

Análisis Hidráulico y Estructural de las Obras de Captación con Presa de Derivación fija y conducción en la Quebrada Urcuchaqui, Distrito de Elias Soplín Vargas, Rioja-San Martín

por Terrones Angulo, Manuel Alexis Zeña Zerpa, Jhony Steven

Fecha de entrega: 21-ago-2023 08:20a.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2148911174

Nombre del archivo: Informe_Final_de_Tesis_-_TERRONES_ANGULO_Y_ZE_A_ZERPA-v5.docx (14.83M)

Total de palabras: 23171

Total de caracteres: 115183



Dr. RICARDO ANDRES NARVAEZ ARANDA
ID 672, CIP 58776

2

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE ESTUDIO DE INGENIERIA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Análisis Hidráulico y Estructural de las Obras de Captación con Presa de Derivación fija y conducción en la Quebrada Urcuchaqui, Distrito de Elias Sopán Vargas, Rioja-San Martín

Línea de Investigación: Ingeniería Civil

Sub Línea de Investigación: Hidráulica

Autores:

Terrones Angulo, Manuel Alexis

Zeña Zerpa, Jhony Steven

Jurado Evaluador:

Presidente: Cabanillas Quiroz, Guillermo Juan

Secretario: Ramal Montejo, Rodolfo Enrique

Vocal : Vertiz Malabrigo, Manuel Alberto

Asesor:

Narváez Aranda, Ricardo Andrés

Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0003-0505-3163>

TRUJILLO – PERÚ

2023

Fecha de sustentación: 30/06/2023

Dr. RICARDO ANDRES NARVAEZ ARANDA
ID 672, CIP 58776

DEDICATORIA

Le dedico el resultado de este trabajo a toda mi familia. Principalmente, a mis padres y hermana que me apoyaron y guiaron en momentos difíciles. Gracias por enseñarme a afrontar las dificultades sin perder el ánimo y seguir con mis objetivos.

Manuel Terrones

A mi madre, abuela, hermana y tía Yola, dadores de un gran apoyo emocional durante el tiempo de escrita esta tesis.

Jhony Zeña

AGRADECIMIENTO

“Después de todo este tiempo y esfuerzo en este proyecto solo me queda agradecer a aquellos que estuvieron conmigo durante este viaje.

Todo gracias al apoyo incondicional de mi madre, quien estuvo conmigo animándome a ser mejor.

Gracias a mi padre, quien con sus consejos me dio la fuerza para no rendirme ante la presión o el cansancio del camino.

También a mi hermana y abuela, quienes estuvieron ahí para escucharme y darme momentos de tranquilidad durante este tiempo.

Y a mis amigos quienes me levantaban el ánimo en los momentos más estresantes.

Nada de esto hubiera sido posible sin el apoyo de todos aquellos quienes me rodean por eso estoy sumamente agradecido de tenerlos conmigo.”

Manuel Terrones

Dedico esta tesis a mi familia, ya que los logros personales siempre tendrán como origen sus enseñanzas, valores y virtudes que fueron inculcadas en mí.

Jhony Zeña

RESUMEN

El presente trabajo de investigación, se realizó en la Localidad de Río Negro, Distrito de Elías Soplín Vargas, Provincia de Rioja, Región de San Martín.

Actualmente la población consume agua mediante dos formas, de pozos artesanales extraída mediante baldes con soga y de piletas públicas. Cada una con sus respectivos problemas como son la falta de tratamiento del agua y donde se aplica solo un tamiz o colador en el primer caso y en el segundo caso los sistemas de distribución son pequeños, aislados, inadecuados y obsoletos las cuales se encuentran en malas condiciones, operando en forma restringida, con filtraciones en sus tuberías debido a que sus embonamientos no están debidamente empalmados y colocados, las válvulas de control se encuentran en mal estado sufriendo un proceso de deterioro progresivo, Todo ello conlleva al abundante desperdicio del líquido elemento, forzando al abastecimiento restringido por horarios que no satisfacen la necesidad y expectativa de la población consumidora.

El trabajo de investigación tiende a favorecer a una población rural que vive en condiciones de pobreza, no cuentan con servicios básicos como es el agua potable; presentan limitaciones en infraestructura para captación y si lo tienen, carecen de un mantenimiento adecuado que les permita, el abastecimiento racional a la población.

La fuente de agua es la quebrada Urcuchaqui ubicada en la parte alta de la localidad de Naciente de Río Negro; actualmente como fuente de abastecimiento de agua a las localidades de Naciente de Río Negro, Puerto de Bagazán y Nueva Esperanza, el agua es distribuida por piletas públicas, las cuales se ve afectadas por el colapso parcial de las instalaciones de captación en la quebrada Urcuchaqui a consecuencia de las fuertes crecientes del río negro en épocas de lluvias (Noviembre a Abril) y por la infraestructura que fueron diseñadas para una población relativamente pequeña.

La población actual es de 4386 habitantes y cuentan con 743 viviendas, considerando un periodo de diseño de 20 años, aplicando el método aritmético se tiene una población futura de 7018 habitantes.

El caudal de diseño para la captación es de 15.83 L/s, pero considerándose pérdidas en la captación y conducción se considera un caudal de diseño de 18 L/s (Aproximadamente 15% adicional).

El estudio de investigación para mejorar el abastecimiento de agua potable de esta Localidad de Río Negro, Distrito de Elías Soplín Vargas, es plantear una captación de agua de la quebrada Urcuchaqui, mediante una bocatoma con presa derivadora fija, un desarenador, sedimentador, filtro lento y considerar un reservorio para el almacenamiento de agua potable, además del diseño de la línea de conducción.

Se realizó un levantamiento topográfico en la zona de la quebrada luego de determinar la ubicación de la bocatoma, y de la línea de conducción.

Se realizó el estudio hidrológico de la quebrada Urcuchaqui, considerando los datos meteorológicos del año 2016 al año 2020, información obtenida de archivos en la Municipalidad provenientes de la Estación CO-Rioja-SENAMHI-San Martín, quien reporta un volumen promedio anual de 121 L/s, que es mucho mayor al caudal de captación de 18 L/s.

También se verificó la calidad de agua, en base a información Proporcionada por estudios realizados por la Municipalidad Distrital de Rioja: El agua materia de estudio, es apto para el Abastecimiento de Agua Potable, y para lo cual se solicita se cumplan las recomendaciones de este informe.

2
Palabras clave: captación, bocatoma, línea de conducción, quebrada, desarenador, sedimentador, filtro lento, reservorio.

ABSTRACT

This research work was carried out in the town of Río Negro, District of Elías Soplin Vargas, Province of Rioja, Region of San Martín.

Currently the population consumes water in two ways, from artisanal wells extracted using buckets with a rope and from public fountains. Each one with its respective problems such as the lack of water treatment and where only a sieve or strainer is applied in the first case and in the second case the distribution systems are small, isolated, inadequate and obsolete which are in poor condition, operating in a restricted manner, with leaks in its pipes due to the fact that its fittings are not properly connected and placed, the control valves are in poor condition, suffering a process of progressive deterioration, All this leads to abundant waste of the liquid element, forcing restricted supply due to schedules that do not meet the needs and expectations of the consuming population.

The research work tends to favor a rural population that lives in poverty, does not have basic services such as drinking water; They present limitations in infrastructure for collection and if they have it, they lack adequate maintenance that allows them, the rational supply to the population.

The source of water is the Urcuchaqui stream located in the upper part of the town of Naciente de Río Negro; currently as a source of water supply to the towns of Naciente de Río Negro, Puerto de Bagazán and Nueva Esperanza, the water is distributed by public standpipes, which are affected by the partial collapse of the catchment facilities in the Urcuchaqui ravine at consequence of the strong growing of the black river in times of rains (November to April) and by the infrastructure that were designed for a relatively small population.

The current population is 4,386 inhabitants and they have 743 dwellings, considering a design period of 20 years, applying the arithmetic method there is a future population

of 7,018 inhabitants.

The design flow for collection is 15.83 L/s, but considering losses in collection and conduction, a design flow of 18 L/s is considered (approximately 15% additional).

The research study to improve the drinking water supply of this town in Rio Negro, District of Elías Soplín Vargas, is to propose a water catchment from the Urcuchaqui stream, through an intake with a fixed diversion dam, a sand trap, sedimentation tank, slow filter and consider a reservoir for the storage of drinking water, in addition to the design of the conduction line.

A topographic survey was carried out in the area of the ravine after determining the location of the intake, and the conduction line.

The hydrological study of the Urcuchaqui stream was carried out, considering the meteorological data from 2016 to 2020, information obtained from files in the Municipality from the CO-Rioja-SENAMHI-San Martín Station, which reports an average annual volume of 121 L./s, which is much higher than the collection rate of 18 L/s.

The quality of water was also verified, based on information provided by studies carried out by the District Municipality of Rioja: The water subject of study is suitable for the Supply of Drinking Water, and for which it is requested that the recommendations of this report.

Keywords:

catchment, intake, condition line, ravine, sand trap, settler, slow filter, reservoir

**“ANÁLISIS HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE CAPTACIÓN
CON PRESA DE DERIVACION FIJA Y CONDUCCION EN LA QUEBRADA
URCUCHAQUI, DISTRITO DE ELIAS SOPLÍN VARGAS, RIOJA-SAN MARTÍN”**

Jurado Calificador

Dr. Ing. GUILLERMO JUAN CABANILLAS QUIROZ

Presidente

CIP: 17902

Ms. Ing. RODOLFO ENRIQUE RAMAL MONTEJO

Secretario

CIP: 88658

Ms. Ing. MANUEL ALBERTO VERTIZ MALABRIGO

Vocal

CIP: 71188

Dr. Ing. Ricardo Andrés Narváez Aranda

Asesor

CIP:58776

Contenido

DEDICATORIA.....	II
AGRADECIMIENTO.....	III
RESUMEN	IV
ABSTRACT	VI
CAPITULO I: INTRODUCCION.....	11
1.1. Problema de Investigación	11
1.2. Enunciado del Problema	15
1.3. Objetivos del Estudio:.....	15
1.3.1. Objetivo General.....	15
1.3.2. Objetivos Específicos	15
1.4. Justificación del Estudio	16
CAPITULO II: MARCO DE REFERENCIA	17
2.1. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO	17
2.1.1. Antecedentes Internacionales	17
2.1.2. Antecedentes Nacionales	18
2.2. MARCO TEORICO.....	20
2.2.1. Sistema de Abastecimiento de Agua Potable	20
Tipos de fuentes de agua	21
2.2.2. ESTUDIO TOPOGRÁFICO	24
Reconocimiento del Terreno.....	24
Red de Apoyo Planimétrico y Altimetría	24
Poligonación Topográfica	25
Métodos de Nivelación	27
Levantamiento de Curvas a Nivel	28
2.2.3. ESTUDIO DE SUELOS	31
Exploración y muestreo de suelos.....	31

Propiedades del suelo	32
2.2.4. ESTRUCTURA DE CAPTACIÓN: BOCATOMA	38
Hidráulica de la presa derivadora: Barraje.....	40
Características del Vertedor	42
Colchón amortiguador o Tanques amortiguadores.....	50
DESARENADOR.....	58
2.3. MARCO CONCEPTUAL	64
2 CAPITULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	65
3.1. Tipo y Nivel de Investigación.....	65
3.1.1. De acuerdo con la orientación o finalidad.....	65
3.1.2. De acuerdo al 2 nivel de investigación	66
3.2. Población y Muestra.....	66
3.2.1. Población.....	66
3.2.2. Muestra.....	66
3.3. Diseño de la Investigación	66
3.4. Técnica e instrumentos de Investigación	66
3.5. Procedimiento y análisis de datos:.....	66
3.5.1. Ubicación del Proyecto	66
CAPITULO IV: PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	69
4.1. Problemática Actual del Abastecimiento de Agua Potable.....	69
4.2. Estudio Topográfico	70
4.3. Evaluación Hidrológica.....	72
4.3.1. Descripción General De La Cuenca Y Del Curso Principal De La Fuente Natural	72
4.4. Análisis Y Tratamiento De La Información Hidrometereológica e Hidrométrica	74
4.5. Determinación de los parámetros de diseño del sistema de abastecimiento de agua potable.....	86

4.6.	Diseño hidráulico de la Línea de Conducción	87
4.7.	Diseño Hidráulico y Estructural de la Estructura de Captación	87
4.7.1.	Componentes de la Bocatoma.....	87
4.8.	Diseño Hidráulico del Desarenador.....	92
4.8.1.	DETERMINACIÓN DEL DIÁMETRO DE LA PARTICULA A ELIMINAR"D". 92	
4.8.2.	DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE FLUJO "V" EN EL TANQUE. 92	
4.8.3.	DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE CAIDA "w" DE LAS PARTICULAS.....	93
4.8.4.	DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DEL TANQUE (H).	96
4.8.5.	LONGITUD DEL SEDIMENTADOR (L).	96
4.8.6.	ANCHO DEL TANQUE (B).	97
4.8.7.	TIEMPO DE SEDIMENTACION (t).....	97
4.8.8.	VOLUMEN DE AGUA DE CONDUCCIÓN EN EL TIEMPO " t ".....	97
4.8.9.	LONGITUD DE SEDIMENTACION SEGÚN VELIKANOV	97
1	4.9. Diseño hidráulico del Sedimentador.....	99
4.10.	Diseño hidráulico del filtro lento	100
4.11.	Diseño estructural del reservorio	101
4.11.1.	PREDIMENSIONAMIENTO.....	101
4.11.2.	METRADO DEL RESERVORIO.....	106
4.11.3.	DISEÑO Y CALCULOS	107
	Diseño del reservorio (Vacio).	107
	Cálculo de los Momentos flectores:.....	108
	Diagrama de Momentos:	108
	Cálculo de Esfuerzos cortantes.	108
	Diagrama de Cortantes:.....	109
	Acero Vertical	109

Diseño del reservorio (Lleno) considerando : la unión de fondo y pared Rígida (empotramiento).....	110
Cálculo de acero en las paredes del Reservorio debido a los esfuerzos calculados:.....	111
Diseño y Cálculo de acero en la cimentación:.....	114
Diseño de la zapata corrida:.....	115
Diseño de la viga perimetral o de arranque.....	116
Diseño de la cúpula:.....	119
4.11.4. DISPOSICION FINAL DE ACERO EN TODO EL RESERVORIO:.....	121
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	122
5.1. Conclusiones.....	122
5.2. Recomendaciones.....	124
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	124
Bibliografía.....	124
ANEXOS.....	126

ÍNDICE DE TABLAS

2 Tabla 1: Aspectos cualitativos de las aguas superficiales y subterráneas.....	22
Tabla 2: Dotación según OMS.....	24
Tabla 3: Precisión de Levantamiento Topográfico.....	26
Tabla 4: Selección de la Equidistancia.....	29
Tabla 5: Clasificar la Topografía de un Terreno.....	30
1 Tabla 6: Clasificación de Suelos por Índice de Plasticidad.....	34
Tabla 7: Mallas Estándar Según la "A.S.T.M.".....	35
1 Tabla 8: Clasificación del Material en Suspensión según su tamaño.....	59
Tabla 9: Viscosidad Cinemática del Agua.....	59
Tabla 10: Número de Hazen (VS/VO).....	63
Tabla 11: Información Meteorológica 2016/2020 - RIOJA.....	75
Tabla 12: Caudales de Quebrada Urcuchaqui en Lts/Seg.....	77
Tabla 13: Caudales de la Quebrada Urcuchaqui Mensualizado.....	77

<i>Tabla 14: Balance Hídrico Quebrada Urcuchaqui</i>	79
<i>Tabla 15: Dimensiones de obras de Captación y conducción</i>	81
<i>Tabla 16: Resultados Ensayo de Laboratorio</i>	85
<i>Tabla 17: Número de Viviendas y Población Actual</i>	86
<i>Tabla 18: Cálculo del Caudal de Diseño y Volumen del Reservorio</i>	87
<i>Tabla 19: Diseño Hidráulico de la Línea de Conducción</i>	87

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1: Disposición típica de una derivación</i>	41
<i>Figura 2: Perfil de Cimacio para distinto valor de Carga</i>	44
<i>Figura 3: Coeficiente de descarga</i>	46
<i>Figura 4: Factores K de la curva de Cimacio</i>	47
<i>Figura 5: Factores n de la Curva de Cimacio</i>	48
<i>Figura 6: Socavación a pie de una cortina</i>	49
<i>Figura 7: Tirantes Conjugados en el Disipador de Energía</i>	52
<i>Figura 8: Esquema de formas de Salto Hidráulico</i>	56
<i>Figura 9: Gráfico de Trayectorias de Partículas en el Sedimentador</i>	61
<i>Figura 10: Provincia de Rioja</i>	67
<i>Figura 11: Distrito Elías Soplín Vargas</i>	68
<i>Figura 12: Imagen Satelital del Distrito Elías Soplín Vargas</i>	68
<i>Figura 13: Precipitaciones RIOJA 2016/2020</i>	76
<i>Figura 14: Descripción de partes del Proyecto</i>	88
<i>Figura 15: Diseño de Orificio de Captación</i>	90
<i>Figura 16: Calculo de la Altura del Barraje</i>	91
<i>Figura 17: Diseño Hidráulico del Sedimentador</i>	99
<i>Figura 18: Diseño Hidráulico del Filtro Lento</i>	100

² **CAPITULO I: INTRODUCCION**

1.1. Problema de Investigación

Los ríos han tenido diferentes usos a través de la historia de la humanidad, tales como, captación de agua (para consumo humano, agrícola e industrial), generación de energía, pesca, recreación, entre otros. A su vez, los ríos también son fuente de grandes desastres, tales como, avalanchas, inundaciones y colapso de estructuras (presas, diques, puentes y bocatomas).

La forma de riego (sistemas) y captaciones de agua para consumo de la población es parte importante del Sistema Integral de las localidades urbanas y rurales.

A partir del segundo tercio del siglo XX, la mayoría de bocatomas construidas en el Perú cuentan con una presa de derivación, canales de limpia, ventanas de captación y transición de entrega al canal de conducción. Actualmente todos los componentes de una bocatoma se construyen de concreto, y se dividen en: sin refuerzo y con refuerzo de acero (concreto armado).

En el Perú hay en operación un gran número de obras de toma para aprovechamiento hidráulico. El diseño de estas estructuras es casi siempre difícil y debe recurrirse tanto a métodos analíticos como a la investigación en modelos hidráulicos. La observación y análisis del comportamiento de las obras de toma en funcionamiento es muy importante. Los problemas que se presentan en una bocatoma son mucho más difíciles cuando se capta agua desde un río que cuando se hace desde un cauce artificial (canal). (Rocha Felices, 2005, pág. 2)

Es necesario tener presente que la bocatoma es una estructura muy importante para el éxito de un proyecto. Si por una razón u

otra se produce una falla importante en la obra de toma, esto significaría la posibilidad del fracaso de todo el Proyecto de Aprovechamiento Hidráulico. En consecuencia, tanto el diseño como la construcción, la operación y el mantenimiento de una obra de toma deben ofrecer el máximo de seguridad. (Rocha Felices, 2005, pág. 2)

El problema principal radica en que estas estructuras de captación que se construyen en las zonas rurales de la sierra y selva que son construidas, se construyen en su gran mayoría en forma rústica, sin criterio técnico de la ubicación y dimensionamiento de las estructuras, no consideran estructuras de protección y no realizan un estudio hidrológico para determinar los caudales máximos a que estarán sometidos durante su vida útil, y por la falta de financiamiento, reducen la calidad de los materiales para su construcción.

Rioja es una de las provincias que junto a la provincia de Moyobamba constituye el Valle del Alto Mayo, el cual ofrece una diversidad de ríos y quebradas como parte de la cuenca del Rio Mayo y así oportunidades de recurso hídrico que pueden ser aprovechadas eficientemente para satisfacer las necesidades básicas de agua a la población.

La fuente de agua es la quebrada Urcuchaqui ubicada en la parte alta de la localidad de Naciente de Rio Negro; actualmente como fuente de abastecimiento de agua a las localidades de Naciente de Rio Negro, Puerto de Bagazán y Nueva Esperanza, el agua es distribuida por piletas públicas.

En el sistema de captación que se tiene, existen limitaciones por el colapso parcial de las instalaciones de captación en la quebrada Urcuchaqui que fue construida en forma rústica sin criterio técnico y sin proyección del crecimiento poblacional; que a consecuencia

de las fuertes crecientes del río negro en épocas de lluvias (noviembre a abril) y por la infraestructura que fueron diseñadas para una población relativamente pequeña. En localidades que no tienen agua potable, esta es la principal limitación debido a la falta de infraestructura adecuada para la captación, tratamiento y distribución.

El estudio tiende a favorecer a la población que vive en zonas rurales, en condiciones de pobreza y no cuentan con servicios básicos como es el agua potable; presentan limitaciones en infraestructura para captación y si lo tienen, carecen de un mantenimiento adecuado que les permita, el abastecimiento racional a la población.

Con el planteamiento del análisis hidráulico y estructura de la obra de captación con presa derivadora fija, se proyecta para abastecer de agua a más de 1000 habitantes; se plantea una propuesta viable, que trata de utilizar los recursos hídricos en forma racional sin deterioro del medio ambiente, favoreciendo a una población rural de bajos recursos económicos, quienes serán beneficiados en el futuro con un abastecimiento de agua con calidad y así no propagar de enfermedades infecto contagiosas por consumo de agua no tratadas y contaminadas.

El trabajo de investigación tiende a beneficiar a masa de 4386 habitantes aproximadamente, los mismos que viven en condiciones desfavorables ya que cuentan con un sistema de agua potable que no brinda un buen servicio debido a varios aspectos.

Los habitantes de las localidades Distrito de Elías Soplín Vargas, consumen agua de baja calidad dado que el agua proviene de pozos artesanales sin ningún tratamiento y mantenimiento que trae consigo enfermedades endémicas a la población que lo consume.

En la mayoría de los casos el agua extraída mediante baldes con sogas en acarreada a las viviendas y consumidas directamente, solo se aplica un colador o tamiz para retener elementos a suspensiones solidas.

En las localidades colindantes a la Naciente de Rio Negro, cuentan con sistema de abastecimiento de agua potable de fuente superficial de la captación en la quebrada Cataratas Urcuchaqui – Localidad de Naciente Rio Negro, distrito de Elías Soplin Vargas, Provincia de Rioja, el agua es distribuida por piletas públicas, las cuales se ven afectadas por el colapso parcial delas instalaciones de captación en la quebrada Urcuchaqui a consecuencia de las fuertes crecientes del Rio Negro en épocas de lluvias (noviembre a abril) y por la infraestructura que fueron diseñadas para una población relativamente pequeña.

La consecuencia que acarrea este problema es el “Elevado tasa de mortalidad en la población afectada”, razón por la cual se hace necesario la realización de un estudio para proporcionar agua tratada, que luego de su construcción y puesta en funcionamiento se podrá disminuir la tasa de mortalidad den la población afectada, de esta manera garantizar el abastecimiento de agua potable con la debida presión y eficiencia.

Por lo tanto, se puede indicar que los habitantes además que viven en condiciones desfavorables ya que cuentan con un sistema de agua potable que no brinda un buen servicio debido a varios aspectos técnicos no considerados en su construcción y por la antigüedad del mismo.

Lo resultados de la investigación busca mediante una solución hidráulica, considerar otras captaciones de ladera según la demanda de agua de la población, otro reservorio de mayor volumen de almacenamiento, complementándose con un sistema

de evacuación de aguas residuales tradicional y utilizando unidades básicas de saneamiento (UBS), debido a la topografía muy accidentada.

1.2. Enunciado del Problema

¿Con el análisis del diseño estructural e hidráulico de la obra de captación con presa de derivación fija en la quebrada Urcuchaqui se logrará cubrir la demanda de agua para consumo humano en la localidad de Rio Negro, Distrito de Elías Soplín Vargas?

1.3. Objetivos del Estudio:

1.3.1. Objetivo General

Realizar el análisis del diseño hidráulico y estructural de la obra de captación con presa de derivación fija para cubrir la demanda de agua para consumo humano en la localidad de Rio Negro, distrito de Elías Soplín Vargas, Rioja – San Martín.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Analizar la problemática del sistema de abastecimiento de agua actual para consumo humano en la localidad de Rio Negro.
- Determinar la ubicación de la estructura de captación y realizar estudio topográfico en tramo de quebrada Urcuchaqui y en la línea de condición para determinar el plano en planta y los perfiles.
- Realizar el estudio de aprovechamiento hídrico de la quebrada Urcuchaqui, para determinar su disponibilidad hídrica y determinar la calidad de agua.
- Determinar los parámetros de diseño del sistema de abastecimiento de agua como la población futura y caudal de diseño.
- Realizar el diseño de las siguientes estructuras:
 - Diseño hidráulico y estructural de la bocatoma
 - Diseño hidráulico del desarenador

- Diseño hidráulico del Sedimentador
- Diseño hidráulico del filtro lento
- Diseño de la Línea de conducción
- Diseño estructural del reservorio

2 **1.4. Justificación del Estudio**

El presente estudio se justifica su investigación, porque permite aplicar criterios técnicos para el diseño hidráulico y estructural de las obras que conforman el sistema de captación con presa derivadora, control de sedimentos, tratamiento de agua a través de filtro lento, diseño de su línea de conducción y almacenamiento mediante un reservorio.

También porque permite dar una alternativa de solución al sistema de abastecimiento de agua a las localidades de Rio Negro, que en caso de construirse a través de un proyecto financiado por el estado, se reducirá o mitigara las enfermedades que se producen por el consumo de agua no tratada.

² CAPITULO II: MARCO DE REFERENCIA

2.1. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO

2.1.1. Antecedentes Internacionales

³ **Título de la Investigación:** (Diseño de una bocatoma de fondo para la captación de consumo humano para la parroquia "El paraíso de celen", Loja, 2015)

Autor, año: (Flores Chamba, 2015)

Aportes de los Investigadores: Esta investigación permitió diseñar una Bocatoma de fondo (Presa de Hormigón), de captación para consumo humano para la parroquia El Paraíso de Celen del cantón Saraguro, provincia de Loja, lo cual que permitirá mejorar las condiciones de vida de los habitantes. Se utilizó el Método de los números de escurrimiento, o precipitación efectiva para máximos caudales, para el cual se determina el número de curva según los parámetros del suelo.

Título de la Investigación: (Comportamiento Hidráulico y Sedimentológico de la Bocatoma Independiente de Aguas Andinas en el Río Maipo, 2018)

Autor, Año: (Ponce Bertini, 2018)

Aportes de los Investigadores: Del estudio realizado por intermedio del Software Hec Ras, se pudo determinar que la forma de modelar del río depende del caudal, ya que para flujos bajos (hasta 500 m³/s), el cauce se debe modelar como en un río que se bifurca en dos brazos separados por un pretil longitudinal. En lo referente a niveles de aguas en crecidas, el análisis hecho por medio de Hec Ras, concuerda plenamente con los resultados obtenidos por el INH (Crotex, Estelle y Tarodo, 1989), en el sentido que crecida máxima, que colapsaría totalmente las instalaciones de la Bocatoma Independiente, debería ser del orden de los 1500 m³/s.

Título de la Investigación: (Análisis de Estabilidad y diseño estructural de la Bocatoma P.H. Paso Ancho en la Facultad de Ingeniería, México. Universidad Nacional Autónoma de México, 2015)

Autor, Año: (Díaz Ibañez, 2015)

Aportes de los Investigadores: Como parte fundamental de garantizar la estabilidad de la estructura, es necesario apoyarse en manuales o textos que nos indiquen los factores de seguridad para determinar si una estructura es estable o no, así como también es de suma importancia la experiencia que tenga el diseñador, ya que ésta le permitirá visualizar fuerzas o factores que intervengan para estabilizar o desestabilizar la estructura. La experiencia de diseñador es también factor para determinar el tipo de soporte que se necesite si la estructura no es estable, él debe de proponer un sistema estabilizador que sea eficiente y económicamente factible.

2.1.2. **Antecedentes Nacionales**

Título de la Investigación: (Diseño Hidráulico de la Bocatoma en el Río Chicama, en la zona de Facalá, 2015)

Autor, Año: (Ponce Sahuinco, 2015)

Aportes de los Investigadores: El diseño hidráulico del proyecto va a beneficiar el riego de 8025.25 Has, ubicadas en el sector de riego Facalá, para lo cual se ha obtenido que en el periodo de análisis de 50 años, se infiere una máxima descarga de 69.80 m³/s y teniendo una mínima de 6.98 m³/s, con estos valores y de acuerdo a la demanda de los cultivos más representativos, se obtiene que el caudal de captación de 13.70 m³/s y el caudal de diseño para un periodo de retorno de 75 años es de 469 m³/s.

Título de la Investigación: (Diseño y modelamiento hidráulico de la Bocatoma el pueblo del distrito de Chócope, provincia de Lambayeque, departamento de Lambayeque, utilizando el modelo numérico telemac - 2d, 2018)

Autor, Año: (Nassi Mirengi, 2018)

Aportes de los Investigadores: Esta investigación permitió demostrar la bondad de los modelos numéricos, los cuales son una herramienta potente ya que a través de ellos podemos obtener una excelente cantidad de información debido a la gran cantidad de iteraciones que realiza lo cual para nosotros implicaría mucho esfuerzo y tiempo para realizarlo, del mismo modo el modelo numérico presenta varios campos de aplicación y puedes ser muy utilizados dentro de la ingeniería hidráulica, siempre y cuando se tenga datos para la calibración del mismo modelo y así poder reproducir la modelación con gran aproximación a la realidad. mostró y representó el flujo sobre la superficie de manera aceptable, brindando los distintos valores y magnitudes de velocidad, caudal, líneas de corriente, tirantes, etc. Se logró comprobar la gran similitud en los valores obtenidos en el modelo numérico y los valores calculados con fórmulas empíricas.

Título de la Investigación: (Diseño Hidráulico de una Bocatoma en el río Moyobamba para el mejoramiento del sistema de irrigación CCECCA, ISHUSA Y HUAYCAHUACHO, 2019)

Autor, Año: (Jauregui Jauregui, 2019)

Aportes de los Investigadores: Los criterios considerados para el desarrollo del diseño hidráulico de la bocatoma en el río Moyobamba fueron: la demanda hídrica de 0.5 m³/s para un área de riego de 750 has, para lo cual se ha obtenido un periodo de análisis de 50 años en tiempo de retorno, por el cual se infiere que el caudal máximo en dicho periodo es de 875 m³/s y un caudal mínimo de 2.5 m³/s. Así mismo los criterios para la elección del tipo de bocatoma fueron: la pendiente promedio del río en 5 km el cual es 10%, la presencia mínima de sedimentos en época de estiaje y la gran cantidad de piedras que transporta en épocas de avenidas, además debido al bajo caudal de captación el cual es menor a 1 m³/s, se determinó que la bocatoma sea de tipo Tirolesa.

2.2. MARCO TEORICO

2.2.1. Sistema de Abastecimiento de Agua Potable

Según García (2000), esto significa un sistema de abastecimiento de agua potable cuyo propósito principal es abastecer de agua a los habitantes de un lugar. El agua para uso doméstico es técnicamente aceptable si cumple con los estándares establecidos por la Organización Mundial de la Salud (OMS) e indica la cantidad de sales inorgánicas disueltas que debe contener para ser considerada apta para el consumo humano.

Una definición general de agua potable: "Si se considera apta para el consumo humano", es decir, se puede tomar directamente sin causar efectos secundarios como H. enfermedades gastrointestinales y alérgicas.

Ayala, Louis Effren (2006, p. 28) En la Optimización por Gravedad de Acueductos, los elementos líquidos cumplen con los requisitos organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos establecidos por el Decreto 475 de 1998. Se cree que su consumo es beneficioso para la salud y no afectar la salud porque debe ser colono.

Línea de Conducción

Considerado desde el punto de captación hasta el reservorio o estructura de almacenamiento, formado por tuberías con un diámetro adecuado para controlar las sobre presiones por la topografía.

Sistema de Red de Distribución

Conjunto de tuberías que inicia desde el primer punto de entrega del reservorio y distribuye a toda la vivienda. Se considera válvulas, tomas domiciliarias y medidores.

Fuentes de Abastecimiento

Según Agüero (1977), la captación de agua es una parte importante del diseño hidráulico de los sistemas de red de agua potable in situ y debe ser el inicio de cualquier proyecto que determine la cantidad y calidad del agua. El tipo de sistema está determinado por gravedad y bombas, directamente relacionado con la ubicación de la fuente de agua y la topografía del país.

Tipos de fuentes de agua

A. Agua de lluvia

La captación de agua de lluvia se emplea en aquellos casos en los que no es posible obtener aguas superficiales y subterráneas de buena calidad y cuando el régimen de lluvias sea importante.

B. Aguas superficiales

Las aguas superficiales están constituidas por los arroyos, ríos, lagos, etc. Que se discurren naturalmente en la superficie terrestre.

C. Aguas Subterráneas

Según Agüero (2006), parte de la precipitación de la cuenca se infiltra en el suelo hasta la zona de saturación, formando aguas subterráneas. Su uso depende de las propiedades hidrológicas y de la formación geológica del acuífero. En nuestro caso, la recolección se realiza desde pozos tubulares.

Manantiales

Esta es agua subterránea que ocurre naturalmente como resultado de accidentes tototerreno. Este tipo de fuente se usa típicamente para poblaciones pequeñas. En la estación

seca, el afluyente se encuentra en el nivel más bajo del nivel freático y debe estar en una cuenca estable, teniendo en cuenta las variaciones en el régimen de surgencia.

