

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**DESARROLLAR EL DISEÑO DE UNA BOCATOMA Y PLANTA
DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ZONA
RURAL PARA ABASTECER A 5 CASERIOS.**

TESIS:
**PARA OPTAR EL TITULO PROESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:
Bach: Abel Chavez Rodríguez
Bach: Alfredo Hualverde Torres
Bach: Fredy Abraham Puma Mamani

ASESOR:
Ing. Elton Galarreta Malaver

TRUJILLO – PERÚ
2022

HOJA DE FIRMAS

Desarrollar El Diseño De Una Bocatoma Y Planta De Tratamiento De Agua
Potable Para La Zona Rural Para Abastecer A 5 Caseríos.

Autores:

Bach: Abel Chávez Rodríguez

Bach: Alfredo Hualverde Torres

Bach: Fredy Abraham Puma Mamani

Ing. Enrique Durand Bazán

PRESIDENTE

Ing. Guido Marín Cubas

SECRETARIO

Ing. Elton Javier Galarreta Malaver

VOCAL

DEDICATORIA

En esta oportunidad quisiéramos dirigirnos en dedicar a Dios nuestros esfuerzos y devoción espiritual para lograr nuestros objetivos, en donde nuestra formación y grandes valores se ven reflejados en nuestra culminación de la siguiente manera en nuestra etapa final de realización profesional. A continuación, agradecer a nuestros padres y familiares por haber darnos la fortaleza y apoyo emocional para culminar esta etapa importante de nuestra vida universitaria.

A la entidad donde nos forjamos profesionalmente y a su excelente educación y calidad universitaria. A todos nuestros docentes y compañeros en general que hoy en día con su gran profesionalismo se ve relegada nuestra culminación. Todos tuvieron gran aporte a este trabajo.

Los Autores.

AGRADECIMIENTO

Dios, tu gran fortaleza espiritual nos ha brindado la sabiduría para lograr nuestros objetivos con éxito, por ende, te lo agradecemos a ti nuestro padre celestial.

A nuestros asesores quien nos brindaron la oportunidad de dirigir el contenido y la elaboración de esta investigación.

A nuestra alma mater quien nos acogió todo este año para lograr nuestro propósito y seguir avanzando en nuestra vida universitaria, brindándonos y facilitándonos con las herramientas que nos llevaron a culminar este proceso satisfactoriamente.

Los Autores.

INDICE DE CONTENIDOS

HOJA DE FIRMAS	2
DEDICATORIA	3
AGRADECIMIENTO	4
INDICE DE CONTENIDOS	5
INDICE DE TABLAS	6
INDICE DE FIGURAS	7
RESUMEN	8
ABSTRACT	9
I. INTRODUCCION.....	10
1.1 Realidad Problemática	10
1.2 Justificación.....	11
1.3 Objetivo.....	12
1.4 Antecedentes	13
1.5 Bases teóricas.....	14
1.5.1 Diseño hidráulico de una Bocatoma	14
1.5.1.1 Ubicación.....	14
1.5.1.2 Criterios de Diseño	14
1.5.1.2.1 Altura de barraje	14
1.5.1.2.2 Perfil de la cresta.....	14
1.5.1.2.3 Poza Disipadora	14
1.6 Definición de términos básicos	15
1.7 Formulación de hipótesis.....	15
1.7.1 Hipótesis principal	15
1.7.2 Hipótesis específica Ha	16
1.8 Propuesta de aplicación profesional	16
1.9 Metas del proyecto:	16
II. MATERIALES Y MÉTODOS.....	16
2.1 Materiales De Estudio	16
2.1.1 Población y muestra.....	16
2.1.1.1 Población.....	16
2.1.1.2 Muestra.....	17
2.1.2 Metodología de la investigación	17
2.1.3 Para procesar datos.....	18
III. RESULTADOS	19
IV. DISCUSION	75
V. CONCLUSIONES.....	76
VI. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	77
ANEXOS.....	78

INDICE DE TABLAS

Tabla 1	17
Población Según Censo 2017	17
Tabla 2	17
Población objetiva involucrados en el proyecto	17
Tabla 3	19
Ubicación de la fuente de abastecimiento.	19
Tabla 4	22
Sub cuenca Rio Ochape	22
Tabla 4	22
Sub cuenca Rio Chepate	22
Tabla 4	22
Microcuenca del Rio de Cascas	22
Tabla 5	23
Estación Pluviométricas de la zona de Estudio	23
Tabla 6	25
Serie Histórica de Precipitación máxima en 24 Horas de la estación San Benito	25
Tabla 7	26
Distribución Gumbel – estación San Benito	26
Tabla 8	27
Método De Hidrograma Unitario	27

INDICE DE FIGURAS

Figura 1	20
Ubicación demarcación de la Microcuenca.	20
Figura 2	21
Ubicación y división de la subcuenca del rio Chicama	21
Figura 3	21
Demarcación ala Chicama	21
Figura 3	23
Ubicación de la Estación San Benito.....	23
Figura 4	24
Ubicación de la delimitación de la cuenca.....	24
Figura 5	25
Reporte de Hidroesta para distribución Gumbel.....	25

RESUMEN

El presente tema de investigación trasciende a plantear la alternativa ya que se ve en la actualidad una construcción en optimas condiciones por la cual se ha dejado de lado, perjudicando a un total de la población de la zona rural que es la mas vulnerable, se ha implementado la captación de rio y la planta de tratamiento ya que viene siendo un problema de investigación ya que aun las autoridades siguen manteniéndola en stand bye.

También se presenta una estructura que está en condiciones aptas para el funcionamiento en su totalidad, por ende, es necesario basarse en los manuales y normativa técnica vigente. En esto se plantea una instalación de una planta de tratamiento de agua potable con la finalidad de convertir el agua superficial en agua potable mediante el tratamiento de cloración y almacenamiento en un reservorio.

Se deberá de implementar en proyecciones futuras a la presente investigación el estudio hidrológico ya que es importante para determinar un buen diseño de una captación.

Palabra clave: Bocatoma, Planta de Tratamiento de Agua potable.

ABSTRACT

The present research topic transcends to propose the alternative since it is currently seen a construction in optimal conditions for which it has been left aside, harming a total of the population of the rural area that is the most vulnerable, it has been The river catchment and the treatment plant have been implemented since it has been an investigation problem since even the authorities continue to keep it on standby.

A structure is also presented that is in suitable conditions for operation in its entirety, therefore, it is necessary to rely on the manuals and current technical regulations. In this, an installation of a drinking water treatment plant is proposed with the purpose of converting surface water into drinking water through chlorination treatment and storage in a reservoir.

The hydrological study should be implemented in future projections of this investigation, since it is important to determine a good design of a catchment.

Key word: Inlet, Drinking Water Treatment Plant.

I. INTRODUCCION

1.1 Realidad Problemática

En la actualidad en el Perú un 8% de la población de las zonas Rurales no cuentan con un sistema de agua potable que cubra las necesidades básicas, para ello cabe mencionar la presencia de pendientes muy pronunciadas es por ello que una parte de la población se ve beneficiada, por otro lado.

En los últimos años los gobiernos locales y regionales han ido implementando el medio rural mediante programas de apoyo social.

A nivel local se ha ido implementando muchas alternativas para poder mejorar y satisfacer las necesidades de dicha población a pesar del bajo conocimiento técnico de la población, se ha implementado una alternativa para abastecer a una población demandante mediante la implementación de nuevos componentes que garanticen la calidad de agua que se pretende abastecer.

El proyecto a desarrollar Desarrollar Un Sistema De Saneamiento Básico Rural Con Disposición Sanitaria Y Diseño De Un Sistema De Alcantarillado Para 5 Caseríos De La Zona Periférica, comprende en diseñar una captación de río, un sistema de agua potable para la zona rural, planta de tratamiento y reservorios que contamos con un sistema convencional tradicional por gravedad, será indispensable la implementación de las disposiciones técnicas que permitan ejecutar de todas las partidas y actividades que contemple el proyecto.

Importancia Y Justificación Del Estudio

Para empezar a desarrollar el sistema de abastecimiento de agua potable será implementará con análisis poblacional mediante la norma OS.010, OS. 020 Y OS.070. como alternativa se diseñará la Captación Bocatoma, desarenador y planta de tratamiento de agua potable.

Formulación Del Problema:

Pregunta General:

¿Cuál es la alternativa para diseñar los componentes de la planta de tratamiento de agua potable Bocatoma para abastecer los 5 caseríos de la zona Periférica distrito de Cascas departamento de la Libertad?

Problema Específico:

A. Problema Especifico

¿Cuál es el Estudio Hidrológico para desarrollar el Diseño de una Captación de Rio para abastecer los 5 caseríos de la zona periférica del distrito de cascás del departamento de la libertad?

B. Problema Especifico

¿Cuál es el diseño Hidráulico para desarrollar determinar un desarenador de agua potable para abastecer los 5 caseríos de la zona periférica del distrito de cascás del departamento de la libertad?

C. Problema Especifico

¿Cuál es el diseño estimado de los componentes estructurales y hidraulicos para desarrollarlos en planos de los componentes de la planta de tratamiento y Captación de Rio para abastecer los 5 caseríos de la zona periférica del distrito de cascás del departamento de la libertad?

1.2 Justificación

El mejoramiento del proyecto permitirá disminuir las brechas económicas por un determinado tiempo, como también mejorará los recursos de la zona.

En la influencia del proyecto se busca cambiar e implementar la disposición sanitaria como la potabilización del agua proveniente de rio.

Justificación Legal

Reglamento Nacional de Edificaciones

NORMA OS. 0.10: CAPTACION

A. DISEÑO: El diseño de las obras deberá garantizar como mínimo la captación del caudal máximo diario necesario, protegiendo la fuente de contaminación.

B. AGUAS SUPERFICIALES:

- Las obras de toma se implementarán en zonas donde no causa erosión ni sedimentación estando por debajo de los niveles mínimos a los periodos de estiaje.
- Toda toma deberá de contar con la retención de solidos y facilitar su remoción, así como de un sistema de regulación y control
- El exceso de captación deberá de retornar a su causa original
- La toma deberá ubicarse a tal manera que no alteren su funcionamiento a causa de las variaciones.

1.3 Objetivo

Objetivo General

Desarrollar el diseño de una Bocatoma y Planta de Tratamiento de agua potable para abastecer los 5 caseríos de la zona periférica del distrito de cascás departamento de la libertad.

A. Objetivo Específico

Desarrollar el estudio hidrológico para diseñar la captación de aguas superficiales de rio, para abastecer los 5 caseríos de la zona periférica del distrito de cascás departamento de la libertad.

B. Objetivo Específico

Desarrollar el diseño hidráulico de la Captación de Aguas superficiales de rio, para abastecer los 5 caseríos de la zona periférica del distrito de cascás departamento de la libertad.

C. Objetivo Especifico

Desarrollar los diseños hidraulicos de la planta de tratamiento de agua potable. para abastecer los 5 caseríos de la zona periférica del distrito de cascás departamento de la libertad.

1.4 Antecedentes

Antecedentes Históricos

Jibaja, R. (2021). En su tesis titulada “Diseño del Sistema de Agua Potable y UBS en el Caserío Patacón, Jaen, Cajamarca tubo como objetivo diseñar una captación tipo Barraje una planta de tratamiento. Aplicando la metodología aplicada ya que buscara abastecer de agua potable y clorada. Obteniendo como resultado el diseño de una captación tipo barraje, sedimentador y la planta de tratamiento.

Loaiza, S. (2018). En su investigación denominada “Diagnostico del Sistema Operativo de la Planta de Tratamiento de Agua potable (PTAP) Guacavia en el Municipio de Cumaral, Departamento del Meta. Tubo como Objetivo realizar el diagnóstico del sistema operativo de la PTAP posiblemente presentando falencia y así poder proponer la alternativa de mejoramiento. Aplica realizar un diagnostico operativo de la PTAP. Tubo como resultado un diagnostico de los procesos unitarios, estados de equipos herramientas.

Fernández & Tusó. (2020). En su tesis denominada Diseño de una Planta de Tratamiento de Agua Potable para la Población de Mulalo, Provincia de Cotopaxi. Tuvo como objetivo diseñar la planta de tratamiento. Aplica una visita a campo para determinar el estado actual de la PTAP. obteniendo como resultado se obtuvieron los análisis físicos químicos y bacteriológicos, dosificación de dosis coagulante.

Zambrano, D. (2020). En su tesis titulada Prediseños de Estructuras de entrada, Filtro Grueso Dinámico, Filtro Grueso Ascendente y Cámara de Contacto de Cloro Planta de Santa Cecilia de Tarrazú. Tuvo como objetivo de tratamiento para la remoción de turbiedad, color, coliformes fecales y bacteria. Aplica la filtración en múltiples etapas. Como resultado se obtuvo

que esta implementación de tecnología refleja el alto potencial para tratar problemas de contaminación con la remoción del color de las aguas convirtiéndola en una solución viable y confiable.

1.5 Bases teóricas

En los proyectos de agua potable mediante captaciones superficiales son sometidos a una prueba regular del análisis físico químico del agua, como también para su diseño de bocatomas mediante un Bocal el agua es captada mediante un canal de derivación hacia un sedimentador en este caso, los componentes que lo clasifican a este tipo de captación es de tipo barraje con poza disipadora, un barraje fijo, colchón amortiguador, compuertas metálicas.

1.5.1 Diseño hidráulico de una Bocatoma

Se van dando los primeros aspectos para determinar los componentes que se va a diseñar en obra.

1.5.1.1 Ubicación

Se utiliza la base de curvas y cotas destacando la pendiente aproximadamente, los detalles de topografía son los primeros inicios para generar los detalles que se verán en planta, es muy importante el eje del río o quebrada donde se proyectara.

1.5.1.2 Criterios de Diseño

1.5.1.2.1 Altura de barraje

Se vera efectuado la totalidad de la altura del Bocal o ventana de captación y borde libre que se emplea por seguridad.

1.5.1.2.2 Perfil de la cresta

Es donde va la corona del barraje de emplea para no hacerla muy esbelta a la estructura y darle un mayor ancho.

1.5.1.2.3 Poza Disipadora

Aplicando la ecuación de energía determinaremos el tirante, tomando como referencia seguida l nivel de terreno natural.

1.6 Definición de términos básicos

Socavación:

Básicamente la socavación es una acción en las cuales se van a ver sometidos los muros en un tirante normal para ello se determina mediante una formula par suelos cohesivos.

Empuje hidrostático:

es simplemente la resultante de la presión producida por el agua por ende dando para el caudal de diseño.

Fuerza de supresión:

Es una fuerza que surge a medida que el agua va filtrando en base al barraje para el calculo de filtración usando el método de elementos finitos se simulo agujeros para romper presiones con el fin de disminuir el empuje.

Barraje:

Es un elemento de concreto que con su propio peso logra su propia estabilidad.

Seguridad al volteo:

Es el empuje del suelo ejerce con respecto al barraje aguas abajo calculando los momentos fuerzas.

Cresta:

Es el limite del barraje de forma que no genere fuerza al momento de caer a la poza disipadora.

Bocatoma:

Es una estructura que tiene la finalidad de derivar un caudal mediante los servicios de agua potable, se va determinando los componentes como la ventana de captación, el desarenador, desripiador, poza disipadora, colchón amortiguador, barraje fijo además canal de derivación.

1.7 Formulación de hipótesis

1.7.1 Hipótesis principal

Hi: Se desarrolla el diseño de una captación de río y planta de tratamiento de agua potable para abastecer a los 5 caseríos del distrito de Cascas departamento de la libertad.

1.7.2 Hipótesis específica Ha

HE1: Se desarrollará el diseño hidráulico de una captación de Río para abastecer a los 5 caseríos del distrito de Cascas departamento de la libertad.

HE2: Se desarrollará el diseño Hidráulico de los componentes de la planta de tratamiento de agua potable para abastecer a los 5 caseríos del distrito de Cascas departamento de la libertad.

HE3: Los caudales de diseño máximos y mínimos definirán las dimensiones de las estructuras y su influencia final será determinantes para abastecer a los 5 caseríos del distrito de Cascas departamento de la libertad.

HE4: Se llevará una organización secuencial de datos ya que el cálculo de caudales condiciona al resto de las estructuras.

