

# **UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA QUÍMICA Y TEXTIL**



**“DISEÑO DE UNA PLANTA DE POTABILIZACIÓN DEL  
AGUA DE LA QUEBRADA MARGARITA PARA EL  
CENTRO POBLADO TAMBOLIC – DEPARTAMENTO  
AMAZONAS – PROVINCIA UTCUBAMBA”**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO QUÍMICO**

**POR LA MODALIDAD DE ACTUALIZACIÓN DE CONOCIMIENTOS**

**PRESENTADO POR:**

**BERTILDA AGUILAR CHÁVEZ**

**LIMA – PERÚ**

**2010**

## INDICE

1. Introducción.....	5
2. Descripción General del Centro poblado de Tambolic.....	
2.1 Ubicación.....	6
2.2 Clima.....	6
2.3 Actividad Económica.....	6
2.4 Servicios Básicos y sociales .....	10
2.5 Definición del problema y sus causas.....	10
2.5.1 Enfermedades Gastrointestinales y Parasitosis.....	11
2.6 Objetivos.....	12
2.7 Alcance.....	13
2.8 Fuera de alcance.....	13
3. Desarrollo de conceptos y técnicas	
3.1 Fuentes de agua cruda.....	18
3.2 Agua de Río y Arroyos como fuente de agua cruda.....	20
3.2.1 Aspecto Microbiológico .....	20
3.2.2 Aspectos Químicos.....	21
3.3 Calidad de agua potable.....	24
3.4 Captación de agua de Ríos y Arroyos.....	27
3.4.1 Captación directa.....	28
3.4.2 Captación por medio de vertedor lateral .....	28
3.4.3 Captación por medio de caja central .....	29
3.4.4 Consideraciones para captación de alta montaña.....	30
3.5 Potabilización del agua de Ríos y arroyos.....	30
3.5.1 Cloración.....	30
3.5.2 Sedimentación.....	32
3.5.3 Filtración.....	32
3.5.3.1 Filtros rápidos por gravedad.....	32
3.5.3.2 Pre Filtros de Grava.....	34
3.5.3.3 Filtro lento de arena.....	34
3.5.4 Aereación .....	35

3.5.5	Coagulación Química.....	36
3.6	Planta de Tratamiento por Filtración Lenta.....	37
3.6.1	Pre Filtro de Grava de Flujo horizontal.....	38
3.6.2	Pre Filtro Vertical.....	40
3.6.3	Diseño de una unidad de tratamiento de Filtración Lenta.....	41
3.7	Métodos de estimación de población futura y demanda de agua.....	43
3.7.1	Población futura.....	43
3.7.2	Demanda de Agua.....	44
4.	Desarrollo del tema	
4.1	Situación Actual de abastecimiento de agua.....	46
4.2	Características de agua fuente.....	46
4.2.1	Características Físico – Químico de agua fuente.....	46
4.2.2	Características Microbiológicas.....	47
4.3	Periodo de diseño y población futura para el C. P. Tambolic.....	48
4.4	Calculo de la demanda de agua para el periodo de diseño.....	49
4.5	Captación de agua.....	50
4.5.1	Datos hidrológicos de la quebrada Margarita.....	50
4.5.2	Diseño de la toma de agua.....	50
4.6	Selección de tecnología de tratamiento para agua potable.....	51
4.7	Tecnología seleccionada para tratar el agua de la quebrada Margarita...55	
4.8	Diseño de Planta de potabilización del agua.....	58
4.8.1	Diseño de filtración gruesa de flujo horizontal.....	58
4.8.2	Diseño del filtro lento de arena.....	60
4.8.3	Cloración.....	63
4.8.3.1	Dosificación del cloro.....	63
4.8.3.2	Descripción del clorador .....	64
4.9	Tanque principal de almacenamiento.....	65
4.10	Costo del proyecto y evaluación social.....	66
5.	Recomendaciones.....	70
6.	Conclusiones.....	71
7.	Referencias bibliográficas.....	72

## **RESUMEN**

El presente trabajo presenta el diseño de una planta de tratamiento del agua de la quebrada Margarita en el centro poblado Tambolic, distrito de Jamalca, provincia de Utcubamba, departamento de Amazonas, con la finalidad de mejorar la calidad del agua que sirve a los pobladores y evitar de esta manera las enfermedades de origen hídrico.

El diseño de captación de agua de la quebrada es por gravedad a través de un vertedor lateral con dique para asegurar el nivel de agua.

La tecnología seleccionada para el tratamiento de agua es la filtración lenta en arena, recomendada para zonas rurales, especialmente para zonas tropicales como Amazonas debido a que la temperatura ayuda a la formación de la capa biológica, donde se eliminan los microorganismos.

Por la calidad del agua de la quebrada Margarita, el proceso para el tratamiento de agua presentada es:

Pre-filtración de grava

Filtro lento de arena

Cloración.

El pre-filtro de grava reduce los sólidos suspendidos y la turbiedad del agua, asegurando que el afluente que llegue al filtro lento de arena tenga baja turbidez (inferior a 20 UNT) para que esta trabaje correctamente eliminando los microorganismos ó agentes patógenos presentes en el agua.

La cloración es para asegurar la desinfección del agua así como para evitar futuras contaminaciones durante su transporte y su manipulación; la técnica desarrollada es la cloración marginal, ya que el agua que sale de la filtración lenta es de calidad alta. La cloración marginal consiste en añadir una dosis de cloro que genere la concentración deseada de cloro residual.

## **1. INTRODUCCIÓN**

La contaminación del agua afecta directamente a la salud humana, incidiendo a la productividad laboral y, por ende sobre la eficiencia económica de los sistemas de producción. Tanto la población como el Estado afrontan más costos por servicios de salud. A través del agua contaminada pueden transmitirse enfermedades graves entre los seres humanos y de los animales a los seres humanos, tales como diversos tipos de parásitos, hepatitis, tuberculosis, entre otras.

La situación de pobreza, densidad poblacional, carencia de servicios básicos aunado a un bajo perfil educativo, conllevan a una situación en que la población convive con los problemas de contaminación del agua sin darse cuenta de ello y, por lo tanto no se preocupa en solucionarlo.

El distrito Jamalca, según el INEI (2005) tiene una población de 8137, del cual 6576 habitantes que representa el 80.8% pertenece a la población rural, muchos de ellos como el centro poblado de Tambolic no tienen acceso a agua potable.

Las zonas rurales de Jamalca se abastecen mayormente de fuentes superficiales como las quebradas, generalmente estos nacimientos suelen estar muy contaminados, tanto en invierno como en verano. En el invierno a cada precipitación intensa se rellenan con sedimentos, hojas y otros materiales que bajan por la quebrada; durante el verano, suelen ser las únicas fuentes donde se refrescan y beben los animales silvestres y domésticos.

En el presente trabajo se realizará el diseño de una planta de potabilización de agua para el centro poblado de Tambolic cuyos pobladores se abastecen de agua para su consumo de la quebrada Margarita.

## **2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL CENTRO POBLADO DE TAMBOLIC.**

### **2.1 UBICACIÓN**

Tambolic, es un centro poblado ubicado en el distrito de Jamalca, provincia de Utcubamba, departamento de Amazonas.

Limita por el Este con la provincia de Luya, tiene como divisoria las aguas de la cuenca del Río Huaylla.

Por el Norte limita con caseríos como San Luis, Nuevo Porvenir, siendo la línea divisoria siempre el agua del Río Huaylla

Por el Oeste limita con el caserío Las Piñas y tiene como divisoria las aguas del Río Huarangal.

Por el Sur limita con Lonya Grande, siendo la divisoria el Cerro Condorpuma.<sup>1</sup>

### **2.2 CLIMA.**

Pertenece a la selva alta, son tierras áridas muy propicia para la vida humana, tiene un clima caluroso, su temperatura oscila entre 24 y 30 °C.

En un año normal hay dos periodos climáticos diferenciados, el de lluvias que se presenta en los meses de octubre – diciembre, continuando hasta mayo, el variado que abarca los meses de junio a setiembre, siendo insidiosamente seco, entre los meses de julio y agosto.<sup>2</sup>

### **2.3 ACTIVIDAD ECONOMICA**

Es una zona agrícola, siendo el café y el maíz amarillo sus principales cultivos, los que generan mayor ingreso a la población, cultivan en menor proporción yuca, yacón, plátano, cultivos que son trasladados hasta Bagua Grande para su venta.

Adicionalmente cultivan para consumo propio ó venta en el mismo centro poblado frejol, tomate, limón y naranja.

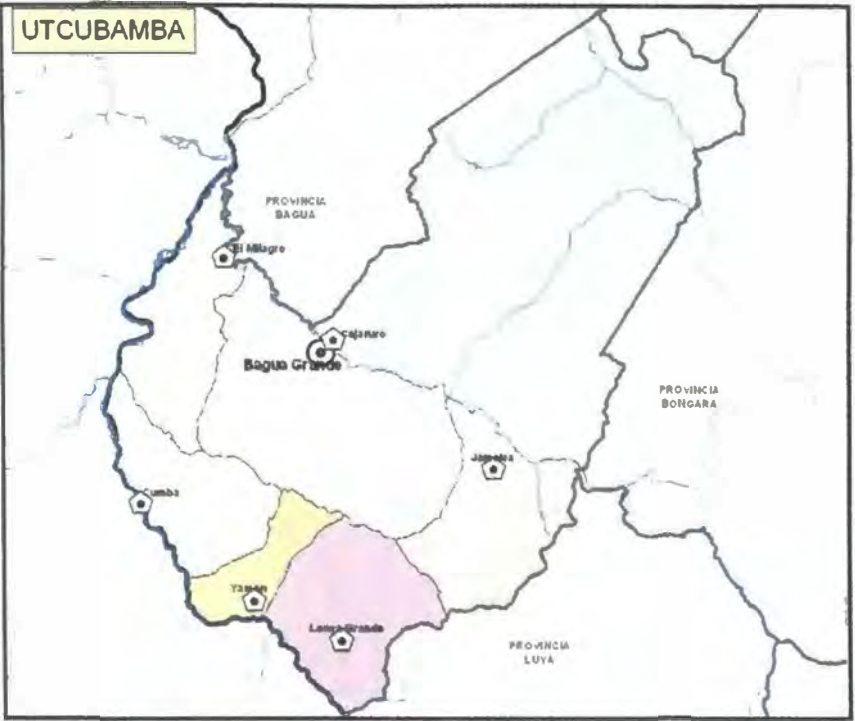
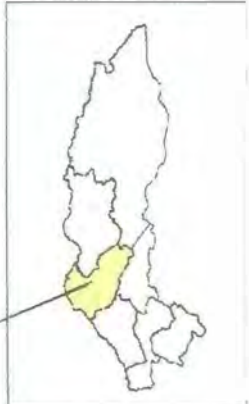
---

<sup>1</sup> Ver Mapa N°1 Distrito de Jamalca , y mapas en: Plan vial y Provincial Participativo de la provincia de Utcubamba- Municipalidad Provincial de Utcubamba – 2008,

<sup>2</sup> <http://www.espeleokandil.org/expediciones/peru/historia/petroglifosjamalca.pdf>

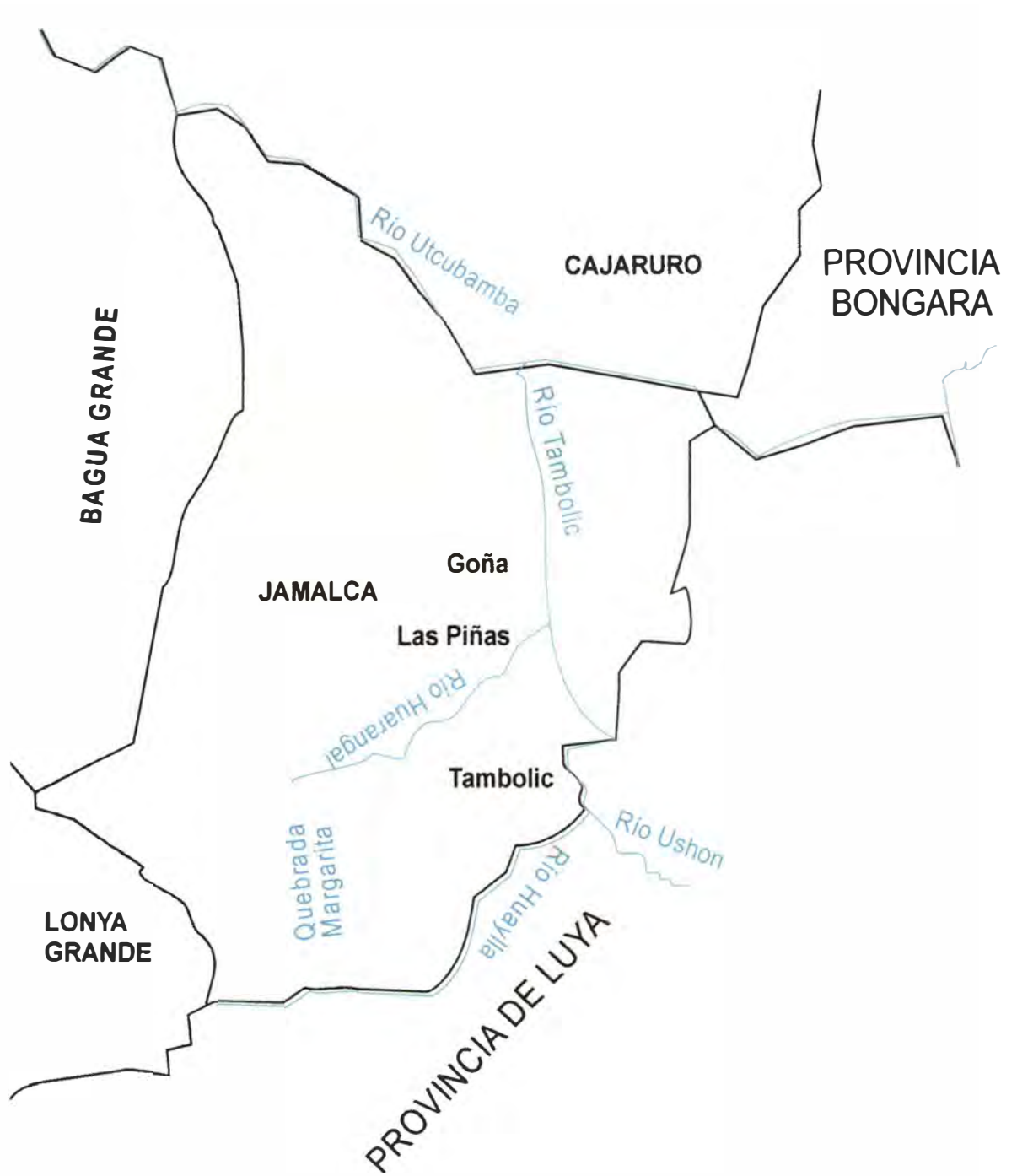


AMAZONAS



MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE UTCUBAMBA  
 PLAN VIAL PROVINCIAL PARTICIPATIVO  
 DE LA PROVINCIA DE UTCUBAMBA - AMAZONAS

MAPA N° 01: MAPA DE UBICACIÓN Y DIVISIÓN POLÍTICA



**Mapa N 2. Distrito de Jamalca provincia de Utcubamba**





(a)



(b)

(a) Foto tomada desde la entrada al Pueblo por el lado de las piñas

(b) Foto tomada desde la parte alta del pueblo

**Foto1: Centro Poblado de Tambolic-Distrito Jamalca Provincia de Utcubamba, Departamento de Amazonas**

## 2.4 SERVICIOS BÁSICOS Y SOCIALES

Actualmente no cuenta con servicio eléctrico, sin embargo el proyecto de inversión pública con el nombre de “Electrificación rural de centros poblados, anexos y caseríos del distrito Jamalca” SNIP 53234, está ya en la fase de inversión, según su cronograma, desde el 3er trimestre del año 2009, programado para el Centro Poblado de Tábolic, para el segundo semestre del año 2010<sup>3</sup>.

Los servicios higiénicos utilizados son con pozos ciegos, construidos por la propia familia y muchos hacen uso del campo libre. Con respecto a la salud, el centro poblado de Tambolic cuenta con una posta médica para atención médica básica.

En el sistema educativo cuenta con un centro educativo inicial, un centro educativo primario y un colegio secundario.

## 2.5 DEFINICION DEL PROBLEMA Y SUS CAUSAS.

### PROBLEMA CENTRAL

El problema central es el alto índice de enfermedades gastrointestinales y parasitosis intestinal que presentan los pobladores del Centro Poblado de Tambolic.

La enfermedad parasitaria más frecuente en el Centro Poblado es la lombriz intestinal (*Ascaris lumbricoides*), siendo la población infantil los más afectados.