En nuestro proyecto, utilizaremos los manantiales de 'Pukiar' para el suministro de agua.

Recolección de manantiales y concentrados en laderas

Este tipo de colección se utilizó para el proyecto. Consta de tres partes.

- La primera: corresponde a la protección del afloramiento.
- La segunda: a una cámara húmeda que sirve para regular el gasto a utilizarse.
- La tercera: a una cámara seca que sirve para proteger la válvula de control.

Tabla 1: Aspectos cualitativos de las aguas superficiales y subterráneas

	AGUA SUPERFICIAL	AGUA SUBTERRANEA
Turbiedad	Variable (baja o muy alta)	Prácticamente ninguna
Color	Variable	Constante, bajo o ninguno
Temperatura	Variable	Constante
Mineralización	Variable Generalmente muy alta	Constante y dependiente del subsuelo
Dureza	Generalmente baja	Dependiente del suelo. Generalmente alta
Estabilización	Variable Generalmente algo corrosiva	Constante Generalmente algo incrustante
Contaminación Bacteriológica	Variable Generalmente contaminadas	Constante Generalmente, poca o ninguna
Contaminación radiológica	Expuestas a contaminación directa	Protegida contra contaminación directa

Fuente: Acevedo Netto Guillermo, Manual de Hidráulica (1975)

Método de Cálculo

Consideraciones de Diseño

Velocidad

Según los criterios técnicos del R.N.E., debe tener una velocidad mínima es 0.6 m/s y máxima de 3.0 m/s

Para lo cual se emplea la ecuación de continuidad:

$$V=Q/A$$

Donde:

V= velocidad (m/s)

Q= demanda en el tramo (m³/s)

A= área de la sección de la tubería (m²)

Dotación de Agua

Esta determinado por regiones de servicio según el R.N.E. considerando el tipo de uso y características de la población.

- **Reglamento nacional de edificaciones:**

Presenta los parámetros de la donación diaria que esta considerado por el número de habitantes de la localidad.

- **DIGESA:**

Según esta institución general de Salud Ambiental, considera para zonas rurales:

- Sierra: 50 lt/hab/día
- Selva: 70 lt/hab/día
- Costa: 60 lt/hab/día

- **OMS**

La Organización Mundial de Salud, considera la siguiente dotación:

Tabla 2: Dotación según OMS

N° Habitantes	CLIMA	
	Frío	Cálido
Rural	100 lt/hab/día	100 lt/hab/día
2,000 - 10,000	120 lt/hab/día	150 lt/hab/día
10,00 - 50,000	150 lt/hab/día	200 lt/hab/día
50,000	200 lt/hab/día	250 lt/hab/día

Fuente: Organización Mundial de la Salud

2.2.2. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

Reconocimiento del Terreno

Para realizar un levantamiento topográfico, es necesario realizar un levantamiento exhaustivo del terreno en el que se realizará el trabajo. En ese momento, es importante reconocer primero la topografía y luego comprender la topografía del sitio de desarrollo planificado. proyecto.

El levantamiento del terreno se basó en la ubicación visual del cañón y el área total de la línea del terreno, y también se realizaron trabajos complementarios para tener una idea clara del terreno y su forma. También pudieron identificar las superficies e irregularidades desde el inicio del proyecto hasta llegar a la zona donde se colocará la estructura de hormigón.

Red de Apoyo Planimétrico y Altimetría

En planimetría, o topografía plana, la superficie de la tierra se considera plana, se ignora la curvatura y los cálculos se realizan utilizando fórmulas de trigonometría plana. El principio de la planimetría se aplica a levantamientos de extensión limitada o cuando la precisión requerida es tan pequeña que la corrección de la curvatura es insignificante en comparación con el error de medición. Por lo tanto, la planimetría crea un sistema de coordenadas cartesianas planas.

El tipo de estudio se seleccionó aleatoriamente y se identificaron varias subcategorías. Aquí discutimos tipos tales como levantamientos de tierras, levantamientos catastrales, levantamientos de minas, levantamientos aéreos y levantamientos topográficos.

Los métodos topográficos incluyen triangulación, trilateración o topografía poligonal. Este estudio utiliza la poligonal como método de campo para levantamientos topográficos.

1 Poligonación Topográfica

Un control horizontal establecido por una poligonal consiste esencialmente en una serie de líneas cuya longitud y dirección se miden conectando los puntos cuyas posiciones se van a determinar.

El procedimiento in situ consta de dos partes básicas: mediciones de ángulos horizontales en estaciones cruzadas y mediciones de distancia entre esas estaciones. Esto se usa en estructuras de extensión limitada donde el terreno del terreno no interfiere con las medidas de los lados que forman.

Configuración

1 La forma geométrica o configuración de una poligonal es uno de los criterios más comunes de clasificarlas. Sin embargo, por lo regular, una poligonal se clasifica como abierta, ligada en sus dos extremos o cerrada.

Poligonal Abierta

Una poligonal abierta comienza en un punto de posición conocida o estimada y termina en una estación cuya posición horizontal

relativa se desconoce. No podemos calcular el cierre de la posición d, por lo que no podemos evaluar la calidad real del recorrido. Este tipo de poligonal se usa comúnmente para la inspección previa de caminos y canales.

Poligonal ligada en sus dos extremos

Es la poligonal que comienza y termina en puntos muy separados pero cuyas posiciones horizontales se conoce o se han determinado mediante un levantamiento previo de igual o mayor exactitud.

Poligonal Cerrada

Comienza y termina en el mismo punto que un circuito cerrado continuo. Un ejemplo clásico de este tipo de recorrido es alrededor de una propiedad.

Hay cuatro clases de poligonales cerradas, dado el nivel de precisión que desea lograr al calcular la poligonal.F

Tabla 3: Precisión de Levantamiento Topográfico

TIPO	ERROR ANGULAR	ERROR RELATIVO	AREA MAXIMA	USO
1° Orden	$15'' n^{(1/2)}$	1/5000 - 1/10000	500 Ha.	Mapas continentales y levantamientos geodésicos
2° Orden	$30'' n^{(1/2)}$	1/2500 - 1/5000	100 -500 Ha.	Planos de población, comprobación de planos de gran extensión.
3° Orden	$1'' n^{(1/2)}$	1/1000 - 1/2500	100 Ha.	Levantamientos de carreteras, ferrocarriles y obras civiles.
4° Orden	$1'30'' n^{(1/2)}$	1/500 - 1/1000	100 Ha.	Levantamientos de terrenos de poca extensión.

Fuente: Conde R., Domingo. Método y Cálculo Topográfico

Altimetría o Circuito de Nivelación

Los levantamientos altimétricos o de control vertical determinan mediciones de altura o elevaciones, es decir, mediciones lineales a lo largo de una línea vertical, con respecto a una superficie de referencia dada. El circuito de nivelación es la operación de determinar desniveles ya sea directa o indirectamente.

Métodos de Nivelación

Por lo general los métodos de nivelación se clasifican en directos o indirectos:

Nivelación Directa

Llamada también diferencial. Es la operación de determinar desniveles midiendo distancias verticales sobre un estadal graduado (mira), mediante un instrumento de medición. La nivelación diferencial determina elevaciones de puntos separados por distancias considerables. Este procedimiento que establece un plano horizontal de visión por medio del llamado nivel +óptico fijo, el cual permite leer distancias verticales; es el método altimétrico más común y se basa en la siguiente teoría:

$$A_i = \text{Elev1} + L_a$$

$$\text{Elev2} = A_i - L_s$$

Donde:

Elev 1 : Cota de un punto conocido.

L_a : Lectura aditiva o lectura hacia atrás.

A_i : Altura del instrumento.

L_s : Lectura sustantiva o lectura hacia el frente.

Elev 2 : Cota de punto a determinar

Nivelación Indirecta

Este método requiere de otros instrumentos, así como de cálculos adicionales a los del método directo. Son tipo del método indirecto la nivelación barométrica y la nivelación trigonométrica.

Nivelación Barométrica

Esta nivelación se basa en el principio de que las diferencias de elevación son proporcionales a las diferencias en la presión atmosférica. Ello significa que las lecturas de un barómetro en varios puntos de la superficie terrestre proporcionan una medida de las elevaciones relativas a tales puntos.

Nivelación Trigonométrica

Determina los desniveles entre dos puntos a través de los ángulos verticales observados y de la distancia horizontal o inclinada de estos.

Levantamiento de Curvas a Nivel

Las curvas a nivel son las líneas que se obtienen al unir todos los puntos de igual cota. Van separadas a una equidistancia vertical, entre dos curvas de nivel consecutivas.

La selección de la equidistancia depende principalmente de:

- Escala del plano
- Topografía del terreno
- Objeto por el que se ejecuta el plano

Todo esto representa la taquimetría, que es la técnica topográfica que hace posible realizar un levantamiento de terreno tanto de control horizontal como de control vertical, de manera rápida, siendo el teodolito el instrumento ideal para la obtención de datos

de campo; como los siguientes:

Medición de la distancia horizontal (Dh)

Para esto utilizamos la ecuación general de la estadía.

$$D_h = C (\cos \phi) + K (L) (\cos 2\phi)$$

Donde:

Dh = Distancia horizontal (m).

ϕ = Angulo vertical.

C = Constante estadimétrica (m).

K = Constante estadimétrica, adimensional.

L = Diferencia: Lectura superior - Lectura inferior (m).

Medición de la distancia vertical (Dv)

Para el cálculo de la distancia vertical se emplea la siguiente ecuación:

$$H = C (\cos \phi + K L \sin 2\phi) / 2$$

Una vez calculado el valor h, se puede determinar las cotas de los puntos visados:

$$\text{Cota 1} = \text{Cota 2} + (A_i - A_m) + h$$

Donde:

Cota 1 = Altura del punto que se desea conocer (m).

Cota 2 = Altura del punto conocido (m).

A_i = Altura del instrumento (m).

A_m = Altura registrada en la mira (m).

h = Distancia vertical (m).

Tabla 4: Selección de la Equidistancia

ESCALA DEL PLANO	TOPOGRAFÍA	EQUIDISTANCIA
Grande (1/1000 o menor)	Llana	0.10, 0.25
	Ondulada	0.25, 0.50
	Accidentada	0.50, 1.00
Mediana (1/1000 a 1/10000)	Llana	0.25, 0.50, 1.00
	Ondulada	0.50, 1.00, 2.00

	Accidentada	2.00,5.00
Pequeña (1/10000 a mayor)	Llana	0.50,1.00,2.00
	Ondulada	2.00,5.00
	Accidentada	0.50,1.00,2.00
	Montañosa	10.00,20.00,50.00

Fuente: CONDE R., Domingo, Método y Cálculo Topográfico

Tabla 5: Clasificar la Topografía de un Terreno

ANGULO DEL TERRENO RESPECTO DE LA HORIZONTAL	TIPO DE TOPOGRAFÍA
0 a 10	Llana
10 a 20	Ondulada
20 a 30	Accidentada
Mayor a 30	Montañosa

Fuente: CONDE R., Domingo, Método y Cálculo Topográfico

Levantamiento planimétrico y altimétrico

El Levantamiento topográfico consiste esencialmente en dos etapas, siendo estas el trabajo de campo y el de gabinete; para lo cual necesitaremos lo siguiente:

1 Trabajo de campo

Antes de comenzar el trabajo de campo, exploramos el terreno e identificamos algunos límites, ubicaciones de BM, etc.

Los trabajos topográficos se refieren a cualquier mojón colocado en roca sólida en un lado de una cimentación rústica existente. Se eligió una travesía abierta para lograr la puntuación más alta debido al terreno del cañón y al lecho del río.

Trabajo de Gabinete

Antes de comenzar el trabajo de campo, exploramos el terreno e identificamos algunos límites, ubicaciones de BM, etc.

Una vez recopilados los datos, se completó el papeleo. Consta de dos partes, el levantamiento planimétrico y el levantamiento altimétrico.

Esto incluye las siguientes actividades:

- Descargar los datos guardados en la memoria de la estación total a la PC.
- Luego, los datos se transfieren al programa Autocad Land Development.
- Todo el procesamiento de puntos se realiza a través de la gestión del programa.
- Dibujo de mapas topográficos a escala.

2.2.3. ESTUDIO DE SUELOS

En cualquier proyecto de ingeniería civil, se deben realizar estudios de suelo para determinar la naturaleza de las diversas formaciones y la profundidad del nivel freático, así como tomar muestras para identificar el tipo de suelo y evaluar sus propiedades físicas y mecánicas. En el campo o en el laboratorio.

Los estudios actuales de mecánica de suelos nos permiten determinar las propiedades del suelo en el que se ubicará la estructura propuesta.

Exploración y muestreo de suelos

El propósito de los estudios exploratorios es obtener información precisa sobre las condiciones del suelo en el sitio del estudio mediante la toma de muestras, y las muestras deben ser imágenes de los materiales disponibles en el sitio. Si no recolecta estas muestras con cuidado, corre el riesgo de confundir el sitio.

1 Espaciamiento de los sondeos

Nuestro perfil es regular y simple, lo que ha permitido de acuerdo con un reconocimiento primario hacer las calicatas en el terreno.

Profundidad de sondeos

Para estructuras pesadas como grandes puentes y edificios, los pozos deben llegar a la roca. Para estructuras más pequeñas, la profundidad se puede estimar a partir de sus características geológicas y de estudios previos en la misma área, teniendo en cuenta la extensión y el peso de la estructura.

Propiedades del suelo

Para determinar las propiedades del suelo, las muestras obtenidas de los pozos relevados se analizaron en el laboratorio para determinar las propiedades más importantes para este tipo de proyecto de remediación. Estos resultados reflejan las principales características de los suelos de la zona de estudio.

Los ensayos realizados son:

PARA CLASIFICACIÓN GENERAL DE LOS SUELOS

- Peso específico
- Límites de consistencia
- Análisis Granulométrico

A. Peso específico:

La gravedad específica del suelo es la relación entre el peso de las partículas minerales y el peso del mismo volumen de agua destilada a 4°C. Este valor se determina con base en el "Método de Determinación de Densidad Estándar para Suelos por Debajo de la Cuarta Malla (Designación AASHO T-100-70)" y se expresa mediante la siguiente fórmula.

$$\delta = \frac{P_s}{P_s + P_{fw} + P_{fws}}$$

1

Donde:

δ : peso específico del suelo (gr/cm³)

Ps : peso del suelo seco (gr.)

Pfw : peso del frasco con agua destilada (gr.)

Pfws : peso del frasco con agua y suelo (gr.)

B. Límites de consistencia

Se relacionan con la cohesión de las partículas y su resistencia a las fuerzas externas que tienden a deformar o destruir su estructura.

El límite de consistencia está representado por su contenido de agua y da una idea del valor de plasticidad del suelo. Puede encontrarlo a continuación.

1
- Límite líquido: Este es el límite entre el estado semilíquido y plástico del suelo. –

Límite Plástico: Es el límite entre el estado plástico y el estado semisólido.

- Límite de contracción: Este es el límite entre los estados semisólido y sólido.

C. Límite líquido (LL) (AASTHO T-89)

Este es el contenido de agua que corresponde al límite entre los estados semilíquido y plástico. Mide la verdadera fuerza cohesiva entre partículas.

Para llevar a cabo esta prueba se utiliza un dispositivo mecánico estandarizado denominado "Copa Casagrande".

$$L.L = \frac{W}{1.419 - 0.3 \log S}$$

Donde:

W = Contenido de humedad de la muestra cuando se une a los S golpes

S = Número de golpes con los que se une la muestra.

D. Límite Plástico (LP) (AASHTO T-90)

Este es el contenido de agua en el que el suelo pasa del estado plástico al semisólido.

Al construir terraplenes y subrasantes en carreteras, se debe evitar la compresión de materiales si el contenido de humedad de los materiales está por encima del límite de plasticidad.

E. Índice de Plasticidad (IP) (AASHTO T-90)

Esta es la diferencia numérica entre los límites líquido y plástico.

H.:

$$IP = LL - LP$$

Un índice de plasticidad más alto indica una plasticidad más alta. Si el material no tiene plasticidad (como la arena), se supone que su índice de plasticidad es cero y se muestra como IP = Np (sin plasticidad).

Los suelos tienen propiedades basadas en el índice de plasticidad. típicas que han sido agrupadas en el siguiente cuadro:

Tabla 6: Clasificación de Suelos por Índice de Plasticidad

IP	CARACTERÍSTICAS	TIPOS DE SUELO	COHESIVIDAD
0	No Plásticos	Arenoso	No cohesivo
<7	Baja Plasticidad	Limoso	Parcialmente Cohesivo
7 - 17	Plasticidad media	Arcillo Limoso	Cohesivo
>17	Altamente Plástico	Arcilla	Cohesivo

Fuente: JUAREZ BADILLO, EULALIO Y RICO RODRIGUEZ, ALFONSO, TEORIA Y APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE

F. Análisis Granulométrico (AASHTO)

También llamado análisis mecánico, consiste en determinar el porcentaje de piedra, grava, arena, limo y arcilla presentes en una determinada masa de suelo.

El análisis mecánico generalmente incluye todos los métodos para dividir el suelo en diferentes partes según el tamaño.

a. Tamizado o cribado a través de mallas

El conjunto de mallas utilizado para realizar esta prueba consta de aproximadamente 24 tamices, pero generalmente solo unas pocas mallas son suficientes para definir convenientemente la curva de tamaño de partícula. eso es:

Tabla 7: Mallas Estándar Según la "A.S.T.M."

PARA SUELOS	
NÚMERO	ABERTURA (mm)
2"	50.80
1"	25.40
3/4"	19.00
1/2"	12.70
3/8"	9.50
N° 4	4.75
N° 10	2.00
N° 20	0.84
N° 40	0.42
N° 60	0.25
N° 100	0.1475
N° 200	0.0737

Fuente: JUAREZ BADILLO, EULALIO Y RICO RODRIGUEZ, ALFONSO, TEORIA Y APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE SUELOS

Una vez que se dibuja la curva de tamaño de partículas del suelo, también se puede determinar su diámetro efectivo D10, el factor de uniformidad Cu y el factor de curvatura Cc.

Diámetro Efectivo D10.- Es el diámetro de partícula correspondiente al 10% del material más fino en la curva granulométrica.

factor de uniformidad Cu. - es la relación D60/D10, la relación entre el diámetro correspondiente al 60% y el diámetro más fino del 10% obtenida a partir de la curva de distribución granulométrica.

Cu es superior a 4 en grava y mezclas de grava y arena, y superior a 6 en suelos arenosos o mezclas de arena y grava con poco o ningún fino.

El coeficiente de curvatura CC.- es la relación de $(D_{30})^2 / (D_{60} \times D_{10})$, el diámetro correspondiente al 30%, 60% o 10% de material más fino obtenido a partir de la curva granulométrica.

Un buen sustrato tendrá un coeficiente de curvatura Cc entre 1 y 3.

b. Clasificación de suelos

Las dos clasificaciones de suelo más importantes para carreteras son la clasificación AASHTO y la clasificación SUCS.

Para clasificar los pisos se utilizó el siguiente sistema de clasificación:

CLASIFICACION SUCS:

El sistema cubre suelos gruesos y finos y distingue ambos a través de un tamiz #200. Las partículas gruesas son más grandes que la malla y las partículas finas son más pequeñas que la malla. Un suelo se considera grueso si más del 50% de su peso es retenido

por un tamiz No. 200, y fino si más del 50% de su peso pasa por un tamiz No. 200.

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN SEGÚN AASHTO:

Este sistema de clasificación es uno de los sistemas de clasificación más aceptados y adecuados para la construcción de carreteras. Clasifica los suelos en siete grupos según la composición del tamaño de grano del suelo, la limitación de líquidos, el índice de plasticidad y el índice de grupo. Los suelos con comportamiento similar pertenecen al mismo grupo y están representados por un índice específico.

El índice de grupo se calcula mediante la siguiente fórmula empírica.

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

Donde:

a = Porcentaje que pasa el tamiz N° 200 comprendido entre 35 como mínimo y 75 como máximo.

Se representará únicamente en número entero y varía de 1 a 40, por lo tanto, todo porcentaje igual o menor a 35 será igual a cero y todo porcentaje igual o superior a 75 igual 40.

b : Porcentaje que pasa el tamiz N° 200, comprendido entre 15 como mínimo y 55 como máximo. Se representará solo en número entero y variará de 1 a 40.

c : Parte del límite comprendido entre 40 como mínimo y 60 como máximo. Se representará solo en número entero y variará de 1 a 20.

d : Parte del índice de plasticidad comprendido entre 10 como mínimo y 30 como máximo. Se representará solo en número entero

y variará de 1 a 20.

La clasificación de la subrasante, en términos del índice de grupo es:

Excelente	IG de 0 - 1
Bueno	IG de 1 - 2
Regular	IG de 2 - 4
Malo	IG de 5 - 9
Muy malo	IG mayor que 9.

2.2.4. ESTRUCTURA DE CAPTACIÓN: BOCATOMA

Un sistema de desviación de energía hidroeléctrica es uno construido para usar agua superficial de manera controlada sin cambiar el régimen de la fuente y dispuesto de manera que pueda ser dirigida al punto de uso desde cualquier lado por gravedad o por un sistema de bomba.

En general, se considera captación por derivación cuando el caudal normal utilizado es superior al caudal necesario para satisfacer las necesidades del problema planteado. La potencia es menor que el esfuerzo requerido.

Arroyos, ríos, lagunas y manantiales son los principales embalses utilizados para crear este tipo de obras.

CLASIFICACIÓN

En algunas ocasiones se combina la captación de los escurrimientos superficiales con la de las aguas subálveas y por ello algunas obras, como la galería filtrante, pueden quedar incluidas en las obras de derivación.

- Tomas directas.
- Barrajes Simples.

- Presas de derivación.

Toma directa: esta es una de las soluciones más simples para realizar un bypass y se usa cuando la fuente puede proporcionar un flujo significativamente superior al costo deseado. En estos casos, se busca un calado natural con profundidad suficiente y buenas condiciones topográficas que permitan un correcto funcionamiento hidráulico, de forma que no sea necesario elevar la fuente de agua para orientarla hasta el lugar previsto. La estancia requerida puede estar en una cuenca que actúa como una presa de desviación natural en una ubicación fija. Básicamente, consiste en un canal abierto que conecta directamente las tuberías que llevan el agua a la fuente y al destino, y una estructura con rejillas y compuertas que controlan el flujo de agua.

Especialmente se construyen en lagos y ríos. Este tipo de obra no cuenta con ningún dispositivo para evitar el asolvamiento de la estructura y lo que se procura, es captar las aguas en un nivel lo más alto que sea posible del fondo del cauce.

Los barrajes: Estos son probablemente los tipos más rudimentarios de dispositivos de desvío desplegados en ríos y arroyos. La idea que se persigue es construir una pantalla que impida el paso del caudal, obligándolo a formar un cauce regular, desviando parte del agua y conduciéndola a un cauce en la ribera del río. Las cabañas se construyen a lo largo del arroyo utilizando tablas de pilotes, ramas, presas de barro o materiales extraídos del río mismo.

Por lo general, se utilizan para fines temporales y de pequeña escala. Se recomienda construirlo después de la temporada de lluvias ya que requiere un ajuste continuo ya que es susceptible a daños por corrientes de agua especialmente durante inundaciones. Este tipo de trabajo ya permite mayores niveles de remoción natural de arena y construcción de canales que la descarga directa.

Las presas de derivación: Una estructura con funciones de bombardeo mejoradas y efectos de fuego directo. Como resultado, a través de este tipo de construcción, se controla el flujo de la corriente oceánica, se aumenta la profundidad del agua y se dirige hacia la toma de agua, y se controlan los esfuerzos de desviación por parte de esta última estructura

Bocatomas con barrage

Estas estructuras pueden variar desde una simple bocatoma rustica, hasta grandes estructuras de concreto, lo cual depende principalmente de las características geo-morfológicas de la zona, clima, características hidrológicas de la cuenca etc.

Clasificación

Refiriéndonos a las estructuras ubicadas en el lecho de los ríos podremos clasificar en:

- Bocatoma con Barraje
- Bocatoma sin Barraje rustico y sumergido

Hidráulica de la presa derivadora: Barraje

Elevación de la cresta vertedora

Las presas de desvío sirven para aumentar la profundidad de la fuente para desviar una corriente determinada, por lo que la altura de la parte superior del aliviadero está determinada por la altura requerida para manipular el afluente.

El siguiente diagrama muestra un ejemplo típico de la colocación de pasamanos, tomas de aire y conductos principales.

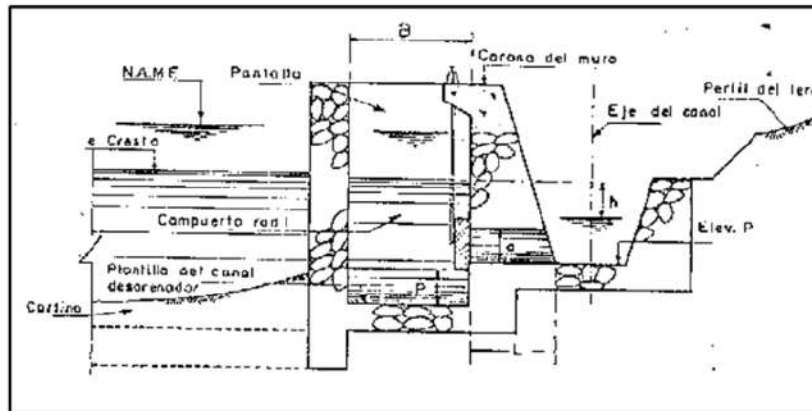


Figura 1: Disposición típica de una derivación

Como puede observarse, la elevación "C" de la cresta vertedora es igual a la elevación correspondiente a la plantilla del canal en su inicio (elevación P) más el tirante (d) del mismo canal, más la carga hidráulica (h) del orificio de la toma, es decir:

$$\text{Elev. C} = \text{elev. P} + d + h$$

La altura de la plantilla del conducto principal es una métrica que se considera de antemano al diseñar.

Esta altura se determina básicamente considerando la altura del área de terreno a regar y la carga perdida entre esa área y la cuenca. Esta carga debe tener en cuenta la topografía del diseño del alcantarillado para tener en cuenta la pérdida de carga debido a la pendiente del alcantarillado y la carga requerida para la operación de las estructuras requeridas para la ruta de la tubería.

En general, se puede explicar de la siguiente manera.

$$\text{Elev. P} = \text{Elev. Z. R.} + \Delta c + \Sigma h$$

Siendo:

Elev. Z. R. = Elevación de la zona de riego o de la rasante del canal en el inicio de la zona de riego.

Δc = Desnivel que requiere el canal, según la pendiente o pendientes y la longitud o longitudes de los mismos.

Σh = Suma de energías necesarias para el funcionamiento de las estructuras de arte en general del trayecto.

Es claro que para definir la elevación "P", habrá necesidad de efectuar previamente la planeación de la zona de riego y el trazo del canal principal o canal muerto, que ligue la toma con la superficie beneficiada, cuyos datos se ha obtenido de la junta de regantes.

Características del Vertedor

La fórmula comúnmente empleada para definir las características hidráulicas del barraje es la de Francis, en la cual no se consideran el efecto de la velocidad de llegada ni las contracciones laterales del vertedor. Esto se debe a que antes de verter, es retenida por el vaso que se forma (grande o pequeño), al elevarse el tirante y por lo tanto puede considerarse, que el agua tiene una velocidad nula. Las contracciones laterales se eliminan fácilmente, limitando al vertedor en sus extremos, con paredes verticales y perpendiculares a su cresta, de suficiente altura y longitud.

La fórmula es:

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

Siendo:

Q = Gasto del vertedor en m³ /seg.

C = coeficiente de descarga.

L = Longitud efectiva de la cresta en m.

H = Carga sobre la cresta del vertedor, medida a 2.5 H aguas arriba de la cresta.

No obstante, lo anterior, en el caso de querer considerar el efecto de las contracciones laterales y la velocidad de llegada, la longitud del vertedor se corrige con la siguiente formula, que, en forma

general, incluye el efecto de las contracciones.

$$L = L' - 0.1 N H_o$$

Y la velocidad de llegada afectara a la carga real del vertedor, incrementando a esta, es decir:

$$H_o = H + H_a$$

Siendo:

L' = Longitud real de la cresta.

N = Numero de contracciones.

H_o = Carga total del vertedor.

H_a = Carga total debido a la velocidad de llegada = $v_a^2 / 2g$

V_a = Velocidad de llegada = q / A .

A = Área de la sección transversal del río hasta el nivel del agua en la llegada al vertedor.

De acuerdo con lo anterior, la formula puede escribirse:

$$Q = C [L' - 0.1 N (H + H_a)] (H + H_a)^{3/2}$$

Otra fórmula que se emplea con frecuencia en vertedores con velocidad de llegada es la de Norton, que se anota enseguida y en la que literales representan los conceptos ya señalados antes.

$$Q = C L H^{3/2} [1 + 0.0787 C^2 (L H / A)^2]$$

Gasto del Vertedor

Para un vertedero de desbordamiento de una presa de cuenca, la descarga de desbordamiento es el caudal correspondiente al curso del proyecto elegido o asumido en el estudio hidrológico de la cuenca.

Longitud (L) y Carga (h)

Los valores de L y H se seleccionan teniendo en cuenta las condiciones físicas del sitio de construcción de la presa, costo, volumen de excavación, altura de muros protectores y canales, etc. A veces hay canales muy anchos y se construyen presas en toda su longitud, o se construyen presas más cortas y se cierran los canales con paredes macizas o presas, según lo permita la geología del canal.

Lo que se definirá adoptar una de las dos soluciones será el hecho de efectuar un estudio económico de ambas, además de considerar el funcionamiento hidráulico que se prefiera en cada caso.

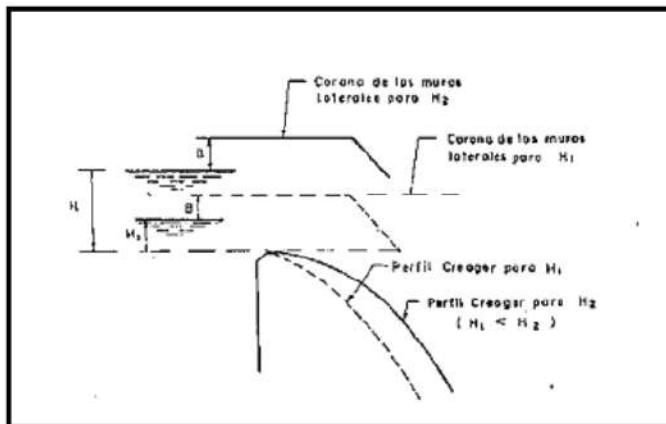


Figura 2: Perfil de Cimacio para distinto valor de Carga

Un vertedor corto es probable que se adapte más a la sección del cauce principal, pero al tener una carga mayor que en el caso de ser más largo, la sección del barraje resulta ser hidráulicamente más robusta, y los muros para cerrar el cauce resultan más altos. Por otro lado, tórnese en cuenta que el hecho de contar con mayor gasto en el vertedor por unidad de longitud, puede ser necesario un dissipador de energía en la descarga, del mayor costo, que es el caso de tener menos gasto unitario.

Coefficiente de Descarga (C)

En la selección o adopción del coeficiente de descarga "C" del vertedor se deben tomar en cuenta los siguientes factores:

- La profundidad de llegada "P".
- La diferencia entre la carga de diseño y la carga de gasto máximo.
- La interferencia de la descarga aguas abajo y de la sumergencia

Vertedores con Cimacio Creager

A continuación, se incluye una breve revisión de estos factores en relación con los perfiles de peine Creager más recomendados y ampliamente utilizados para vertederos.

Los vertederos de este tipo han sido ampliamente probados y observados por varios investigadores. Por tanto, se obtuvo más información sobre su funcionamiento consultando libros de hidráulica y otras estructuras hidráulicas construidas en la zona.

La profundidad de llegada "P"

Los efectos de la altura del vertedero 'P' (profundidad de alcance) se han observado para vertederos de paredes delgadas, estas profundidades son inversamente proporcionales a la velocidad de alcance, y la contracción vertical de la capa del dique aumenta con la altura 'P'. Llegué a la conclusión. .

Si la profundidad P es $1/5H$ o más, el coeficiente de flujo es sustancialmente constante incluso si la contracción del vertedero es pequeña. A medida que la altura 'P' disminuye a cero, también lo hace el coeficiente 'C', en cuyo caso el vertedero se convierte en un canal restringido.

Se creó un diagrama como el de la figura a partir de los resultados de la observación del vertedero delgado y se obtuvo el coeficiente de escorrentía C de la relación P/H_o . Esta figura se aplica a una

cumbrera con un perfil más claro, donde el perfil de la cumbrera se creó teniendo en cuenta las cargas asociadas con la carretera del proyecto. $H_0/h_0 = 1$

Para definir la altura "P" para un proyecto en particular, se deben tener en cuenta las características de resistencia del flujo utilizado. Esto se puede calcular a un cierto valor inicialmente, pero este valor disminuye a medida que aumenta la acumulación y el transporte de lodo. lo que trae el camino

Los rieles conductores suelen ser de baja altura, por lo que la primera vía de la temporada puede tener una altura "P" de cero después de que se complete el trabajo.

En estudios y borradores anteriores se asumía $C=2$, considerando que en algunos borradores la ruta del proyecto se determinaba mediante un método indirecto.