1.8 Propuesta de aplicación profesional

1.9 Metas del proyecto:

- Diseño de Bocatoma
- Diseño hidráulico de un desarenador
- Diseño estructural de muro de encausamiento
- Diseño hidráulico de un filtro dinámico y de arena
- Diseño hidráulico de una cámara de cloración.

II. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Materiales De Estudio

2.1.1 Población y muestra

2.1.1.1 Población

para temas de calculo y diseño se ha tomado criterios generales de población tanto como la zona rural como la zona urbana, por ende, los

beneficiarios directos para este presente estudio son 5 caseríos de la zona rural. Detallando los cálculos de población en los siguientes cuadros.

Según datos históricos del censo 2017 comprende una población de 13,374 con una tasa de crecimiento de 0.51%

Tabla 1

Población Según Censo 2017

DISTRITO	AÑO 2017	TASA DE CRECIMIENTO
CASCAS	13,374	0.51 %

Fuente: INEI – CENSO 2017

Población Objetiva:

La comprende esencialmente la población involucrada después de un acontecimiento de crecimiento o decrecimiento poblacional para ello se evaluar las condiciones en las cuales se encuentra la población.

Tabla 2

Población objetiva involucrados en el proyecto

CASERIO	CANTIDAD	DENSIDAD POBLACIONAL (Hab/Viv.)	POBLACION ACTUAL (hab.)
ZONA URBANA (AÑO 2017)	1299	3.70	4688
5 CASERIOS	472	3.70	1746
TOTAL, DE POBLACION	1739		6435.00

2.1.1.2 Muestra

Estudio hidrológico que se empleara para determinar todos los diseños de la bocatoma siendo causal esencial de muestra para determinarlos.

2.1.2 Metodología de la investigación

La presente investigación se plantea desarrollar:

Desarrollar el diseño de una captación de río de agua superficial, y diseño hidráulico de una planta de tratamiento de agua potable mediante el uso de plantillas de Excel con herramientas y materiales adecuadas

2.1.3 Para procesar datos

Para los procesar datos se ha empleado el civil 3D, Microsoft Excel y Word.

Variable de estudio:

Desarrollar el diseño de una bocatoma y Planta de tratamiento de agua potable para la zona Rural para abastecer a 5 caseríos – distrito de cascás departamento de la libertad.

Indicador: Bocatoma y planta de tratamiento de agua potable.

Operacionalización de variables:

El proyecto del diseño de una bocatoma y planta de tratamiento de agua potable para la zona Rural consta de un barraje fijo, ventana de captación, colchón amortiguador, canal de derivación, muro de encauzamiento, aforador Parshall, filtro dinámico, filtro de arenas y tanque de cloración.

El diseño del presente proyecto consta de el uso de la norma técnica actual con las siglas OS-010, OS-020 Y OS-070.

Tipo De Estudio

La Present investigación es de tipo experimental, por ende, no habrá manipulación de nuestras variables durante el tiempo no cambiará el orden dando lugar a los objetivos a que no cambien durante el proceso.

III. RESULTADOS

3.1. ESTUDIO HIDROLOGICO

En el presente estudio será base para determinar los componentes de la captación de río ya que se determina los tiempos y caudales las demandas de agua los balances.

3.1.1. Objetivo General

- Realizar el estudio hidrológico para determinar los balances hídricos
- Determinar caudales
- Determinar la oferta y la demanda
- Realizar el balance hídrico

3.1.2. Ubicación:

Se encuentra políticamente en la microcuenca de cascás, subcuenca del río Ochape cuenca del río Chicama encontrándose entre las regiones de la libertad y Cajamarca. El punto de captación se encuentra ubicado;

Tabla 3

Ubicación de la fuente de abastecimiento.

FUENTE NATURAL DEL AGUA			UBICACIÓN GEOGRAFICA		
Tipo de fuente	Nombre de fuente	Origen de la fuente	Este (x)	Norte (y)	Altitud (msnm)
RIOS	Río Cascas	Superficial	742360.00	9175720.00	1516.00

Fuente: Elaboracion Propia.

Figura 1

Ubicación demarcación de la Microcuenca.



Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IGN)

Figura 2

Ubicación y división de la subcuenca del río Chicama



Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IGN)

- Norte** : ALA de Jequetepeque
- Este** : ALA – Crisnejas y Huamachuco
- Sur** : ALA Moche – Viru – Chao
- Océano** : Océano Pacífico

Figura 3

Demarcación ala Chicama



Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IGN)

3.1.3. Hidrografía

3.1.3.1. Sub cuenca Rio Ochape

Tabla 4

Sub cuenca Rio Ochape

DESCRIPCION	ALTITUD msnm	OBSERVACIÓN
Cascabamba	3600	Se denomina Rio Ochape
Identificándose dos microcuencas importantes		

3.1.3.2. Microcuenca del Rio Chepate

Tabla 4

Sub cuenca Rio Chepate

DESCRIPCION	ALTITUD msnm	OBSERVACIÓN
Caserio Membrillo	4200	Aporte de la laguna de coan y las Pircas

3.1.3.3. Microcuenca del Rio cascás

Tabla 4

Microcuenca del Rio de Cascas

DESCRIPCION	ALTITUD msnm	OBSERVACIÓN
Rio Ochape con una extensión de 97.1 km ²	1516	Aporte de los riachuelos Cachil, el Pajonal.

3.1.4. Información pluviométrica

Dando referencia a las máximas en 24 horas dentro de las estaciones mas cercanas a la zona de estudio s usa la información pluviométrica de proporcionada por el servicio nacional de Metereologia, precipitación acumulada mensual.

Tabla 5

Estación Pluviométricas de la zona de Estudio

ESTACION	TIPO	UBICACIÓN		ALTITUD (msnm)	DIST.	PROV.	DPTO	PERIODO DE REGISTRO
		LATITUD	LONGITUD					
SAN BENITO	CO-Metereologia	7°25'42.49"	78°55'36.24"	1317.00	SAN BENITO	CONTUMAZA	CAJAM,	1982 - 2013

Figura 3

Ubicación de la Estación San Benito

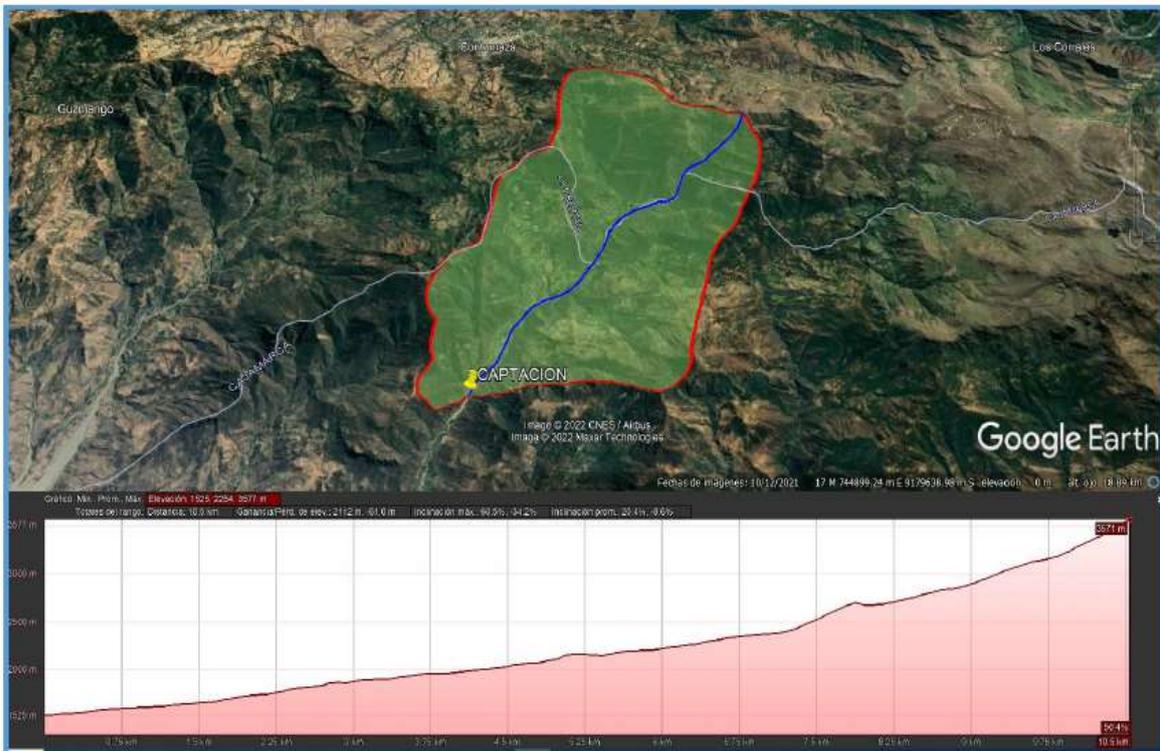


Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IGN)

Los parámetros empleados en las delimitaciones de la cuenca son un total de 44.60 m², perímetro de 28.30 Km, longitud de 10.20 m, con una cota mínima 1525 msnm y una cota máxima de 3571 msnm con una pendiente de 0.20 %.

Figura 4

Ubicación de la delimitación de la cuenca.



3.1.4.1. Distribución Gumbel

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (6)$$

Siendo:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma} \quad (7)$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma \quad (8)$$

Donde:

α : Parámetro de concentración.

β : Parámetro de localización.

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

$$x = \bar{x} + k\sigma_x \quad (9)$$

Donde:

x : Valor con una probabilidad dada.

\bar{x} : Media de la serie.

k : Factor de frecuencia.

Tabla 6

Serie Histórica de Precipitación máxima en 24 Horas de la estación San Benito.

N° AÑOS	AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	PREC. MAX
		31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
1	1982	10.00	12.50	3.60	11.50	0.80	0.01	-	0.01	2.80	4.80	4.70	26.50	26.50
2	1983	23.50	54.80	125.00	59.20	63.00	38.50	1.90	0.01	3.00	6.80	5.20	7.00	125.00
3	1984	15.00	32.50	34.00	2.70	7.00	-	1.10	1.20	2.70	5.00	5.00	5.50	34.00
4	1985	3.00	1.40	10.00	1.60	2.00	0.80	-	2.50	4.70	-	-	1.20	10.00
5	1986	23.00	10.00	5.00	39.00	1.20	-	-	1.20	1.80	2.50	0.01	2.30	39.00
6	1987	31.30	8.00	22.50	10.00	6.00	-	1.80	0.80	2.00	3.00	3.00	-	31.30
7	1988	45.00	13.00	5.20	14.00	-	-	0.01	1.80	2.00	1.10	-	1.10	45.00
8	1989	12.00	37.00	30.40	30.00	-	-	0.01	2.50	3.00	6.00	1.70	0.01	37.00
9	1990	7.60	5.50	15.00	5.00	1.80	-	-	0.01	0.01	5.00	-	2.30	15.00
10	1991	-	6.40	58.00	8.80	2.20	-	-	-	0.80	3.60	4.00	4.00	58.00
11	1992	12.00	10.00	20.50	90.00	5.20	6.50	0.01	1.00	2.80	3.00	-	2.60	90.00
12	1993	5.00	28.00	54.00	19.50	2.50	0.01	1.50	-	1.80	7.80	6.00	10.00	54.00
13	1994	10.50	23.00	57.80	24.50	1.50	2.50	-	0.01	3.00	-	6.50	16.50	57.80
14	1995	14.70	25.00	10.00	12.40	1.60	-	-	1.10	0.80	-	1.20	4.30	25.00
15	1996	16.00	37.60	28.60	4.80	1.00	-	0.50	1.00	2.50	2.00	-	1.20	37.60
16	1997	5.20	13.00	5.30	48.90	0.70	1.80	-	-	3.50	4.80	12.50	50.00	50.00
17	1998	91.80	81.00	102.00	25.00	4.40	1.60	-	-	4.40	4.20	1.50	5.00	102.00
18	1999	15.50	42.90	12.50	6.20	5.20	5.00	2.70	-	8.70	1.00	2.80	9.60	42.90
19	2000	8.50	21.30	57.50	25.20	17.00	2.60	-	0.30	2.00	0.60	3.60	6.70	57.50
20	2001	20.00	15.90	50.60	13.10	0.80	-	-	-	1.20	1.90	3.00	3.80	50.60
21	2002	1.80	108.10	36.00	36.10	0.30	-	-	-	0.40	3.50	8.30	7.60	108.10
22	2003	5.30	11.20	12.20	14.20	1.30	0.80	-	0.20	-	1.40	2.60	31.20	31.20
23	2004	4.00	34.00	5.20	7.30	2.80	0.20	0.30	-	6.10	4.70	0.60	2.70	34.00
24	2005	14.00	14.00	-	3.60	-	-	-	-	0.20	2.50	1.40	3.60	14.00
25	2006	20.10	28.00	26.10	18.70	-	2.50	-	-	-	-	3.50	9.60	28.00
26	2007	9.10	7.70	19.50	7.60	9.40	-	-	1.40	-	4.90	2.00	1.90	19.50
27	2008	25.80	47.30	34.40	38.00	-	0.90	-	-	1.30	5.50	4.20	0.50	47.30
28	2009	30.80	36.60	46.60	5.60	4.50	-	-	-	2.30	4.60	10.00	0.90	46.60
29	2010	9.80	38.40	13.80	43.60	3.20	-	-	-	3.80	4.00	1.80	5.00	43.60
30	2011	8.40	9.90	7.60	14.30	-	-	-	-	0.40	-	8.00	6.50	14.30
31	2012	8.70	22.40	65.40	11.10	2.50	-	-	-	-	6.90	8.40	10.50	65.40
32	2013	3.50	11.30	68.00	2.30	1.40	-	-	-	-	2.80	-	2.20	68.00

Figura 5 Reporte de Hidroesta para distribución Gumbel.

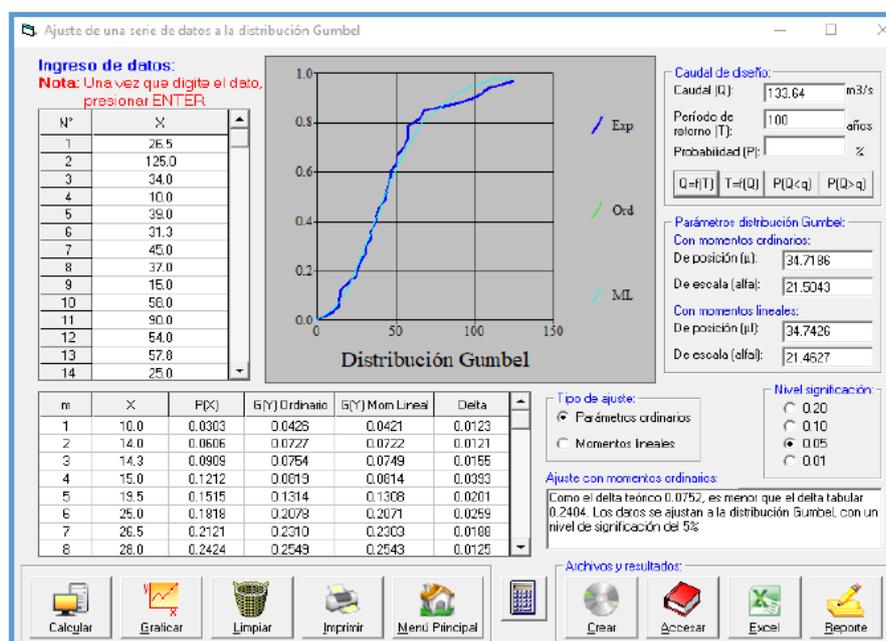


Tabla 7

Distribución Gumbel – estación San Benito

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	10.0	0.0303	0.0425	0.0421	0.0123
2	14.0	0.0506	0.0727	0.0722	0.0121
3	14.3	0.0909	0.0754	0.0749	0.0155
4	15.0	0.1212	0.0819	0.0814	0.0393
5	19.5	0.1515	0.1314	0.1308	0.0201
6	25.0	0.1818	0.2078	0.2071	0.0259
7	26.5	0.2121	0.2310	0.2303	0.0188
8	28.0	0.2424	0.2549	0.2543	0.0125

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
9	31.2	0.2727	0.3080	0.3074	0.0352
10	31.3	0.3030	0.3097	0.3091	0.0066
11	34.0	0.3333	0.3556	0.3552	0.0223
12	34.0	0.3636	0.3556	0.3552	0.0080
13	37.0	0.3939	0.4068	0.4065	0.0129
14	37.6	0.4242	0.4170	0.4167	0.0072
15	39.0	0.4545	0.4407	0.4404	0.0139
16	42.9	0.4848	0.5048	0.5047	0.0200

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
16	42.9	0.4848	0.5048	0.5047	0.0200
17	43.6	0.5152	0.5160	0.5159	0.0008
18	45.0	0.5455	0.5380	0.5379	0.0075
19	45.6	0.5758	0.5624	0.5624	0.0133
20	47.3	0.6061	0.5729	0.5729	0.0332
21	50.0	0.6364	0.6119	0.6119	0.0246
22	50.6	0.6667	0.6201	0.6202	0.0465
23	54.0	0.6970	0.6650	0.6652	0.0320

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
24	57.5	0.7273	0.7070	0.7073	0.0202
25	57.8	0.7576	0.7104	0.7107	0.0471
26	58.0	0.7879	0.7127	0.7129	0.0752
27	65.4	0.8182	0.7866	0.7869	0.0316
28	68.0	0.8485	0.8084	0.8087	0.0401
29	90.0	0.8788	0.9264	0.9266	0.0476
30	102.0	0.9091	0.9572	0.9574	0.0481
31	108.1	0.9394	0.9676	0.9678	0.0282

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
32	125.0	0.9697	0.9851	0.9852	0.0154

3.1.5. Determinación De Las Máximas Avenidas

3.1.5.1. Método del diagrama unitario

Es resultante de 1 mm de exceso de lluvia siendo un modelo para disminuir el hidrograma resultante de cualquier cantidad de exceso:

- Precipitación efectiva
- Precipitación efectiva distribuida uniformemente
- Tiempo de duración del hidrograma
- Las ordenadas de los hidrogramas
- Hidrograma resultante de un exceso de lluvia.