### CAUSAS DEL PROBLEMA

Del diagrama 1 árbol de problemas se puede apreciar que las causas para la alta incidencia de las enfermedades gástricas y parasitosis son:

- **El consumo de agua de mala calidad**, debido a la inexistencia de una planta de tratamiento de agua.
- **Ingesta de alimentos contaminados**, debido a causas indirectas como la inexistencia de infraestructura para disposición sanitaria de excretas. Falta de conocimiento y educación sanitaria. Escasez de agua durante horas de la tarde y la noche.

## ANALISIS DE EFECTOS

Del diagrama 1 árbol de problemas se puede ver que el efecto final de las enfermedades gastrointestinales y parasitosis es el deterioro de la calidad de vida de los pobladores afectados en el Centro poblado de Tambolic.

Las enfermedades parasitarias y enfermedades gastrointestinales tienen efecto directo en la desnutrición ya que el parásito compite por el consumo de nutrientes que ingiere la persona afectada; otros efectos directos ocasionados en la población debido a estas enfermedades es el incremento de la morbilidad y el incremento de la mortalidad, ocasionando mayores gastos de salud en los pobladores, afectando finalmente la calidad de vida.

### 2.5.1 ENFERMEDADES GASTROINTESTINALES Y PARASITORIA

**La enfermedad bacteriana gastrointestinal,**<sup>4</sup> más común es el de *Helicobacter pylori*, causa principal de la gastritis crónica y de otras alteraciones relacionados con gastritis, El riesgo de cáncer gástrico atribuible a la presencia de *H pylori*, se ha estimado en un 70% en zonas industrializadas y en un 80% en países en vías de desarrollo.

**En las enfermedades parasitarias,**<sup>5</sup> el parásito compite por el consumo de las sustancias alimentarias que ingiere el huésped, los principales parásitos intestinales son:

*Giardia lamblia*; parásito que produce la enfermedad conocida como giardiasis o lambliasis, Los huevecillos llegan al estómago y luego pasan al intestino delgado, donde se pegan a las paredes provocando diarreas y fuertes dolores de estómago.

*Entamoeba histolytica*; conocido como amebas, produce la enfermedad conocida como la disentería, las amebas puede entrar en la corriente sanguínea, introducir infecciones en el hígado, pulmones, el cerebro, y salidas de ulcera en la cara, también puede producir anemia.

- *Trichuris trichura*; conocido como tricocéfalos, que produce la enfermedad conocida tricuriasis, producen malestar estomacal intermitente, diarrea, pérdida de peso y anemia

---

4 <http://www.cfnavarra.es/SALUD/ANALES/textos/vol21/suple2/suple3a.html>

5 <http://www.monografias.com/trabajos26/parasitosis-intestinal/parasitosis-intestinal.shtml>

*Ascaris lumbricoides*; conocido como lombriz intestinal grande del ser humano, y produce ascariasis, pueden también invadir las vías respiratorias y provocar hemorragias o inflamación en los pulmones, las personas con ascariasis pueden tener síntomas variables, algunas veces son leves o pueden estar ausentes; el primer signo es la salida de lombrices en las heces o vomitadas, una infección grave puede producir trastornos digestivos, dolores abdominales, vomito, intranquilidad y alteración del sueño.

*Taenia saginata* (de la carne de res) *Taenia solium* (de la carne de cerdo), Es el parásito conocido como tenia o solitaria, produce la enfermedad conocida como teniasis.

## 2.6 OBJETIVOS Y MEDIOS

### OBJETIVOS:

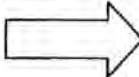

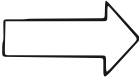

**El objetivo central** es la disminución de la incidencia de enfermedades diarreicas y parasitosis en el Centro Poblado de Tambolic; como consecuencia se lograría bajar la tasa de mortalidad y/o morbilidad, teniendo menores gastos de salud, logrando así como **fin último** mejorar la calidad de vida de los pobladores de Tambolic.

### - MEDIOS FUNDAMENTALES Y ACCIONES

Del diagrama 2. árbol de objetivos, se puede ver que los medios fundamentales para lograr el objetivo planteado son:

- Conocimiento de educación sanitaria
- Existencia de una infraestructura para disposición de excretas
- Disposición de agua las 24 horas del día
- Existencia de una planta de tratamiento de agua

Las acciones a tomar para cada uno de los medios sería:

<b>MEDIOS</b>		<b>ACCIONES</b>
Conocimiento de educación sanitaria		Programa de capacitación para educación sanitaria
Existencia de una infraestructura para disposición de excretas		- Construcción de letrinas tipo hoyo seco ventilado ó Construcción de letrinas con arrastre hidráulico.
Disposición de agua las 24 horas del día		Dimensionamiento de la captación y tanque de almacenamiento de agua
Existencia de una planta de tratamiento de agua		- Tratamiento por filtro rápido - desinfección ó - Tratamiento con Filtro lento de arena.

## **2.7 ALCANCE**

El alcance del presente trabajo es:

Dimensionamiento de captación de agua

Dimensionamiento del tanque de almacenamiento de agua

Diseñar la planta de tratamiento de agua potable según la tecnología seleccionada.

En el diagrama 3 se muestra la estructura de división de trabajo.

## **2.8 FUERA DE ALCANCE**

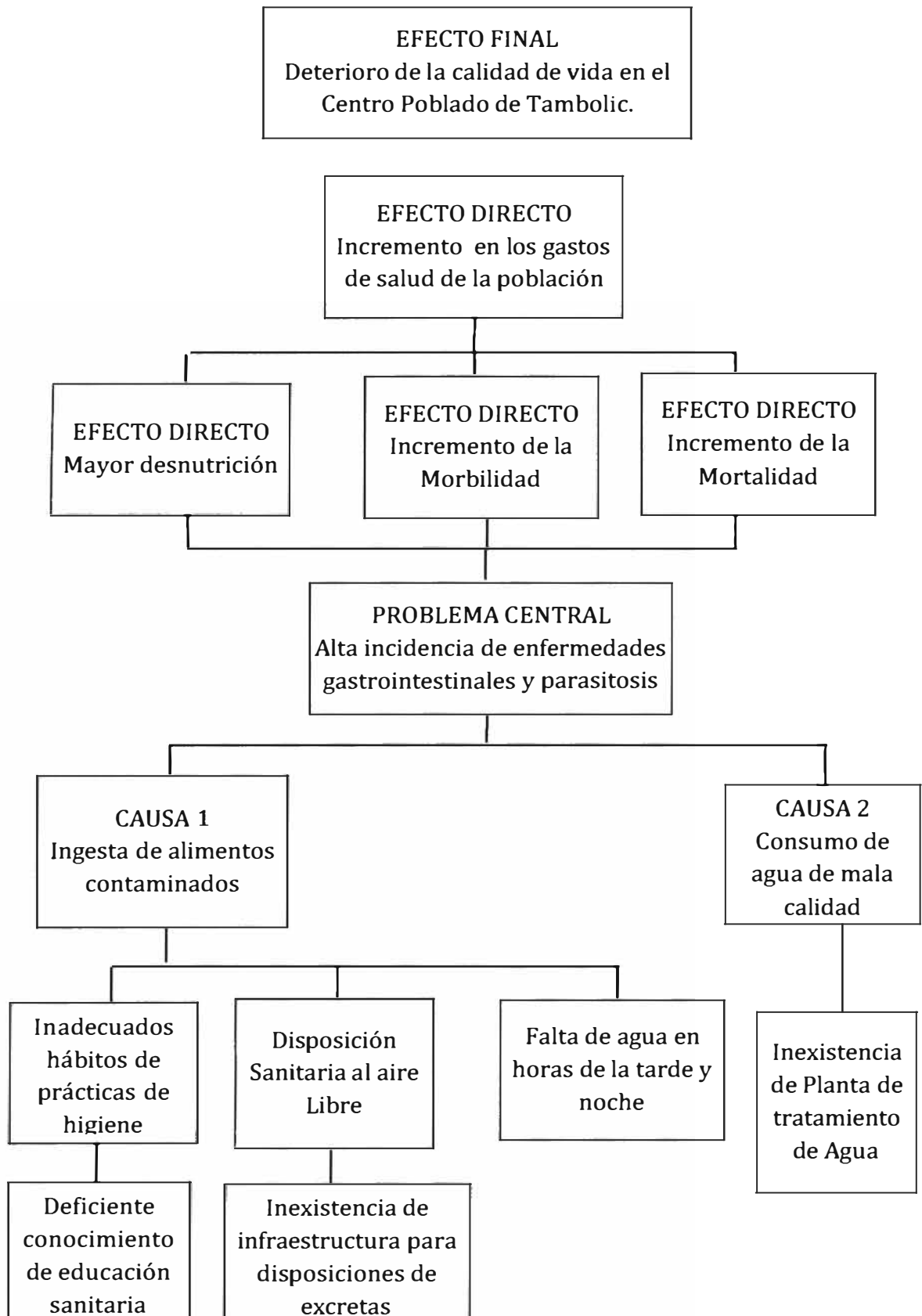
No contempla lo siguiente:

Programa de capacitación para capacitación sanitaria

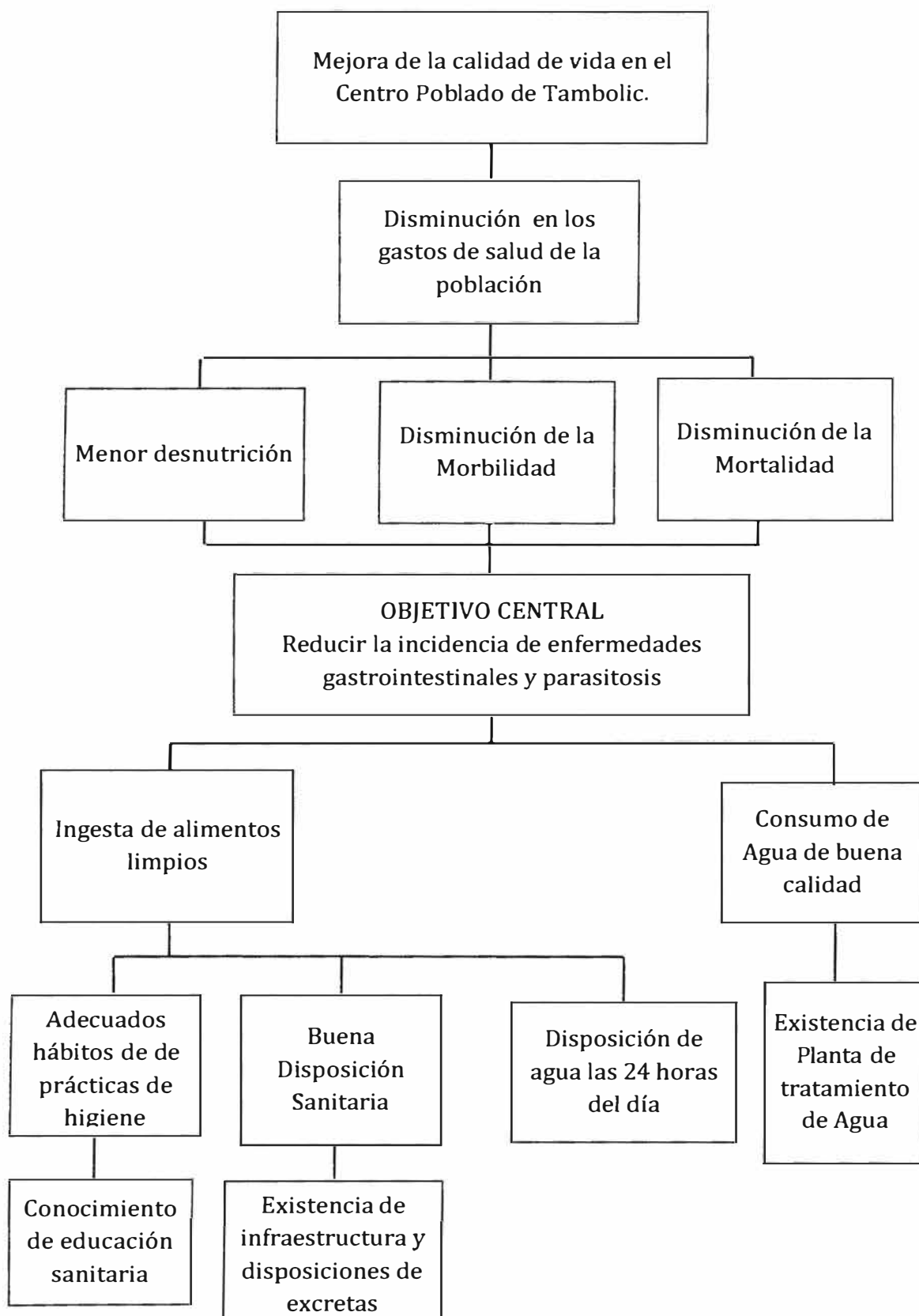
Construcción de una infraestructura para disposiciones de excretas

Conexiones redes de tubería domiciliaria.

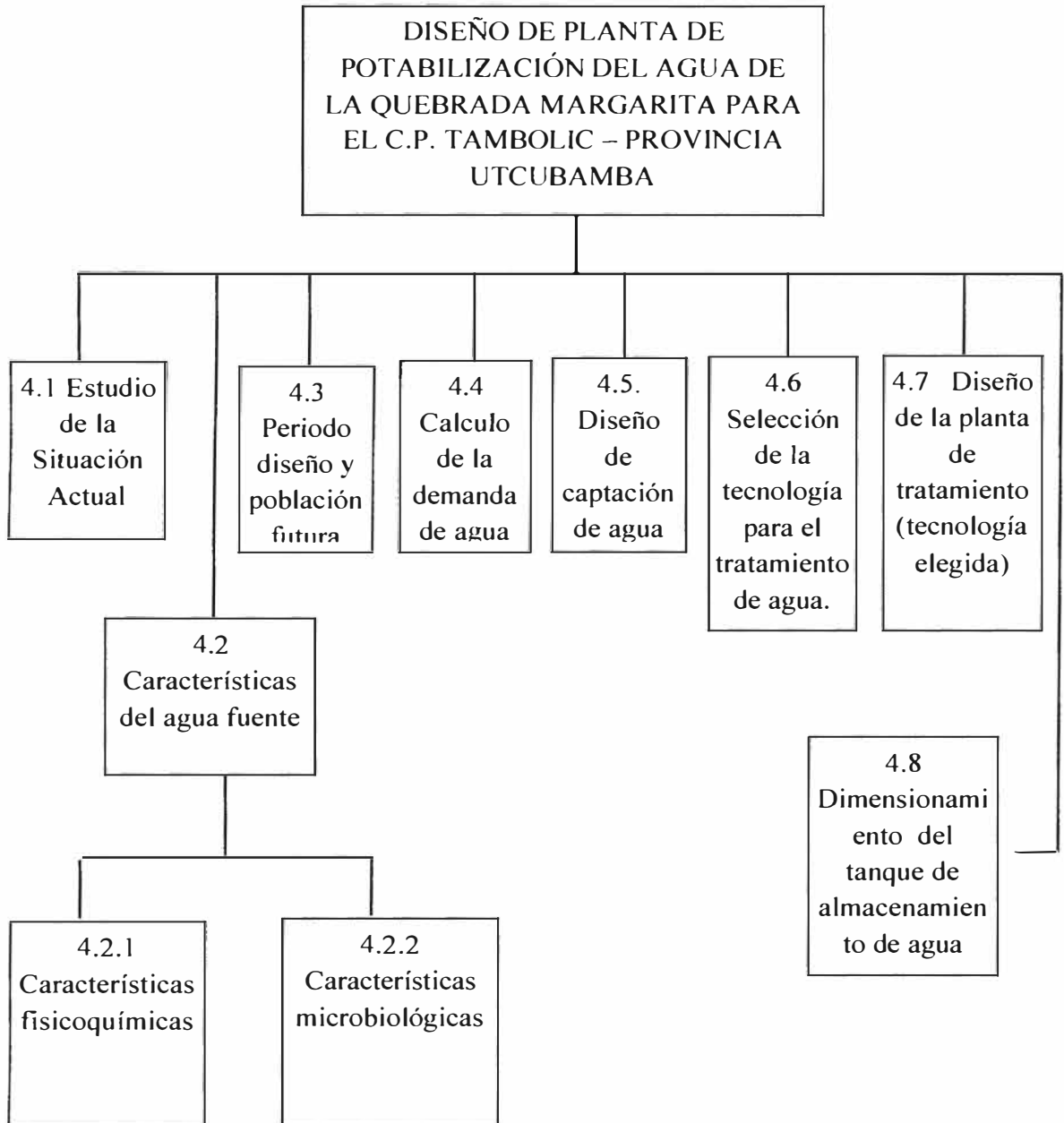
**Diagrama. 1. Arbol de Problemas**



**Diagrama 2 Árbol de Objetivos**



**Diagrama 3 Estructura de División de Trabajo**





### 3. DESARROLLO DE CONCEPTOS Y TÉCNICAS

#### 3.1 FUENTES DE AGUA CRUDA

El suministro de agua para consumo humano es quizás el uso benéfico del agua que tiene requisitos más estrictos de calidad.