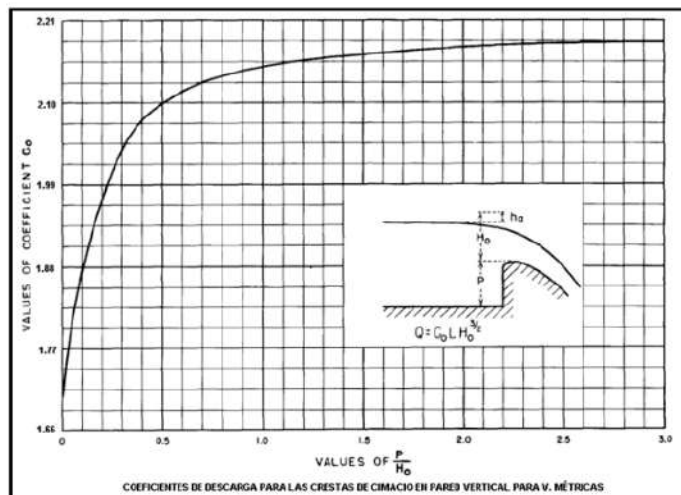


Figura 3: Coeficiente de descarga

Diferencia entre la carga de diseño del vertedor y la carga de descarga máxima.

Dado que las inundaciones más grandes en un proyecto son raras y de corta duración, el perfil de la cumbrera puede diseñarse con cargas más bajas, lo que permite acomodar inundaciones más pequeñas.

Con esta medida se logran ahorros en el bombardeo, ya que el bombardeo es más angosto y menos robusto. Si la carga de la cumbrera está diseñada para ser pequeña y el camino es ancho, se genera una presión negativa en el área de contacto entre el vertedero y la placa inclinada, aumentando el coeficiente de escorrentía. Cuando esto ocurre en carreteras secundarias destinadas a formar crestas, crea una presión excesiva en la cara de salida y reduce el factor 'C'.

Evite diseñar para cargas inferiores al 75% de la carga correspondiente al caudal máximo. Use este valor para ingresar el ábaco en la Figura 187.— A Pág. 304 Diseño de Presas de la USBR.

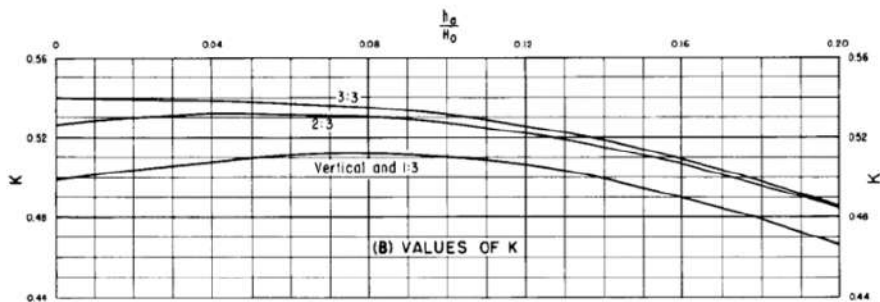


Figura 4: Factores K de la curva de Cimacio

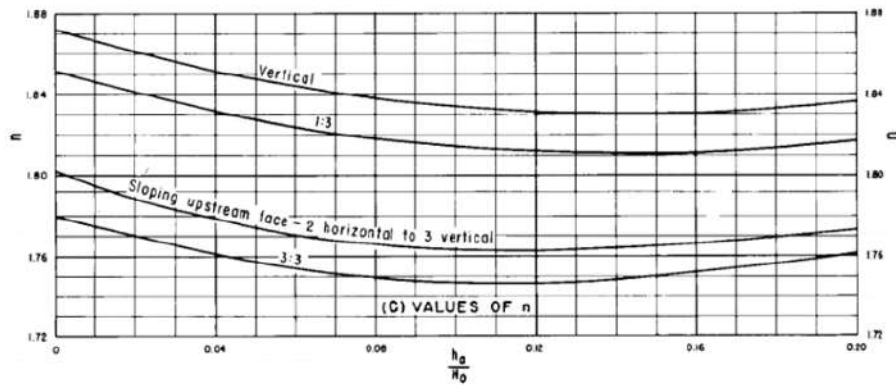


Figura 5: Factores n de la Curva de Cimacio

Disipador de Energía

Al elevarse el tirante del agua en un río y hacer que la corriente se derrame sobre el muro vertedor, el agua adquiere una energía de posición que se transforma en energía de velocidad o cinética, cuya magnitud depende la altura de caída y consecuentemente de la altura del barraje.

Los perjuicios que ocasiona el escurrimiento debido a una alta velocidad, son fundamentalmente los efectos debido a la socavación y erosión del agua al pie de la estructura, que obviamente pone en peligro su estabilidad o la dañan parcialmente.

En la siguiente figura se trata de mostrar la socavación del agua debido a una fuerte velocidad, al pie de un barraje cimentada en terreno poco resistente.

Un fenómeno similar se llega presentar también en otros elementos, por ejemplo, en los muros de encause, o los que flanquean a barraje.

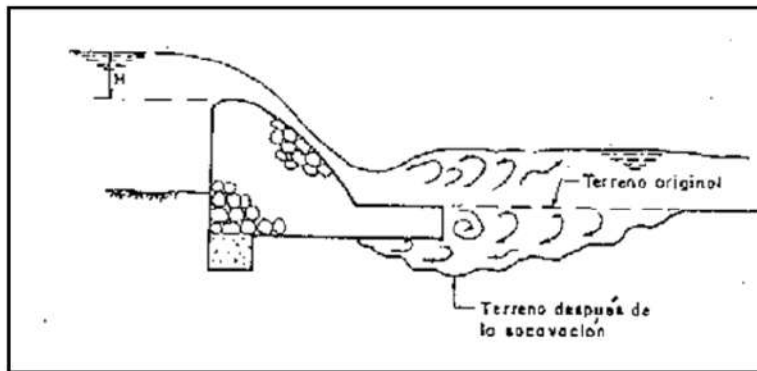


Figura 6: Socavación a pie de una cortina

Si la pendiente es gradual, o si el piso del canal tiene material elástico, el efecto del agua puede no afectar el impulso del desbordamiento, y las precauciones para moderar o soportar la velocidad del agua pueden ser mínimas. B. Hay una pequeña ranura o almohadilla detrás de la pared de vertido.

La mayoría de las presas de desvío construyen un dispositivo adjunto o que forma parte del cuerpo de la presa para disipar la energía cinética de la descarga dentro del vertedero y dirigir el flujo de agua a una velocidad que no cause daño. el río. formar un desvío en la estructura que soporta el

Se han desarrollado varios tipos de amortiguadores y su diseño se basa en la experiencia adquirida en el laboratorio utilizando principios hidráulicos y modelos hidráulicos.

En general, estos dispositivos con muchas variaciones se pueden clasificar en los siguientes grupos:

- Colchones o tanques amortiguadores.
- Estructura deflectoras.
- Estructuras de impacto

Las estructuras de impacto no se tratan en este trabajo por no ser usuales en nuestro tipo de proyecto.

Colchón amortiguador o Tanques amortiguadores

Consiste en un tanque de profundidad 'P' igual al espesor del colchón de agua en la base de la barrera para amortiguar el impacto del chorro.

El diseño de este tanque se basa en el bien establecido principio de salto hidráulico en hidráulica.

Salto Hidráulico

Se recordará, que en un escurrimiento el salto hidráulico se verifica cuando pasa en condiciones adecuadas, de un régimen rápido a un régimen lento con pérdida parcial de energía, y que es demostrable, que ⁴ la ecuación que define a este fenómeno es:

$$Fm = \left(\frac{Q}{g}\right)v + Ay$$

$$Fm = \left(\frac{Q^2}{gA}\right)Ay$$

$$\text{dado que: } V = Q/A$$

Siendo:

Fm = Fuerza específica resultante en el salto hidráulico, expresada como volumen de agua, en m³

Q = Gastos en m³ /seg.

g = Aceleración de la gravedad en m/ seg.

A = Área media de la sección transversal en m².

v = Velocidad media en m/ seg.

y = Profundidad hasta el centroide de la sección transversal, respecto a la superficie libre del agua.

La aplicación del salto hidráulico en un tanque amortiguador es por lo siguiente:

Al presentarse un escurrimiento con régimen rápido sobre el vertedor, y teniendo en el río una pendiente más o menos suave y

menor que la crítica correspondiente, se trata al pie del vertedor un tirante "d1", cuyo conjugado "d2" tratara de formarse rápidamente, y a las condiciones física del escurrimiento lo propician.

Al producirse el tirante d2 la energía cinética se transforma; en una parte en energía de presión y otra se pierde por el cambio subido de régimen y en los remolinos y turbulencias del salto hidráulico.

El objeto de diseñar el tanque, aguas debajo de la cortina es con el fin de contar con las condiciones adecuadas, para que el cambio brusco de tirantes se verifique dentro de una longitud mínima del cauce, que es la que se debe proteger debidamente.

Pero no siempre se formará o será necesario hacer que se produzca el salto hidráulico; la necesidad del dependerá de las características de resistencia que tengan los materiales del cauce. Por lo tanto, habrá caso en los que únicamente será necesario calcular las velocidades que se tengan aguas debajo del barraje y ver si son aceptables de acuerdo con los materiales que se tengan en el sitio. Por lo tanto, habrá que calcular dichas velocidades en algunas secciones, tales como la S1, S2, S3, etc. Figura siguiente y juzgar la necesidad de revestir o no cierto tramo de cauce, de acuerdo con ellas.

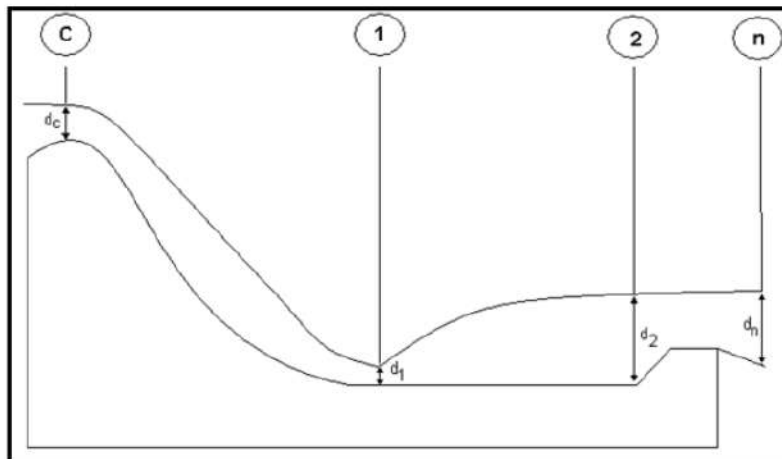


Figura 7: Tirantes Conjugados en el Dissipador de Energía

En un problema de salto hidráulico, como en las estructuras terminales de vertedores, tomas, rápidas, etc.; el valor de los tirantes conjugados d_1 y d_2 se pueden calcular de la siguiente manera:

Cálculo del tirante d_1

En el cálculo de la pequeña profundidad conjugada en el fondo del vertedero que se usa comúnmente en nuestro proyecto, el teorema de Bernoulli establecido entre una sección de control en la parte superior del vertedero y otra sección en el fondo del vertedero dice: será

$$Z + c_c + h_{vc} = d_1 + h_{v1} + \Sigma h_p$$

El primer término (Z) en esta ecuación es obvio, ya que es la altura del voladizo según el nivel de comparación en la plantación de Bernoulli.

También sabemos que ' d_c ' es la profundidad crítica calculada al verificar la igualdad que define la región crítica.

$$Q^2 / g = A^3 / T$$

En donde:

Q = gasto en $m^3/seg.$

$g = 9.81$ m/seg.

A = Área hidráulica de la sección, en m^2 .

T = Ancho de la superficie libre del agua en m.

Para secciones rectangulares que es nuestro caso “ dc ” se calculará directamente, ya que de acuerdo con lo anterior se tiene:

$$Q^2 / g \ A^3 / T \ (B \ dc)^3 / B$$

Luego:

$$dc = \sqrt[3]{(Q^2 / g B^2) S}$$

Donde el término “ hvc ” es la carga de velocidad para la velocidad crítica, que es:

$$hvc = Vc^2 / 2gS$$

Las pérdidas de energía (Σ hp) son por lo menos despreciables, debido a su magnitud, tomando en cuenta la forma del cimacio y que el tirante $d1$ se está calculando inmediatamente al pie del vertedor; así que Bernoulli queda:

$$Z + dc + hvc = d1 + hv1$$

Para conocer el tirante $d1$ se verifica la igualdad anterior, mediante supuestos valores $d1$. Una vez aceptada el valor correcto de $d1$ se procederá al cálculo del $d2$.

A continuación, se presentan las fórmulas para obtener el conjugado $d2$ para las secciones más empleadas:

Sección Rectangular: (Se calcula directamente)

$$d2 = -d1 / d2 \pm \sqrt{(d1^2 / 4) + (2v1^2 d1 / g)}$$

Donde:

4

d_1 = Tirante conjugado menor del salto hidráulico en m.

d_2 = Tirante conjugado mayor del salto hidráulico en m.

b = Ancho del canal donde se produce el salto hidráulico en m.

t = Talud de las paredes del canal

v_1 = Velocidad correspondiente al tirante del conjugado menor d_1 en m/seg.

v_2 = Velocidad correspondiente al tirante del conjugado mayor d_2 en m/seg.

Q = Gasto en el canal en $m^3/seg.$

g = Aceleración de la gravedad en $m/seg.^2$

P_1 = Empuje hidrostático debido a la sección 1 m^3

d_c = Tirante crítico del flujo en m.

Elevación del piso del tanque amortiguador

Puesto que el nivel de la superficie libre del agua, en el tanque amortiguador y en el cauce natural del río, inmediatamente después de dicho tanque, deben ser iguales, la elevación del fondo del tanque (P_t) será igual a la elevación del umbral de la descarga (Elev. U) más el tirante natural (d_n) en el cauce menos conjugado d_2 , es decir:

$$Elev.(P_t) = (Elev.U + d_n) - d_2$$

De acuerdo con esto, la altura del colchón "P" valdrá:

$$P = d_2 - d_n$$

4

Para contar con un margen de seguridad a fin de asegurar el amortiguamiento, es usual considerar un 15% más el valor calculado para el conjugado d_2 o sea:

$$P = 1.15d_2 - d_n$$

Longitud del tanque amortiguador

Para definir la longitud del colchón o tanque amortiguador, se recurre a las experiencias que varios investigadores han efectuado al respecto, los cuales nos permiten calcular esa longitud en función de las características hidráulicas del salto.

Una de las relaciones empleadas con bastante frecuencia y que ha dado resultados satisfactorios en los diseños comunes y corrientes, es la propuesta por ⁴ Linqvist.

$$L = 4(d_2 - d_1)$$

O también:

$$L = 5(d_2 - d_1)$$

Generalmente se usa esta última relación.

Safranez propone:

$$L = 6(d_1 v_1) / g d_1$$

La proporción determinada por la Oficina de Reclamación de EE. UU. también se usa comúnmente, como se muestra en los cálculos. Por otro lado, para aumentar el recorrido del filtro bajo la cortina, se puede aumentar la longitud del tanque calculada para las necesidades hidráulicas. Se elige esta solución si resulta económicamente viable y se están considerando otras opciones para extender esta ruta. Por ejemplo, profundizar las dentaduras postizas es un buen método.

En este caso, el tanque será más grande de lo necesario y el margen de seguridad del colchón será grande.

⁴ **Recomendaciones sobre el diseño de tanques amortiguadores según el Bureau of Reclamation de los EE. UU**

El Relleno Sanitario de Berau en los Estados Unidos ha estudiado los saltos hidráulicos en los tanques de compensación como un medio de disipación de energía durante las descargas de presas, bocatomas y estructuras terminales en general. ⁴ Algunos de los resultados de este estudio de diseño de tanques de compensación relacionados con el salto hidráulico y el número de fluidos son:

Pero antes de eso, recuerda que el número de Froude se define

como $N = v/\sqrt{gd}$ (Froude)

Siendo: N = Numero de Froude

V = Velocidad en m/seg.

g = Aceleración de la gravedad en m/seg/seg.

d = Tirante del agua en el flujo en m.

A continuación, se presentan las formas de saltos hidráulicos con relación al N° de Froude: en intervalos de 1 a 9

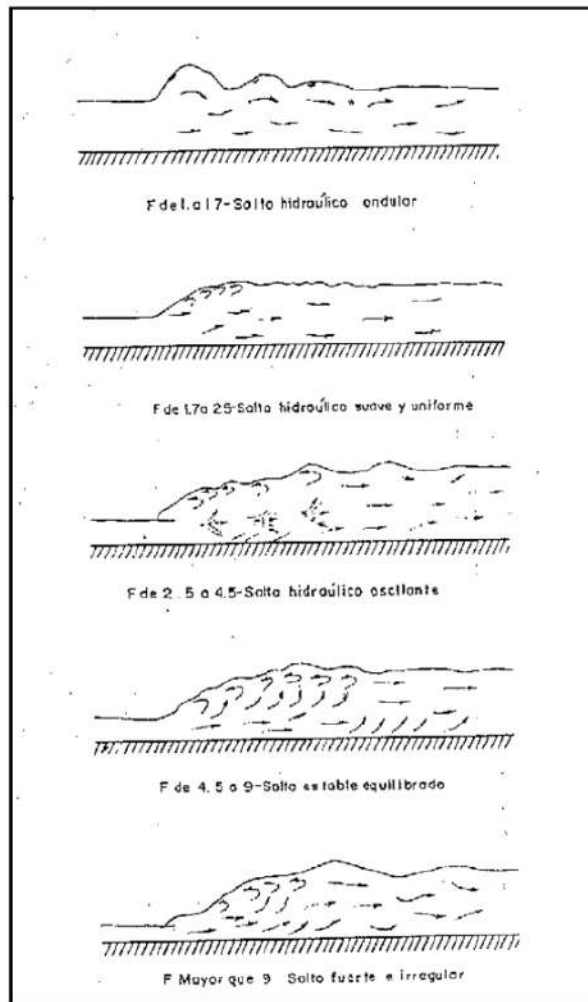


Figura 8: Esquema de formas de Salto Hidráulico

Características de los Saltos Hidráulicos según el N° Froude

⁴
a) **Número de Froude entre 1 y 1.7**

Si el valor del número de Froude es 1, la situación es crítica y el agua no forma un salto hidráulico. En los valores 1 y 1,7, existen regiones ligeramente por debajo del valor subcrítico, que forman ligeras ondas en la superficie.

Velocidad v_2 está aproximadamente un 30 % por debajo de la velocidad crítica. No se requiere tanque y se recomienda cubrir el desagüe a una profundidad de cuatro veces d_2 ($4d_2$).

b) **Número de Froude entre 1.7 y 2.5**

No se necesitan amortiguadores ni umbrales, ya que es un estado bastante homogéneo establecido en la etapa previa a la descarga y no tiene turbulencia activa. Se requiere un tanque largo para acomodar el prisma de flujo donde ocurre la desaceleración.

⁴
c) **Número de Froude entre 2.5 y 4.5**

No se produce el salto en sí, sino un salto oscilante, lo que habla de un régimen de transición. Se generan ondas de flujo sobre el tanque y no se pueden controlar fácilmente. En tales casos, la disipación de energía a través de tanques comunes no es suficiente.

La supresión de la hinchazón requiere un aumento del 10% en la residencia conjugada computacional. Si hay números de Froude dentro de estas series, puede ser prudente cambiar las condiciones del régimen (como el costo por unidad de longitud de los vertederos) para estar fuera del régimen de transición y posiblemente fuera del régimen económico. Atenuación.

⁴
d) **Número de Froude entre 4.5 o mayor**

e)

Se crea un verdadero salto hidráulico estable y equilibrado, que ayuda en el diseño de este tanque, pero limita la velocidad de alcance a 15,2 m/s o menos. (50 pies por segundo). Las

instalaciones indicadas de bloque, deflector y umbral ayudan a estabilizar aún más el salto y reducir la longitud del tanque.

DESARENADOR

El agua captada contiene pequeñas partículas sólidas de material abrasivo (como arena) en suspensión, que se depositan en el fondo del canal reduciendo su área transversal. Esto aumenta los costos anuales de mantenimiento y provoca molestas interrupciones en el servicio del canal. Se utilizan trampas de arena para eliminar este material.

En ellos, el agua se ralentiza, por lo que las partículas de arena y piedra se depositan en el fondo y se pueden eliminar a tiempo. El sedimento debe asentarse tanto a la entrada del canal como a la entrada de la tubería o cámara de cabecera. Esta trampa de arena debe colocarse lo más cerca posible de la entrada para evitar problemas de obstrucción de la línea. La salida de la estructura tiene llave de control y el cálculo numérico de las dimensiones se realiza teniendo en cuenta la base hidrotécnica del diseño utilizando la teoría del asentamiento rápido.

Caudal Transportado (Q)

El caudal necesario para irrigar la zona de cultivo se determina de acuerdo a la cédula de cultivo para las 58 has.

Diámetro de las partículas a sedimentar (D)

Para el desarenador del proyecto se ha considerado que las partículas a sedimentar tendrán un diámetro según la siguiente tabla:

1
 Tabla 8: *Clasificación del Material en Suspensión según su tamaño*

Material	Diámetro (mm)	Material	Diámetro (mm)
Gravilla:		Fango:	
Gruesa	> 2.00	Grueso y medio	0.05 - 0.01
Fina	2.00 - 1.00	Fino	0.01 - 0.005
Arena:		Arcilla:	
Gruesa	1.00 - 0.50	Gruesa y media	0.005 - 0.001
Media	0.50 - 0.25	Fina	0.001 - 0.0001
Fina	0.25 - 0.10	Coloidal	< 0.0001
Muy fina	0.10 - 0.05		

Fuente: Elementos de diseño para acueductos y alcantarillas. Ricardo López Cualla

1
Teoría de la Sedimentación

La teoría de la sedimentación fue desarrollada por Hazen y Stokes. Su modelo de sedimentación de partículas se resume en la siguiente ecuación, de la que se puede concluir que la velocidad de sedimentación de una partícula es directamente proporcional al cuadrado de su diámetro.

$$V_s = \frac{g(\rho_s - \rho)d^2}{18\mu} = K d^2$$

1
 Donde:

V_s = Velocidad de sedimentación de la partícula (cm/seg)

g = Aceleración de la gravedad (981 cm/seg²)

ρ_s = Peso específico de la partícula (Arenas = 2.43 gr/m³)

ρ = Peso específico del fluido (Agua = 1.00)

μ = Viscosidad cinemática del fluido (cm²/seg)

Tabla 9: *Viscosidad Cinemática del Agua*

Temperatura °C	Viscosidad cinemática Cm ² /seg	Temperatura °C	Viscosidad cinemática cm ² /seg

0	0.01792	18	0.01059
2	0.01763	20	0.01007
4	0.01567	22	0.00960
6	0.01473	24	0.00917
8	0.01386	26	0.00876
10	0.01308	28	0.00839
12	0.01237	30	0.00804
14	0.01172	32	0.00772
15	0.01146	34	0.00741
16	0.01112	36	0.00713

Fuente: Elementos de diseño para acueductos y alcantarillas. Ricardo López Cualla

Los siguientes supuestos teóricos se hacen en los estudios de sedimentación:

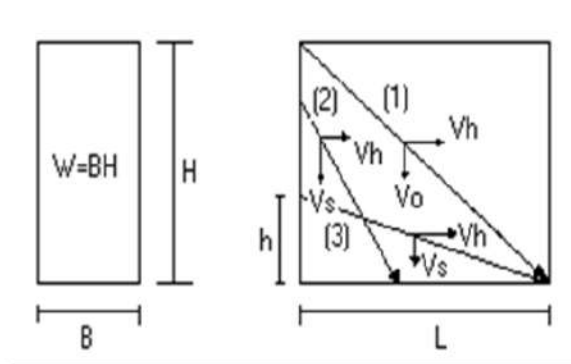
El flujo se distribuye uniformemente sobre la sección transversal W . El agua se mueve a una velocidad constante en el tanque. Se eliminan todas las partículas que golpean el suelo antes de llegar a la salida.

Además, este estudio se desarrolló asumiendo que se necesita remover una partícula de diámetro ' d ', y para ello se analiza la trayectoria de esta partícula a lo largo del tanque.

Como se puede ver en el diagrama a continuación, las partículas más peligrosas de diámetro ' d ' son aquellas que ingresan desde la parte superior del tanque y deben viajar una altura H y una longitud L en el peor de los casos antes de ser removidas. Esta ruta crítica se designa (ruta 1).

Esta partícula tiene componentes de velocidad horizontal V_h y velocidad vertical V_o y se mueve en el tiempo " t ".

Figura 9: Gráfico de Trayectorias de Partículas en el Sedimentador



Fuente: Elementos de diseño para acueductos y alcantarillas. Ricardo López Cualla

Primero, todas las partículas con la misma componente de velocidad vertical V_0 se eliminan independientemente de su punto de entrada. De manera similar, se eliminan todas las partículas con una velocidad de sedimentación V_s mayor que V_0 . Las partículas con V_s menor que V_0 pueden eliminarse según el grado de penetración en el tanque.

$$\frac{L}{Vh} = \frac{H}{V_0} \rightarrow \frac{L \cdot W}{Vh \cdot W} = \frac{H}{V_0} \rightarrow \frac{V}{Q} = \frac{H}{V_0}$$

Siendo:

V = Volumen del tanque

Q = Caudal

La velocidad de la partícula crítica será, V_0 será:

$$V_0 = \frac{HQ}{V} \rightarrow V_0 = \frac{Q}{A}$$

Siendo: A = Área superficial = $B \cdot L$

Según la ecuación de Stokes:

$$V_0 = \frac{g}{18} \cdot \frac{\rho_s - \rho}{\mu} \cdot d^2 = K d^2$$

Reemplazando, la velocidad de la partícula crítica en la ecuación

de Stokes, se tiene:

$$Kd^2 - \frac{Q}{A} \rightarrow d = \sqrt{\frac{Q}{KA}}$$

El análisis de esta ecuación muestra que, a un caudal dado, el diámetro de las partículas eliminadas es función del área superficial del tanque.

La eliminación de partículas también depende de la profundidad del tanque. A medida que esto disminuye, equivale a eliminar más partículas de menor diámetro V_s , ya que las partículas de diámetro 'd' se detendrán antes. Detener. que Tú

La relación Q/A se denomina "altura hidráulica superficial q" y es igual a la velocidad crítica de sedimentación de partículas V_o .

Por otro lado, la relación V/Q se denomina "Tiempo de Residencia Hidráulica" y H/V_o es el tiempo (t) que tardan las partículas críticas en ser removidas. Para eliminar esta partícula, teóricamente se deberían aplicar las siguientes condiciones:

$$(V/Q)/(H/V_o)=1$$

En la práctica, debido al confinamiento de la pantalla difusora, el flujo no se distribuye uniformemente debido a las velocidades no constantes debido al flujo de calor y las zonas muertas, el viento provoca el reflujo a la superficie y eventualmente la resuspensión de las partículas. Hemos llegado al fondo. Las partículas con V_s menor que V_o se eliminan porque no se cumplen los supuestos originales del desarrollo de la teoría.

Luego se estima el factor de seguridad en base a: Porcentaje de remoción de partículas con $V_s < V_o$:

$$\%Remoción = \frac{N^{\circ} \text{ de Particulas con } V_s < V_0}{N^{\circ} \text{ de Particulas con } V_s \geq V_0} \cdot 100$$

Grado del desarenador (n):

La calificación de la eficiencia de las pantallas deflectoras se hace a través del grado "n" del desarenador:

- n = 1 Deflectores deficientes o sin ellos
- n = 2 Deflectores regulares
- n = 3 Deflectores buenos
- n = 5 a 8 Deflectores muy buenos
- n > ∞ Caso teórico

La igualdad anterior queda así:

$$\frac{\theta}{t} = \frac{V}{Q} = \frac{V_s V}{HQ} = V_s \cdot \frac{A}{Q} = \frac{V_s}{\frac{Q}{A}} = \frac{V_s}{V_0}$$

1

Siendo:

V_s = Velocidad de sedimentación efectiva

V_0 = Velocidad de sedimentación teórica

V_s/V_0 = Número de Hazen

El factor θ/t_0 del número de Hazen se determina por medio de la siguiente tabla con el fin de operar adecuadamente el desarenador.

1

Tabla 10: Número de Hazen (V_s/V_0)

	Remoción %							
Condiciones	87.5	80	75	70	65	60	55	50

N = 1	7.00	4.00	3.00	2.30	1.80	1.50	1.30	1.00
N = 3	2.75		1.66					0.76
N = 4	2.37		1.52					0.73
Máximo teórico	0.88		0.75					0.50

Fuente: Elementos de diseño para acueductos y alcantarillas. Ricardo López Cualla

2.3. MARCO CONCEPTUAL

Agua.

Es un recurso natural de entre los más importantes para el hombre, forma parte de la vida misma, pues todos los seres vivos contienen en su interior un alto porcentaje de agua (García, 2000).

Acueducto.

Sistema de abastecimiento de agua para una población (García, 2000).

Aducción.

Componente a través del cual se transporta agua cruda, ya sea a flujo libre o a presión (García, 2000).

Tubería.

Son elementos principales en el proceso de conducción del servicio de agua potable a los sectores destino de la distribución. Su selección es crucial a la hora de obtener diseños confiables y económicos dentro del periodo de diseño estipulado (García, 2000).

Almacenamiento

En sistemas de Acueducto, acción destinada a almacenar un determinado volumen de agua para cubrir los picos horarios y la demanda contra incendios (Apaza,1980).

Bocatoma

Es un conjunto de obras hidráulica destinadas a derivar desde unos cursos de agua, río, arroyo, canal, con la finalidad de captar y

derivar un determinado volumen de agua, para ser utilizadas en un fin específico, como pueden ser generación de energía, irrigación, abastecimiento de agua potable, agricultura, etc. Aprovechando la fuerza de gravedad, la bocatoma constituye generalmente la obra básica para un aprovechamiento hídrico". (Alfaro, 1981).

Una bocatoma, o captación, es una estructura hidráulica destinada a derivar parte del agua disponible desde un curso de agua (río, arroyo, o canal), desde un lago o incluso desde el mar. En ocasiones es utilizada en grandes ríos, pero su costo es bastante alto. El agua desviada se utiliza para un fin específico, como abastecimiento de agua potable, riego, generación de energía eléctrica, acuicultura, enfriamiento de instalaciones industriales, etc

Desarenador

Desarenador es una estructura diseñada para retener la arena que traen las aguas servidas o las aguas superficiales a fin de evitar que ingresen al canal de aducción, a la central hidroeléctrica o al proceso de tratamiento y lo obstaculicen creando serios problemas.

Sedimentador

Un sedimentador es una tecnología que está diseñada para eliminar sólidos suspendidos por sedimentación. También se le llama decantador, tanque de asentamiento o tanque de sedimentación

Filtro Lento

Un filtro lento consta de una caja o tanque que contiene una capa sobrenadante del agua que se va a desinfectar, un lecho filtrante de arena, drenajes y un juego de dispositivos de regulación y control.

CAPITULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo y Nivel de Investigación

3.1.1. De acuerdo con la orientación o finalidad

Es una Investigación Aplicada

3.1.2. De acuerdo al nivel de investigación

Descriptiva

3.2. Población y Muestra

3.2.1. Población

Todos los sistemas de captación de agua contempladas por la comisión de riego del Distrito de Elías Soplín Vargas

3.2.2. Muestra

Estructura de captación y conducción de la Quebrada Urcuchaqui.

2 3.3. Diseño de la Investigación

No experimental, es una investigación de campo, porque se hicieron trabajos como topografía para ubicar los puntos de captación y conducción agua potable.