3.1.5.2. Coeficiente de escorrentía

Para motivos de estudio se ha tomado un valor de 0.25 según cuadro de coeficientes de escorrentía por método de hidrograma unitario.

Tabla 8

Método De Hidrograma Unitario

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

Fuente: Manual de Hidrología Drenaje MTC.

3.1 DISEÑO HIDRAULICO DE LA CAPTACION DE RIO

I. DISEÑO DE LA VENTANA DE CAPTACION:

Formula: $Q=c*L*h^3/2$

$h=(Q/c*L)^{2/3}$

Donde: Q: Caudal del diseño (Qmd)

c : 0.60, Constante del vertedero
de cresta ancha

L: ancho de la ventana

h: alto de la ventana

Asumiendo para resolver:

Q= 0.036 m³/seg.

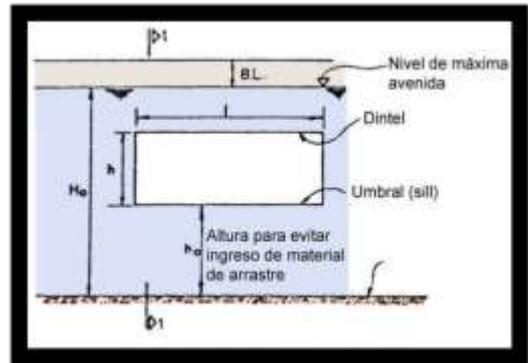
c= 0.6

L= 0.40 m ← **ASUMIMOS**

Hallando la altura:

h= 0.2844

h= 0.30 m



II.- AREA EFECTIVA DEL FLUJO :

Ac=Area efectiva del flujo del agua en m²

Qmd=caudal maximo dirario l/s

V=velocidad de flujo en m/s (no debe ser <0.6 m/s)

Qmd= 0.0364 m³/seg

V= 0.60 m/seg

Ac= 0.06 m²

$$A_c = \frac{Q_{md}}{v}$$

$$Q = v * A$$

III.- CALCULO DE LA REJA EN BOCATOMA :

At= 0.120 m²

n= 10 und

s= 0.0127 m (1/2")

l= 0.40

As= 0.05080 m²

$$A_t = A_s + A_f$$

Donde:

A_t : Sección de la boca de toma (m²)

A_s : Sección total de las barras (m²)

Donde:

n : Número de barras

s : Espesor de la barra en m

l : Longitud de la barra en m

A_f : Sección de flujo en m²

$$A_s = n * s * l$$

II.- DISEÑO DEL BARRAJE:

1.- Calculo de la longitud de encauzamiento: (B)

- Primer Metodo de Bleuch:

Formula: **B = 1,81 (Q*Fb /Fs)1/2**

FACTOR DE FONDO:

Material	Fb
Material fino	0.5
Material grueso.	1.2

Donde: B: ancho de encauzamiento
 Fb: factor de fondo
 Fs: factor de orilla

FACTOR DE ORILLA:

Material	Fs
Materiales suelto	0.1
Materiales ligeramente cohesivos .	0.2
Materiales cohesivos	0.3

Asumiendo para resolver:

Q= 24.39 m3/seg.

Fs= 0.30

Fb= 0.50

CAUDAL DE MAXIMAS AVENIDAS DEL RIO (ESTUDIO)

Hallando:

B= 11.54 m

- Segundo Metodo de Altunin:

Formula: **B = a * Q^{0,5} / S^{0,2}**

Donde: a: factor del material

Q: caudal de rio

S: pendiente del rio

Parametros Caracteristicos	a
Cauce rocoso	0.50
Cauce formado con cantos rodados	0.75
Cauce formado por grava, arena fina	0.80
Río caudaloso	1.10
Río poco caudaloso	1.00

Asumiendo para resolver:

a= 1.00 m3/seg.

Q= 24.39 m3/seg.

S= 1.50 %

Hallando:

B= 1.27 m

Promedio:

- Método Bleuch = 11.5 m

-Método de Altunin = 1.27m

- Método de Petit = 12.10 m

- Metodo de Petit:

Formula: **B = 2.45*Q^{1/2}**

P= 8.30 m

Bpromedio= 8.30 m

Donde: Q: caudal de rio

Asumiendo para resolver:

Q= 24.39 m3/seg.

Hallando:

B= 12.10 m

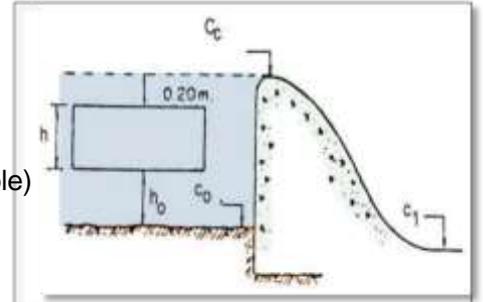
2.- Calculo de la altura del barraje (Hb):

Formula: $H_b = h_o + h + 0.20$ (pudiendo ser mayor)

Donde: h_o : altura de umbral del vertedero de captacion

h : altura de la ventana de captacion

0.20: seguridad (pudiendo ser mayor de ser posible)



Asumiendo para resolver:

$h_o = 0.80$ m ≥ 0.60 m(mayor a esto)

$h = 0.30$ m

Hallando: $H_b = h_o + h + 0.30$

Hb= 1.40 m

III.- DIMENSIONAMIENTO DEL COLCHON DE AMORTIGUAMIENTO:

1.- Calculo del tirante al pie del barraje(d_1):

Formula: tomando los puntos de 0 y 1:

$$P + H + \frac{V_0^2}{2g} = d_1 + \frac{V_1^2}{2g} + h_{f(0-1)} \dots \dots \dots (1)$$

Donde: T: ancho del rio

Q_r : caudal de descarga por el barraje

V_1 : velocidad en el punto 1

V_0 : velocidad en el punto 0

P: altura del barraje

d_1 : tirante al pie del talud

h_f : perdida de carga entre 0 y 1

Asumiendo para resolver:

$Q_{dis} = 0.036$ m³/seg.

$Q_{rio} = 0.0244$ m³/seg.

T = 8.30 m

g = 9.81 m²/seg.

$d_1 = 0.15$ m

P = 1.4 m

Hallando:

$$H = \sqrt[3]{\frac{Q_r^2}{g * T^2}} ; V_0 = \frac{Q_r}{H * T} ; (Q_r = \text{Caudal del rio} - Q_{diseño})$$

$Q_r = 0.01$ m³/seg.

H = 0.006 m H = 0.006 m

$V_0 = 0.24 \text{ m}^2/\text{seg.}$

$$V_1 = \frac{Q_r}{d_1 * T} \dots \dots \dots (2)$$

$V_1 = 0.01 \text{ m}^2/\text{seg.}$

Despejando de la ecuacion 1 se obtiene lo siguiente:

$$d_1 = P + H + \frac{(V_0^2 - V_1^2)}{2g} - h_{f(0-1)}; \text{ pero: } h_{f(0-1)} = 0.1 \frac{V_0^2}{2g}$$

$$d_1 = P + H + \frac{(0.9V_0^2 - V_1^2)}{2g} \dots \dots \dots (*)$$

$d_1 = 1.41 \text{ m}$ ➔ $d_1 = 1.40 \text{ m}$

$$d_2 = \frac{d_1}{2} + \left(\frac{d_1^2}{4} + \frac{2V_1^2}{g} * d_1 \right)^{1/2}$$

$d_2 = 1.72 \text{ m}$ ➔ $d_2 = 1.70 \text{ m}$

2.- Calculo de la longitud del colchon disipador (LD):

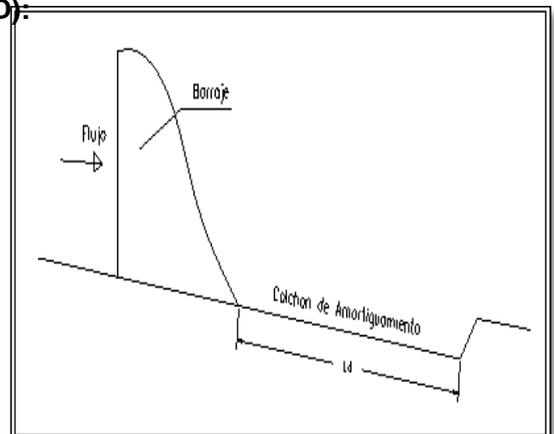
Formula:

1.- $L = 5(d_2 - d_1)$ $L = 1.50 \text{ m}$

2.- $F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g * d_1}}$ $F_1 = 0.002603006$

$L = 6d_1 * F_1$ $L = 0.021865249 \text{ m}$

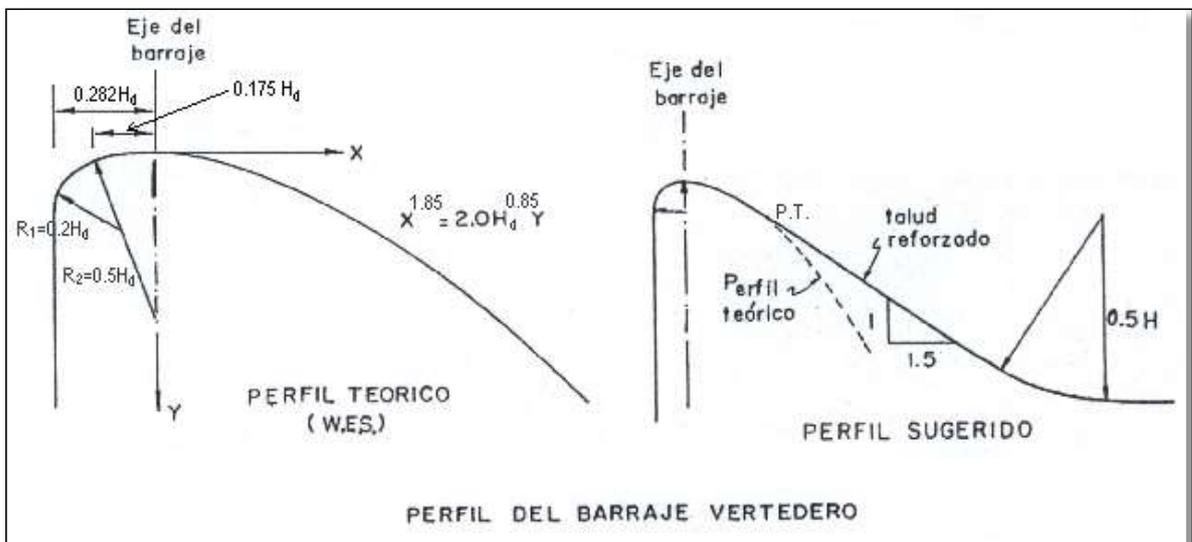
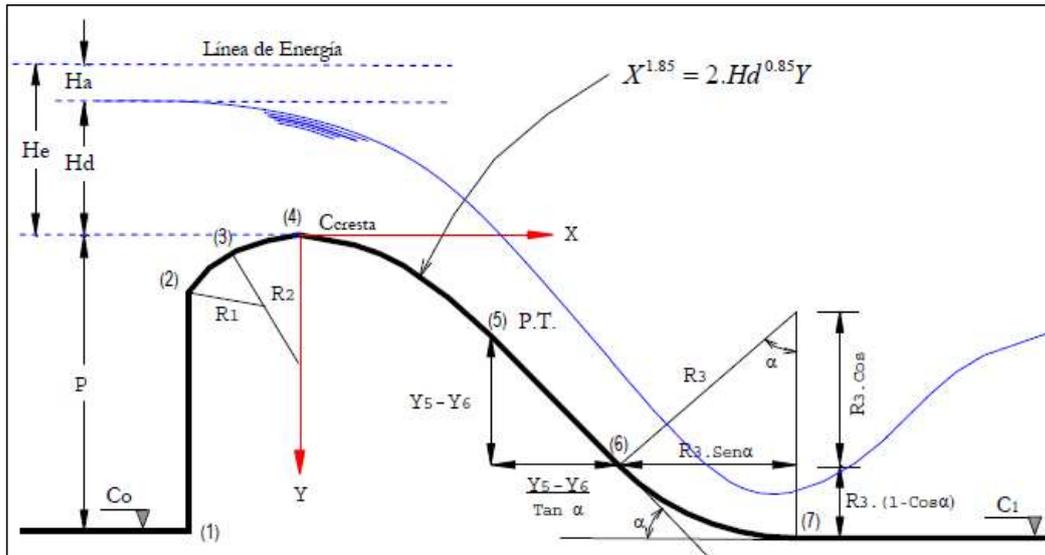
3.- $L = 4d_2$ $L = 6.80 \text{ m}$



Luego de haber resuelto las tres formulas se toma la mayor de todas:

LD = 6.80 m

3.- Calculo de la cresta del vertedero del barraje:



Distancia al eje del barraje:

$$AC = 0.282H_d \quad 0.00$$

=

Radio (R1):

$$R1 = 0.2Hd \quad 0.000$$

=

Radio (R2):

$$R2 = 0.5Hd \quad 0.003$$

=

IV.- DISEÑO DEL ALIVIADERO: con la misma formula de la ventana de captación

1.- Recalculando la entrada de la ventana de captación:

Formula: $Q_e = c * L * h^{3/2}$

Donde: Q_e : caudal que ingresa por ventana

c : constante del vertedero de cresta ancha ($c=0.60$)

L : ancho de la ventana

h : alto de la ventana

Asumiendo para resolver:

$c = 0.6$

$L = 0.40 \text{ m}$

$h = 0.30 \text{ m}$

$Q_{dis} = 0.0364 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Hallando:

$Q_e = 0.0394 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Caudal para evacuar por el aliviadero:

$Q = 0.00304 \text{ m}^3/\text{seg.}$

2.- Calculo de la longitud del aliviadero:

Formula:

$$Q_{evac.} = \frac{4}{15} c * L_a * h^{3/2} \sqrt{2g}$$

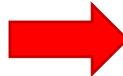
Asumiendo para resolver:

