

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO PUNO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**



**“EVALUACIÓN TÉCNICA Y PLANTEAMIENTO DE PROPUESTA  
DE DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA  
POTABLE EN EL DISTRITO DE TARATA -TACNA”**

**TESIS**

**PRESENTADO POR EL BACHILLER:  
WILLIAM ABAD ANCHAPURI QUISPE**

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:  
INGENIERO AGRÍCOLA**

**PUNO - PERÚ**

**2013**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO PUNO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA**

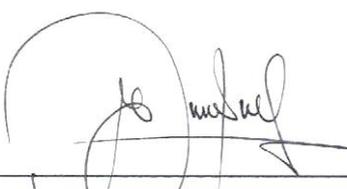
**“EVALUACIÓN TÉCNICA Y PLANTEAMIENTO DE PROPUESTA DE DISEÑO DE LA  
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE EN EL DISTRITO DE TARATA –TACNA”**

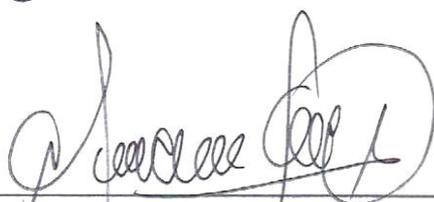
**TESIS**

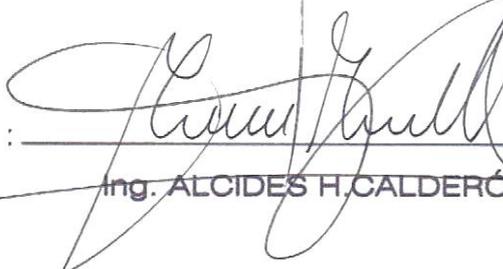
PRESENTADO POR EL BACHILLER:  
**WILLIAM ABAD ANCHAPURI QUISPE**

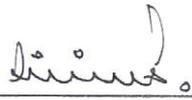
A LA DIRECCIÓN DE INVESTIGACIÓN DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA  
COMO REQUISITO PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
**INGENIERO AGRICOLA**

**APROBADO POR:**

PRESIDENTE DE JURADO :   
Ing. EDILBERTO HUAQUISTO RAMOS

PRIMER MIEMBRO :   
Ing. JOSE ALBERTO LIMACHE RIVAS

SEGUNDO MIEMBRO :   
Ing. ALCIDES H. CALDERÓN MONTALICO

DIRECTOR DE TESIS :   
Ing. TEÓFILO CHIRINOS ORTIZ

ÁREA : Ingeniería y Tecnología  
TEMA: Saneamiento rural  
LÍNEA: Ingeniería de Infraestructura Rural

## DEDICATORIA

*Doy infinitas gracias a Dios por haberme concedido la vida, haberme guiado por la senda del saber y del bien; por enseñarme el camino correcto de la vida, guiándome y fortaleciéndome cada día más...*

*Con todo cariño y afecto, dedico el presente trabajo a mis queridos padres Andrés y Lidia y a mis hermanos Juan Edgar, Zenón Beltrán y mis hermanas Maximiliana, Eufrasia por su sacrificada labor de apoyo incondicional y compañía, por el inmenso amor, la paciencia que siempre me demostraron y que son la fuente de mi inspiración y motivación para superarme y tener muchos logros en mi porvenir.*

*A mis amigos, amigas y docentes de mi Facultad quienes me dieron el apoyo moral y aliento para la culminación de mis estudios. A mis sobrinos; comprenderme y alentarme para cumplir con mis metas trazadas.*

***William Abad Anchapuri Quispe***

## **AGRADECIMIENTOS**

*En primer lugar quiero manifestar mi agradecimiento infinito a Dios por darme la vida y haberme permitido culminar mis estudios superiores. Mi especial agradecimiento a mi padre Andrés a por haberme costado mi carrera. Mi singular gratitud a todos mis profesores de quienes tendré presentes sus valiosos consejos. A mi madre, parientes y amigos, muchas gracias porque contribuyeron directa o indirectamente en la cristalización de mis aspiraciones.*

*A nuestra alma mater la universidad nacional del altiplano, en especial a la escuela profesional de ingeniería agrícola, por ser la casa donde me forme y por la labor que cumple en el logro de nuestra formación profesional.*

*A los docentes de la escuela profesional de ingeniería agrícola, por haberme brindado sus conocimientos y enseñanzas y haber compartido sus experiencias para mi formación profesional en los claustros universitarios.*

*Al Ing. José Alberto Limache Rivas, por haberme brindado su apoyo y orientación en la revisión y logro de mi trabajo profesional.*

*Para mis queridos familiares y amigos, quienes siempre supieron confiar y brindarme su apoyo incondicional, por creer y confiar siempre en mí, apoyándome en todas las decisiones que he tomado en la vida.*

INDICE GENERAL

<b><u>RESUMEN</u></b> .....	1
<b><u>INTRODUCCION</u></b> .....	2
<b><u>CAPITULO I:</u></b>	
<b><u>1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</u></b> .....	2
<b><u>1.2. JUSTIFICACIÓN</u></b> .....	2
<b><u>1.3. ANTECEDENTES</u></b> .....	3
<b><u>1.4. OBJETIVOS</u></b> .....	4
<b><u>1.4.1.Objetivo General</u></b> .....	4
<b><u>1.4.2.Objetivo Específicos</u></b> .....	4
<b><u>1.5.HIPOTESIS</u></b> .....	5
<b><u>1.5.1Hipotesis General</u></b> .....	5
<b><u>1.5.2Hipotesis Específicos</u></b> .....	5
<b><u>CAPITULO II: MARCO TEORICO</u></b>	
<b><u>2.1. PROYECTO</u></b> .....	6
<b><u>2.2. PROYECTO DE FACTIBILIDAD</u></b> .....	6
<b><u>2.3. SANEAMIENTO URBANO Y RURAL</u></b> .....	6
<b><u>2.4. ASPECTOS SOCIALES EN SANEAMIENTO</u></b> .....	7
<b><u>2.5. CALIDAD DE AGUA</u></b> .....	7
<b><u>2.6. ANÁLISIS FÍSICOS, QUÍMICOS Y BACTERIOLÓGICOS</u></b> .....	8
<b><u>2.6.1. ANÁLISIS FÍSICO</u></b> .....	8
<b><u>2.6.2. ANÁLISIS QUÍMICO</u></b> .....	8
<b><u>2.6.3. ANÁLISIS MICROSCÓPICO</u></b> .....	9
<b><u>2.6.4. ANÁLISIS BACTERIOLOGICO</u></b> .....	10
<b><u>2.7. POBLACIÓN DE DISEÑO Y DEMANDA DE AGUA</u></b> .....	10
<b><u>2.8. POBLACIÓN FUTURA</u></b> .....	10
<b><u>2.8.1. PERIODO DE DISEÑO</u></b> .....	11
<b><u>2.8.2. MÉTODO DE CÁLCULO</u></b> .....	11
<b><u>2.9. FUENTES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA</u></b> .....	12
<b><u>2.9.1. MÉTODOS DE AFORO</u></b> .....	12
<b><u>2.10. COMPONENTES DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE</u></b> .....	13
<b><u>2.10.1. CÁMARA DE CAPTACIÓN</u></b> .....	13
<b><u>2.10.2. TIPOS DE CAPTACIÓN</u></b> .....	13
<b><u>2.11. POTABILIZACION DE AGUA</u></b> .....	14
<b><u>2.11.1. COAGULACIÓN</u></b> .....	15
<b><u>2.11.1.1 ETAPAS DE LA COAGULACIÓN</u></b> .....	15
<b><u>2.11.2. FLOCULACIÓN</u></b> .....	16
<b><u>2.11.3. SEDIMENTACIÓN DE LAS PARTÍCULAS FLOCULADAS</u></b> .....	17
<b><u>2.11.4. FILTRACIÓN</u></b> .....	17
<b><u>2.11. DESINFECCIÓN</u></b> .....	18
<b><u>CAPITULO III: MATERIALES Y METODOS</u></b>	
<b><u>3.1 ASPECTOS GENERALES</u></b> .....	19
<b><u>3.1.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO</u></b> .....	19
<b><u>3.1.2. CLIMA</u></b> .....	19

<u>3.1.3. TOPOGRAFÍA Y TIPO DE SUELO</u> .....	20
<u>3.1.4. ECONOMÍA</u> .....	20
<u>3.1.5. VIVIENDA</u> .....	20
<u>3.1.6. SERVICIOS PÚBLICOS</u> .....	21
<u>3.1.7. ENFERMEDADES PREDOMINANTES</u> .....	21
<u>3.1.8. TRANSPORTE Y TELECOMUNICACIONES</u> .....	22
<u>3.2 MATERIALES</u> .....	23
<u>3.2.1 MATERIAL EXPERIMENTAL</u> .....	23
<u>3.2.2 EQUIPOS DE CAMPO</u> .....	23
<u>3.3 METODOLOGÍA</u> .....	23
<u>3.3.1 SITUACION ACTUAL</u> .....	23
<u>3.3.1.1 CAPTACION</u> .....	23
<u>3.3.1.1.1 TIPO DE CAPTACION (TOMA DIRECTA)</u> .....	24
<u>3.3.1.2. LINEA DE CONDUCCION</u> .....	25
<u>3.3.1.3. ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE</u> .....	26
<u>3.3.1.4. RED DE DISTRIBUCION</u> .....	26
<u>3.3.1.5. ANALISIS Y EVALUACION DE RIESGOS</u> .....	27
<u>3.3.2. ANÁLISIS DE LA FUENTE DE AGUA</u> .....	28
<u>3.3.3. AFOROS</u> .....	31
<u>3.3.4. POBLACIÓN</u> .....	32
<u>3.3.5 DOTACIÓN DE AGUA POTABLE</u> .....	32
<u>3.3.5.1. CAUDAL PROMEDIO</u> .....	34
<u>3.3.5.2. CAUDAL MÁXIMO DIARIO (QMD)</u> .....	35
<u>3.3.5.3. CAUDAL MÁXIMO HORARIO</u> .....	35
<u>3.5. PLANTA DE TRATAMIENTO</u> .....	37
<u>3.5.1. DESARENADORES</u> .....	37
<u>3.5.1.1. RECOMENDACIONES DE DISEÑO</u> .....	38
<u>3.5.2. SEDIMENTADORES</u> .....	40
<u>3.5.2.1. RECOMENDACIONES DE DISEÑO</u> .....	41
<u>3.5.3. PREFILTROS</u> .....	43
<u>3.5.4. COAGULACIÓN</u> .....	44
<u>3.5.4.1. PROCESO DE COAGULACIÓN</u> .....	44
<u>3.5.4.2. ADICIÓN DE LOS COAGULANTES</u> .....	45
<u>3.5.4.3. COAGULANTES METÁLICOS</u> .....	45
<u>3.5.5. DOSIFICADORES</u> .....	46
<u>3.5.5.1. DOSIFICADORES EN SECO O EN POLVO</u> .....	46
<u>3.5.5.2. DOSIFICADORES EN SOLUCIÓN O LÍQUIDOS</u> .....	47
<u>3.5.5.3. POR GRAVEDAD</u> .....	47
<u>3.5.5.4. DISPERSIÓN DE LOS COAGULANTES</u> .....	48
<u>3.5.6. FLOCULACIÓN</u> .....	49
<u>3.5.6.1. CONCENTRACIÓN VOLUMETRICA DE FLOC</u> .....	49
<u>3.5.6.2. CLASIFICACIÓN DE LOS FLOCULADORES</u> .....	50
<u>3.5.6.3. DESVENTAJAS DE ESTOS FLOCULADORES</u> .....	51
<u>3.5.6.4. VENTAJAS DE LOS FLOCULADORES HIDRÁULICOS</u> .....	52
<u>3.5.7. DECANTACIÓN</u> .....	53
<u>3.5.7.1. SEPARACIÓN DE PARTÍCULAS POR SEDIMENTACIÓN</u> .....	53
<u>3.5.7.2. SEDIMENTACIÓN DE PARTÍCULAS DISCRETAS EN UN LIQUIDO EN REPOSO</u> .....	53

<u>3.5.7.3. SEDIMENTACIÓN DE PARTÍCULAS AGLOMERABLES</u> .....	54
<u>3.5.8. FILTRACIÓN</u> .....	56
<u>3.5.8.1. MECANISMOS RESPONSABLES DE LA FILTRACIÓN</u> .....	56
<u>3.5.8.2. CLASES DE FILTROS</u> .....	57
<u>3.5.8.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES</u> .....	59
 <b><u>CAPITULO IV: RESULTADO Y DISCUSIONES</u></b>	
<u>4.1 CAPTACION DEL AGUA</u> .....	62
<u>4.2 LINEA DE CONDUCCION</u> .....	62
<u>4.3 ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE</u> .....	63
<u>4.4 RED DE DISTRIBUCION</u> .....	64
<u>4.5 POBLACION ACTUAL Y FUTURA</u> .....	64
<u>4.6 DEMANDA</u> .....	66
<u>4.6.1. DOTACIÓN Y CAUDALES DE DISEÑO</u> .....	66
<u>4.6.1.1 CAUDAL DE CONSUMO DOMESTICO</u> .....	66
<u>4.6.1.2 CAUDAL DE CONSUMO PUBLICO</u> .....	67
<u>4.6.1.3 DOTACIÓN PRECIPITA</u> .....	68
<u>4.6.1.4 CAUDAL PROMEDIO DIARIO</u> .....	69
<u>4.6.1.5 CAUDAL MÁXIMO DIARIO</u> .....	69
<u>4.6.1.6 CAUDAL MÁXIMO HORARIO</u> .....	70
<u>4.3. CALIDAD DE AGUA</u> .....	70
<u>4.3.1. MICROBIOLÓGICOS</u> .....	70
<u>4.3.2. CALIDAD DE ÓRGANO LEPTITA</u> .....	70
<u>4.3.3. CALIDAD QUÍMICOS INORGÁNICOS Y ORGÁNICOS</u> .....	71
<u>4.4. ANÁLISIS DE LA OFERTA</u> .....	71
<u>4.5. BALANCE ENTRE OFERTA Y DEMANDA</u> .....	72
<u>4.6. OBRAS DE INGENIERÍA PROYECTADA</u> .....	72
<u>4.6.1. CAPTACIÓN</u> .....	72
<u>4.6.2. DISEÑO DEL DESARENADOR</u> .....	74
<u>4.6.3. DISEÑO DEL RESERVORIOS</u> .....	83
<u>4.6.4. DOSIFICACIÓN</u> .....	84
<u>4.6.5. FLOCULADOR HIDRAULICO</u> .....	85
<u>4.6.6. DECANTACIÓN</u> .....	89
<u>4.6.7. FILTRACION</u> .....	98
 <b><u>CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</u></b>	
<u>CONCLUSIONES</u> .....	103
<u>RECOMENDACIONES</u> .....	104
 <b><u>VI. BIBLIOGRAFIA</u></b> .....	<b>105</b>
 <b><u>ANEXOS</u></b> .....	<b>107</b>
<u>Anexo I resultados de analisis microbiologico</u>	
<u>Anexo II resultados de análisis fisico químico del agua</u>	
<u>Anexo III planos de la planta de tratamiento</u>	

## RESUMEN

El presente trabajo consta de una “EVALUACIÓN TÉCNICA Y PLANTEAMIENTO DE PROPUESTA DE DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE EN EL DISTRITO DE TARATA –TACNA”, el agua cruda es captada del canal de regadío Iralvalaco, cuya capacidad de conducción es de 2m<sup>3</sup>/s, que proviene de la represa Jarumas I con el fin de dotarlos de un servicio eficiente de agua potable, debido a que el servicio actual es insuficiente. Con tal propósito la tecnología que planteo reemplazará el abastecimiento de agua de manantiales por agua superficial tratada, utilizándose las redes existentes para la distribución domiciliaria.

Los objetivos del estudio son: Realizar un análisis de la situación actual del servicio de agua potable en el distrito de Tarata, y planteamiento de propuesta de diseño de la planta de tratamiento de agua potable en el distrito de Tarata, provincia de Tarata – Tacna.

La infraestructura existente se encuentra en buen estado la línea de conducción, el almacenamiento y el sistema de distribución. Solo en los meses de avenidas se presenta el problema de sedimentos y colapsan en zonas bajas el planteamiento de diseño de la planta de tratamiento ayudara a mejorar el estado del sistema de agua potable. y asi brindara agua de buena calidad a la población del distrito de Tarata.

En el Capítulo I describimos el planteamiento de problemas, justificación de la tesis, antecedentes, objetivos de la investigación y la hipótesis de la investigación. Las cuales nos ayudaran para nuestro estudio de investigación. Capítulo II Marco Teórico, se sita los autores especializados en el tema de evaluación y saneamiento y plantas de tratamiento. Las cuales nos ayudan en nuestro diseño de la planta de tratamiento. Capitulo III Resultados y Discusión, se hizo un diagnóstico de la situación en que se encuentra la infraestructura de agua potable, y se plantea un diseño de la planta de tratamiento. Capitulo IV conclusiones y recomendaciones, Capitulo V, bibliografía.

## INTRODUCCION

### CAPÍTULO I.

#### 1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El abastecimiento de agua potable, es un problema que afecta a muchas ciudades del mundo, dado el crecimiento de la población, los cambios en los usos y costumbres de las mismas. En la actualidad en Nuestro País, principalmente en la Región de Tacna no cuenta con un sistema de Agua Potable, que abastezca en toda su magnitud a todas las poblaciones rurales y urbanas en general.

El problema de salud pública y la falta de servicio de agua potable en ésta y otras provincias de nuestro país, me llevó a sugerir como medida de solución la construcción de una planta simplificada de tratamiento de agua, debido a que los costos de construcción, operación y mantenimiento son considerablemente económicos respecto a las plantas convencionales.

En la actualidad los servicios de abastecimiento de agua potable, es un problema muy serio, esto puede ser debido a la falta de estimadores estadísticos que ayuden a una óptima toma de decisiones y empleo de planes adecuados de suministro en el ámbito de competencia del distrito. Justamente a través de estimadores estadísticos determinamos la cantidad de agua consumida, por estrato socio-económico, por vivienda en forma diaria y por persona.

En la actualidad, el distritos de Tarata, provincia de Tarata en la región de Tacna, cuentan con agua “entubada” proveniente del río Tarata captada por canal Irabalaco, la cual usan para el consumo humano, siendo esta carente de controles de calidad y cantidad. El cual se resume en la siguiente pregunta “de qué manera influye el agua sin tratar en la red de agua potable y consumo de agua sin tratar”

#### 1.2 JUSTIFICACION

Con el presente trabajo se pretende realizar el diseño del sistema de tratamiento de agua potable y abastecer agua de buena calidad al distrito de Tarata, para disminuir los niveles de insalubridad en que se encuentran la zona urbana de nuestro país y especialmente en el distrito de Tarata; donde se presenta mayor incidencia de enfermedades gastrointestinales e infecto-contagiosas afectando principalmente a los grupos humanos de alto riesgo tales como niños, madres gestantes, lactantes y ancianos quienes son más propensos a adquirir este tipo de enfermedades.

En la actualidad vienen consumiendo aguas captadas directamente de río y riachuelos sin tratar, también el crecimiento poblacional por lo que el servicio no llega a todos los pobladores quienes muchos de ellos consumen aguas contaminadas de los riachuelos, lo que viene afectando a la salud.

Según la Organización Mundial de la Salud (OMS) el 25 % de las enfermedades se debe a la insalubridad del agua, existiendo una relación entre calidad, cantidad de agua abastecida y número de casos de enfermedades de la población consumidora, actuando el agua como un vehículo de transmisión de agentes infecciosos.

El abastecimiento de agua potable en nuestro país es deficiente, porque sólo el 22% de la población rural y el 77% de la población urbana, cuenta con el servicio de agua potable, siendo esto uno de los motivos para la incidencia y persistencia de enfermedades, dentro de ellas podemos citar la epidemia del cólera, con dicha epidemia en el año de 1991 resultaron afectadas 300,000 personas con un saldo trágico de 3,000 muertos. Frente a este problema, en los últimos años, el Gobierno e Instituciones no gubernamentales (ONGs) prestan mayor atención en la implementación de programas de salud y saneamiento básico.

### 1.3 ANTECEDENTES.

La EDA es una de las principales causas de morbilidad en los menores de cinco años en América Latina. La promoción de la salud es un tema poco conocido y aplicado en el mundo y América Latina. La promoción de la salud tiende a confundirse y unirse con prevención de la enfermedad en el tema de EDA. Así, las políticas de promoción de la salud en EDA, aparecen más como políticas saludables.

En el Perú generalmente los gobiernos han adoptado la política que las comunidades de los pobres rurales les corresponde la administración y gestión del agua y saneamiento rural.

Hacia 1962, en pleno proceso acelerado de urbanización en el país, la ley general de saneamiento básico rural (13,997) dispuso que la tensión del sector correspondiera al ministerio de salud, a través de la dirección de saneamiento básico rural (DISABAR), y que la infraestructura fuera entregada a las juntas administradoras (JA) de la población usuaria.

En la década de 1970 el sector de agua y saneamiento estuvo a cargo del gobierno central manejado por los ministerios de vivienda en el área urbana y de salud en el área rural. En la década 1980 para el ámbito urbano el servicio nacional de agua potable y alcantarillado (SENAPA) adscrito al ministerio de vivienda mientras que el ámbito rural permaneció en el sector salud.

En la década de 1990 como parte de la reforma del estado, se definió como ente rector de sector al ministerio de la presidencia (PRES), se desactivo el SENAPA y sus filiales fueron transferidos a los gobiernos municipales provinciales a través de las empresas prestadoras de servicios (EPS), instituciones creadas por la ley general de servicios de saneamiento (26,338) de 1994. La ley derivo la atención del área rural a las municipalidades y su explotación, por reglamento de la ley (D.S. N° 24-94-PRES), a las juntas administradoras en los pequeños centros poblados del ámbito rural.

La ley orgánica de municipalidades (ley N°27972) en el artículo 80, manifiesta que las municipalidades en materia de saneamiento, salubridad y salud, ejercen las siguientes funciones: Proveer los servicios de saneamiento rural y coordinar con las municipalidades de centros poblados para la realización de campañas de control de sanidad animal.

Existe una red de agua potable que abastece al distrito de Tarata. Las viviendas que cuentan con servicio de agua conectada a la red pública dentro de la vivienda, según el Censo del 2005, representan sólo el 60.34 % de las viviendas de toda la Provincia. Un 6.9% de viviendas se abastecen de agua de pilón de uso público, un 10.54 % se abastecen de agua de pozo y otro 22.22% utilizan agua procedente del río, acequia o manantial.

Las fuentes de donde se abastecen de agua en la Provincia son preocupantes, ya que un 82.56 % utilizan agua procedente del río, acequia, sin ningún tratamiento para consumo humano. Lo que indica que de manera urgente se debe hacer esfuerzos para dotar de agua potable tratada al distrito de Tarata, tanto en el área rural como al urbano marginal, para de esta forma contribuir a mejorar la salubridad de los beneficiarios y disminuir las tasas de morbilidad de las distintas enfermedades que padecen los pobladores, como son las diarreas o infecciones gastrointestinales de origen hídrico.

## **1.4 OBJETIVO**

### **1.4.1 Objetivo general**

- Evaluar y proponer el diseño de la planta de tratamiento de agua potable para el distrito de Tarata, provincia de Tarata –Tacna.

### **1.4.2 Objetivo específico**

- Realizar un análisis de la situación actual del servicio de agua potable en el distrito de Tarata.

- Proponer el diseño de la planta de tratamiento de agua potable, que permita el uso sostenible y mejorar la calidad de vida de la población.

## 1.5 HIPOTESIS DE ESTUDIO

### 1.5.1 Hipótesis general

- Mediante la evaluación técnica y propuesta de la planta de tratamiento de agua potable conllevara a la mejora de la calidad de vida de los pobladores del distrito Tarata, Provincia de Tarata –Tacna.

### 1.5.2 Hipótesis específico

- Será posible el análisis de la situación actual del sistema de agua potable del Distrito de Tarata.
- El Diseño de la planta de tratamiento de agua potable, evitara las transmisiones de enfermedades, mejora la calidad de vida de los pobladores.

## MARCO TEORICO

### CAPÍTULO II.

#### 2.1.- PROYECTO:

**AGUIRRE Walter, 1991;** Es el conjunto de actividades destinados a la producción de bienes y/o servicios o aumentar la capacidad, la productividad, de los medios existentes, con el fin de obtener en un periodo futuro, mayores beneficios que los que se obtienen actualmente con los recursos a emplearse. Estas actividades van desde la intención o pensamiento de ejecutar algo hasta el término de su ejecución y puesta en operación normal.

Desde el punto de vista del proceso de planificación, el proyecto se considera la unidad de inversión menor, mediante el cual se materializan las metas de los programas y planes. Es un conjunto de actividades orientadas a resolver problemas (satisfacer necesidades), maximizar utilidad (bienestar). Asignación eficiente de recursos y alcanzar objetivos, en las que debe contarse con: Equipo profesional especializado, temporalidad determinada y financiamiento específico.

#### 2.2.- PROYECTO DE FACTIBILIDAD

**AGUIRRE Walter 1991;** Es el conjunto de información y análisis necesarios para decidir la ejecución del proyecto, su rechazo o su postergación. Este estudio deberá ser desarrollado a un grado de detalle que permita iniciar de inmediato las acciones preliminares a su implementación. A este nivel, las características e información utilizadas en su mayor parte son provenientes de fuentes primarias, esto es la que se obtiene a través de encuestas y censos, por lo cual su costo y tiempo de elaboración son mucho mayores que en el caso de los estudios de pre – factibilidad.

#### 2.3.- SANEAMIENTO URBANO Y RURAL

**RODRÍGUEZ RUÍZ Pedro, 2001;** Define saneamiento como “El acceso al agua potable se mide por el número de personas que pueden obtener agua potable con razonable facilidad, expresado como porcentaje de la población total. Es un indicador de la salud de la población del país y de la capacidad del país de conseguir agua, purificarla y distribuirla”. El agua es esencial para la vida. Sin embargo, más de Mil millones de personas carecen de acceso a agua potable. Casi dos mil millones de personas carecen de acceso a servicios de saneamiento. La mayoría de esas personas vive en países de ingreso bajo y mediano.

**CALLE NARVI José Luís, 1995;** A través de su comité de expertos de saneamientos ambiental considera como zona rural para fines de salud pública, a aquellas en donde la agricultura y la ganadera son las actividades principales y donde no existen servicios públicos, además es el lugar donde las viviendas están diseminadas o reunidas en pequeños grupos y donde es difícil crear mediante inversión compatibles con los recursos económicos de los habitantes, los servicios públicos de aprovisionamiento de aguas, evaluación de excretas, protección contra factores.

#### 2.4.- ASPECTOS SOCIALES EN SANEAMIENTO

**CEPIS 2003;** La tecnología deberá ser apropiada a las condiciones de la comunidad que la utilizara. Lo más aconsejable de que las fuentes públicas se adapten perfectamente a las condiciones de la comunidad a la que servirá, de manera que, en este sentido la consideren como una forma de “tecnología apropiada”, teniéndose muy en cuenta la parte económica, ya que los fondos de inversión son muy escasos en las áreas rurales donde abastecen agua mediante conexiones domiciliarias entubadas el cual demanda un inversión muy elevada de dinero.

**CALLE MARAVI José Luís, 1995;** Las condiciones tienen una organización social formal e informal con respecto al uso del agua. La disposición de cómo se debe acarrear el agua, por ejemplo es un asunto familiar e informal, pero el acceso de las fuentes de agua que se deben utilizar puede ser un asunto de organización más formal.