2 3.4. Técnica e instrumentos de Investigación

- Observación Directa
Con esta técnica se evaluó la problemática que afrontan los pobladores.
- Revisión bibliográfica
Se utiliza libros actualizados en formato físico y digital, considerando repositorios digitales.
- Procesamiento de la información
Con los resultados de campo se realizan los diseños hidráulicos y estructural de las estructuras planeadas de agua y alcantarillado
- Aplicación de hoja de cálculo al Excel

2 3.5. Procedimiento y análisis de datos:

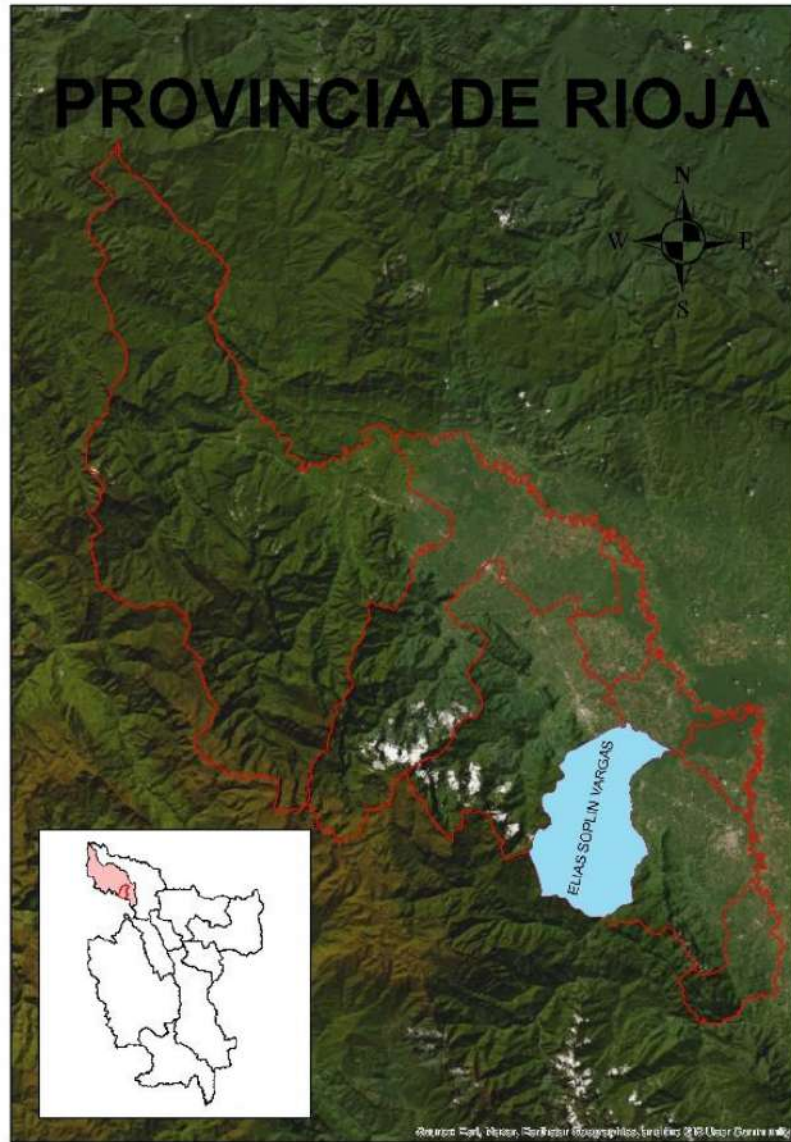
3.5.1. Ubicación del Proyecto

Departamento	:	San Martín
Provincia	:	Rioja
Distrito	:	Elías Soplín Vargas

Lugar

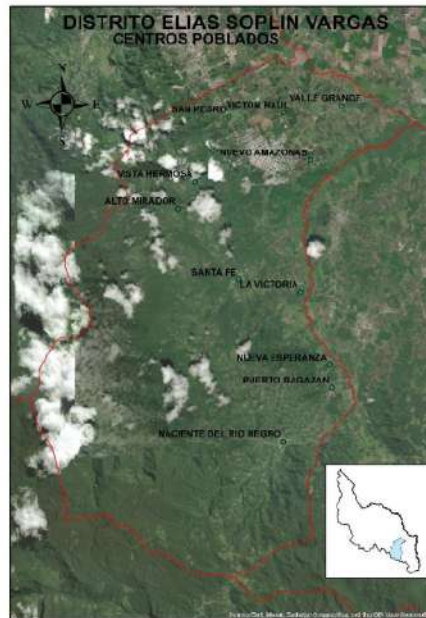
: Naciente del Rio Negro

Figura 10: Provincia de Rioja



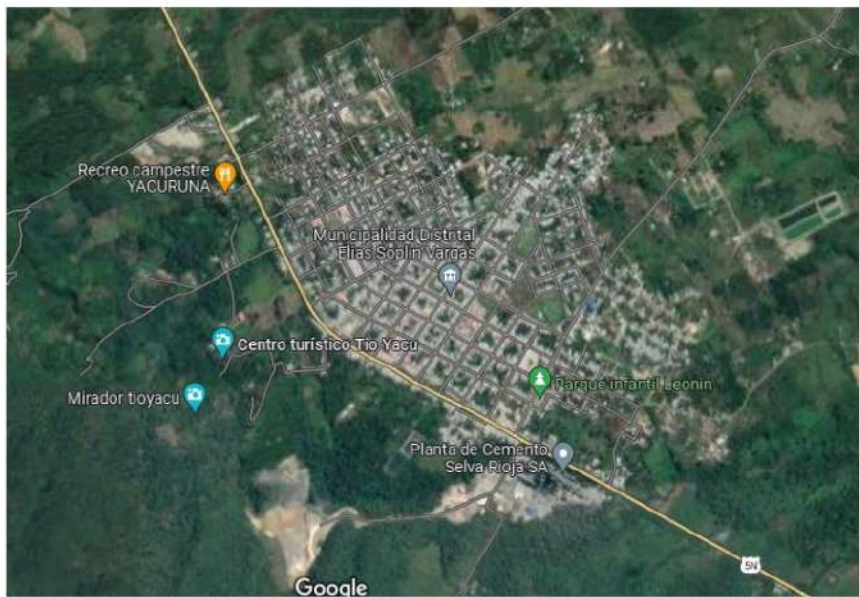
Fuente: Propia

Figura 11: Distrito Elías Soplín Vargas



Fuente: Propia

Figura 12: Imagen Satelital del Distrito Elías Soplín Vargas



Fuente: Google Maps

CAPITULO IV: PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Problemática Actual del Abastecimiento de Agua Potable

La población consume agua mediante dos formas, de pozos artesanales extraída mediante baldes con soga y de piletas públicas. Cada una con sus respectivos problemas como son la falta de tratamiento del agua y donde se aplica solo un tamiz o colador en el primer caso y en el segundo caso los sistemas de distribución son pequeños, aislados, inadecuados y obsoletos las cuales se encuentran en malas condiciones, operando en forma restringida, con filtraciones en sus tuberías debido a que sus embonamientos no están debidamente empalmados y colocados, las válvulas de control se encuentran en mal estado sufriendo un proceso de deterioro progresivo.

Todo ello conlleva al abundante desperdicio del líquido elemento, forzando al abastecimiento restringido por horarios que no satisfacen la necesidad y expectativa de la población consumidora.

Rioja es una de las provincias que junto a la provincia de Moyobamba constituye el Valle del Alto Mayo, el cual ofrece una diversidad de ríos y quebradas como parte de la cuenca del río mayo y así oportunidades de recurso hídrico que pueden ser aprovechadas eficientemente para satisfacer las necesidades básicas de agua a la población rural y urbana.

El trabajo de investigación tiende a favorecer a una población rural que vive en condiciones de pobreza, no cuentan con servicios básicos como es el agua potable; presentan limitaciones en infraestructura para captación y si lo tienen, carecen de un mantenimiento adecuado que les permita, el abastecimiento racional a la población.

Si el proyecto se ejecutara con financiamiento del gobierno, se logrará a atender a más de 4386 habitantes, se disminuirá el índice de mortalidad de la población afectada debido al alto consumo de aguas contaminadas; así un mejor uso del servicio hídrico, complementado con una mejor comunicación a la población en

normas de salubridad contribuyendo a fortalecer las capacidades. Se tiene una propuesta viable, que trata de propender y utilizar los recursos hídricos en forma racional sin deterioro del medio ambiente, favoreciendo a una población rural de bajos recursos económicos, quienes serán beneficiados con un servicio de abastecimiento de agua potable con calidad y así no propender de enfermedades infecto contagiosas por consumo de agua no tratadas y contaminadas.

La fuente de agua es la quebrada Urcuchaqui ubicada en la parte alta de la localidad de Naciente de Río Negro; actualmente como fuente de abastecimiento de agua a las localidades de Naciente de Río Negro, Puerto de Bagazán y Nueva Esperanza, el agua es distribuida por piletas públicas, las cuales se ve afectadas por el colapso parcial de las instalaciones de captación en la quebrada Urcuchaqui a consecuencia de las fuertes crecientes del río negro en épocas de lluvias (noviembre a abril) y por la infraestructura que fueron diseñadas para una (población relativamente pequeña).

4.2. Estudio Topográfico

Accesibilidad

El proyecto se ubica en la Región San Martín, Provincia de Rioja, Distrito de Elías Soplín.

Las localidades de Naciente Río Negro, Puerto Bagazán y Nueva Esperanza (la primera corresponde a centro poblado menor, las otras a caseríos) pertenecen al Distrito de Elías Soplín Vargas colindante al Distrito de Rioja, cuyas altitudes van de 850 a 975 m.s.n.m., con 05° 15' 00" de Latitud Sur y 77° 24' 22" de Longitud Oeste.

El acceso a las localidades del área de influencia del proyecto, se realiza mediante vía terrestre por la carretera asfaltada Fernando Belaúnde Terry en el tramo de 10 Km. Rioja – El Porvenir, a partir del cual se recorre por las carreteras afirmadas a las diferentes localidades que se encuentran ubicadas a ambos lados de dicho tramo, con distancias promedios que varían de 3 a 11 Km, siendo

la localidad de Naciente de Río Negro la más alejada de la ciudad de Rioja, a 21 Km.

Instrumentos utilizados

Para realizar el conjunto de operaciones que comprende el estudio topográfico fue necesario realizar un reconocimiento preliminar en toda la zona, a fin de organizar y planificar el estudio con mayor precisión.

La Topografía dentro de los límites del área de nuestro proyecto es muy accidentada, en donde predominan pendientes fuertes y las formas son irregulares.

El trabajo completo de Topografía se realizó en 25 días, teniendo inconvenientes de carácter climático, lluvias que afectan el trabajo de campo, pero convirtiéndose los levantamientos Planimétrico y Altimétrico en un solo trabajo.

De acuerdo con la precisión que se necesita para este tipo de proyectos se utilizaron los siguientes instrumentos:

- 01 Estación Total DTM-332 N° 024280.
- 02 Primas.
- 01 Batería BC-65 N° 031489.
- 1 Cargador Q75E N° 05071249.
- 02 Wincha Stanley de 30 m y de 5 m.
- Estacas de madera.
- 01 libreta de campo.

En base a los resultados obtenidos y luego de procesarlos adecuadamente se dibujan los planos a escala.

Levantamiento Planimétrico.

Para realizar el Levantamiento Planimétrico respectivo, consiste en saber la ubicación en el plano de un punto respecto a otro. En topografía, la ubicación de un punto esta dado por las coordenadas geográficas, pudiendo ser éstas, absolutas o relativas.

El levantamiento planimétrico se ha trazado con base a las coordenadas absolutas de la estación BM 0 a N 9324744.2742m y E 245819.9455m.

El procedimiento del levantamiento planimétrico se basa en la toma de lecturas de los ángulos barridos para la ubicación de uno o varios puntos respecto a otro desde una estación.

Levantamiento Altimétrico.

La Altimetría o Nivelación tiene como objeto fundamental determinar la diferencia de nivel entre dos o más puntos situados sobre el terreno. En topografía, a la altitud de un punto se le denomina cota, pudiendo ser éstas, absolutas o relativas, según se refiera al nivel medio del mar o bien al nivel de un plano de altitud arbitraria.

El levantamiento altimétrico se ha trazado con base a una cota absoluta del punto BM 0 igual a 1284.10m.

Perfiles longitudinales

Estos perfiles se realizaron con la finalidad de poder observar de la mejor manera la pendiente de la pavimentación y de tuberías a trazar, del mismo modo la altura de los buzones.

Los trabajos realizados, por la amplitud del estudio se consideró desde la bocatoma hasta el reservorio nuevo proyectado.

4.3. Evaluación Hidrológica

4.3.1. Descripción General De La Cuenca Y Del Curso Principal De La Fuente Natural

Ubicación y demarcación de la Unidad Hidrográfica donde se ubica el punto de captación del recurso hídrico solicitado

La unidad Hidrográfica ubicada en el distrito de Elías Soplín Vargas, distrito y Provincia de Rioja, región San Martín. Territorialmente el punto de captación de agua, demarcado en la quebrada de Urcuchaqui afluente al río negro; el mismo que es parte de la cuenca del Río Mayo

Accesibilidad-Vías de comunicación

El acceso a las localidades involucradas en el proyecto se hace a través de vía terrestre, por la carretera asfaltada Fernando Belaunde Terry hasta la altura del Km 10 de entrada al centro poblado de El Porvenir: de ahí por vía afirmada a las diferentes localidades.

Geomorfología de la Unidad Hidrográfica: parámetros de forma, parámetros de relieve y sistema hidrográfico

Geomorfológicamente el área de estudio, contempla relieve con pendiente moderada a pendiente suave suelo de textura Franco Arenoso arcilloso. Así un paisaje selvático con ríos, quebradas y de atractivos turísticos naturales, cuya formación ecológica corresponde a la categoría de Bosque húmedo – Premontano tropical (ONREN, 1976).

La principal cuenca de la provincia de Rioja es el Rio Mayo el cual tiene varios afluentes de ríos y quebradas; siendo la quebrada Urcuchaqui, el principal recurso hídrico para la captación y abastecimiento de agua para la población, materia del presente proyecto.

La quebrada Urcuchaqui", es uno de las quebradas que tiene agua casi en todo el año y no tiene problemas de estiaje como lo tienen otras quebradas, además una de las mejores aguas limpias y ubicada en una parte alta que permite captar el agua y su posterior distribución a las demás localidades.

Los suelos que involucra la zona, son suelos agrícolas, siendo el café el principal cultivo de importancia económica, existiendo una diversidad de micro cuencas, suelos con aptitud forestal y agrícola para la explotación racional, así como bosques de amplia diversidad biológica.

La precipitación promedio es 1,386 mm anual, temperatura máxima de 28.4° C y como mínimo 18.5° C, condiciones óptimas para el desarrollo del cultivo de café.

Aspectos ecológicos de la cuenca o unidad hidrográfica según corresponda.

Dentro del área de influencia, se tiene una biodiversidad de especies de Flora y Fauna, sobre todo en la parte Alta de las localidades de Naciente de Rio Negro, en la cabecera de cuenca de la quebrada de Urcuchaqui donde aún existe una diversidad de especies maderables, árboles frutales, plantas medicinales, plantas ornamentales y otras plantas alimenticias, cabe resaltar algunas especies: cedro, caoba, tornillo, aguaje, chope, ayahuasca entre otros. En cuanto a fauna merece destacar la presencia del gallito de rocas, diversos mamíferos como: añujes, majas, sajino entre otros.

A excepción de Naciente de Rio Negro, cabe resaltar que la mayor parte de comunidades, existe poca área de bosque virgen; la mayor parte son áreas cultivables y purmas bajas y altas (bosque secundario)

Calidad del Agua.

Según los resultados del análisis físico químico, bacteriológico, realizado. Esta evaluación permitió determinar que el agua materia en estudio es apto para el abastecimiento de agua potable y para el consumo humano.

El agua analizada es de tipo A-I (Aguas superficiales destinadas al uso de abastecimiento de agua para consumo humano con simple desinfección), según los estándares de ambiente (ECAS) para agua.

4.4. Análisis Y Tratamiento De La Información Hidrometeorológica e Hidrométrica

Análisis de las variables meteorológicas (temperatura, humedad relativa, radiación solar, evaporación, viento y evapotranspiración potencial)

Rioja tiene un clima cálido húmedo, una temperatura promedio de 22 °C; con variantes de 17 °C a 26°C; humedad relativa del 85 % y una precipitación anual de 1482 mm.

Analizaremos con mayor detalle el periodo de lluvias, dado a que

es el principal parámetro que determina el caudal de agua de la fuente de agua. En el cuadro siguiente, se tiene datos de precipitación de 05 años consecutivos (2016/2020) del distrito de Rioja, ámbito al cual se ubica la quebrada Urcuchaqui; Información obtenida de archivos en la Municipalidad provenientes de la Estación CO-Rioja-SENAMHI-san Martín.

Tabla 11: Información Meteorológica 2016/2020 - RIOJA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Total
2016	94.7	260.1	212.2	83	60.5	60.4	59.1	129	66.7	104.4	111.1	186.6	1427.4
2017	130.8	82.1	182.6	200.1	141.7	14.5	128	128	228	238.9	240.8	144	1859.0
2018	93.7	61.7	236	86.5	203.4	115.7	73.7	68.7	102.1	179.5	149.5	89	1459.5
2019	210.6	163	212.8	341.1	125.9	66.1	37.8	74.2	136	59.1	109.4	83.3	1619.3
2020	51.6	153.4	128.6	190.7	150.6	36.9	113	23.1	86	110.6			1044.8
Total	581.4	720.3	972.2	901.4	682.1	293.6	412	423	618.8	692.5	610.8	502.9	7410.0
Prom	116.3	144.1	194.4	180.3	136.4	58.7	82.3	84.5	123.8	138.5	152.7	125.7	1482.0

Fuente: SENAMHI

Se puede observar, 03 meses de escasas lluvias entre Junio, Julio y Agosto; esto generalmente trae como consecuencia la reducción de los caudales que afecta el abastecimiento de agua a las poblaciones.

El nivel de humedad del suelo también afectado, perjudicando las fuentes de agua subterránea (pozos) de algunas comunidades que hacen uso de ellos.

Tratamiento de la información Hidrometeorológica e Hidrométrica.

El clima del ámbito del proyecto es propio de la selva, siendo relevante las fluctuaciones del periodo de lluvias tal como se observa en el gráfico siguiente.

Figura 13: Precipitaciones RIOJA 2016/2020



Fuente: Propia

Se evidencia dos periodos de máximas precipitaciones; siendo mayor el periodo de febrero a mayo y menor en el periodo de Setiembre a Diciembre; un periodo seco entre junio a agosto; estas fluctuaciones se dejan más evidenciar en las partes bajas donde están ubicadas los caseríos afectados y por debajo de los 900 m.s.n.m. En las partes altas como es la cabecera de la quebrada Urcuchaqui, el periodo de lluvias se da casi en todo el año que garantiza un flujo de volumen de agua disponible para la captación y distribución de agua que requiere el presente estudio

DISPONIBILIDAD HIDRICA

El volumen de agua de la quebrada Urcuchaqui está supeditado al periodo lluvioso, guardando similar comportamiento con la regularidad de las lluvias; así un periodo de mínimo caudales durante el periodo seco (Junio –Agosto) pero que no afecta el requerimiento, es decir existe un volumen suficiente que garantiza la utilización de este recurso, por cuanto se requiere para la captación un volumen de 17.4 lts/seg.

Para la determinación de caudales, mediante el método del flotador, determinándose tres profundidades y el ancho de la fuente; así determinar el área en m²; por otro lado, el tiempo que demora el flotador (corcho) desde un punto inicial a otra final; se mide la longitud del recorrido y así obtener la velocidad del agua en m./seg. Multiplicando el área por la velocidad determinados el caudal de la fuente y llevado a lts/Seg.

Disponibilidad de agua a nivel mensualizado de acuerdo al planteamiento hidráulico.

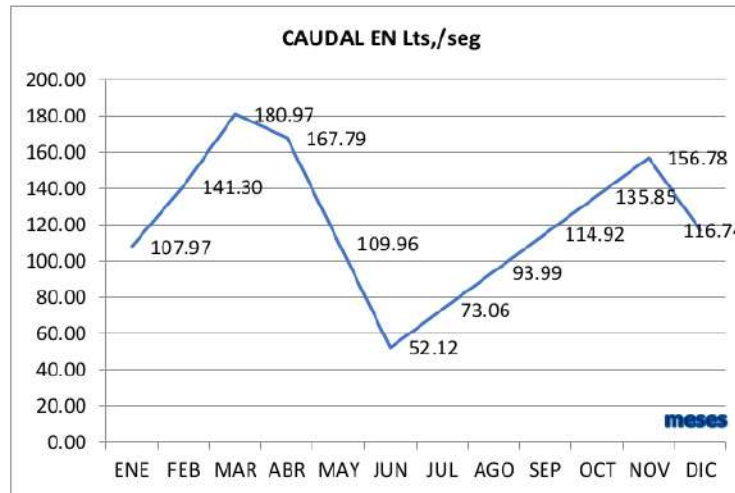
En base al planteamiento de metodología empleada y las condiciones climatológicas, específicamente de lluvias, nos ha permitido calcular y proyectar los caudales de la quebrada Urcuchaqui en un año y en forma mensualizada y es lo siguiente.

Tabla 12: Caudales de Quebrada Urcuchaqui en Lts/Seg

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
CAUDAL EN Lts./seg	107.97	141.30	180.97	167.79	109.96	52.12	73.06	93.99	114.92	135.85	156.78	116.74	120.95

En el gráfico siguiente se puede ver en forma visual el comportamiento de agua disponible en Lts/seg. que circula por la quebrada Urcuchaqui a través de un año.

Tabla 13: Caudales de la Quebrada Urcuchaqui Mensualizado



Análisis de persistencia de probabilidad de ocurrencia de caudales

El aumento de caudales supeditados al periodo lluvioso: como se mencionó anteriormente, esto más en el periodo más fuerte de lluvias entre Febrero a Mayo y entre Septiembre, Octubre y noviembre.

Análisis de máximas avenidas con fines de diseño para las estructuras de derivación propuestas en el planteamiento hidráulico (para casos protección de estructuras)

Las máximas avenidas generalmente entre los meses de máximas precipitaciones marzo y abril, también entre octubre y noviembre; periodos de máximas precipitaciones pero que son tomados en cuenta para el diseño de estructuras en la captación y derivación de agua propuesto

Disponibilidad en reservorios, incluir el análisis de la capacidad del reservorio, hidrograma unitario, tránsito de avenidas

El diseño del reservorio para una capacidad de almacenamiento de 500 m³ de agua; la línea de conducción a través de tuberías para conducir el caudal de 18 Lts./seg .

Volumen de reservorio:

VOLUMEN DE RESERVORIO	(M³)
Volumen de Regulacion $V = 0.25 \cdot Q_{md} \cdot 86400 / 1000$ (1 día)	342.11
Volumen de Reserva $V = 0.25 \cdot V_{reg}$	85.53
Volumen de Reservorio M ³	427.64
TOTAL	500

Determinar la demanda futura.

Considerando el consumo actual por familia de 150 lts/Hab/día; al año el consumo total sería de $=150 \times 365 / 1000 = 54.75$ m³; Teniendo una población de 4,386 habitantes, el consumo total sería de 240,133.50 m³.

Aplicando el criterio aritmético de crecimiento poblacional $P_f = P_o \times (1 + r \times t / 100)$ para un periodo de diseño de 20 años se calcula una población futura de 7,018 habitantes. Por lo tanto la demanda de agua para esta población sería de 384,235.50 m³ (150 lts ./día/Hab)

BALANCE HIDRICO

Como se mencionó anteriormente, existe una demanda de agua potable insatisfecha en las localidades en estudio; necesidad que será atendida con la ejecución del presente proyecto quien prevé un volumen de captación de 500 m³ y así atender la demanda anual de 240,133.50 m³/año que requiere los 4,386 habitantes.

En el cuadro siguiente, se tiene el balance hídrico entre la disponibilidad actual y el requerimiento actual que se quiere, tomando en cuenta el derecho de uso de agua otorgado de 1 Lt/Seg

Tabla 14: Balance Hídrico Quebrada Urcuchaqui

DETALLE DEL CAUDAL	CAUDAL EN Lts/Seg											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
CAUDAL DISPONIBLE	107.97	141.30	180.97	167.79	109.96	52.12	73.06	93.99	114.92	135.85	156.78	116.74
CAUDAL REQUERIDO POR EL PROYECTO	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5
DERECHO OTORGADOS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SALDO	89.47	122.80	162.47	149.29	91.46	33.62	54.56	75.49	96.42	117.35	138.28	98.24

Disponibilidad hídrica en la unidad hidrográfica

La unidad hidrográfica lo constituye la quebrada Urcuchaqui, quien reporta un volumen promedio anual de 121 lts./seg. Suficiente para el diseño del proyecto que contempla un caudal de captación de 18 lts/seg., para un almacenamiento de 500 m³. (Reservorio de concreto)

Demanda hídrica total (todos los usos) actual y futuro.

La demanda actual y futura de agua solo para consumo directo de la población previo tratamiento; no con otros fines

Balance hídrico en situación actual y futura.

Para una población actual de 4,386 habitantes, la necesidad de agua es de 240,133.50 m³ (150 lts./día/Hab)

Para una proyección a 20 años, se calcula una población de 7,018 habitantes. Por lo tanto la demanda de agua para esta población sería de 384,235.50 m³ (150 lts./día/Hab)

EVALUACIÓN HIDROLÓGICA

Planteamiento Hidráulico:

El diseño hidráulico de la línea de conducción del sistema de agua fue elaborado en hoja de cálculo de EXCEL. Esta línea de conducción tiene una longitud de 2141.40 m.l. desde el punto de captación de la quebrada hasta el reservorio de concreto, se considera otro estudio para la red de distribución.

Obras hidráulicas en la fuente natural o artificial.

Se construirá 01 caja de captación de concreto armado tipo Barraje, su salida será de Ø160mm.

Tabla 15: Dimensiones de obras de Captación y conducción

SISTEMA DE AGUA POTABLE	CANTIDAD
captación tipo Barraje	01 unid
Desarenador	01 unid
Sedimentador	01 unid
Filtro Lento	01 unid
Instalación de Línea de Conducción de PVC	2,141.40 ml
Construcción de cámara rompe presión CRP6	05 unid
Válvula de Aire	01 unid
Válvula de Purga	01 unid
Construcción de Reservoirio Apoyado de concreto armado	01 unid (500 M3)

Fuente: Propia

PLAN DE APROVECHAMIENTO DE LOS RECURSOS HIDRICOS

Descripción de la operación del sistema hidráulico del proyecto. La operación del sistema propuesto comprende:

- La fuente de agua es la quebrada Urcuchaqui ubicada en la parte alta de la localidad de Naciente de Rio Negro; actualmente como fuente de abastecimiento de agua a las localidades de Naciente de Rio Negro, Puerto de Bagazàn y Nueva Esperanza, el agua es distribuida por piletas públicas ,las cuales se ve afectadas por el colapso parcial de las instalaciones de captación en la quebrada Urcuchaqui a consecuencia de las fuertes crecientes del rio negro en épocas de lluvias (noviembre a abril) y por la infraestructura que fueron diseñadas para una (población relativamente pequeña).
- Las localidades que cuentan con servicio de agua, la gestión y administración del recurso a través de un comité de usuarios elegidos democráticamente por los habitantes. Ellos se encargan de velar por la operación y mantenimiento de la red instalada. En localidades que no cuentan con este servicio, ellos

individualmente hacen uso de otras fuentes como pozos, los cuales consumen sin ningún tratamiento.

- En el sistema de captación que se tiene, existen limitaciones por el colapso parcial de las instalaciones de captación en la quebrada Urcuchaqui a consecuencia de las fuertes crecientes del río Negro en épocas de lluvias (noviembre a abril) y por la infraestructura que fueron diseñadas para una (población relativamente pequeña). En localidades que no tienen agua potable; esta es la principal limitación debido a la falta de infraestructura adecuada para la captación, tratamiento y distribución.

Descripción de la operación del sistema hidráulico del estudio.

La elección de la fuente de agua propuesta en el estudio, obedece a las siguientes condiciones favorables:

- Accesibilidad que permite realizar trabajos para la captación y el traslado de la misma a través de tuberías al reservorio principal
- Volumen disponible de la fuente a lo largo de todo el año
- Calidad del agua

ESTUDIO DE CALIDAD DE AGUA

El estudio de calidad de agua para el presente estudio fue proporcionado por la Municipalidad Distrital de Rioja, realizado a la quebrada en el año 2018, según nos indicaron.

La muestra se recogió en un envase de plástico tapa rosca, con el cual se recogieron 3 lt de agua.

Objetivos:

- Establecer las características microbiológicas y físico-químicas del agua a utilizarse en el Proyecto.

- Proporcionar los lineamientos básicos para el diseño del Sistema de Agua Potable.

INGENIERIA DEL PROYECTO

- Las características del agua son determinantes en el funcionamiento de un sistema de agua potable y mas aun en la salud de los beneficiarios, por lo tanto, debe considerarse como parte integrante esencial del sistema de análisis y diseños. Los que además deben estar conforme con criterios de calidad admisibles.
- Destaca entonces la necesidad y conveniencia de establecer con razonable precisión las características microbiológicas y fisico-químicas del agua. Esta información esencial puede obtenerse mediante técnicas de investigación en el terreno y en el laboratorio.

ACTIVIDADES REALIZADAS

INVESTIGACIÓN DE CAMPO

- La investigación de la zona se efectuó mediante un recorrido para establecer el área donde se proyectará la captación.
- A partir de allí se ha obtenido muestra en un envase de plástico tapa rosca (El cual fue acondicionado adecuadamente, para su traslado al Laboratorio).
- Con estos resultados nos permite investigar las características microbiológicas y fisico-químicas del agua correspondiente al sondeo practicado, y compararlas con los permisibles establecidos por normas.

INVESTIGACIONES EN EL LABORATORIO

La muestra fue analizada en el laboratorio bajo las técnicas normadas, tales como:

Análisis Físico - Químico

- Aspecto..... Examen visual.
- Olor..... Examen Olfativo.
- Sabor..... Examen Gustativo.
- Color..... Comparación Visual.
- Turbidez..... Nefelométrico.
- pH a 26 °C..... Electrométrico
- Cloruros..... Volumétrico.
- Dureza Total..... Volumétrico.
- Alcalinidad (fenolf)..... Volumétrico.
- Conductividad
- Sulfatos
- Nitratos
- Fosfatos
- Arsénico
- Fierro
- Manganeseo
- Cromo
- Cadmio
- Aluminio
- Sól. Sed. Suspendidos Totales

Análisis Microbiológico

- Coliformes Totales
- Coliformes Termotolerantes
- Rec. Heterótrofos

IDENTIFICACIÓN Y CLASIFICACIÓN

- La identificación y clasificación se realizó de acuerdo a lo especificado en los Estándares de Calidad Ambiental para

Agua, y se deben establecer las características por el uso: Aguas Superficiales destinadas al uso Poblacional y Recreacional, de manera específica a la producción de Agua Potable.

- La identificación nos ha determinado los ensayos a realizar en el Laboratorio, en el análisis microbiológico y fisico-químico, teniendo en cuenta la finalidad buscada, se determinará el tipo de Agua y se establecen los sistemas de tratamiento para su purificación.

CARACTERÍSTICA MICROBIOLÓGICAS Y FISICO-QUÍMICAS

En base a los resultados de los ensayos de Laboratorio, se detalla a continuación:

Tabla 16: Resultados Ensayo de Laboratorio

PARÁMETRO	UNIDAD	RESULTADO
FISICO-QUÍMICO		
Aspecto		Transparente
Olor		Agradable
Sabor		Inofensivo
Color	mg/l Pt-Co (TCU)	3
Turbidez	UNT (JTU)	0.73
pH a 30 °C	Unidad de pH	8.30
Conductividad	us/cm	257
Cloruros	mg/L	0.99
Dureza Total	mg/L	136.80
Alcalinidad	mg/L	109.00
Sulfatos	mg/L	1.72
Nitratos	mg/L	2.47
Fosfatos	mg/L	0.0185
Arsénico	ug/l	0
Fierro	mg/L	0.066
Manganeso	mg/L	0.018
Cromo	ug/L	<0.002
Cadmio	ug/L	<0.002
Aluminio	mg/L	0.001
Sól. Sed. Suspendidos Totales	ml/h	0.02
PARÁMETRO	UNIDAD	RESULTADO
MICROBIOLÓGICO		
Coliformes Totales	NMP/100 ml	130
Coliformes Termotolerantes	NMP/100 ml	60
Rec. Heterótrofos	UFC/1ml	580

Fuente: Municipalidad Distrital de Rioja

Pt-Co: Platino – Cobalto, unidades de Color verdadero.

TCU: Unidad Inglesa de Color verdadero.

UNT: Unidades Nefelométricas de Turbiedad.

JTU: Unidad Inglesa de Turbidez.

Con lo establecido en los Estándares de Calidad de Ambiente (ECAs) para Agua, el agua analizada es TIPO A1 (Aguas superficiales destinadas al uso de abastecimiento de agua para consumo humano con simple desinfección)

Conclusiones

- El agua materia de estudio, es apto para el Abastecimiento de Agua Potable, y para lo cual se solicita se cumplan las recomendaciones de este informe.
- Se puede concluir, que el agua analizada es de TIPO A1 (Aguas superficiales destinadas al uso de abastecimiento de agua para consumo humano con simple desinfección) según los Estándares de Calidad de Ambiente (ECAs) para Agua.