Es muy útil fijar criterios de selección de agua fuente de abastecimiento y requisitos de tratamientos.

Las fuentes de agua cruda se clasifican en 5 grupos, a continuación se describe cada grupo y el tratamiento mínimo que requiere para su tratamiento<sup>6</sup>

##### GRUPO I.

Comprende fuentes subterráneas cuyas aguas son factibles de ser tratadas únicamente con el proceso de desinfección, que es obligatorio para todos los casos.

##### A. Calidad Bacteriológica:

A.1 Densidad de coliformes totales: La media aritmética mensual deberá ser menor que 100 partes por 100 ml de muestra.

A.2 Densidad de coliformes fecales: Los coliformes fecales no deben superar de 20 por 100 ml de muestra, computados por la media aritmética mensual.

##### B. Calidad Física:

Debe cumplir con las normas nacionales de agua potable, excepto con la turbiedad y color que será como se indica en la tabla N° 1.

Tabla N°1 Concentraciones máx.de Turbiedad y Color para [1]

	Concentración máxima deseable	Concentración máxima Permisible
Turbiedad	1 UNF	5 UNF
Color	5 UC	15 UC

C. **Calidad Química:** Debe cumplir con las normas nacionales.

D. **Pesticidas:** No debe exceder los límites indicados en la tabla N°2.2

---

<sup>6</sup> Mayor detalle ver, Criterios y Norma de Calidad de Agua Potable, Dr. Cliff J. Kirtchmer (CEPIS)

Tabla N°2 Concentraciones máxima permisible de Pesticida [1]

Pesticida	Concentración Máxima Permisible en Microgramos por litro
Endrin	0,5
Aldrin	1
Dieldrin	1
Lindane	5
Toxaphene	5
Heptachlor	0,1
Heptachlor epoxide	0,1
DDT	50
Chlorlanc	3
Metoxichlor	100
Total de organofosfatos y carbonatos	100

## - GRUPO II

Aguas que necesitan de tratamiento convencional, tal como coagulación, Sedimentación, filtración rápida y desinfección (post-cloración), ó filtración lenta y desinfección (post-cloración).

### A. Calidad Bacteriológica

A.1 Densidad de coliformes totales: La media geométrica mensual deberá ser menor que 3000 partes por 100 ml de muestra.

A.2 Densidad de coliformes fecales: No deben superar de 600 por 100 ml de muestra, computados por la media geométrica mensual.

### B. Calidad Física:

B.1 Color: No se puede fijar un límite para el color natural, pues este puede ser removido por tratamiento convencional.

B.2 Turbiedad: La turbiedad debe permanecer en un rango fácilmente tratable por medios convencionales, la turbiedad máxima deseable después del

tratamiento será de un UNT y la concentración máxima admisible será de 5 UNT.

**B.3 Olor** El olor del agua cruda debe ser de tal grado y naturaleza que su remoción por método convencional no sea imposible. Aquí consideramos la aereación como un método convencional.

**C. Calidad Química:** El agua cruda debe cumplir con las normas nacionales.

**D. Pesticidas:** Deb No debe exceder los limites indicados en la tabla N°2

- **GRUPO III**

Aguas que necesitan tratamiento convencional, como coagulación, sedimentación, filtración rápida y desinfección (pre y post-cloración)

**A. Calidad Bacteriológica**

A.1 Densidad de coliformes totales: La media geométrica mensual deberá ser menor que 20 000 partes por 100 ml de muestra.

A.2 Densidad de coliformes fecales: Los coliformes fecales no deben superar de 4000 por 100 ml de muestra, computados por la media geométrica mensual.

**B. Calidad Física:** Debe cumplir con los requisitos del Grupo II – B

**C. Calidad Química:** Debe cumplir con las normas nacionales.

**D. Pesticidas:** No debe exceder los limites indicados en la tabla N°2

- **GRUPO IV.**

Aguas que no cumplen con los requisitos bacteriológicos expresados en los grupos anteriores, no se recomiendan utilizar como fuente de abastecimiento, sin embargo, de no existir otra fuente de agua disponible, y dado el avance de la tecnología, puede utilizarse después de un tratamiento adecuado. Debe efectuarse un estricto control de calidad y observarse en todo momento el cumplimiento con los estándares establecidos por la norma peruana.

- **GRUPO V.**

Aguas que no cumplen con uno ó más de los requisitos físicos, químicos, radiológicos ó de contenido de pesticidas expresados en los grupos anteriores,

no se recomienda utilizar estas aguas como fuente de abastecimiento, sin embargo, de no existir otra fuente de agua disponible, se recomienda dar el tratamiento adecuado para asegurar que su calidad cumpla con la normas nacionales., Pueden utilizarse remoción de Hierro y Manganeseo, ablandamiento, desalinización, fluoración ó defluoración, y remoción de compuestos tóxicos y pesticidas.

### **3.2 AGUA DE RÍO Y ARROYOS COMO FUENTE DE AGUA CRUDA.**

Los arroyos ó corrientes montañosos llevan algunas veces una carga elevada de sedimento pero el contenido mineral es generalmente bajo y la contaminación humana esta frecuentemente ausente. El agua puede ser relativamente clara pero casi siempre está contaminada, por lo que será necesario un tratamiento para hacerla apta para propósitos de bebida y usos domestico.

En lugares tropicales, los ríos y arroyos a menudo tienen una gran fluctuación estacional en su caudal; los periodos de lluvia pueden hacer aumentar en gran medida la contaminación microbiana de aguas de origen.

#### **3.2.1 ASPECTOS MICROBIOLÓGICOS**

Los mayores riesgos microbianos son los derivados del consumo de agua contaminada con excrementos humanos o animales (incluidos los de las aves). Los excrementos pueden ser fuente de patógenos, como bacterias, virus, Protozoos y helmintos.

La calidad microbiológica del agua puede variar muy rápidamente y en gran medida. Pueden producirse aumentos repentinos de la concentración de agentes patógenos que pueden aumentar considerablemente el riesgo de enfermedades y desencadenar brotes de enfermedades transmitidas por el agua.

Los riesgos para la salud relacionados con el agua de consumo más comunes y extendidos son las enfermedades infecciosas ocasionadas por agentes patógenos como bacterias, virus y parásitos (por ejemplo, protozoos y helmintos), por ello Siempre que sea posible, para las evaluaciones de agentes patógenos, debería utilizarse información específica de los países o lugares pertinentes. Si no se

dispone de datos específicos, los riesgos pueden calcularse de forma aproximada basándose en valores estimados generales según la tabla 3.

La tabla 3 presenta valores estimados de concentraciones máximas de patógenos entéricos y de indicadores microbianos correspondientes a ríos y arroyos afectados y silvestres. Se han presentado los valores máximos porque representan situaciones de mayor riesgo y, por consiguiente, mayores grados de vulnerabilidad. Diversas publicaciones, incluidos varios artículos citados en Dangendorf *et al.* (2003), ofrecen información más detallada sobre estos datos.

Tabla 3 Estimados de concentraciones máximas (por litro) de patógenos entéricos y de indicadores microbianos en aguas de ríos y arroyos. [2]

Agente Patógeno ó indicador	Ríos y arroyos afectados	Ríos y arroyos silvestres
Campilobacter	90 – 2500	0 – 1100
Salmonella	3- 1000	1 – 4
E.Coli générica	30 000 – 100 000	6 000 – 30 000
Virus	30 – 60	0 – 3
Cryptosporidium	2 – 480	2 – 240
Giardia	1 – 470	1 – 2

Si bien la tabla 3 proporciona una indicación de las concentraciones posibles, la forma más exacta, de determinar los números y concentraciones de agentes patógenos es analizar la calidad del agua durante cierto periodo, asegurándose de incluir las variaciones estacionales y las debidas a acontecimientos puntuales, como tormentas.

### 3.2.2 ASPECTO QUÍMICO

Todas las aguas naturales contienen diversas sustancias inorgánicas y orgánicas. Las inorgánicas proceden de las rocas y la tierra por las que se filtra o sobre la que fluye el agua; las orgánicas de la descomposición de restos de plantas o algas y de otros microorganismos que proliferan en el agua o en sedimentos.

La mayoría de las sustancias químicas de origen natural para las que se han calculado valores de referencia (o se ha considerado su cálculo) son inorgánicas. Sólo una es orgánica: la microcistina-LR, una toxina producida por cianobacterias o algas verdeazuladas, que proliferan en lagos, embalses, lagunas y ríos con poca corriente.

**Las cianotoxinas** pueden alcanzar concentraciones potencialmente peligrosas para la salud humana, sobre todo cuando se produce una alta densidad celular por una proliferación excesiva, lo que a veces se conoce como «floraciones» (*blooms*). Estas situaciones se producen como consecuencia de la existencia de concentraciones altas de nutrientes (fósforo y, a veces, nitrógeno) y pueden ser desencadenadas por condiciones como la estratificación de masas de agua y temperaturas suficientemente altas.<sup>7</sup>

En muchas circunstancias, las floraciones y acumulaciones son estacionales, pueden desarrollarse rápidamente y durar poco tiempo.

Algunos métodos de tratamiento, como la filtración y cloración, permiten eliminar las cianobacterias y las cianotoxinas. La filtración puede eliminar eficazmente las células de cianobacterias y, simultáneamente, con frecuencia, una proporción alta de las toxinas.

El análisis químico de la presencia de cianotoxinas no es el método preferible para el monitoreo sistemático, sino el monitoreo de signos de floración, o del potencial de desarrollo de floraciones, en el agua de origen, y el incremento de la vigilancia cuando se detectan tales signos.

La microcistina-LR es una de las más tóxicas de entre las más de 70 variantes estructurales de microcistina. Aunque es, al parecer, una de las microcistinas más abundantes en todo el mundo, en muchas regiones no es la variante más común, y es probable que las otras sean menos tóxicas.

El valor de referencia provisional correspondiente a la microcistina-LR mostrado en la tabla 4, puede utilizarse para la evaluación de tales microcistinas y para el establecimiento de objetivos.

Para los contaminantes inorgánicos procedentes de rocas y sedimentos, es importante analizar sistemáticamente las posibles fuentes de agua para determinar

<sup>7</sup> [http://www.who.int/water\\_sanitation\\_health/dwq/gdwq3\\_es\\_full\\_lowres.pdf](http://www.who.int/water_sanitation_health/dwq/gdwq3_es_full_lowres.pdf)

si pueden utilizarse sin tratamiento adicional o si será necesario tratar el agua para retirar las sustancias contaminantes peligrosas junto con los contaminantes microbianos.

No se han establecido valores de referencia para las sustancias químicas enumeradas en la tabla 5 por motivos que se presentan en el agua en concentraciones menores que las que pueden producir efectos tóxicos.

Se han establecido valores de referencia para las sustancias químicas de origen natural cuya presencia en el agua puede afectar la salud como el Arsénico, Bario, Boro, Cromo, Fluoruro, Manganeso, Molibdeno, Selenio y Uranio. (véase la tabla 6)

Tabla 4 Valores de referencia correspondientes a cianotoxinas cuya presencia en el agua de consumo puede afectar a la salud [2]

	Valor de referencia*(ug/l)	Observaciones
Microcistina – LR	1 p	Para microcistina-LR total (suma de la libre y la intracelular)

\*P = valor de referencia provisional, dado que hay evidencia de que la sustancia es peligrosa, pero hay escasa información disponible relativa a sus efectos sobre la salud.

Tabla 5 Sustancias químicas de origen natural para las que no se han establecido valores de referencia. [2]

Sustancia	Observaciones
Cloruro	Puede afectar la aceptabilidad del agua de consumo, véase tabla 6
Sales de calcio y magnesio (dureza)	Puede afectar la aceptabilidad del agua de consumo, véase tabla 6
Sulfuro de Hidrógeno	Puede afectar la aceptabilidad del agua de consumo, véase tabla 6
Ph	Es un parámetro operativo de calidad del agua importante, véase tabla 6
Sodio	Puede afectar la aceptabilidad del agua de consumo, véase tabla 6
Sulfato	Puede afectar la aceptabilidad del agua de Consumo, véase tabla 6
Sólidos disueltos totales SDT	Puede afectar la aceptabilidad del agua de consumo, véase tabla 6

### 3.3 CALIDAD DE AGUA POTABLE

El agua es esencial para la vida y todas las personas deben disponer de un suministro satisfactorio (suficiente, inocuo y accesible). Debe realizarse el máximo esfuerzo para lograr que la inocuidad del agua de consumo sea la mayor posible.

La mayoría de los consumidores no disponen de medios para juzgar por sí mismos la seguridad del agua que consumen, pero su actitud hacia el agua de consumo y hacia sus proveedores de agua se verá afectada en gran medida por los aspectos de la calidad del agua que son capaces de percibir con sus propios sentidos. Es natural que los consumidores recelen del agua que parezca sucia o tenga un color anormal, o que tenga un olor o sabor desagradable, aunque estas características puedan no tener, en sí mismas, ninguna consecuencia directa para la salud. Debe darse una prioridad máxima al suministro de agua de consumo que, además de ser inocua, tenga un aspecto, sabor y olor aceptables. El agua cuyas características organolépticas sean inaceptables minará la confianza de los consumidores, generará quejas y, lo que es más importante, puede conducir al consumo de agua de fuentes menos seguras.

Respecto a la turbidez en el agua de consumo está causada por la presencia de partículas de materia, una turbidez menor que 5 UNT suele ser aceptable para los consumidores. Las partículas pueden proteger a los microorganismos de los efectos de la desinfección y pueden estimular la proliferación de bacterias.

No se ha propuesto ningún valor de referencia basado en efectos sobre la salud para la turbidez; idóneamente, sin embargo, la turbidez mediana debe ser menor que 0,1 UNT para que la desinfección sea eficaz, y los cambios en la turbidez son un parámetro importante de control de los procesos.<sup>7</sup>

La tabla 6 muestra los valores de estándares para agua potable establecidos por la Norma Técnica Peruana 214.003.87 (INDECOPI) y los lineamientos de la Superintendencia Nacional de Saneamiento Ambiental (SUNAAS), en comparación con los estándares establecidos por la OMS.

<sup>7</sup> [http://www.who.int/water\\_sanitation\\_health/dwq/gdwq3\\_es\\_full\\_lowres.pdf](http://www.who.int/water_sanitation_health/dwq/gdwq3_es_full_lowres.pdf)



Tabla 6 Estándares requeridos para agua potable [2] [3]

Parámetros	En el Perú			Guía O.M.S.
	Estándar (Referencial)	Criterios de Calidad	Referencia	
Cloro Residual Libre (mg/L)	0,5	El 80 % de las muestras > 0,5 mg/L. El 20 % de las muestras puede contener > 0,3 - <0,5 mg/L.	Directiva sobre desinfección del agua R.S. N° 190-97-SUNASS.	
Coliformes Totales (NMP/100 ml)	0	El 95 % de las muestras debe estar ausente de coliformes totales.	Directiva sobre desinfección del agua R.S. N° 1121-99-SUNASS.	0
Coliformes Fecales (NMP/100 ml.)	0	El 100 % de las muestras debe estar ausente de coliformes termotolerantes	Directiva sobre desinfección del agua R.S. N° 1121-99-SUNASS	0
Ph	6,5 a 8,5	No aplica	Directiva sobre desinfección del agua R.S. N° 1121-99-SUNASS	6,5 a 8,5
Turbiedad UNT	5	El 80 % de las muestras debe contener < 5 UNT	NTP 214.003-87	5
Conductividad (µS/cm)	1500	El 80 % de las muestras debe contener < 1500 µS/cm	Directiva sobre desinfección del agua. R.S. N° 1121-99-SUNASS	.....
Arsénico (mg/L)	0,05	No Aplica	NTP 214.003-87	0,01
Bario (mg/L)	1	No Aplica	NTP 214.003-87	0,7
Cadmio(mg/L)	0,005	No Aplica	NTP 214.003-87	0,003
Cromo Total (mg/l)	0,05	No Aplica	NTP 214.003-87	0,05
Endrín (mg/L)	....	.....	.....	0,0006
Aldrín (mg/L)	.....	.....	.....	0,00003
Cianuro (mg/L)	0,1	No Aplica	NTP 214.003-87	0,07
Plomo (mg/L)	0,05	No Aplica	NTP 214.003-87	0,01
Mercurio (mg/L)	0,001	No Aplica	NTP 214.003-87	0,006
Nitrato (mg/L)	45	No Aplica	NTP 214.003-87	50

Parámetros	En el Perú			Guía O.M.S.
	Estándar (Referencia I)	Criterios de Calidad	Referencia	
Compuesto extractable al carbón cloroformo (mg/L)	0,1	No Aplica	NTP 214.003-87	.....
Selenio (mg/L)	0,01	No Aplica	NTP 214.003-87	0,01
Fenoles (mg/L)	0,1	No Aplica	NTP 214.003-87	
Color verdadero (UC)	15	No Aplica	NTP 214.003-87	
Olor y sabor	NA	Inofensivo a lo mayoría de consumidores	NTP 214.003-87	
Sólidos Totales (mg/L)	1000	No Aplica	NTP 214.003-87	1000
Dureza CaCO <sub>3</sub> (mg/L)	200	No Aplica	NTP 214.003-87	500
Sulfatos (mg/L)	400	No Aplica	NTP 214.003-87	.....
Cloruros (mg/L)	600	No Aplica	NTP 214.003-87	.....
Fluoruros (mg/L)	1,5	No Aplica	NTP 214.003-87	1,5
Sodio (mg/L)	100	No Aplica	NTP 214.003-87	.....
Aluminio (mg/L)	0,2	No Aplica	NTP 214.003-87	0,2
Cobre (mg/L)	1	No Aplica	NTP 214.003-87	.....
Hierro (mg/L)	0,3	No Aplica	NTP 214.003-87	.....
Manganeso (mg/L)	0,1	No Aplica	NTP 214.003-87	0,4C
Calcio (mg/L)	75	No Aplica	NTP 214.003-87	.....
Magnesio (mg/L)	30	No Aplica	NTP 214.003-87	.....
Zinc (mg/L)	15	No Aplica	NTP 214.003-87	.....