Para que un sistema de fuentes públicas llegue a ser un tipo de tecnología socialmente adecuada, no solo es necesario que sea socialmente aceptable en términos de conveniencia, costos y cultura.

#### 2.5.- CALIDAD DE AGUA

**RODRÍGUEZ RUÍZ Pedro, 2001;** El estudio de la calidad del agua se funda en la investigación de las características físico-químicas de la fuente ya sea subterránea, superficial o de precipitación pluvial. Para verificar si el agua es o no apta para el consumo humano, debe satisfacer determinados requisitos de potabilidad, denominadas normas de calidad del agua, esto en virtud de que en la actualidad ya no es tan fácil disponer de una fuente de aprovechamiento de agua, apropiada para dotar a una población de dicho líquido potable, pues en los últimos años debido al crecimiento de las ciudades, de las industrias. las cuales vierten sus aguas residuales sin tratamiento a las corrientes naturales, tales como ríos, lagos y lagunas las han llevado a contaminar en gran medida que ya no es posible su aprovechamiento. Recordemos que la contaminación es una Bomba de “tiempo retardado”. El hombre se preocupa solo por la cantidad del agua, y no por su calidad, pero pasado los

años cuando se presente el problema de la contaminación, obliga al hombre a preocuparse también por la calidad y es esta la etapa actual que requiere una atención urgente para evitar “la crisis del agua”. Para conocer las características del agua es necesario hacer una serie de análisis y ensayos de laboratorio.

## 2.6.- ANÁLISIS FÍSICOS, QUÍMICOS Y BACTERIOLÓGICOS

**HERNÁNDEZ MUÑOZ, A. 2000;** La molécula de agua está formada por dos átomos de hidrógeno unidos a un átomo de oxígeno con un ángulo de  $104,45^\circ$  presentando, por tanto, una forma asimétrica y dipolar (por la irregular distribución de las cargas eléctricas). Esto produce que las moléculas de agua se atraigan fuertemente, adhiriéndose por donde son opuestas las cargas (enlace de hidrógeno)

A la hora de realizar y controlar los diferentes procesos de tratamiento de aguas, se deben tener en cuenta diferentes parámetros que podremos clasificar en físicos, químicos, orgánicos, biológicos y bacteriológicos.

### 2.6.1.- ANÁLISIS FÍSICO

**RODRÍGUEZ RUÍZ Pedro, 2001;** Estos análisis consisten en determinar la turbiedad, color, olor, sabor y temperatura.

La turbiedad se refiere a la materia orgánica en suspensión: arcillas, barros, materia orgánica y otros organismos microscópicos.

Sanitariamente es inocua si es debida a arcilla o a otras sustancias minerales, pero es peligrosa si la turbiedad proviene de aguas calcáreas o residuos industriales.

El color proviene generalmente de la descomposición de materia vegetal o de las sales de hierro.

No debe exceder del grado 20 de la escala normal de cobalto, pero es preferible se mantenga por debajo de 10.

El olor y el sabor son dos sensaciones que tienen una relación íntima y van casi siempre unidos; sin embargo, a veces puede haber sabor en el agua sin que se aprecie olor alguno. No existe forma de medir el olor y el sabor, por lo tanto en los análisis solo se indica si este es aromático, rancio.

### 2.6.2.- ANÁLISIS QUÍMICO:

**RODRÍGUEZ RUÍZ Pedro, 2001;** El análisis químico tiene dos objetivos:

1. Averiguar la composición mineral del agua y su posibilidad de empleo para la bebida, los usos domésticos o industriales.
2. Averiguar los indicios sobre la contaminación por el contenido de cuerpos incompatibles con su origen geológico.

Cuadro N° 01

**Características del agua potable contaminante de agua**

PH	EN PPM
Nitrógeno (N) amoniacal.	0.6 a 8
Nitrógeno (N) proteico.	0.50
Nitrógeno (N) de nitritos. (con análisis bacteriológicos aceptables).	0.10 0.05
Nitrógeno (N) de nitratos	5.00
Oxígeno (O) consumido	3.00
En medio Ácido o Alcalino sólidos totales,. de preferencia hasta 500, pero tolerándose.	1000
Alcalinidad total, expresada en CaCO <sub>3</sub>	400
Dureza permanente o de no carbonatos expresada en CaCO <sub>3</sub> en aguas naturales.	150
Dureza total, expresada en CaCO <sub>3</sub>	300
Cloruros, expresados en Cl.	250
sulfatos, expresado en SO <sub>4</sub> .	250
Magnesio, expresado en Mg.	125
Zinc, expresado en SNI.	15
Cobre, expresado en Cu.	3
Fluoruros, expresada en Fl.	1.5
Fierro, magnesio, expresado en Fr Mn.	0.30
Plomo, expresado en Po.	0.01
Arsénico, expresado en As.	0.05
Selenio, expresado en Se.	0.05
Cromo fenólico, expresado en Feno.	0.0001
Cloro libre, en aguas cloradas no menos de	0.20
Cloro libre en aguas sobrecloradas, no menos de .	0.20
Ni más de	1.00

Fuente: RODRÍGUEZ RUÍZ Pedro, 2001

**2.6.3.- ANÁLISIS MICROSCÓPICO.**

**RODRÍGUEZ RUÍZ Pedro, 2001;** Este análisis explica la presencia de olores y sabores inconvenientes, la presencia de aguas negras y la presencia de un exceso de desechos tóxicos. La mayor utilidad de los análisis microscópicos es encontrar las algas que producen el olor y el sabor.

#### **2.6.4.- ANÁLISIS BACTERIOLÓGICOS:**

**RODRÍGUEZ RUÍZ Pedro, 2001;** Las bacterias son seres microscópicos de vida unicelular. Existen en diferentes lugares, pero por lo general cada tipo en su ambiente natural y su presencia en otro medio es meramente accidental.

El exámen se hace para determinar el número de bacterias que pueden desarrollarse bajo condiciones comunes, así como detectar la presencia de bacterias del grupo intestinal, que en caso afirmativo, constituye un índice de que la contaminación es de origen fecal.

El agua potable esta libre de gérmenes patógenos de la contaminación fecal humana: Se considera que una agua esta libre de gérmenes patógenos, cuando la investigación bacteriológica da como resultado final:

#### **2.7.- POBLACIÓN DE DISEÑO Y DEMANDA DE AGUA**

**RODRÍGUEZ RUÍZ Pedro, 2001;** El consumo de líquido de cada población está determinada por distintos factores, como son el Clima , la hidrología, la clasificación del usuario, las costumbres locales, la actividad económica. Por ejemplo: El Consumo se clasifica según el tipo de usuario en: Doméstico, Comercial, Industrial o de servicios públicos. El tipo doméstico se divide a su vez en Popular, Medio y Residencial, dependiendo del nivel económico del usuario. El Industrial se divide en Turístico e industrial, cuando las demandas parciales sean significativas con respecto a la total. Los climas extremos incrementan el consumo, en el cálido para satisfacer las necesidades humanas y en el frío aun que disminuye el consumo humano se incrementa el consumo por las fugas. La disponibilidad del agua también repercute en el consumo, a mayor dificultad de obtención menor cantidad distribuida. Las Localidades que cuentan con red de Alcantarillado su consumo se incrementa.

#### **2.8.- POBLACIÓN FUTURA**

**AGÜERO PITTMAN Roger, 1997;** Las obras de agua potable no se hacen para el momento actual, siempre hay que tener en cuenta la población futura de cada localidad en un periodo de tiempo prudencial que varía generalmente entre 15 a 40 años (tiempo de diseño). Se presenta pues el problema de saber cuál será la población futura al final de este lapso de tiempo.

Existen serie de procedimientos al respecto ya sea mediante aplicación de fórmulas matemáticas o mediante métodos gráficos.

### 2.8.1.- PERIODO DE DISEÑO

**RODRÍGUEZ RUÍZ Pedro, 2001;** Se entiende por Periodo Diseño el tiempo en el cual se estima que las obras por construir serán eficientes. El período de diseño es menor que la Vida Útil o sea el tiempo que razonablemente se espera que la obra sirva a los propósitos sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso o que se requieran ser eliminadas por insuficientes. Además de la vida útil y del Período de Diseño, en los aspectos de financiamiento de las obras se habla a menudo del Período Económico de Diseño el que se ha definido tradicionalmente como el tiempo durante el cual una obra de ingeniería funciona "Económicamente". Sin embargo, el determinar este aspecto en un país como México resulta subjetivo puesto que no existen los recursos financieros para construir cada vez que concluyen los períodos económicos de las obras en cuestión que deberían ser sustituidas de acuerdo a este criterio. Por lo anterior, en este texto se denominará "Período Económico de Diseño" al tiempo en el cual se amortiza, es decir, se paga el crédito con el cual se ejecute el proyecto. Considerando lo anterior, el dimensionamiento de las obras se realizará a períodos de corto plazo, definiendo siempre aquellas que, por sus condiciones específicas, pudieran requerir un período de diseño mayor por economía de escala.

### 2.8.2.- MÉTODO DE CÁLCULO

**HERNÁNDEZ MUÑOZ, A. 2000;** Los métodos mas utilizaos en la estimación de la población futura son:

- a. **Métodos analíticos.-** Presuponen que el cálculo de la población para una región dada es ajustable a una curva matemática. Es evidente que este ajuste dependerá de las características de los valores de población censada, así como de los intervalos de tiempos que estos se han medido.

Dentro de los métodos analíticos tenemos el aritmético, geométrico, de la curva normal, logística.

- b. **Métodos comparativos.-** Son aquellos que mediante procedimientos gráficos estiman valores de población, ya sea en función de datos censales anteriores de la región o considerando los datos de poblaciones de crecimiento similar a la que se está estudiando.

- c. **Método racional.**- En este caso para determinar la población, se realiza un estudio socio-económico del lugar considerando el crecimiento vegetativo que es función de los nacimientos, defunciones, inmigraciones, emigraciones y población flotante.

El método más utilizado para el cálculo de la población futura en las zonas rurales es el analítico y con más frecuencia el de crecimiento aritmético.

## 2.9.- FUENTES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

**AGÜERO PITTMAN Roger, 1997;** Constituyen el elemento primordial en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable y antes de dar cualquier paso es necesario definir su ubicación, tipo, cantidad y calidad. Se considera tres tipos principales de fuente: aguas de lluvia, aguas superficiales y aguas subterráneas.

- 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.-Están constituidas por los arroyos, ríos, lagos. Que discurren naturalmente en la superficie terrestre. Estas fuentes no son tan deseables, especialmente si existen zonas habitadas o de pastoreo animal aguas arriba.
- c) Aguas subterráneas.-Parte de la precipitación en la cuenca se infiltra en el suelo hasta la zona de saturación, formando así las aguas subterráneas.

La explotación de estas dependerá de las características hidrológicas y de la formación geológica el acuífero.

### 2.9.1.- MÉTODOS DE AFORO

**AGÜERO PITTMAN Roger, 1997;** la mayoría de sistemas de abastecimientos de agua potable en las poblaciones rurales de nuestro país, tiene como fuente los manantiales.

La carencia de registros hidrológicos nos obliga a realizar una concienzuda investigación de las fuentes. Lo ideal sería que los aforos se efectuaran en la temporada crítica de rendimientos que corresponde a los meses de estiaje y lluvias, con la finalidad de conocer los caudales mínimos y máximos. El valor de caudal mínimo debe ser mayor que el consumo máximo diario (Qmd) con la finalidad de cubrir la demanda de agua de la población futura. Existen varios métodos para determinar el caudal de agua y los más utilizados en los proyectos de abastecimiento de agua potable en zonas rurales, son los métodos volumétrico y de velocidad-área.

**a. Método volumétrico**

Para aplicar este método es necesario encauzar el agua generando una corriente del fluido de tal manera que se pueda provocar un chorro. Dicho método consiste en tomar el tiempo que se demora en llenarse un recipiente de volumen conocido, se divide el volumen en litros entre el tiempo promedio en segundos, obteniéndose el caudal (l/s).

$$Q = V / t$$

**b. Método de velocidad - área**

Con este método se mide la velocidad del agua superficial que discurre del manantial tomando el tiempo que demora un objeto flotante en llegar de un punto a otro en una sección uniforme, habiéndose previamente definido la distancia entre ambos puntos. Cuando la profundidad del agua es menor a 1m, la velocidad promedio del flujo se considera el 80% de velocidad superficial.

**2.10.- COMPONENTES DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE****2.10.1.- CÁMARA DE CAPTACIÓN.**

**AROCHA, R. Simón. (1997);** Define como una estructura que permite recolectar inicialmente agua, para ser conducida mediante la tubería de conducción hacia el reservorio de almacenamiento. El diseño hidráulico y dimensiones dependerán de la topografía de la zona, de la textura de suelo y de la clase del manantial, buscando no alterar la calidad y la temperatura del agua ni modificar la corriente y el caudal natural del manantial.

**AGÜERO PITTMAN Roger, (1997);** elegida la fuente de agua e identificada como el primer punto del sistema de agua potable, en el lugar del afloramiento se construye una estructura de captación que permita recolectar el agua, para que luego pueda ser conducida mediante las tuberías de conducción hacia el reservorio de almacenamiento.

El diseño hidráulico y dimensionamiento de la captación dependerá de la topografía de la zona, de la textura del suelo y de la clase de manantial; buscando no alterar la calidad y la temperatura del agua ni modificar la corriente y el caudal natural del manantial.

Es importante que se incorporen características de diseño que permitan desarrollar una estructura de captación que considere un control adecuado del agua, oportunidad de sedimentación, estabilidad estructural, prevención de futura contaminación y facilidad de inspección y operación.

### 2.10.2.- TIPOS DE CAPTACIÓN.

**AGÜERO PITTMAN Roger, (1997);** Como la captación depende del tipo de de fuente y de la calidad y cantidad de agua, el diseño de cada estructura tendrá características típicas.

Cuando la fuente de agua es un manantial de ladera y concentrado, la captación constara 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; y la tercera, a una cámara seca que sirve para proteger la válvula de control. El compartimiento de protección de la fuente consta de una losa de concreto que cubre toda la extensión o área adyacente al afloramiento de modo que no exista contacto con el ambiente exterior, quedando así sellado para evitar la contaminación. Junto a la pared de la cámara existe una cantidad de material granular clasificado, que tiene por finalidad evitar el socavamiento del área adyacente a la cámara y de aquietamiento de algún material en suspensión. La cámara húmeda tiene un accesorio (canastilla) de salida y un cono de rebose que sirve para eliminar el exceso de producción de la fuente.

Si se considera como fuente de agua un manantial d fondo y concentrado, la estructura de captación podrá reducirse a una cámara sin fondo que rodee el punto donde el agua brota. Constara de dos partes: la primera, la cámara húmeda que sirve para almacenar el agua y regular el gasto a utilizarse, y la segunda, una cámara seca que sirve para proteger las válvulas de control de salida y desagüe. La cámara húmeda estará provista de una canastilla de salida y tuberías de rebose y limpia.

### 2.11. POTABILIZACION DE AGUA

**HERNÁNDEZ MUÑOZ, A. 2000;** Es la parte de procesos y operaciones para el tratamiento de aguas crudas, sobre todo para consumo humano, debiendo tomar en cuenta los siguientes parámetros:

Captación (Bocatoma), estanques de regulación, desarenadores, preclorado, sedimentación, coagulación floculación, decantación, filtración, desinfección, almacenamiento y distribución.

La turbidez del agua está en función de la dosis de coagulante lo que determina que para esta operación tiene que realizarse la prueba de Jarras para obtener una dosificación precisa durante el tratamiento de aguas. Esta operación y proceso es de suma importancia que de ello va depender la eliminación de los contaminantes orgánicos é orgánicos como es el caso de algunos metales que se encuentran diluidos en el agua. Esta prueba difiere de las condiciones reales de operación n la planta tanto por las diferencias de volumen, el flujo continuo en los floculadores, el tipo bach de ensayo, por la escala de formación del floculo

en la planta y la formación del floculo en un vaso, que lógicamente está en diferente condiciones operativas. Pero, actualmente esta operación de prueba de Jarras sigue siendo de utilidad para los ajustes de planta. El uso los reactivos químicos debe ser seleccionados y muy bien dosificados para alcanzar el óptimo rendimiento.

Finalmente hacia la sección de la filtración llegan los microflocs, que no han sido decantados anteriormente, ensuciando la parte superior del tanque de filtración debiendo en su momento oportuno hacer le lavado para eliminar todas las partículas retenidas durante la filtración. Desinfección final es de importancia ya que va asegurar la calidad del agua para el consumidor desde el almacenamiento hasta el usuario, entregando un agua potable de calidad brindando así una calidad de vida al ser humano.

#### 2.11.1.- COAGULACIÓN:

**HERNÁNDEZ MUÑOZ, A. 2000;** El objeto es facilitar la sedimentación de partículas finamente divididos al estado o al estado coloidal mediante el a regado desustancias químicas.

Se denomina coagulación al proceso de desestabilización y posterior agregación de partículas en suspensión coloidal presentes en el agua, para potenciar la etapa de decantación o espesado en la que esas partículas deben separarse del agua.

La desestabilización se consigue neutralizando sus cargas eléctricas, con lo que dejan de actuar las fuerzas de repulsión, su potencial Zeta se anula y los coloides tienden a agregarse por acción de masas

Normalmente, las partículas a coagular proceden:

- 1) Del suelo, por arrastre de minerales en disolución
- 2) De descomposición de materia orgánica natural en los cursos de agua
- 3) De vertidos domésticos e industriales

##### 2.11.1.1.- ETAPAS DE LA COAGULACIÓN

- a. Agregados de sustancias químicas.
- b. Mezcla o difusión.
- c. Floculación.

Cuando se agrega un coagulante al agua para precipitar ó remover la turbiedad y el color, se producen dos fases antes que el floculo esté en condiciones de sedimentar.

**A. PRIMERA FASE:**

El coagulante al disolverlo se disocia en iones, si se usa  $Al^{3+}$  se degrada en iones positivos Trivalentes, los cuales reducen las cargas negativas del color o turbiedad, por otro lado los iones reaccionan con la alcalinidad del agua. Óxidos hidratados de aluminio con carga positiva que neutralizan las cargas negativas del color o turbiedad; concluyéndose que en ésta primera etapa se requiere una mezcla activa y turbulenta.

Cuando se ha producido la neutralización de la mayor parte de los Coloides ó se forma un microfloculo que no sedimenta.

**B. PRIMERA FASE**

Mediante la agitación leve se incrementa el tamaño del floculo por absorción por cuanto se ha generado una superficie, los microfloculos se transforman lentamente en floculos de sedimentar.

**2.11.2.- FLOCULACIÓN**

**HERNÁNDEZ MUÑOZ, A. 2000;** La floculación es la aglomeración de partículas desestabilizadas en microfloculos y después en los floculos más grandes que tienden a depositarse en el fondo de los recipientes construidos para este fin, denominados decantadores.

El proceso de floculación es precedido por el de coagulación, por eso suele hablarse de procesos de coagulación - floculación.

La coagulación es la desestabilización de las partículas coloidales causadas por la adición de un reactivo químico (coagulante) que, neutralizando las cargas electrostáticas, hace que las partículas tiendan a unirse entre sí.

En el proceso de floculación es importante conseguir la formación del floculo de mayor peso y cohesión posible, ya que estas características facilitan su eliminación.

En general, algunos de los siguientes medios favorecen el engrosamiento y, consecuentemente, la sedimentabilidad del floculo:

- 1) Una coagulación previa tan perfecta como sea posible
- 2) Un aumento de la cantidad de floculos en el agua.
- 3) Así, conviene poner el agua en contacto con los precipitados ya formados por el tratamiento anterior (recirculación de fangos, lecho de fangos.), tratando de conseguir la mayor concentración posible.

- 4) Una agitación lenta y homogénea del conjunto, con el fin de aumentar las posibilidades de que las partículas coloidales descargadas eléctricamente se encuentren con un floculo.
- 5) El empleo de ciertos productos llamados floculantes.

### 2.11.3.- SEDIMENTACIÓN DE LAS PARTÍCULAS FLOCULADAS

**DEGREMONT 1979**; El fenómeno de la sedimentación de las partículas floculadas es diferente al de las partículas discretas.

1. Sedimentación libre. Se produce en suspensiones de baja concentración de sólidos. La interacción entre partículas puede considerarse despreciable (partículas discretas), por lo que sedimentan a su velocidad de caída libre en el fluido.
2. Sedimentación por zonas. Se observa en la sedimentación de suspensiones concentradas. Las interacciones entre las partículas son importantes, alcanzándose velocidades de sedimentación menores que en la sedimentación libre.

En el caso de partículas floculadas, estas interacciones provocan la aglomeración de las partículas, aumentando el tamaño del floculo.

Dentro del sedimentador se desarrollan varias zonas, caracterizadas por diferente concentración de sólidos y, por lo tanto, diferente velocidad de sedimentación:

### 2.11.4. FILTRACIÓN

**GOMEYA, C. 1977**; La filtración es un proceso físico fundamentado en el paso de una mezcla sólido - fluido (líquido o gas) a través de un medio más o menos poroso, el cual retiene los sólidos permitiendo, por el contrario, el paso del fluido.

Las aplicaciones de los procesos de filtración son muy extensas, encontrándose en muchos ámbitos de la actividad humana, tanto en la vida doméstica como de la industria general

Se define, como el proceso por el cual se separa la materia suspendida mediante el paso del agua a través de una capa porosa, las agitaciones pueden ser natural y artificial; la infiltración de agua fluvial en el terreno y descorrimientos de aguas subterráneas son procesos naturales de filtración

La filtración artificial se realizan por filtros de arena y estas pueden ser filtros lentos, rápidos y a presión, además es bue o señalar que existen filtros de membrana fabricados con resinas orgánicas como las melaninas que tiene diferentes porosidades, encontrándose en el mercado filtros de 20, 10, 5 y hasta de 0.25 mieras de porosidad, existiendo aun

membranas de acuerdo a la calidad que se desea producir mediante el proceso de osmosis inversa.

## 2.11.- DESINFECCIÓN

La desinfección del agua tiene por finalidad la destrucción o inactivación de los microorganismos perjudiciales, patógenos o simplemente molestos que no han sido eliminados en las fases previas del tratamiento del agua.

La desinfección no implica necesariamente la destrucción de todos los organismos vivos (proceso denominado esterilización).

Los factores principales que influyen en la eficacia del proceso de desinfección son los siguientes:

1. Tipo y concentración de los microorganismos que deben destruirse □ Los microorganismos patógenos existentes en el agua se pueden dividir en tres categorías:
  - Bacterias
  - Virus
  - Protozoos
2. Tipo y concentración del desinfectante y tiempo de contacto La destrucción de un microorganismo por un determinado desinfectante (siempre que los demás factores sean constantes) es proporcional a la concentración del mismo y al tiempo de reacción (tiempo de contacto).

Una concentración baja de desinfectante durante tiempos de contacto largos puede ser suficiente, mientras que si dichos tiempos son más cortos la concentración del desinfectante deberá elevarse para lograr un índice de destrucción semejante

Características físico - químicas del agua a tratar Destacando:

- Si existe mucha materia en suspensión los organismos pueden ser inaccesibles al desinfectante.
- Si el desinfectante es un oxidante, la presencia de materia susceptible de ser oxidada disminuirá la cantidad de desinfectante disponible para destruir a los microorganismos.
- El pH del agua influye en las reacciones de algunos desinfectantes con el agua, transformándolos en compuestos con muy baja o nula actividad germicida.

## MATERIALES Y MÉTODOS

### CAPITULO III.

#### 3.1 ASPECTOS GENERALES

##### 3.1.1 UBICACIÓN DEL PROYECTO

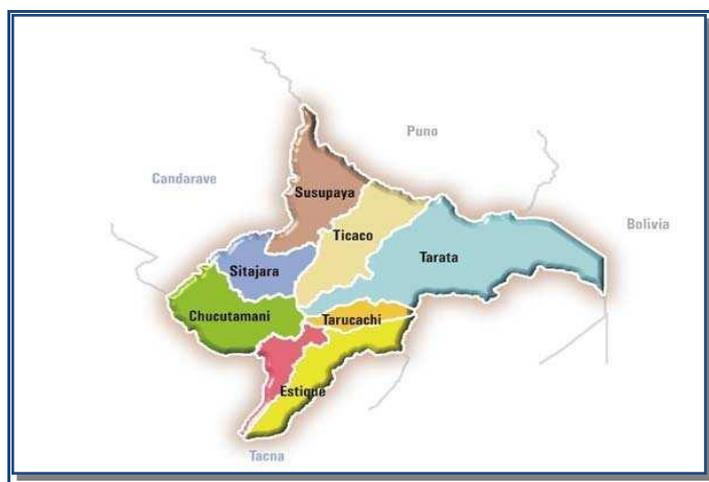
La provincia de Tarata se ubica al Nor-Este de la región de Tacna, limita por el Norte con la provincia de Candarave, por el Sur y Oeste con la provincia de Tacna, por el Nor-Este con el departamento de Puno y por el Este con la república de Bolivia. Así mismo el distrito de Tarata se ubica en la parte Nor- Este de la provincia del mismo nombre colindando con Ticaco, Chucutamani, y Tarucachi, Con el Departamento de Puno y con la Republica de Bolivia.

La ciudad de Tarata se encuentra en una altitud de 3,070m.s.n.m. Sus coordenadas UTM de ubicación son:

Latitud Sur : 17°28'24"

Longitud Oeste : 70°01'51"

**Figura N° 01**  
**Mapa de ubicación del distrito de Tarata**



Fuente:[http://app.seace.gob.pe/mon/ProcesoReporteGrafPb.jsp?tipo\\_cons=1&dep\\_codigo=23&anhoentidad=2006&tipo\\_cons\\_sub=2&pro\\_codigo=04](http://app.seace.gob.pe/mon/ProcesoReporteGrafPb.jsp?tipo_cons=1&dep_codigo=23&anhoentidad=2006&tipo_cons_sub=2&pro_codigo=04)

##### 3.1.2 CLIMA

Tiene clima frígido, con temperatura máxima 17°C y mínima -1°C, se produce congelamiento entre los meses de mayo y a junio.

### 3.1.3 TOPOGRAFÍA Y TIPO DE SUELO

La topografía de la localidad es de 50% A 70% accidentado, el tipo de suelo es franco arcilloso

### 3.1.4 ECONOMÍA.

La actividad económica principal de la población es la ganadería y la agricultura, en menor escala la transformación primaria de los productos.

### 3.1.5 VIVIENDA.

Según los registros del Censo del 2007, el tipo de y características de las viviendas en el Distrito de Tarata, nos muestran las siguientes cifras.

Las características predominantes de las viviendas en área de influencia son: paredes de adobe, techos de teja, los pisos en su mayoría son de tierra, cuentan con los servicios básicos de electricidad, agua, desagüe.