$Q_{evac.} = 0.0030 \text{ m}^3/\text{seg.}$

m $c = 0.50$

$h = (h_0 + h_u)/2$

$h = 0.09$



$g = 9.81 \text{ m}^2/\text{seg.}$

m

$h_0 = 0.8 * h_u$

$h_0 = 0.08$

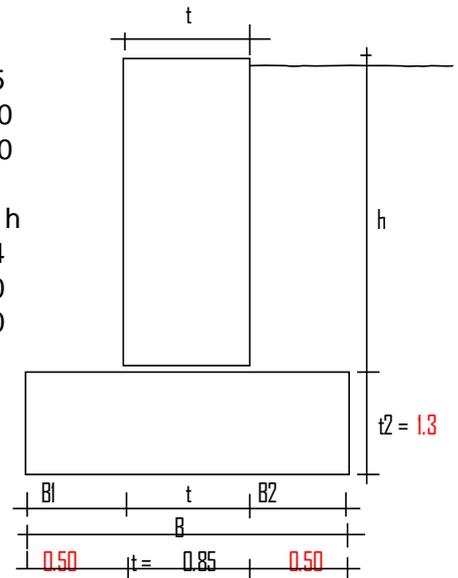
$h_u = 0.10 \text{ m}$

Hallando:

$L_a = 0.19 \text{ m}$

3.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE MURO DE ENCAUSAMIENTO

Altura del Muro, (m), $h = 3.15$
 Peso Específ. del Relleno grava-arena (Kg/m³), $P_s = 1000$
 Peso Específico concreto ciclópeo (Kg/m³), $P_c = 2300$
 Angulo fricción interna o reposo, (°) $\emptyset = 32$
 Resistencia del concreto (Kg/cm²), $f'c = 175$
 Capacidad Portante Material Relleno (Kg/cm²), $G_c = 1.24$
 Factor de Seguridad de Volteo, $FSV = 2.00$
 Factor Seguridad Deslizamiento, $FSD = 2.00$
 Tirante de Agua en Máximas Avenidas $y = 1.80$



NOTA: Paramtros tomados del Estudio de Mecanica de Suelos del Expediente Tecnico Primigenio. Para el caso II asumiremos que el muro trabaja solo para resistir el empuje del agua

A. DIMENSIONAMIENTO DEL MURO

Empuje Activo del Agua sobre el Muro (E)

E (Kg/m) : $E = 1414$
 E_v (Kg/m) : $E * \text{seno}(\emptyset/2)$ $E_v = 1000$
 E_h (Kg/m) : $E * \text{cos}(\emptyset/2)$ $E_h = 1000$

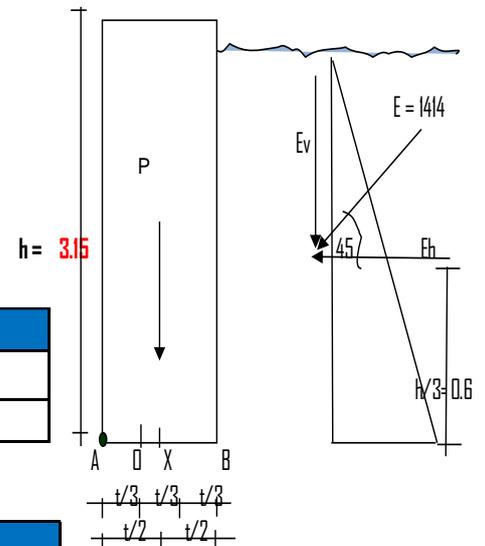
Respecto al punto de Aplicación " A "

Fuerzas Verticales Estabilizadoras

Peso	P_r	Dist.	Momentos (Me)
P (Kg) :	$h * P_c * t = 7245 * t$	$t/2$	$3623 * t^2$
E_v (Kg/m) :	$E * \text{seno}(\emptyset/2) = 390$	t	$390 * t$

Fuerzas Horizontales Desestabilizadoras

Empuje Activo Horizontal	F_h	Dist.	Momento (Md)
E_h (Kg/m) :	$E * \text{cos}(\emptyset/2) = 1000$	$h/3$	600



B. FACTOR DE SEGURIDAD DE VOLTEO

$$FSV : Me / Md \quad (3623 * t^2 + 390 * t) / (600) = 2$$

$$t^2 + 0.108 * t - 0.331 = 0$$

$$t = 0.524$$

Asumir :

$t = 0.85$

ELEGIMOS ESTE VALOR PARA T

Momentos Me (Fuerzas Verticales)

$Me \text{ (Kg-m)} = 3623 * t^2 + 390 * t \text{ Me} = 2949.12$

Momentos Md (Fuerzas Horizontales)

$Md \text{ (Kg-m)} = Md = 600$

C.FACTOR DE SEGURIDAD DE VOLTEO

$FSV : Me / Md \quad FSV = 4.92 > 2.00 \quad \text{O.K. !}$

$FSD : Pr * f / Fh \quad FSD = 11.79 > 2.00 \quad \text{O.K. !}$

Excentricidad y Presiones sobre el Terreno

$Xv \text{ (m)} : (Me - Md) / Pr \quad Xv = 0.36$

$e \text{ (m)} : (t / 2) - Xv \quad e = 0.07$

$t / 6, \text{ debe ser mayor que "e",} \quad t / 6 = 0.14 > 0.07 \quad \text{O.K. !}$

$S1 \text{ (tn/m}^2\text{)} : (Pr / t) * (1 + 6 * e / t) \quad S1 = 11.51 = 1.15 \text{ Kg/cm}^2$

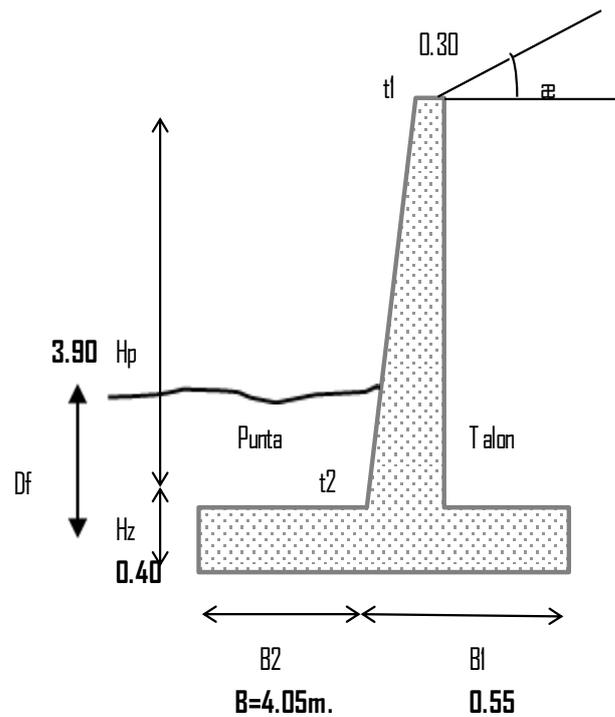
$S2 \text{ (tn/m}^2\text{)} : (Pr / t) * (1 - 6 * e / t) \quad S2 = 3.90 = 0.39 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia del Fondo de Río: $S1 = 1.15 < Gc = 1.24 \quad \text{O.K. !}$

II. MURO DE CONTENCION MC

DATOS :

- FSD = 1.50
- FSV = 2.00
- ANGULO FRIC. INTERNO = 24.00 grados
- ANG. RELLENO INCL. $\alpha = -$ grados
- COEF. EMP. ACTIVO $Ka = 0.422$
- COEF. EMP. PASIVO $Kp = 2.371$
- COEF. FRICCION DESL. $f = 0.60$
- PESO RELLENO $\gamma = 1.80 \text{ ton/m}^3$
- COHESION = - kg/cm^2
- PESO MURO CONCRETO = 2.40 ton/m^3
- SOBRECARGA $Ws/c = 0.96 \text{ ton/m}^2$
- ALTURA EQUIV. S/C $Ho = 0.53 \text{ m.}$
- ALTURA PANTALLA $Hp = 3.90 \text{ m.}$
- CAPACID. PORTANTE $Gt = 1.05 \text{ kg/cm}^2$
- DESPLANTE PUNTA $Df = 1.00 \text{ m.}$
- Df' con RELLENO FIJO = 1.20 m.
- EMPUJE PASIVO FIJO (SI/NO) SI (SI: Considera Epasivo Df)
- CONCRETO $f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$
- ACERO $fy = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$



1.00 DIMENSIONAMIENTO DE LA PANTALLA

1.1 Por flexión

t1= 0.30 m.

$$M = K_a \gamma \frac{H_p^3}{6} + K_a \gamma H_o \frac{H_p^2}{2}$$

M = 10.58 ton-m (en la base)

Mu=1.7*M = 17.99 ton-m

Cuantía =0.0050 (cuantía asumida)

d = 0.32 m. t2 >= 0.37

Usar: t2 = 0.40 m.

rc (cm) =5.00 Var D (pulg)

d = 0.3421 => recubrimiento 5cm. y acero D= 5/8

1.2 VERIFICACION POR CORTE

Vd = 6.25 ton. (Cortante a una altura: Hp-d)

Vdu = 1.7xVd 10.62 ton. (Cortante ultimo)

Td = 0.34 m. peralte a una distancia "d"

Vc = 22.41 ton. (Cortante admisible)

Vce = 2/3*Vc 14.94 ton. (Cortante admisible efectivo, por traslape en la base)

Vce > Vdu **BIEN**

1.3 DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

H_z=t₂+0.05 = 0.45 m. Usar: 0.40 m.

H= H_z+H_p = 4.30 m.

H_e= H_z + H_p + H_o =4.83 m. (H_o = Altura por sobrecarga)

PESO PROMEDIO γ_m =2.00 ton/m³ (del concreto y suelo)

DIMENSIONAMIENTO DEL DENTELLON

H_d =10% H= 0.43 m. Usar: - m.

B_d =10% H= 0.43 m. Usar: - m.

DIMENSIONAMIENTO POR ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO (H = H_e + B1.S)

$$\beta = FSD \cdot \frac{(K_a \gamma)}{2 f \gamma_m} = 0.47$$

Tan $\alpha = S = -$

$$B_1 \geq \frac{\beta}{(1 - \beta.S)} H_e = 2.29 \text{ m.} \quad \text{USAR : 3.50 m.}$$

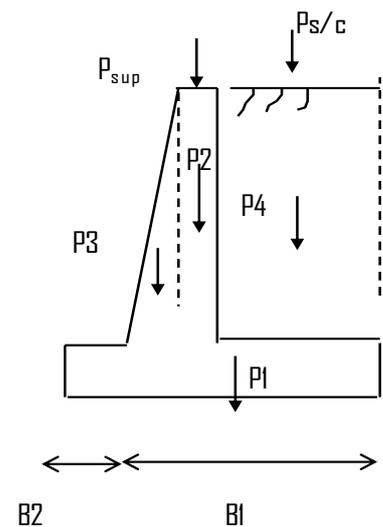
DIMENSIONAMIENTO POR ESTABILIDAD AL VOLTEO

$$B_2 \geq \left[\frac{f}{3} \frac{FSV}{FSD} - \frac{B_1}{2 H_e} \right] H_e = -0.46 \text{ m.} \quad \text{USAR : 0.55 m.} \quad B=4.05\text{m.}$$

4.00 VERIFICACION DE ESTABILIDAD

FUERZAS RESISTENTES

Pi	PESO	BRAZO	MOMENTO
	ton.	m.	ton-m.
P1	3.89	2.03	7.87
P2	2.81	0.80	2.25
P3	0.47	0.62	0.29
P4	21.76	2.50	54.41
P5	-	0.55	-
P _{s/c}	2.98	2.50	7.44
TOTAL	31.90		72.25



Presión pasiva superior en dentellón σ_{ps} :

$$\sigma_{ps} = \gamma D_f K_p = 5.12 \text{ ton/m}^2$$

Presión pasiva inferior en dentellón σ_{pi}

$$\sigma_{ps} = \gamma (D_f + H_d) K_p = 5.12 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Sin Dentellon } H_d = D_f$$

Empuje pasivo actuando sobre el dentellón E_p

$$E_p = (\sigma_{ps} + \sigma_{pi})/2 * H_d = 6.15 \text{ ton/m}$$

Considerando la fuerza de cohesión.

$$c' \cdot B = \text{ - ton/m}$$

FUERZAS ACTUANTES

$$H_a = 8.76 \text{ ton.}$$

$$M_a = 13.80 \text{ ton-m.}$$

$$FSD = 2.89 > 1.50 \quad \text{BIEN}$$

FSV = 5.23 > 2.00 BIEN

5.00 PRESIONES SOBRE EL TERRENO

Xo = 1.83 m.

E = 0.19 m.

B/6 = 0.68 m.

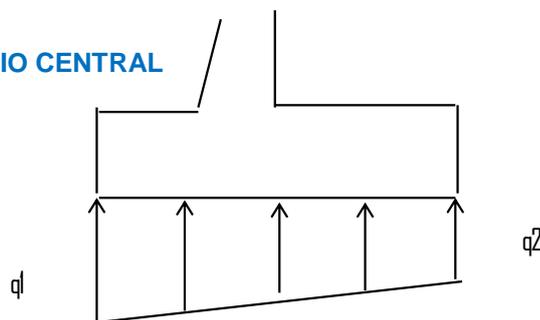
B/6 > e ¡BIEN! RESULTANTE DENTRO DEL TERCIO CENTRAL

q1 = 1.013 kg/cm²

q2 = 0.563 kg/cm²

q1 < Gt BIEN

q2 < Gt BIEN



6.00 DISEÑO DE LA PANTALLA (Método de la Rotura)

6.01 REFUERZO VERTICAL

ARMADURA PRINCIPAL EN LA BASE DE LA PANTALLA (cara interior)

Mu = 17.99 ton-m.

t2 = 40.00 cm.

D = 34.21 cm.

B = 100.00 cm.

F'c = 210.00 kg/cm²

Fy = 4,200.00 kg/cm²

W = 0.086

As = 14.66 cm²/m.

Nº	DIAMETRO	AREA (cm ²)
2	1/4	0.317
3	3/8	0.713
4	1/2	1.266
5	5/8	1.979
6	3/4	2.850
8	1	5.067

Nos da cada @ 14 cm. 13.5

As = 14.66 cm²/m. Con As = 5/8 => USAR 20 cm.

Asmin = 0.0020 * b * d

Asmin = 6.84 cm²/m. en la base

Asmin = 5.04 cm²/m. en la corona

Altura de corte para Mu/2:

Hcorte = 0.77 m. usar 1.20 m.

ARMADURA SECUNDARIA (cara exterior)

Armadura de montaje (3/8" o 1/2"): 1/2"

$$S = 36\phi \leq 45 \text{ cm}$$

Con Acero 1/2 cada 45 cm. => USAR 30.00 cm.

Con Acero 8 mm cada 29 cm. => USAR 20.00 cm.

6.02 REFUERZO HORIZONTAL

Ast= 0.0020bt (contracción y temperatura)

Ast arriba :6.00 cm²/m.

2/3Ast= 4.00 Usar var. 1/2 " a Cada 32 cm cara en contacto con intemperie

1/3Ast= 2.00 3/8 " a Cada 36 cm cara en contacto con suelo

Ast intermedio :7.00 cm²/m

2/3Ast= 4.67 Usar var. 1/2 " a Cada 27 cm cara en contacto con intemperie

1/3Ast= 2.33 3/8 " a Cada 31 cm cara en contacto con suelo

Ast abajo: 8.00 cm²/m

2/3Ast= 5.33 Usar var. 1/2 " a Cada 24 cm cara en contacto con intemperie

1/3Ast= 2.67 3/8 " a Cada 27 cm cara en contacto con suelo

RESUMEN: EXTERIOR: Var ϕ 1/2: 1 @0.05, 5, @24,5@27, Resto @ 32

INTERIOR: Var ϕ 3/8: 1 @0.05, 5, @27,4@31, Resto @ 36

7.00 DISEÑO DE LA ZAPATA (Método de la Rotura)

ACERO DE REFUERZO

CARGAS POR MT. DE ANCHO

Wrelleno =7.02 ton/m. (peso del relleno)

Wpp = 0.96 ton/m. (peso propio)

Ws/c = 0.96 ton/m. (peso sobrecarga)

PUNTA DE ZAPATA

recubrimiento del As = 0.25 cm

Diametro de As a usar = 5/8"

W= 0.96 ton/m

Wu= 16.35 ton/m

Mu= 2.47 ton-m "

d= 31.70 cm.

b= 100.00 cm.