4.5. Determinación de los parámetros de diseño del sistema de abastecimiento de agua potable

Tabla 17: Número de Viviendas y Población Actual

DESCRIPCION	N° Casas	N° Personas	Transformacion en casas
LOCALIDADES DEL RÍO NEGRO			
TOTAL BENEFICIARIOS	652	3912	652
Local Comunal		25	4
Iglesia		85	14
Puesto de Salud (3)		30	6
Centro Educativo Secundario(3 aulas)		150	30
Centro Educativo Primario(5 aulas)		125	25
Centro Educativo Inicial (2 aulas)		30	6
Cementerio		4	1
Mercado		25	5
TOTAL DE VIVIENDAS =			743
Poblacion actual considerano los criterios anteriores=		4386.00	

Tabla 18: Cálculo del Caudal de Diseño y Volumen del Reservorio

DESCRIPCION	CANTIDAD
A.- POBLACION ACTUAL	4386
B.- TASA DE CRECIMIENTO (%)	3.00
C.- PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	20
D.- POBLACION FUTURA $Pf = Po * (1 + r^t/100)$	7018
E.- DOTACION (LT/HAB/DIA) RNE NORMA OS.100 DOTACIÓN DE AGUA	150
F.- CONSUMO PROMEDIO ANUAL (Lt/seg) $Q = Pob. * Dot./86400$	12.18
G.- CONSUMO MAXIMO DIARIO (Lt/seg) $Qmd = 1.30 * Q$ se asume un caudal de 18 l/s por perdidas en captacion y conduccion	15.838 18.000
H.- CAUDAL DE LA FUENTE (Lt/seg)	50.00
I.- VOLUMEN DEL RESERVORIO (m3) V regulación $V = 0.25 * Qmd * 86400/1000$ V reserva $V = 0.25 Vregu$	342.11 85.53 427.64
J.- CONSUMO MAXIMO HORARIO (Lt/seg) $Qmh = 2.0 * Q$	Se considera un volumen V= 500.00 24.367
K.- COEFICIENTE DE FRICCION "C" EN LA FORMULA DE HAZEN Y WILLIAMS SEGÚN RNE	150

4.6. Diseño hidráulico de la Línea de Conducción

Tabla 19: Diseño Hidráulico de la Línea de Conducción

ELEMENTO	NIVEL DINAMICO	LONGITUD (KM)	CAUDAL DEL TRAMO	PENDIENTE S	DIAMETRO (")	DIAM.COMERCIAL	VELOCIDAD FLUJO	HI	H PREZOMA	PRESION	COTA PIEZO.SALIDA
CAPT	1282.65								1282.65		1282.65
DESARENADOR	1278.80	0.030	18.000	126.64	3.13	6 "	3.56	0.19	1282.46	3.66	1278.80
CRP5-Nº1	1233.31	0.221	18.000	206.02	2.84	6 "	4.63	1.39	1277.41	44.10	1233.31
CRP5-Nº2	1189.18	0.292	18.000	151.23	3.02	6 "	3.92	1.83	1231.48	42.30	1189.18
CRP5-Nº3	1144.88	0.315	18.000	140.44	3.07	6 "	3.76	1.98	1187.20	42.32	1144.88
CRP5-Nº4	1100.69	0.306	18.000	144.57	3.05	6 "	3.82	1.92	1142.96	42.27	1100.69
CRP5-Nº5	1059.59	0.410	18.000	100.15	3.29	6 "	3.13	2.58	1098.11	38.52	1059.59
Reserv. MB	1016.24	0.491	18.000	88.38	3.37	6 "	2.93	3.08	1056.51	40.27	1016.24
TOTAL =		2.065	18.00				6.00	0.99	12.96		

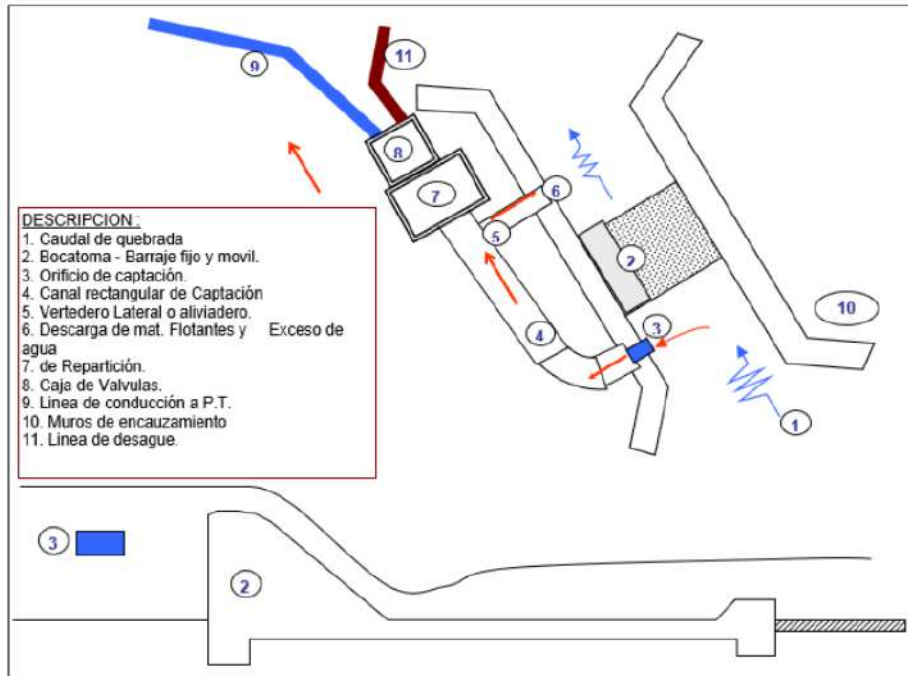
4.7. Diseño Hidráulico y Estructural de la Estructura de Captación

4.7.1. Componentes de la Bocatoma

Para la captación se diseñará una pequeña Bocatoma de

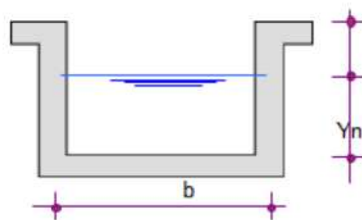
Barraje Fijo y movil, cuyo fin principal será elevar el tirante de agua; su cálculo se detalla:

Figura 14: Descripción de partes del Proyecto



Canal Rectangular de Captación

Será revestido con concreto, y tendrá las siguientes características:



Asumimos un valor de $b = 0.290$

$Q_{\text{derivación}} = 0.018$

$s = 0.001$

$n = 0.015$

$$A = b \cdot Y_n$$

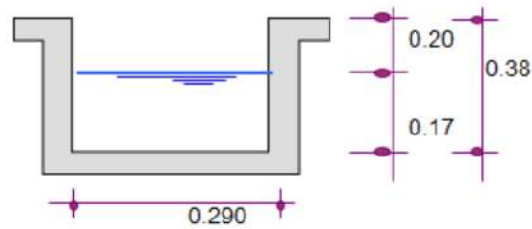
$$P = b + 2 \cdot Y_n$$

$$0.00853815 = [(b \cdot Y_n)^{5/3}] / [(b + 2Y_n)^{2/3}]$$

Iterando se tiene:

$$Y_n: \text{Tirante Normal} = 0.164 \rightarrow Y_n = 0.17 \text{ m}$$

Reemplazando, se tienen los siguientes elementos del canal:



$$\text{Area} = 0.049 \text{ m}^2$$

$$\text{Perim} = 0.630 \text{ m.}$$

$$\text{Rad H.} = 0.078 \text{ m.}$$

$$\text{Velocidad} = 0.365 \text{ m/s}$$

$$h_v = 0.007 \text{ m.}$$

$$E = Y_n + h_v = 0.177 \text{ m.}$$

$$BL = Y_n/3 = 0.057 \text{ m.}$$

$$\text{Se asumirá: } BL = 0.20 \text{ m.}$$

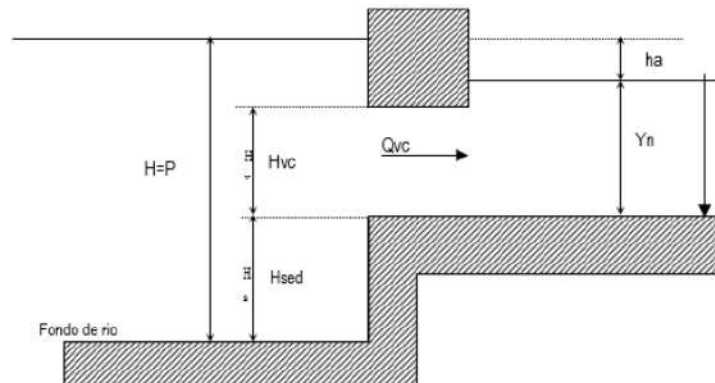
$$Y_n + BL + h_v = 0.38 \text{ m.}$$

DISEÑO DE ORIFICIO DE CAPTACION

Para un mejor funcionamiento Hidráulico, es conveniente que el orificio trabaje ahogado: sumergido y es recomendable que como mínimo se tenga un ahogamiento de 10 cm.; en esas condiciones la fórmula es:

$$Q = C \cdot A \cdot [(2 \cdot g \cdot h_a)^{0.5}]$$

Figura 15: Diseño de Orificio de Captación



Despejando h_a :

$$h_a = [Q / (C \cdot A)]^2 / 19.62$$

$Q_{vc} = Q_{der} =$	0.0180 m ³ /seg.
$H_{sed} =$ Altura de sedimentos =	0.150 m.
$C =$ Coeficiente de Descarga	0.600
$A_{vc} =$ Ancho de la ventana de captación =	0.200 m.
$H_{vc} =$ Altura de la ventana de captación =	0.100 m.
$A_{rvc} =$ Área de la ventana de captación = $A_{vc} \cdot H_{vc} =$	0.020 m.
Reemplazando $h_a =$	0.115 m. Cumple $h > 0.10m$

$V_{vc} =$ La velocidad en la ventana de captación será:

$$Q / A_{rvc} = 0.900 \text{ m/seg.}$$

La velocidad debe encontrarse en el rango de 0.50 - 1.00 m/seg

Calculando altura de barraje:

$$P = \text{altura de sedimentos} + h_a + Y_n = 0.429 \text{ m}$$

Teniendo, además:

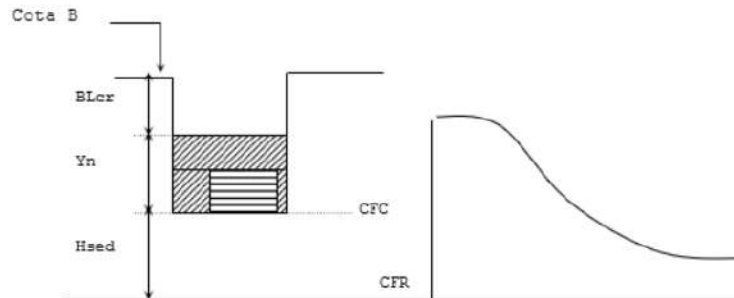
$$Q_{\max} = 0.0500 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\min} = 0.0250 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Cálculo de la cota en B

Figura 16: Calculo de la Altura del Barraje

$$\text{Cota B} = \text{CFC} + Y_n + h_v + H_{\text{sed}}$$



Donde:

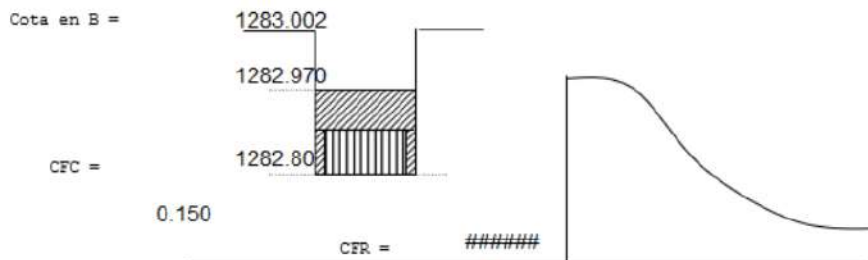
CFC: Cota de fondo del canal = CFR + Hsed	
CFR: Cota de fondo del río =	1282.65 m.
Hsed: Altura de sedimentos =	0.150 m.
Yn : Tirante Normal del canal de captación =	0.170 m.
h _v cr: Carga de velocidad de Canal de captación =	0.007 m.
Pt: Perdidas por transición, cambio de dirección, etc. =	0.025 m.

Calculando CFC:

$$\text{CFC} = \text{CFR} + H_{\text{sed}} = 1282.800 \text{ m.}$$

Calculando la cota en B:

$$\text{Cota en B} = \text{CFR} + h_v \text{ cr} + Y_n + P_t = 1283.002 \text{ m.}$$



CÁLCULO DE LA ALTURA DE BARRAJE

CASO 01: criterio de orificio de captación

P = altura de sedimentos + Y_{canal} de captación

Hsed = altura de sedimentos = 0.150 m

Y_{ncr} = 0.164 m

P = 0.314 m

CASO 02: Criterio de la cota en B.

P = cota en B - CFR

Reemplazando: P = 0.352 m

Resumen de P

Caso 01 = 0.314 m.

Caso 02 = 0.352 m.

Se asume un P = 0.50 m.

4.8. Diseño Hidráulico del Desarenador

4.8.1. DETERMINACIÓN DEL DIÁMETRO DE LA PARTICULA A ELIMINAR "D".

Se usa tabla para centrales hidroeléctricas.

Altura de caída "H"	D max arena mm.
Mayor a 500 m.	0.1 a 0.3
300 a 500 m.	0.3 a 0.5
200 a 300 m.	0.5 a 0.6
100 a 200 m.	0.6 a 1.0
Menor a 100m.	1.0 a 3.0

D=0.25mm

4.8.2. DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE FLUJO "V" EN EL TANQUE.

La velocidad tiene que estar en el sgte rango: entre 0.2 y 0.6 m/s

Usamos la fórmula de CAMP:

$V = a (D)^{0.5}$

a = 44

a	D(mm.)
36	> 1
44	1 - 0.2
51	< 0.1

*Entonces:

V = 22.00cm/seg

4.8.3. DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE CAIDA "w" DE LAS PARTICULAS.

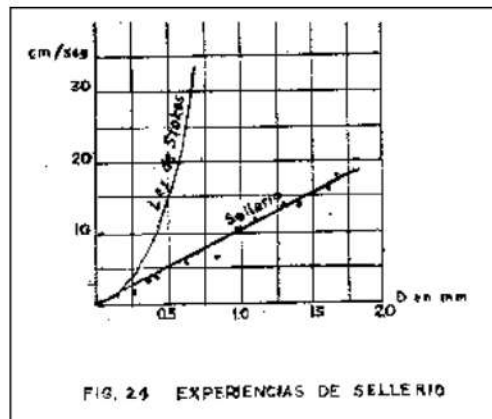
Usaremos diversos métodos para encontrar la velocidad de caída:

a) CON LA FORMULA DE HAZZEN.

$$W = g / (18 * \eta) * (\gamma_s - \gamma_{at}) * d^2$$

$$W = 23.87 \text{ cm/seg.}$$

b) DIAGRAMA DE SELLERIO.



Del gráfico:

$$W = 2.50 \text{ cm/seg.}$$

c) FORMULA DE OWENS.

$$W = K \sqrt{d(\gamma_{part} - 1)}$$

En donde :

W, es la velocidad de sedimentación , m/s.

d , diámetro del grano (m).

YPart., Peso específico de la part. a eliminar (gr/cm³).

K , es una constante que varía de acuerdo con la forma y naturaleza de los granos, siendo según Owens igual a:

9.35 esferas.

8.25 granos redondeados.

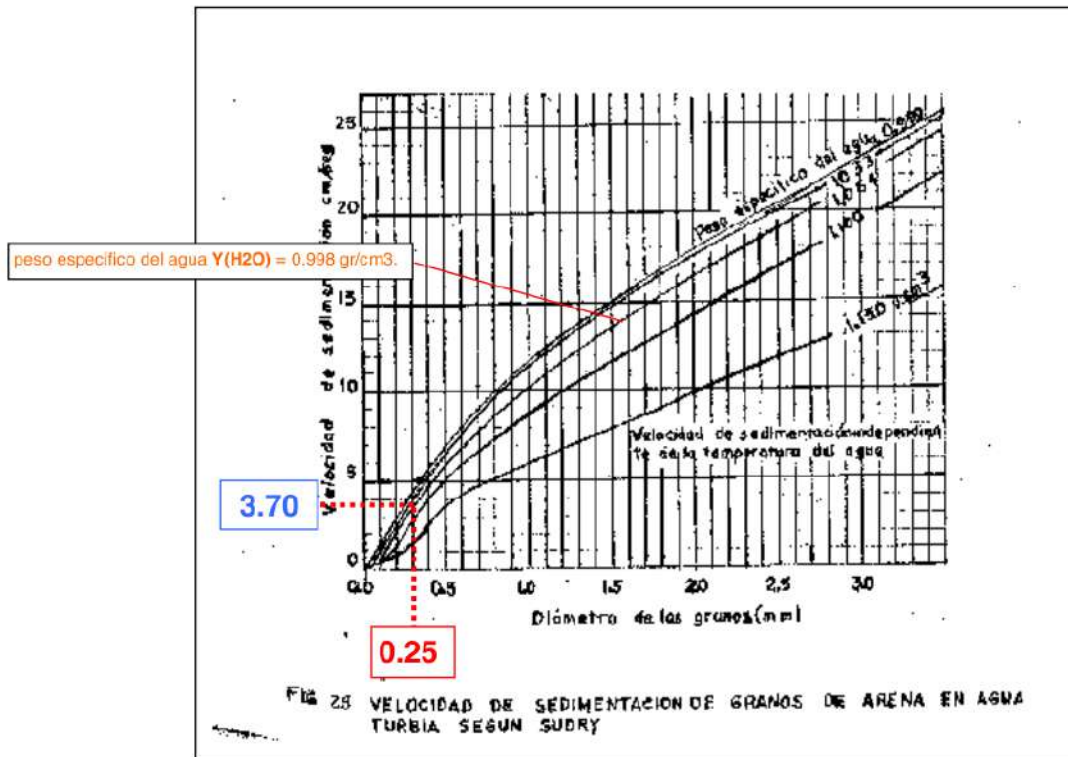
6.12 granos ordinarios de cuarzo "D" > 3 mm.

1.28 granos de cuarzo "D" < 0.7 mm.

$$K = 1.28$$

Entonces: $W = 2.60 \text{ cm/seg}$

d) DIAGRAMA DE SUDRY



$$W = 3.70 \text{ cm/seg.}$$

e) FORMULA DE KREY.

* $D \leq 2 \text{ mm.}$
 $d(Y-1) = 0.007 W^{1.2}$
 $d = 0.25 \text{ mm.}$
 $Y = 2.65 \text{ gr/cm}^3.$
 Entonces:
 $W = 9.45 \text{ cm/seg.}$

f) FORMULA DE SCOTTY-FOGLIENI

$$W = 3.8\sqrt{d} + 8.3d \quad d, \text{ el diámetro del grano (mts).}$$

Reemplazando:

$$W = 6.22 \text{ cm/seg.}$$

g) FORMULA DE BOSTERLY.

$$W = (10 \approx 12)\sqrt{d}$$

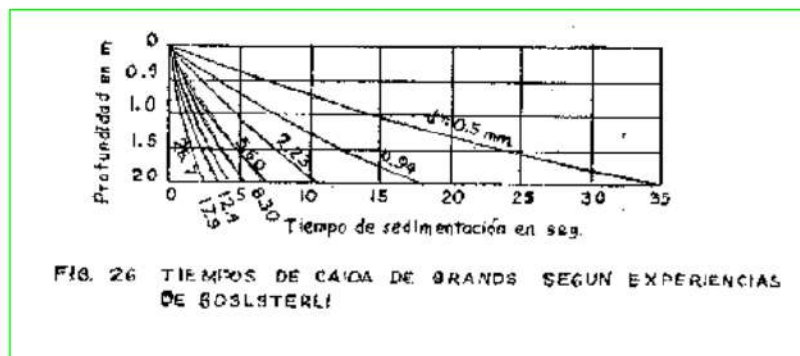


FIG. 26 TIEMPOS DE CAIDA DE GRANOS SEGUN EXPERIENCIAS DE BOSTERLY

*reemplazando en la fórmula:

$$W = 10 * d^{0.5}$$

$$W = 15.81 \text{ cm/seg.}$$

h) FORMULA DE GUICCIARDI.

$$d = 0.005W^{1.3}$$

*Despejamos W

$$W = 9.98 \text{ cm/seg.}$$

i) FORMULA DE RUBEY

$$\omega = \sqrt{\frac{2}{3} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) g d + \frac{36\mu^2}{\rho^2 d^2} - \frac{6\mu}{\rho d}}$$

w: velocidad de caída (m/seg)
 ps: densidad de la partícula (kg/m³) ps = 2.650 gr/cm³
 p : densidad del agua (kg/m³) p = 0.998 gr/cm³
 u: viscosidad dinámica (m²/seg) u = 9.43E-07 m²/seg
 d : diámetro de la partícula (m.) d = 0.25 mm.

*Reemplazando datos:

$$W = 3.41 \text{ cm/seg.}$$

TENEMOS:

- W1:** 23.87 cm/seg
- W2:** 2.50 cm/seg
- W3:** 2.60 cm/seg
- W4:** 3.70 cm/seg
- W5:** 9.45 cm/seg
- W6:** 6.22 cm/seg
- W7:** 15.81 cm/seg
- W8:** 9.98 cm/seg
- W9:** 3.41 cm/seg

Sacamos el promedio de la
 velocidad de caída:

$$W = 5.41 \text{ cm/seg}$$

Se aproxima a SCOTTY-FOGLIENI

4.8.4. DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DEL TANQUE (H).

Se tiene que la profundidad media varía :

$$1.5 \text{ m.} \leq H \leq 4.00 \text{ m.}$$

Adoptamos:

$$H = 1.50 \text{ m}$$

4.8.5. LONGITUD DEL SEDIMENTADOR (L).

Tenemos:

$$L = (H * V) / W$$

Reemplazando:

$$H = 1.50 \text{ m}$$

$$V = 22.00 \text{ cm/seg}$$

$$w = 5.41 \text{ cm/seg}$$

$$L = (H * V) / W = 6.10 \text{ m}$$

4.8.6. ANCHO DEL TANQUE (B).

$$B = Q / (H * V)$$

Reemplazamos:

$$Q = 0.020 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$H = 1.50 \text{ m}$$

$$V = 0.22 \text{ m}/\text{seg}$$

$$B = 0.06 \text{ m}$$

4.8.7. TIEMPO DE SEDIMENTACION (t).

$$t = H / W$$

Reemplazando:

$$H = 1.50 \text{ m}$$

$$W = 5.41 \text{ cm}/\text{seg}$$

$$t = 27.74 \text{ seg}$$

4.8.8. VOLUMEN DE AGUA DE CONDUCCIÓN EN EL TIEMPO " t " .

$$VOL = Q * t$$

Reemplazando:

$$Q = 0.020 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$t = 27.74 \text{ seg}$$

$$VOL = 0.55 \text{ m}^3$$

4.8.9. LONGITUD DE SEDIMENTACION SEGÚN VELIKANOV

Tenemos:

$$L = \frac{\lambda^2 v^2 (\sqrt{h} - 0.2)^2}{7.51 w^2}$$

h, altura de caída en m

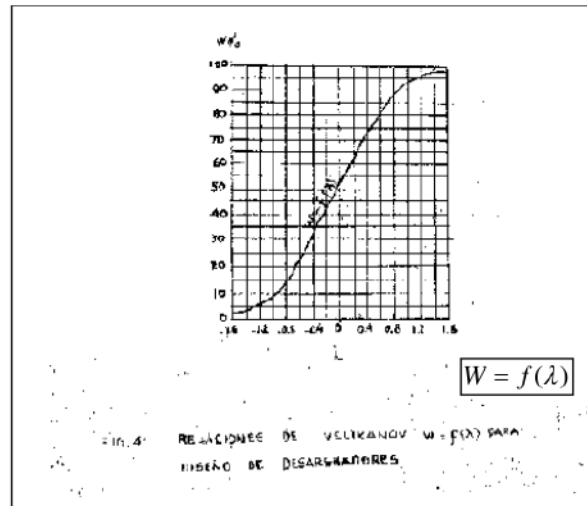
w, velocidad de sedimentación en agua calma en m/s

v, velocidad del flujo en m/s

CONCENT. MAX. DEL MATERIAL EN SUSPENSIÓN DEL RÍO (gr / lit) :

concentración de agua en % : 98.00%

Con el valor calculado nos vamos al nomograma de VELIKANOV:



$$\lambda = 1.45$$

entonces tenemos:

reemplazando en la fórmula de Velikanov:

$$H = 1.50 \text{ m}$$

$$w = 0.0541 \text{ m/seg}$$

$$V = 0.22 \text{ m/seg}$$

$$i = 1.45$$

$$L = 4.87 \text{ m}$$

$$\text{VOLUMEN DEL TANQUE : } 0.44 \text{ m}^3$$

4.9. Diseño hidráulico del Sedimentador

Figura 17: Diseño Hidráulico del Sedimentador

DESCRIPCION	Und	Cálculos	Usar	Criterio
CAUDAL DE DISEÑO, Q _{md}	Q	lt/s	18	
ANCHO SEDIMENTADOR	B	mts	1.20	
LONGITUD DE ENTRADA AL SEDIMENTADOR	L1	mts	0.8	Asumido
ALTURA DEL SEDIMENTADOR	H	mts	1.3	
PENDIENTE EN EL FONDO	S	dec.	0.1	Asumido
VELOCIDAD DE PASO EN C/. ORIFICIO	Vo	m/s	0.1	Asumido
DIAMETRO DE C/. ORIFICIO	D	mts	0.025	Asumido
SECCION DEL CANAL DE LIMPIEZA	A2	m2	0.02	Asumido
1 Velocidad de sedimentación	VS	m/s	0.00017	VS, calculada: Stokes, Allen ó Newton
2 Area superficial de la zona de decantación	AS	m2	105.882	AS=Q/VS
3 Longitud en la zona de sedimentación	L2	mts	88.235	5.0 L2=AS/B
4 Longitud total del sedimentador	LT	mts	5.8	5.8 LT=L1+L2
5 Relación (L2/B) en la zona de sedimentación	L2/B	adim	4.17	2.8<L2/B<6; verificar
6 Relación (L2/H) en la zona de sedimentación	L2/H	adim	3.85	6<L2/H<20; verificar
7 Velocidad horizontal del flujo, VH<0.55	VH	cm/s	1.154	VH=100*Q/(B*H)
8 Tiempo de retención de la unidad	To	hr	2.124	To=(AS*H)/(3600*Q)
9 Altura máxima en la tolva de lodos	H1	mts	1.8	H1=H+(S)*L2
10 Altura de agua en el vertedero de salida	H2	mts	0.041	H2=(Q/1.84*L) ^(2/3)
11 Area total de orificios	Ao	m2	0.18	Ao=Q/Vo
12 Area de cada orificio	ao	m2	0.00049	ao=0.7854*D ²
13 Número de orificios	n	adim	367	20 Asumir redondeo para N1 y N2
14 Altura de la cortina cubierta con orificios	h	mts	0.78	h=H-(2/5)*H
15 Número de orificios a lo ancho, B	N1	adim	5	
16 Número de orificios a lo alto, H	N2	adim	4	
17 Espaciamiento entre orificios	a	mts	0.195	a=h/N2
18 Espaciamiento lateral respecto a la pared	a1	mts	0.21	a1=(B-a*(N1-1))/2
19 Tiempo de vaceado en la unidad	T1	min	75	T1=(60*AS*(H) ^(1/2))/(4850*A2)
20 Caudal de diseño en la tub. de desague	q	l/s	2.019	q=(1000*L*B*(H2))/(60*T1)

4.10. Diseño hidráulico del filtro lento

Figura 18: Diseño Hidráulico del Filtro Lento

Datos		Unidad	Criterios	Cálculos
1 Caudal de diseño	Q	lt/seg		18.00
2 Número de unidades	N	adim		10.00
3 Velocidad de filtración	Vf	m/h		2.00
4 Espesor capa de arena extraída en c/d raspada	E	m	Asumido	0.02
5 Número de raspados por año	n	adim	Asumido	6
6 Area del medio filtrante de cada unidad	AS	m ²	$AS = Q / (N \cdot Vf)$	3.24
7 Coeficiente de mínimo costo	K	adim	$K = (2 \cdot N) / (N+1)$	1.818
8 Largo de cada unidad	B	m	$B = (AS \cdot K)^{(1/2)}$ Usar B=	2.427 16.00
9 Ancho de cada unidad	A	m	$A = (AS/K)^{(1/2)}$ Usar A=	1.3349 12.00
10 Volumen del depósito para almacenar arena durante 2 años	V	m ³	$V = 2 \cdot A \cdot B \cdot E \cdot n$	46.08
11 Vel.de Filtración Real	VR	m/h	$V = Q/(2 \cdot A \cdot B)$	0.169

Criterio de diseño para filtro lento

Parámetros	Unidad	Valores
1 Velocidad de filtración	m/h	0.10 - 0.30
2 Area máxima de cada unidad	m ²	10 - 200
3 Número mínimo de und		2
4 Borde Libre	m	0.20 - 0.30
5 Capa de agua	m	1.0 - 1.5
6 Altura del lecho filtrante	m	0.80 - 1.00
7 Granulometría del lecho	mm	0.15 - 0.35
8 Altura de capa soporte	m	0.10 - 0.30
9 Granulometría grava	mm	1.5 - 40
10 Altura de drenaje	m	0.10 - 0.25

4.11. Diseño estructural del reservorio

CRITERIOS DE DISEÑO

- El tipo de reservorio a diseñar será superficialmente apoyado.
- Las paredes del reservorio estarán sometidas al esfuerzo originado por la presión del agua.
- El techo será una losa de concreto armado, su forma será de bóveda, la misma que se apoyará sobre una viga perimetral, esta viga trabajará como zuncho y estará apoyada directamente sobre las paredes del reservorio.
- Losa de fondo, se apoyará sobre una capa de relleno de concreto simple, en los planos se indica.
- Se diseñará una zapata corrida que soportará el peso de los muros e indirectamente el peso del techo y la viga perimetral.
- A su lado de este reservorio, se construirá una caja de control, en su interior se ubicarán los accesorios de control de entrada, salida y limpieza del reservorio.
- Se usará los siguientes datos para el diseño:

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q \text{ adm} = 1.31 \text{ Kg/cm}^2 = 13.10 \text{ Ton/m}^2$$

4.11.1. PREDIMENSIONAMIENTO

V : Volumen del reservorio

d_i : Diámetro interior del Reservorio

d_e : Diámetro exterior del Reservorio

e_p : Espesor de la Pared

f : Flecha de la Tapa (forma de bóveda)

e_t : Espesor de la losa del techo.

H : Altura del muro.

h : Altura del agua.

a : Brecha de Aire.

Cálculo de H:

Considerando las recomendaciones prácticas, tenemos que para:

VOLUMEN (m³)	ALTURA (m)	ALTURA DE AIRE (m)	
10 -60	2.20	0.60	
60 -150	2.50	0.80	
150 -500	2.50 -3.50	0.80	
600 -1000	6.50 como máx	0.80	
más 1000	10.00 como máx	1.00	
Asumiremos : h			
=	3.50 m.	Altura de salida de agua hs =	0.00 m.
	a = 0.50 m.	H = h + a + hs =	4.00 m.
		HT = H + E losa =	4.20

Cálculo de di:

Reemplazando los valores:

$$V = \frac{\pi \cdot di^2 \cdot h}{4} \quad di = 13.50 \text{ m.}$$

Cálculo de f:

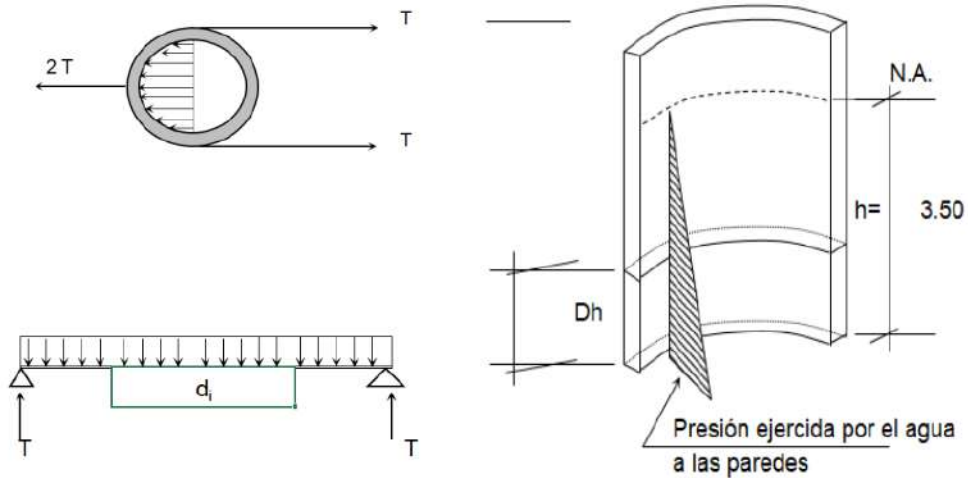
Se considera $f = 1/6 \cdot di = 2.25 \text{ m.}$

Cálculo de ep:

Se calcula considerando dos formas:

- Según company: $ep = (7 + 2h/100) \text{ cm.}$
 $h = \text{altura de agua en metros} = 3.50 \text{ m}$
Reemplazando, se tiene: $ep = 14.00 \text{ cm}$
- Considerando una junta libre de movimiento entre la pared y el fondo, se tiene que sólo en la pared se producen esfuerzos de tracción. La presión sobre un elemento de pared situado a "h" metros por debajo del nivel de agua es de $\rho_{\text{agua}} \cdot h \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$, y el esfuerzo de tracción de las paredes de un anillo de altura elemental "h" a la profundidad "h" tal como se muestra en el gráfico es:

$$T = \frac{1000 \cdot h \cdot Dh \cdot di}{2}$$



Analizando para un $D_h = 1.00 \text{ m}$

Reemplazando en la formula, tenemos : $T = 23625 \text{ Kg.}$

La Tracción será máxima cuando el agua llega $H = 4.00 \text{ m}$

Reemplazando en la formula, tenemos : $T_{\text{max}} = 27000 \text{ Kg}$

$T_c = f'c * 10\% * 1.00\text{m} * e_p$, igualando a "T" (obtenido)

$$27000 = 210.00 * 10.00\% * 100.00 * e$$

Despejando, obtenemos : $e_p = 12.86 \text{ cm.}$ $e_s < e_1$, no se tendrá en cuenta

Por facilidad de construcción y practica es recomendable usar como espesor de pared :

$$e_p = 25 \text{ cm.}$$

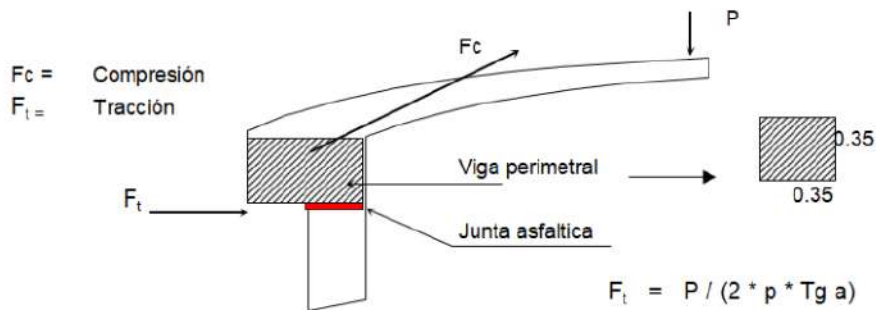
Cálculo de d_e de :

$$d_e = d_i + 2 * e_p = 14.00 \text{ m. diámetro exterior}$$

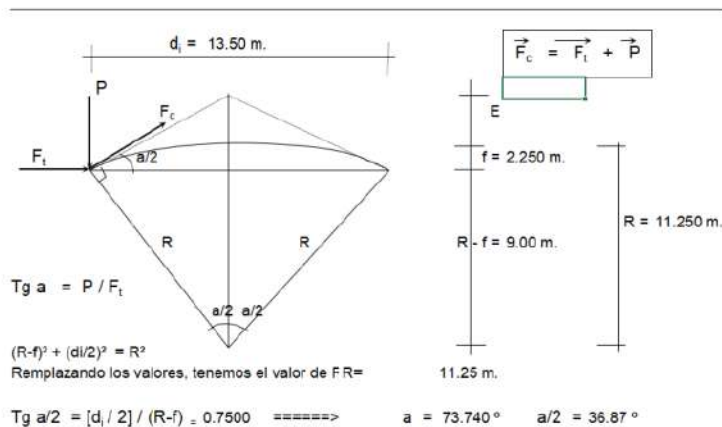
Cálculo del espesor de la losa del techo e_t :

Como se indicaba anteriormente esta cubierta tendrá forma de bóveda, y se asentará sobre las paredes por intermedio de una junta de cartón asfáltico, evitándose así empotramientos que originarían grietas en las paredes por flexión.