**Cuadro N° 02**  
**Censo de vivienda distrito Tarata**

DEPARTAMENTO, PROVINCIA, DISTRITO, ÁREA URBANA Y RURAL, TIPO DE VIVIENDA Y TOTAL DE OCUPANTES PRESENTES	TOTAL	MATERIAL PREDOMINANTE EN LAS PAREDES EXTERIORES DE LA VIVIENDA					
		LADRILLO O BLOQUE DE CEMENTO	ADOBE O TAPIA	MADERA (PONA, TOR-NILLO, ETC.)	QUINCHA (CANA CON BARRO)	PIEDRA CON BARRO	OTRO MATERIAL
<b>Distrito TARATA</b>							
Viviendas particulares	1141	68	997	3	1	70	2
Ocupantes presentes	3557	198	3163	7	4	183	2
<b>Casa independiente</b>							
Viviendas particulares	1101	66	962	2		69	2
Ocupantes presentes	3451	196	3067	4		182	2
<b>Departamento en edificio</b>							
<b>Vivienda en quinta</b>							
<b>Vivienda en casa de vecindad</b>							
Viviendas particulares	37	2	34		1		
Ocupantes presentes	100	2	94		4		
<b>Choza o cabaña</b>							
Viviendas particulares	2		1			1	
Ocupantes presentes	3		2			1	
<b>Vivienda improvisada</b>							
Viviendas particulares	1			1			
Ocupantes presentes	3			3			
<b>Local no dest.para hab. humana</b>							
<b>Otro tipo</b>							
<b>URBANA</b>							
Viviendas particulares	890	68	817	2	1		2
Ocupantes presentes	2849	198	2640	5	4		2
<b>Casa independiente</b>							
Viviendas particulares	852	66	783	1			2
Ocupantes presentes	2746	196	2546	2			2
<b>Departamento en edificio</b>							
<b>Vivienda en quinta</b>							
<b>Vivienda en casa de vecindad</b>							
Viviendas particulares	37	2	34		1		
Ocupantes presentes	100	2	94		4		
<b>Choza o cabaña</b>							
<b>Vivienda improvisada</b>							
Viviendas particulares	1			1			
Ocupantes presentes	3			3			
<b>Local no dest.para hab. humana</b>							
<b>Otro tipo</b>							
<b>RURAL</b>							
Viviendas particulares	251		180	1		70	
Ocupantes presentes	708		523	2		183	
<b>Casa independiente</b>							
Viviendas particulares	249		179	1		69	
Ocupantes presentes	705		521	2		182	
<b>Departamento en edificio</b>							
<b>Vivienda en quinta</b>							
<b>Vivienda en casa de vecindad</b>							
<b>Choza o cabaña</b>							
Viviendas particulares	2		1			1	
Ocupantes presentes	3		2			1	
<b>Vivienda improvisada</b>							
<b>Local no dest.para hab. humana</b>							
<b>Otro tipo</b>							

- No se empadronó a la población del distrito de Carmen Alto, provincia de Huamanga, departamento de Ayacucho.  
Fuente : INEI - Censos Nacionales 2007 : XI de Población y VI de Vivienda

### 3.1.6 SERVICIOS PÚBLICOS

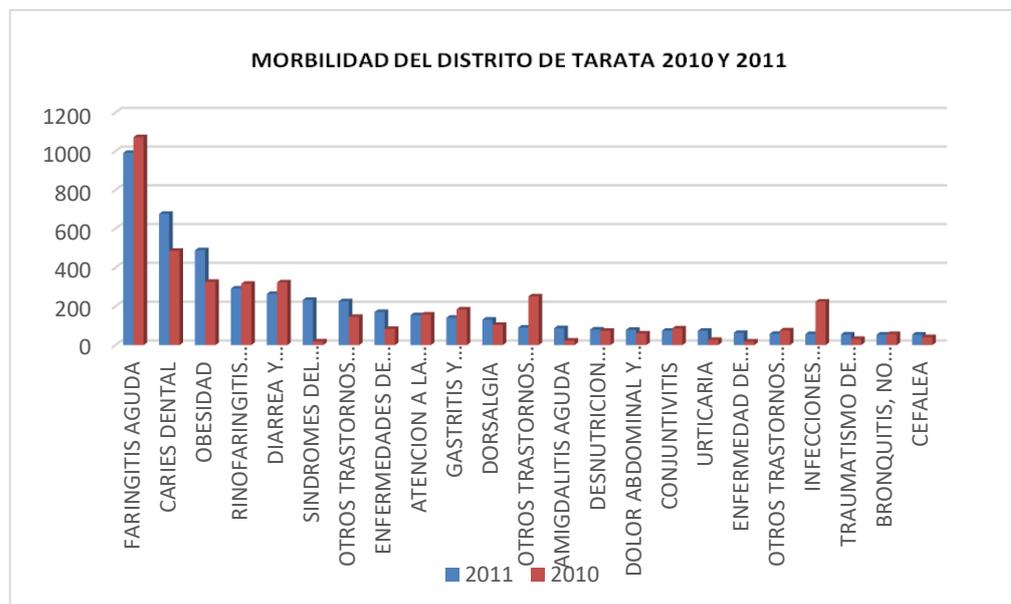
En el área de influencia no existen otros servicios adicionales, pero en el Distrito de Tarata si existen servicios que brindan las entidades públicas como privadas, las mismas se detallan a continuación:

- Entidades Públicas:
- Banco de la Nación
- Ministerio de Agricultura
- Ministerio de Salud
- Entidades educativas de nivel nos escolarizado, inicial, primaria y secundaria.
- Essalud
- Mercado de abastos
- 

### 3.1.7 ENFERMEDADES PREDOMINANTES

El Establecimiento de Salud muestra las siguientes estadísticas de morbilidad del Distrito de Tarata.

**Figura N° 02**  
Morbilidad del distrito de Tarata 2010 al 2011



Fuente: Ministerio de Salud – Puesto De Salud Tarata 2010 al 2011

### 3.1.8 TRANSPORTE Y TELECOMUNICACIONES

El acceso a la ciudad de Tarata desde la ciudad de Lima es por vía terrestre a través de la carretera Panamericana Sur; que se encuentra en buen estado de conservación; el viaje demora 18 horas hasta Tacna y de ahí hasta Tarata, que se encuentra a 80 km al noroeste de esa ciudad, son 2 horas en auto aproximadamente.

En Tarata se pueden captar con regularidad algunos canales nacionales de Televisión (Panamericana, América, y ATV), existe el servicio de cable; radios de transmisión local y a nivel nacional; asimismo, los periódicos de circulación nacional se pueden adquirir con normalidad.

Desde Lima hasta Tacna se puede arribar por vía terrestre en Empresas como: Cruz del Sur, CIVA, CIAL, Flores, en buses de gran capacidad que prestan servicios diariamente por las rutas de la Panamericana Sur, siendo los pasajes de S/.120/persona en promedio. En cuanto al transporte local, Tarata cuenta con algunas empresas particulares pequeñas así como el servicio de personas individuales que cuentan con su propio vehículo, los cuales prestan servicios a los distritos y provincias adyacentes.

En Tarata hay teléfono fijo y público de MOVISTAR, también telefonía móvil (MOVISTAR y CLARO), servicios de internet, fax, y emisoras de radio AM y FM.

## 3.2 MATERIALES

### 3.2.1 MATERIAL EXPERIMENTAL:

Para trabajo de Gabinete:

- Planos cartográficos del distrito de Tarata.
- Topografía básica de la zona de proyecto.
- Muestras de agua para el análisis físico químico y bacteriológico de la fuente.
- Software Microsoft word, Microsoft Excel, AutoCAD
- Software Verificador de Sistemas Abiertos de Agua Potable
- 1 computadora Pentium
- 1 impresora hp
- Papel para imprimir

### 3.2.2 EQUIPOS DE CAMPO:

- Estación total
- Prismas
- Pintura
- Wincha de lona de 50 m.
- Cámara fotográfica
- GPS Navegador
- Vehículos

## 3.3 METODOLOGÍA

### 3.3.1 SITUACIÓN ACTUAL.

#### 3.3.1.1 CAPTACIÓN

Las aguas superficiales están constituidas por los arroyos, ríos, lagos. que discurren naturalmente en la superficie terrestre Estas fuentes no son tan deseable, especialmente si existen zonas habitadas o de pastoreo animal aguas arriba. Sin embargo será la fuente alternativa para abastecer de agua a la comunidad.

En el caso de captaciones superficiales de riachuelo es importante hacer un estudio de hidrología para garantizar el abastecimiento en cantidad y calidad de agua.

##### 3.3.1.1.1 TIPO DE CAPTACIÓN (TOMA DIRECTA)

Con este tipo de obras de toma se busca extraer agua, considerando la condición:

El diseño de una obra de captación de una fuente sin regulación supone un caudal del río superior al gasto máximo diario para cualquier época.

Desde el punto de vista hidráulico, el problema se reduce a determinar una altura de aguas sobre el área de captación, tal que el gasto mínimo aforado asegure la captación de gasto deseado

Desde el punto de vista estructural, el diseño deberá dar seguridad a la acción destructiva del río, deslizamiento, volcamiento erosión, sedimentación.

Se debe tener en cuenta las mejores condiciones de funcionamiento:

- a. El nivel de entrada de las aguas debe quedar la máxima altura posible para evitar ser alcanzada por los sedimentos.
- b. El área de captación debe protegerse contra el paso de material grueso.

- c. La velocidad de la corriente en las cercanías de la estructura debe ser tal que no provoque excesiva sedimentación.
- d. Debe ofrecer seguridad de volcamiento y deslizamiento, mediante anclajes firmes y seguros.

La altura H. debe estimarse en base a la fórmula de vertederos

$$Q = C \times L \times H^{\frac{3}{2}}$$

Dónde:

Q: Descarga en m<sup>3</sup>/seg.

C: Coeficiente de descarga (varia 0.78-0.85)

L: Longitud del aliviadero

Para el cálculo hidráulico del canal de encausamiento, se empleará la fórmula de Manning, cuya expresión es la siguiente:

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

Dónde:

V = Velocidad media en m/s.

n = Coeficiente de rugosidad (0.035)

S = Pendiente del canal en m/m

R = Radio hidráulico en m. (R = A/P)

Las pérdidas de carga en diferentes entradas en obras de toma, en términos de la carga de velocidad  $h_v$ , se pueden estimar en la forma siguiente:

**Cuadro N° 03**

**Perdida de carga en diferentes entradas**

Entradas circulares en forma de campana	0.10 hv
Entradas cuadradas, con Aristas devastada en Forma de campana	0.20 hv
Entradas cuadradas con Aristas vivas	0.50 hv
Compuerta en muros Delgadas con asitas Redondeadas	0.10 hv
Compuerta en muros Delgados con las Contracciones no Suprimidas	0.10 hv

Fuente: HERNÁNDEZ MUÑOZ, A. 2000;

### 3.3.1.2 LÍNEA DE CONDUCCIÓN

Se llama " Línea de conducción " al conjunto integrado por tuberías, estaciones de bombeo y accesorios cuyo objetivo es transportar el agua, procedente de la fuente de bastecimiento, a partir de la obra de captación, hasta el sitio donde se localiza el tanque de regularización, planta potabilizadora o directamente a la red de distribución.

Esta conducción, se puede efectuar de dos maneras, dependiendo de la ubicación de la fuente de abastecimiento con respecto a las obras de regularización.

Si la fuente de abastecimiento se encuentra en un nivel topográfico arriba del tanque de almacenamiento, la conducción se realizara por gravedad, ya sea trabajando como canal (sin presión), o como tubo (a presión), siendo este último el más común en las obras de abastecimiento de agua potable.

Si la fuente de abastecimiento se encuentra a un nivel topográfico abajo del tanque de regularización, la conducción se realiza por bombeo. Podemos Clasificar las líneas de conducción en los siguientes grupos:

1. Por gravedad
2. Por Bombeo

#### 1. Línea de Conducción por gravedad:

Se presenta cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es mayor a la altura piezometrica requerida o existente en el punto de entrega del agua, el transporte del fluido se logra por la diferencia de energías disponibles.

Las Líneas de conducción por gravedad Tiene dos variantes:

- Por canales (sin presión), cuando la línea piezometrica coincide con la superficie del agua
- Por tuberías ( a presión ), cuando la línea piezometrica queda por arriba del lomo de los conductos.

#### 2. Línea de conducción por bombeo.

Cuando la fuente de abastecimiento se encuentra a un nivel inferior al depósito o a la población, el agua captada se impulsa por bombeo. Cuando se llega a este caso, se elige el diámetro adecuado mediante un análisis económico. En efecto, si el diámetro es pequeño, la pérdida de carga es grande y entonces habrá que usar una bomba de carga elevada que logre vencer las pérdidas, siendo por esta razón muy elevada el costo de la impulsión. Por el contrario, si el diámetro de la tubería es grande, la pérdida de carga es

pequeña y la altura a elevar el agua será menor, lo que se traducirá en menor costo de bombeo, pero con una tubería de mayor diámetro y precio. En resumen en el primer caso, la tubería es barata y el costo de bombeo es grande; en el segundo, sucede lo inverso: la tubería es costosa y el costo de bombeo es reducido. Lo que se debe procurar es que la suma de ambos costos dé un costo anual mínimo. El diámetro de la tubería correspondiente a este caso se llama diámetro económico de la línea de conducción.

Este costo está integrado por dos componentes: el costo anual de la mano de obra incluida la adquisición de la tubería y el costo anual del consumo de energía eléctrica.

### **3.3.1.3 ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE**

Las instalaciones de almacenamiento de agua tratada desempeñan una función vital en el abastecimiento de agua segura, adecuada y confiable. Las escuelas, hospitales, asilos, fábricas y casas particulares dependen de un abastecimiento constante y confiable de agua segura. Si no se logra mantener la integridad estructural y sanitaria de las instalaciones de almacenamiento, se pueden producir pérdidas en la propiedad, enfermedades y muerte

### **3.3.1.4 RED DE DISTRIBUCIÓN**

La inspección sanitaria debe evaluar el sistema de distribución de agua para determinar si puede abastecer agua segura, adecuada y confiable. Las tuberías y accesorios del sistema de distribución pueden contribuir al deterioro de la calidad del agua. Además, las técnicas de construcción y reparación exponen al personal y usuarios a diversos riesgos. El inspector debe evaluar cada una de las prácticas de operación, mantenimiento y manejo que influyen en el sistema de distribución para evaluar el riesgo sanitario.

### **3.3.1.5 ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DEL RIESGO.**

El presente Instrumento de apoyo para el análisis y manejo de la reducción de los riesgos naturales en el sector Agua y Saneamiento, tiene como fin proporcionar a los profesionales involucrados, una herramienta que les permita conocer la importancia de un estudio de Análisis y Evaluación de riesgos dentro del proceso de planificación y desarrollo municipal. Además indicar, de manera sencilla, el proceso de elaboración de un análisis de riesgos, sus productos, actores y aplicación. En ese sentido, podemos indicar que la Evaluación del riesgo es el conjunto de acciones y procedimientos para la identificación de los peligros y análisis de la vulnerabilidad de una población con fines de evaluar los riesgos (probabilidad de daños: pérdidas de vidas humanas e infraestructura), en función de ello, recomendar medidas de prevención (medidas estructurales y no estructurales) y/o mitigación para reducir los efectos de los desastres.

Figura N° 03

Análisis y evaluación de los riesgos



Fuente: Sostenibilidad de los servicios de agua potable y Saneamiento frente a desastres naturales

3.3.2 ANÁLISIS DE LA FUENTE DE AGUA.

La toma de muestra de se tomó del canal de regadío Irabalaco, sumergiendo un frasco limpio hasta una profundidad de 15 cm., con la boca puesta en dirección contraria a la corriente para evitar la entrada de agua que ha estado en contacto con las manos.

Las muestras son etiquetadas y analizadas en los laboratorios de la Universidad Nacional Agraria la Molina en la Facultad de Ingeniería Agrícola en el laboratorio de agua, suelo, medio ambiente y fertirriego. Los resultados de los análisis físico-químico

Las muestras son etiquetadas y analizadas en los laboratorios de la Universidad Nacional Agraria la Molina en el departamento de biología. Los resultados de los análisis bacteriológicos. Se encuentra dentro de los límites estipulados por la organización mundial de la salud y por consiguiente el agua es de buena calidad para el consumo humano.

En el Reglamento de Calidad del Agua de Consumo Humano, elaborado entre la Dirección General de Salud Ambiental del Ministerio de Salud, DIGESA-MINSA y la Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento, SUNASS de 1 995. Se tiene en el artículo 9 del Título II, expresa que los requisitos del agua de consumo humano son los siguientes.

- a) El agua no debe contener ningún elemento, organismo o sustancia (bien sea o no un parámetro reglamentado) a una concentración o valor que en conjunción con cualquier otro elemento, organismo o sustancia (bien sea o no un parámetro reglamentado) puede resultar peligroso a la salud pública;
- b) En el curso del año, el 80% de resultados de los análisis correspondientes a los compuestos que afectan la calidad estética y organoléptica del agua de consumo humano, no deben exceder las concentraciones o valores establecidos;
- c) Ninguna muestra de agua destinada a consumo humano, debe exceder las concentraciones o valores reglamentados para los compuestos que afectan, la salud de los consumidores
- d) El contenido de conformes totales por 100 mililitros en el total de muestras tomadas a la salida de la planta de tratamiento, fuentes de agua canal de regadío, reservorios de servicio y/o dentro de las zonas de abastecimiento de agua, deben de cumplir con lo siguiente:
  - (i) El 95% de las muestras no deben contener ningún coliforme total en donde cincuenta (50) o más muestras de agua han sido tomadas en el año;
  - (ii) Cuarenta y ocho (48) de las últimas cincuenta (50) muestras no deben contener ningún coliforme total en donde menos de cincuenta (50) muestras han sido tomadas en el año
- e) Ninguna muestra de agua destinada a consumo humano debe contener coliformes termotolerantes en 100 mililitros de muestra de agua; y
- f) Donde el agua sea blanda, haya sido ablandada o desalinización y es abastecida para bebida, cocina o producción de alimentos, debe cumplir con los requisitos mínimos de dureza y alcalinidad establecidos

**Cuadro N° 04**  
**Parámetros que afectan la calidad estética y organoléptica**

ITEM	PARAMETRO	UNIDAD DE MEDIDA	CONCENTRACION O VALOR
1	Color	mg/l Pt/Co escala	15
	Turbiedad	Unidades	
2	agua superficial	nefelométricas	de 5
	agua subterránea	Turbiedad	10
3	Olor		inofensivo
4	sabor		inofensivo
5	lón hidronio (i)	valor de Ph	6.5 a 8.5
6	conductividad	uS/cn	1500
7	Sulfato (ii)	mg/l como SO4	400

8	Cloruro	mg/l Cl	400
9	Calcio (iii)	mg/l como Ca	30-150
10	Magnesio	mg/l como Mg	30-100
11	Sodio	mg/l como Na	200
12	Alcalinidad (iii)	mg/l como CaCO <sub>3</sub>	25
13	Dureza total	mg/l como CaCO <sub>3</sub>	100-500
14	Residuo seco total	mg/l	1000(180°C)
15	Oxidabilidad	mg/l como O <sub>2</sub>	5
16	Aluminio (i)	ug/l como Al	200
17	Hierro (i)	ug/l como Fe	300
18	Manganeso (i)	ug/l como Mn	100
19	Cobre (i)	ug/l como Cu	1000
20	Cinc (i)	ug/l como Zn	5000
21	Material extractable (i) (éter de petróleo)	ug/l	10
22	Extracto carbón cloroformo (i)	ug/l residuo seco	200

Fuente: Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano DS N° 031-2010-SA.

(i) Parámetro no exceptuable

(ii) 30 mg/l o menos si el contenido de sulfato es inferior a 400 mg/l. Para concentraciones de sulfato menor a 200 mg/l se acepta hasta 100 mg/l de magnesio.

(iii) Valor mínimo para aguas con dureza menor a 100 mg/l como CaCO<sub>3</sub>

**Cuadro N° 05**  
**Parámetros que afectan la salud**

ITEM	PARAMETRO	UNIDAD DE MEDIDA	CONCENTRACION O VALOR
1	Arsénico	mg/l como As	0.100
2	Cadmio	mg/l como Cd	0.005
3	Cianuro	mg/l como CN	0.100
4	Cromo total	mg/l como Cr	0.05
5	Mercurio	mg/l como Hg	0.001
6	Plomo	mg/l como Pb	0.05
7	Selenio	mg/l como Se	0.01
8	Fenoles	mg/l como C <sub>6</sub> H <sub>5</sub> OH	0.100
9	Nitrato	mg/l como N de NO <sub>3</sub>	10

10	Nitrito	mg/l como N de NO <sub>2</sub>	0.900
11	Amonio	mg/l como N de NH <sub>4</sub>	0.400
12	Bario	mg/l como Ba	1
13	Fluoruro	mg/l como F	1.5

Fuente: Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano DS N° 031-2010-SA.

**Cuadro N° 06**  
**Parámetros bacteriológicos**

ITEM	PARAMETRO	UNIDAD DE MEDIDA	CONCENTRACION O VALOR
1	Coliformes totales	número/100 ml	0
2	Coliformes termotolerantes	número/100 ml	0
3	Conteo de colonias heterotróficas	número/ml 22 o 37°C	500

Fuente: Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano DS N° 031-2010-SA.

**Cuadro N° 07**  
**Frecuencias de muestreo muestras**  
**Por año a nivel de red de distribución - físico químico**

PARAMETROS	ZONAS DE ABASTECIMIENTO (POBLACION ABASTECIDA)	FRECUENCIA DE MUESTREO REDUCIDO		ESTANDAR
		SUBTERRANEA	SUPERFICIAL	
Conductividad	< 500	1	2	6
Ión hidronio	501-5000	3	6	12
Turbiedad	5001-10000	4	9	18
Dureza total	10001-24000	6	12	24
Alcalinidad	24001-50000	1 c/4000 hab	1 c/2000 hab	1 c/1000 hab

Fuente: Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano DS N° 031-2010-SA.

**Cuadro N° 08**  
**Frecuencias de muestreo muestras por**  
**Año a nivel de red de distribución - bacteriológico**

PARAMETROS	ZONA DE ABASTECIMIENTO (POBLACION SERVIDA)	FRECUENCIA DE MUESTRE (ESTANDAR)
	? 500	6
Coliformes totales	500-5000	12
Coliformes termotolerantes	5001-10000	18

Conteo de colonias heterotróficas	10001-24000	24
	24001-50000	1 c/1000 hab

Fuente: Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano DS N° 031-2010-SA.

### 3.3.3 AFOROS

Para determinar la cantidad de agua del canal se han realizado aforos simples en los meses de julio, agosto, setiembre que son meses de estiaje, donde las aguas superficiales bajan su caudal al máximo por falta de precipitaciones pluviales, estos aforos se realizaron de la siguiente manera

- Se ubicó 10.00 metros de cauce de ancho constante, corriente rectilínea y velocidad uniforme.
- Se determinó el perfil transversal midiendo la profundidad del agua cada 10.00 cm
- Se realizó cálculo del área del perfil transversal.
- Como flotador se empleó un trozo de madera, se arrojó este flotador al agua y se midió el tiempo que demora en pasar entre el punto de partida y llegada asignado anteriormente; esta medición se repitió tres veces para obtener una velocidad superficial promedio.
- La velocidad promedio del riachuelo es aproximadamente igual a 0.7 veces de la velocidad superficial.
- Multiplicando la velocidad promedio por el área se obtuvo el caudal.

### 3.3.4. POBLACIÓN

Las obras de agua potable no se diseñan para un momento actual, si no que se debe preveer el crecimiento de la población en un periodo de tiempo prudencial que varía entre 10 y 40 años (periodo de diseño). Por lo que es necesario estimar cual será la población futura al final de este periodo.

Para estimar la población futura existen diferentes métodos, pero la que se aplicó es del tipo de crecimiento aritmético

### 3.3.5 DOTACIÓN DE AGUA POTABLE

La demanda percapita o dotación, es la cantidad de agua que requiere cada persona de la población proyectada, expresada en litros persona día. Conocida la dotación es necesario estimar el consumo promedio diario anual, el consumo máximo diario y el consumo máximo horario. El consumo promedio diario anual servirá para el cálculo de volumen del reservorio de

almacenamiento y para el cálculo del consumo máximo diario y horario. El valor del consumo máximo diario servirá para el cálculo del diseño hidráulico de la línea de conducción; mientras que el consumo máximo horario, permitirá el cálculo del diseño hidráulico.

Para determinar la dotación de agua de una determinada localidad estudiaremos los factores importantes y principales que influyen en el consumo de agua de esta, las cuales son:

- **CONDICIONES CLIMÁTICAS**

El clima es un factor que obliga a la población al uso máximo o mínimo del consumo de agua según la temperatura sea alta o baja respectivamente. Por otro lado en climas fríos el agua puede ser derrochada en los grifos para evitar la congelación de las tuberías, incrementándose gradualmente de este modo el consumo: las altas temperaturas también pueden inducir a un alto consumo de agua para el acondicionamiento del aire.

- **NIVEL DE VIDA EN LA POBLACIÓN**

El consumo depende del grado cultural, condiciones económicas industrialización. en el caso del presente proyecto tenemos una población que está en un periodo retardado en su desarrollo socio económico y cultural, va que aún no cuenta con los servicios básicos que le permitirá tal desarrollo pero de todas maneras en consumo de agua va en crecimiento.

- **CALIDAD Y COSTO DEL AGUA**

El hecho que el agua sea de buena calidad predispone a un mayor consumo de agua.

En cuanto se refiere al costo, está comprobado que cuanto más bajo sea este, el consumo es mayor, siendo más grande el desperdicio.

- **TAMAÑO DE LA POBLACIÓN**

El tamaño de una población determina el consumo de agua potable de acuerdo al desarrollo en que se encuentra, standard de vida. Las cuales elevan el consumo de agua.

- **PRESIÓN DE AGUA**

Esta se debe tomar en cuenta porque no solo aumenta el consumo, si no también se producen deterioros en las tuberías y válvulas por ser mayor el golpe de ariete, es así que la presión tiene dos efectos:

- a. Cuando la presión es de 15 a 30 metros, el consumo es mínimo.
- b. Cuando la presión es mayor el consumo aumenta debido a las filtraciones a través de los orificios que pueda existir en la red y que sabemos que crece con la potencia de  $3/2$  de la presión, el golpe de ariete es mayor y las válvulas sufren más. por consiguiente la ubicación de reservorio se hace en la parte más alta de los pueblos

debido a su topografía se tienen presiones altas en partes bajas, las cuales generan filtraciones a través de

• **CONSUMO INDUSTRIAL**

La presencia de industrias en la ciudad tiene un gran efecto sobre el consumo total. En el presente proyecto, la presencia de industrias en el distrito de Tarata es remota, e primer lugar por su situación geográfica desventajosa, falta de recursos económicos, materia prima y otros factores secundarios, dando lugar a un consumo industrial nulo.

Existe una variación de la demanda de consumo de agua en las diferentes localidades rurales de nuestro País, esto debido principalmente a que las costumbres, clima y las temperaturas determinan un comportamiento poblacional frente al consumo de agua.

Las dotaciones de agua para el consumo en el medio rural, según el ministerio de salud son:

**Cuadro N° 09**  
**Dotación de agua según consumo**

<b>DOTACION</b>	<b>Lt/hab/día</b>
Bebida	1
Preparacion de alimentos	8
Lavado de utensilios	8
Limpieza de aparatos sanitarios	10
Lavado de ropa	14
Aseo personal (ducha)	19
<b>TOTAL</b>	<b>60</b>

Fuente: Ministerio de Salud

Las normas generales para proyectos de abastecimiento de agua potable del Ministerio de Salud del año de 2011, indican que las dotaciones se estimarán mediante el siguiente cuadro:

**Cuadro N° 10**  
**Dotación por número de habitación**

<b>DOTACION (habitantes)</b>	<b>DOTACION Lt/hab/día</b>
500	60
500-1000	60-80

1000-2000                      80-100  
 Fuente: Ministerio de Salud

**Cuadro N° 11**  
**Dotación por región**

RIGION	DOTACION Lt/hab/día
Selva	70
Costa	60
Sierra	50

Fuente: Ministerio de Salud

**3.3.5.1 CAUDAL PROMEDIO**

El caudal promedio es la cantidad de agua que consume la población durante el lapso de un año, considerando una dotación de consumo en preparación de alimentos, aseo.