**NMP:** Número más probable      **UNT:** Unidades nefelométricas de turbidez.  
C = concentraciones de la sustancia iguales o menores que el valor de referencia basado en efectos sobre la salud pueden afectar al aspecto, sabor u olor del agua y dar lugar a reclamaciones de los consumidores.

### **3.4 CAPTACIÓN DE AGUA DE RÍOS Y ARROYOS**

La obra de toma debe ser capaz de captar el caudal de diseño, aún en las condiciones más desfavorables. Para ello, es necesario conocer el caudal mínimo disponible del curso de agua, el caudal en época de estiaje, debe poder cubrir en exceso el caudal de diseño de la captación. Generalmente, se exige que sea por lo menos equivalente al doble del caudal de diseño en el caso de alimentación por gravedad, y el triple del caudal de diseño para el caso de captación mediante bombeo.

Si el caudal mínimo no permitiera cubrir la demanda, pero el caudal promedio en un período que abarque el intervalo de ocurrencia del mínimo fuera suficiente para ello, correspondería analizar la viabilidad de la construcción de un embalse, cuyo volumen alcance para satisfacer los consumos de la época seca, evitando así cortes en la prestación del servicio.

Por otra parte, si la corriente fuera de muy pequeño caudal y tirante, puede proyectarse una presa de derivación para mantener la toma sumergida, garantizando en todo momento la captación del caudal de diseño. Adicionalmente, el proyectista debe analizar para el diseño de la toma los siguientes aspectos:

Los registros históricos de niveles de agua con la finalidad de definir:

La cota de la boca de toma que permita captar agua aún en la mínima bajante.

La cota de la máxima creciente, para evitar la inundación de las instalaciones.

En los casos en que la toma se encuentre en una zona donde el nivel del agua pueda sufrir grandes cambios, la obra debe estar en condiciones de adaptarse a los mismos. Las protecciones necesarias de la boca de captación mediante rejas o láminas perforadas, previendo además su limpieza periódica, frente a los riesgos de ingreso al sistema de elementos sólidos o cuerpos extraños que transporte el curso de agua y que pudieran causar daños u obstrucciones.

La seguridad estructural, mediante un emplazamiento de la obra en un fondo estable, y realizar las verificaciones a la flotación, al volcamiento y a las socavaciones, debiendo preverse, las instalaciones de alivio o descarga frente a las crecidas y las protecciones para el tránsito en el río. <sup>8</sup>

Para escurrimientos con pequeños tirantes, las obras de captación pueden agruparse en los siguientes tipos generales:

- a) Dique con toma directa
- b) Dique con caja y vertedor lateral
- c) Dique con caja y vertedor central

### **3.4.1 CAPTACIÓN DIRECTA**

Cuando las aguas de un río están relativamente libres de materiales de arrastre en toda época del año, el dispositivo de captación más sencillo es un tubo sumergido. Es conveniente orientar la entrada del tubo en forma tal que no quede en frente de la corriente, y protegerla con malla metálica contra el paso de objetos flotantes. Si la captación es por gravedad, normalmente es necesario represar las aguas por medio de un dique a fin de instalar la tubería por encima del nivel de la máxima crecida

### **3.4.2 CAPTACIÓN POR MEDIO DE VERTEDEDOR LATERAL.**

Cuando el dispositivo de captación en un curso superficial está expuesto a impactos de consideración debido a cantos rodados, troncos de árboles, etc, arrastrados por las crecidas, el método de captación directa resulta inadecuado. En estos casos puede recurrirse al empleo de una tanquilla ó canal de concreto armado, provisto de vertedor lateral

El vertedor lateral es un dispositivo que permite el paso del agua por encima de una cresta, orientada en sentido paralelo a la dirección principal de la corriente. Mediante la ubicación de la cresta por debajo del nivel normal de las aguas, se produce un gradiente hidráulico hacia la misma, y parte del flujo cambia su dirección original en sentido aproximadamente ortogonal. Mientras mayor sea el gradiente hidráulico y la longitud de la cresta, mayor será la descarga a través del vertedor. Por otra parte mientras mayor sea la velocidad original de la corriente, o sea la paralela a la cresta menor será la descarga. Hay por consiguiente cuatro cantidades que definen el funcionamiento de un vertedor lateral, que son:

La descarga ó gasto  $Q$ .

El gradiente hidráulico hacia la cresta del vertedor

La velocidad de la corriente

La longitud de la cresta.

La teoría de los vertedores laterales exige cálculos sumamente laboriosos, aún en los casos en el que existen soluciones analíticas bien definidas. En el diseño de obras para captación para gastos moderados. Normalmente no es necesario recurrir al desarrollo de la ecuación del momentum, que se aplica a los vertedores laterales. El propósito que se persigue es el diseño de una estructura económica, capaz de captar el gasto previsto; en caso que dicho gasto sea pequeño, la economía lograda a base de cálculos exactos, es insignificante en la mayoría de los casos.

Por consiguiente el problema se reduce a determinar la carga necesaria sobre una cresta de longitud dada, o longitud requerida de cresta para una carga fija.

La descarga a través del vertedor rectangular puede expresarse por la formula de Francis<sup>8</sup>

$$Q = CLH^{3/2} \dots\dots\dots (1)$$

Donde

Q: caudal a captar, en m<sup>3</sup>/s

L: longitud efectiva del vertedero, en m.

H: Carga sobre la cresta del vertedero, en m.

C: coeficiente

Para vertedero frontal de cresta delgada, C= 1,84

### **3.4.3 CAPTACIÓN POR MEDIO DE CAJA CENTRAL UBICADA POR DEBAJO DEL VERTEADOR DE REBOSE.**

Un dispositivo de este tipo tiene la ventaja sobre las anteriores de que no se ve afectado por la cantidad de sedimentos depositados por el río; esto es que cumple sus propósitos aun en el caso extremo en el cual el pequeño embalse formado por el dique se llene por completo de material de arrastre. El dispositivo consiste en una tanquilla, Caja central ó canal, ubicada en el mismo cuerpo del dique – toma, por debajo del vertedor de rebose del mismo, ocupando todo el ancho de dicho vertedor.

---

<sup>8</sup> [http://www.frbb.utn.edu.ar/carreras/materias/ing\\_sanitaria/ENOHSa%20Fuentes%20y%20captaciones.pdf](http://www.frbb.utn.edu.ar/carreras/materias/ing_sanitaria/ENOHSa%20Fuentes%20y%20captaciones.pdf)

### **3.4.4 CONSIDERACIONES PARA CAPTACIÓN DE ALTA MONTAÑA**

Se aplica en ríos con caudales habitualmente reducidos y grandes crecidas ocasionales su diseño debe considerar los siguientes objetivos:

La capacidad de la captación se proyecta para el caudal habitual del cauce.

Tanto la captación como las obras de protección deben permitir el paso de la crecida, sin influenciar notoriamente su comportamiento hidráulico, incluso si eso significa la destrucción de las obras.

Los materiales y técnicas constructivas deben ser bajo costo, considerando que la captación será reconstruida con frecuencia.

### **3.5 POTABILIZACIÓN DEL AGUA DE RIOS Y ARROYOS**

La operación de potabilización del agua comprende una serie de procesos cuya finalidad es transformar la materia prima inicial (agua cruda) en un producto final (agua potable) que esté de acuerdo con las características impuestas por las normas vigentes.

En el caso de las aguas superficiales, el tratamiento más usual es el llamado «convencional» que comprende las etapas de: coagulación, floculación, decantación, filtración y desinfección, ó filtración lenta y desinfección (post-cloración).

#### **3.5.1 CLORACIÓN**

La aplicación de una concentración suficiente de desinfectante es un componente fundamental de la mayoría de los sistemas de tratamiento para lograr la reducción necesaria del riesgo microbiano.

El cloro es EFECTIVAMENTE el elemento más importante que existe para la desinfección del agua. Se suele usar en una dosis de 0,0001% que destruye todos los microbios en cuatro minutos. Además se usa para:

1. Eliminar olores y sabores.
2. Decolorar.
3. Ayudar a evitar la formación de algas.
4. Ayudar a quitar el hierro y manganeso.
5. Ayudar a la coagulación de materias orgánicas

El almacenamiento del agua tras su desinfección, antes de su suministro a los consumidores, puede mejorar la desinfección al aumentar el tiempo de contacto de los desinfectantes con el agua. Este efecto puede ser particularmente beneficioso en el caso de los microorganismos más resistentes, como *Giardia* y algunos virus. Pueden utilizarse diversas técnicas de cloración, como son la cloración a la dosis crítica (*breakpoint*), la cloración marginal y la supercloración-descloración. La cloración a la dosis crítica es un método en el que se aplica una dosis de cloro suficiente para oxidar rápidamente todo el nitrógeno amónico presente en el agua y dejar una concentración adecuada de cloro libre residual para proteger el agua de la contaminación entre el punto de cloración y el punto de consumo. La supercloración - descloración consiste en añadir una dosis grande de cloro para lograr una reacción química y desinfección rápidas, seguida de una reducción del exceso de cloro libre residual. Es importante eliminar el exceso de cloro para evitar problemas organolépticos. Se utiliza principalmente cuando la carga bacteriana es variable o cuando el tiempo de retención en un depósito es insuficiente. La cloración marginal se utiliza en los sistemas de abastecimiento de agua de calidad alta y consiste simplemente en añadir una dosis de cloro que genere la concentración deseada de cloro libre residual. En este tipo de aguas, la demanda de cloro es muy baja, y es posible que ni siquiera llegue a alcanzarse el punto crítico (*breakpoint*).<sup>9</sup>

Según la Norma Peruana OS20 Planta de tratamiento de agua para consumo humano, el efluente de la planta deberá tener por lo menos 1 ppm de cloro residual o el necesario para que en el punto más alejado de la red exista no menos de 0.2 ppm. En las localidades en las que exista endemidad de enfermedades diarreicas como el cólera, el residual en los puntos más alejados deberá ser de 0.5 ppm.<sup>10</sup>

Una forma sencilla, de medir el cloro residual es con el comparador de cloro artesanal de DISABAR-CEPIS, utilizando las pastillas DPD-1. El procedimiento se basa en llenar el tubo de vidrio con la muestra de agua, agregar una pastilla DPD-1 y ver el color que ha tomado luego de 60seg, comparar el valor producido en la escala de valores y obtener el valor del cloro residual en la muestra

---

9 [http://www.frbb.utn.edu.ar/carreras/materias/ing\\_sanitaria/ENOHsa%20Fuentes%20y%20captaciones.pdf](http://www.frbb.utn.edu.ar/carreras/materias/ing_sanitaria/ENOHsa%20Fuentes%20y%20captaciones.pdf)

10 <http://amarengo.org/construccion/normas/rne/habilitaciones-urbanas/obras-de-saneamiento/os020>

### **3.5.2 SEDIMENTACION**

Es el asentamiento por gravedad de las partículas sólidas contenidas en el agua. Se realiza en depósitos anchos y de poca profundidad. La sedimentación puede ser simple o secundaria. La simple se emplea para eliminar los sólidos más pesados sin necesidad de tratamiento especial mientras mayor sea el tiempo de reposo, mayor será el asentamiento y consecuentemente la turbiedad será menor haciendo el agua más transparente.

El reposo prolongado natural también ayuda a mejorar la calidad del agua debido a la acción del aire y los rayos solares; mejor sabor y el olor, oxida el hierro y elimina algunas sustancias.

### **3.5.3 FILTRACIÓN**

Las partículas pueden separarse de las aguas brutas mediante filtros rápidos por gravedad, horizontales, o a presión, o filtros lentos de arena. La filtración lenta en arena es, en esencia, un proceso biológico, mientras que los otros tipos de filtración son procesos físicos.

Los filtros rápidos por gravedad, horizontales y a presión pueden utilizarse para la filtración directa de agua bruta, sin tratamiento previo.

#### **3.5.3.1 FILTROS RAPIDOS POR GRAVEDAD**

Los filtros rápidos de arena por gravedad son habitualmente depósitos rectangulares abiertos (habitualmente de menos de 100 m<sup>2</sup>) que contienen arena de sílice (con granos de 0,5 a 1,0 mm) hasta una profundidad de 0,6 a 2,0 m. El agua fluye hacia abajo y los sólidos se concentran en las capas superiores del lecho. El caudal unitario es generalmente de 4 a 20 m<sup>3</sup>/(m<sup>2</sup>·h). El agua tratada se recoge mediante bocas situadas en el suelo del lecho. Los sólidos acumulados se retiran periódicamente descolmatando el filtro mediante inyección (a contracorriente) de agua tratada. Además de los filtros de arena en capa homogénea, se utilizan filtros bicapa o multicapa. Estos filtros están constituidos por materiales diferentes, de modo que su estructura pasa de gruesa a fina conforme el agua avanza a través del filtro.



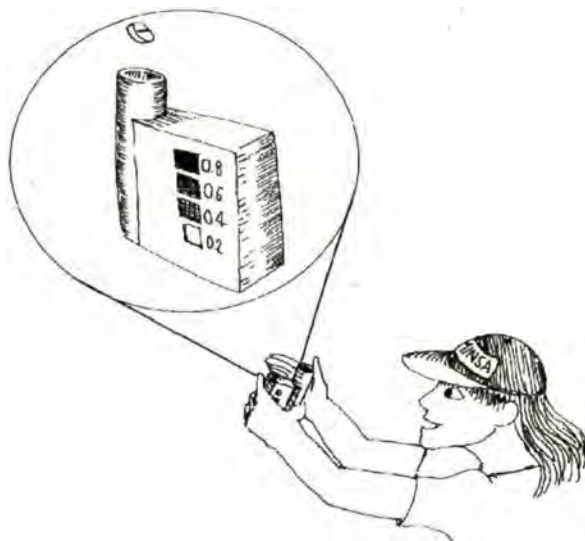


Fig. 1 Método para determinar el cloro residual del agua tratada.



Foto2 Sedimentador convencional de forma rectangular y flujo horizontal en una zona rural

Un ejemplo común de filtro bicapa es el filtro de antracita y arena, que suele tener una capa de 0,2 m de espesor de partículas de antracita de 1,5 mm sobre una capa de 0,6 m de espesor de arena de sílice. La ventaja de los filtros bicapa y multicapa es que se utiliza eficazmente el espesor completo del lecho para la retención de partículas: la tasa de pérdida de carga puede ser la mitad que en los filtros de capa homogénea, lo que permite utilizar caudales unitarios mayores sin que aumente la pérdida de carga.

Los filtros rápidos por gravedad suelen utilizarse para eliminar los flóculos de aguas coaguladas, así como para reducir la turbidez (incluidas las sustancias adsorbidas) y los óxidos de hierro y manganeso de las aguas brutas.

### **3.5.3.2 PRE FILTROS DE GRAVA**

Antes de someter el agua a otros tratamientos, como a filtros lentos de arena, pueden utilizarse pre-filtros. Los pre-filtros con medio de filtración de grava gruesa o piedras machacadas pueden tratar eficazmente aguas de turbidez alta (>50 UNT). La principal ventaja de la pre-filtración es que al pasar el agua por el filtro, además de por filtración, se eliminan partículas mediante sedimentación por gravedad.

Los Pre- filtros de grava ó Filtración gruesa, pueden ser de dos tipos dependiendo del sentido de flujo:

- Pre filtro de flujo horizontal
- Pre filtro de flujo vertical : pueden ser descendentes y ascendente

Los filtros horizontales pueden tener hasta 10 m de longitud y se aplican caudales de filtración de 0,3 a 1,0 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>·h.