F'c= 210.00 kg/cm²

Fy= 4,200.00 kg/cm²

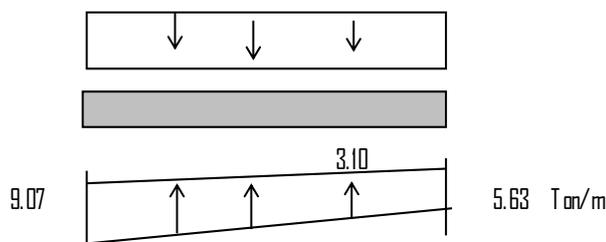
w= 0.013

As= 2.08 cm²/m.

Asmin= 0.0020*b*d

Asmin= 6.34 cm²

As= 6.34 cm² Usar As



TALON DE ZAPATA

Recubrimiento del As =7.5 cm

Diametro de As a usar = 5/8"

qb = 9.07 ton/m

q2 = 5.63 ton/m

W = 8.94 ton/m

Wu =12.80 ton/m

M = 10.40 ton-m

Mu =15.95 ton-m

d = 31.71 cm.

b = 100.00 cm.

F'c = 210.00 kg/cm²

Fy = 4,200.00 kg/cm²

W =0.089

As =14.04 cm²

Asmin= 6.34 cm²

14 cm

As =14.04 cm² **Usar As** 5/8 Cada 20 cm.

VERIFICACION POR CORTANTE

q'd =8.51ton/m

Vdu =1.95 ton

Vc =20.70 ton **BIEN**

REFUERZO TRANSVERSAL

25 cm.

Ast= 8.00 cm² Usar As 5/8 Cada **20 cm.**

Armadura de montaje (3/8" o 1/2") : 1/2 "

$S = 36 \phi \leq 45 \text{ cm.}$

Con Acero 1/2 cada 45 cm. **USAR => 40.00 cm.** ó

Con Acero 12 mm cada 43 cm. **=> USAR 40.00 cm.**

3.3 DISEÑO HIDRAULICO DEL DESARENADOR

1. CARACTERISTICAS GENERALES

La función del desarenador, es separar del agua cruda arena y partículas gruesas en suspensión, con la finalidad de evitar que se produzcan depósitos en las tuberías de conducción, proteger las bombas de la abrasión y en general evitar la sobrecarga de arena en los procesos posteriores de tratamiento.

Zona de entrada

Tiene como función, conseguir una distribución uniforme de la velocidad y de las líneas de flujo dentro de la unidad. Se consideran al final de la transición dos compuertas metálicas, para alternar el paso del flujo a las unidades de desarenación en paralelo, durante la operación de limpieza de una de ellas.

Zona de desarenación

Parte principal del sistema, consiste en un canal en el cual se realiza el depósito de las partículas de arena. Para una mejor operación se consideran dos (02) unidades.

Zona de salida

Conformada por dos vertederos de rebose que recolectan el agua que rebosa de las unidades de desarenación, luego de que la arena y partículas similares han decantado en el fondo.

Zona de depósito y eliminación de la arena sedimentada

La arena se descarga a través de una válvula de $\varnothing 110$ mm hacia una trampa de arena. La arena quedará retenida en ella y el efluente descargará al desagüe de la planta.

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

Los caudales dentro de los cuales se ha elaborado los diseños de las unidades son 15.36 lps, 24.40 lps y 31.33 lps.

Cuadro N°03: Resumen de Demandas

DESCRIPCION	DATO	CANT	UND	FUENTE
Caudal promedio	Qp:	15.66	l/s	Cálculo de caudales
Caudal máximo diario	Qmd:	24.40	l/s	Cálculo de caudales
Caudal máximo horario	Qmh:	31.33	l/s	Cálculo de caudales

DESCRIPCION	DATO	CANT	UND	FUENTE
Densidad relativa de la arena	Dr:	2.65	*	CEPIS
Diámetro de la partícula 0.50mm	Φ:	0.050	cm	RNE OS.020
Velocidad Horizontal de Sedimentación	Vh:	0.15	m/s	CEPIS
Tasa de Sedimentación de la Arena	qs:	22	m3/m2/h	RNE OS.020
Tasa de Acumulación de Arena	Ta:	0.03	m3/m2/h	RNE OS.020
Periodo de Limpieza	T:	7	días	Dato de campo
Coef. De rugosidad del canal	n:	0.013	*	Bibliografía

DESCRIPCION	DATO	CANT	UND	FUENTE
Ancho del Canal ingreso desarenador	B:	0.40	m	Criterio técnico propio
Temperatura de agua	T:	20	°C	Dato del campo

1.1. CALCULO DEL ANCHO DEL DESARENADO

Caudal máximo horario Qmh: 0.03 m3/s

Velocidad de horizontal Vh: 0.15 m/s

Area del canal (Sección transversal Máxima) A: 0.209 m2

Ancho del canal B: 0.37 m

Ancho del canal recomendable B: 0.45 m

Altura del canal H: 0.70 m

$$A = Qmh/Vh$$

$$A = 1.5 * B^2$$

$$H = 1.5 * B$$

1.2. CALCULO DE LA LONITUD DEL DESARENADOR:

Ancho del canal	H: 0.70 m
Velocidad de sedimentación	Vs: 0.15 m/s
Tiempo de retención	Tr: 4.67 seg.
Caudal máximo diario	Qmd: 24.40 m/s
Tasa de Sedimentación de la Arena	qs: 22.00 m
Area superficial útil	As: 3.99 m ²
Ancho del canal recomendable	B: 0.450 m/s
Area superficial útil	As: 3.99 m ²
Longitud de desarenador	L: 8.87 m
Longitud final de Desarenador	Lf: 8.90 m

$$Tr = H / Vs$$

$$As = Qmd / qs$$

$$L = As / B$$

1.3. CALCULOS VARIOS

1.3.1. Radio Hidráulico Horizontal:

Area del canal	$Rh = \frac{Ac}{Pm} = \frac{Ac}{(2Y+B)}$	Ac: 0.261 m ²
Altura del canal		Y = H: 0.70 m
Ancho del canal		B: 0.37 m
Radio hidráulico		Rh: 0.15 m ² /m

1.3.2. Pendiente Del Canal Del Desarenador:

Coeficiente de rugosidad		n: 0.13
Velocidad de horizontal	$Vh = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$	Vh: 0.45 m/s
Pendiente del canal		S: 0.04%

1.3.3. Tirant Máximo Del Canal:

Area del canal	$Y_{max} = \frac{Ac}{B}$	A: 0.209 m ²
Ancho del canal		B: 0.45 m
Tirante máximo del canal		Ymax: 0.46 m

1.3.4. Altura Útil De La Reja:

Borde libre del canal $H = Y_{max} + BL$ BL: 0.70 m

Altura de la reja H: 1.16 m

1.3.5. Volumen Diaria De Arena:

Volumen diario de arena Vd.: 0.063 m³ $Vd = Qmd * (Ta/1000)$

1.3.6. Volumen Mínimo De Tolva:

Volumen mínimo de tolva Vmin: 0.44 m³ $Vmin = Vd * T$

1.3.7. Volumen proyectado superior al mínimo:

Vol. proyectado superior al min. Vr: 2.80 m³ $Vr = B * L * H$

1.4. Longitud De La Zona De Transición:

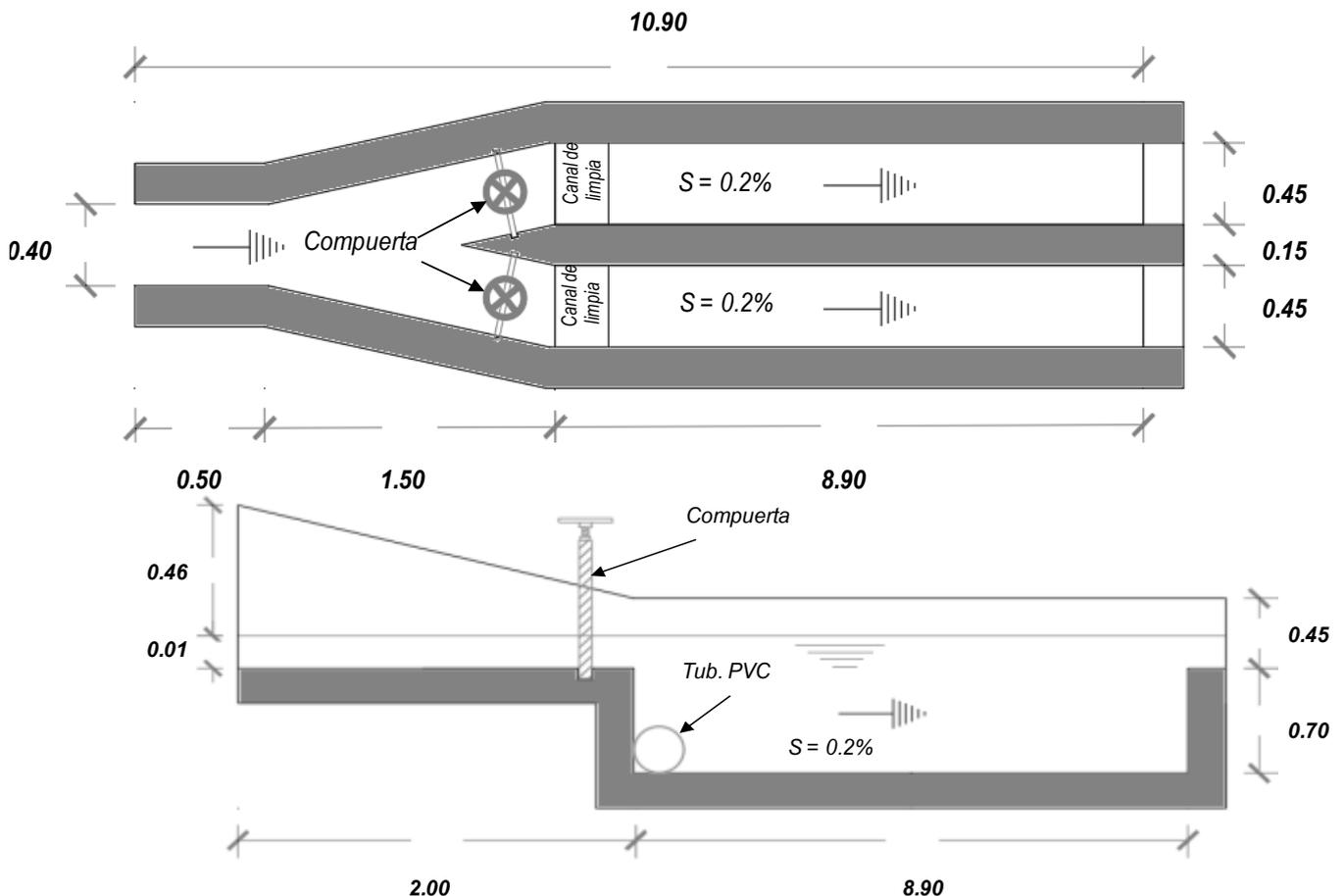
Ancho total de desarenador Bt: 1.05 m

Ancho del canal de ingreso B: 0.40 m

Angulo de inclinación Φ : 12.50 m

Longitud Ls: 1.50 m

$$Ls = \frac{Bt - B}{\tan \Phi}$$



MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

INTRODUCCIÓN

Se definen los materiales, cargas, empuje lateral de materiales y los métodos de análisis y diseño de los elementos estructurales que constituyen los canales de entrega de tomas laterales del Proyecto antes descrito.

NORMAS DE REFERENCIA

Materiales (ASTM)	American Society for Testing and Materials
Suelos y cimentaciones	Norma Técnica de Edificación NTE-E0.50
Concreto Estructural	Norma Técnica de Edificación NTE-E0.60
	Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI-318-05)
Engineering (01)	Code Requirements for Environmental Concrete Structures (ACI-350-01)
Análisis Sísmico	Norma Técnica de Edificación NTE-E.030
Acero Estructural	Norma Técnica de Edificación NTE-E.090

MATERIALES

Concreto armado para estructuras

Concreto estructural: resistencia especificada $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$,
CMTO. PV

Acero de refuerzo

Acero de refuerzo en varillas: resistencia especificada $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Recubrimientos

Cimentaciones con solado y muros	$r = 50\text{mm}$
Losas de techo expuestas a la acción del agua	$r = 50\text{mm}$
Losas de techo no expuestas a la acción del agua	$r = 25\text{mm}$

Suelo de cimentación¹

Arcilla arenosa inorgánica semi compacta.

Profundidad 1.00m

Presión admisible	$\sigma = 1.00 \text{ kg/cm}^2$
Angulo de fricción interna	$\Phi = 30^\circ$
Coeficiente de fricción concreto-suelo 0.35	$\delta = \frac{2}{3}\Phi = 19.33^\circ$ $C_f = \tan(\delta) =$

CARGAS

Peso de materiales

Concreto	2400 kg/m ³
Acero	7850 kg/m ³
Agua	$g = 1,000 \text{ kg/m}^3$
Suelo seco promedio	$g_s = 1,800 \text{ kg/m}^3$

Carga viva

Carga viva en veredas	$s/c = 400 \text{ kg/m}^2$
Carga viva en techos de concreto	$s/c = 200 \text{ kg/m}^2$

Carga sísmica

Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones en estructuras hidráulicas $S_a = 0.24g$

EMPUJE LATERAL DE MATERIALES

Cargas estáticas

Las cargas de presión lateral del suelo y del agua serán tratadas como cargas vivas en el diseño.

Presión hidrostática $K_w = 1.0 @ \frac{1}{3} H_{\text{agua}}$

Presión lateral en reposo $K_o = 1 - \text{sen} \phi = 0.50 @ \frac{1}{3} H_{\text{suelo}}$

Presión activa $K_A = \tan^2 (45 - \phi/2) = 0.333 @ \frac{1}{3} H_{\text{suelo}}$

Acción sísmica

Presión hidrodinámica (sobre muro rígido) $K_{hd} = 7/8 S_a = 0.21 @ 0.4 H_{\text{agua}}$

Presión lateral activa incluyendo acción sísmica (Mononobe-Okabe)

Seudo aceleración horizontal para relleno $C_h = 0.20g$

Seudo aceleración vertical para relleno $C_v = 0.10g$

Para suelo seco: $\theta = \text{Arc tan} (C_h / (1 - C_v)) = 12.53^\circ$

Angulo de inclinación del muro con la vertical $i = 0^\circ$

Angulo del suelo con la horizontal $\beta = 0^\circ$

Angulo de fricción entre la pared y el suelo $\delta = \frac{2}{3} \phi = 20^\circ$

$$K_{AE} = \cos^2 (\phi - \theta - i) / \cos \theta \cdot \cos^2 i \cdot \cos (\delta + i + \theta) \cdot A$$

$$A = [1 + \sqrt{\{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta - \theta) / \cos(i + \delta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)\}}] \cdot 2$$

$$K_{AE} = 0.493$$

Incremento Dinámico De Presión Activa $\Delta K_{AE} = K_{AE} - K_A = 0.163 @ \frac{2}{3} H_{\text{suelo}}$

Análisis y diseño

Método de análisis

Todos los elementos estructurales son diseñados para los efectos máximos de las cargas factorizadas.

Método de diseño

Se aplica el método de diseño de factores de carga y resistencia

Factores de carga para estructuras hidráulicas de concreto

Los elementos estructurales se diseñan para tener una resistencia de diseño en todas las secciones por lo menos igual a la resistencia requerida

Notación:

U = Carga factorizada

D = Carga muerta

L = Carga viva

E = Carga de sismo

H = Carga de presión del suelo

W = Carga de presión de agua

Resistencia requerida según ACI 350-01

$$U = 1.4D + 1.7L$$

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H$$

$$U = 0.9D + 1.7H$$

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7W$$

$$U = 0.9D + 1.7W$$

$$U = 1.05D + 1.275L \pm 1.4E$$

$$U = 0.9D \pm 1.43E$$

Factores de resistencia para estructuras hidráulicas

- Flexión 0.90
- Cortante 0.85
- Compresión 0.70
- Tracción 0.90

Durabilidad medio ambiental

La resistencia requerida se multiplica por los siguientes factores de durabilidad ambiental (S) en estructuras en donde la durabilidad, estanqueidad o similares condiciones de servicio son necesarias.