Se aplica la siguiente relación:

$$Consumo\ Promedio = \frac{Poblacion \times Dotacion}{86,400} Lt/seg$$

**3.3.5.2 CAUDAL MÁXIMO DIARIO (QMD)**

El consumo máximo diario se define como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días del año.

$$Qmd = K_1 \times Qp$$

El coeficiente de variación diaria es la relación entre el consumo total del día y el consumo promedio anual, que se puede expresar en la forma siguiente:

$$K_2 = \frac{Consumo\ Total\ del\ dia}{Consumo\ Promedio\ Anual}$$

**Cuadro N° 12**  
**Normas de diseño MINSA**

instrucciones Técnicos del MINSA	k1
Normas 1964	1.2 del Qp
Normas 1982	
Convencionales	1.20      A      1.50 Recomendable 1.30

No convencionales	Asumir Promedio (Qp) o caudal de rendimiento de la fuente (Qr)	Caudal
investigación MINSa	1.17 del Qp	

Fuente: Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano DS N° 031-2010-SA.

### 3.3.5.3 CAUDAL MÁXIMO HORARIO

Se define como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo, se considerará como el 100% del promedio diario (Qp). Para poblaciones concentradas o cercanas se recomienda tomar valores no superiores al 150%

$$Q_{md} = K_2 \times Q_p$$

El coeficiente de variación horaria es uno de los parámetros más inciertos, ya que es muy difícil de medir. En los sistemas que poseen macromedición y micromedición, es posible determinar los caudales máximos horarios

Es muy frecuente escoger valores muy altos para coeficientes de variación horaria y sucede que también se elijan valores muy bajos. Estos valores pueden incidir en el sobredimensionamiento o subdimensionamiento del sistema, que repercuten directamente en los costos de inversión.

El coeficiente de variación horaria viene a ser la relación del consumo en la hora de máximo consumo con el consumo promedio anual, que se expresa mediante la siguiente relación:

$$K_2 = \frac{\text{Consumo en la hora de máximo consumo}}{\text{Consumo Promedio Anual}}$$

De los instrumentos técnicos del MINSa se ha resumido los siguientes valores que son recomendables para sistemas de la región de la sierra.

**Cuadro N° 13**  
**Normas de diseño MINSa – Región sierra**

---

Instrumentos técnicos del MINSa    k2

---

Normas 1964

Población	
< de 1,000 habitantes	4
de 1,000 a 2000 habitantes	3
Normas 1982	
Para S.A.P.	1.30 Poblaciones dispersas y 1.50 poblaciones centrales
convencionales	
No convencionales	Asumir el Qr o Qp
Investigaciones MINSA	1.70 Para S.A.P. por gravedad

Fuente: Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano DS N° 031-2010-SA.

### 3.5. PLANTA DE TRATAMIENTO

De acuerdo a la metodología de la CEPIS (Programa Regional para la Promoción del Uso de Tecnologías Apropriadas en Saneamiento Básico), dependiendo de la calidad de la fuente de agua que va a abastecer al sistema de tratamiento, la planta de tratamiento, podría estar constituida sólo por un filtro lento o bien por una serie de procesos previos, cuyo propósito es acondicionar la calidad física del agua cruda para que el filtro lento pueda operar adecuadamente. Estos procesos son:

- Pre-sedimentador
- Sedimentador
- Prefiltro de grava y
- Filtro lento

La desinfección está sobreentendida en todos los casos.

**Cuadro N° 14**  
**Criterios de selección de los**  
**Procesos en función de la calidad de la fuente**

ALTERNATIVAS	LIMITES DE CALIDAD DE AGUA CRUDA ACEPTABLE		
	90% DEL TIEMPO	80% DEL TIEMPO	ESPORADICAMENTE
Filtro Lento (F.L.) Solamente	T <sub>0</sub> ≤ 50 UT C <sub>0</sub> ≤ 50 UC C.F. ≤ (10) 4/100ML	T <sub>0</sub> ≤ 20 UT C <sub>0</sub> ≤ 40 UC	To Max ≤ 100 UT

F.L. + prefiltro de grava (P.G.)	$T_{\square} \leq 100 \text{ UT}$ $C_{\square} \leq 60 \text{ UC}$ $C.F. \leq (10) 4/100\text{ML}$	$T_{\square} \leq 60 \text{ UT}$ $C_{\square} \leq 40 \text{ UC}$	To Max $\leq 150 \text{ UT}$
F.L. + P.G. + sedimentador (S).	$T_{\square} \leq 300 \text{ UT}$ $C_{\square} \leq 60 \text{ UC}$ $C.F. \leq (10) 4/100\text{ML}$	$T_{\square} \leq 200 \text{ UT}$ $C_{\square} \leq 40 \text{ UC}$	To Max $\leq 500 \text{ UT}$
F.L. + P.G. + S + Presedimentador.	$T_{\square} \leq 500 \text{ UT}$ $C_{\square} \leq 60 \text{ UC}$ $C.F. \leq (10) 4/100\text{ML}$	$T_{\square} \leq 200 \text{ UT}$ $C_{\square} \leq 40 \text{ UC}$	To Max $\leq 1000 \text{ UT}$

Fuente: HERNÁNDEZ MUÑOZ, A. 2000;

### 3.5.1. DESARENADORES:

El desarenador tiene por objeto separar del agua cruda: El arena y partículas en suspensión gruesa con el fin de evitar se produzcan depósitos en las obras de conducción, proteger las bombas de la abrasión, y evitar sobrecargas en los procesos posteriores de tratamiento. Esta unidad se puede dividir en cuatro partes o zonas con fines descriptivos.

**a. Zona de Entrada.**

Consistente en una transición que une el canal o tubería de llegada de la captación con la zona de sedimentación o desarenación. Tiene como función el conseguir una distribución más uniforme de las líneas de flujo dentro de la unidad, uniformizando a su vez la velocidad. Se consideran dos compuertas en la entrada para orientar el flujo hacia la unidad. o hacia el canal de by-pass durante la operación de limpieza.

**b. Zona de desarenación.**

La parte principal de la unidad consistente en un canal en el cual se realizan el proceso de depósito de partículas con pendiente en el fondo para facilitar la limpieza.

**c. Zona de salida.**

Conformada por un vertedero de rebose diseñado para mantener una velocidad que no altere el reposo de la arena sedimentada.

**d. Zona de depósito y eliminación de la arena sedimentada.**

Constituida por una tolva con pendiente de 10% para impulsar el deslizamiento de la arena hacia un canal, que facilita su salida a través de la compuerta de igual sección hacia la caja de desagüe.

#### 3.5.1.1 RECOMENDACIONES DE DISEÑO.

1. Cuando las partículas de arena a sedimentar se encuentran en tamaños comprendidos entre 0.01 y 0.1 cm, se utilizan la fórmula de Allen para el cálculo de la velocidad de

sedimentación.

$$V_s = 0.22 \left( \frac{\rho_s - \rho}{\rho} g \right)^{2/3} \left( \frac{d}{(\nu / \rho)^{1/3}} \right)$$

2. Cuando el tamaño de las partículas de arena es superior a 1.0 cm, se utilizará para el cálculo de la velocidad de sedimentación ( $V_s$ ) de la fórmula de Newton:

$$V_s = 1.82 \sqrt{\frac{d * g (\rho_s - \rho)}{\rho}}$$

3. Sólo cuando se tengan partículas de arena muy fina de tamaño menor a 0.01 cm, se utilizará para el cálculo de ( $V_s$ ) la fórmula de Stokes.

$$V_s = \frac{1}{8} g \frac{(\rho_s - \rho)}{\nu} d^2$$

Siendo:

d = Diámetro de la arena (cm).

u = Viscosidad del agua.

$\rho_s$  = Densidad de la arena.

$\rho$  = Densidad del agua.

g = aceleración de la gravedad.

4. La sedimentación de arena fina ( $d < 0.01$  cm) se efectúa en forma más eficiente en régimen laminar con valores de números de Reynolds menores de uno ( $Re < 1.0$ ). Las partículas de arena gruesa en cambio sedimentan mejor con valores de Reynolds entre 1 y 1,000 (régimen de transición), y la grava con valores de números de Reynolds mayores de 10,000 (régimen turbulento).
5. Para compensar turbulencias se recomienda calcular la longitud de la zona de sedimentación mediante la siguiente expresión.

$$L = 1.25 * H * V_h / V_s$$

6. Se recomienda relaciones Largo/profundidad como sigue:

$$5 < L / H < 20$$

7. El valor de la velocidad horizontal ( $V_h$ ) debe ser siempre menor que el de la velocidad de

arrastre ( $V_a$ ) correspondiente al determinado diámetro ( $d$ ) de arena que deseamos sedimentar.

$V_h = 0.5V_a$ , Siendo:

$$V_a = 125\sqrt{(\rho_s - \rho)d}$$

8. Se aconsejan los siguientes valores de ( $V_H$ ) por debajo de los cuales se minimiza la influencia de la velocidad de arrastre:

Arena fina →  $V_H = 16$  cm/s

Arena Gruesa →  $V_H = 21.6$  cm/s

9. Se recomienda la unión del canal o tubería de llegada al desagüe se efectúe mediante una transición, para asegurar la uniformidad de la velocidad en la sección transversal de la unidad, la cual influye enormemente en la eficiencia del proceso.
10. Esta transición debe tener un ángulo de divergencia suave no mayor de  $12\text{--}30'$  y de ser posible, sus paredes deben hacerse curvas siguiendo el flujo del agua.
11. La llegada del flujo del agua a la transición no debe proyectarse en curva por que la corriente tiende a desviarse hacia uno de los lados de la cámara produciéndose velocidades altas en estos puntos, que disminuyen la eficiencia de la unidad.
12. El uso de mallas o rejillas muy finas, al final de la transición para producir una mejor distribución de velocidad, puede dar lugar a efectos contraproducentes, cuando por descuido del personal de mantenimiento éstas se obstruyen.
13. En el cálculo de la longitud de la transición de entrada ( $L^1$ ) se recomienda usar la siguiente expresión:

$$L^1 = \frac{B - b}{2 \operatorname{tg} 12.5} = \frac{B - b}{0.40}$$

$b =$  Ancho del canal de llegada a la transición (m).

$B =$  Ancho de la zona de sedimentación de la unidad (m).

14. La velocidad de paso por el vertedero de salda debe ser muy pequeña para causar menor turbulencia y arrastre de material. Se indica que como máximo puede admitir  $V = 1$  m/s.
15. Se aconseja considerar un canal de By-pass para desviar el flujo mientras se efectúa el mantenimiento del desarenador.

### 3.5.2 SEDIMENTADORES:

Llamamos unidades pretratamiento, dentro de una planta de filtración lenta, a todas aquellas que

mediante procesos físicos y biológicos, acondicionan la turbiedad del agua dentro de los límites aceptables por un filtro lento. Se consideran dentro de esta clasificación los presedimentadores, sedimentadores, pre filtros gruesos o de grava y filtros gruesos.

La sedimentación es el proceso de separación de una o de un conjunto de partículas que se encuentran en suspensión en un fluido; las partículas no cambian en ningún momento sus características.

La sedimentación en el caso de plantas de tratamiento de agua, para el medio rural, retiene las partículas de un diámetro superior a 0.05 mm. acondicionando el agua para ser tratada en prefiltros o en filtros lentos.

Un sedimentador rectangular de flujo horizontal consta de:

**a. Zona de Entrada:**

Constituida por una estructura hidráulica de transición, que permite una distribución uniforme del flujo dentro del sedimentador. Esta estructura está compuesta por un vertedero y una pantalla con perforaciones (cortina de distribución).

**b. Zona de Sedimentación:**

Consta de un canal rectangular con volumen, longitud y condiciones de flujo adecuados para que sedimenten las partículas.

**c. Zona de Salida:**

Constituida por un vertedero, canaletas o tubos con perforaciones que tienen la finalidad de recolectar el efluente sin perturbar la sedimentación de las partículas depositadas.

**d. Zona de Recolección de lodos:**

Constituida por una tolva con capacidad para depositar los lodos sedimentados, y una tubería y válvula para su evacuación periódica.

### 3.5.2.1 RECOMENDACIONES DE DISEÑO:

1. Las unidades de sedimentación simple solamente son eficientes para remover partículas en suspensión, de tamaño superior a 0.05 mm.
2. Se recomienda determinar la velocidad de sedimentación ( $V_s$ ) y la eficiencia a obtenerse utilizando una columna de sedimentación. Se puede obtener valores aproximados mediante el procedimiento indicado.
3. Estas unidades trabajan en forma eficiente con turbiedades de hasta 1,000 UN; mayores valores crean interferencias en el proceso, disminuyendo su eficiencia. En estos caso se deberá incrementar el período de retención o diseñar un proceso para que tome el exceso de carga.

4. Establecida la carga superficial se determina el área utilizando el siguiente criterio:

$$A_s = Q / V_s$$

Las dimensiones del sedimentador deberán guardar la siguiente relación con las velocidades de sedimentación y de flujo.

$$L / H = V_h / V_s$$

Adicionalmente, para conseguir estabilizar el flujo, se deben guardar las siguientes relaciones entre las diversas dimensiones del sedimentador.

$$2.8 < L / B < 6$$

$$6 < L / H < 20$$

5. Se recomienda ubicar una pantalla perforada entre 0.60 a 1.00 m de distancia de la pared de entrada ( $L_1$ ). Los orificios más altos deben estar a  $1/5$  ó  $1/6$  de  $H$ , a partir de la superficie del agua, y los más bajos entre  $1/4$  y  $1/5$  de  $H$ , a partir de la superficie del fondo.
6. Se sugieren velocidades en los orificios no mayores de 0.10 a 0.15 m/s y el máximo número de perforaciones, con el objeto de minimizar la longitud de los chorros de agua que no creen perturbaciones dentro de la zona de sedimentación.
7. Se recomiendan velocidades horizontales menores de 0.55 cm/s para evitar arrastres de partículas.

$$V_{h_{cm/seg}} = \frac{100Q(m^3/seg)}{B(m) * H(m)}$$

8. Se recomienda dar a los orificios sección circular o cuadrada y aboquillarlos incrementando su sección en la dirección del flujo (15°) con la cual mejora el funcionamiento hidráulico.
9. Se sugiere considerar un diámetro mínimo de 8" para la tubería de evacuación de lodos.
10. Se recomienda diseñar la sección de la compuerta de evacuación mediante el siguiente criterio:

$$A_2 = \frac{A_s \sqrt{H}}{4850t}$$

Donde (t) es el tiempo de vaciado en horas y ( $A_2$ ) la sección de la compuerta.

11. Se sugiere dar al fondo de la unidad, pendientes de 5 a 10% para facilitar el deslizamiento del sedimento.
12. Se recomienda diseñar un vertedero de alivio que regule el caudal de agua a ser tratado en la unidad, evitando que éste se vea incrementado durante la operación, lo cual traería como consecuencia una disminución de la eficiencia remocional.

**Cuadro N° 15**  
**Parámetros para el diseño de sedimentador**

PARAMETROS	VALORES	SIMBOLOS
Tiempo de detención (h)	2 - 6	V/Q
Carga superficial (m/d)	2 - 10	Q/Q
Carga en el vertedero (m <sup>3</sup> /h por m)	3 - 10	Q/L H
Profundidad	1.5 - 2.5	L/B L/H
Relación Largo/Ancho	4 - 6	
Relación Largo/Profundidad	5 - 20	

Fuente: HERNÁNDEZ MUÑOZ, A. 2000; valores referenciales

### 3.5.3 PREFILTROS:

La prefiltración o baja velocidad utilizando filtros de grava para disminuir la carga de material en suspensión antes de la filtración lenta en arena fue una técnica utilizada en Europa y los Estados Unidos en el siglo pasado hasta principios del presente siglo.

Dichas plantas constaban de varias cámara de piedra de diámetro decreciente, en las cuales se retiene la materia en suspensión de tamaño mayor o menor, hasta partículas de un diámetro de 10 mm.

Esta tecnología fue sustituida paulatinamente por plantas de filtración rápida, con el uso intensivo de equipos, sustancias químicas y mano de obra especializada. Paradójicamente existe muy poca información técnica sobre este proceso, razón por la cual algunos organismos internacionales y nacionales tales como el CEPIS/OPS AIT-GTZ, EAWAC, IRCWD, han realizado estudios de investigación sobre la eficiencia y características de este proceso.

En la actualidad se han estudiado y se tiende a utilizar dos tipos de prefiltros.

- De Grava.
- De fibra sintética prefabricada, con o sin núcleo de plástico utilizando elementos comerciales prefabricados.

#### **3.5.4. COAGULACIÓN**

Los coagulantes se añaden al agua, para contribuir a la separación de las impurezas pequeñísimas o coloides que requieren una aglomeración previa para poder ser efectivamente separados por sedimentación y filtración.

Varias sustancias químicas agregadas al agua que contienen carbonatos y bicarbonatos de cal o de magnesia, forman compuestos algo gelatinosos, que actuando como coagulantes reúnen las materias finas en suspensión, agrupandolas en masas relativamente grandes que sedimentan rápidamente, privando al mismo tiempo al agua de color en gran proporción.

Para aumentar la velocidad de sedimentación y eliminar partículas muy finas en suspensión, se agrega coagulantes al agua.

Sin los coagulantes las partículas muy finas no se sedimentan debido a su elevada relación entre área de superficie y masa y por la presencia de cargas negativas en ellas. La velocidad a la cual las fuerzas de arrastre y de gravitación son iguales es muy baja y las cargas negativas en las partículas producen fuerzas electrostáticas de repulsión que tienden a mantener separadas las partículas y evitar la aglomeración.

Cuando se mezclan los coagulantes con el agua, introducen núcleos con fuerte carga positiva que atraen y neutralizan al material suspendido que tiene carga negativa.

Los compuestos de hierro y de aluminio son de uso común como coagulantes, debido a su fuerte carga iónica positiva. La alcalinidad del agua que se va a tratar debe ser lo bastante alta para que se forme un hidrato o hidróxido insolubles de estos metales. Estos flocúlos insolubles de hierro y aluminio, que se combinan entre si y con las otras partículas suspendidas, se precipitan cuando se forma un flocúlo de suficiente tamaño.

#### 3.5.4.1. PROCESO DE COAGULACIÓN.

Se realiza en tres formas diferentes:

- Adición de los coagulantes.
- Dispersión de los coagulantes (Mezcla rápida).
- Aglutinación de partículas (Mezcla lenta).

#### 3.5.4.2. ADICIÓN DE LOS COAGULANTES.

Los coagulantes, se pueden clasificar en:

- a. Los Polielectrolitos o ayudantes de coagulación
- b. Coagulantes metálicos

Ambos actúan como polímeros además de la carga eléctrica que poseen.

En los Polielectrolitos, las cadenas poliméricas se encuentran ya formadas y en las segundas recién se inician cuando están en contacto con el agua.

La sedimentación depende esencialmente del peso de las partículas a sedimentar y no de los coagulantes.

#### 3.5.4.3. COAGULANTES METÁLICOS.

Existen numerosos coagulantes metálicos, que los clasificaremos en tres tipos :

##### a. Coagulación con sales de Aluminio:

Son los que forman un floc ligeramente pesado dentro de ellas el mas conocido es el sulfato de Aluminio, que por su bajo costo y su manejo relativamente sencillo se usa con mayor frecuencia en las plantas de tratamiento de agua potable.

La sustancia química mas frecuentemente usada como coagulante es el sulfato de aluminio, el cual al ser introducido en el agua que contiene carbonatos o bicarbonatos de cal o de magnesia, se descompone; el ácido sulfúrico se combina con la cal o la magnesia para formar sulfatos; el bióxido de carbono es puesto en libertad y el hidróxido de aluminio forma un precipitado floculento que es el que actúa como coagulante por su naturaleza gelatinosa.

El sulfato de aluminio es un polvo de color marfil, ordinariamente hidratado, que con el almacenaje se convierte en terrones relativamente duros.

**b. Coagulación con sales de Hierro:**

Estas sales tienen ventaja sobre las anteriores en lo que respecta a:

- Forman un Floc mas pesado que las sales de aluminio.
- Mayor velocidad de almacenamiento.
- Trabajan con un rango de PH mucho mas amplio
- Se usan cuando los sulfatos de aluminio no producen una coagulación adecuada o cuando los sedimentadores están demasiado recargados y resulta económico aumentar el peso del floc.

Las sustancias más usadas, de las sales de hierro son: el cloruro férrico, sulfato férrico y sulfato ferroso.

**c. Otros Compuestos:**

Existen varios compuestos que pueden ser utilizados para coagular el agua, uno de los que aparecen mas promisorios es el Carbonato de Magnesio, que es una solución blanca que no se consigue en forma comercial pero puede producirse en la misma planta de tratamiento.

La suficiente cantidad de cal a un agua que contenga bicarbonato de magnesio, produce un precipitado de hidróxido de magnesio, el cual tiene características similares al hidróxido de aluminio.

**3.5.5. DOSIFICADORES:**

Son aquellos que sirven para realizar una dosificación continua y automática del compuesto a la cámara de solución, con lo que se hace que requiera poca mano de obra. Estos compuestos químicos pueden medirse en:

- Dosificadores en seco o en polvo
- Dosificadores en solución o líquido

**3.5.5.1. DOSIFICADORES EN SECO O EN POLVO:**

Pueden ser volumétricos y gravimétricos, en los primeros el polvo es colocado en una tolva alta, desde donde el material cae hasta un mecanismo de medida consistente en un disco giratorio, un tornillo sin fin u otro elemento que se desplaza con una velocidad prefijada variable a voluntad, arrastrando un cierto volumen de sólidos, vertiéndolos en una cámara de solución con agua, provista de un sistema de agitación.

En los dosificadores gravimétricos el polvo es dosificado por medio de una balanza que regula el peso del material que pasa y permite que una correa sin fin u otro mecanismo, lo vierta en la cámara de solución, desde donde fluye por mangueras y tubos hasta el punto de aplicación. Estos dosificadores son mas costosos que los volumétricos.

### **3.5.5.2. DOSIFICADORES EN SOLUCIÓN O LÍQUIDOS:**

Son menos costosos que los dosificadores anteriores. Requieren un menor número de piezas y son, por eso, más fácilmente reparables por un operador no entrenado.

Desgraciadamente la costumbre de las naciones no industrializadas de imitar a las mas industrializadas, a traído como consecuencia en algunos países de la región el uso indiscriminatorio de costosos equipos de dosificación en seco, cuyo mecanismo es desconocido por los operarios locales y su trabajo es por eso deficiente y pobre.

Esta dosificación puede hacerse de varias formas, generalmente se clasifican en sistemas por gravedad y en sistemas por bombeo.

### **3.5.5.3. POR GRAVEDAD.**

Consta de tres partes:

- a) Tanques en solución
- b) Tanque dosificador
- c) Elemento hidráulico de medida

En instalaciones pequeñas el tanque dosificador y el elemento hidráulico de medida pueden incluirse dentro del tanque en solución, haciendo un diseño integrado que por lo común resulta más económico.

#### **a. Tanques en solución:**

El mayor problema para almacenar o transportar coagulantes en solución concentrada, es la corrosión. Pudiendo ser construidos de asbesto cemento o concreto (siempre que estén protegidos con resinas asfálticas o a base de caucho). Cuando se usa materiales tales como: Cobre, bronce, estaño, hierro fundido son atacados con mas o menos rapidez. Por

tanto, llaves, tubos o accesorios de estos materiales no deben quedar en contacto permanente con la solución.

b. **Tanque dosificador por gravedad.** Los mas comunes son:

- **De orificio regulable.** Pueden ser:

Modelo Integrado: Estos pueden ser calibrados para que produzcan un flujo determinado.

Modelo Separado: Permite conservar el nivel constante en las cámaras centrales.

- **De Orificio fijo.**

Consiste en una casilla separada a nivel constante acoplado por una manguera al tanque de solución. También pueden ser de modelo separado e integrado.

#### 3.5.5.4. DISPERSIÓN DE LOS COAGULANTES

La dispersión de los coagulantes puede considerarse que progresa entres fases distintas que son conceptual y prácticamente diferentes.

**1ra Fase:** Hidrólisis de los iones de Al(III) y Fe(III), esta fase se realiza en un tiempo extremadamente corto, que ha sido estimado entre  $10^{-10}$  seg y  $10^{-3}$  seg.

**2da Fase:** Polimerización o reacción de los iones hidratos, para formar especies diméricas y poliméricas, se realiza en un tiempo que puede variar entre  $10^{-2}$  seg y 1 seg.

**3ra Fase:** Difusión de los compuestos formados y desestabilización de los coloides, varía entre  $8.5 * 10^{-5}$  segundos mínimo y  $2.4 * 10^{-4}$  segundos máximo.

Una vez desestabilizados los coloides empiezan a aglutinarse formando primero partículas, con diámetro inferior a una micra, luego estos núcleos se aglutinan en partículas mayores, y por último, se hidratan aumentando su volumen.

#### 3.5.6. FLOCULACIÓN

Proceso por el cual una sustancia dispersa coloidalmente se separa del líquido que lo contiene en forma de partículas discretas y no como masa continua, es decir se forman coágulos mayores.

En toda floculación se estudian tres aspectos característicos:

- a. La forma de producir la agitación.
- b. El gradiente de velocidad.
- c. El tiempo de retención.

La materia sólida en el floc representa el 2 - 11 % de su volumen, y el grado de hidratación depende del gradiente de velocidad que se comunique a la masa líquida, lo cual influencia el peso específico de las partículas formadas y su velocidad de asentamiento.

### 3.5.6.1. CONCENTRACIÓN VOLUMETRICA DE FLOC.

Es el volumen total del floc en un determinado volumen de agua se puede expresar en milímetros de floc por litro de agua, generalmente se emplea la Fórmula de Hudson:

$$A * V = \frac{\ln ( A_0 / A_t )}{G t} * A$$

La concentración de floc "V" es inversamente proporcional al gradiente de velocidad "G" y al tiempo de floculación "t".

$A_0$  = Concentración de las partículas que entran en la cámara de floculación

$A_t$  = Concentración de partículas que quedan sin flocular después del tiempo de retención nominal "t".

A = Colisiones efectivas o razón de adherencia. (STICKING RATIO)

HUDSON llegó a la conclusión de que la rapidez con que se aglutina el floc depende del volumen de este y no del número o tamaño de las partículas involucradas.

De allí es que es posible variar el volumen de floc, cambiando la energía que se le comunique a la masa líquida o el período de detención del floculador.

### 3.5.6.2 CLASIFICACIÓN DE LOS FLOCULADORES

Según el tipo de energía usada para producir la agitación, se pueden clasificarse en Hidráulicos y Mecánicos.

Los primeros según el sentido del flujo, se clasifican en Flujo Horizontal (Tabique intercalados), Vertical ( Tabique colocados arriba y abajo del tanque) y Helicoidal, y los segundos, así mismo en Reciprocantes (Paletas o cintas oscilantes) y Rotatorios (Paletas giratorias de eje horizontal y vertical).

Por lo general en Europa y Asia la floculación y sedimentación se realizan conjuntamente en unidades llamadas de contacto con sólidos. En cambio en Norte y Sudamérica, la floculación se realiza en una unidad separada.

#### a. FLOCULADORES HIDRÁULICOS:

Los floculadores hidráulicos derivan su energía para la agitación de la masa líquida, de la carga de velocidad que el flujo adquiere al escurrir por un conducto. Puede ser de tabiques o de flujo helicoidal (sacacorchos).

#### b. FLOCULADORES DE TABIQUES.

Consisten en tanques provistos de pantallas en las cuales el agua circula con una velocidad fija, produciendo cierta turbulencia en cada cambio de dirección del flujo.