### **3.5.3.3 FILTRO LENTO DE ARENA**

Los filtros lentos de arena son habitualmente depósitos que contienen arena (con partículas de tamaño efectivo de 0,15 a 0,3 mm) hasta una profundidad de 0,5 a 1,5 m. En estos filtros, en los que el agua bruta fluye hacia abajo, la turbidez y los microorganismos se eliminan principalmente en los primeros centímetros de la arena. Se forma una capa biológica, en la superficie del filtro, que puede eliminar eficazmente microorganismos. El agua tratada se recoge en sumideros o tuberías

situados en la parte baja del filtro. Periódicamente, se retiran y sustituyen los primeros centímetros de arena que contienen los sólidos acumulados. El caudal unitario de agua a través de los filtros lentos de arena es de 0,1 a 0,3 m<sup>3</sup>/ (m<sup>2</sup>·h). Los filtros lentos de arena sólo son adecuados para aguas de turbidez baja o aguas sometidas a filtración previa. Se utilizan para separar algas y microorganismos, incluidos los protozoos, y, precedidos de micro tamizado (*microstraining*) o filtración gruesa, para reducir la turbidez (incluidas las sustancias químicas adsorbidas). La filtración lenta en arena elimina eficazmente las sustancias orgánicas, incluidos algunos plaguicidas y el amoníaco.

#### **3.5.4 AERACIÓN**

Los procesos de aeración están diseñados para retirar los gases y compuestos volátiles mediante arrastre con aire. La transferencia de oxígeno puede efectuarse habitualmente mediante una simple cascada o por difusión de aire al agua, sin necesidad de equipos complejos. No obstante, para el arrastre de gases o compuestos volátiles puede ser necesaria una planta especializada que proporcione una transferencia de masa alta de la fase líquida a la gaseosa.

Los aeradores de cascada o de escalones están diseñados para que el agua fluya en una capa delgada y lograr una transferencia de oxígeno eficiente. La aeración de cascada pueden ocasionar una pérdida de carga de altura significativa; necesiéndose de 1 a 3 m para un caudal unitario de 10 a 30 m<sup>3</sup>/(m<sup>2</sup>·h). Otra opción es la difusión de aire comprimido a través de un sistema de tuberías perforadas sumergidas. Estos tipos de aeradores se utilizan para la oxidación y precipitación del hierro y el manganeso.

El arrastre con aire puede utilizarse para retirar sustancias orgánicas volátiles (por ejemplo, disolventes), algunos compuestos que generan sabores y olores y radón. Los procesos de aeración para lograr el arrastre con aire deben ser mucho más complejos, para proporcionar el contacto necesario entre el aire y el agua. La técnica más común es la aeración de cascada, habitualmente en torres de relleno en las que el agua se hace fluir en capas delgadas sobre medios de plástico mientras se insufla a contracorriente. La altura y diámetro de la torre necesarios

son función de la volatilidad y la concentración de los compuestos que se desea retirar y del caudal unitario.

### 3.5.5 COAGULACIÓN QUÍMICA

El tratamiento basado en la coagulación química es el método más común de tratamiento de aguas superficiales y casi siempre se añaden al agua bruta coagulantes químicos, habitualmente sales de aluminio o de hierro, en condiciones controladas para formar un hidróxido metálico sólido. Las dosis de coagulante habituales son de 2 a 5 mg/l para las sales de aluminio y de 4 a 10 mg/l para las de hierro. El flóculo precipitado retira los contaminantes suspendidos y disueltos en el agua mediante mecanismos de neutralización de carga, adsorción y atrapamiento. La eficiencia del proceso de coagulación es función de la calidad del agua bruta, del coagulante o aditivos de coagulación utilizados y de factores operativos, como las condiciones de mezclado, la dosis de coagulación y el pH. El flóculo se retira del agua tratada mediante procesos posteriores **de separación de sólidos y líquidos como la sedimentación o flotación, la filtración rápida por gravedad o a presión, o una combinación de métodos.**

Para que el proceso de coagulación funcione eficazmente, es preciso seleccionar la dosis de coagulante y valor de pH óptimos. La dosis y pH necesarios pueden determinarse mediante ensayos de coagulación a pequeña escala, con cantidades discretas de agua, que se conocen con frecuencia como «pruebas de jarras» (*jar tests*). Se añaden dosis incrementales de coagulante a muestras de agua bruta que se agitan y después se dejan reposar. Se selecciona como dosis óptima aquella que logra una reducción suficiente del color y la turbidez; el pH óptimo puede determinarse de forma similar. Estos ensayos deben realizarse con la frecuencia suficiente para adaptarse a los cambios de calidad del agua bruta y, por consiguiente, de la demanda de coagulante.

Puede añadirse carbón activado en polvo (CAP) durante la coagulación para adsorber sustancias orgánicas como algunos plaguicidas hidrófobos. El CAP se separará como fracción integral del flóculo y se eliminará en los lodos de las instalaciones de tratamiento del agua.

El flóculo puede separarse por sedimentación para reducir la carga de sólidos en la posterior filtración rápida por gravedad. La sedimentación suele realizarse en clarificadores de flujo horizontal o de manto de flóculo (*floc blanket*). Otra opción es separar el flóculo mediante flotación por aire disuelto, en la que pequeñas burbujas de aire se adhieren a los flóculos sólidos haciéndolos flotar hasta la superficie del depósito, de donde se retira periódicamente la capa de lodo. En cualquiera de los dos procesos, el agua tratada se hace pasar a continuación por filtros rápidos por gravedad en los que se elimina el resto de los sólidos. El agua filtrada puede someterse a un tratamiento adicional, como una etapa adicional de oxidación y filtración (para la separación del manganeso), de ozonización o de adsorción en carbón activado granular (para la eliminación de plaguicidas y otras trazas de sustancias orgánicas), antes de la desinfección final previa a la entrada del agua tratada en el sistema de abastecimiento <sup>11</sup>.

### **3.6 PLANTA DE TRATAMIENTO POR FILTRACIÓN LENTA.**

Dependiendo de la calidad de la fuente de agua, que va a abastecer al sistema de tratamiento, la PFL 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 <sup>12</sup>:

- Presedimentador
- Sedimentador
- Prefiltro de grava
- Filtro lento
- Desinfección.

En la tabla 7 se indica los criterios para seleccionar los procesos de tratamiento de acuerdo a la calidad de la fuente.

<sup>11</sup> [http://www.tec.url.edu.gt/boletin/URL\\_08\\_ING02.pdf](http://www.tec.url.edu.gt/boletin/URL_08_ING02.pdf)

<sup>12</sup> <http://www.cepis.ops-oms.org/eswww/fulltext/tratagua/lenta/lenta1.html>

Tabla 7 Criterios de selección de procesos en función de la calidad de la fuente [6]

Alternativas	Límites de calidad de agua cruda aceptable		
	90% del tiempo	80% del tiempo	Esporádicamente
Filtro lento (F.L.) solamente	To $\leq 50$ UNT Co $\leq 50$ UC C.F $\leq (10)^4/100$ ml	To $\leq 20$ UNT Co $\leq 40$ UC	To max $\leq 100$ UNT
F.L. + pre filtro de grava (P.G.)	To $\leq 100$ UNT Co $\leq 60$ UC C.F $\leq (10)^4/100$ ml	To $\leq 60$ UNT Co $\leq 40$ UC	To max $\leq 150$ UNT
F.L. + P.G. + Sedimentador (S)	To $\leq 300$ UNT Co $\leq 60$ UC C.F $\leq (10)^4/100$ ml	To $\leq 200$ UNT Co $\leq 40$ UC	To max $\leq 500$ UNT
F.L. + P.G. + S. + Presedimentador	To $\leq 500$ UNT Co $\leq 60$ UC C.F $\leq (10)^4/100$ ml	To $\leq 200$ UNT Co $\leq 40$ UC	To max $\leq 1000$ UNT

### 3.6.1 PRE FILTRO DE GRAVA DE FLUJO HORIZONTAL

#### Ventajas

Cuando opera carreras largas, no sólo remueve partículas inertes, si no también microorganismos.

Las carreras hidráulicas de trabajo se pueden alargar mediante descargas hidráulicas y el lavado de la grava se puede distanciar. Es posible lograr una periodicidad de 2 a 3 años, dependiendo de la turbiedad máxima del afluente.

#### Restricciones:

Profundidades mayores de 1.5 m y anchos mayores de 5m dificultan la limpieza de la unidad. En general se recomienda profundidades no mayores de 1m y anchos máximos de 4m. Estas recomendaciones restringen el uso de estas unidades a caudales pequeños.

Turbiedades mayores de 300 UNT demandan unidades de 8 a 16 m de largo

**Parámetros de Diseño:**

- Velocidad filtración varía entre 0.3 y 1 m/h. [7]

$$A = Q / U_f \dots\dots\dots(2)$$

$$B = A / H. \dots\dots\dots(3)$$

Donde:

A = Área transversal de filtro grueso (m<sup>2</sup>)

Q= Caudal a tratar en (m<sup>3</sup>/h)

U<sub>f</sub>= Velocidad horizontal en el filtro grueso (m/h)

H = Altura de manto de grava (m)

B = Ancho de estructura (m)

- Longitud de tramos de 1 a 4m, dependiendo de la turbiedad del efluente.

En la tabla 8, se indican los principales criterios para seleccionar el tamaño de cada compartimento y tamaño de grava en base a la determinación de sólidos suspendidos en el afluente. La determinación de los sólidos sedimentables, especialmente en los momentos en que se producen episodios de alta turbiedad, permite determinar si la incorporación de un filtro grueso horizontal es la solución adecuada. Un agua puede tener una alta concentración de sólidos suspendidos pero de tamaño coloidal y en esos casos la eficiencia de este tipo de filtros es baja y se requerirá del agregado de coagulantes..

Tabla 8 Criterios de diseño de filtros gruesos grava con escurrimiento horizontal según la concentración media de sólidos suspendidos [7]

Parámetro	Concentración de sólidos suspendidos en el afluente	
	≥100 mg/l	< 100 mg/l
Velocidad de filtración m/h	0,5 – 1	0,75 – 1,5
Número de compartimentos	4	3
Longitud de los compartimentos m		
Compartimento N° 1	2,0 a 4,0	1,5 a 3,0
Compartimento N° 2	2,0 a 3,0	1,5 a 2,5
Compartimento N° 3	1,5 a 2,5	1,0 a 2,0
Compartimento N° 4	1,0 a 2,0	- -

Continuación de la Tabla 8

Parámetro	Concentración de sólidos suspendidos en el afluente	
	≥100 mg/l	< 100 mg/l
Tamaño de la grava mm		
Compartimento N° 1	15,9 a 25,4	15,9 a 25,4
Compartimento N° 2	9,6 a 15,9	9,6 a 15,9
Compartimento N° 3	4,8 a 9,6	4,8 a 9,6
Compartimento N° 4	2,4 a 4,8	--
Altura útil máxima m	1,50	1,50
Ancho máximo m	5,00	5,00
Velocidad de descarga m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> día	≥ 1400	≥1400

### 3.6.2 PRE FILTRO VERTICAL

Pueden operar con escurrimiento vertical descendente o ascendente, debiendo ser abastecido en el primer caso desde la superficie superior y en el segundo desde el fondo.

En ambos sistemas el material filtrante debe tener:

- Un tirante liquido cercano a 0,10 m sobre la superficie de grava
- Velocidad media de filtración,  $V_f = 0,3$  a 1 m/h

El valor menor corresponde al agua cruda con alta concentración de coloides y con sólidos menos sedimentables.

- La altura del lecho de grava debe tener un valor máximo de 1,5 m., siendo de 4,5 m la longitud de escurrimiento vertical, sumando la altura de los tres compartimentos.
- Manto de grava

Primer compartimento: tamaños entre 25 y 19 mm.

Segundo compartimento: tamaños entre 19 y 13 mm.

Tercer compartimento: tamaños entre 13 y 4 mm.

Para condiciones extremas del coloide y de contaminación biológica, el tamaño mínimo debe ser de 2 mm.

- Comparación entre pre-filtros de flujo ascendente y descendente



De acuerdo a la operación de limpieza de los lechos de grava es más conveniente el diseño de filtros ascendentes respecto a los descendentes. La causa es que en éstos la acumulación de sólidos retenida es mayor en las subcapas superiores; mientras que en los ascendentes ocurre en el fondo junto al sistema de drenaje, lo que facilita la operación de limpieza<sup>13</sup>.

### 3.6.3 DISEÑO DE UNA UNIDAD DE TRATAMIENTO DE FILTRACION LENTA.

#### - Velocidad de Filtración de diseño

El parámetro de diseño más importante en una filtración lenta de arena (FLA) es la velocidad de filtración ( $V_f$ ). La misma debe tener un valor en el rango:

$$0,1 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h} - 0,3 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$$

Cuando el filtro lento es la única unidad de tratamiento, la velocidad será de  $0,1 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$ . Se podrá considerar velocidades mayores cuando se proyecta pre-tratamiento según la tabla 9, siempre que se garantice la calidad aceptable en el efluente final. O sea que el parámetro de diseño dependerá de la calidad de la fuente de agua a tratar.

Tabla 9 Velocidad de filtración de acuerdo de los procesos preliminares [6]

Procesos	$V_f$ ( $\text{m}^3/\text{m}^2\text{h}$ )	$V_f$ ( $\text{m}^3/\text{m}^2\text{d}$ )
Filtración Lenta únicamente	0,1 - 0,2	2,4 - 4,8
Sedimentación ó Pre -filtración + Filtración Lenta	0,15 - 0,3	3,6 - 7,2
Sedimentación y Pre -filtración + Filtración Lenta	0,3 - 0,5	7,2 - 12

#### - Superficie Filtrante Requerida:

El área mínima del lecho filtrante puede obtenerse dividiendo la capacidad de diseño  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{h}$ ) entre la tasa de filtración<sup>14</sup>

$$A = Q/V_f \dots \dots \dots (4)$$

Además  $A \geq N \times F \dots \dots \dots (5)$

13 [http://www.frbb.utn.edu.ar/carreras/materias/ing\\_sanitaria/ENOHSa-%20Sistemas%20Tratamiento-%20Potabilizacion%20de%20agua.pdf](http://www.frbb.utn.edu.ar/carreras/materias/ing_sanitaria/ENOHSa-%20Sistemas%20Tratamiento-%20Potabilizacion%20de%20agua.pdf)

14 [http://www.cepis.org.pe/bvsacg/guia/calde/2sas/d23/069\\_Filtro\\_Lento\\_de\\_Arena/Filtro\\_Lento\\_de\\_Arena.pdf](http://www.cepis.org.pe/bvsacg/guia/calde/2sas/d23/069_Filtro_Lento_de_Arena/Filtro_Lento_de_Arena.pdf)

Donde:

A= área mínima requerida de lecho filtrante (m)

Q= demanda diaria de diseño (m<sup>3</sup>/h)

N= número de lechos filtrantes

F= Área de cada lecho filtrante (m)

La formula si se trabaja con tasa declinante sería:

$$A = \frac{Q}{0.1 \times a + b} \dots \dots \dots (6)$$

Q= demanda diaria de diseño (m<sup>3</sup>/d)

a= número de horas de producción diaria en régimen de operación normal (tasa de filtración 0,1 m/h)

b= 0,5 si el periodo diario de filtración con tasa declinante equivale a 8 horas consecutivas

0,7 si el periodo diario de filtración con tasa declinante equivale a 16 horas consecutivas.

0 si no se aplica filtración con tasa declinante.

**- Número de Unidades Filtrantes:**

Azevedo Netto en su manual, sugiere la siguiente expresión práctica para determinar el número de filtros requeridos para un caudal de diseño:

$$N = \frac{1}{4} (Q)^{1/2} \dots \dots \dots (7)$$

Donde:

Caudal de diseño Q (m<sup>3</sup>/h).

Nf mín = 2 = número mínimo de unidades..

**- Conformación de la caja Filtro:**

Los filtros pueden ser de caja redonda ó rectangular que es la más utilizada.

En las rectangulares se tiene que:

$$K = 2 \times N / (N + 1) \dots \dots \dots (8)$$

$$L = (F \times K)^{1/2} \dots \dots \dots (9)$$

$$B = (F / K)^{1/2} \dots \dots \dots (10)$$

$$F = L \times B \dots\dots\dots( 11 )$$

$$VR = Q / (2 \times A \times B) \dots\dots\dots( 12 )$$

Donde:

K: Coeficiente del mínimo costo

L: longitud de la unidad (m)

B: ancho de unidad (m)

F: área de cada lecho filtrante (m<sup>2</sup>)

VR: Velocidad real de filtración.(m/h)

Q: caudal de diseño en (m<sup>3</sup>/h)

#### - **Sistema de Drenaje**

Los drenes se diseñaran con el criterio de que la velocidad limite en cualquier punto de estos no sobrepase de 0,3 m/s. La relación de velocidad entre el dren principal (Vp) y los drenes secundarios (Vs), para obtener una colección uniforme del agua filtrada, debe ser de:

$$Vp/Vs \leq 0,15 \dots\dots\dots( 12 )$$

### **3.7 METODOS DE ESTIMACIÓN DE POBLACIÓN FUTURA Y DEMANDA DE AGUA.**

#### **3.7.1 POBLACIÓN FUTURA**

Las obras de agua potable deben prever el crecimiento de la población en un periodo de tiempo prudencial que varía entre 10 y 40 años; siendo necesario estimar cual será la población futura al final de este periodo. Con la población futura se determina la demanda de agua para el final del periodo de diseño.