Asimismo, la viga perimetral se comportará como zuncho y será la que contrarreste al empuje debido a su forma de la cubierta. El empuje horizontal total en una cúpula de revolución es :



Se calcularán 2 valores del espesor, teniendo en cuenta el esfuerzo a la compresión y el esfuerzo cortante del concreto. Para ello primero será necesario calcular los esfuerzos de Compresión y Tracción originados por el peso y su forma de la cúpula (F_c y F_t).



Del Grafico:

Metrado de Cargas:

Peso propio	=	180	Kg/m ²
Sobre carga	=	100	Kg/m ²
Acabados	=	50	Kg/m ²
Otros	=	50	Kg/m ²
TOTAL	=	380	Kg/m ²

$$\text{Área de la cúpula} = 2 * \pi * r * f = 159.04 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso} = P = 380 \text{ Kg/m}^2 * 159.04 \text{ m}^2 \quad P = 60436.39 \text{ Kg}$$

Remplazando en las fórmulas, tenemos:

$$F_t = 12825.00 \text{ Kg}$$

$$F_c = 100727.31 \text{ Kg}$$

Desarrollo de la Línea de Arranque (Longitud de la circunferencia descrita) = L_c :

$$L_c = \pi * d_i = 13.50 * \pi = 42.41 \text{ m.}$$

Presión por metro lineal de circunferencia de arranque es - P / ml :

$$P / \text{ml} = F_c / L_c = 100727 / 42.41 = 2375.00 \text{ Kg/ml}$$

Esfuerzo a la compresión del concreto P_c :

Por seguridad :

$$P_c = 0.45 * f'_c * b * e_t \quad \text{para un ancho de } b = 100.00 \text{ cm}$$

e_t = espesor de la losa del techo

Igualemos esta ecuación al valor de la Presión por metro lineal:

$$0.45 * 210.00 * e_t = 2375.00$$

$$\text{Primer espesor : } e_t = 0.25 \text{ cm}$$

Este espesor es totalmente insuficiente para su construcción más aún para soportar las cargas antes mencionadas.

Esfuerzo cortante por metro lineal en el zuncho (viga perimetral) - V /ml :

$$V / \text{ml} = P / L_c = 60436.39 / 42.41 = 1424.00 \text{ Kg/ml}$$

Esfuerzo permisible al corte por el concreto - V_u :

$$V_u = 0.5 * (f'_c)^{1/2} * b * e_t \quad \text{para un ancho de } b = 100.00 \text{ cm}$$

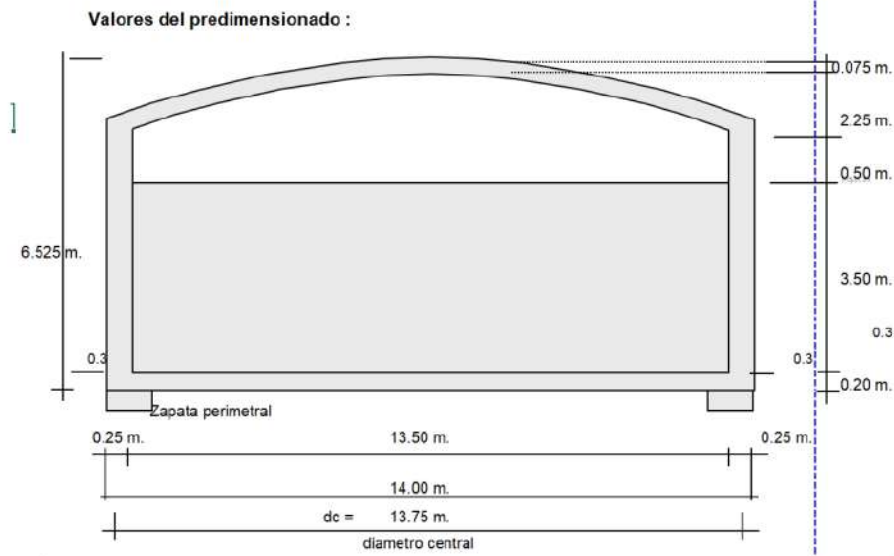
Igualemos esta ecuación al valor del cortante por metro lineal : V / ml

$$0.5 * 210^{1/2} * e_t = 1425.00$$

$$\text{Segundo espesor : } e_t = 1.97 \text{ cm}$$

De igual manera este espesor es totalmente insuficiente. De acuerdo al R.N.C., especifica un espesor mínimo de 5 cm. para losas, por lo que adoptamos un espesor de losa de techo:

$$e_t = 7.50 \text{ cm}$$



Peso específico del concreto 2.40 Tn/m³

Peso específico del agua γ_a 1.00 Tn/m³

Zapata perimetral :

$b = 0.80 \text{ m.}$

$h = 0.60 \text{ m.}$

4.11.2. METRADO DEL RESERVORIO.

Losa de techo : $e =$	7.50 cm	$(2\pi \times r \times f) \times \gamma_c =$	28.63 Ton.
Viga perimetral		$\pi \times d_c \times b \times d \times \gamma_c =$	12.70 Ton.
Muros o pedestales laterales		$\pi \times d_c \times e \times h \times \gamma_c =$	103.67 Ton.
Peso de zapata corrida		$\pi \times d_c \times b \times h \times \gamma_c =$	49.94 Ton.
Peso de Losa de fondo		$\pi \times d_i^2 \times e \times \gamma_c / 4 =$	80.36 Ton.
Peso del agua		$\pi \times d_i^2 \times h \times \gamma_a / 4 =$	500.99 Ton.
Peso Total a considerar:			776.29 Ton.

4.11.3. DISEÑO Y CALCULOS

Considerando lo siguiente:

- Cuando el reservorio esta Vacío, la estructura se encuentra sometida a la acción del suelo, produciendo un empuje lateral; como un anillo sometido a una carga uniforme, repartida en su perímetro.
- Cuando el reservorio esta Lleno, la estructura se encuentra sometida a la acción del agua, comportandose como un portico invertido siendo la junta de fondo empotrada.

Diseño del reservorio (Vacío).

Momentos flectores:

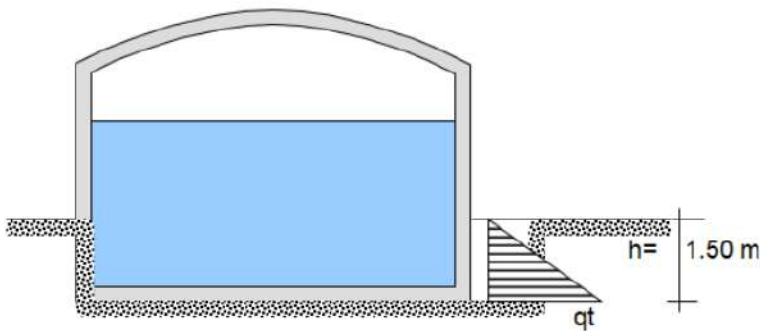
$$M = M_o . M1 . X1 = qt . r^2/2 (1 - \cos\theta) - qt . r^2/6$$

Cálculo del Valor de qt :

Según datos del Estudio de Suelos, tenemos que :

Peso específico del suelo $\delta_s = 1.83 \text{ Tm/m}^3$

Angulo de fricción interna $\theta = 11.25^\circ$



Vamos a considerar una presión del terreno sobre las paredes del reservorio de una altura de $h = 1.50 \text{ m}$

Por mecánica de suelos sabemos que el coeficiente de empuje activo

$$K_a = \text{Tang}^2 (45 - \theta/2)$$

Además, cuando la carga es uniforme se tiene que

$$W_s/c \implies P_s/c = K_a \cdot W_s/c, \text{ siendo : } W_s/c = qt$$

$$qt = \delta_s \cdot h \cdot K_a$$

Remplazando tenemos:

$$K_a = 0.674$$

Asi tenemos que :

$$qt = 1.85 \text{ Tn/m}^2$$

Aplicando el factor de carga util :

$$qt u = 1.55 * qt = 2.87 \text{ Tn/m}^2$$

Cálculo de los Momentos flectores:

Datos necesarios:

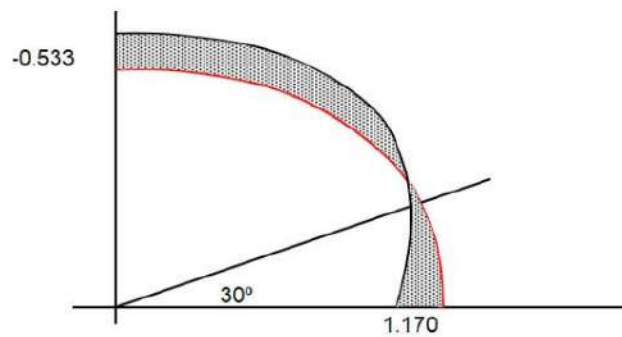
$$\text{radio} = 7.00\text{m}$$

$$qt u = 2.87 \text{ Tn/m}^2$$

$$L \text{ anillo} = 43.98\text{m.}$$

\emptyset	Mu (T-m / anillo)	Mu (T-m / m-anillo)	\emptyset	Mu (T-m / anillo)	Mu (T-m / m-anillo)
0.00°	-23.441	-0.533	0.00°	51.480	1.170
10.00°	-22.373	-0.509	5.00°	51.017	1.160
20.00°	-19.200	-0.437	10.00°	49.630	1.128
30.00°	-14.020	-0.319	15.00°	47.330	1.076
40.00°	-6.989	-0.159	20.00°	44.134	1.003
48.15°	-0.036	-0.001	25.00°	40.068	0.911
60.00°	11.721	0.266	30.00°	35.162	0.799

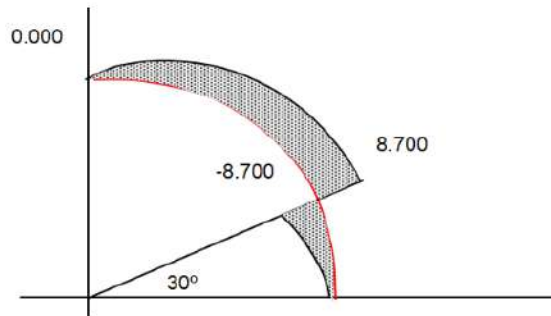
Diagrama de Momentos:



Cálculo de Esfuerzos cortantes.

\emptyset	Mu (T-m / anillo)	\emptyset	Mu (T-m / anillo)
0.00°	0.000	0.00°	0.000
10.00°	1.744	5.00°	-1.517
20.00°	3.436	10.00°	-3.022
30.00°	5.023	15.00°	-4.504
40.00°	6.458	20.00°	-5.951
50.00°	7.696	25.00°	-7.354
60.00°	8.700	30.00°	-8.700

Diagrama de Cortantes:



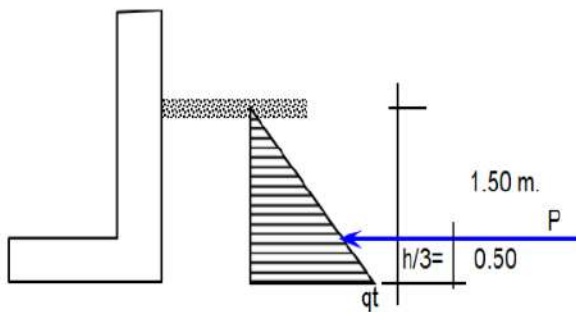
Cálculo de acero en las paredes del Reservorio debido a los esfuerzos calculados:

$ep = 25 \text{ cm}$ $recubri. = 2.5 \text{ cm}$ $fc = 210 \text{ kg/cm}^2$ $\beta = 0.85$
 $p \text{ min.} = 0.0020$ $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $\emptyset = 0.90$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	As diseño	1/2	Total	Disposición
1.17	100.00	22.02	0.333	1.42	4.40	4.40	4	5.07	$\emptyset 1/2 @ 0.25$

Acero Vertical

Se hallará con el momento de volteo (Mv)



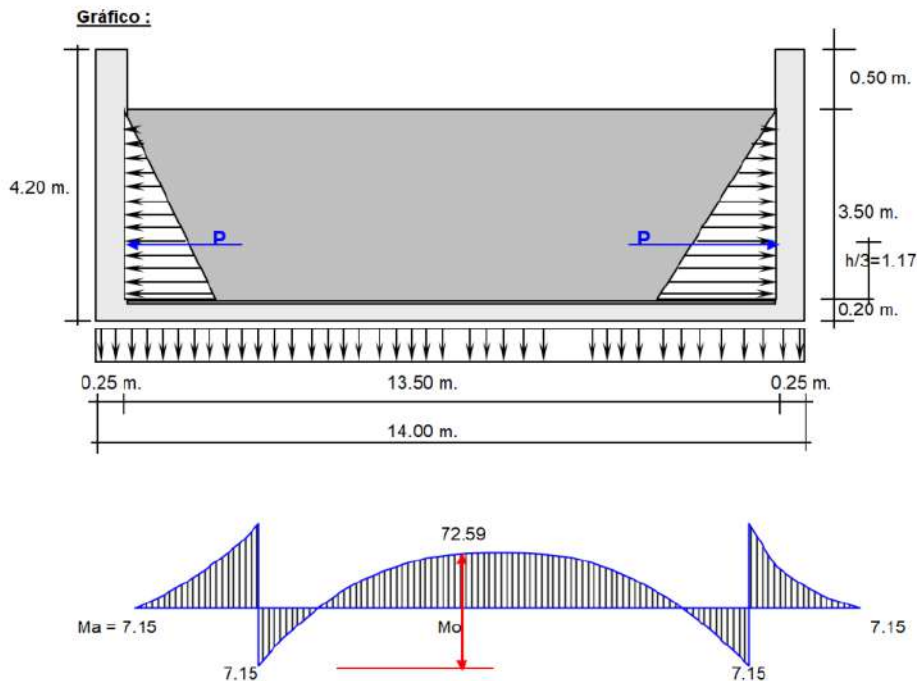
$P = qt_u \cdot h / 2 = 2.153 \text{ Ton.}$
 $Mv = P \cdot h / 3 = 1.076 \text{ Ton-m}$
 $Mvu = 1.6 * Mv = 1.722 \text{ Ton-m}$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	p=As/bd	1/2	Total	Disposición
1.72	100.00	22.02	0.492	2.09	4.40	0.0020	4	5.07	$\emptyset 1/2 @ 0.25$

Diseño del reservorio (Lleno) considerando : la unión de fondo y pared Rígida (empotramiento).

Si se considera el fondo y las paredes empotradas, se estaría originando momentos de flexión en las paredes y en el fondo de la losa, ambas deberán compartir una armadura para evitar el agrietamiento. Para ello se a creído conveniente dejar de lado la presión del suelo (si fuera semi enterrado), además se considera el reservorio lleno, para una mayor seguridad en el diseño. Tanto las paredes y el fondo de la losa se considerarán dos estructuras resistentes a la presión del agua. para ello se considera lo siguiente:

- Los anillos horizontales que están resistiendo los esfuerzos de tracción.
- Los marcos en "U", que serían las franjas verticales, denominados porticos invertidos que están sometidos a flexión y además resistirían esfuerzos de tracción en el umbral o pieza de fondo; es decir la presión se supondrá repartida en los anillos (directrices) y en los marcos (generatrices).



Calculando:

$$P = (\delta a \cdot H^2 / 2) \cdot 1.00 \text{ m.} = 6.13 \text{ Ton.}$$

$$M_a = P \cdot H / 3 = 7.15 \text{ Ton-m}$$

$$M_u = M_a \cdot 1.55 = 11.8 \text{ Ton-m}$$

Para el momento en el fondo de la losa se despreciará por completo la resistencia del suelo.

$$\text{Presión en el fondo } W = \delta a \cdot H = 3.50 \text{ Ton-m}$$

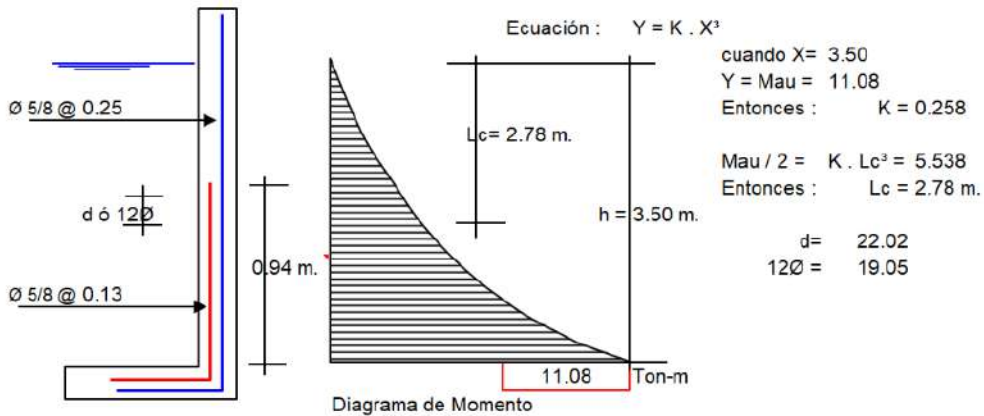
$$M_o = W \cdot D^2 / 8 = 79.73 \text{ Ton-m}$$

$$\text{La tracción en el fondo será: } T = W \cdot D / 2 = 23.63 \text{ Ton.}$$

Cálculo de acero en las paredes del Reservorio debido a los esfuerzos calculados:

Acero Vertical

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	p=As/bd	5/8	Total	Disposición
11.08	100.00	22.02	3.39	14.41	4.40	0.0065	8	15.83	Ø 5/8 @ 0.13



Cortante asumido por el concreto en una franja de 1.00 m.:

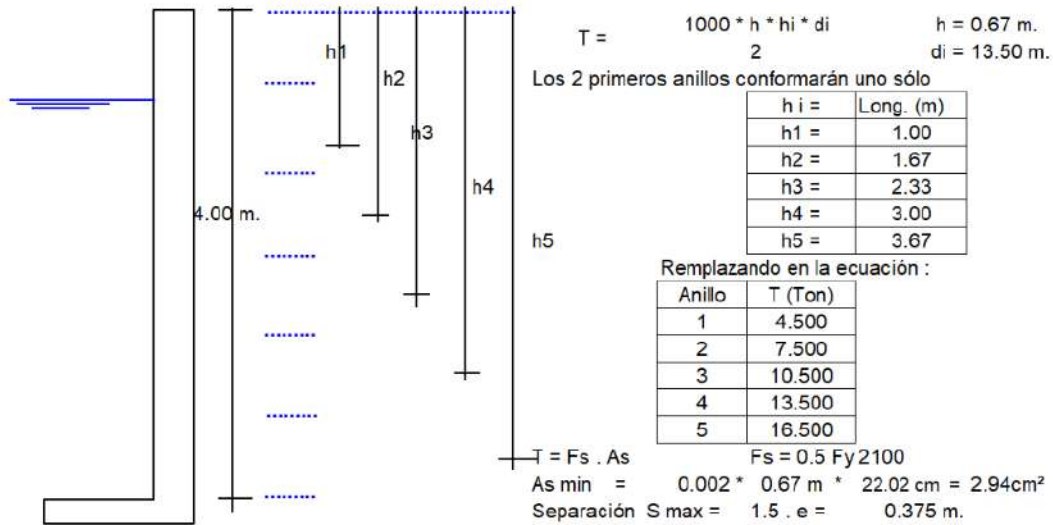
$$V_c = \phi 0.53 \sqrt{210} \cdot b \cdot d, \quad \text{siendo } b = 350 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.85 \quad d = 22.02 \text{ cm}$$

$$\text{La tracción en el fondo de la losa } V_u = T = 23.63 \text{ Ton} \quad \mathbf{T > V_c, OK}$$

Acero Horizontal:

Tal como se calculó para el predimensionamiento del espesor de la pared, Las tracciones en un anillo, se encontrará considerando en las presiones máximas en cada anillo. Ya que los esfuerzos son variables de acuerdo a la profundidad, el anillo total lo dividimos en:



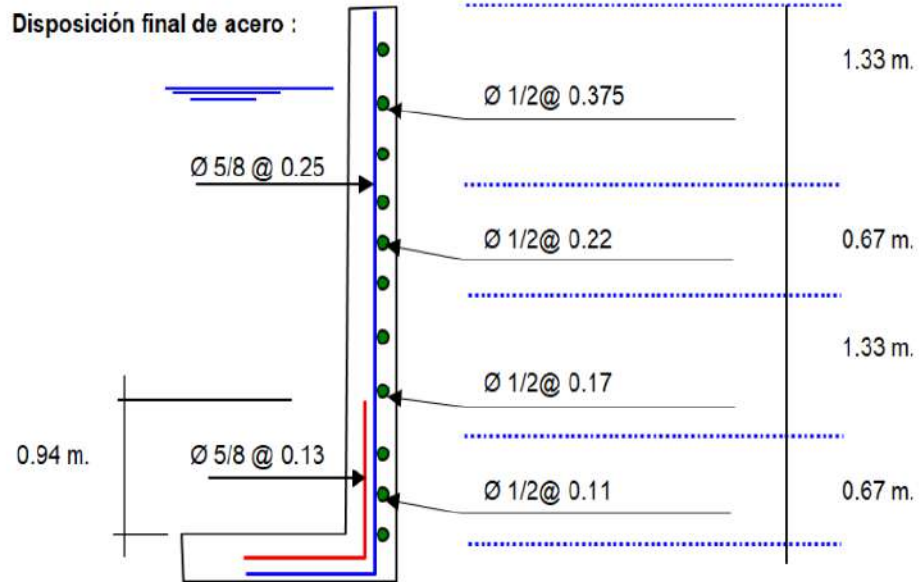
Por esfuerzo de tracción, tenemos que :

Anillo	T(Kg)	As (cm²)	As (usar)	1/2"	Total cm²	Disposición
1	4500.0	2.14	2.94	2	2.53	Ø 1/2@ 0.38
2	7500.0	3.57	3.57	3	3.80	Ø 1/2@ 0.22
3	10500.0	5.00	5.00	4	5.07	Ø 1/2@ 0.17
4	13500.0	6.43	6.43	5	6.33	Ø 1/2@ 0.13
5	16500.0	7.86	7.86	6	7.60	Ø 1/2@ 0.11

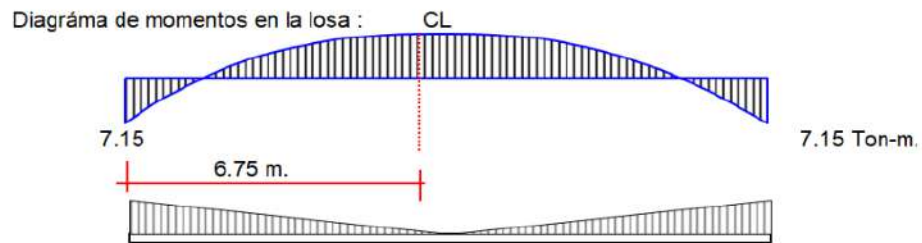
Asimismo, consideramos acero mínimo en la otra cara del muro

Acero Longitudinal: lo consideramos como acero de montaje :

Acero Horizontal: consideramos (2/3) del Acero mínimo $\frac{2}{3} \cdot 2.94 \text{ cm}^2 = 1.96 \text{ cm}^2$

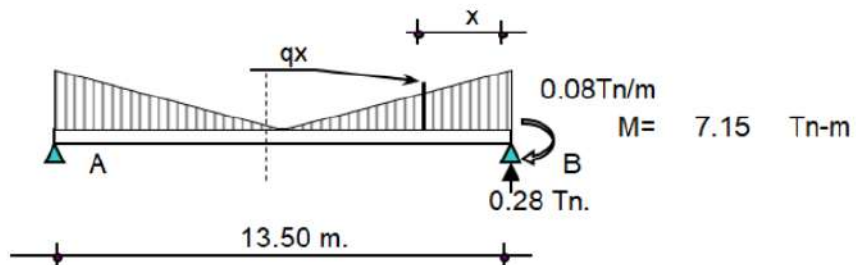


Diseño y Cálculo de acero en la losa de fondo del Reservorio:



Peso Total = $\delta a * H * R^2 = 500.99 \text{ Ton}$

Carga unitaria por unidad de longitud = $q = H * \delta a / \text{Longitud del circulo} = 0.008 \text{ Tn/m}$



Cálculo del cortante a una distancia "X" :

Se hallará el valor de "qx" en función de "x", $qx = 0.012 * (6.750 - x)$

Cortante "Vx" :

$$V_x = R - P - 0.5 * (q' + qx) * X = 0.279 - 0.083 X + 0.006 X^2$$

Momento "Mx" :

$$M_x = -M + (R - P) * X - qx * X^2 / 2 - (q' - qx) * X^2 / 3 =$$

$$M_x = -7.15 + 0.279x - 0.041X^2 + 0.002x^3$$

Valores :

X (m) =	0.00	1.13	2.25	3.38	4.50	5.63	6.75
V (Ton) =	0.28	0.38	0.50	0.63	0.77	0.94	1.11
M (Tn-m) =	-7.15	-6.88	-6.70	-6.60	-6.54	-6.52	-6.52

La tracción máxima en la losa es $V_u = T = 1.11 \text{ Ton}$ **T < Vc, OK**

$$M_{au} = 1.55 * 6.52 = 10.10 \text{ Tm-m}$$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	As usar	Ø	Disposición
10.10	100.00	16.71	4.32	18.38	3.34	0.0110	18.38	5/8	Ø 5/8 @ 0.11 m

Acero de repartición, Usaremos el As min = 3.34

As usar	Ø	Disposición
3.34	3/8	Ø 3/8 @ 0.21 m

Diseño y Cálculo de acero en la cimentación:

Acero Negativo : 11.08 Ton-m $L_c = 0.19$

$$d = 16.71 \text{ cm}$$

$$12\text{Ø} = 19.05 \text{ cm}$$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	As usar	Ø	Disposición
11.08	100.00	16.71	4.82	20.50	3.34	0.0123	20.50	5/8	Ø 5/8 @ 0.10 m

Diseño de la zapata corrida:

La zapata corrida soportará una carga lineal uniforme de:

Losa de techo:	28.63 Ton.	Peso por metro lineal = 4.6 Ton/ml
Viga perimetral:	12.70 Ton.	
Muro de reservorio:	103.67 Ton	
Peso de zapata:	<u>49.94 Ton.</u>	
	194.94 Ton	

Según el estudio de Suelos indica que : $q_u = 1.310 \text{ Kg/cm}^2$

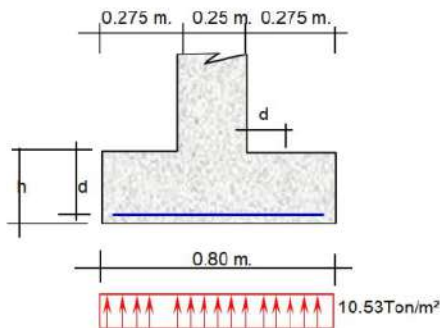
Ancho de zapata corrida (b) $b = \text{Peso por metro lineal} / q_u = 0.35\text{m}$

Para efectos de construcción asumiremos un $b = 0.8$

La presión neta de diseño o rotura: $\sigma_{nd} = \delta_s * \text{Peso por metro lineal} /$

Azap. = $\delta_s * \sigma_n = 1.83 \text{ Tm/m}^3 * 0.575 = 10.5 \text{ Ton/m}^3$

El peralte efectivo de la zapata se calculará tomando 1.00 metro lineal de zapata:



Bien se sabe que el cortante crítico o actuante está a una distancia "d" del muro, del gráfico podemos decir :

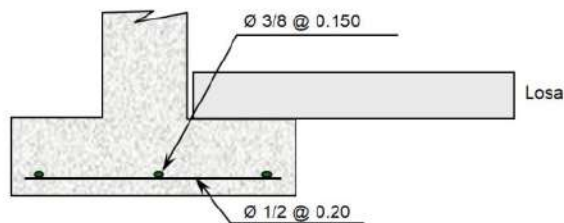
$V_u = 10.53 * (28-d)/b*d$ $b = 100 \text{ cm}$

Cortante asumido por el concreto:

Remplazando, tenemos $V_c = 61.59 \text{ Tn/m}^2$

Momento actuante en la sección crítica: $M = 10.5 \text{ Ton/m}^2 = 0.398 \text{ Tm-m}$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	$\rho = As/bd$	As usar	Ø	Disposición
0.398	100.00	31.87	0.078	0.33	6.37	0.0020	6.37	1/2	Ø 1/2 @ 0.20 m



Diseño de la viga perimetral o de arranque.

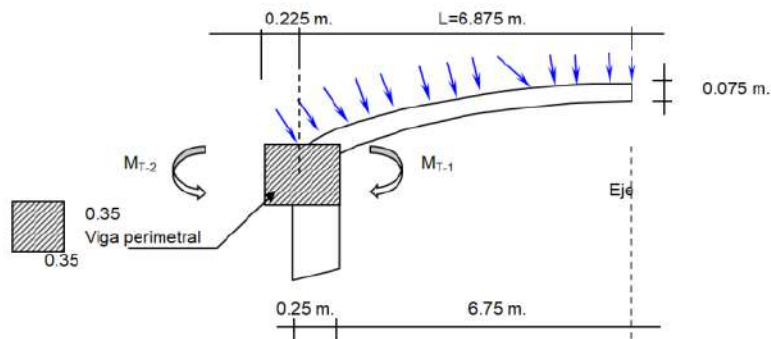
Diseño por tracción:

Se considera que la viga perimetral está sometida a tracción:

$$F_t = P / (2 * p * Tg \alpha) \quad P = 60436.39 \text{ Kg}$$
$$\alpha = 73.74^\circ$$

$$A_s = F_t / f_s = F_t / (0.5 * F_y) = 1.34 \text{ cm}^2$$

Diseño por torsión:



Para el presente diseño aplicaremos un factor de carga para peso propio = 1.40

Factor de sobrecarga = 1.70

Metrado de Cargas:

Peso propio de viga	$1.40 * 0.35 * 0.35 * 240$	=	0.412 Ton/m
Peso propio de losa	$1.40 * 0.075 * 2.40$	=	0.252 Ton/m ²
Sobre carga	$1.70 * 0.150$	=	0.255 Ton/m ²

Carga Total por m² de losa = 0.507 Ton/m²

Carga Total por ml de viga $(0.507 * (6.75 \text{ m} + 0.35/2)) + 0.42 = 3.923 \text{ Ton/ml}$

Cálculo de acciones internas:

Momento horrisonante:

$$MT-1 = 0.507 * 6.75^2/2 = 11.55 \text{ Tn-m}$$

$$MT-2 = 0.412 * 0.23^2/2 = 0.010 \text{ Tn-m}$$

$$MT = MT-1 / 2 - MT-2 = 11.550/2 - 0.01 = 5.765 \text{ Tn-m}$$

Momento flexionaste:

$$M F = W * L^2 / 2 = 3.923 * 1.00^2/2 = 1.961 \text{ Tn-m}$$

Fuerza Cortante:

$$Q = W * L / 2 = 3.923 * 1.00/2 = 1.961 \text{ Tn/m}$$

$$Vu = Vc / (\emptyset \times b \times h) = 18.836 \text{ Tn/m}^2$$

$$\emptyset = 0.85$$

Cálculo de acero:

Refuerzo transversal:

Por Fuerza Cortante:

$$Vu = 18.836 \text{ Tn/m}^2 Vc = 72.457 \text{ Tn/m}^2$$

Por Torsión:

$$M_T = 5.765 \text{ Tn-m}$$

Momento resistente por el concreto :

$$Mc = \Sigma [b^2 h (f_c)^{1/2} / b^{1/2}] \quad (\text{viga} + \text{losa})$$

$$Mc = \frac{0.35^2 \times 0.35 \times 210^{1/2}}{0.35^{1/2}} + \frac{6.75^2 \times 7.50 \times 210^{1/2}}{6.75^{1/2}}$$

$$Mc = 1.069 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Se sabe que : } Ts = MT - Mc = 5.765 + 1.069 = 4.695 \text{ Ton-m}$$

$$As / S = Ts / [\emptyset_c * Fy * b1 * d]$$

$$\text{Siendo: } \emptyset_c = 0.66 + 0.33 * (b1/d) < 1.50$$

$$\phi_c = 0.99, \phi_c < 1.5 \text{ OK}$$

S = Espaciamiento del acero

As = Área de acero por torsión.