- Resistencia a la flexión S = 1.30
- Fracción del cortante tomado por el refuerzo S = 1.30
- Tracción axial S = 1.65

Limitación de deflexiones

- Deflexión inmediata debido a la carga viva L/360
- Deflexión diferida debida a carga sostenida + deflexión inmediata debido a carga viva adicional L/240

DISEÑO ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Muro lateral del desarenador

Muro en voladizo, borde inferior empotrado en losa de fondo, borde superior libre.

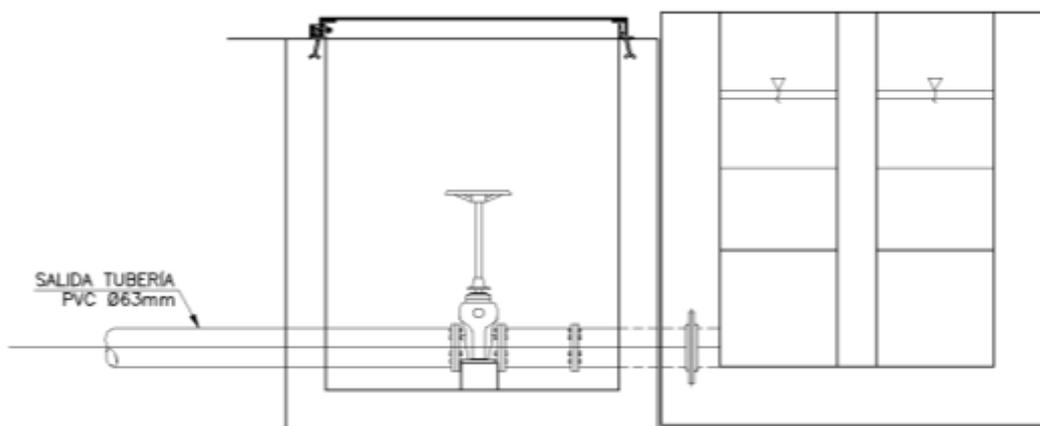
- Ancho Muro a = 0.10m
- Alto Muro (Inundación) H = 0.91m
- Altura agua operación h = 0.71m
- Altura de suelo Hs = 0.50m

- Densidad del suelo $g_s = 1.8 \text{ Tn/m}^3$

Empujes laterales

Del esquema, el caso más desfavorable es el empuje del agua hacia el muro a nivel de inundación y sin relleno exterior (caso de prueba de filtración de agua hacia el terreno exterior antes de rellenar).

Ilustración 1 Sección transversal del desarenador



Fuente: Programa Nacional de Saneamiento Rural

Empuje Activo + acción sísmica + sobrecarga

Fuerza	Pto. Aplicación Momento	
$P_A = \frac{1}{2} g_s H_s^2 K_a$ $= 0.5 \times 1.80 \times 0.50^2 \times 0.33 = 0.074 \text{ Tn}$ Tn-m	$\frac{1}{3} H_s = 0.167 \text{ m}$	0.012
$\Delta P_{AE} = \frac{1}{2} g_s H_s^2 \Delta K_{AE}$ $= 0.5 \times 1.80 \times 0.50^2 \times 0.163 = 0.0371 \text{ tn}$ Tn-m	$\frac{2}{3} H_s = 0.33 \text{ m}$	0.012
$P_{s/c} = K_A s/c H_s =$ $= 0.33 \times 0.20 \times 0.50 = 0.033 \text{ Tn}$ Tn-m	$\frac{1}{2} H_s = 0.25 \text{ m}$	0.008
$U = 1.3 (1.05H + 1.275L + 1.4E)$ $U = 1.3 (1.05 (0.012) + 1.275 (0.012) + 1.4 (0.008)) = 0.040 \text{ Tn-m}$ $M_u = 0.040 \text{ Tn-m}$		

Empuje de suelo en reposo + sobrecarga

Fuerza Momento	Pto. Aplicación
$P_o = \frac{1}{2} g_s H_s^2 K_o =$	
$= 0.5 \times 1.80 \times 0.50^2 \times 0.5 = 0.11 \text{ Tn}$ Tn-m	$\frac{1}{3} H_s = 0.167 \text{ m}$ 0.018
$P_s/c = K_A s/c H_s =$	
$= 0.33 \times 0.20 \times 0.50 = 0.033 \text{ Tn}$	$\frac{1}{2} H_s = 0.25 \text{ m}$ 0.008 Tn-m
$U = 1.3 (1.7H + 1.7L)$	
$U = 1.3 (1.7 (0.018) + 1.7 (0.008)) = 0.058 \text{ Tn-m}$	
$M_u = 0.058 \text{ Tn-m}$	

Empuje de agua a nivel de inundación sin relleno exterior

Fuerza Momento	Pto. Aplicación
$P_w = \frac{1}{2} g H^2 =$	
$= 0.5 \times 1.00 \times 0.91^2 = 0.41 \text{ Tn}$	$\frac{1}{3} H = 0.30 \text{ m}$ 0.12 tn-m
$U = 1.3 (1.7W)$	
$U = 1.3 (1.7 (0.12)) = 0.26 \text{ Tn-m}$	
$M_u = 0.26 \text{ Tn-m}$	

El caso más desfavorable es el empuje de agua a nivel de inundación

Diseño por Flexión

Tomando momento respecto a la base del muro, se tiene:

$b = 100 \text{ cm}$
 $d = 5 \text{ cm}$
 $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 $M_u = 0.26 \text{ tn-m}$
 $A_s = 3.08 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Para $\emptyset 3/8''$: $S = 0.71/3.08 = 23 \text{ cm}$

Refuerzo mínimo:

$\rho \text{ mín} = 0.0020 \rightarrow A_s \text{ min} = 0.002bd: 1.80 \text{ cm}^2$
 Para $\emptyset 3/8''$: $S = 0.71/(0.0020 \times 15) = 47 \text{ cm}$

Corte de fierros:

Refuerzo	As (cm ²)
Ø3/8"@20 cm	3.55

Diseño por Cortante

Del diagrama de cortante:

$V = 1.3 \times 1.7 \times 0.41 = 0.91 \text{ Tn}$

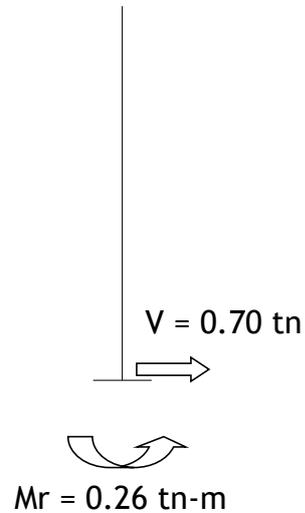
Vu (a la distancia "d" de la cara)

$Vu = 0.91 / 1.3 = 0.70 \text{ Tn}$

$Vc = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 4.43 \text{ Tn}$

$\phi Vc = 0.85 \times 4.43 = 3.77 \text{ Tn}$

$Vu < \phi Vc \dots \text{ok.}$



Losa de Fondo del Desarenador

Calculo del peso de la estructura

- Espesor de la losa $e = 0.10 \text{ m}$
- Alto Muro (Inundación) $H = 0.91 \text{ m}$ (altura más desfavorable)

Se considerará el tanque lleno de agua a nivel de inundación.

Peso CM

• Muros	$2 \times 1.81 \times 0.10 \times 0.43 \times 2.4$	=	0.37 Tn	
• Muros	$2 \times 1.25 \times 0.10 \times 0.19 \times 2.4$	=	0.11 Tn	
• Muros	$2 \times 0.90 \times 0.10 \times 0.91 \times 2.4$	=	0.39 Tn	
• Muros	$2 \times 1.57 \times 0.10 \times 0.40 \times 2.4$	=	0.30 Tn	
• Muros	$1 \times 1.89 \times 0.10 \times 0.61 \times 2.4$	=	<u>0.28 Tn</u>	1.45 Tn
• Losa de fondo	$3.27 \times 0.10 \times 2.4$	=	<u>0.78 Tn</u>	2.23 Tn
• Peso del agua	$2.35 \times 0.65 \times 1.00$	=	<u>1.53 Tn</u>	1.53 Tn
TOTAL				3.76 Tn

Reacción del suelo = $3.76 / 3.27 = 1.15 \text{ Tn/m}^2 \sim 0.12 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo admisible del suelo = $10 \text{ Tn/m}^2 \sim 1.00 \text{ kg/cm}^2$

Cálculo de presiones y diseño de la losa de fondo

PCM = 1.45 tn

U = 1.3 (1.4D)

$$U = 1.3 (1.4 (1.45)) = 2.64 \text{ tn}$$

$$W_u = 2.64/0.90 = 2.93 \text{ tn/m}$$

$$M = W.L^2/8 = 2.93 \times 0.30^2 / 8 = 0.033 \text{ tn-m}$$

Diseño por flexión

$$d = 5 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 0.053 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = 0.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Para } \varnothing 3/8": S = 0.71/0.14 = 507 \text{ cm}$$

Refuerzo mínimo:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0020 \rightarrow A_s \text{ min} = 0.002bd: 2.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } \varnothing 3/8": S = 0.71/(0.0020 \times 10) = 35.5 \text{ cm}$$

Corte de fierros:

Refuerzo	A_s (cm ²)
$\varnothing 3/8"@20 \text{ cm}$	3.55

3.4 DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

El objetivo de este trabajo es el de diseñar una planta de tratamiento de agua que comprenda los procesos necesarios para obtener un producto de óptima calidad, así como la adecuación del área de tratamiento con las instalaciones necesarias para su buena operación y seguridad de la misma.

De acuerdo con el análisis físico, químicos y bacteriológicos, se puede verificar que a pesar de ser proveniente de una fuente superficial (AGUA SUPERFICIAL DEL RIO CASCAS), se trata de un agua de buena calidad, con contenidos muy bajos de turbiedad, pero que en épocas de avenida este se puede incrementar hasta llegar a las 10 UTM.

En tal sentido se ha propuesto como que la planta cuente solo con los procesos de filtración y desinfección.

1.5. Unidad de filtración

Los datos de laboratorio que a continuación mencionamos son importantes en el diseño del filtro y la determinación del porcentaje de expansión tanto para la arena como para la antracita y de la curva granulométrica de la arena se puede determinar los datos de la antracita.

- ✓ Tamaño efectivo de la arena $D_{10} = 0.72 \text{ mm}$
- ✓ Coeficiente de uniformidad de la arena y antracita $CU = 1.30$
- ✓ Diámetro más fino de la capa más fina de arena $d_1 = 0.42 \text{ mm}$
- ✓ Diámetro más grueso de la capa más fina de arena $d_2 = 0.51 \text{ mm}$
- ✓ Peso específico de la arena $e_s = 2650 \text{ Kg/m}^3$
- ✓ Con el valor de la velocidad en el flujo vertical asumido de 0.23 m/h se consiguió un área de 140 m² para 4 unidades de filtro lento.
- ✓ Por la topografía se realizará dos unidades de cada uno dos filtros los cuales funcionarían en forma paralelo.

1.6. Unidad de cloración

- ✓ Almacén de cloro
El sistema de cloración será proyectado para una dosis promedio de 1.45 mg/lb, tiene un periodo de almacenamiento de 60 días, así se requieren 265 Kg de cloro por lo que tenemos que utilizar 4 cilindros de 68 kg cada uno.
- ✓ Estación de cloración
Está diseñada para un caudal de diseño de 36 lps, para una dosis máxima de 3mg/lit y una concentración de 3500 mg/lit, obteniendo un caudal mínimo de agua requerido para la operación del eyector de $4.7 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$. Con estos datos seleccionamos de catálogos la capacidad del clorador siendo escogido el valor de 1000 g/h.
- ✓ La velocidad en la tubería de alimentación de agua es de 0.9 m/s, el diámetro es de 3/8" y la longitud es de 12.2 m.
- ✓ Las pérdidas de carga a lo largo de la tubería son por fricción y cargas menores siendo estos valores de 1.59 m y 0.09m correspondientemente.
- ✓ Las características o requerimientos que reúne el equipo son: La presión del inyector es de 20 m, la altura de succión es de 0.80m. Tiene una carga dinámica total de 22.27 m.
- ✓ Se tomó pH= 7.5, temperatura de 15 °C y 2.5 unidades de log de inactivación.
- ✓ La manera de inyección de cloro gas es de manera directa a la tubería de impulsión desde la balanza, controlada mediante un rotámetro

1.7. INFORMACION COMPLEMENTARIA

Climatología: Precipitación, temperatura, amplitud térmica:

Los aspectos climáticos del entorno del proyecto son tomados en consideración debido a la incidencia que tienen sobre otros factores ambientales del mismo, la durabilidad de los materiales utilizados, la dispersión de las emisiones contaminantes de gases, partículas y ruidos, que podrían afectar potencialmente a la salud de los vecinos del lugar de emplazamiento del proyecto, principalmente durante la ejecución de las obras de construcción.

- ✓ El clima es cálido en días de sol y con sensación de frío en días de lluvia, típico de la sierra (cercano a la Cordillera Occidental Andina) llegando la temperatura máxima promedio hasta 30°C en época de verano (abril-diciembre) y una temperatura mínima promedio de 10°C en épocas de lluvia.
- ✓ Su topografía es irregular y en algunas zonas escarpadas con desniveles medianamente profundos, característicos de la sierra. La localidad de Cascas se encuentra sobre una explanada inclinada con pendientes del 15 a 25%.
- ✓ La localidad está ubicada sobre los 1276 msnm. Sus coordenadas geográficas son Latitud sur 7°28'46" longitud oeste 78°49'10".
- ✓ En el terreno donde se proyecta ubicar la planta de tratamiento de agua potable no se presenta niveles freáticos que puedan dificultar la cimentación de las estructuras proyectadas.

2. MEMORIA DE CALCULO:

2.1. Descripción general del planeamiento del saneamiento

El sistema de abastecimiento para la ciudad de Cascas contempla la construcción de una planta de tratamiento con unidades de filtración y desinfección.

Las estructuras que comprende la planta de tratamiento de agua potable han sido construidas en el expediente primigenio donde las estructuras se encuentran en buen estado y requieren mantenimiento, para expediente de saldo de obra se ha verificado que la planta de tratamiento requiere atención y funcionamiento óptimo en las cuales el funcionamiento hidráulico está pendiente para el correcto funcionamiento.

- ❖ **CANALETA PARSHALL:** esta estructura se encuentra en óptimas condiciones, con su mantenimiento durante la ejecución del expediente de saldo garantizará el correcto funcionamiento hidráulico de dicha estructura.
- ❖ **FILTRO DINAMICOS:** lo comprende 4 unidades en las cuales la parte hidráulica como tuberías perforadas, tuberías de ingreso, accesorios, válvulas y materiales de filtración se deben de incorporar en el presente expediente de saldo.
- ❖ **FILTRO LENTOS:** lo comprende 4 unidades en las cuales la parte hidráulica como tuberías perforadas, tuberías de ingreso accesorios, válvulas y materiales de filtración se deben de incorporar en el presente expediente de saldo.

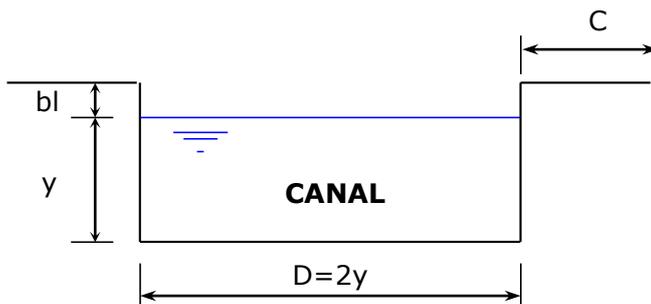
- ❖ **CASETA DE ALMACEN Y GUARDIANIA:** se encuentra terminada en óptimas condiciones, para garantizar la comodidad de vigilancia.
- ❖ **CASETA DE CLORACION:** comprende una caseta de cloración en óptimas condiciones, requiere mantenimiento e implementación insumos para su cloración y potabilización, una electrobomba para su implementación, y abastecimiento de recursos que cumplan la función de cloración y desinfección.
- ❖ **RESERVORIO 150 M3:** se encuentra en óptimas condiciones para su mantenimiento e implementación sanitaria y válvulas para su óptimo funcionamiento y garantizar el almacenamiento.
- ❖ **SISTEMA DE DRENAJE Y EVACUACION DE EXTRUCTURAS DE REBOSE:** La implementación de este sistema y la construcción de cajas de inspeccion y tapas sanitarias de concreto para garantizar la evacuación de aguas que exceden en las estructuras, hacia el rio.