Los métodos más utilizados para la población futura son:

- **Métodos Analíticos:** Presuponen que el cálculo de la población para una región dada es ajustable a una curva aritmética. Este ajuste dependerá de las características de los valores de población censada, así como los intervalos de tiempos en que estos se han medido. Dentro los métodos analíticos tenemos el aritmético, el geométrico, de la curva normal, el logístico, de la ecuación de segundo grado, el exponencial, de los incrementos y de los mínimos cuadrados.

- **Métodos Comparativos:** Son aquellos que mediante procedimientos gráficos estiman valores de población, ya sea en función de datos censales anteriores de la región ó considerando los datos de poblaciones de crecimiento similar al que se está estudiando.
- **Método Racional:** Es este caso 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 más utilizado para el cálculo de población futura en zonas rurales es el analítico y con más frecuencia el de crecimiento aritmético, la fórmula para crecimiento aritmético es:

$$Pf = Pa \left( 1 + \frac{nTc}{100} \right) \dots \dots \dots (13)$$

Donde:

Pf: Población futura

Pa: Población actual

n: Tiempo en años

Tc: tasa de crecimiento anual %

### 3.7.2 DEMANDA DE AGUA

El consumo promedio diario anual, se define como el resultado de una estimación del consumo per -cápita para la población futura del periodo de diseño, expresada en litros por segundo y se determina mediante la siguiente relación <sup>15</sup>:

$$Cm = ( Pxd)/(86\ 400) \dots \dots \dots (14)$$

$$CMD = K1xCm \dots \dots \dots (15)$$

$$CMH = K2xCm \dots \dots \dots (16)$$

Cm: Consumo medio por día l/s.

P: Número de habitantes al final del periodo de diseño

d: dotación en l/hab/día

CMD: Consumo máximo diario en l/s

CMH: Consumo máximo horario en l/s

K1 = 1,3 y K2 = 1,5

---

<sup>15</sup>[http://www.bvsde.paho.org/bvsacg/guialcalde/2sas/d22/092\\_aforos/Agua\\_potable\\_para\\_poblaciones\\_rurales\\_\(CAP%5B1%5D.%203\).pdf](http://www.bvsde.paho.org/bvsacg/guialcalde/2sas/d22/092_aforos/Agua_potable_para_poblaciones_rurales_(CAP%5B1%5D.%203).pdf)

Considerando los factores que determinan la variación de la demanda de consumo de agua en las diferentes localidades rurales; el Ministerio de Salud asigna las dotaciones en base al número de habitantes (tabla 10) y a las diferentes regiones del país (tabla 11)

**Tabla 10 Dotación por Número de Habitantes [10]**

Población	Dotación (l/hab/día)
Hasta 500	60
500 – 1000	60 – 80
1000 – 2000	80 -100

Fuente: Ministerio de Salud 1962

**Tabla 11 Dotación por Región [10]**

Región	Dotación (l/hab/día)
Sierra	50
Costa	60
Selva	70

Fuente: Ministerio de Salud 1962

## **4. DESARROLLO DE TEMA**

### **4.1 SITUACIÓN ACTUAL DE ABASTECIMIENTO DE AGUA**

El Centro Poblado de Tambolic, utiliza las aguas de la quebrada Margarita para su abastecimiento domestico, El agua es distribuido a los hogares desde el tanque de almacenamiento previa adición del hipoclorito de sodio (lejía).

Actualmente el agua pasa por las siguientes etapas:

- Captación por gravedad desde la quebrada Margarita, aprovechando la pendiente geográfica de la zona.
- Retención de sólidos gruesos mediante una malla ubicada en la captación.
- Cuenta con tanque principal de almacenamiento de 27 m<sup>3</sup> y 4 tanques secundarios, distribuidos en el centro poblado.
- Adición de hipoclorito de sodio (lejía) en el tanque principal.
- Distribución del agua mediante tuberías de PVC, para su consumo.

### **4.2 CARACTERISTICAS DEL AGUA FUENTE.**

El agua de la quebrada Margarita corresponde a una fuente superficial típica de zonas montañosas, su cuenca no presenta intervención humana con vertimientos de aguas residuales ni pesticidas.

Una característica importante de tomar en consideración es que aumentan repentina y ostensiblemente su caudal despues de las lluvias.

#### **4.2.1 CARACTERISTICAS FISICO QUÍMICAS**

La información suministrada por la comunidad indica que durante el período de lluvia, ocurren cambios rápidos en la calidad del agua, básicamente asociados con el contenido de sólidos suspendidos, con una duración generalmente inferior a 5 horas.

La quebrada Margarita es afluente del Río Huarangal y esta a su vez se une con los ríos Huaylla y Ushun, siendo afluente principal por el lado izquierdo del río Utcubamba.

En la tabla 12 se muestra la calidad del agua del río Huarangal.

Tabla 12 Características fisicoquímicas del agua Río Huarangal. [11]

Parámetro	Unidades	Valor
Color		Marron claro
T°C de agua	°C	22
O2 disuelto	mg/l	12,5
Saturación O2	%	169,5
Ph		8,51
CE	uS/cm	108,4
Sólidos Disueltos	mg/l	50,7
Turbiedad	UNT	Promedio: 20 Frecuencia <95% : 70 Esporadicamente: 100

#### 4.2.2 CARACTERISTICAS MICROBIOLÓGICA

La cuenca de la Quebrada Margarita, no se encuentra contaminada con vertimientos residuales humanos, sin embargo está expuesta a la contaminación de excrementos de animales como el ganado, aves, caballos y otros animales típicos de la zona, los cuales son fuentes de patógenos como bacterias, virus, protozoos y helmintos.

La tabla 13 muestra los valores encontrados de coliformes totales y fecales.

La cantidad de paracitos se ve incrementada con la crecida en la época de lluvias, pudiendo observar helmintos (gusanos) sobre todo de forma cilíndrica en el agua.

Tabla 13 Coliformes totales y fecales del agua fuente.[11]

Parámetro	Valor
Coliforme total (NMP/100ml)	2 000 >
Coliforme fecal (NPM/100 ml)	Promedio:600 Frecuencia <95% :5000 Max. :8000

En la tabla 3 se muestra valores estimados de concentraciones máximos por litro de patógenos entéricos y agentes microbianos para ríos y arroyos silvestres.

Uno de los parásitos que no se menciona en la tabla pero que se encuentran en el agua de la quebrada Margarita son los helmintos llamado áscaris lumbricoides (lombriz intestinal), por lo que gran parte de los pobladores se ven afectados por estos parásitos.

#### 4.3 PERIODO DE DISEÑO Y POBLACIÓN FUTURA PARA EL CENTRO POBLADO DE TAMBOLIC

##### A) Periodo de Diseño.

Las normas generales para proyectos de abastecimiento de agua potable en el medio rural del Ministerio de Salud recomiendan un periodo de diseño de 20 años.

Se fija el periodo de 2010 – 2030

##### B) Determinación de Población Futura

Para determinar el crecimiento poblacional se aplica el método analítico de crecimiento aritmético utilizando la ecuación (13).

En la tabla 14 se muestra la población del Distrito Jamalca de los años 1993 y 2005 según el Censo Poblacional y Vivienda –INEI, con el cual se encuentra la tasa de crecimiento anual (Tc) de la población para la zona.

Utilizando la tasa de crecimiento del Distrito, se determina la población para el año 2030 como se muestra en la tabla 15.

Tabla 14 Población del Distrito Jamalca y Centro poblado de Tambolic 1993-2005 [12]

Años	Población	
	Centro poblado Tambolic	Distrito Jamalca
1993	540	7439
2005	.....	8137

Fuente: Censo poblacional y de vivienda 1993 -2005 INEI

Reemplazando valores tenemos:

$$Tc = ((8137/7439)-1)*100/12$$

$$P_{(2030)} = 540(1+ (37x0,78/100))$$



Tabla 15 Población estimada en el Centro Poblado de Tambolic año 2005 y 2030

Tc %	Año	Población
<b>0,78</b>	1993	540
	2005	<b>591</b>
	2030	<b>696</b>

#### 4.4 CALCULO DE LA DEMANDA DE AGUA PARA EL PERIODO DE DISEÑO

En el Centro Poblado Tambolic, existen un aproximado de 10 viviendas que tienen huertos con cultivo de verduras y frutas los cuales pertenecen a pobladores originales de la zona; el área promedio de los huertos por vivienda es de 800m<sup>2</sup>, los que necesitan ser regados en épocas de sequía.

En la tabla 16 se muestra el consumo en l/hab/d que representa el regado de estos huertos.

Tabla 16 Agua requerida para riego de huertos \*

Área	Viviendas	consumo de agua	Población	consumo(calculado)
800 m2/viv	10 Viv	1 l/m2/d	696,0	11,5 l/hab/d

\*Fuente (propia)

Luego tenemos que:

Dotación región selva (tabla2.11)..... 70 l/hab/d

Considerando 20% de perdidas..... 14,0 l/hab/d

Agua para regadío de huertos..... 11,50 l/hab/d

Dotación a considerar..... 95,49 l/hab/d

Para calcular el consumo medio, consumo máximo diario y consumo máximo horario se utiliza la ecuación (14), (15), (16) respectivamente; reemplazando valores tenemos:

$$C_m = (696 \times 95,49) / 86\,400 \Rightarrow C_m = 0,77 \text{ l/s}$$

$$C_{MD} = 1,3 \times 0,77 \dots\dots\dots C_{MD} = 1,0 \text{ l/s}$$

$$C_{MH} = 1,5 \times 0,77 \dots\dots\dots C_{MH} = 1,15 \text{ l/s}$$

## 4.5 CAPTACIÓN DE AGUA

### 4.5.1 DATOS HIDROLÓGICOS DE LA QUEBRADA MARGARITA

La Quebrada tiene crecidas violentas en épocas de lluvia, pudiendo arrastrar troncos y ramas de árboles que se encuentran a los cantos, en épocas de sequía el tirante de agua baja notablemente llegando a ver las arenas y piedrecillas del fondo.

En el lugar escogido para la toma, el ancho de la quebrada es de 3m, a 1438 m.s.n.m.

Los caudales registrados son:

- Caudal máximo: 600 l/s
- Caudal mínimo: 30 l/s
- Caudal medio: 87 l/s

### 4.5.2 DISEÑO DE LA TOMA DE AGUA

La captación se realizará por gravedad aprovechando la estructura del terreno.

Tratándose de que es una pequeña comunidad, se realizará la captación 4 veces de la demanda promedio de agua.

Caudal de diseño: 4,0 l/s

Ya que se trata de un río con un caudal pequeño (quebrada), se realizará la captación a través de una toma – dique, con toma lateral, provista de drenaje, rebose y boca toma. En este caso la bocatoma correspondiente debe estar a una cierta altura sobre el fondo del dique para evitar la entrada de arenas y debe estar cubierta por una rejilla protectora

a) Caudal de diseño para la captación de agua =  $Q_d = 4 \times CMD$

$$Q_d = 4,0 \text{ l/s.}$$

b) Calculando el vertedero lateral

Se fija la cresta libre del vertedor  $L = 0,55\text{mt.}$

Por la formula de francis:  $Q_d = CLh^{3/2}$

$$h = (0,004/(1,84*0,55))^{2/3}$$

$$h = 0,025\text{m}$$

Aplicando un factor de seguridad de 4, fijamos la carga mínima en 10cm.

c) Calculando el vertedero de rebose:

Se fija una longitud de la cresta,  $L1 = 1,3\text{mt.}$

Por la formula de francis:  $Q = CL1H^{3/2}$

Para el caudal mínimo 30 l/s menos el gasto de captación 4l/s la carga de dicho rebose será:

$$h = (0,026/(1,84*1,3))^{2/3}$$

$$h = 0,049\text{m} \approx 5\text{cm.}$$

En consecuencia, la diferencia de altura entre la cresta del vertedor lateral y el nivel de rebose debe ser de  $10 - 5 = 5\text{cm}$

d) Calculando el vertedero de crecida

El caudal medio del río es 87 l/s, por consiguiente el vertedero de rebose del dique deberá tener una capacidad de  $87 - 4 = 83$  l/s, para el ancho escogido de 1,3 m. este gasto resultará en 11cm de carga

$$h = (0,087/(1,84*1,3))^{2/3}$$

$$h = 0,106\text{m} \approx 11\text{cm.}$$

El caudal de crecida es de 600 l/s. el ancho de vertedero de crecida es de 2.3m. una altura de agua de 25cm. Admite aproximadamente

$$Q = 1,84 \times 1,3 \times (0,1+0,25)^{3/2} + 1,84 \times (2,3 - 1,3) \times 0,25^{3/2}$$

$$Q = 0,747 \text{ m}^3/\text{s} = 747 \text{ l/s.}$$

e) Altura de dique:

Sea  $H = 1.0\text{m}$  la altura adoptada del dique,

La relación  $H/h = 1/0,25 = 4 \gg 1,33$  por lo que el efecto de velocidad es despreciable.

$$Q/A = 0,6/(2,3*0,25) = 1,04 \text{ m/seg, régimen lento.}$$

#### **4.6 SELECCIÓN DE TECNOLOGIA DE TRATAMIENTO PARA AGUA POTABLE.**

Para ayudar a seleccionar el proceso de tratamiento y desinfección de agua se mostrara a continuación en las tablas 17 y 18 las características, bondades y desventajas de técnicas de desinfección que nos servirán como elementos de juicio.

Tabla 17 Tecnologías de desinfección de agua para consumo humano [13]

<b>Sodis</b>	
Método	Continuo / batch
Aplicabilidad	Familiar y villorrios pequeñas
Forma de Acción	Pasteurización
Equipos	Calentadores de agua solares. Pueden ser confeccionados localmente y hasta por los propios usuarios
Complejidad	Muy baja
Ventajas	Muy simple. Aceptable por los usuarios. No hay cambios en las propiedades del agua (salvo la temperatura). No hay SPD.
Desventajas	La desinfección depende de numerosos y variados parámetros. Difícil estandarizar y asegurar que la desinfección ha sido exhaustiva. No hay residual.
Costo de capital	Moderado
Recomendaciones	Muy buena opción para población rural dispersa y pequeñas aldeas
<b>Cloro</b>	
Método	Solución
Aplicabilidad	Pequeñas comunidades y hasta algunas intermedias
Forma de Acción	Oxidación de la materia orgánica
Equipos	Una gran variedad de artilugios muy simples. Es la tecnología más difundida en zonas rurales de los países en desarrollo
Complejidad	Muy baja
Ventajas	Los dosificadores pueden producirse localmente. Económico. Hay residual en el agua tratada y es fácilmente medible
Desventajas	Puede producir cambios en gusto y sabor. Produce SPD
Costo de capital	Mínimo. Algunos dosificadores son de costo prácticamente nulo
Recomendaciones	El mejor método para zonas rurales de países en desarrollo

Continuación de Tabla 17

<b>Radiación Ultravioleta</b>	
Método	Lámpara dentro o fuera del agua
Aplicabilidad	Poblaciones desde muy pequeñas a muy grandes
Forma de Acción	Destrucción del ADN de los microorganismos
Equipos	Variada gama, con tubos fuera del agua o dentro de ella
Complejidad	El equipo (la lámpara UV) es de escasa complejidad. Sin embargo los equipos auxiliares que deben acompañar a aquella le confieren un variado rango de complejidad dependiendo del grado de seguridad buscado
Ventajas	Simple. No requiere del uso de ninguna sustancia química. Corto tiempo de exposición. No hay cambios organolépticos en el agua. No hay SPD
Desventajas	Para asegurar la dosis adecuada hay que contar con varios equipos de control. No hay forma de medir la eficacia de la desinfección en forma simple y rápida. No hay residual
Costo de capital	Bajo en sistemas simples y sin demasiada protección. Elevado en los muy protegidos. Intermedio en aquellos con solo lo imprescindible para una buena operación
Recomendaciones	Un método muy interesante por lo simple. No solo tiene aplicación y demanda en las grandes ciudades. También es una buena opción para zonas rurales
<b>Filtración Lenta</b>	
Método	Filtración lenta por arena (FLA)
Aplicabilidad	Pequeñas poblaciones. En menor grado poblaciones intermedias
Forma de Acción	Eliminación de los microorganismos por acción de la capa biológica (“fagocitosis”) que recubre los granos de arena.
Equipos	Filtros lentos de arena, casi siempre confeccionados in situ, con hormigón, acero u otros materiales
Complejidad	Baja

Continuación de Tabla 17

<b>Filtración Lenta</b>	
Ventajas	Opera prácticamente solo. A la vez que desinfecta, elimina la turbiedad del agua cruda. No cambia las propiedades organolépticas del agua. No hay SPD
Desventajas	Para que trabaje efectivamente, debe estar muy bien construido; contar con la arena apropiada, bien clasificada y lavada; y operar bajo las condiciones de temperatura, caudal, velocidad de filtración, etc., adecuadas. No hay residual
Costo de capital	Moderados a intermedios, aunque como el FLA generalmente se construye para eliminar turbiedad, el costo del componente de la desinfección se disimula en el costo total del filtro
Recomendaciones	El método más antiguo de tratamiento de aguas, revitalizado como equipo desinfectante es una opción siempre válida para poblaciones rurales

Tabla 18 Tabla comparativa de los distintos desinfectantes [13]

	Sodis	Cl <sub>2</sub>	UV	F.L.A
<u>Efectividad</u>				
- Bacterias	A	A	A	A
- Virus	A	A	A	I
- Protozoos	B	B	B	A
- Helmintos	B	B	B	A
<u>Influencia del agua cruda en relación a</u>				
- pH	B	A	B	B
- Turbiedad	A	I	A	B
- Materia orgánica	I	B	B	B
Produce Subproductos de desinfección	NO	SI	NO	NO
Mantiene residual de protección	NO	SI	NO	NO
Rango de uso caudales	B	B-I-A	B-I-A	B-I
Costo de operación	B	B	B-I	B
Capacidad del operador	B	B	B-I	B
Requerimientos de productos químicos	NO	SI	NO	NO

A: Alto I: Intermedio B: Bajo

#### **4.7 TECNOLOGÍA SELECCIONADA PARA TRATAR EL AGUA DE LA QUEBRADA MARGARITA.**

Por las características Fisicoquímicas del agua fuente, se puede clasificar como un agua del tipo III, El tratamiento del agua para hacerle apta para consumo humano se puede realizar de acuerdo a las siguientes alternativas:

**Alternativa A:** Coagulación – sedimentación – **Filtración rápida** y desinfección, el proceso de coagulación y sedimentación se hace necesario en las épocas de lluvia en donde la turbidez es alta y evitar así la rápida colmatación del filtro de arena.