En ambos casos se producen una pérdida de carga "hf":

- a. Por el cambio de dirección y turbulencia ( $h'$ )
- b. Por ensanchamiento y contracción de la sección ( $h''$ )
- c. Por la fricción en los tramos rectos ( $h_2$ )

La suma de estas pérdidas de carga constituyen la pérdida de carga total ( $hf$ )

En los floculadores de flujo horizontal  $h' + h'' = h_1$ , es proporcional a la carga de velocidad  $v^2/2g$ , así :

$$h_1 = kN (v^2/2g)$$

Donde:

k = Constante empírica (valor promedio 3.5), pero varía de 2 a 4 según la rugosidad de los tabiques, espaciamiento entre el extremo del tabique y la pared, temperatura, viscosidad del agua, forma de la punta de los tabiques (redondeados o cuadrados).

N = Número de tabiques

V = Velocidad promedio del flujo ,  $(v = Q/A = \text{Gasto} / \text{Sección transversal})$

Esta velocidad se suele variar entre 0.10 - 0.60 mts/seg. Algunos diseñadores suelen proyectar 2 ó 3 sectores, incrementandose el espaciamiento de los tabiques para producir una alta velocidad al principio (0.30 - 0.60 mt/seg) y baja al final (.10 - 0.20 mt/seg).

Velocidades altas (0.80 mt/seg) pueden romper el floc, mientras que las bajas (menores a 0.10 mt/seg) permiten la sedimentación de los lodos.

$$h_2 = sL = \frac{(v * n)^2 * L}{(R^{4/3})}$$

Donde:

s = Pendiente del canal

v = Velocidad (Q/A)

R = Radio hidráulico medio = (área / perímetro mojado)

n = Coeficiente de Manning que expresa rugosidad.

(n = 0.013 superficie de cemento; n = 0.012 Asbesto-cemento )

La pérdida de carga h1 es la que predomina y puede representar hasta el 70% de la pérdida total.

En los floculadores de flujo vertical (Up and Down Baffles), el espesor de la lámina de agua en la parte superior de los tabiques varía con la velocidad y el gasto y, por tanto, la pérdida

de carga no es función de  $v^2/2g$ , poseen la ventaja de ser más fáciles de limpiar, presentando iguales o mejores resultados.

Pero en plantas pequeñas (menores a 50 lts/seg) por razones estructurales es preferible los de flujo horizontal.

Los mas comunes son los de flujo horizontal y de flujo vertical. En los primeros, el flujo va y viene alrededor de los tabiques haciendo un giro de  $180^\circ$  al final de cada uno. En los segundos, el flujo sube y baja en condiciones similares.

### 3.5.6.3. DESVENTAJAS DE ESTOS FLOCULADORES

Se tiene las siguientes:

- a. Se produce mucho más pérdida de carga y por tanto gradiente de velocidad en los giros de  $180^\circ$  del flujo, que en los tramos rectos.
- b. Cuando los tabiques son fijos, la velocidad es constante para cada flujo. Si se cambia  $Q$ , la velocidad  $v$  cambia también.

Por tanto es conveniente disminuir la velocidad del agua en los giros de  $180^\circ$  para evitar la ruptura del floc.

Velocidades no mayores de 15 cm/seg son aconsejables así como el espaciamiento entre el extremo del tabique y el muro sea igual a 1.5 veces la separación entre tabiques.

Se recomienda el uso de tabiques móviles, para efectos de cambio de la sección y variaciones del gasto en la planta, sin que varíe la velocidad del flujo.

La longitud del canal necesario y por tanto el número de tabiques, es función de la velocidad del flujo y del tiempo de retención ( $L = v * t$ ) y no del gasto, el cual solo determina la sección (ancho-profundidad) del canal.

Estas limitaciones hicieron que países industrializados adoptaran el uso de floculadores mecánicos.

### 3.5.6.4 VENTAJAS DE LOS FLOCULADORES HIDRÁULICOS

Se tiene las siguientes:

- a. No tiene **corto circuitos**, ya que el período de retenido es casi igual al período de retención nominal.

- b. No tiene partes móviles de forma que su operación y mantenimiento son más simples que el de los equipos mecánicos.
- c. Si bien la pérdida de carga necesaria para producir un determinado gradiente de velocidad es mayor, no requiere consumo externo de energía.

Favorable cuando el flujo llega por gravedad a la planta.

### 3.5.7. DECANTACIÓN

Una vez floculada el agua, el problema radica en separar los sólidos del líquido. Esto se puede conseguir dejando sedimentar el agua o filtrándola o ejecutando ambos procesos consecutivamente que es lo común.

#### 3.5.7.1 SEPARACIÓN DE PARTÍCULAS POR SEDIMENTACIÓN

- a. Sedimentación de partículas discretas
- b. Sedimentación de partículas aglomerables

#### 3.5.7.1 SEDIMENTACIÓN DE PARTÍCULAS DISCRETAS EN UN LIQUIDO EN REPOSO

La velocidad de sedimentación de una partícula está dada por:

$$V_s = [ ( 2g / Cd ) * ( R_s - R ) / R * ( V / A ) ]^{1/2} , \text{ para cualquier forma}$$

$$V_s = [ ( 4g / 3Cd ) * ( R_s - R ) / R * ( d ) ]^{1/2} , \text{ para formas esféricas}$$

Dónde:

R = Densidad del líquido

R<sub>s</sub> = Densidad del sólido

V = Volumen de la partícula

A = Area transversal de la partícula

Cd = Coeficiente de fricción

Siendo;  $S_s = R_s / R$  -----Gravedad específica del sólido.

$$C_d = 24 / NR + 3 / ( NR )^{1/2} + 0.34 ; NR = V_s * d / R \text{ (Número de Reynolds)}$$

dónde:  $V_s$  = velocidad de sedimentación

d = diámetro

R = viscosidad cinemática

Existen tres casos:

- $V_s = [ g * ( S_s - 1 ) d^2 / 18 R ]^{1/2} ; [ ( C_d = 24 / NR )$ , en flujo laminar]

(Ec. Stokes).

- $V_s = [ 3.3 g ( S_s - 1 ) d ]^{1/2} ; [ ( C_d = 0.4 )$ , en flujo turbulento] (Ec. Newton).

- Se presenta inconvenientes, porque no se conoce  $V_s$ , para hallar NR y Cd, se soluciona empleando aproximaciones o en caso contrario se aplica principios gráficos.

### 3.5.7.3 SEDIMENTACIÓN DE PARTÍCULAS AGLOMERABLES

Fenómeno más complejo que el anterior, por cuanto la velocidad de asentamiento de las partículas no es constante, sino que se acrecienta con el tiempo.

**Clases:**

De baja velocidad de separación ( Horizontal - Vertical)

De alta velocidad de separación ( Pantallas - Celdas )

#### a. SEDIMENTADORES DE FLUJO HORIZONTAL

- ZONA DE SEDIMENTACIÓN

Factores que hay que tener en cuenta para su diseño

- Carga superficial

- Período de detención y profundidad

- Velocidad horizontal de escurrimiento y relación largo - profundidad
- Número de unidades

- **ZONA DE ENTRADA**

El propósito de esta zona es :

- Distribuir el afluente uniformemente
- Evitar chorros de agua, pues ocasionan movimientos rotacionales
- Disipar la energía que trae el agua
- Evitar altas velocidades que puedan perturbar los sedimentos del fondo.

Para la entrada, se deberá diseñar : Tabiques difusores y Canales de acceso.

- **ZONA DE SALIDA**

El tipo de estructura determina la mayor o menor proporción de partículas que pueden ser resuspendidas en el flujo.

**Estructuras de Salida**

- Vertedores de rebose
- Canletas de rebose
- Orificios

**Hidráulica de la Zona de Salida**

Cuando la salida se hace por orificios

$$Q = 4.43 C * A * R (Rh)$$

Dónde:

A = Area del orificio en m<sup>2</sup>

Rh = Pérdida de carga en el orificio o diferencia de nivel en mts.

C = Coeficiente que varía entre 0.6 y 0.8

## b. SEDIMENTADORES DE FLUJO VERTICAL Y MANTO DE LODOS

Un ejemplo de esta estructura es el llamado Tanque Dortmund, usado desde muchos años atrás.

### CLASIFICACIÓN.

1. Los de manto de lodos de suspensión hidráulica.
2. Los de manto de lodos de suspensión mecánica.

En los primeros las partículas de lodo quedan suspendidas debido a la fuerza de arrastre del agua, que asciende hasta las canaletas de salida.

En los segundos el sistema de agitación mecánica es el que produce la turbulencia necesaria para mantener cierta proporción de sólidos en suspensión.

## 3.5.8 FILTRACIÓN

El objetivo básico de la filtración es separar las partículas y microorganismos objetables, que no han quedado retenidos en los procesos de coagulación y sedimentación. En consecuencia el trabajo que realizan los filtros depende directamente de la mayor o menor eficiencia de los procesos preparatorios. La filtración puede efectuarse en muchas formas distintas; con baja carga superficial (filtros lentos) o con alta carga superficial (filtros rápidos), en medios porosos (pastas arcillosas, papel de filtro) o en medios granulares (arena, antracita, granate o combinados), con flujo ascendente de abajo hacia arriba o descendente de arriba hacia abajo y mixtos (parte ascendente y parte descendente). Por último, el filtro puede trabajar a presión o por gravedad, según sea la magnitud de la carga hidráulica que exista sobre el lecho filtrante.

### 3.5.8.1 MECANISMOS RESPONSABLES DE LA FILTRACIÓN

El agua, ya sea sedimentada o no, que entra a un filtro, contiene una variedad muy grande de partículas en suspensión. Su tamaño puede variar desde flóculos relativamente grandes de 1mm. de diámetro hasta coloides, bacterias y virus con tamaño inferiores a  $10^{-3}$  mm. Dentro de esta gama se puede encontrar partículas electro-positivas, electronegativas y neutras, o microflóculos con polímeros absorbidos. Todo este conjunto queda en mayor o

menor proporción retenido en el lecho filtrante, preferentemente adherido a la superficie de sus granos formando una película alrededor de ellos, cuya resistencia al esfuerzo cortante producido por la fuerza de arrastre del flujo, en función de la magnitud de las fuerzas que mantienen pegadas las partículas a cada elemento del medio granular. Si estas fuerzas son débiles, el floc será arrastrado por el flujo y penetrará cada vez más hondo, hasta que eventualmente aparecerá el efluente. Si son en cambio fuertes, el floc quedará retenido obstaculizando el paso del agua, temporalmente.

Resulta de aquí, que el mecanismo que transporta la materia en suspensión dentro del lecho filtrante y lo adhiere con mayor o menor eficiencia a él, tiene que ser distinto según sea el tamaño de las partículas, su densidad y las características electroquímicas que posea.

El floc grande, cuyo volumen es mayor que el de los poros del medio granular, queda removido por simple cernido en los intersticios del lecho; en cambio, el material finamente dividido, cuyo orden de magnitud es varias veces menor que el de los poros (las bacterias son hasta 100 veces menores que ellos), queda retenido debido a una variedad de fenómenos que describiremos luego, y que pueden actuar separada o simultáneamente y tener mayor o menor importancia, según el tipo de suspensión y lecho filtrante de que se trata.

Las partículas de menor diámetro que los poros del medio filtrante, entran libremente en el material granular, y tienen que atravesar una distancia relativamente grande antes de poderse adherir a los granos que forman dichos poros. El proceso de filtración por tanto, se puede considerar que ocurre en dos etapas distintas pero complementarias como lo sugiere O'Melia y Stumm (26): 1. Transporte de las partículas dentro de los poros, y 2. La de adherencia a los granos del medio.

Los mecanismos que realizan el transporte son: (a) Cernido, (b) Sedimentación, (c) Intercepción, (d) Difusión y (e) Impacto inercial.

La adherencia lo realizan: (a) Fuerza de Van der Waals, (b) Fuerza electroquímica y (c) Puente químico.

Cuál de ellos sea el que controla el proceso de filtración, ha sido asunto de largos debates. Es indudable que no todos necesariamente tienen que actuar al mismo tiempo, y que en algunos casos la contribución que uno o varios de ellos pueden hacer para retener el material suspendido, es quizás despreciable.

Pero hay que tener en cuenta que dada la complejidad del fenómeno, más de un mecanismo deberá de entrar en acción para transportar y adherir los diferentes tamaños de partículas al medio granular.

La filtración se realiza en instalaciones adecuadas, haciendo pasar el agua a través de una o más capas de arenas u otro material, convenientemente dispuestas. Se usan fundamentalmente dos tipos de filtros: El filtro Rápido o Americano y el filtro Lento o Inglés.

Este proceso consiste en la remoción de las partículas que no alcanzaron sedimentar (decantador), haciendo pasar el agua a través de un material poroso más utilizado es la arena sobre una capa de grava.

Los fenómenos que ocurren durante el proceso de filtración son los siguientes:

- a. La sedimentación de las partículas sobre los granos de arena.
- b. Una acción mecánica de la colada o cernido a través de los poros de las arenas.
- c. Una serie de complejos fenómenos ocasionados por la diferencia de cargas eléctricas entre los elementos encontrados, la temperatura del agua al atravesar la arena y por los microorganismos que se pueden desarrollar en la arena dependiendo de la velocidad del agua.

### **3.5.8.1 CLASES DE FILTROS.**

El diseño de los filtros permaneció sin variación durante más de 60 años. A partir de la última década, sin embargo fueron apareciendo algunos cambios importantes en los medios filtrantes y en los sistemas de control, sugeridos en años anteriores con carácter experimental pero que no habían llegado a generalizarse, hoy contamos con una mayor variedad en los procesos de filtración. Se podría enumerar no menos de diez tipos a saber.

#### **A. FILTROS CON FLUJO DESCENDENTE.**

Rápidos con lecho de un solo material.

- a) De arena sola.
- b) De antracita sola.

Rápidos con lechos múltiple.

- a) De antracita y arena.

- b) De antracita, arena y granate o ilmenita.

Lentos con lecho de un solo material

- a) De arena convencionales.
- b) De arena dinámicos.

#### **B. FILTROS CON FLUJO ASCENDENTE.**

- a) De alta carga superficial (rápidos).
- b) De baja carga superficial (lentos).

#### **3.5.8.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES**

Los materiales más empleados en el lecho filtrante, son:

##### **- ARENA.**

Diámetro debe ser menor de 2mm.

Dureza debe ser de 7 según la escala de Moh.

En su composición debe figurar un 1% como máximo de mica.

Peso específico relativo mayor de 2,6.

Solubilidad menor del 5%, esto en HCL al 40% durante 24 horas.

Pérdida por ignición : 0.7%

Tamaño efectivo : varía entre 0.4 y 0.7 ( 0.45 - 0.55 )

Coefficiente de uniformidad (c.u) : 1.5 - 1.7

##### **- ANTRACITA.**

Diámetro entre 0.6 - 1.8 mm, para lecho único.

Diámetro entre 0.8 - 1.4 mm, para lecho múltiple.

Dureza debe ser mayor o, igual de 3 mm.

Peso específico mayor de 1.55.

Otros materiales Gravedad específica o peso específico relativo:

- Granate = 4.20
- Ilmenita = 4.60
- Magnetita = 4.90
- Polistireno = 1.04

- **GRAVA.**

En la capa de soporte generalmente se utiliza grava que se coloca sobre el sistema de drenaje. Su espesor oscila entre 40 - 45 cm y su tamaño de partícula va desde 1/12" hasta 2".

**Cuadro N° 16**

**Profundidad de y tamaño de agregado para filtro**

LECHO	PROFUNDIDAD (cm)	TAMAÑO (pulg)
FONDO	15.0 - 12	2 - 1
PRIMERO	7.5 - 7	1 - 1/2
SEGUNDO	7.5 - 7	1/2 - 1/4
TERCERO	7.5 - 7	1/4 - 1/8
GRAVILLA	7.5 - 7	1/8 - 1/12

Fuente: reglamento nacional de edificaciones 2011

**a. Sistemas de drenaje.**

Tiene doble función: 1. Recolecta y extrae el agua filtrada y 2. Distribuye uniformemente el agua de lavado en el lecho filtrante.

Se pueden clasificar en tres tipos:

**b. Tuberías perforadas.**

- Para trabajo con grava; es decir, sobre la tubería va colocado directamente la grava y luego la arena.
- Para trabajos con bloques y grava (bloques Wagner) a los costados de la tubería se coloca bloques, encima grava y después arena.
- Para trabajos con boquillas, en la tubería perforada se ubica boquillas ( en la parte superior de la tubería).

**c. Falsos fondos.**

- Fondo Weeler.
- Fondo Leopold.
- Boquillas.
- Prefabricadas.

**d. Placas porosas.**

- Bloques permeables.

**CAPITULO IV.****RESULTADOS Y DISCUSIONES****4.1 CAPTACIÓN DEL AGUA**

Está la constituyen dos canales de concreto armado con una compuerta cada una, abiertas de tal manera que permiten una distribución equitativa del agua. Estos canales tienen una longitud aproximada de 8.00m y 0.70m de ancho. Su construcción se realizó en el año 2,008 por lo que las estructuras se encuentran en buen estado. Sin embargo la manipulación de las compuertas no es adecuada debido a que los pobladores de los sectores de riego Lupaja, Yunga y Ticaco las cierran produciendo el desabastecimiento de agua a la ciudad de Tarata, es por ello que se ha considerado proyectar una nueva captación, aguas arriba de la existente.

**Fotografía N° 01**

Captación de agua para la ciudad de Tarata.

**4.2 LÍNEA DE CONDUCCIÓN**

Esta tiene una longitud aproximada de 2,608m, con recorrido favorable a la topografía natural del terreno, de tubería PVC DN 110mm. A lo largo de su trazo se han construido 4 cámaras reductoras de presión y 2 válvulas de purga. Fue instalada en el año 2008 y actualmente se encuentra en buen estado.

Fotografía N° 02



Vista de cámara reductora de presión.

#### 4.3. ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE

El reservorio apoyado existente, tiene una capacidad de almacenamiento de 300 m<sup>3</sup>. Es de forma cúbica alargada, con una antigüedad de 10 años. Estructuralmente se encontraría en buen estado.

Fotografía N° 01

Vista de reservorio apoyado existente V=300m<sup>3</sup>.

#### 4.4. RED DE DISTRIBUCIÓN

La ciudad se alimenta mediante una línea de aducción de PVC de 6" de diámetro que distribuye el agua a través de una red de tuberías de diámetro de 6", 4", 2" de PVC que se fueron

rehabilitadas entre los años 2006 y 2011, según información proporcionada por el operador ya que información de planos físicos o digitales no disponen.

El sistema de distribución de agua potable cuenta con 05 válvulas reductoras de presión, es por ello que no presenta problemas en su distribución.

Actualmente existe una cobertura del 70%, el resto se abastece mediante acarreo, conexión del vecino, manantiales o pozos artesanales.

#### 4.5 POBLACION ACTUAL Y FUTURA

Para determinar la población de diseño, se ha considerado como información básica, los datos proporcionados por el INEI. Donde se observa un decrecimiento poblacional en los censos, incluyendo a los correspondientes al año 1,993 y 2,007; esto quizás debido a las migraciones hacia Tacna y otras ciudades de la costa por las oportunidades de empleo y estudios que brindan las empresas ubicadas en estas ciudades. Siendo la proyección del INEI al 30 de Junio del 2,012, una población de 3,506 habitantes.

Siendo que las tasas de crecimiento poblacional distrital y también la provincial son negativas (-0.02%) y que trabajar con estas involucraría diseñar estructuras para cubrir una demanda menor a la actual, se ha previsto emplear la tasa de crecimiento departamental, con el fin de asegurar una oferta del servicio de agua potable para una población mayor a la actual, previniendo que la situación actual cambie en sentido inverso y se incremente la población.

**Tabla N° 01**  
**Población Según censo Distrito Tarata**

<b>AÑO</b>	<b>POBLACION</b>
1,993	4,099
2,007	3,586

Fuente: INEI – censo nacionales 2007: XI de población y VI vivienda

**Tabla N° 02**  
**Población según censo departamento de Tacna**

<b>AÑO</b>	<b>POBLACION</b>
1,972	95,444
1,981	143,085

1,993	218,353
2,007	288,781

Fuente: INEI – censo nacionales 2007: XI de población y VI vivienda

La fórmula de cálculo poblacional empleada fue la de tipo geométrica y la tasa de crecimiento poblacional elegida fue la hallada del cálculo de los dos últimos censos poblacionales (2.02%), debido a que empleando las combinaciones con tres y cuatro valores de censos los resultados eran mayores y consideramos emplear el menor valor de estos, tal como se muestra en el cuadro siguiente:

**a. Método Geométrico**

**Tabla N° 03**  
**Población según Censo Departamento De Tacna**

<b>CENSO (Año)</b>	<b>POBLACION (Habitantes)</b>
1,972	95,444
1,981	143,085
1,993	218,353
2,007	288,781

Fuente: INEI – censo nacionales 2007: XI de población y VI vivienda

Con base en las consideraciones antes descritas, 3,506 habitantes al año 2,012, tasa de crecimiento poblacional 2.00% anual y empleando la fórmula geométrica de cálculo poblacional, se obtuvo el siguiente cuadro de crecimiento:

**Tabla N° 04**  
**Población proyectado 20 Años**

<b>N°</b>	<b>AÑOS</b>	<b>POBLACION</b>
0	2012.00	3506.00
1	2013.00	3577.00
2	2014.00	3649.00
3	2015.00	3722.00
4	2016.00	3798.00

5	2017.00	3874.00
6	2018.00	3952.00
7	2019.00	4032.00
8	2020.00	4113.00
9	2021.00	4196.00
10	2022.00	4281.00
11	2023.00	4367.00
12	2024.00	4455.00
13	2025.00	4545.00
14	2026.00	4637.00
15	2027.00	4730.00
16	2028.00	4826.00
17	2029.00	4923.00
18	2030.00	5022.00
19	2031.00	5124.00
20	2032.00	5227.00

Fuente : elaboración propia

#### 4.6 DEMANDA.

##### 4.6.1 DOTACIÓN Y CAUDALES DE DISEÑO.

##### 4.6.1.1 CAUDAL DE CONSUMO DOMESTICO

Considerando la variación de la demanda de consumo de agua en las diferentes localidades urbanas se asignan las dotaciones en base al número de habitantes.

Tabla N° 05

“Dotación por número de habitantes”

POBLACION (Hab)	DOTACION (l/hab/día)	
	CLIMA	
	FRIO	TEMPLADO Y CALIDO
2,000 - 10,000	120	9
10,000 - 50,000	150	200
50,000 a más	200	250

Fuente: reglamento nacional edificaciones 2011

Por otro lado, el reglamento nacional de edificaciones del año 2006 en la Norma técnica “OS.100-consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria”, menciona que las dotaciones serán de 120 l/hab/día, para poblaciones de 2,000 – 10,000 ubicados en climas fríos

$$Q_{domestico} = Poblacion\ futura \times\ dotacion \left(\frac{lt}{dia}\right)$$

$$Q_{domestico} = 5227 \times 120(lt/dia)$$

$$Q_{domestico} = 627240 (lt/dia)$$

#### 4.6.1.2 CAUDAL DE CONSUMO PUBLICO

Para el cálculo del consumo público se consideró el reglamento nacional de edificaciones del año 2011 en la Norma técnica “OS.100-consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria”

Tabla N° 06

“Dotación para los establecimientos publicos”

N°	Establecimiento	Dotación	Cantidad	Dotación Lt/día	Dotación Lt/seg
1	Cementerio	2 lt/m2	2000	4000	0.05
2	Plaza de Armas	2 lt/m2	200	400	0.00
3	Policía	60 lt/efec	8	480	0.01
4	Municipalidad	7 lt/m2	1000	7000	0.08
5	Escuela	50 lt/alum	600	30000	0.35
6	Instituto	50 lt/alum	380	19000	0.22
7	Parque	2 lt/m2	1200	2400	0.03
8	Albergue	25 lt/m2	780	19500	0.23
9	Colegio	50 lt/alum	500	25000	0.29
10	Posta medica y el ESSALUD	500 lt/dormitorio	10	4000	0.05
<b>TOTAL</b>				<b>111780</b>	<b>1.29</b>

Fuente: reglamento nacional de edificaciones 2011

### 4.6.1.3 DOTACIÓN PRECIPITA

Se define como el resultado de una estimación del consumo Per-cápita para la población futura del periodo de diseño, expresada en litros por segundos.

$$Q_{total} = Q_{domestico} + Q_{publicoc}$$

$$Q_{total} = 739020(lt/dia)$$

$$Q_{medio} = \frac{Q_{tota}}{86400} (lt/seg)$$

$$Q_{medio} = \frac{739020}{86400} (lt/seg)$$

$$Q_m = \frac{Q_{tota}}{86400} (lt/seg)$$

$$Q_m = 9.00 (lt/seg)$$

Para hallar el caudal Per-cápita real la cual será proyectada es:

$$Q_{percapita} = \frac{Q_{total}}{Poblacion Futura} (lt/seg)$$

$$Q_{percapita} = 141 (lt /dia /pob)$$

#### Desperdicios:

Los desperdicios de agua son se da en el momento de la distribución y se tiene compensar las pérdidas en la captación, el desperdicio se considera un 5% más del caudal total.

Consumo Doméstico=	<b>627240</b>		lt/día
Consumo Otros usos=	<b>111780</b>		lt/día
TOTAL=	<b>739020</b>		lt/día
Entonces:	<b>739020</b>	→	<b>95%</b>
	<b>X</b>	→	<b>100%</b>
	<b>X =</b>		<b>777916</b> lt/día
Luego Desperdicios =	<b>(743020-782126) =</b>		<b>38896</b>

#### 4.6.1.4 CAUDAL PROMEDIO DIARIO

Se define como el caudal promedio que se consume durante el día:

$$Q_{promedio\ diaria} = 9.00 \text{ (lt /seg)}$$

#### 4.6.1.5 CAUDAL MÁXIMO DIARIO

Para el presente trabajo se tomará en consideración los siguientes valores:

$$K1 = 1.30 \text{ } Pf > 8000$$

$$K1 = 1.40 \text{ } Pf < 8000$$

$$QMD = K_1 \times Q_{PD}$$

$$QMD = 13 \text{ Lt / seg}$$

#### 4.6.1.6 CAUDAL MÁXIMO HORARIO.

El consumo máximo horario se define como la hora de máximo consumo del día, valor que se tomara para el dimensionamiento de la planta de tratamiento de agua potable.

$$K2 = 2.5 \quad 2,000 - 10,000$$

$$K2 = 1.8 \quad > 10,000$$

$$QMH = K_2 \times Q_{PD}$$

$$QMD = 32 \text{ Lt / seg}$$

### 4.3 CALIDAD DE AGUA

#### 4.3.1 MICROBIOLÓGICOS

Las Especificaciones dadas por DIGESA para agua de consumo, en la NTS N° 071 - MINSA/ DIGESA -V.01 Norma sanitaria que establece los criterios microbiológicos de calidad sanitaria e inocuidad para los alimentos y bebidas de consumo humano XVI.4 Agua y hielo para consumo humano. Los valores < 2.2 y >1.8 indican ausencia de microorganismos en ensayo.

Tablas N° 07

**Resultados de análisis microbiológicos**

N°	Análisis Microbiológico	Muestra 1208336	Agua de Consumo (DIGESA)
1	Recuento de heterótrofos (UFC/ml)	30 x10	50 x 10
2	Enumeración de coliformes totales (NMP/100ml)	17	< 2.2
3	Enumeración de coliformes fecales (NMP/100ml)	< 1.8	< 2.2
4	Enumeración de Escherichia coli (NMP/100ml)	< 1.8	< 2.2

Fuente: universidad nacional de la molina

**4.3.2 CALIDAD DE ÓRGANO LEPTITA**

Según el análisis físico químico del agua de tienes las siguiente muestras, podemos observar que el PH no está encuentra dentro del parámetros que DIGESA propone.