2.2. Cálculos hidraulicos de canaleta Parshall.

· Diseño del canal de entrada

Consideraremos los siguientes valores:

- Caudal de Diseño	$Q_{\text{máxd}} = \frac{130.00}{\text{lt/seg}} =$	0.130 m ³ /seg
- Pendiente	$S = 0.002$	(2°/100)
- Rugosidad	$n = 0.013$	(C° Acabado)
- Criterio de diseño	Máxima Eficiencia.	



Donde:

- Perímetro mojado	: 4y
- Ancho canal	: 2y
- Área mojada	: 2y ²

Usando la ecuación de Manning tenemos:

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

$$0.130000 = \frac{1}{0.013} (2y^2) \cdot (y/2)^{2/3} \cdot (0.002)^{1/2}$$

Despejando:

Finalmente:

$$y^{8/3} = 0.029994$$

$$y = 0.268$$

$$y = 0.28 \text{ m}$$

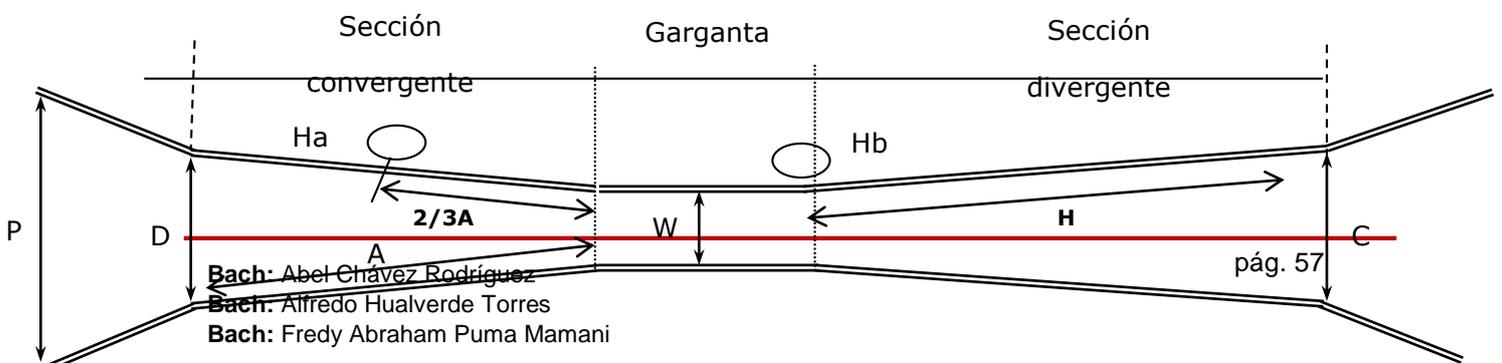
$$y = 28 \text{ cm}$$

$$D = 2 \times 0.28 \text{ m}$$

$$D = 0.60 \text{ m} \text{ (Ancho del canal de entrada)}$$

$$D = 60 \text{ cm}$$

· Diseño de la Canaleta Parshall como unidad de mezcla



PLANTA

Donde:

- W : Tamaño del canal (ancho de la garganta).
- A : Longitud de la parte lateral de la sección convergente.
- 2/3 A : Distancia posterior al extremo de la cresta al punto de medida.
- B : Longitud axial de la sección convergente.
- C : Ancho del extremo aguas abajo del canal.
- D : Ancho del extremo aguas arriba del canal.
- E : Profundidad del canal.
- F : Longitud de garganta.
- G : Longitud de la sección divergente.
- K : Diferencia de cotas entre el extremo inferior y la cresta.
- N : Profundidad de la dispersión en la garganta debajo de la cresta.

1) Ancho del canal de entrada
(D)

$$D = 0.60 \text{ m}$$

2) Ancho de la garganta
(W)

$$\begin{aligned} 1/3 D < W < 1/2 D & \quad \dots \text{ (Recomendación)} \\ 0.20 \text{ m} < W < 0.30 \text{ m} \\ 7.87 \text{ ''} < W < 11.81 \text{ ''} \end{aligned}$$

$$W = 9'' \text{ (Asumido)}$$

$$h_a = 0.40 \text{ m}$$

$$W = 22.86 \text{ cm}$$

Además:

$$W = 0.2286 \text{ m}$$

$$h_p = 0.30 \text{ ha}$$

$$x = h_a - h_p$$

$$h_p = 0.12 \text{ m}$$

$$x = 0.28 \text{ m}$$

3) Dimensiones estándar del Aforador Parshall

W	3"	6"	9"
A (m)	0.4663	0.6218	0.2809
B (m)	0.4572	0.6096	0.8635
C (m)	0.1777	0.3938	0.5639
D (m)	0.2585	0.3938	0.5502
E (m)	0.381	0.4572	0.6096
F (m)	0.1524	0.3048	0.3048
G (m)	0.3048	0.6096	0.4572
K (m)	0.0253	0.0762	0.0762
N (m)	0.057	0.1143	0.375
X (m)	0.0253	0.0509	0.0509
Y (m)	0.0381	0.0762	0.0762

Los datos obtenidos para este cuadro se encuentran detallados en el Anexo N° 02.

Del Anexo N° 02:

$$Q_{\text{máx}} : 0.24540 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$0.130000 \text{ m}^3/\text{seg}$$

... OK

$$Q_{\text{mín}} : 0.00250 \text{ m}^3/\text{seg}$$

4) Cálculo del Resalto Hidráulico como unidad de mezcla

4.a) Características del canal:

Capacidad: 0.130000 m³/seg

Geometría: Hallamos las dimensiones (ho) y (D).

$$h_o = K \cdot Q^n$$

Donde:

K : Cte. De la Tabla N°1.

0.633

K : 1.486

ho = x (0.130000 m³/seg)

n : Cte. De la Tabla N°1.

1.486

Ho = 0.408 m

n : 0.633

Tabla N°1

Ancho de la garganta del Parshall (w)		k	n
Pulg. – Pies	Metros		
3"	0.075	3.704	0.646
6"	0.15	1.842	0.636
9"	0.229	1.486	0.633
1'	0.305	1.276	0.657
1 ½'	0.46	0.966	0.65
2'	0.61	0.795	0.645
3'	0.915	0.608	0.639
4'	1.22	0.505	0.634
5'	1.525	0.436	0.63
6'	1.83	0.389	0.627

4.b) Características
Hidráulicas:

4.b.1) Condiciones Hidráulicas antes del resalto:

· Altura del agua en la sección 1: (h₁)

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

Por Manning:

Donde:

W,N,F: Valores de las dimensiones de medidores Parshall.

$$A_1 = W \cdot h_1$$

$$A_1 = 0.2286 \text{ m} \times h_1$$

$$P_1 = W + 2h_1$$

$$P_1 = 0.2286 \text{ m} + 2h_1$$

$$R = \frac{A_1}{P_1}$$

$$R = \frac{0.2286 \text{ m} \times h_1}{0.2286 \text{ m} + 2h_1}$$

$$S = \frac{N}{F}$$

$$\frac{0.1143}{0.3048} = 0.375$$

n = 0.013 (Para canales de Concreto).

Reemplazando:

$$0.130000 \text{ m}^3/\text{seg} = \frac{1}{0.013} \left[\frac{0.2286 \text{ m} \times h_1}{0.2286 \text{ m} + 2h_1} \right]^{\frac{2}{3}} \times 0.375^{\frac{1}{2}}$$

$$h_1 = 0.03396 \text{ m}$$

$$h_1 = 0.034 \text{ m}$$

· Velocidad en la sección 1: (V₁)

Donde:

$$V_1 = \frac{Q}{A_1}$$

$Q_{\text{máxd}} : 0.130000 \text{ m}^3/\text{seg}$
 $A_1 : 0.2286 \text{ m} \times h_1$
 $A_1 : 0.00777 \text{ m}^2$
 $A_1 : 0.008 \text{ m}^2$

$$V_1 = \frac{0.13000 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.008 \text{ m}^2}$$

$V_1 = 16.250 \text{ m}/\text{seg}$

Comprobación del tipo de resalto:

Para ello empleamos la fórmula del Número de Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_1}}$$

de: $V : 16.250 \text{ m}/\text{seg}$
 $g : 9.81 \text{ m}/\text{seg}^2$
 $h_1 : 0.034 \text{ m}$

$$F = \frac{16.250 \text{ m}/\text{seg}}{\sqrt{9.81 \text{ m}/\text{seg}^2 \cdot 0.034 \text{ m}}}$$

$F = 28.14$

Por lo tanto es un "salto estable" por estar dentro del rango de 4.5 a 9.

4.b.2) Condiciones Hidráulicas después del resalto:

Altura después del resalto: (h_2)

$$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{8 \cdot F_1^2 + 1} - 1)$$

Donde: $h_1 : 0.034 \text{ m}$
 $F : 28.14$

$$h_2 = \frac{0.034}{2} (\sqrt{8 \cdot 28.14^2 + 1} - 1)$$

$h_2 = 1.34 \text{ m}$

· Verificación de la descarga libre:

$$\frac{h_1}{h_o} < 0.60 = 60\%$$

$$\frac{0.034 \text{ m}}{0.408 \text{ m}} = \frac{0.083240363}{0.083240363} \quad 8\% < 60\% \quad \dots \text{ OK}$$

· Velocidad en la sección 2: (V₂)

Donde:

$$V_2 = \frac{Q}{A_2}$$

Q_{máxd} 0.130000
: m³/seg

A₂ 0.2286 x
: m h₂

A₂ 0.30542
: m²

A₂ 0.305 m²
:

$$V_2 = \frac{0.13000 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.305 \text{ m}^2}$$

V₂ = 0.426 m/seg

· Longitud del resalto: (L)

$$L = 6.(h_2 - h_1)$$

Donde: h₁ : 0.034 m
h₂ : 1.34 m

$$L = 6 \times (1.34 \text{ m} - 0.03 \text{ m})$$

$$L = 7.81 \text{ m}$$

· Pérdida de carga en el resalto: (hp)

$$hp = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 \times h_1 \times h_2}$$

Donde: h_1 : 0.034 m

h_2 : 1.34 m

$$\left(\frac{1.34 \text{ m} - 0.034 \text{ m}}{4 \times 0.034 \text{ m} \times 1.34 \text{ m}} \right)^3$$

$$hp = \frac{1.34 \text{ m} - 0.034 \text{ m}}{4 \times 0.034 \text{ m} \times 1.34 \text{ m}}$$

$$hp = 12.15 \text{ m}$$

· Diseño de Canaleta Parshall como aforador

La canaleta trabajará también como medidor de Régimen Crítico. Como el flujo en esta canaleta es libre, es suficiente medir una sola carga "ho" (en la sección O), para determinar el caudal de paso.

La medición de ésta caja debe tomarse a los 2/3 de la dimensión

En el pozo de medición se colocará una regleta métrica para aforar por tablas.

$$h_o = K \cdot Q^n$$

Donde: K : Constante de la tabla N°1 (para 9").

K : 1.486

0.633 n : Constante de la tabla N°1 (para 9").

$$h_o = (x)^{0.633} \quad n : 0.633$$

1.486 130.00 lt/seg

ho = 32.37 cm

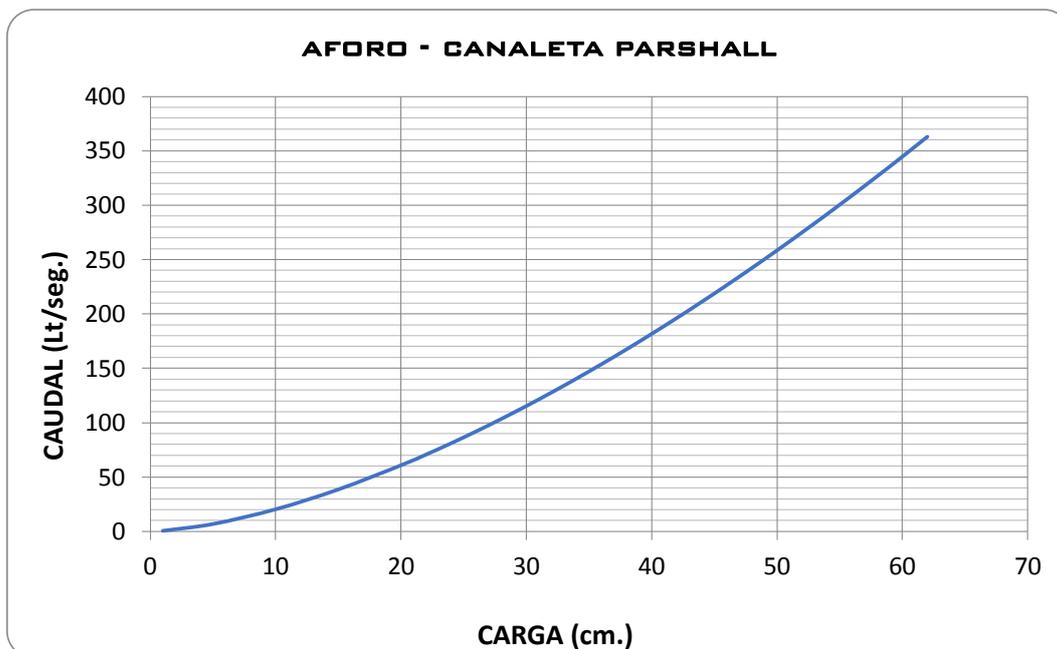
Qmáxd : 130.00 lt/seg

Tabla N°2 (Regleta para aforos en Canaleta Parshall)

Carga (cm)	Caudal (lt/seg)
1	0.53
5	6.80
10	20.32
15	38.57
20	60.76
22	70.63
24	81.04
26	91.96
28	103.38
30	115.29
32	127.66
34	140.49
36	153.77

Carga (cm)	Caudal (lt/seg)
38	167.48
40	181.61
42	196.17
44	211.13
46	226.48
48	242.24
50	258.37
52	274.89
54	291.77
56	309.03
58	326.64
60	344.61
62	362.94

Gráfico N°1 (Aforos en Canaleta Parshall)



2.3. Cálculos Hidráulicos Unidad de filtración Dinámica

Diseño de filtros dinámicos de flujo ascendente:

1. Área total del filtro (AT):

Caudal de diseño $(Q) = 0.0260 \text{ m}^3/\text{s}.$

Velocidad del Flujo de Diseño $(V_f) = 0.75 \text{ m/h}$ (varia 0.5 – 2.0 m/h)

Entonces:

$$AT = \frac{Q}{V_f}$$

$$AT = 174.96 \text{ m}^2$$

2. Número de filtros (N):

Se recomienda para el mantenimiento cada filtro debe de ser menor a 50 m²

A_{max} = 50 m²

$$N = \frac{AT}{A_{\max}}$$

$$N = 3.48 \text{ und}$$

$$\text{De donde } N = 4 \text{ und}$$

3. Área de cada filtro (AF):

$$AF = \frac{AT}{N}$$

Donde $AF = 44.00 \text{ m}^2$

De lo cual se deduce

Ancho $A = 5.50 \text{ m.}$

Largo $B = 8.00 \text{ m.}$

2.4. Cálculos Hidráulicos Unidad de Filtración Lenta

Diseño de filtros lentos de flujo vertical:

1. Parámetros de Diseño:

Caudal de diseño	(Q)	=	0.0260 m³/s.
Velocidad de filtración	(Vf)	=	0.10 - 0.30 m/h
Área máxima de cada unidad	(Amax)	=	10 – 200 m ² .
Borde Libre	(h1)	=	0.20 - 0.30 m.
Capa de agua	(h2)	=	1.0 - 1.5 m.
Altura del lecho filtrante	(h3)	=	0.80 - 1.00 m.
Granulometría del lecho	(g1)	=	0.15 - 0.35 mm.
Altura de capa soporte	(h4)	=	0.10 - 0.30 m.
Granulometría grava	(g2)	=	1.5 – 40 mm.
Altura de drenaje	(h5)	=	0.10 - 0.25 m.
Número de Unidades	(N)	=	4 Und.