**Alternativa B:** Pre- filtración con grava – **Filtración lenta en arena** y desinfección, esta selección se ha realizado según la tabla 7 con los datos de turbidez y coliformes fecales que presenta el agua fuente.

De la tabla 17 se puede ver que la Filtración lenta es una tecnología usada tanto para eliminar la turbidez del agua y para desinfectarla. De la tabla 18 se tiene que la F.L.A es la más eficaz en la desinfección, económico y de bajo costo operativo cuando se tratan caudales bajos a intermedios.

Sin embargo tiene efectividad intermedia cuando se trata de eliminación de virus y no mantiene residual de protección, para asegurar la desinfección del agua se puede utilizar cloro en solución como residual de protección que es efectivo contra virus y es en este caso bien aceptado por la población.

Por Todo esto la **Tecnología seleccionada** para el tratamiento de agua en el C.P. Tambolic, **es la alternativa B;** además las elevadas temperaturas de la zona, favorecen la actividad biológica, responsable de la eliminación de bacterias y virus patógenos.

Dada la turbidez del agua es necesario el uso de pre-filtro de grava, sobre todo en épocas de lluvia por que permite el funcionamiento adecuado del filtro al mejorar la calidad de agua que ingresa a él.

**Alternativa seleccionada: alternativa B**

La planta de tratamiento de agua estará conformado por:

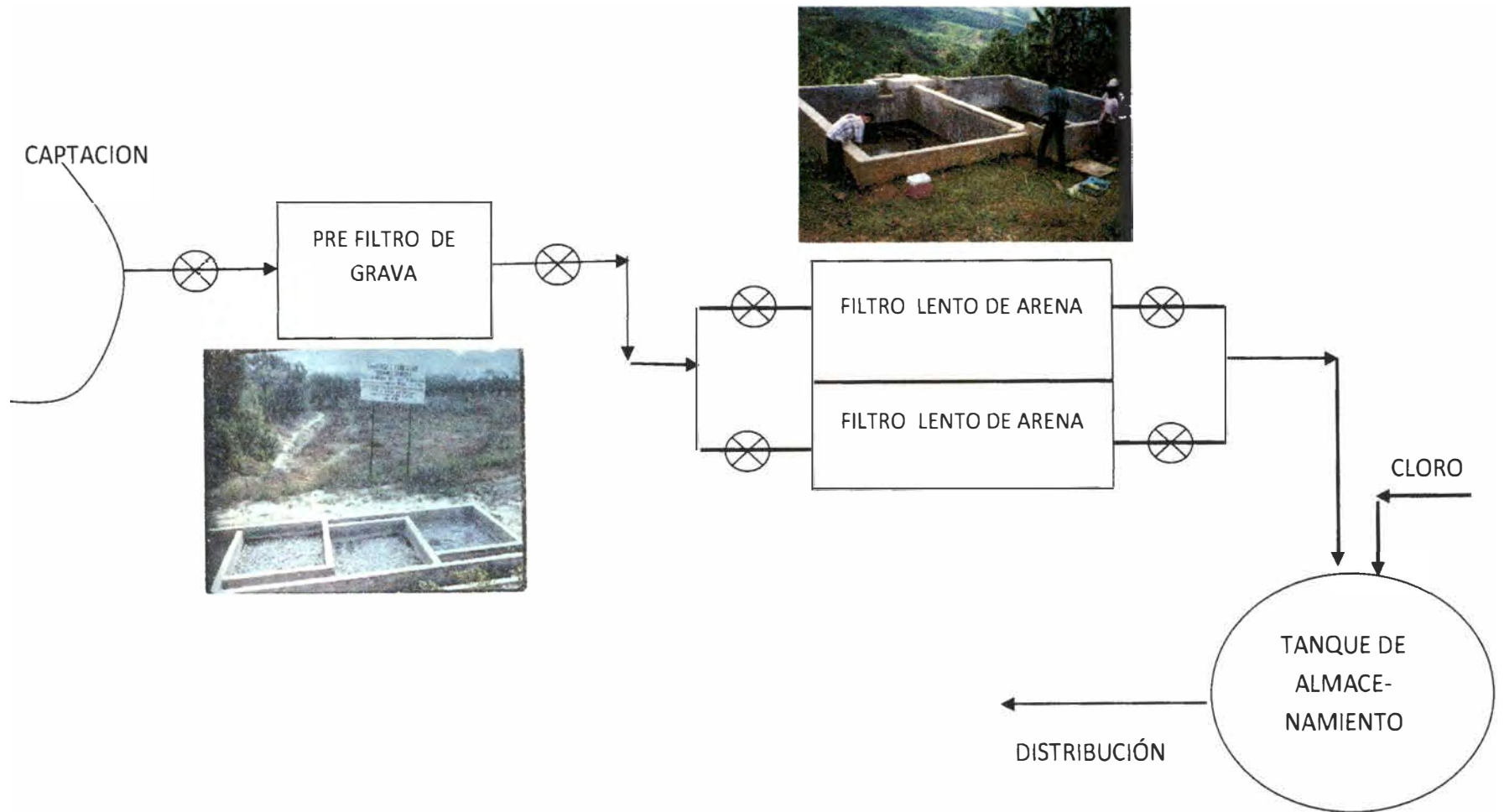
Filtro grueso de flujo horizontal (1unidad): En esta etapa se reducirá la turbidez del agua para que pueda ingresar al filtro lento y evitar que esta se colmate rápidamente, la turbidez debe ser disminuida a un valor inferior a 20 UNT, El filtro grueso de flujo horizontal es un método de pre-tratamiento resistente y confiable, con lo cual es posible emplear la filtración lenta en manera segura y eficiente.

- Filtro Lento de arena (2 unidades): En esta etapa además de reducir la turbidez se logrará la desinfección (eliminación de helmintos, bacterias y virus patógenos), Se propone trabajar con 2 filtros de arena lenta para mantener una operación segura e ininterrumpida por si uno de ellos está en mantenimiento.
- Cloración: La Filtración lenta en arena produce un agua de muy buena calidad. Sin embargo es necesario efectuar la cloración para obtener una completa desinfección y evitar futuras contaminaciones durante su transporte y manipulación.
- Almacenamiento y Distribución.

En el diagrama 4 muestra los procesos para el tratamiento de agua seleccionado.



Diagrama 4 Planta de tratamiento de agua por filtración lenta de la quebrada Margarita



## 4.8 DISEÑO DE PLANTA DE POTABILIZACIÓN DEL AGUA

### 4.8.1 DISEÑO DE FILTRACIÓN GRUESA DE FLUJO HORIZONTAL

Se tiene que el caudal de diseño es

$$Q_d = C_m = 0,77 \text{ l/s} = 66,4 \text{ m}^3/\text{d} = 2,8 \text{ m}^3/\text{h}$$

Con el dato de total de sólidos disueltos en el agua vamos a la tabla 8 y seleccionamos la velocidad de filtración

Para nuestro caso TSD = 50,7 mg/l < 100, entonces elegimos trabajar con:

Velocidad de filtración,  $U_f = 0,75 \text{ m/h}$

Numero de compartimentos = 3

La longitud de cada compartimento y el tamaño de grava se muestran en la tabla 19

Tabla 19 Longitud de compartimento del Filtro Horizontal [7]

Compartimento	Longitud	Tamaño de grava
1	1,5 m	De 15,9 -25,4
2	1,5m	9,6 – 15,9
3	1,0m	4,8 – 9,6

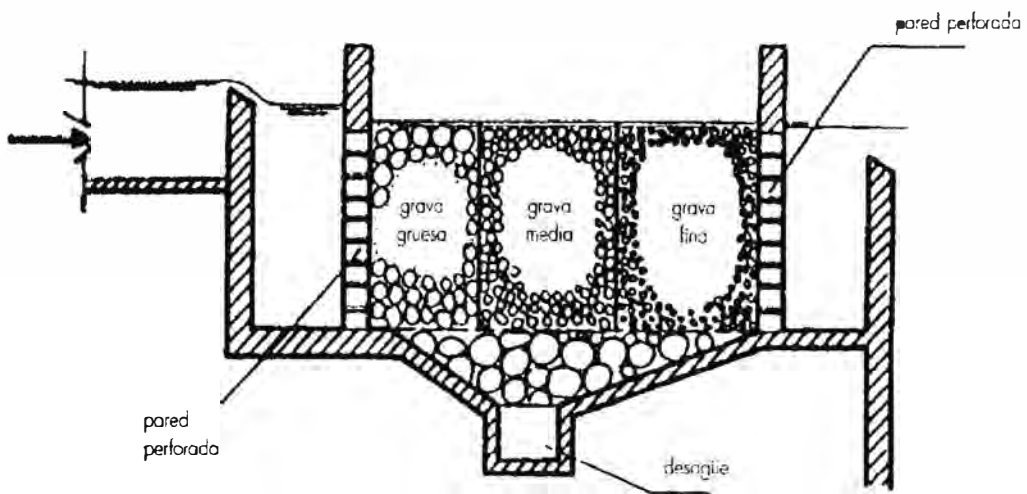
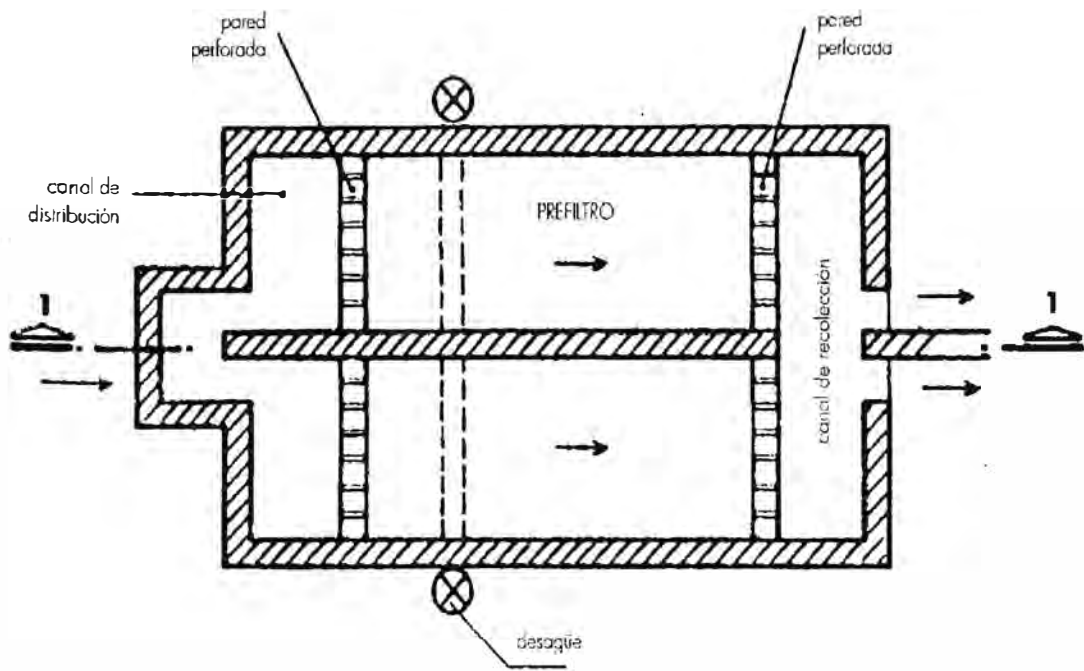
Se asume una altura de manto de grava =  $H = 1 \text{ m}$

Para determinar el área transversal y el ancho del filtro grueso se utiliza la ecuación (2), (3), respectivamente

Reemplazando valores se tiene:

$$\text{Área transversal} = A = 4 \text{ m}^2$$

$$\text{Ancho de estructura} = B = 4 \text{ m}$$



**CORTE 1-1**

**Fig.2 Pre Filtro de grava de flujo horizontal**

#### 4.8.2 DISEÑO DEL FILTRO LENTO DE ARENA

Demanda diaria de agua de diseño:  $Q = 66,4 \text{ m}^3/\text{d} = 2,8 \text{ m}^3/\text{h}$

Tasa de filtración de diseño:  $0,1 \text{ m/h}$  (caudal unitario  $0,1 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$ )

Modo de operación: 1 turno con filtración continua.

El diseño se realiza para 2 filtros de iguales dimensiones, si uno de ellos está en limpieza, la tasa de filtración del otro no debe exceder de  $0,2 \text{ m/h}$ . ( $N = 2$ )

Altura de la arena se considerará  $1 \text{ m}$  al inicio de la operación, siendo la altura mínima (luego de limpiezas) no menor de  $0,5 \text{ m}$ .

Granulometría del lecho filtrante :  $d_{50} = 0,15 \text{ a } 0,35 \text{ mm}$

Se determina el área total del filtro y de cada unidad según las ecuación (4), (5), respectivamente:

Reemplazando valores tenemos:

$$A = 2,8 / 0,1 = 28 \text{ m}^2$$

$$\text{Luego } N = 2 \text{ y } F = 14 \text{ m}^2$$

Cada filtro con un área neta de  $14 \text{ m}^2$

$$\text{Caudal por cada unidad de filtro} = 1,4 \text{ m}^3/\text{h} = 33,6 \text{ m}^3/\text{d}$$

De esta forma la paralización de una de las unidades de filtro significaría incrementar la carga del otro no más de  $0,2 \text{ m/h}$ , lo cual está dentro de los límites aceptables.

$$\text{Coeficiente mínimo de costo} = k = 2N/(N+1) = 1,33$$

$$\text{Longitud de Unidad} = L = (F \cdot k)^{1/2} = (14 \cdot 1,33)^{1/2} = 4,3 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de unidad} = B = (F/k)^{1/2} \text{ ó } 14/4,3 = 3,2 \text{ m}$$

Altura del lecho de soporte =  $0,25 \text{ m}$ , según se muestra en la tabla 20.

Altura de agua sobrenadante =  $1 \text{ m}$ , con borde libre de  $0,25 \text{ m}$

Para evitar el fenómeno de cortocircuito, que suele ocurrir en unidades pequeñas se debe construir las paredes del lecho filtrante de forma áspera tal como se muestra en la figura 3

Tabla 20 Diámetro de partícula y espesor de camada para el lecho de soporte [14]

Camada	Tipo	Diámetro de partícula (mm)	Espesor de la camada(mm)
Superior	Arena Gruesa	1-2	50
Segunda	Gravilla Fina	2-5	50
Tercera	Gravilla	5-10	50
Inferior	Grava	10-25	100

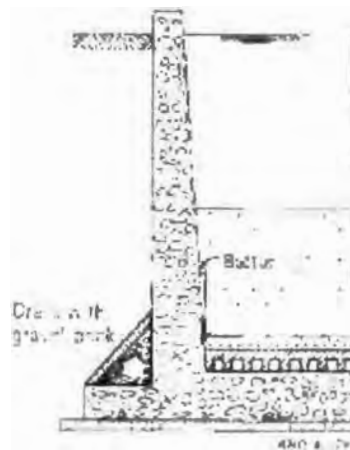
Sistema de drenaje: Tuberías laterales perforados, el dimensionamiento de los tubos de drenaje se efectúa con el criterio de que la velocidad límite en cualquier punto de estos no sobrepase de 0,3 m/s , y la relación de velocidades entre el dren principal  $V_D$  y el dren secundario  $V_d$  debe ser de  $V_D/V_d \leq 0,62$  para mantener una buena repartición.