Reemplazando:

$$As / S = 0.1112 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Usando $\phi = 3/8$

$$A \text{ varilla} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.1112$$

Usaremos = $\square \phi 3/8 @ 0.06 \text{ m}$

Se colocará @0.15

Refuerzo Longitudinal:

Por Flexión:

$$MF = W * L^2 / 8 = 0.49 \text{ Tn-m}$$

Reemplazando:

$$As = 0.407 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = 0.002 * b * d = 2.231 \text{ cm}^2$$

Por Torsión:

Ahora por reglamento se tiene que la resistencia de la viga reforzada debe ser mucho mayor que la resistencia de la viga sin refuerzo, aplicaremos la siguiente formula:

$$Trs = 0.6 * b^2 * h * f'c^{1/2} = 3.728 \text{ Tn-m/m}$$

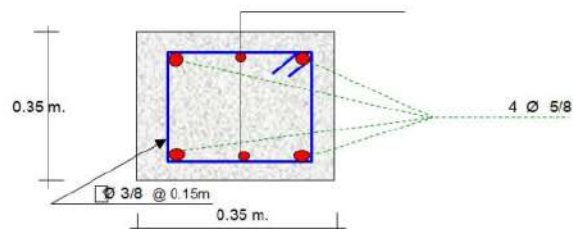
Reemplazando, tenemos que: $P_{it} = 0.0233$

Como se puede apreciar: $0.0233 < 1.431$

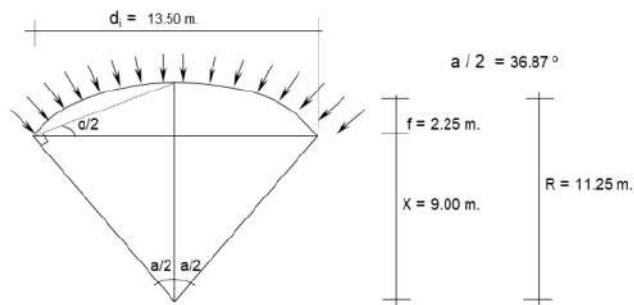
Solo se considera acero por Tracción y Flexión:

$$\text{Usando: } 1 \phi 1/2 + 2 \phi 5/8 \quad A_{\text{total}} = 5.23 \text{ cm}^2$$

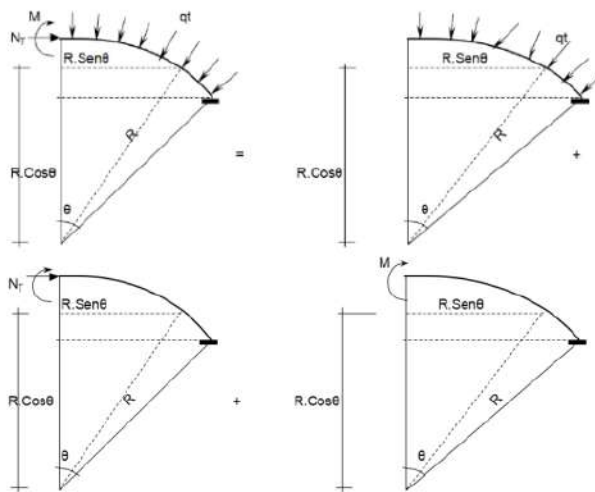
Disposición final de acero en Viga :



Diseño de la cúpula:



Se cortará por el centro, debido a que es simétrico, lo analizaremos por el método de las fuerzas:

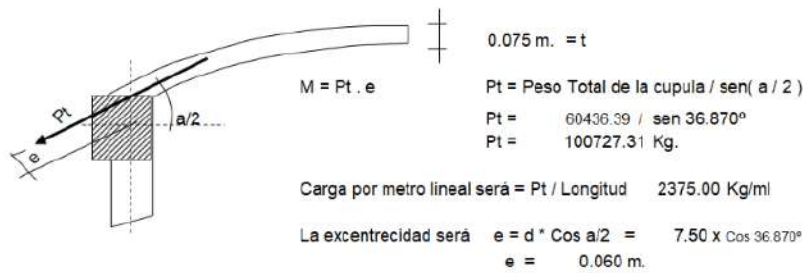


Analizando la estructura se tiene que:

$$M = 0$$

$N_T = W \cdot r$, Como se puede apreciar sólo existe esfuerzo normal en la estructura.

El encuentro entre la cúpula y la viga producen un efecto de excentricidad, debido a la resultante de la cúpula y la fuerza transmitido por las paredes. Como podemos apreciar en la gráfica:



Por lo tanto: $M = 2.38Tn \times 0.060 \text{ m} = 0.143Tn\text{-m/m}$
 El esfuerzo actuante será $NT = qt \times r = 380.00 \times 11.25 = 4.28Tn.$

Cálculo de acero:

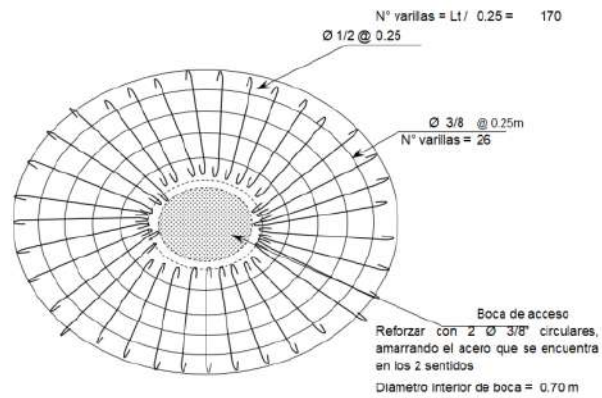
- En muro o pared delgada, el acero por metro lineal no debe exceder a:
 $As = 30 \cdot t \cdot f'c / fy$, siendo: $t = \text{espesor de la losa} = 2.04\text{cm}^2$
- Acero por efectos de tensión (At):
 $At = T / Fs = T / (0.5 \cdot Fy) = 4.28 / (0.5 \cdot 4200) = 2.04\text{cm}^2$
- Acero por efectos de Flexión (Af):
 Para este caso se colocará el acero mínimo: $Af_{\text{min}} = 0.002 \times 4.52 = 0.90 \text{ cm}^2$
- Acero a tenerse en cuenta: $At + Af < 11.25\text{cm}^2$
 Como podemos apreciar: $At + Af < As_{\text{max}}$, OK
- Acero por efectos de la excentricidad:
 $M = 0.143 \text{ Tn-m}$
 Recubrim. = 2.5 cm

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	As usar	Ø	Disposición
0.143	100.00	4.52	0.201	0.85	0.90	0.90	3/8	Ø 3/8 @ 0.79 m

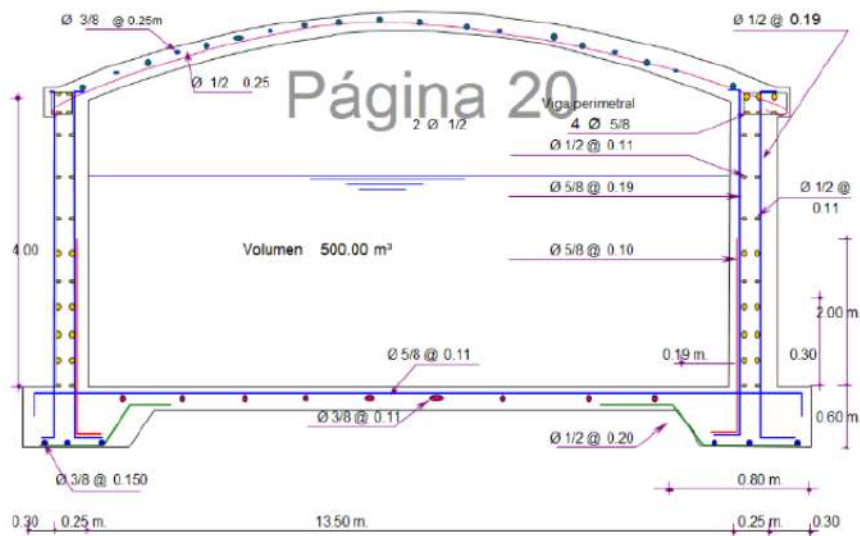
- Acero de repartición :
 $Asr = 0.002 \times 100 \times 4.52 = 0.90 \text{ cm}^2$

Disposición final de acero:

En el acero principal se usará el mayor acero entre el $At + Af$ y Acero por excentricidad.



4.11.4. DISPOSICION FINAL DE ACERO EN TODO EL RESERVORIO:



CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

1. La problemática que presenta actualmente la población, es que su consumo de agua es mediante dos formas, de pozos artesanales extraída mediante baldes con sogas y de piletas públicas. Cada una con sus respectivos problemas como son la falta de tratamiento del agua y donde se aplica solo un tamiz o colador en el primer caso y en el segundo caso los sistemas de distribución son pequeños, aislados, inadecuados y obsoletos las cuales se encuentran en malas condiciones, operando en forma restringida, con filtraciones en sus tuberías debido a que sus embonamientos no están debidamente empalmados y colocados, las válvulas de control se encuentran en mal estado sufriendo un proceso de deterioro progresivo. Todo ello conlleva al abundante desperdicio del líquido elemento, forzando al abastecimiento restringido por horarios que no satisfacen la necesidad y expectativa de la población consumidora.

2. La captación se ubicara en la quebrada Urcuchaqui ubicada en la parte alta de la localidad de Naciente de Rio Negro; actualmente como fuente de abastecimiento de agua a las localidades de Naciente de Rio Negro, Puerto de Bagazàn y Nueva Esperanza, el agua es distribuida por piletas públicas, las cuales se ve afectadas por el colapso parcial de las instalaciones de captación en la quebrada Urcuchaqui a consecuencia de las fuertes crecientes del rio negro en épocas de lluvias (noviembre a abril) y por la infraestructura que fueron diseñadas para una (población relativamente pequeña).

3. Se realizado el estudio Topográfico, ubicándose la captación en la cota 1284.10 msnm., la línea de conducción tiene una longitud de 2141.40m., donde se ubicará el reservorio en la cota 1005.00 msnm., se presentan los planos de planta y de perfil de la línea de conducción.

4. Se realzo el estudio hidrológico, determinado que la unidad hidrográfica lo constituye la quebrada Urcuchaqui, quien reporta un volumen promedio anual de 121 l./s. suficiente para el diseño

del proyecto que contempla un caudal de captación de 18 l/s, para un almacenamiento de 500 m³.

Por el Balance hídrico en situación actual con una población de 4,386 habitantes, la necesidad de agua es de 240,133.50 m³ (150 lts./día/Hab)

Para una proyección a 20 años, se calcula una población de 7,018 habitantes. Por lo tanto la demanda de agua para esta población sería de 384,235.50 m³ (150 lts ./día/Hab).

5. Se los estudios de calidad de agua, se concluye:

- El agua materia de estudio, es apto para el Abastecimiento de Agua Potable, y para lo cual se solicita se cumplan las recomendaciones de este informe.
- Se puede concluir, que el agua analizada es de TIPO A1 (Aguas superficiales destinadas al uso de abastecimiento de agua para consumo humano con simple desinfección) según los Estándares de Calidad de Ambiente (ECAs) para Agua.

6. Con los datos de campo se determinó los parámetros de diseño:

- Población actual: 4,386 habitantes
- Periodo de diseño: 20 años
- Población futura: 7,018 habitantes
- K1=1.3
- Caudal Máximo Diario: 15.833 l/s
- Se asume un caudal de 18 l/s considerando perdidas en la captación y conducción
- Volumen del reservorio 500m³

7. Se realizado ¹ el diseño de las siguientes estructuras:

- Diseño hidráulico y estructural de la Bocatoma
- Diseño hidráulico del desarenador
- Diseño hidráulico del sedimentador
- Diseño hidráulico del filtro lento
- Diseño estructural del reservorio de 500m³
- Diseño hidráulico de la línea de conducción:

Longitud de 2141.40 m

Diámetro 6 pulgadas

Velocidad de flujo menor de 5 m/s y mayor de 0.6 m/s.

5.2. Recomendaciones

- Ampliar los estudios de Mecánica de suelos, que es fundamental para el diseño estructural del reservorio.
- Verificar los estudios de la calidad de agua en un laboratorio.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

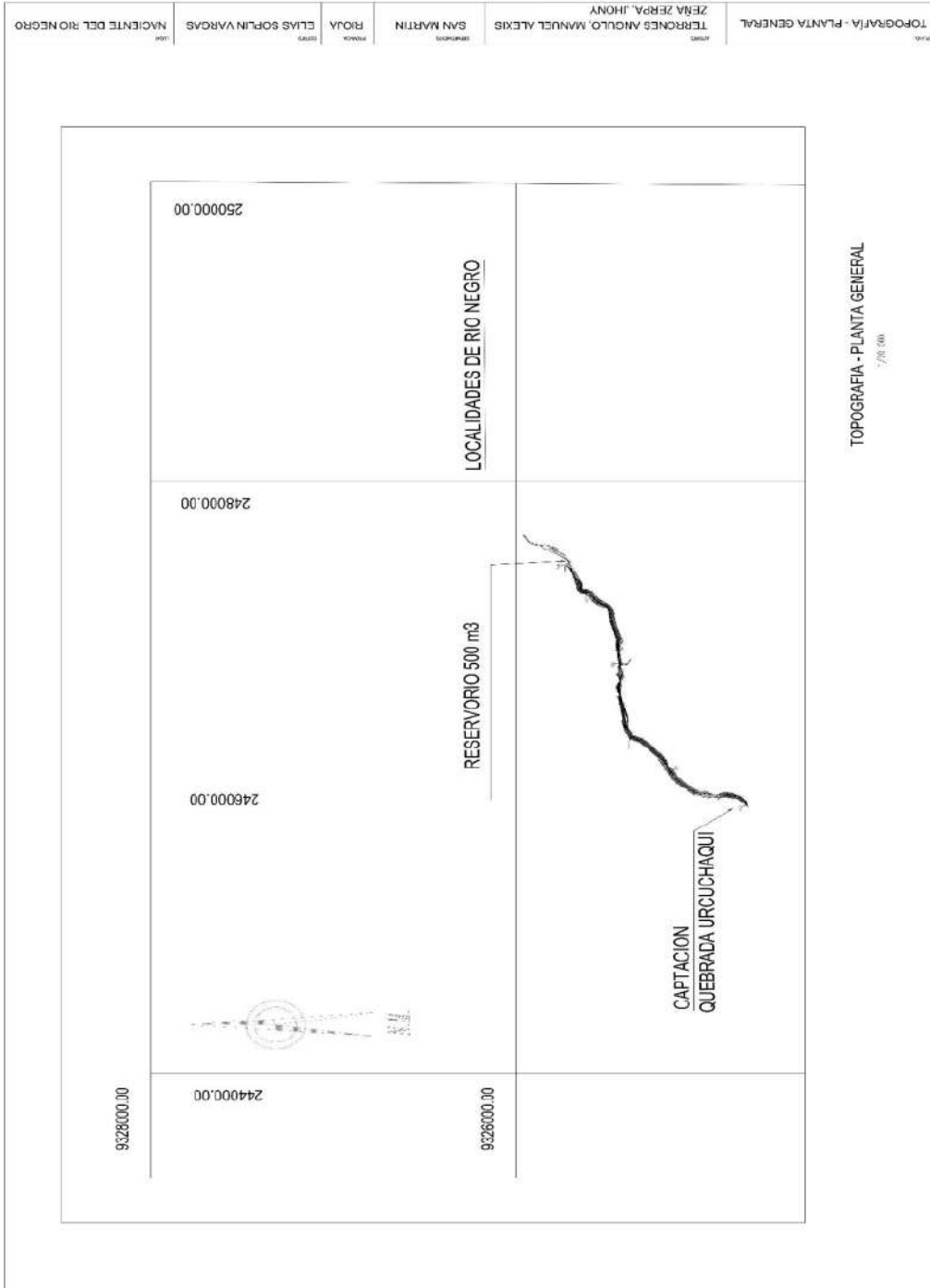
Bibliografía

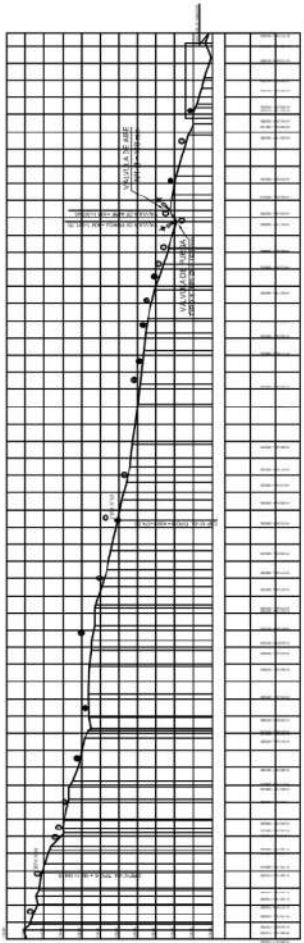
- Agüero, R. (2006). *Agua Potable para Poblaciones Rurales*. Lima: Asociación Servicios Educativos Rurales.
- Apaza, H. (1980). *Redes de Abastecimiento de Agua. 2a Edición*. Lima.
- Arocha, S. (1978). *Abastecimientos de Agua Teoría y Diseño*. Venezuela: Ediciones Vega.
- Azevedo, J. (1976). *Manual de Hidráulica*. México: Editorial Harla.
- Conde, R. (1989). *Método y Cálculo Topográfico*. Lima: 3a Edición.
- Díaz Ibañez, R. (2015). *Análisis de Estabilidad y diseño estructural de la Bocatoma P.H. Paso Ancho en la Facultad de Ingeniería, México. Universidad Nacional Autónoma de México*. Mexico: UNAM.
- DURALON. (2005). *Criterios de Diseño para Redes de Agua Potable Empleando tubería de PVC*. México: Productos Nacobre.
- Flores Chamba, L. E. (2015). *Diseño de una bocatoma de fondo para la captación de consumo humano para la parroquia "El paraíso de celen", Loja*. LOJA: UTPL.
- FONCODES. (2004). *Parámetros de Diseño de Infraestructura de Agua y Saneamiento para Centros Poblados Rurales*. Gobierno del Perú.
- García, E. (2009). *Manual de Proyectos de Agua Potable en Poblaciones Rurales*. Lima: Fondo Perú - Alemania.
- Hernández, S. R., Fernández, C. C., & Baptista, L. P. (2014). *Metodología de la Investigación*. México: Mc Graw Hill.
- Jauregui Jauregui, B. G. (2019). *Diseño Hidráulico de una Bocatoma en el río Moyobamba para el mejoramiento del sistema de irrigación CCECCA, ISHUSA Y HUAYCAHUACHO*. Lima: UNALM.
- Jiménez, T. (2006). *Manual Para el Diseño de Sistemas de Agua Potable*.
- Mansen Valderrama, A. (2010). *Diseño de Bocatomas, Apuntes de clase*. Lima: Facultad de ingeniería civil.
- Ministerio de Salud. (1994). *Abastecimiento de Agua y Saneamiento para*

Poblaciones Rurales y Urbano Marginales. Perú.

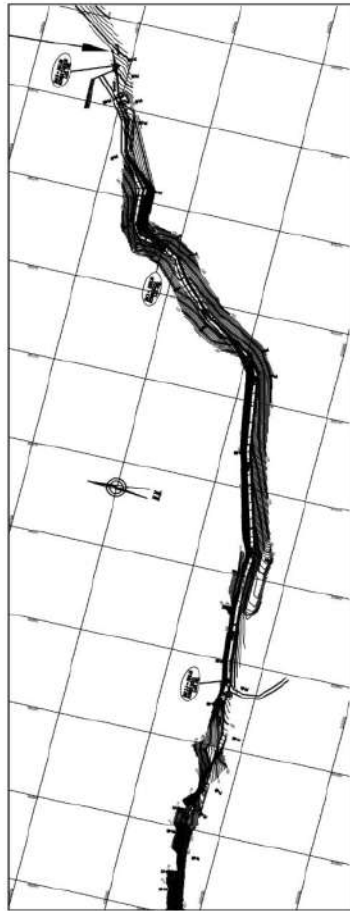
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2012). *Manual de Hidrología, hidráulica y drenaje*. Lima: Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- Nassi Mirengi, G. R. (2018). *Diseño y modelamiento hidráulico de la Bocatoma el pueblo del distrito de Chócope, provincia de Lambayeque, departamento de Lambayeque, utilizando el modelo numérico telemac - 2d*. Lambayeque: Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo.
- Navarro Hudiel, S. (2008). *Manual de Topografía - Planimetría*. Madrid.
- Ponce Bertini, E. H. (2018). *Comportamiento Hidráulico y Sedimentológico de la Bocatoma Independiente de Aguas Andinas en el Río Maipo*. Santiago: UDCH.
- Ponce Sahuinco, R. (2015). *Diseño Hidráulico de la Bocatoma en el Río Chicama, en la zona de Facalá*. Lima: USMP.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2019). *Redes de Distribución de Agua para Consumo Humano - Norma OS. 050*. Perú: Editorial Lima.
- Rocha Felices, A. (2005). *La Bocatoma, estructura clave en un proyecto de aprovechamiento hidráulico*. Lima: Revista de la Facultad de Ingeniería Civil.
- Saldarriaga, J. (2007). *Hidráulica de Tuberías: Abastecimiento de Agua, Redes y Riegos*. Colombia: Alfa y Omega.
- UNATSABAR. (2005). *Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores*. Lima: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente.

ANEXOS

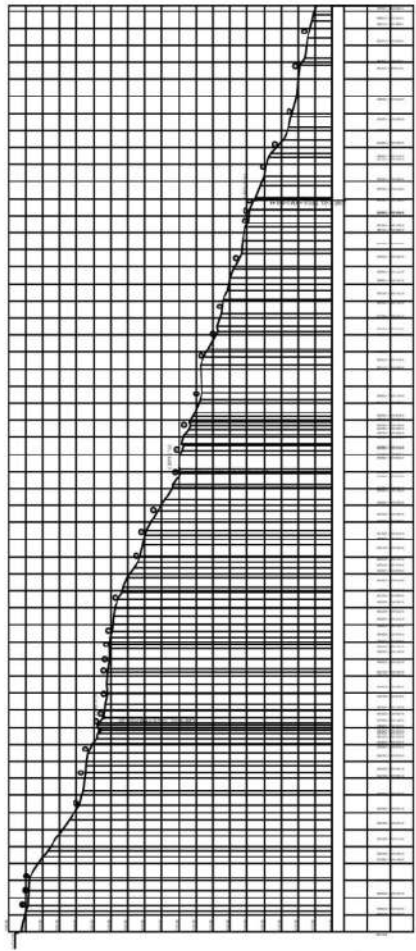




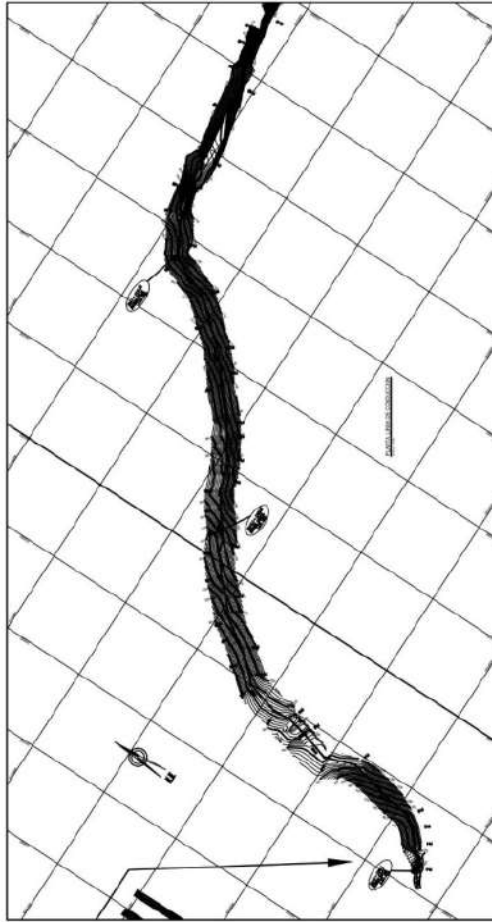
SECCION TRANSVERSAL



PUNTO	KM 01 Y 02 LINEA DE CONDUCCION PLANTA Y PERFIL	PROPIETARIO	TERRONES ANGULO, MANUEL ALEXIS ZEÑA ZERPA, JHONY	COMUNIDAD	SAN MARTIN	MUNICIPIO	RIOJA	DISTRITO	ELIAS SOPLIN VARGAS	USUARIO	NACIENTE DEL RIO NEGRO
--------------	---	--------------------	---	------------------	------------	------------------	-------	-----------------	---------------------	----------------	------------------------

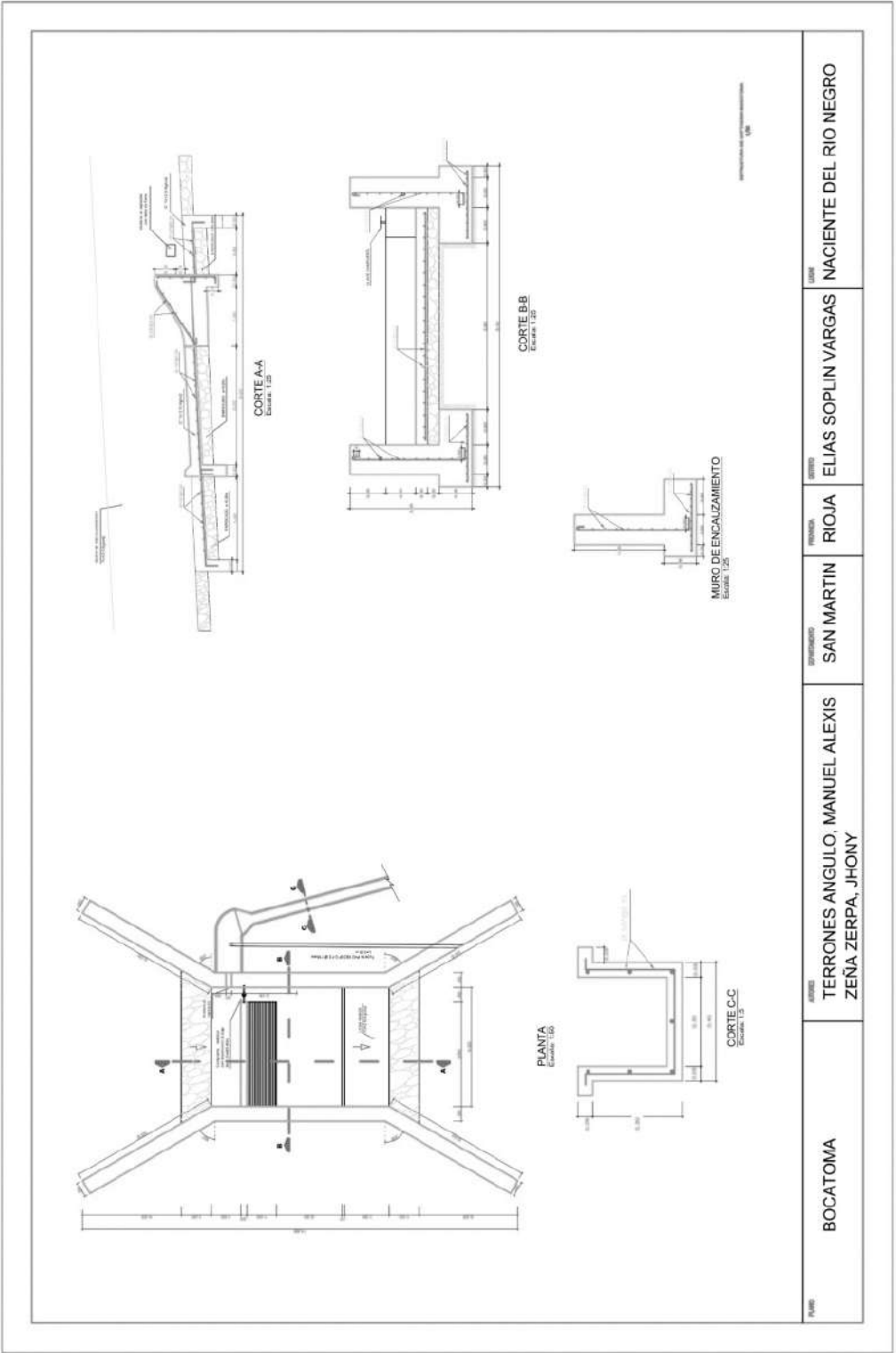


CANAL DE REGADRO DE SUELO	
DESIGNACIÓN	UBICACIÓN
OPERA. N.º	ANEXO N.º
OPERA. N.º	ANEXO N.º
OPERA. N.º	ANEXO N.º
OPERA. N.º	ANEXO N.º
FECHA DE ELABORACIÓN	
AUTOR	
REVISOR	
APROBADO	
FECHA DE APROBACIÓN	
LUGAR	
PROYECTO	
Escala: 1:100	



PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL
 LINEA DE CONDUCCIÓN
 RECONSTRUCCIÓN
 1970

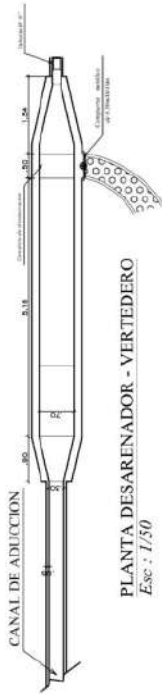
PROYECTO	OPERA. N.º	OPERA. N.º	OPERA. N.º	OPERA. N.º	OPERA. N.º	OPERA. N.º	OPERA. N.º
KM 00 Y 01 LINEA DE CONDUCCIÓN PLANTA Y PERFIL	TERRONES ANGULO, MANUEL ALEXIS ZEÑA ZERPA, JHONY	SAN MARTIN	RIOJA	ELIAS SOPLIN VARGAS	NACIENTE DEL RIO NEGRO		



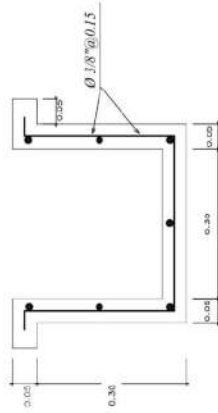
BOCATOMA	PROYECTOS TERRONES ANGULO, MANUEL ALEXIS ZEÑA ZERPA, JHONY	PROYECTOS SAN MARTIN	PROYECTOS RIOJA	PROYECTOS ELIAS SOPLIN VARGAS	PROYECTOS NACIENTE DEL RIO NEGRO
-----------------	---	---------------------------------------	----------------------------------	--	---



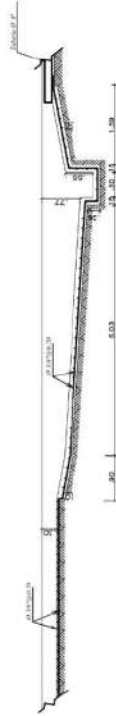
TUBERIA PARA REEMPLAZAR CANAL
TUBO DE PVC PARA AGUA, $d = 6"$