2. Área del medio filtrante (AS):

$$AS = \frac{Q}{N * Vf}$$

Se asumirá un Vf = 0.23 m/h que se encuentra dentro de los valores

Entonces $AS = 142.63 \text{ m}$

3. Coeficiente de Costo Mínimo (K):

$$K = \frac{2 * N}{N + 1}$$

Entonces $K = 1.33$

4. Dimensionamiento de cada unidad:

$$B = (AS * K)^{0.5}$$

Donde B = Largo de la Unidad

Por lo tanto B = 13.79 m.

Por lo que tomara los siguientes valores

B = 14.00 m.

A = 10.00 m.

5. Altura de cada unidad:

Altura total de la unidad (Ht)

$$Ht = h1 + h2 + h3 + h4 + h5$$

$$Ht = 0.20 + 1.00 + 0.80 + 0.20 + 0.10$$

$$\mathbf{Ht = 2.30 \text{ m.}}$$

2.4.1. Descripción física de la Unidad

El agua cruda llega a la planta mediante una tubería de 160mm de PVC e ingresa a una a un desarenador para luego pasar por vertedero tipo Parshall de medición de caudal y para luego pasar a los filtros dinámicos de flujo ascendente en caso de ingresar mayor caudal será evacuado al desfogue que se encuentra en la izquierda del desarenador.

Una vez llegado a la caja repartidora de caudal el fluido se transporta hacia las dos baterías de filtro dinámico ascendente el cual ingresa por la parte inferior para luego evacuar por la parte superior.

Una vez llegada a los filtros lentos ingresa por la parte superior y el agua es extraída por la parte inferior.

Del filtro lento se deriva hacia la cámara de contacto en el cual la mezcla se realizará en 15 minutos para luego evacuar hacia los reservorios de almacenamiento.

2.5. Cálculo de Almacenamiento de Cloro

1. Datos básicos de diseño:

- Caudal : Q = 26.00 lps
- Dosis Máxima : DM = 1.8 mg/lt
- Dosis Mínima : Dm = 1 mg/lt
- Presentación del cloro : Cilindro de 68 Kg.

2. Dosis promedio (D) :

De la relación: $D = \frac{D_{\max} + D_{\min}}{2}$ D = 1.40 mg/lt

3. Peso de cloro (W) :

- Caudal Q = 26.00 lps
- Tiempo de almacenamiento T = 60 días

De la relación: $W = D \times Q \times T$ W = 265 Kg.

4. Número de cilindros (N) :

- Peso del cilindro P = 68 Kg

De la relación: $N = \frac{W}{P}$ N = 4 cilindros

Se consideran seis tanques en almacén y un tanque en uso.

5. Área ocupada por cilindros (A_T) :

- Área neta ocupada por cilindro AC = 0.071 m²
- Factor de área ocupada f = 1.25

De la relación: $A_T = f (N - 1) A_C$ $A_T = 0.26 \text{ m}^2$

Espacio que corresponde a la estantería, dos estantes de 0.30m x 0.90m que es el necesario para almacenar tres tanques, de manera vertical.

2.6. Cálculo de estación de cloración

1. Datos básicos de diseño:

▪ Caudal	:	Q	=	26.00	lps
▪ Dosis Máxima	:	DM	=	1.8	mg/lt
▪ Dosis Mínima	:	Dm	=	1	mg/lt
▪ Dosis Promedio	:	D	=	1.4	mg/lt
▪ Concentración	:	C	=	3500	mg/lt
▪ N° de cilindros	:	N°	=	6	unidades
▪ Desinfectante	:				Cloro Gas

2. Caudal mínimo de agua para inyector (q) :

De la relación: $q = \frac{Q \times D_M}{C}$ $q = 1.46 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$

3. Capacidad requerida del equipo (w) :

De la relación: $W = Q \times DM$ $W = 50.97 \text{ mg/s}$
 $W = 183.5 \text{ g/hr}$

4. Capacidad máxima y mínima del clorador :

Tamaño comercial de cloradores

▪ Capacidad máxima	$W_{Max.} = 1000 \text{ g/hr}$
▪ Capacidad mínima	$W_{Max.} = 277.77 \text{ mg/s}$

$$W_{Min} = \frac{W_{Max}}{20}$$

$$W_{Min.} = 13.88 \text{ mg/s}$$

5. Área de tubería de alimentación de agua (A) :

- Velocidad de transito $V = 0.90 \text{ m/s}$

De la relación: $A = \frac{q}{V}$ $A = 1.62 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$

6. Diámetro de tubería de alimentación (ϕ) :

- Velocidad de transito $V = 0.90 \text{ m/s}$

De la relación: $\phi = \left(\frac{4A}{\pi} \right)^{0.5}$ $\phi = 0.0045 \text{ m}$

Aprox. $\phi = 3/8 \text{ pulg.}$

Equiv. $\phi = 0.0095 \text{ m}$

7. Pérdida de carga por fricción (HO) :

- Longitud de tubería de alimentación $L = 12.2 \text{ m}$
- Coeficiente de fricción $f = 0.03$

De la relación: $H_o = f \frac{LV^2}{2g\phi}$ $H_o = 1.59 \text{ m}$

8. Pérdida de cargas menores (HM) :

- Coeficiente. total de pérdida de carga por accesorios: $K = 2.20$

4 Codos $K_{Codo} = 0.40$

2 Válvulas $K_v = 0.30$

De la relación:
$$Hm = \sum K \frac{V^2}{2g}$$
 $Hm = 0.09 \text{ m}$

9. Carga dinámica total (H) :

- Presión requerida por eyector $h = 20.00 \text{ m}$

De la relación:
$$H = h + H_o + Hm$$
 $H = 21.68 \text{ m}$

10. Potencia de la bomba (P) :

- Peso específico del agua $\gamma = 1000 \text{ Kg. /m}^3$
- Eficiencia $E = 85 \%$

De la relación:
$$P = \frac{\gamma q H}{75 E}$$
 $P = 0.496 \text{ HP}$

Elegimos una bomba de tipo comercial según los resultados de cálculo:

$$P_{\text{comercial}} = 0.5 \text{ HP}$$

2.7. Volumen de tanque de contacto cloro (VTC):

De acuerdo a los análisis de caracterización del agua cruda, los parámetros de diseño elegidos son los siguientes:

- PH máximo= 7.1
- T mínima= 15°C
- Logaritmo de Inactivación que asegure la eliminación de parásitos (quiste de Giardia Lamblia) = 2.5
- Con un cloro residual máximo de 2.5 mg/l aseguramos que el cloro residual en el punto más desfavorable llegue con una concentración de cloro residual de 0.5 mg/l.

Del cuadro A.4. del Manual II de Diseño de Plantas de Tecnología Apropiaada (pg. 282):

Interpolando:

- Diámetro del orificio $\Phi_o = 0.25$ pulg. (cumple mayor a 3 mm)

2. Espaciamiento:

Siendo:

- Ancho de compartimiento de Cámara de contacto $B = 0.65$ m

De la relación:
$$e = \frac{B - \phi n}{n + 1}$$
 se obtiene $e = 0.0874$ m

Se observa que guarda la recomendación de ser menor a 10 cm., por lo cual consideramos valido el cálculo.

3. Comprobación:

- Área del difusor $A_C = 44.17$ cm²
- Área del orificio $A_o = 1.23$ cm²

De la relación:
$$n \frac{A_o}{A_C} < 0.42$$
 se obtiene $0.31 < 0.42$ correcto.

Se observa que el valor obtenido es inferior al 0.42, recomendado para garantizar una dosificación uniforme.

2.10. Elección de la Bomba para el Inyector

Caudal de diseño	:	$q = 4.7 \times 10^{-5}$ lps (mínimo)
Altura dinámica total	:	$HD = 22.27$ m
Potencia de la Bomba	:	$HP = 2.2$
Eficiencia requerida	:	$e = 85$ %

Según catálogo de Hidrostal elegimos 1 Equipos de Bombeo según modelo:

TIPO INYECTORAS MONOFASICAS DE 60 CICLOS I-1/3 - 2.2 HP – HIDROSTAL o similar.

IV. DISCUSION

Hipótesis general: Hi

Desarrollar el diseño de bocatoma y planta de tratamiento de agua potable para abastecer a los 5 caseríos del distrito de Cascas departamento de la libertad

En el reglamento nacional de edificaciones OS-010 Y OS-02, es la norma técnica actual para determinar los parámetros y consideraciones de diseño para optimizar el funcionamiento de una bocatoma.

(Zarate Miranda, Cornejo Tejada, Flores Hurtado, & Calvay Pinedo, 2013) nos muestra un instructivo como diseñar una estructura de captación de rio con criterios de diseño como altura de barraje, perfil de cresta de barraje, poza disipadora, análisis de estabilidad de drenaje, empuje hidrostático, concordamos con el autor de la presente investigación ya que nos ha mostrado métodos mas completos que se pueden aplicar al futuro de esta investigación y para los demás alumnos investigadores.

V. CONCLUSIONES

OE1: para los trabajos del estudio hidrológico se hizo la delimitación de la cuenca por Google Earth para después verificar mediante un perfil su pendiente, también se ha encontrado las precipitaciones y caudales de máximas avenidas y en tiempo de estiaje.

OE2: para la presente investigación se ha considerado los análisis estructurales de los muros de encauzamiento y de contención, para ello también se ha desarrollado los cálculos hidráulicos de la captación.

OE3: para los trabajos de este proyecto se ha considerado diseñar los cálculos hidráulicos de los componentes de la planta de tratamiento de agua potable.

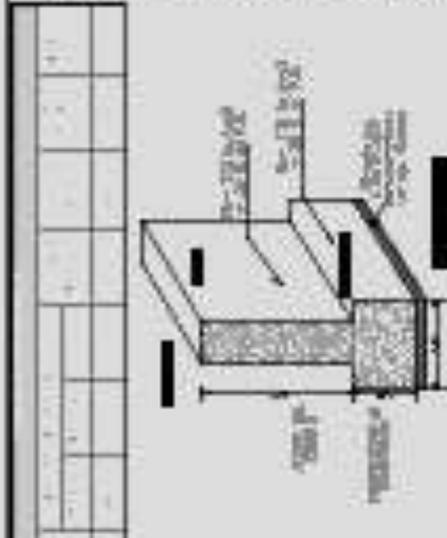
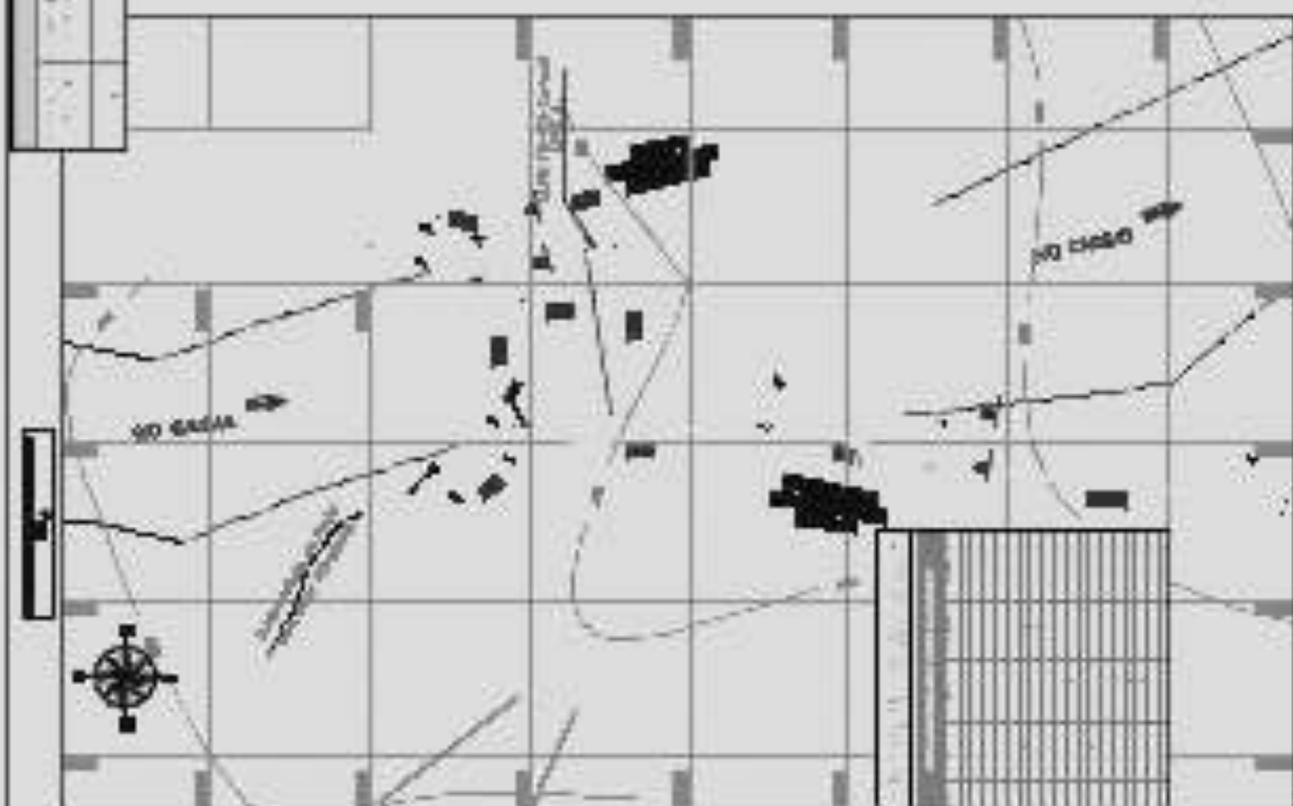
(Zarate Miranda, Cornejo Tejada, Flores Hurtado, & Calvay Pinedo, 2013) afirma que uno de los objetivos para determinar la poza disipadora es realizar

por medio de los métodos que presenta en su investigación, En este caso, se tratará el caso de una bocatoma. Se empieza dando los aspectos generales de la obra, como la ubicación. Luego se dan los criterios de diseño para cada estructura hidráulica que comprende la obra. Finalmente se colocan los resultados que se obtuvieron del diseño.

VI. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Fernandez Pichucho, G. L., & tuso Analusa, W. S. (2020). *Diseño de una Planta de Tratamiento de Agua Potable para la Poblacion de Mulalo, Provincia de Coyopaxí*. Quito.
- Jibaja Ramos, H. A. (2021). *Diseño del Sistema de Agua Potable y Ubs en el Caserio Patacon, Jaen, Cajamarca*. Lima.
- Loaiza Soto, J. C. (2018). *Diagnostico del Sistema Operativo de la Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP) Guacavia en el Municipio de Cumaral Departamento del Meta*. Villavicencio.
- Zambrano, D. (2020). *Prediseños de Estructuras de Entrada, Filtro Grueso Dinamico, Filtro Grueso Ascendente y Camara de Contacto de Cloro Planta de Santa Cecilia de Tarrazú*.
- Zarate Miranda, H., Cornejo Tejada, J., Flores Hurtado, J., & Calvay Pinedo, K. (2013). *Diseño Hidraulico de Una Bocatoma*. Ancash.

ANEXOS



MURINO DI FONDAZIONE INTERIORE: PRO. MESSALDO - A



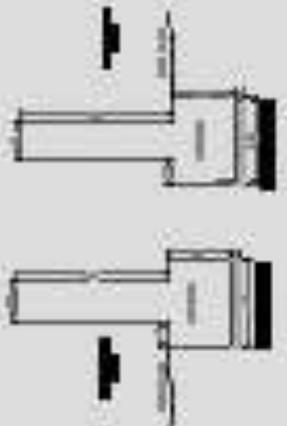
APP. PIANO OPERATIVO: DIMENSIONI

IN METRI, INDICATE IN NUMERI IN
 FONTO ALLE DIMENSIONI DELLE SEZIONI
 INDICATE IN FONTO ALLE DIMENSIONI
 DELLE SEZIONI

TO PER IL CALCOLO
 IL VALORE DI APP. IL CALCOLO
 IL VALORE DI APP. IL CALCOLO
 IL VALORE DI APP. IL CALCOLO

IL VALORE DI APP. IL CALCOLO
 IL VALORE DI APP. IL CALCOLO
 IL VALORE DI APP. IL CALCOLO

IL VALORE DI APP. IL CALCOLO
 IL VALORE DI APP. IL CALCOLO
 IL VALORE DI APP. IL CALCOLO



1.10	0.10
1.10	0.10
1.10	0.10