**Tabla N°08**  
**Resultados de calidad organoléptica**

N°	PARÁMETROS	UNIDAD DE MEDIDA	MUESTRA	AGUA DE CONSUMO (DIGESA)
1	Turbiedad	NTU	5	5
2	PH		6.39	6.5 A 8.5
3	Hierro	mg Fe L-1	0.28	0.3
4	Cobre	mg Cu L-1	< 0.035	2
5	Manganeso	mg Mn L-1	0.04	0,4
6	Zinc	mg Zn L-1	< 0.012	3,0
7	Sulfato	mg SO4 = L-1	21.95	250
8	Cloruros	mg Cl - L-1 mg CaCO3 L-	6.54	250
9	Dureza total	1	46.08	500
10	Sodio	mg Na L-1	13.7	200

Fuente: elaboración propia.

**4.3.3 CALIDAD QUÍMICOS INORGÁNICOS Y ORGÁNICOS**

Todos los resultados se encuentran dentro de los parámetros de DIGESA.

Tabla N° 09

## Resultados de químicos inorgánicos y orgánicos

N°	PARAMENTROS INORGANICOS	UNIDAD MEDIDA	DE MUESTRA	AGUA CONSUMO (DIGESA)	DE
1	Plomo	mg Pb L-1	< 0.3	0,010	
2	Cadmio	mg Cd L-1	< 0.012	0,003	
3	Boro	mg B L-1	0.24	1,500	
4	Magnesio	mg MgL-1	3.6	30 - 100	
5	alcalinidad total	mg CaCO3 L-1	45.21	100	
6	Nitratos	mg NO3 L-1	0.03	50	

Fuente: elaboración propia.

## 4.4 ANÁLISIS DE LA OFERTA

La oferta de agua potable actual para la ciudad de Tarata es variable debido a la captación con que cuenta a veces es cerrada por los agricultores para llevar más agua por el canal que usan para riego. La capacidad del canal es de 2 m<sup>3</sup>/seg. Sin embargo de acuerdo a un aforo realizado a las 11:52am del día 4 Agosto del 2,012, determinamos que el caudal promedio captado para el consumo de la población es de 20.47 L/s. entonces la oferta es de 20.47 L/s

Tabla N°10

## Aforo por el método de flotador:

AFORO PTAP - TARATA			
Área mojada (m <sup>2</sup> )	0.05		
Long. (m)	3.00		
Tiempo (s)	Velocidad (m/s)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Caudal (L/s)
7.96	0.38	0.018088	18.09
6.8	0.44	0.020944	20.94
6.1	0.49	0.023324	23.32
7.26	0.41	0.019516	19.52
			20.47

Fuente: elaboración propia.

Además Según el estudio hidrológico realizado, los resultados obtenidos de la simulación hidrológica indican que la disponibilidad hídrica promedio mensual en la captación Irabalaco es de 0,898 m<sup>3</sup>/s, con un caudal máximo promedio mensual de 3,729 m<sup>3</sup>/s.

#### 4.5. BALANCE ENTRE OFERTA Y DEMANDA

La oferta es mayor a lo requerido (demanda), nos permitirá atender la demanda futura hasta los 20 años, durante todo el horizonte de proyecto, tanto en fuente como en almacenamiento de agua potable:

**Tabla N° 11**  
**Balance oferta – demanda para 20 años**

año 20	Oferta actual (lps)	Demanda proyectada (lps)	Superávit (lps)
20	20.47	13	7.47

Fuente: elaboración propia.

#### 4.6. OBRAS DE INGENIERÍA PROYECTADA.

##### 4.6.1 CAPTACIÓN

La ciudad de Tarata, se abastece mediante la captación de agua construida en el canal de regadío Irabalaco, cuya capacidad de conducción es de 2m<sup>3</sup>/s, que proviene de la represa Jarumas I, que juega un papel importante en el manejo y distribución del agua en la provincia de Tarata y que por su ubicación estratégica esta fuente regula el sistema de riego de toda la cuenca del río Sama siendo también beneficiarios los pueblos que están ubicados en las riveras del río, Pístala, Chucatamani, Tala, Londoniza, Chipispaya, Coropuru, Sambalaya Coruca, Sama, Inclán y las Yaras; que en toda su extensión agrícola; tienen una población aproximada de 15,000 habitantes.

##### Calculo hidráulico de la captación

Para dimensionar la captación se utiliza el programa Hcanales, consideramos que la tubería trabajara al 75% de capacidad y no trabajara a presión sino como un canal cerrado.

$$V = \frac{1}{n} \times S^{1/2} \times R^{2/3}$$

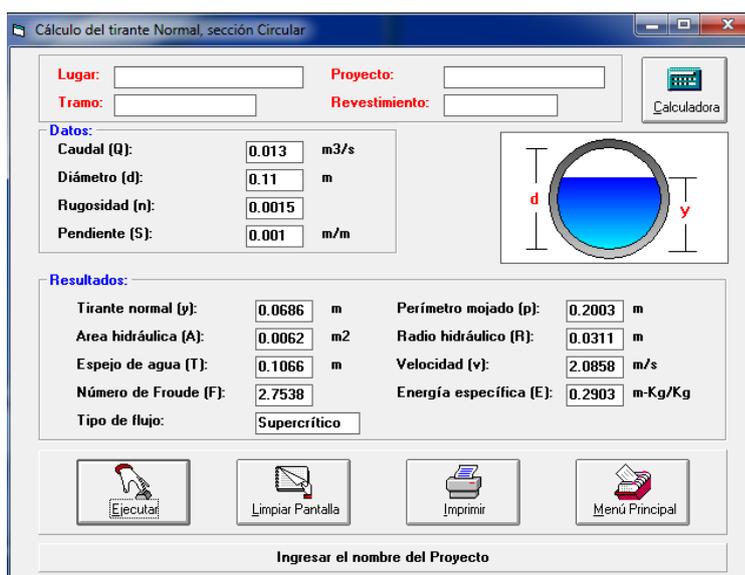
Donde:

- V = velocidad media
- N = coeficiente de rugosidad
- S = pendiente del canal m/m
- R = radio hidráulico en m ( $R = A/P$ )
- A = área de la sección transversal del canal en m<sup>2</sup>
- P = perímetro mojado en m

Datos:

- Q<sub>diseño</sub> = 13 l/se = 0.013 m<sup>3</sup>/seg.
- N = 0.0015
- D = 110 mm = 0.11 m
- S = 1.0 %

**Figura N °04**  
**Resultados de Hcanales.**



Fuente: elaboración propia. (con el programa hcanales)

#### 4.6.2 DISEÑO DEL DESARENADOR

El desarenador tiene por objeto separar del agua cruda: El arena y partículas en suspensión gruesa con el fin de evitar se produzcan depósitos en las obras de conducción, evitar sobrecargas en los procesos posteriores de tratamiento.

Datos:

$Q_{\text{máx diario}} = 13 \text{ lt/seg.} = 0.013 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$T = 17 \text{ }^\circ\text{C}$

Viscosidad del (agua) =  $1.081 \times 10^{-2} \text{ cm/seg.}$

diametro diseño =  $0.48 \text{ mm.} = 0.048 \text{ cm.}$

$\mu$  Relativo de los sólidos = 2.6

\*\* Verificación del Flujo

**Para flujo laminar Reynolds (Re) < 1**

Cálculo de la velocidad de sedimentación: Para el cálculo de la velocidad de sedimentación, aplicaremos la Ley de Stokes, que es aplicable para partículas inferiores a 0.085 mm. con mayor eficiencia hasta partículas  $\phi = 0.01 \text{ cm.}$  luego tendremos:

Por Stokes:

$$V_s = \frac{(s - 1) \times g \times D^2}{18\mu}$$

Donde:

$s = \text{Gravedad específica} = 2.60$

$g = 9.81 \text{ m/seg}^2 \text{ (gravedad)}$

$D = \text{diámetro de diseño} = 0.048 \text{ cm.}$

$\mu = \text{viscosidad cinemática del agua} = 1.081 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg.}$

Reemplazando tenemos:

$$V_s = \frac{(2.6 - 1) \times 9.81 \times 0.048^2}{18 \times 1.081 \times 10^{-2}} \text{ cm / seg}$$

$$V_s = 18.58 \text{ cm / seg}$$

Adoptamos el valor  $v_s = 18.58 \text{ cm/seg.}$

Verificación del Re:

Sabemos que:

$$Re = \frac{V_s \times D}{\mu}$$

Reemplazando:

$$Re = \frac{18.58 \times 0.048}{1.081 \times 10^{-2}}$$

$$Re = 82.577$$

Luego:

$Re > 1$  (No es flujo laminar)

Para flujo de transición:  $1 < Re < 2000$ , por lo que no podemos utilizar Stokes, entonces utilizaremos la ecuación de ALLEN.

$$C_D = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34 \dots \dots \dots (1)$$

$$Re = \frac{V_s \times D}{\mu} \dots \dots \dots (2)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{4g(s - 1)d}{3C_d}} \dots \dots \dots (3)$$

**Cálculo de  $v_s$ :**

Trabajamos en un flujo en régimen de transición:  $1 < Re < 2000$

$T^\circ = 18 \text{ }^\circ\text{C}$

$S = 2.60$  (Peso específico relativo)

$\mu = 1.081 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg.}$  (Viscosidad cinemática)

$Re = 4.4403 \times V_s$  Reemplazando esta expresión en (1) tenemos:

$$Cd = \frac{6.5}{4.4403 \times Vs} + \frac{1.561}{\sqrt{4.4403 \times Vs}} + 0.34 \dots\dots\dots (4)$$

Luego reemplazamos (4) en (3)

$$Vs \times \sqrt{\frac{6.5}{4.524 \times Vs} + \frac{1.561}{\sqrt{4.524 \times Vs}} + 0.34} = 0 \dots\dots\dots (5)$$

Resolviendo la ecuación (5) obtenemos:

**Vs = 8.892 cm/seg**

**Re = 52.442**

**Cálculo del Coeficiente de Arrastre:**

s = gravedad específica = 2.60

g = 981 cm/seg

D = 0.048 cm

C<sub>D</sub> = coeficiente de descarga

$$C_D = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34$$

$$C_D = \frac{24}{52.443} + \frac{3}{\sqrt{52.443}} + 0.34$$

$$C_D = 1.212$$

- **Cálculo de la velocidad de arrastre**

$$V_a = 125\sqrt{(s - 1)D} \text{ (cm / seg)}$$

$$V_a = 125\sqrt{(2.6 - 1)0.048} \text{ (cm / seg)}$$

$$V_a = 36.64 \text{ (cm / seg)}$$

- **Cálculo de la velocidad horizontal**

$$V_h = f \times V_a \text{ (cm / seg)}$$

Dónde:  $v_a$  = velocidad de arrastre (cm/seg)

$$f = 1/2 \text{ (Por tratamiento físico)}$$

Reemplazando:

$$V_h = 0.5 \times (161 \sqrt{d} \text{ (cm / seg)})$$

$$V_h = 0.5 \times (161 \sqrt{0.048} \text{ (cm / seg)})$$

$$V_h = 17.63 \text{ (cm / seg)}$$

Entonces:  $V_h = 17.636 \text{ cm/seg.} = 0.1763 \text{ m/seg.}$  (OK. Cumple  $V_h < 21.60 \text{ cm/sg.}$   
Para arenas gruesas.)

#### - Cálculo de la sección transversal

Consideremos:

$d$  = Diámetro de las partículas. Régimen en transición

$v_s$  = velocidad de sedimentación.

$v_h$  = velocidad horizontal (de entrada).

$L$  = Longitud.

$B$  = ancho.

$A_t$  = Área transversal.

$A_s$  = Área superficial.

$$A_t = \frac{Q_{max} d}{V_h}$$

Donde:

$Q_{máx d}$  = caudal máximo diario: 13 lt/seg.

Reemplazando:

$$A_t = \frac{Q_D}{V_h} = \frac{0.013 \text{ m}^3}{0.1763}$$

$$A_t = 0.0737m^2$$

- Cálculo de la sección superficial

$$\frac{V_h}{V_s} = \frac{A_s}{A_t} = \frac{P \times a}{L \times a} = \frac{\text{Area superficial}}{\text{Area transversal}}$$

$$A_s = \frac{V_h A_t}{V_s}$$

Reemplazando datos tenemos:

$$A_s = \frac{0.1763 \times 0.0737}{8.892/100}$$

$$A_s = 0.14612 \text{ m}^2$$

Con las áreas antes calculadas, encontramos las dimensiones del sedimentador, dándonos algunos valores para "a", como se observa a continuación:

- **Determinación de las dimensiones del desarenador**

Considerando que B > 0.6 m. y L/P= (5.00 - 20.00)

Tabla N° 12

Dimensionamiento del desarenador

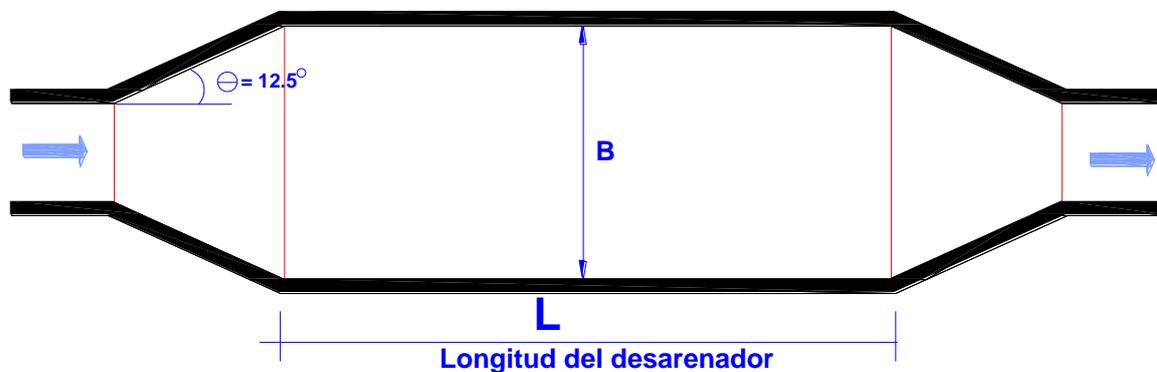
Ancho B(m)	Largo	Profundidad	Relación
	L=As/B	H=P=At/B	L/P
0.60	0.500	0.414	1.207
0.80	0.375	0.552	0.679
<b>0.90</b>	<b>0.333</b>	<b>0.621</b>	<b>0.536</b>
1.00	0.300	0.690	0.434
1.20	0.250	0.828	0.301

Fuente: RODRÍGUEZ RUÍZ Pedro, 2001

Largo = 0.33 = 0.35 m.

Ancho = 0.90 = 0.90 m.

Prof. = 0.621 = 0.65 m.



**Zona de lodos:**

Se sabe que:  $V_s = (Q \times T_s \times C) / g_s$

$$V_s = \frac{Q \times T_s \times C}{g_s}$$

Donde:

Q = Caudal de demanda

Ts = Tiempo que se requiere para limpiar la estructura

C = Caudal de sólidos (estudio) = 0,014 Kg / m<sup>2</sup>

gs = Peso específico de las arenas = 2670 Kg / m<sup>3</sup>

Ts para una limpieza semanal (seg) = 604800 7 dias

$$V_s = \frac{0.13 \times 604800 \times 0.014}{2670}$$

$$V_s = \frac{0.013 \times 604800 \times 0.014}{2670}$$

$$V_s = 0.0412 \text{ m}^3 \text{ a la semana}$$

Para una limpieza mensual tenemos que el volumen de sólidos es:

$$V_s = 4 \times 0,0412 = 0.165 \text{ m}^3$$

$$V_s = L \times a \times P'$$

$$P' = V_s / (L \times a)$$

$$P' = 1.0 \text{ m}$$

$$HT = P + P' = 1.80 \text{ m}$$

**Cálculo de Pendientes:**

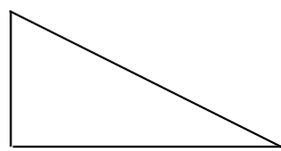
Cálculo de S1

$$(P - Y) = 0,54$$

S1 =

3%

$$LT1 = 1,5$$



Cálculo de S2

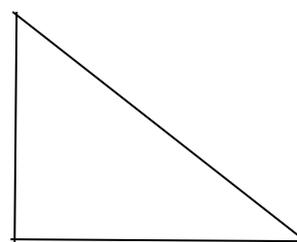
$$P' = 1,0$$

S1 =

40%

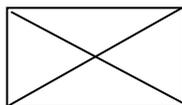
L =

$$0,35$$



**DISEÑO DEL CANAL DE LIMPIA DEL DESARENADOR Y DE LA COMPUERTA DE FONDO**

**COMPUERTA DE LIMPIA:**



a = 0,20 m.

**b = 0,25 m**

Caudal máximo de salida, se calculará como un orificio;

$C_d = 0.60$  (Contracción completa)

$$Q_s = C_d \times a \times b \times (2 \times g \times H)^{1/2}$$

$$Q_s = 0.6 \times 0.20 \times 0.25 \times (2 \times 9.81 \times 0.85)^{1/2}$$

$$Q_s = 0.122 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cálculo del canal de limpia con máxima eficiencia hidráulica:

$b = 2y$

Donde:

$$A_h = 2y \times y = Y^2$$

$$P_m = 2y + 2y = 4y$$

$$R_h = (2y^2/4y) = y/2$$

Remplazando en manning:

$$Q_s = \frac{A_H R_H^{(2/3)} S^{(1/2)}}{n}$$

Donde:

$S = 2\%$

$n = 0,014$  concreto.

Luego reemplazando datos tenemos:

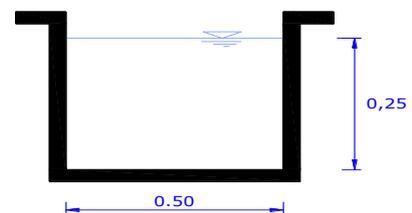
$$Y = 0.227 \text{ m.}$$

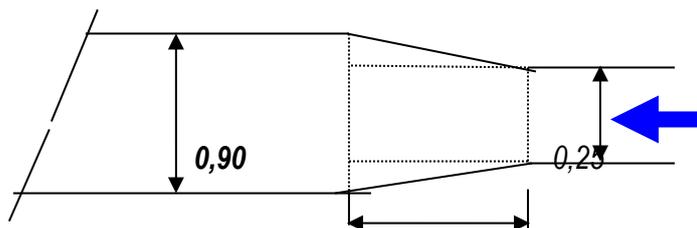
Luego: **b = 0.50 m.**

Cálculo de la velocidad:  $V = Q/A$

$$V = 0.123 / (0.25 \times 0.50) \quad V = 0.98 \text{ m/s. OK}$$

**Cálculo de la Longitud de transición**





**LT1**

$\theta$  = ángulo de transición (óptimo  $12^\circ 30'$ )

$b$  = ancho canal = 0.25 m.

$B$  = ancho del desarenador: 0.90 mts.

$(B-b)/2$ : ancho de un lado de la transición:

LT1 = Longitud de transición = ?

$$\tan \theta = ((B-b)/2)/LT1$$

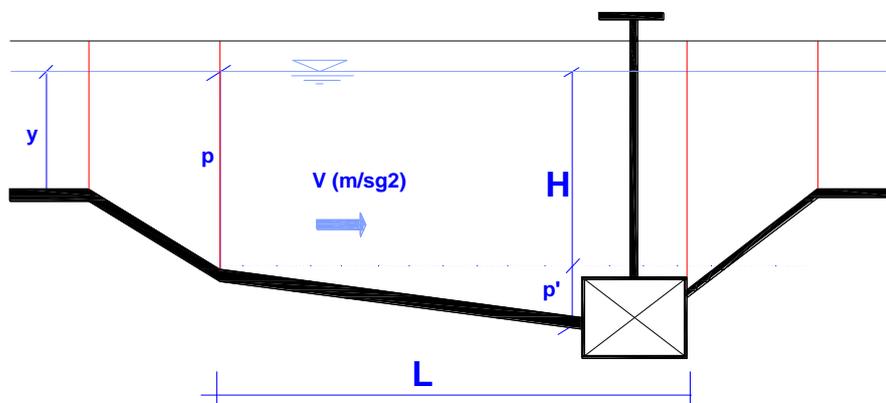
$$LT1 = (\tan \theta)^{-1} (B-b)/2$$

$$LT1 = 0.325 (\tan 12^\circ 30')^{-1}$$

$$LT1 = 1.46 \text{ m.}$$

$$LT1 = 1.50 \text{ mts.}$$

Luego, en perfil:



#### 4.6.3 DISEÑO DEL RESERVORIOS

Para el almacenamiento de agua cruda, actualmente se cuenta con un reservorio.

$$Q_m = 1089.08 \text{ M}^3$$

$$V = Q_m \times 25\% = 1089.08 \times 0.25 = 272.27 \text{ m}^3$$

Dimensionamiento del reservorio

Datos:

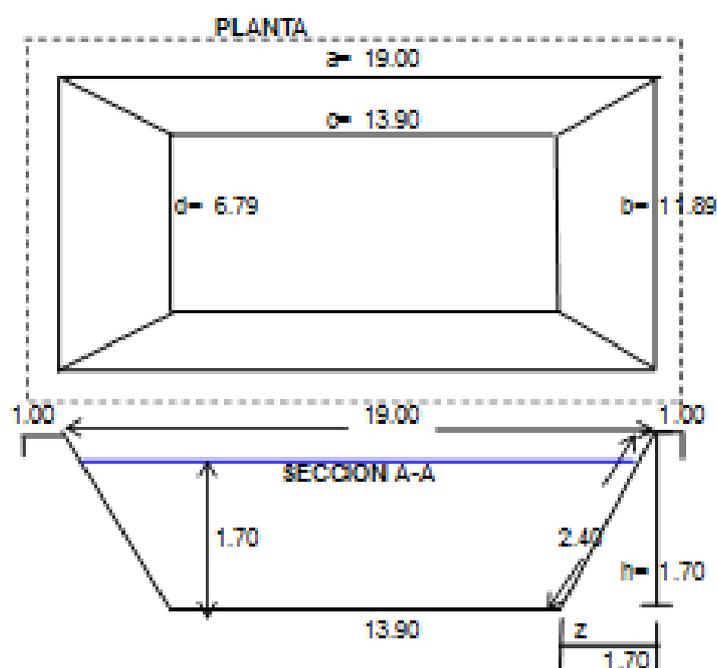
$$\text{Altura } h: 1.70 \text{ m}$$

$$\text{Largo } a: 19.00 \text{ m}$$

$$\text{Ancho } b: 11.89 \text{ m}$$

$$C = a - 3h = 13.90 \text{ m}$$

$$D = b - 3h = 6.79 \text{ m}$$



**4.6.4. DOSIFICACIÓN:**

- 1) Empleando una dosificación máxima de 75 p.p.m. La cantidad máxima de Kg de sulfato de aluminio en 24 horas es:

$$C = \frac{13 \times 86400 \times 75}{10^6}$$

**C = 84.24 Kg de Al<sub>2</sub>(SO<sub>4</sub>)<sub>3</sub>/24 horas**

- 2) Con la cantidad diaria máxima ha aplicar, se hace la solución, empleando una solución concentrada al 10%, la cantidad de litros de solución diarios será.

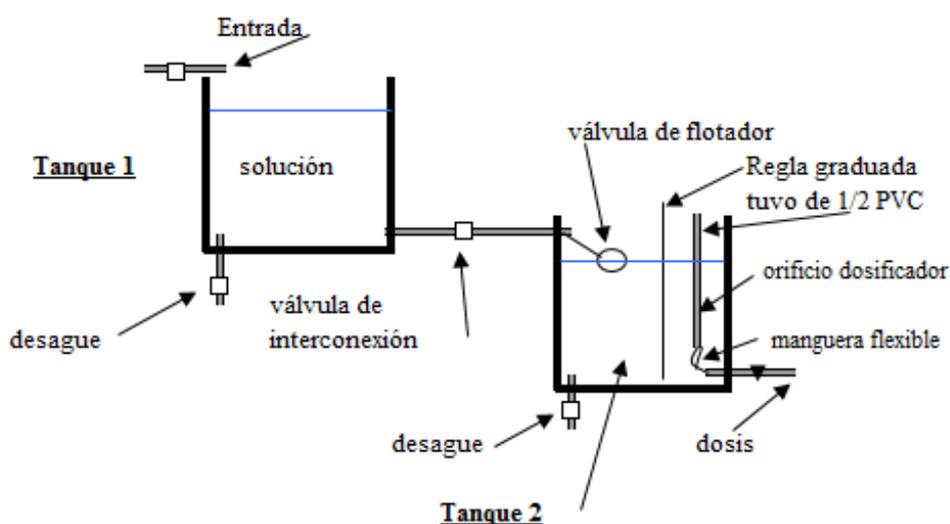
**q = 362,88 / 0,10 =**

**842.40 Lts de sol. / 24 horas**

- 3) El equipo dosificador, que será de orificio fijo , con flotador, deberá tener una capacidad de: **=35.1 Lit / hr**
- 4) Por lo tanto el tanque, se solución deberá tener una capacidad mínima de mil (1000 Lit), para dosificar durante 8 horas; esto quiere decir que se tendrá que preparar solución de sulfato de aluminio 1 veces diarias.

**Figura N° 05**

**Diagrama del dosificador**

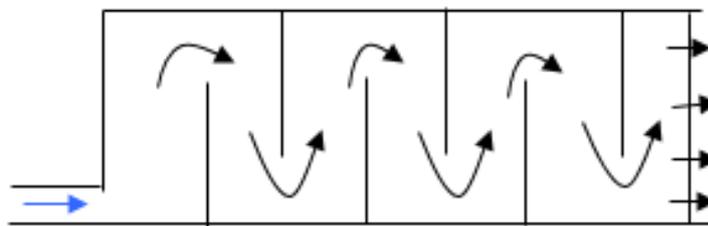


**Fuente: Elaboración propia**

#### 4.6.5. FLOCULADOR HIDRÁULICO:

Dato: floculador horizontal

**Figura N° 06**  
**floculador hidráulico.**



Fuente: elaboración propia

\*\* Capacidad:

Considerare que existe dos sistemas con las mismos condiciones los cuales se diseñaran con la mitad del caudal por repartirse los caudales

$$\text{Caudal } Q = 0.007 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

$$\text{Tiempo de retención: } T = 8 \text{ min (asumido)}$$

Para obtener una mejor eficiencia en la floculación emplearemos 2 tramos

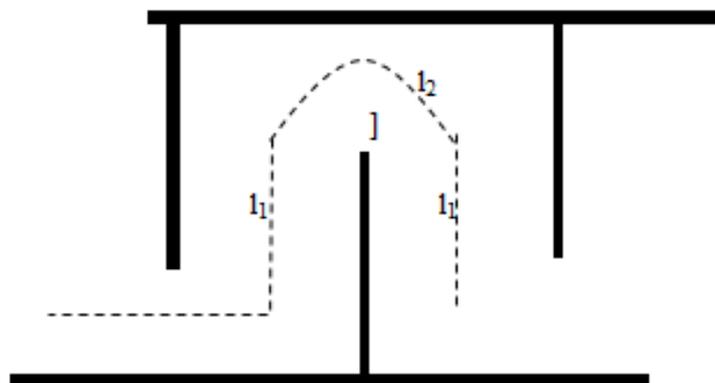
1er tramo =	T1 =	8	minutos
2do tramo=	T 2=	8	minutos

Con velocidad de en los tramo:

1er tramo =	V1 =	0.20	m/seg
2do tramo=	V2 =	0.20	m/seg

\*\* Las longitudes de los canales será:

Figura N° 07  
Longitud de las canaletas



Fuente: elaboración propia

$$L1 = V1 \cdot T1 \quad L1 = 96 \quad \text{metros}$$

$$L2 = V2 \cdot T2 \quad L2 = 96 \quad \text{metros}$$

**\*\* Las secciones de los canales serán:**

$$A1 = Q/V1 \quad A1 = 0.033 \quad \text{m}^2$$

$$A2 = Q / V2 \quad A2 = 0.033 \quad \text{m}^2$$

**\*\* Para encontrar el espaciamiento de los canales adoptaremos:**

- 1) Tabiques planos de asbesto cemento de 1,20 \* 2,40 m.
- 2) Borde libre 0.15 metros
- 3) Profundidad del canal h = 1.20 metros.