PLANTA DESARENADOR - VERTEDERO
Esc: 1/50



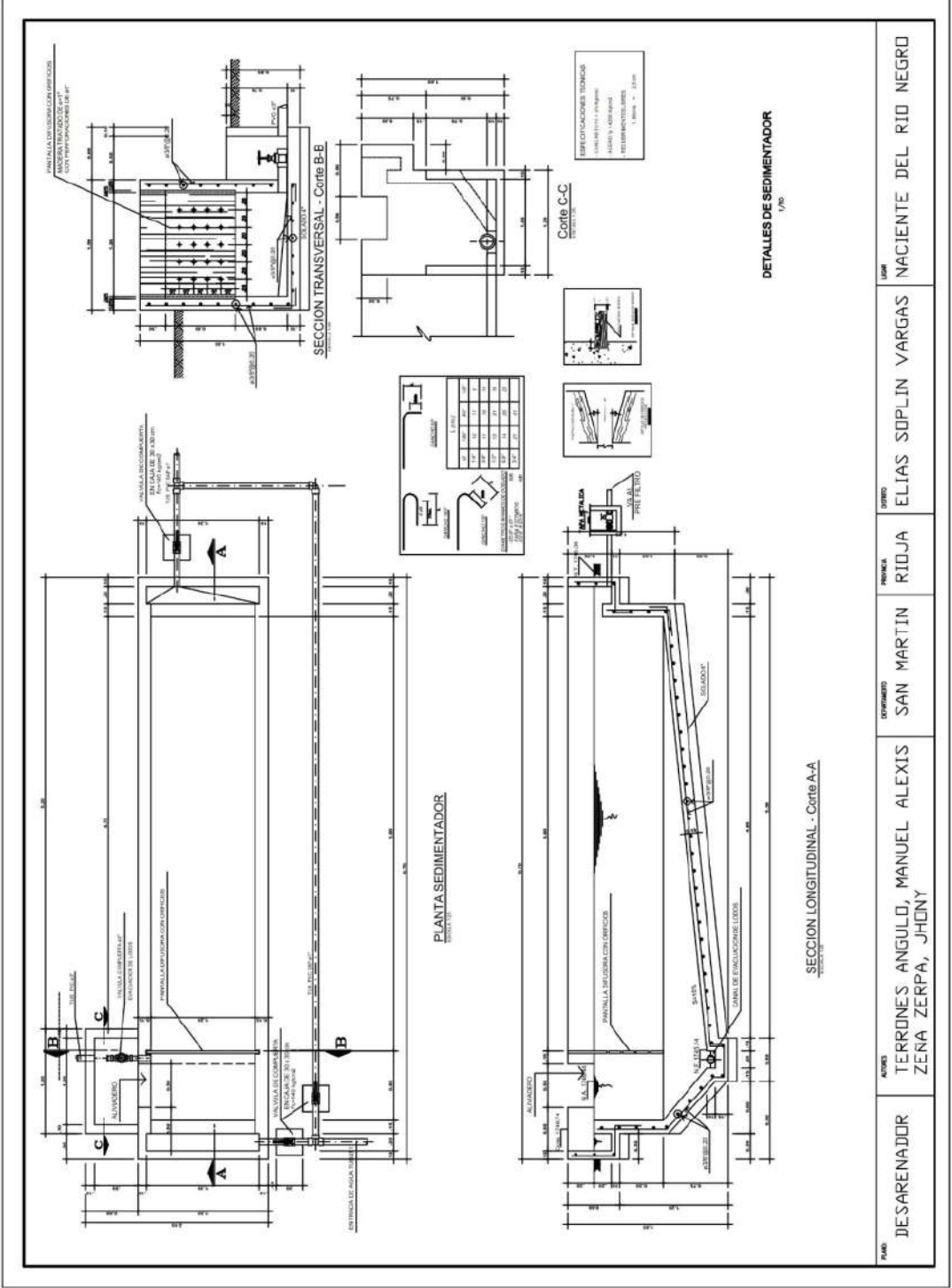
CANAL DE CONDUCCION
Esc: 1:5



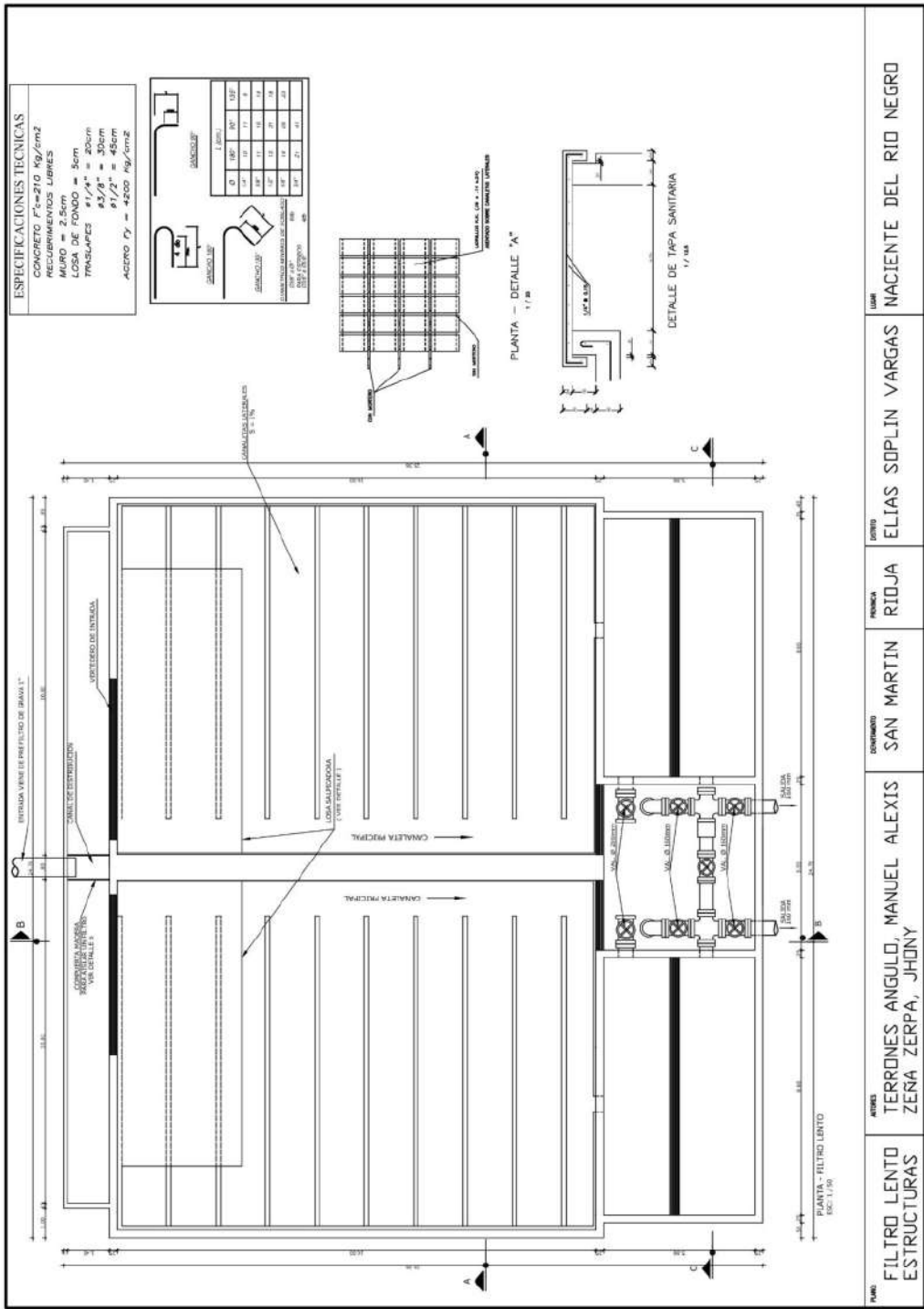
CORTE LONGITUDINAL
Esc: 1/50

DESARENADOR ESTRUCTURAL PLANTA Y DETALLES
1/50

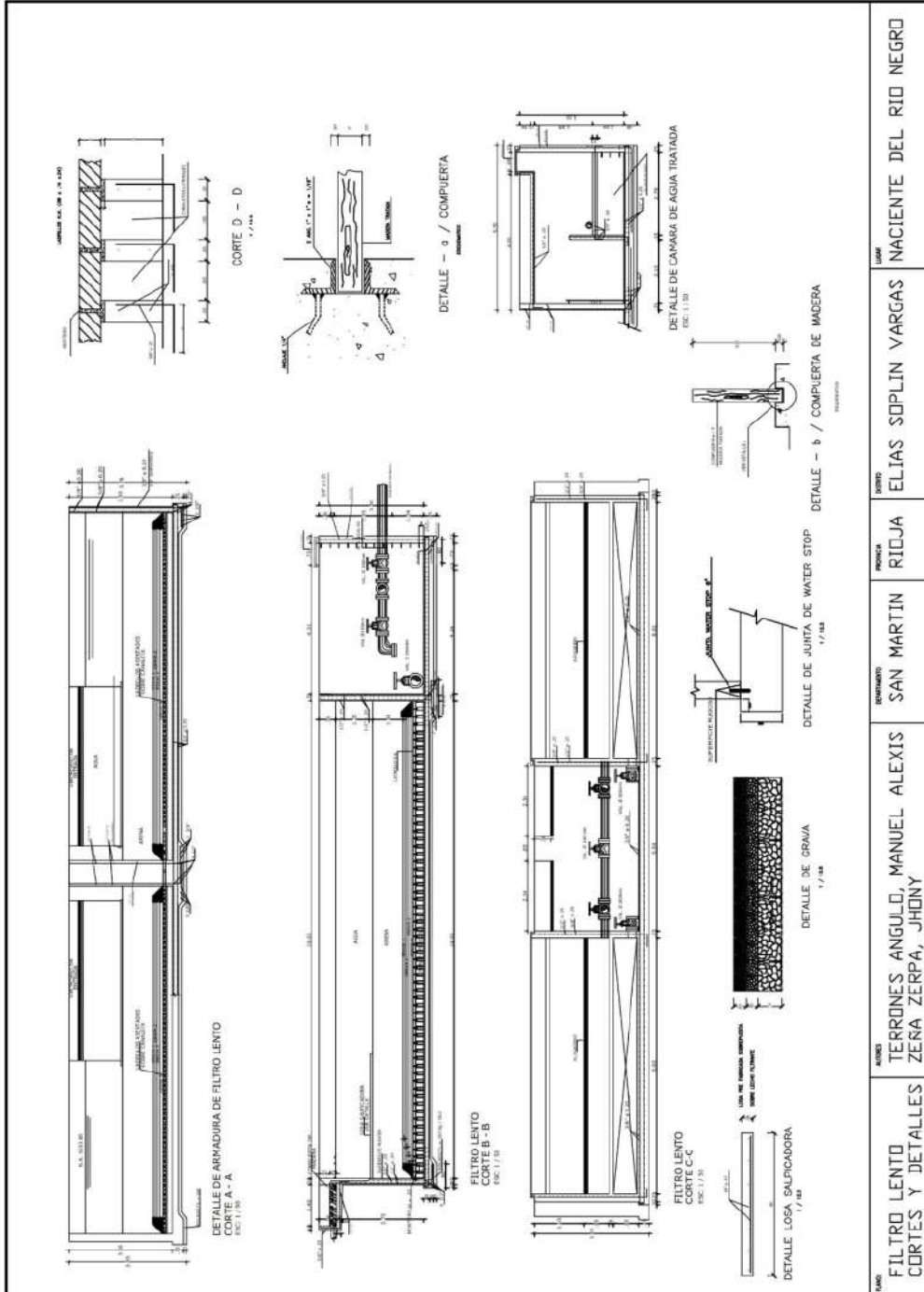
PLANO	DESARENADOR	AUTORES TERROYES ANGULO, MANUEL ALEXIS ZENÁ ZERPA, JHONY	DESEÑADOR SAN MARTIN	PROYECTA RIOJA	REVISOR ELLAS SOPLIN VARGAS	USUARIO NACIENTE DEL RIO NEGRO
-------	-------------	--	-------------------------	-------------------	--------------------------------	-----------------------------------



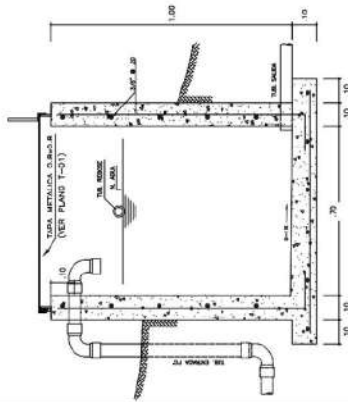
PAIS	PROYECTISTA	CLIENTE	PROYECTO	UBICACION	ESCALA
DESARENADOR	TERRONES ANGULO, MANUEL ALEXIS ZENA ZERPA, JHONY	SAN MARTIN	RIOJA	ELIAS SOPLIN VARGAS	NACIENTE DEL RIO NEGRO



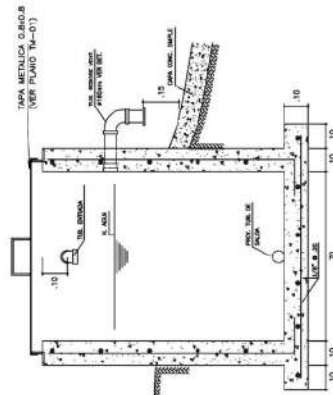
PROYECTO	TERRONES ANGULO, MANUEL ALEXIS	CONDOMINIO	SAN MARTIN	PROYECTO	ELIAS SOPLIN VARGAS	UBICACION	NACIENTE DEL RIO NEGRO
CLIENTE	ZENA ZERPA, JHONY	PROYECTO	RIOJA	PROYECTO	ELIAS SOPLIN VARGAS	PROYECTO	ELIAS SOPLIN VARGAS
PROYECTO	FILTRO LENTO ESTRUCTURAS	PROYECTO	RIOJA	PROYECTO	ELIAS SOPLIN VARGAS	PROYECTO	ELIAS SOPLIN VARGAS



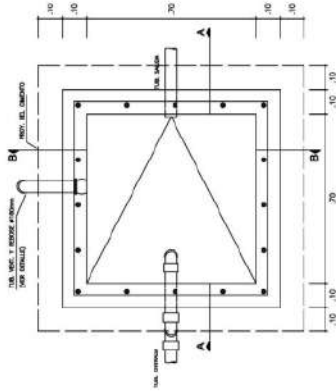
BAJO	FILTRO LENTO CORTES Y DETALLES	ANTES	TERRONES ANGULO, MANUEL ALEXIS	DETERMINTO	SAN MARTIN	PROYECTA	RIQUJA	DIBUJO	ELTAS SOPLIN VARGAS	UBA	NACIENTE DEL RIO NEGRO
		DESPUES	ZERA ZERPA, JHONY								



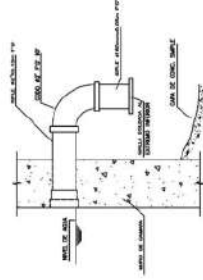
CORTE A-A



CORTE B-B



PLANTA



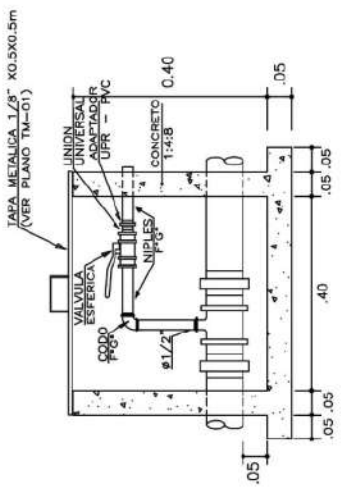
DETALLE REBOSE

ACCESORIOS	CANT.
INGRESO	
CORD. P.C. x 90° # 16mm	3
NIPL. P.C. # 160mm x 0.80m	1
NIPL. P.C. # 160mm x 0.15m	1
REBOSE	
CORD. P.C. x 90° # 16mm	1
NIPL. P.C. # 160mm x 0.15m	1
NIPL. P.C. # 160mm x 0.80m / MALLA	1

ESPECIFICACIONES TECNICAS
CONCRETO: $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO : $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

CAMARA ROMPE PRESION	
UBICACION	TUB. ENTRADA TUB. SALIDA
L. COLOCACION	# = 160mm # = 160mm

PIANO:	PROYECTO:	UBICACION:	PROYECTO:	PROYECTO:
CAMARA ROMPE PRESION	TERRONES ANGLILO, MANUEL ALEXIS ZENA ZERPA, JHONY	SAN MARTIN	RIOJA	ELIAS SOPLIN VARGAS
				NACIENTE DEL RIO NEGRO



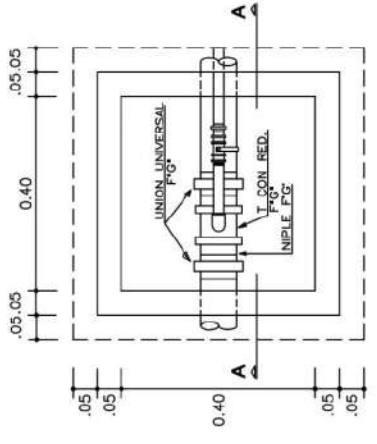
CORTE A - A

VALVULA DE AIRE		
UBICACION	TUB. SALIDA	VALV. COMP.
L. CONDUCCION	φ 160mm	φ = 1/2"

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO: f'c= 175 Kg/cm ²	

VALVULA DE AIRE

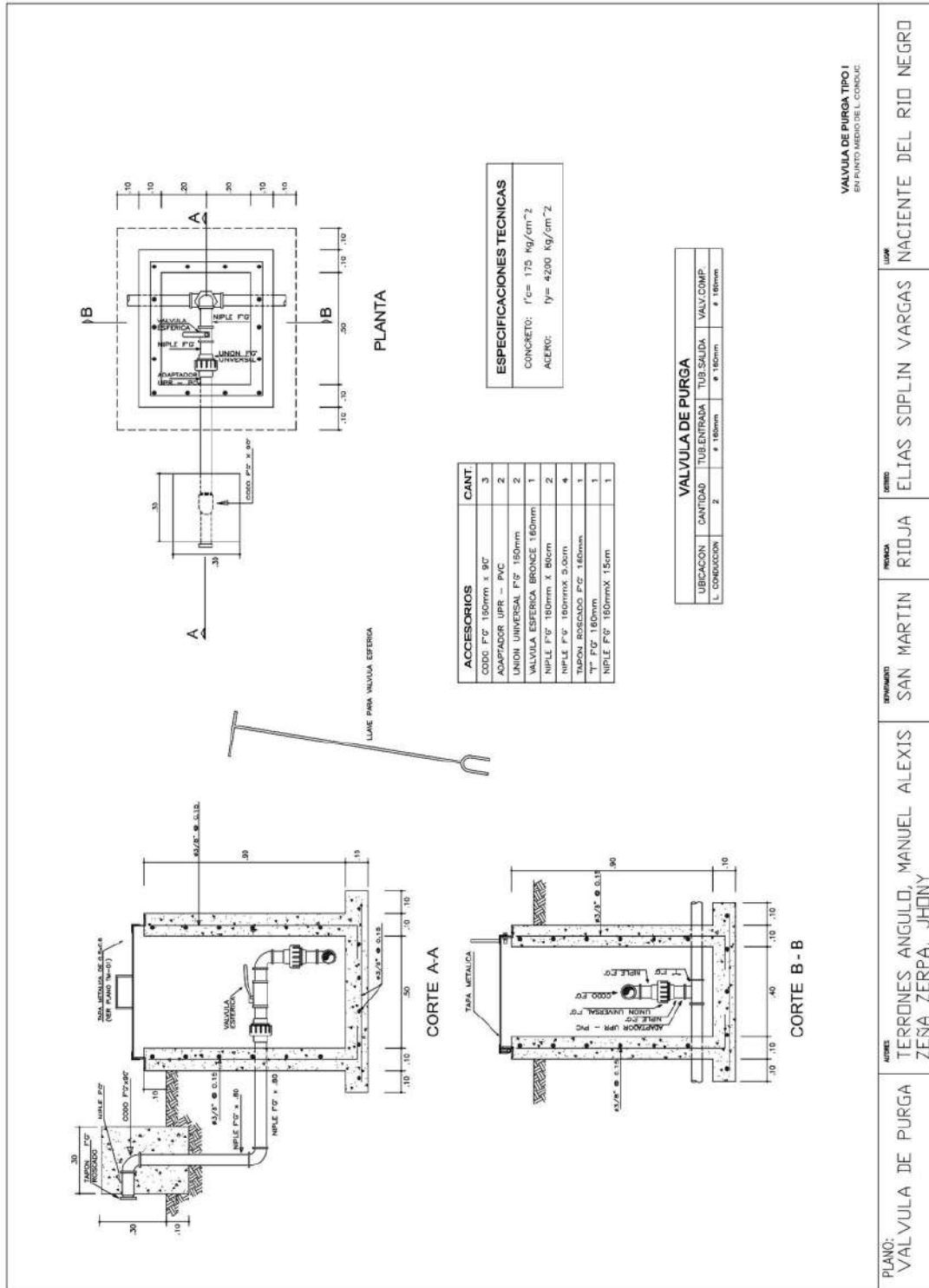
1/10



PLANTA

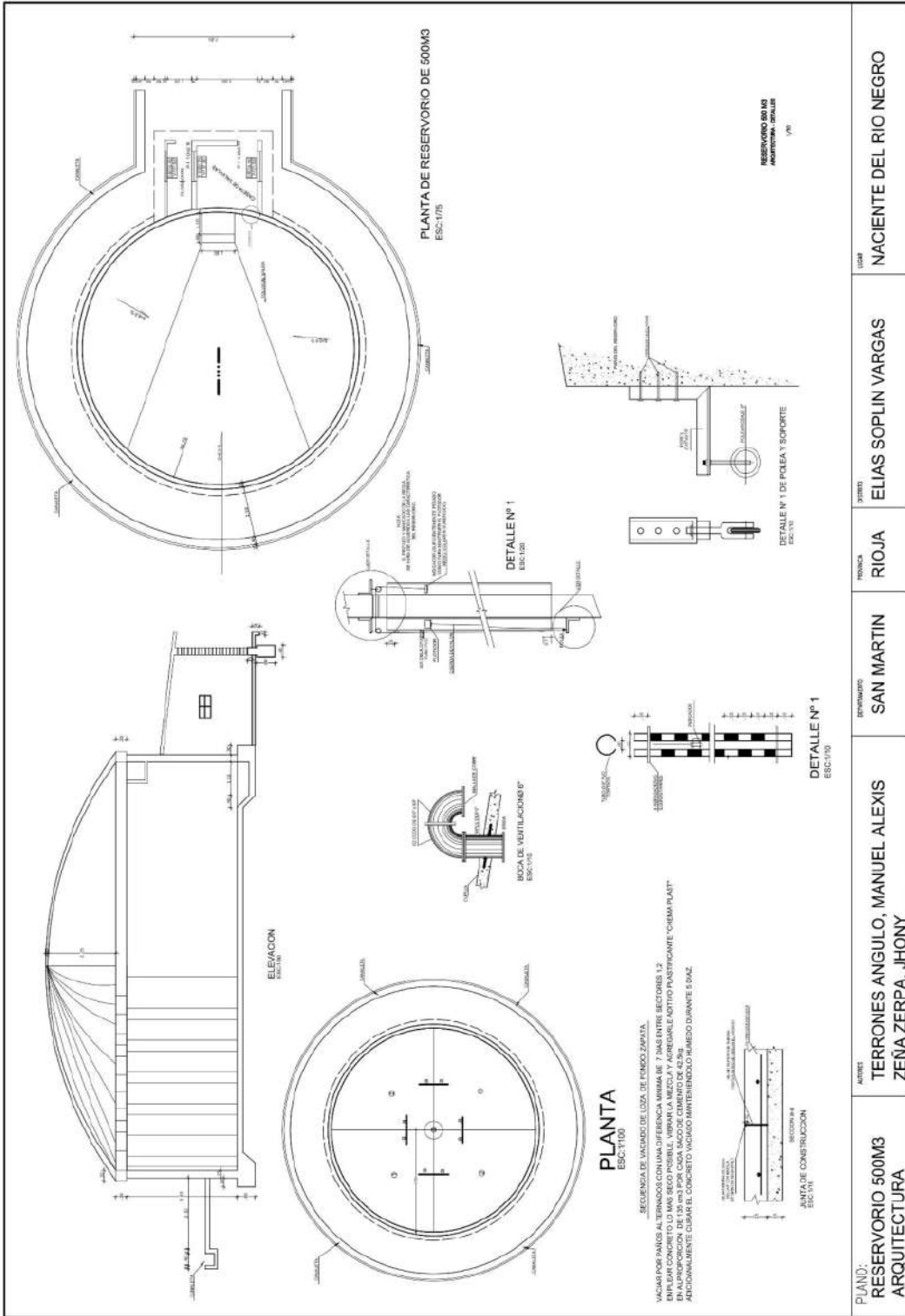
ACCESORIOS	CANT
CODO F'G x 90° φ 1/2"	1
ADAPTADOR UFR - PVC φ 1/2"	2
UNION UNIVERSAL F'G φ 1/2"	2
VALVULA ESFERICA BRONCE φ 1/2"	1
NIPLE F'G φ 1/2" X 20cm	2
NIPLE F'G φ 1/2" X 15cm	1
NIPLE F'G φ 1/2" X 5cm	2
Reducción F'G 160mm x 2"	1
Reducción F'G 2" x 1 1/2"	1
Reducción F'G 1 1/2" x 1"	1
Reducción F'G 1" x 1/2"	1
T F'G Ø 160mm	1
UNION UNIVERSAL F'G φ 160mm	2
NIPLE F'G φ 160mm X 15 cm	2

PLANO:	AVISO:	REVISADO:	PROYECTO:	UBICACION:	LEMA:
VALVULA DE AIRE	TERRONES ANGULO, MANUEL ALEXIS ZENA ZERPA, JHONY	SAN MARTIN	RIOJA	ELIAS SOPLIN VARGAS	NACIENTE DEL RIO NEGRO

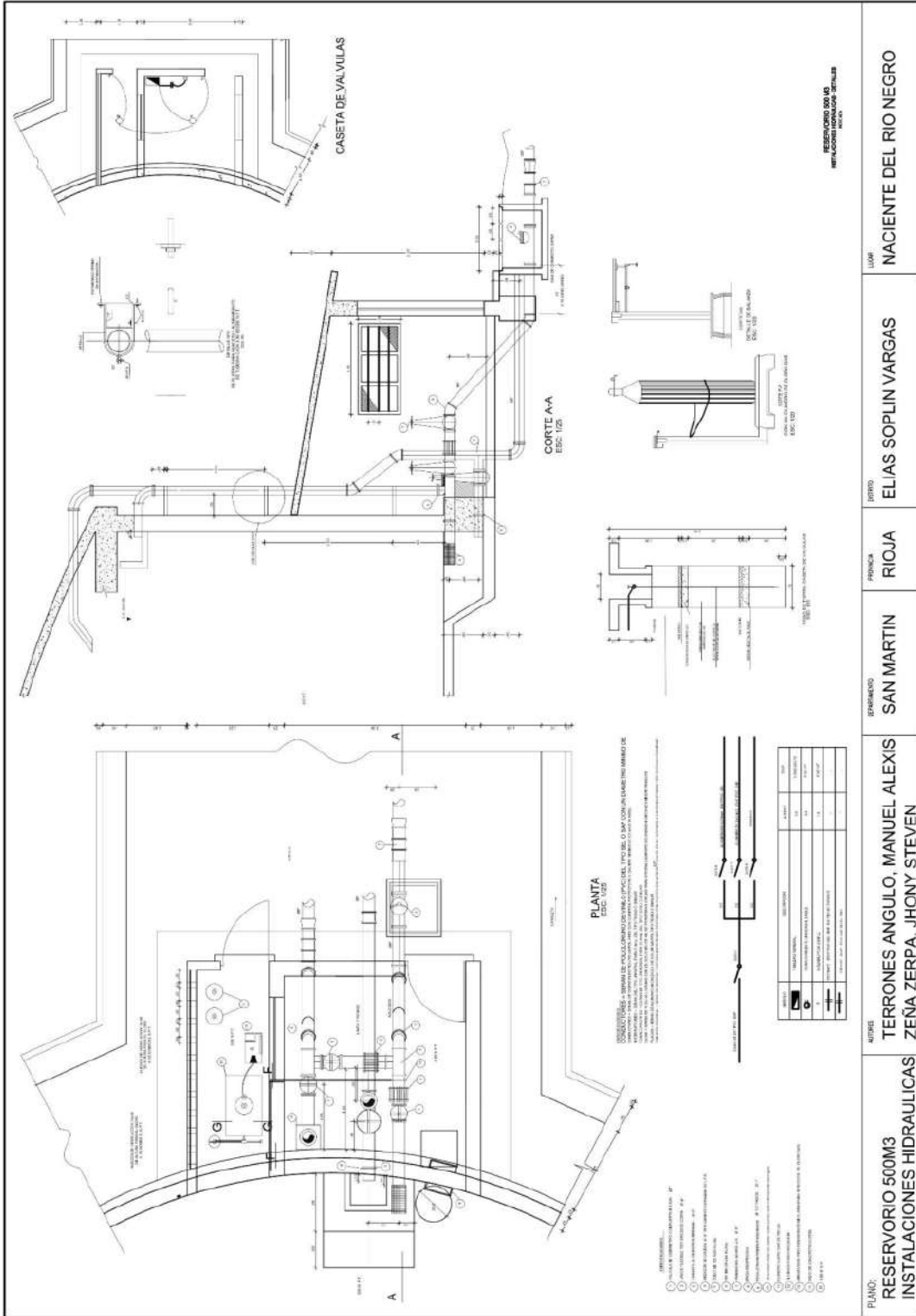


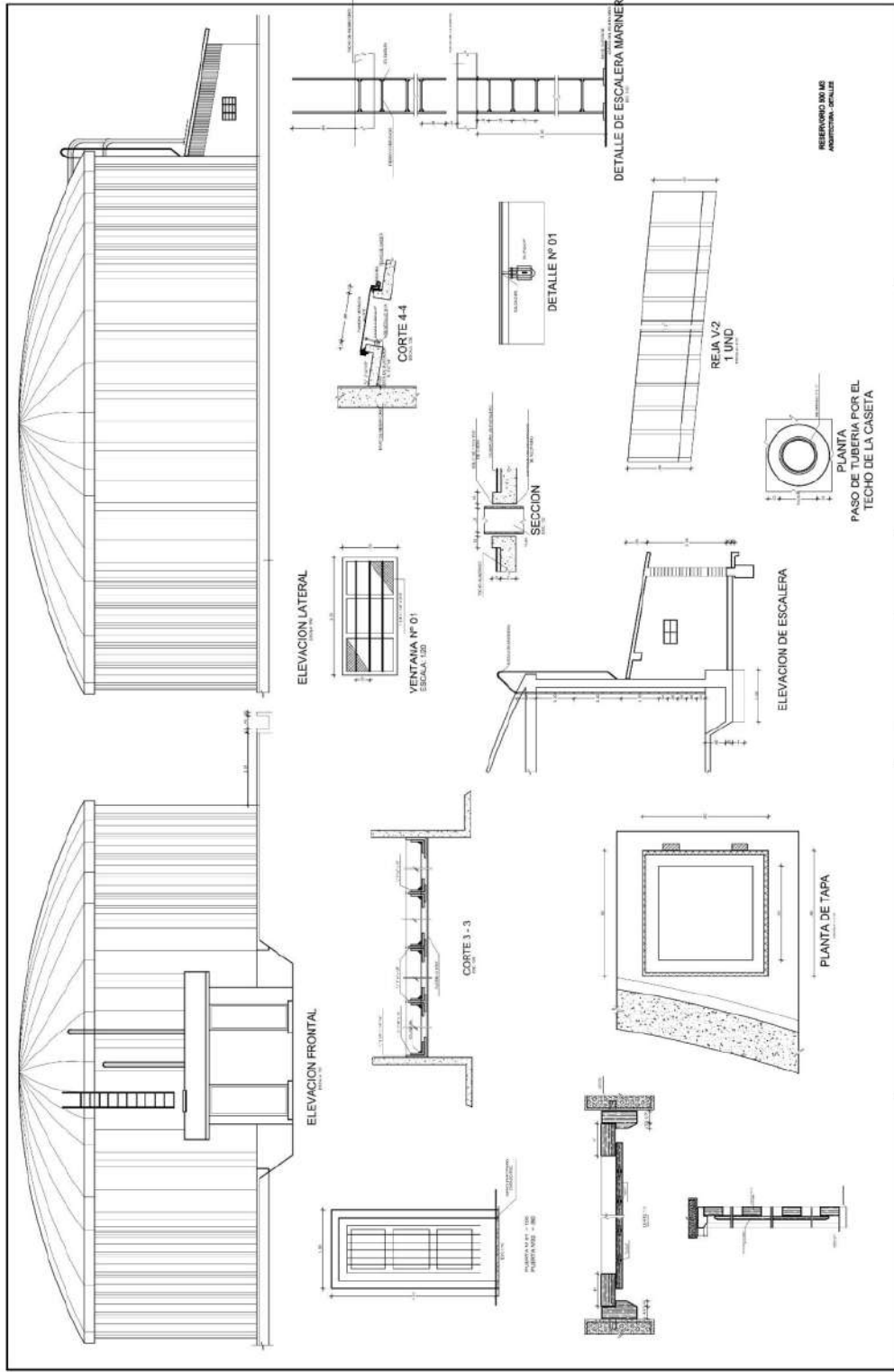
VALVULA DE PURGA TIPO I
 EN PUNTO MEDIO DEL CONDUIC.

PLANO:	NOMBRE:	DISEÑADOR:	REVISOR:	OBRA:	UBICACION:
VALVULA DE PURGA	TERRONES ANGULO, MANUEL ALEXIS ZENA ZERPA, JHONY	SAN MARTIN	RIOJA	ELIAS SOPLIN VARGAS	NACIENTE DEL RIO NEGRO



PLANO: RESERVOIRIO 500M3 ARQUITECTURA	ARQUITECTO: TERRONES ANGULO, MANUEL ALEXIS ZEÑA ZERPA, JHONY	DEVELOPADO: SAN MARTIN	TRONCA: RIOJA	SUBITO: ELIAS SOPLIN VARGAS	LUGAR: NACIENTE DEL RIO NEGRO
---	--	---------------------------	------------------	--------------------------------	----------------------------------





PLANO: RESERVORIO 500M3 ARQUITECTURA - DETALLES	AUTORES TERRONES ANGULO, MANUEL ALEXIS ZENA ZERPA, JHONY STEVEN	DEPARTAMENTO SAN MARTIN	PROVINCIA RIOJA	DISTRITO ELIAS SOPLIN VARGAS	LOCAL NACIENTE DEL RIO NEGRO
	RESERVORIO 500 M3 ARQUITECTURA - DETALLES				

Análisis Hidráulico y Estructural de las Obras de Captación con Presa de Derivación fija y conducción en la Quebrada Urcuchaqui, Distrito de Elias Soplín Vargas, Rioja-San Martín

INFORME DE ORIGINALIDAD

17%

INDICE DE SIMILITUD

17%

FUENTES DE INTERNET

0%

PUBLICACIONES

13%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	repositorio.upao.edu.pe Fuente de Internet	7%
2	hdl.handle.net Fuente de Internet	4%
3	Submitted to Universidad Privada Antenor Orrego Trabajo del estudiante	3%
4	www.scribd.com Fuente de Internet	3%

Excluir citas Activo

Excluir bibliografía Activo

Excluir coincidencias < 3%


Dr. RICARDO ANDRES NARVAEZ ARANDA
ID 672 CIP 58776