Luego:

$$a1 = A1/h \quad a1 = 0.03 \quad \text{metros}$$

$$a2 = A2/h \quad a2 = 0.03 \quad \text{metros}$$

**\*\* Los espaciamientos entre la punta del tabique y la pared en cada zona serán:**

$$d1 = 1,5 \cdot a1 \quad d1 = 0.04 \quad \text{metros}$$

$$d2 = 1,5 \cdot a2 \quad d2 = 0.04 \quad \text{metros}$$

**\*\* El ancho del tanque será:**

$$L1' = 2,4 + d1 \quad L1' = 2.44 \quad 2.6 \quad \text{metros}$$

$$L2' = 2,4 + d2 \quad L2' = 2.44 \quad 2.6 \quad \text{metros}$$

**\*\* Número de tabiques:**

$$N1 = L1/L1' \quad N1 = 37$$

$$N2 = L2/L2' \quad N2 = 37$$

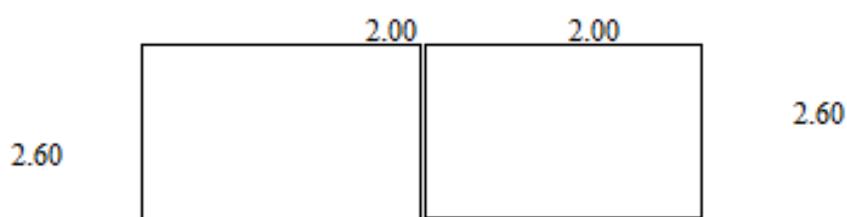
**\*\* Encontramos el largo del floculador:**

1er tramo; $N1 \cdot a1 + N1/100$	1er tramo = 1.37	2	Metros
2do tramo; $N2 \cdot a2 + N2/100$	2do tramo = 1.37	2	Metros

**\*\*\* Las dimensiones del floculador incluyendo el espesor de los tabiques (1 cm) será:**

Figura N° 07

Dimensionamiento del floculador



Fuente: elaboración propia

**\*\* Los valores de las pérdidas de carga, se calcula de acuerdo a la siguiente tabla:**

Para los tramos 1 y 2 respectivamente;

**con:**

$$r1 = 0.175 \quad \text{m.}$$

r<sub>2</sub> = 0.212 m.  
 n = 0.014  
 m = 0.01081 cm<sup>2</sup>/seg (coeficiente de viscosidad cinetica)

Tabla N° 13

Valores de pérdida de carga

V (cm/seg)	V <sup>2</sup> /2g (cm)	h <sub>1</sub> = 3NV <sup>2</sup> /2g	s = (Vn) <sup>2</sup> /r <sup>2/3</sup>	h <sub>2</sub> = s*L (cm)	hf (cm)
1er Tramo					
20	0.204	22.61	0.01163	2.84	25.44
2do tramo					
20	0.204	22.61	0.01024	2.50	25.10

Fuente: elaboración propia

\* La potencia disipada y el gradiente son:

$$P = \frac{g \times hf}{T_o}$$

P1 = 53.01 gr\*cm/seg.Lit

P2 = 52.30 gr\*cm/seg.Lit

$$G = \left(\frac{P}{U}\right)^{\frac{1}{2}}$$

G1 = 69.99 seg<sup>-1</sup>

G2 = 69.56 seg<sup>-1</sup>

ok

$$20 \text{ seg}^{-1} < G < 70 \text{ seg}^{-1}$$

Nota. El otro floculador del sistema paralelo tendrá iguales condiciones y dimensiones por trabajar con los mismos caudales, y suponer condiciones de funcionamiento similares.

4.6.6. DECANTACION

Escogemos, por criterio, un diámetro de diseño d = 0.1 mm., y un S = 1.5 ; que son valores supuestos, en la realidad se propone modelos y condiciones similares a las que van a estar

sujetos, y en laboratorio se determinan estos parámetros correspondientes a un coágulo (aglutinante y material sólido) que se forma en el floculador.

Temperatura del agua (t) = 17 °C

Diametro de la partícula  $\Phi = 0.01$  cm.

Viscosidad cinemática:  $\nu = 1.081 \cdot 10^{-2}$  cm<sup>2</sup>/seg

Peso específico de los sólidos: "S" = 2.60

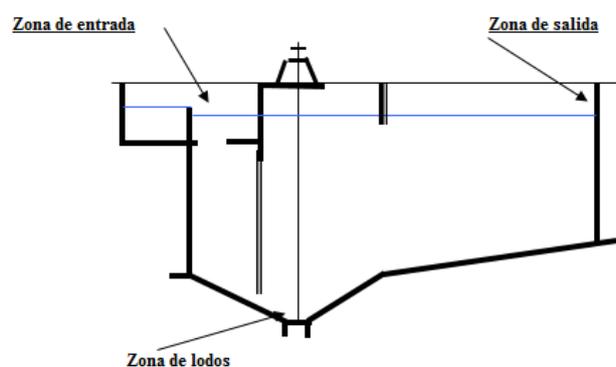
QD = 0.013 m<sup>3</sup>/sg.

1,3,- Número de Unidades:

Por efectos de funcionamiento de la Planta de Tratamiento, se optó por diseñar una unidades de decantación por cada sistema:

Figura N° 08

Decantador



Fuente elaboración propio

**A.- Diseño de la zona de sedimentación:****\*Aplicando Stokes:**

$$V_s = \frac{((S - 1)g \times d_2)}{18 \times n}$$

$$V_s = 0.81 \quad \text{cm / seg}$$

**Hallamos Reynolds:**

$$R_e = \frac{V_s \times d}{n}$$

$$R_e = 0.75 \quad \text{OK.}$$

Calculada la velocidad de sedimentación, se determina la zona de sedimentación a base de la velocidad de arrastre, la cual constituirá la velocidad máxima teórica que podría permitirse la velocidad horizontal:

$$V_a = 161 \times d^{1/2}$$

$$V_a = 16.10 \quad \text{cm/seg}$$

Asumiendo un factor de seguridad de 1/2 obtenemos la velocidad horizontal "Vh":

$$V_h = 8.05 \quad \text{cm/seg}$$

**Calculamos Coeficiente de arrastre "cd":**

$$C_d = \frac{24}{R_e}$$

$$C_d = 32.16$$

**Dimensionamiento:****\*\* Sección perpendicular al flujo "At"**

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

As = 1.61 m<sup>2</sup>

Donde:

\*\*\* Dimensionamiento de la zona de sedimentación Además debemos verificar que el valor mínimo recomendable para "P" debe ser 30 cm

Tabla N° 14

Dimensionamiento de la zona de sedimentación

Ancho (m) a (asumido)	Largo (m) L = As/a	Profundidad P = At /a	Relación L/p	Relación a/p
0.5	3.22	0.32	9.98	1.55
0.6	2.69	0.27	9.98	2.23
<b>0.7</b>	<b>2.30</b>	<b>0.23</b>	<b>9.98</b>	<b>3.03</b>
0.8	2.01	0.20	9.98	3.96
0.9	1.79	0.18	9.98	5.02
1.0	1.61	0.16	9.98	6.19
1.4	1.15	0.12	9.98	12.14
1.5	1.07	0.11	9.98	13.93
1.6	1.01	0.10	9.98	15.85
1.7	0.95	0.09	9.98	17.90
1.8	0.90	0.09	9.98	20.06

Fuente: elaboración propia

Se adoptarán las siguientes dimensiones:

Largo: L =3.20 m

Ancho: a =0.70

Profundidad: P =0.40 m

Tiempo de retención:

$$t = \frac{L}{V_a}$$

t = 19.9 seg  
t = 0.33 min

Además sabemos que AREA:

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

$$A = 0.081 \quad m^2$$

Preveendo un área adicional, por funcionamiento y una altura libre de 30 cm.

$$A_{TOTAL} = A \times 2$$

**Cálculo del número de placas.**

Carga superficial actual

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

Q=	1123.2	m <sup>3</sup> /día
A =	1.12	m <sup>2</sup>
q =	1002.86	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día

Calculo de el área de sedimentación

⊙	=	1	radianes =	(angulo de inclinación=60°)
Sc =		1.38	(constante crítica de un sedimentador cuadrado =11/8)	
			(longitud de placas)	
l =		0.60		
e =		0.05	(espaciamiento entre placas)	
L =	l/e =	12		

$$A = \frac{Q Sc}{q(\text{Sen } \theta + L \cos \theta)}$$

$$A = 0.1631$$

El ancho del tanque es de: 1.4 m, habría que cubrir con placas de asbesto cemento con una longitud de:

$$l = \frac{A}{a}$$

Longitud = 0.12 m

Número de placas

$$N = \frac{\text{longitud}}{e + 1}$$

N= 3 placas

b) Zona de entrada:

**Estará compuesta por un tabique difusor, con las características siguientes:**

Profundidad : 0.70            Metros  
 Ancho        ;    0.70            metros  
 Caudal        :    13            Lt / seg

**Gradiente de velocidad de la última cámara de floculación:**

G =                            70            seg<sup>-1</sup>

Temperatura =            17            °C

**Tabla N° 15**

**Diámetros de orificio, el caudal que pasa por estos y la velocidad de flujo.**

DIAMETRO (cm)	Q POR ORIFICIO (Lit / seg)	VELOCIDAD (cm / seg)	NUMERO DE ORIFICIOS
5	0.33	16	39
6	0.51	17	25
8	1.12	19	12
10	1.76	21	7
12	2.75	23	5

Fuente: RODRÍGUEZ RUIZ Pedro, 2001

Como:  $H_{total} = p + 10\% l$ , tenemos

$$H_t = 0.72 \text{ m}$$

Entonces:

$$h/4 = 0.18$$

$$h/5 = 0.14$$

$$h/6 = 0.12$$

\*\*Si no hay renovación mecánica de lodos, entonces los Orificios más bajo. Deberán estar comprendidos entre  $h/5$  y  $h/4$

$$0,14 \leq h_i \leq 0.18$$

Adoptamos:  $h_i = 0.15$  metros

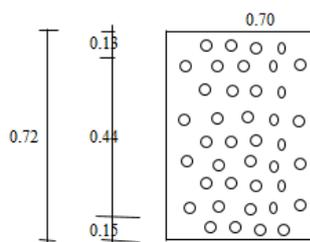
\*\*Orificios más altos: Deberán estar comprendidos entre  $h/5$  y  $h/6$

$$0,12 \leq h_e \leq 0,14$$

Adoptamos:  $h_e = 0.13$  metros

**Figura N° 09**

**Orificios del filtro**



Fuente: Elaboración Propia

Número de orificios y separación:

Optamos por 25 orificios de 8 cm de diámetro, separados:

-números orificios verticales = 4

-números orificios horizontal. =5

Separación Verticalmente = 0.1 cm

Separación Horizontalmente = 0.1 cm

**c) Zona de salida:**

Está compuesto por vetederos de pared delgada, un canal de salida y un deflector de viento.

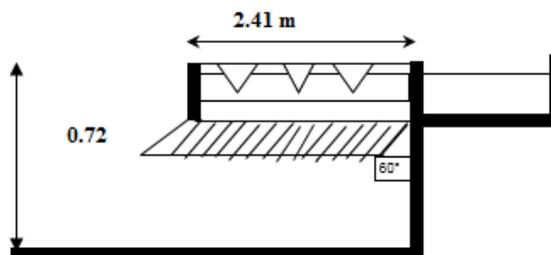
**Tabla N°16**

**Calculo de los vertederos**

Fuente: elaboración propia

**Figura N° 09**

**Zona de salida**



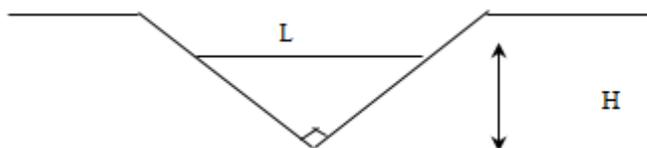
Fuente: elaboración propio

**\*\* Diseño del vertedero triangular:**

**Figura N° 10**

H asumido (m)	Q vertedero	Número de Vertederos	Calculo de L/H
0.025	0.00014	95.327	96.40
0.050	0.00077	16.852	48.20
0.075	0.00213	6.115	32.13
0.100	0.00436	2.979	24.10
0.125	0.00762	1.705	19.28

**Vertedero triangular**



Fuente: elaboración propio

Para vertederos triangulares que tienen ángulo recto es aproximadamente:

$$Q = 1.38^{2.50} H^3$$

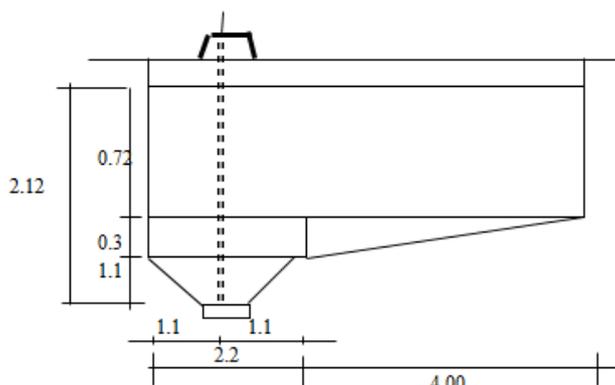
Luego el h a utilizar es de 0.075 m utilizando 9 vertederos

**d) Zona de lodos:**

Con las dimensiones ya definidas se puede hacer el metrado respectivo para la evacuación de lodos.

**Figura N° 11**

**Decantador, zona de lodos**



Fuente: elaboración propio

**Volumen de lodos**

$$VL = \{ [(2,2 \times 1,1)/2] + (2,2 \times 0,30) + (0,3 \times 4,00)/2 \} \times 1$$

$$VL = 4.17 \text{ m}^3$$

**Volumen total a evacuar:**

$$VT = 4.17 + ((4+2,2) \times 0,72 \times 0,7)$$

$$VT = 7.3 \text{ m}^3$$

**\*\* Válvula de limpieza del Sedimentador:**

Para la limpieza se abrieron las compuertas del canal by-pass ingresando un caudal igual al del canal de ingreso, por lo que no se necesitará mangueras de limpieza.

Para un tiempo de vaciado de 120 minutos = 2 horas  $H = 2.12$

$$Q_{Descarga} = Q + \frac{V_{LOD}}{T}$$

$$Q \text{ descarga} = 0.014 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

**Además:**

$$Q = C_d A (2gH)^{1/2}$$

$$A = 0.003 \text{ m}^2$$

Como la evacuación se hará por tubería, entonces:

$$A = \frac{\pi (D)^2}{4}$$

$$D = 0.07 \text{ metros}$$

$$D = 2.60 \text{ metros}$$

**4.6.7. FILTRACIÓN**

Se optó por el diseño de filtros rápidos con lecho mixto. Con las características siguientes:

Lecho		ARENA, ANTRACITA.
Caudal	Q =	0.013 m <sup>3</sup> /seg
Capacidad	C =	1123.2 m <sup>3</sup> /día

Velocidad de infiltración  $V = 0.46$  cm/sg,  
Carga superficial de filtración:  $397.44$   $m^3 / m^2 / día$

a) Área de Filtros

$$At = 1123.2 / 397,44 = 2.8 \quad m^2$$

El sistema de lavado es de cada unidad filtración será con el agua proveniente de otros filtros

Se optará por 2 unidades filtrantes:

Área por unidad:

$$Au = \frac{At}{2}$$

$$At = 1.4 \text{ m}^2$$

**Dimensiones:**

ANCHO = 1.0 metros

Largo = 1.4 metros

b) Lecho filtrante:

**ARENA:**

\* Uniforme  $Cu = 1.6$

\* Diámetro efectivo:  $E = 0.5$

( No más del 1% debe ser mayor de 2mm o menor de 0,3 mm)

\* Peso específico:  $Se = 2.65$

\* Profundidad:  $P = 25$  cm

**ANTRACITA:**

\* Uniforme  $Cu = 1.12$

\* Diámetro efectivo:  $E = 1.2$

\* Peso específico:  $Se = 1.65$

\* Profundidad:  $P = 50$  cm

**GRAVA:**

\* Peso específico: Se = 2.65  
 \* Profundidad: P = 40 cm

Tabla N°16

## Tamaño y ubicación de capas de grava

LECHO	PROFUNDIDAD (cm)	TAMAÑO (pulgadas)
FONDO	10	1 - 1 1/2
PRIMERO	8	1/2 - 3/4
SEGUNDO	8	1/4 - 1/2
TERCERO	8	1/8 - 3/16
GRAVILLA	8	1/12 - 2/22

Fuente: elaboración propia

Con un porcentaje de 2% de agua usada para el lavado se obtiene una carrera filtrante de 32 horas

\*Carga superficial de filtración: 397,44 m<sup>3</sup> /m<sup>2</sup> / día

**c) Lavado de filtro:**

\* Tipo de lavado: Por sistema de válvulas con agua aprovechada de otros filtros, trabajando en paralelo.

\* Rata de lavado 300 Lt /min / m<sup>2</sup>  
 \* Tiempo de lavado. 8 minutos  
 \* Porcentaje de expansión del lecho filtrante

**Para arena** Expansión: 25%

$$h \text{ arena} = 20 \times 0,30 = 6.0$$

$$hT \text{ arena} = 26 \text{ Cm}$$

**Para antracita:** Expansión: 30%

$$h \text{ antracita} = 0,5 \times 0,3 = 15.0$$

$$hT \text{ antracita} = 65 \text{ Cm}$$

Altura total desde el lecho hasta el borde de la canaleta

$$H = 65 + 26 = 91 \text{ cm}$$

\*\* Sistema de recolección del agua de lavado:

Se hará dos canaleta rectangular: colocada al centro del filtro

\* Area del filtro  $A = 1,00 \text{ m}^2$

\* Gasto del lavado

$$QL = 300 * A \quad QL = 300 \quad \text{Lt / min}$$

$$QL = 0,65 * w * ho^{3/2}$$

Para  $ho = 25 \text{ cm}$  ( con borde libre  $35 \text{ cm}$ )

$$w = 4 \text{ cm}$$

\* **Gasto del lavado**

$$QL = 300 * A \quad QL = 780 \quad \text{Lt / min}$$

$$QL = 0.013 \quad \text{m}^3/\text{seg}$$

$$Q = Cd A ( 2 g H)^{1/2}$$

$$A = 0.003 \quad \text{m}^2$$

**Como la evacuación se hará por tubería, entonces:**

$$A = p D^2 / 4$$

$$D = 0.06 \text{ metros}$$

$$D = 2 \text{ metros}$$

\*\* **Perdidas de carga:**

**a) Lecho Filtrante.****\* ARENA**

$$hf = 0,90 * \text{espesor lecho}$$

$$hf = 0.225 \quad \text{m.}$$

**\* GRAVA**

la perdida de carga del lecho completo de 40 cm. De altura de grava es:  $hf = 0.085$

**b) EN LOS DRENES.**

Son los tipos de falso fondo con viguetas prefabricadas para un caudal de lavado de 1980 lt/sg. Se tiene  $hf = 0,20$  m,

$$\text{luego: } hf1 = (0,225+0,085+0,20)$$

$$hf1 = 0.51 \text{ metros}$$

**c) PRESIÓN PARA LAVADO.**

\* Perdida de carga en drenes  $hf = 0,20$  m

\* Perdida de carga en medio granular suspendido  $hf = 0,40$  m

$$Hf2 = 0.60 \text{ metros}$$

Por lo general se calcula un gasto por encima del 20% al 40% del gasto teóricamente para lavado. Para expansión del 25% el lecho alcanzaría:

$$Hf3 = 0.60 \text{ metros}$$

\*\* \*Altura total del filtro:

$$H_{\text{total}} = BL + H_{\text{fil}} + H_{\text{exp}} + H_{\text{can}} + F_{\text{filt}}$$

$$H_{\text{total}} = 35 + 115 + 51 + 60 + 60$$

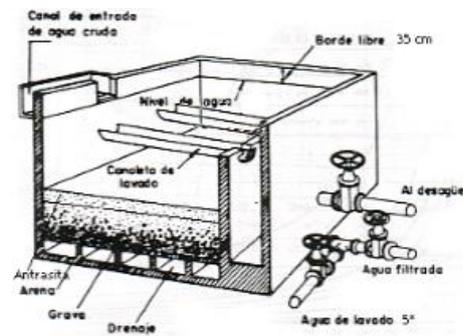
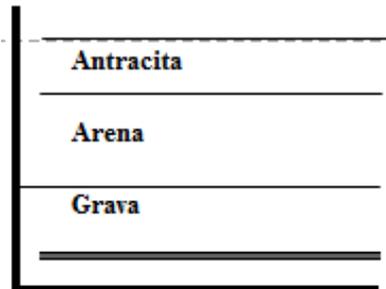
$$H_{\text{total}} = 3.2 \text{ metros}$$

**DESINFECCIÓN:**

El proceso de desinfección se efectuará en dosis variables de acuerdo a los análisis de laboratorio que se efectuarán en situ.

Figura N° 12

Filtro



Fuente: HERNÁNDEZ MUÑOZ, A. 2000;

## CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 CONCLUSIONES

- El presente estudio se realizó basado con las normas recomendadas por el reglamento de la calidad del agua para consumo humano - ministerio de salud que son validas para el diseño y control de calidad del agua para consumo humano. El referido estudio, permitirá el beneficio del distrito de Tarata que atraviesa una situación crítica ocasionada fundamentalmente por el consumo de agua no apta para el consumo humano, el número de habitante beneficiadas hasta el año 20 incrementara en un 5227.00 un caudal de demanda de 13 lts/seg (caudal máximo diario). La captación del agua cruda se realizara de un canal de regadío denominado Irabalaco. Que conduce un caudal de 0.898 m<sup>3</sup>/Seg. de la cual se captara de rio del mismo nombre esta es regulado por la presa Jarumas I. el tipo de captación es directa a través de tubería de 110 mm el cual captara un caudal total de 13 lts/seg. Esto se transferirá por un ducto cerrado el cual desemboca directamente al desarenador. El desarenador tiene por objeto separar del agua cruda el arena y partículas en suspensión gruesa con el fin de evitar se produzcan depósitos en las obras de conducción, proteger las bombas de la abrasión, y evitar sobrecargas en los procesos posteriores de tratamiento. Del desarenador se pasa a un reservorio de 272.27 m<sup>3</sup> la cual servirá de almacén y de estabilizador de partículas que pasen el desarenador.
- La planta de tratamiento de agua que se propone en el presente estudio es una planta simplificada esto permite un bajo costo de construcción, bajo costo de mantenimiento y así mejora la salud de personas que padecen de enfermedades por consumo de agua contaminada. Así mismo, se estima que el costo de construcción y mantenimiento de esta planta simplificada permiten economizar entre un 40 y 50 % en relación a las plantas convencionales, en las cuales se tiene que renovar sus equipos cada 5 ó 10 años. Las plantas simplificadas también permiten un ahorro en la capacitación del personal, debido a que sólo se necesita personal calificado en ciertos momentos (toma de muestras y control de calidad), mientras que las plantas convencionales requieren de personal calificado en todo instante puesto que se requiere estar capacitado para operar las maquinarias.

## 5.2 RECOMENDACIONES

- Es necesario capacitar a la población en el aspecto de mantenimiento y cuidado del sistema de agua potable y en las labores de clorinaciones periódicas ya sea con ozono e hipoclorito de sodio o de calcio.
- Es recomendable proponer una tarifa de pago por el servicio el mismo que se encargará, la municipalidad provincial de Tarata en la administración y debe ser reglamentado en función al costo de la obra y el costo de operación diario del sistema y de esta manera se considerará una tarifa real que permita mantener operativo el sistema.
- Se recomienda efectuar mas estudios, ya que el abastecimiento de agua potable es primordial para la salud del ser humano y por ende para el bienestar de los pobladores de esta zona del distrito de tarata, el mismo que ayudara a minimizar los problemas de las enfermedades gastro intestinales y el aspecto sanitario de la población.
- Es recomendable capacitar al personal que opere estas plantas para garantizar la durabilidad de los medios filtrantes principalmente

**VI. BIBLIOGRAFIA**

- 1.- AGUIRRE Walter (1991), "La Metodología para la Evaluación de Proyectos de Inversión" UNI Lima – Perú, 75 Págs.
- 2.- AGÜERO PITTMAN Roger (1997) "Agua Potable para poblaciones Rurales" Editorial ASER.- Lima – Perú 1997 – 165 pags.
- 3.- AROCHA, R. Simón. (1997). "Abastecimiento de Agua", Editorial Vega S.R.L. Caracas – Venezuela.
- 4.- APAZA HERRERA (1990). "Redes de Abastecimiento de Agua Potable", Editorial Servilaser, Lima – Perú; 72 págs.
- 5.- BALAIRÓN PÉREZ, L. Gestión de recursos hídricos. 2ª ed. Barcelona: Ediciones UPC, 2002. 492 p. ISBN: 978-84-8301-626-8
- 6.- CALLE MARAVI José Luís.(1995). "Saneamiento Rural", Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima - Perú, Dpto. de Construcciones Rurales –IA.
- 7.- CALLE MARAVI José Luís. (1996). "Abastecimiento de Agua Potable con y sin Tratamiento para Medios Rurales", Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima - Perú, Dpto. de Construcciones Rurales –IA.
- 8.- DISABAR (1984). Normas de Diseño para Proyectos de Agua Potable para Poblaciones Rurales". Ministerio de Salud. Lima – Peru.
- 9.- JORDAN Jr Thomas D. (1988). "Sistema de Agua Potable por Gravedad para Poblaciones Rurales", Tecnología Intermedia, Lima 1988-293 pags.
- 10.- HERNÁNDEZ MUÑOZ, A. Abastecimiento y distribución de aguas. 4ª ed. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2000. 914 p.
- 11.- MIGLIO T. Rosa (195). "Sistemas Hidrosanitarios" Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima Perú, Dpto. de Construcciones Rurales –IA.
- 12.- MANUAL DE INSTALACION DE TUBERIAS Y ACCESORIAS PVC NICOLL

Novena Edición Lima Perú, 2004 - 68 pag.

- 13.- OMS UNICEF (2000). "Agua para todos". Informe para las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de los Recursos Hídricos en el Mundo.
- 14.- RODRÍGUEZ RUÍZ pedro, 2001; "Abastecimiento de agua" 1ª ed. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2001.
- 15.- UNICEF (2003). "La Revista Año Internacional del Agua Dulce".
- 16.- VIERENDEL (2008). "Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado" Tercera Edición – Lima – Perú

# ANEXO

Anexo I resultados de análisis microbiológico

Anexo II resultados de análisis físico químico del agua

Anexo III planos de la planta de tratamiento



**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**

Av. La Molina s/n La Molina - Lima - Perú  
Teléfono: 7995788 - 6147800 anexo 274



**INFORME DE ENSAYO N° 1208336 - LMT**

**SOLICITANTE** : JOSÉ LUIS CAMPOS HERNÁNDEZ  
**DESCRIPCIÓN DEL OBJETO ENSAYADO**  
**MUESTRA** : AGUA PARA CONSUMO HUMANO  
1208336) CANAL DE RIEGO YUNGA Y LUPAJA

**PROCEDENCIA** : Tarata, Tacna  
**TIPO DE ENVASE** : Botella de plástico  
**CANTIDAD DE MUESTRA** : 01 muestra x 01 und. x 1500 mL aprox.  
**ESTADO Y CONDICIÓN** : Hay presencia de larvas en la muestra.  
**FECHA DE MUESTREO** : 2012 - 08 - 24  
**FECHA DE RECEPCIÓN** : 2012 - 08 - 29  
**FECHA DE INICIO DE ENSAYO** : 2012 - 09 - 03  
**FECHA DE TÉRMINO DE ENSAYO** : 2012 - 09 - 07

**RESULTADOS DE ANÁLISIS MICROBIOLÓGICO**

Análisis Microbiológico	Muestra 1208336	Agua de Consumo (DIGESA)*
<sup>1</sup> Recuento de heterótrofos (UFC/mL)	30 x 10	50 x 10
<sup>2</sup> Enumeración de coliformes totales (NMP/100mL)	17	< 2.2
<sup>2</sup> Enumeración de coliformes fecales (NMP/100mL)	< 1.8	< 2.2
<sup>2</sup> Enumeración de <i>Escherichia coli</i> (NMP/100mL)	< 1.8	< 2.2

(\*)Especificaciones dadas por DIGESA para agua de consumo, en la NTS N° 071-MINSA/DIGESA-V.01, Norma sanitaria que establece los criterios microbiológicos de calidad sanitaria e inocuidad para los alimentos y bebidas de consumo humano. XVI.4 Agua y hielo para consumo humano.

Nota: Los valores < 2.2 y < 1.8 indican ausencia de microorganismos en ensayo.

**Método:**

<sup>1</sup>SMEWW 21st Ed. 2005, Part 9215. APHA-AWWA-WEF.  
<sup>2</sup>SMEWW 21st Ed. 2005, Part 9221. APHA-AWWA-WEF.

**Observaciones:**

Informe de ensayo emitido sobre la base de resultados de nuestro laboratorio, en muestra proporcionada por el solicitante.

Prohibida la reproducción total o parcial de este informe, sin nuestra autorización escrita.

Validez del documento:

Este documento tiene validez sólo para la muestra descrita.



La Molina, 13 de Septiembre del 2012

*Doris Zúñiga Dávila*

DRA. DORIS ZÚÑIGA DÁVILA

Jefe del Laboratorio de Ecología Microbiana y Biotecnología "Marino Tabusso" Universidad Nacional Agraria La Molina

Teléfono: 799 5788 / 614 7800 anexo 274  
E-mail: lmt@lamolina.edu.pe

LABORATORIO DE ECOLOGIA MICROBIANA Y BIOTECNOLOGIA "MARINO TABUSSO"

(511)7995788 ó 6147800 anexo 274 - Fax:(511) 349-2805 - E-mail: lmt@lamolina.edu.pe  
Apartado Postal 458, Lima 12 - PERU

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**  
**DEPARTAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS DRH**  
**LABORATORIO DE AGUA, SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO**



Av. La Molina s/n. Telefax: 6147800 Anexo 226 Lima. E-mail: las-fia@lamolina.edu.pe N° 001453

**ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO DE AGUA**

**SOLICITANTE** : CONSORCIO TARATA  
**PROYECTO** : Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado del Distrito de Tarata - Tarata - Tacna  
**UBICACIÓN** : Tarata - Tacna  
**FECHA DE ENTREGA** : La Molina, 12 de Setiembre del 2012

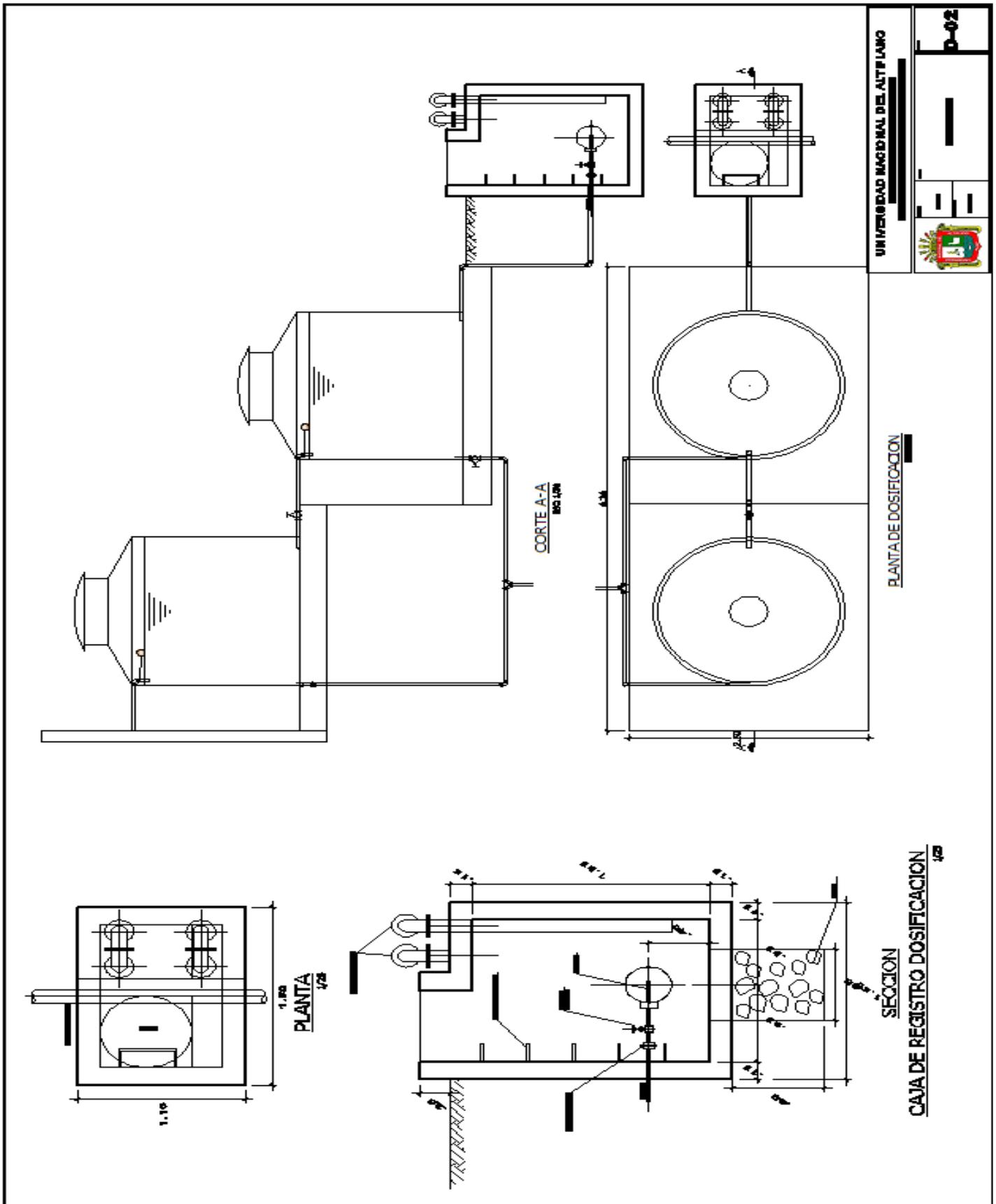
N° LABORATORIO	01453
N° DE CAMPO	CANAL DE RIEGO YUNGA Y LUPAJA F.M. 24/08/12 Hora: 5:15 pm.
Turbiedad NTU	5.00
Sólidos Totales mg/L	164.50
Hierro mg/L	0.28
Plomo mg/L	<0,3
Cobre mg/L	<0,035
Cadmio mg/L	<0,012
Manganeso mg/L	0.04
Zinc mg/L	<0,012
Boro mg/L	0.24
Magnesio mg/L	3.60
Sulfatos mg/L	21.95
Cloruros mg/L	6.54
Dureza Total mg/CaCO <sub>3</sub> /L	46.08
Alcalinidad Total mg/CaCO <sub>3</sub> /L	45.21
pH	6.39
Nitratos mg/L	0.03
Sodio mg/L	13.70

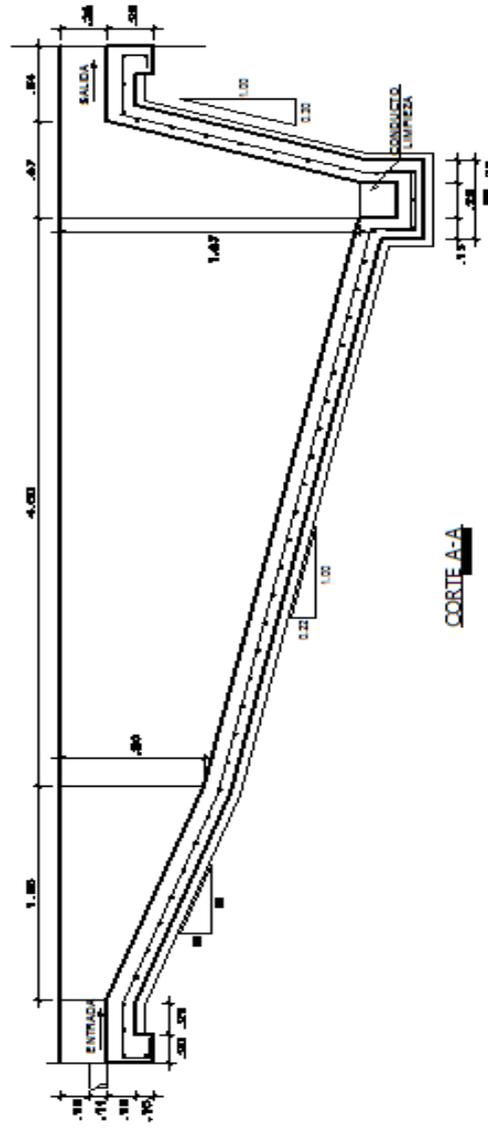
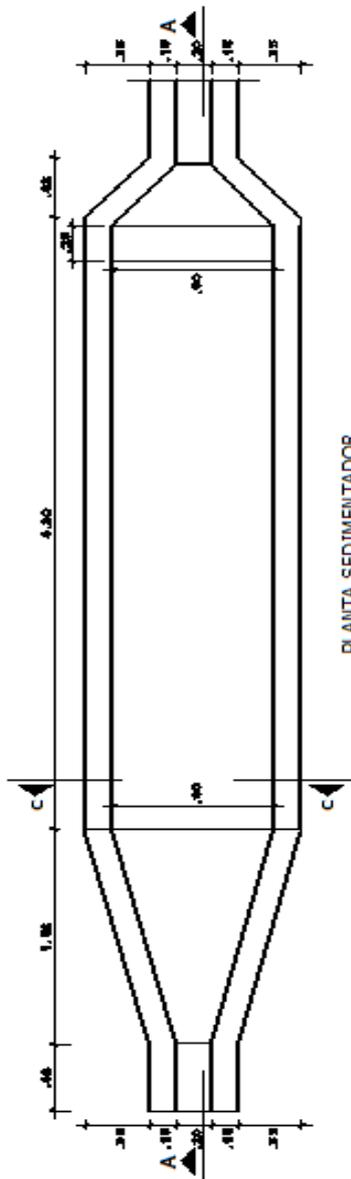
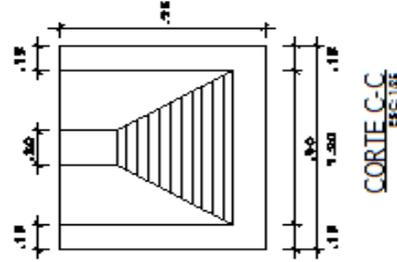
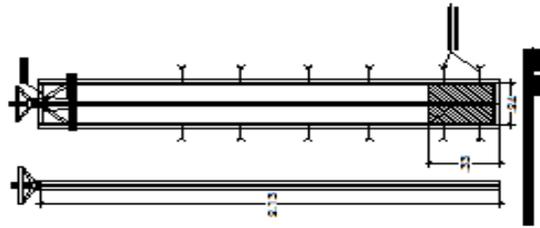
LABORATORIO DE ANÁLISIS DE AGUA Y SUELO

ING RICARDO APACILLA MALVARTE  
JEFE DE LABORATORIO





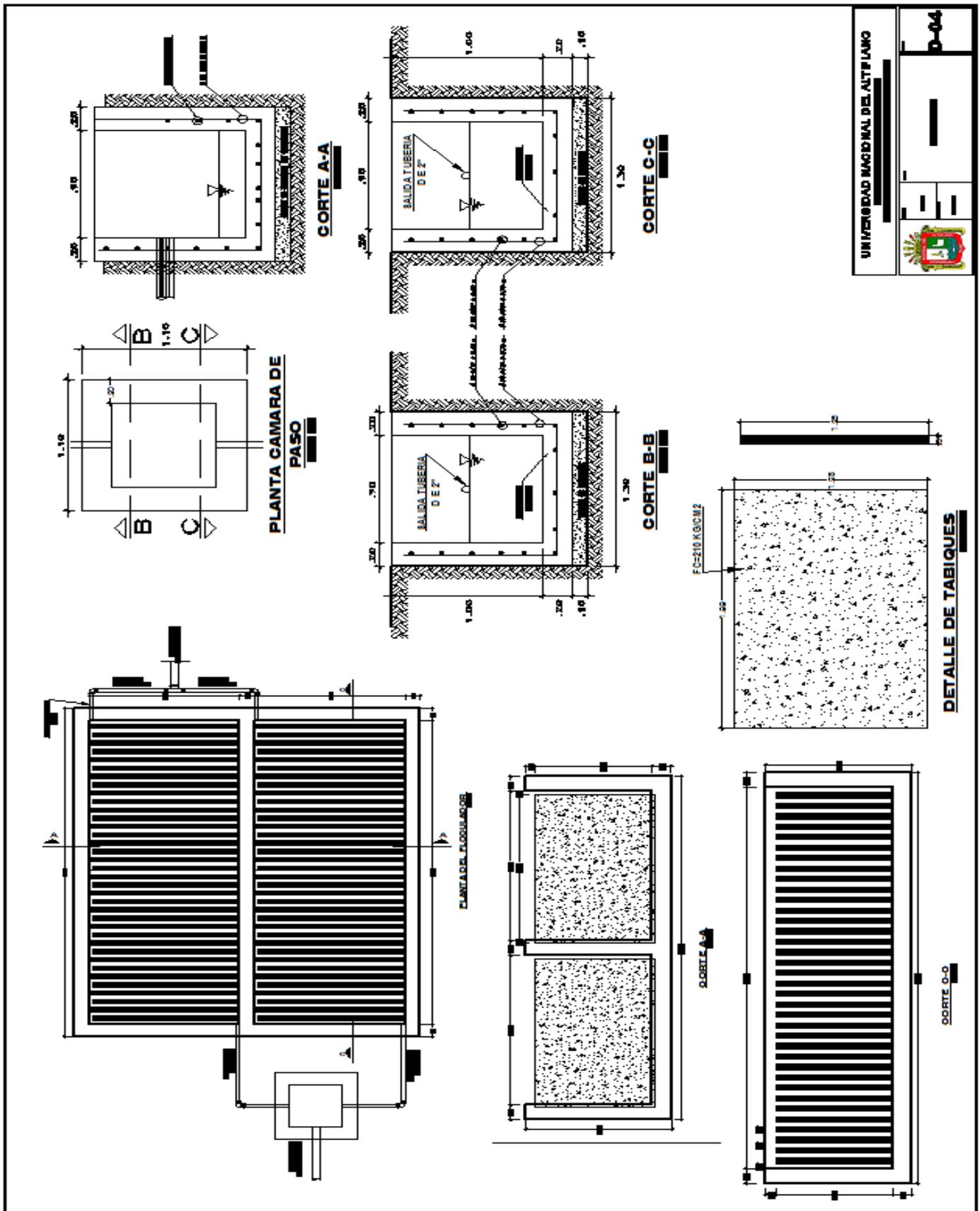




UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

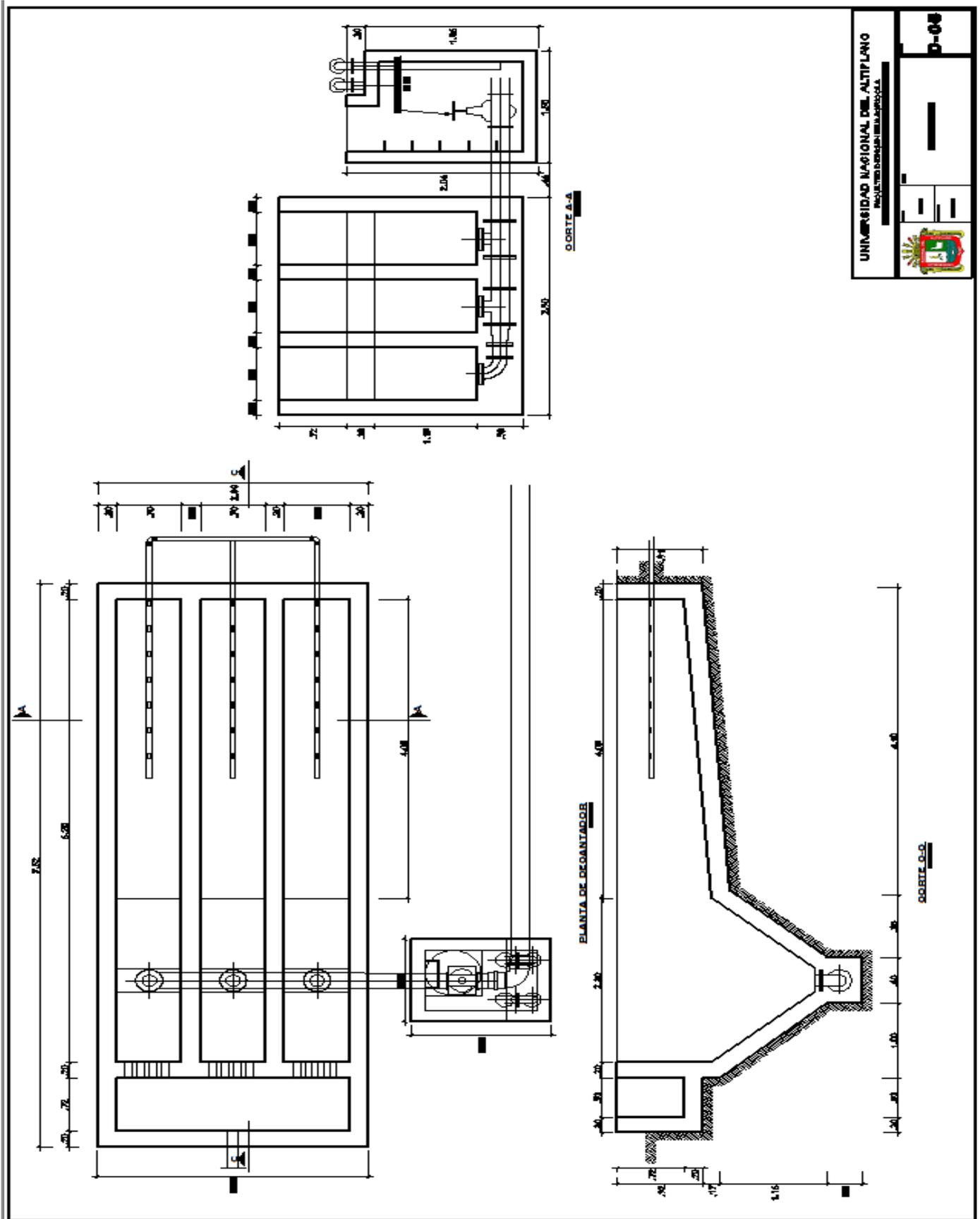
D-03





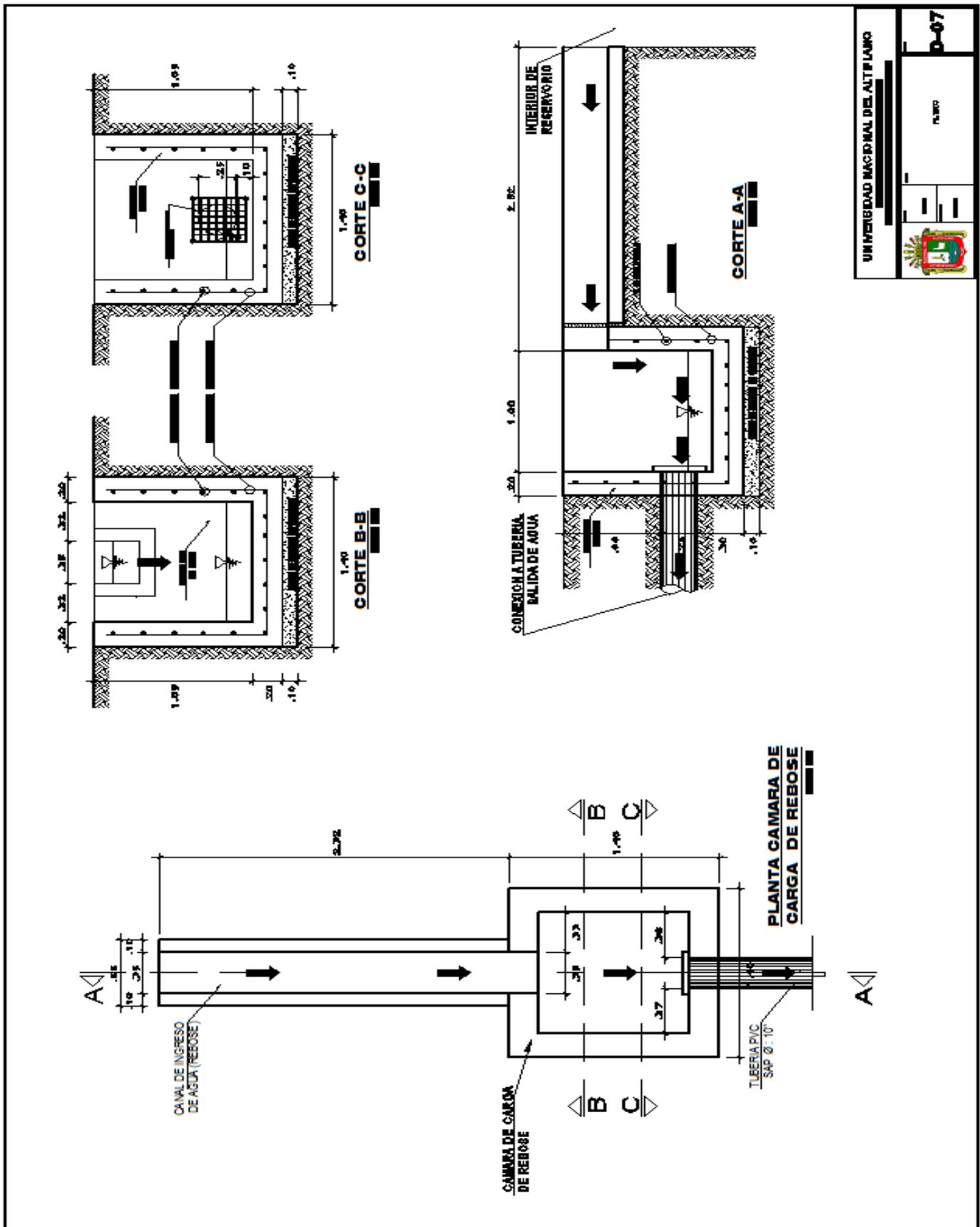
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

D-04



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA	
TITULO: _____	
AUTOR: _____	
D-04	



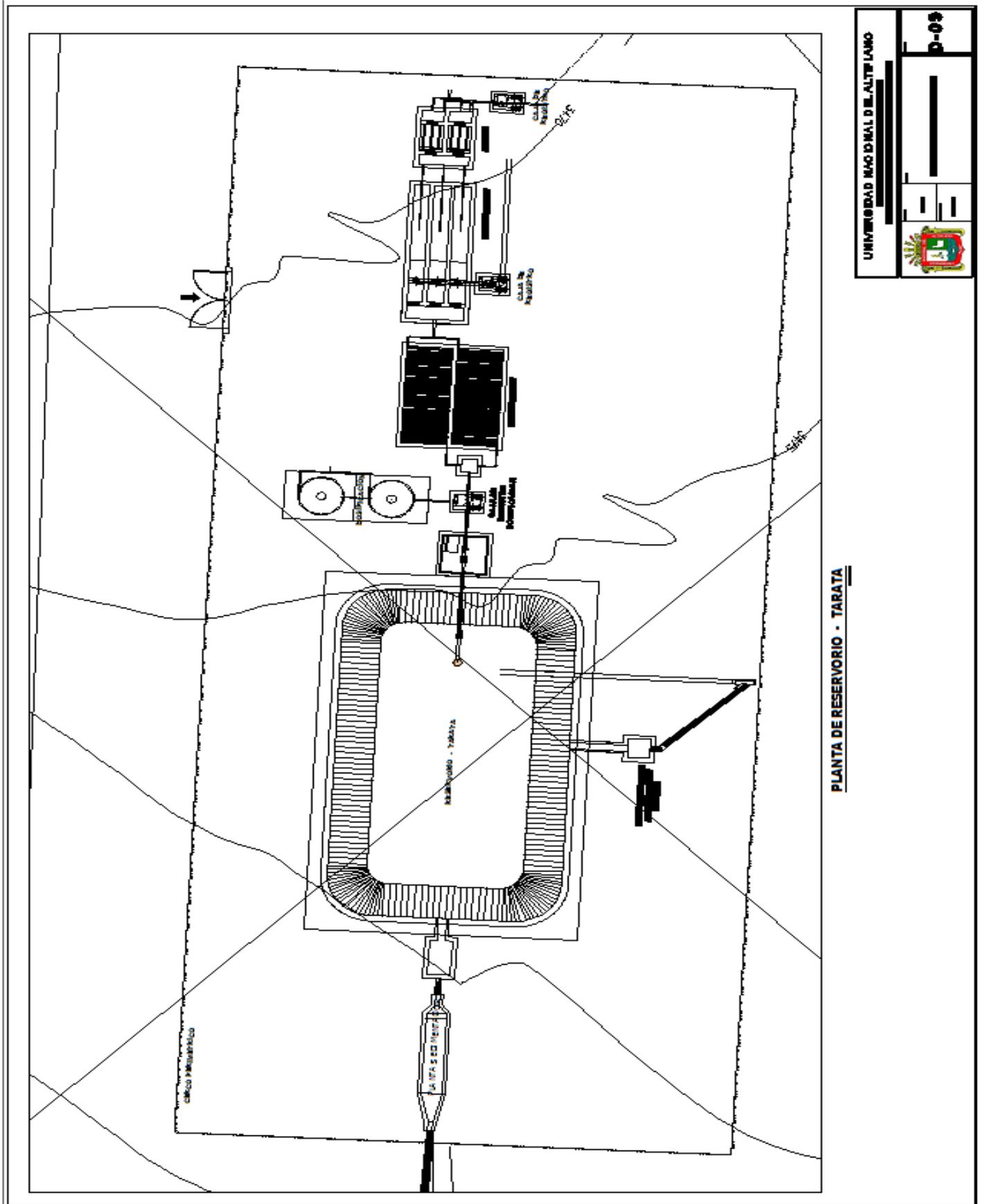


UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

PUNO

D-07





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

PLANTA DE RESERVOIRIO - TARATA