Los resultados se muestran en la tabla 21.

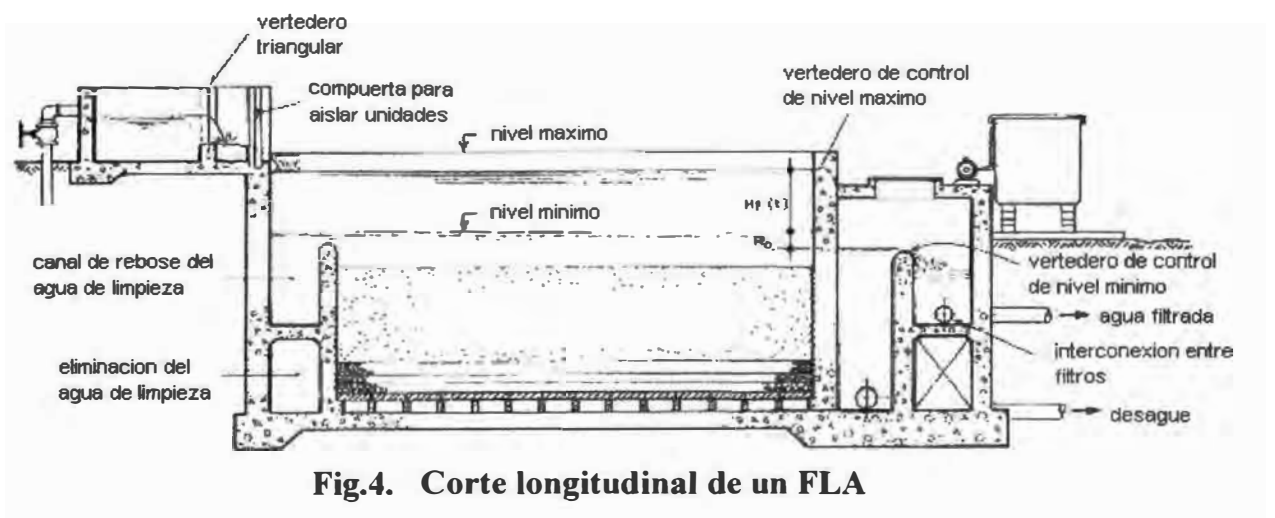
Se colocará un vertedero a la altura del lecho de arena, para evitar la presión baja, es decir garantizar que el nivel de agua filtrada nunca sea inferior a la parte superior del lecho de la arena

Tabla 21 Dimensionamiento de los tubos de drenaje [7]

Máx. velocidad en tuberías	0,3m/s
Caudal	$2,8 \text{ m}^3/\text{h} = 0,00077 \text{ m}^3/\text{s}$
Espacio entre laterales	1,0 m
Diámetro interno tubería central	Mayor a $2 \frac{1}{4}$ <b>Se toma 3 pulg (76mm)</b>
número orificio en laterales	10 por metro de longitud
Tamaño de orificio en laterales	5mm
El dren central no es perforado y tiene un corte transversal.	



**Fig. 3 Medidas para evitar cortocircuito en un filtro lento de arena.**



**Fig.4. Corte longitudinal de un FLA**

### 4.8.3 CLORACIÓN

Una forma económica para realizar la cloración es por goteo en forma artesanal a la entrada del tanque de almacenamiento, en la cual hay que realizar la dosificación en gotas para asegurar un cloro residual de  $\geq 0,2$  mg/l.

#### 4.8.3.1 DOSIFICACIÓN DEL CLORO

Se realiza la tabla de dosificación de cloro y la preparación de la solución madre teniendo en consideración:

- Agua desinfectada ya que viene de FLA
- Cloro residual igual a 0,2 ppm
- Hipoclorito de calcio (HTH) al 65%
- Solución madre, para max. 13 días.

Para calcular el caudal de ingreso al tanque se debe realizar un aforo, luego podemos obtener en la tabla el cloro necesario a agregar.

Así para nuestro diseño

$$\text{CMD} = 11/\text{s} = 60 \text{ l/min.}$$

$$\text{Cloro mínimo requerido} = 12 \text{ mg/mit.}$$

$$\text{Goteo necesario} = 36$$

Sin embargo se deberá tener en cuenta, que algunos aspectos fisicoquímicos del agua pueden alterar la cloración. Por esta razón siempre debemos regular el goteo al momento de hacer funcionar el clorador.

Midiendo el cloro residual en las piletas más alejadas, comprobaremos si el goteo obtenido en la tabla 22 es correcto.

Si no encontramos el cloro residual necesario (0,2 a 1 ppm), debemos regular el caño para calcular el goteo, no debemos incrementar la dosis más de tres veces la calculada en la tabla.

Tabla 22 Dosificación de Cloro \*

Caudal l/min	Cloro min. Requerid o mg/mit	Volumen de solución madre (5000ppm) mil/mit	Gotas/min	Solución Madre 5000 ppm	
				Volumen de solución madre (lt)	Peso de Cloro HTH 65% ( gr.)
18	3,6	0,72	11	14	108
24	4,8	0,96	15	18	139
30	6,0	1,2	18	22	170
36	7,2	1,44	22	27	208
42	8,4	1,68	26	31	239
48	9,6	1,92	29	36	277
54	10,8	2,16	33	40	308
60	12,0	2,4	36	45	347
72	14,4	2,88	44	53	408
90	18,0	3,6	54	68	524
108	21,6	4,32	65	81	624
120	24,0	4,8	72	90	693
135	27,0	5,4	82	100	770
150	30,0	6	90	112	862

\*Elaboración propia.

#### 4.8.3.2 DESCRIPCIÓN DEL CLORADOR

##### • Deposito de solución Madre

- Tanque de material noble sobre el reservorio, colocado cerca del ingreso de agua y junto a la tapa sanitaria.
- El interior de las paredes y el piso del clorador deben revestirse con una capa de 2cm de cemento con sika para evitar fugas, es importante que no haya fugas ya que el cloro podría deteriorar la estructura del reservorio.
- El piso tendrá una ligera inclinación hacia la tubería de limpieza.

Con el caudal de diseño de 60l/min, de acuerdo a la tabla se necesita preparar 45 litros de solución madre a 5000ppm.

$$V_c = 0,045 \text{ m}^3$$

Largo = 36cm , Ancho = 36cm, Altura = 50cm.



- **Instalación por Goteo**

Consta de una tubería de ½ pulg. Y un caño de plástico de ½ pulg. Colocados a 3cm por encima del piso del clorador, el caño sirve para controlar el goteo. El sistema de control por goteo constante está compuesta por un flotador y una tubería con un orificio para que la carga, y por tanto el goteo, sean constante.

- **Tubería de limpieza**

Es una tubería de plástico de ½ pulg. A nivel del suelo del clorador. A la salida tiene un tapón que se abrirá cuando sea necesario limpiar el clorador.

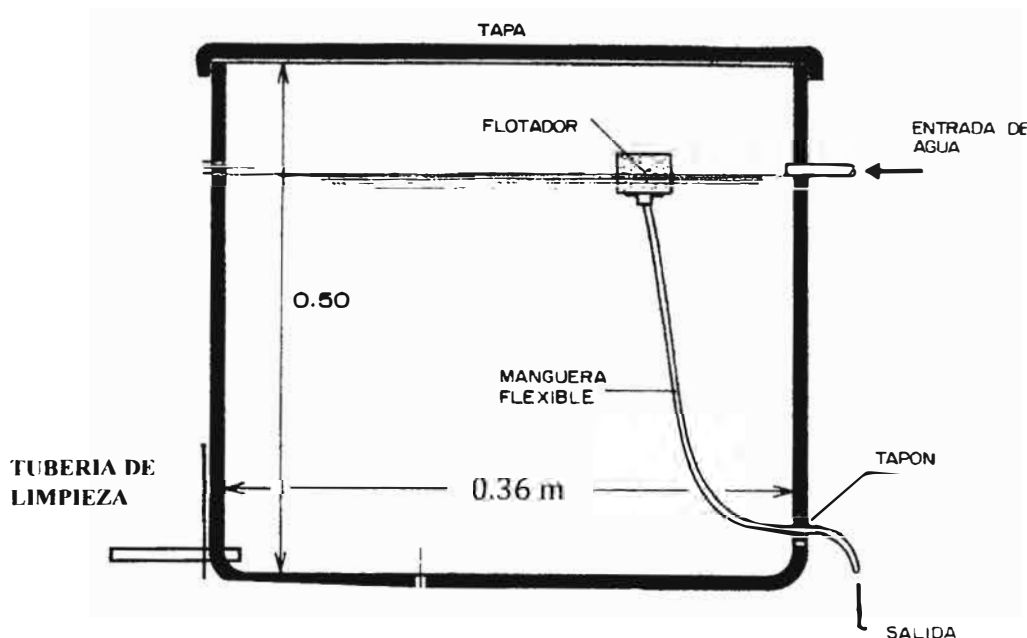


Fig. 5 Deposito de solución de madre de cloro

#### 4.9 DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE PRINCIPAL DE ALMACENAMIENTO DE AGUA

La diferencia acumulada entre el consumo de agua y la producción de agua, determina la capacidad del tanque de agua filtrada, al no contar con esa información puede fijarse la capacidad del tanque en 50% de la producción diaria (método empírico)

Por lo tanto la capacidad neta del tanque tendrá que ser  $0.5 * 66,4m^3 = 33,2m^3$

Considerando una variación aceptable del nivel de agua de 1,7 el área neta deberá ser  $19,5m^2$

**Dimensiones**

Capacidad neta: 33,2m<sup>3</sup>

Altura: 2,0 m

Área: 19,5m<sup>2</sup> (Diámetro: 5,0 m)

**4.10 COSTO DEL PROYECTO Y EVALUACION SOCIAL**

Se plantea la situación en que no se realiza ningún proyecto, en cuyo caso solo se determina los costos de mantenimiento del sistema actual, siendo el costo de inversión cero.

En la situación con proyecto se determina los costos de inversión y mantenimiento para la tecnología seleccionada.

La evaluación social para cada alternativa planteada se realiza con la metodología índice de costo/ efectividad (ICE), para ello se procede del siguiente modo

- A. Se determina los costos de inversión y mantenimiento a precio de mercado.
- B. Los costos son transformados a precios sociales, el precio social es aquel que refleja el verdadero costo que significa para la sociedad el uso del servicio.

Para determinar los costos a precios sociales se multiplica el costo a precio de mercado por el factor de corrección.

**Factor de Corrección [15]:**

Bienes no transables: 0,84

Mano de obra no calificada (selva): 0,49

Mano de obra calificada: 0,9

Combustibles 0,66

En la tabla 23 se muestra el costo de inversión para el proyecto a precios de mercado y a precios sociales.

En cuanto los costos de inversión de los filtros lentos están determinados, principalmente, por los costos del cemento, grava, acero de refuerzo, arena de filtro, tuberías, válvulas y demás.

Tabla 23 Costo de Inversión a precio de mercado y a precios sociales.

	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Costo a precio de mercado S/.	Costo a precio social S/.
Captación	Unidad	1		8.141,2	6429,66
Línea de conducción	MI	160	6,21	993,6	755,136
Instalación de la Planta de tratamiento				67.293,74	59356,62
Almacenamiento (reservorio)	Unidad	1		19.976,6	15804,68
Costo directo				<b>96.405,2</b>	<b>82346,10</b>
Gastos generales 10%				<b>9.640,5</b>	<b>8.234,6</b>
<b>Costos de la Obra</b>				<b>106.045,7</b>	<b>90.580,7</b>

Tabla 24 Flujo de Costo con proyecto y sin proyecto

	CON PROYECTO		SIN PROYECTO	
	A PRECIOS DE MERCADO	A PRECIOS SOCIOALES	A PRECIOS DE MERCADO	A PRECIOS SOCIOALES
Inversión	106.045,7	90.580,7	0	0
Costo de operación y mantenimiento	7200,0	6391,0	3600	3202,6

Considerando 616 habitantes en el primer año, el costo de operación y mantenimiento incremental por persona es de S/. 5,18.

C. Se presenta también el flujo de costo con proyecto y sin proyecto para el periodo de evaluación, así como los costos incrementales (diferencia de costos con proyecto y costos sin el proyecto)

En la tabla 24 se muestra el flujo de costo en la situación con proyecto y sin proyecto a precios de mercado y a precios sociales, así como el costo incremental de operación y mantenimiento.

- D. Se calcula el valor actual de los costos a precios sociales (VAC), utilizando la tasa social de descuento.

Tasa social de descuento es del 14% [15]

- E. Se calcula el promedio de la población beneficiada con la población al inicio del periodo y al final del periodo de diseño.

- F. Se determina la evaluación costo efectividad con:

VACsocial / promedio de población.

El valor referencial para sistemas de agua potable con conexiones, en el área rural para pobladores menores de 2000 habitantes, publicados en el anexo SNIP-13 es de \$77.00 /hab.

En la tabla 25 se muestra el valor referencial del índice de costo efectividad a precios sociales.

Tabla 25 Valor referencial de ICE para sistema de agua potable a precio social.

Costo per cápita de inversión	\$/hab. [15]	S./hab*	Fact. Correc. a precios sociales[16]	S./hab. a precios sociales.
Sistema de agua potable con conexiones	77.00	231,0	0,792	182,90

\*Tipo de cambio S/. 3.00/\$

En la tabla 26 se muestra el resultado del cálculo de valor actual de costos a precios sociales y el índice costo efectividad.

Tabla 26 Evaluación social del Proyecto/ Calculo de VAC y ICE

Año	Periodo	Población servida (Tc=0,78%, Pa <sub>1993</sub> =540)	Inversión (S/.)	Costo de Operación y Mantenimiento incrementales (S/.)	Costo Total (S/.)
			90580,7		90580,7
2011	1	616		3188,4	3188,4
2012	2	621		3214,3	3214,3
2013	3	625		3235,0	3235,0
2014	4	629		3255,7	3255,7
2015	5	633		3276,4	3276,4
2016	6	637		3297,1	3297,1
2017	7	642		3323,0	3323,0
2018	8	646		3343,7	3343,7
2019	9	650		3364,4	3364,4
2020	10	654		3385,1	3385,1
2021	11	658		3405,8	3405,8
2022	12	663		3431,7	3431,7
2023	13	667		3452,4	3452,4
2024	14	671		3473,1	3473,1
2025	15	675		3493,8	3493,8
2026	16	679		3514,5	3514,5
2027	17	684		3540,4	3540,4
2028	18	688		3561,1	3561,1
2029	19	692		3581,8	3581,8
2030	20	696		3602,5	3602,5
<p>VAC = S/. 112 513,96                                  Población promedio = 656 hab.</p> <p>ICE = S/. 171.52 por poblador beneficiado</p>					

Como el ICE (S/.171.52/ hab) del proyecto es menor que el valor referencial a precios sociales de la línea de corte (S/.182,90/hab) establecida por el SNIP, el proyecto resulta socialmente conveniente para el país.

## 5. RECOMENDACIONES

1. El proceso de desinfección con el hipoclorito de calcio debe optimizarse para producir el residual de cloro requerido en el efluente
2. El tanque de distribución de agua debe ser limpiado por lo menos una ó dos veces por año para prevenir los crecimientos biológicos dentro del tanque que puedan convertirse en una fuente de bacterias en el agua filtrada.
3. Cuanto menor sea el diámetro efectivo de la arena, mayor eficacia de remoción bacteriológica tendrá el filtro, pero también aumentará la frecuencia de lavados, Para preparar la arena se debe realizar colocando los tamices fijos e inclinados a 45° y lanzando la arena con fuerza contra el tamiz usando una palana, la arena debe estar completamente seca durante esta tarea.<sup>16</sup>
  - Pasamos la arena por un tamiz de 1 “ de abertura, para eliminar trozos de madera, piedras , etc.
  - Pasamos la arena por un tamiz de 5/8 “ para retener la arenan gruesa  
Pasamos la arena por tamices de 1/4” y 1/8 “ para eliminar la arena demasiado fina.
  - Lavar la arena para eliminar la arcilla y materia orgánica adheridos a los granos de arena.

## 6. CONCLUSIONES

1. El tratamiento de agua con Filtración lenta en arena para zonas rurales de amazonas, es particularmente conveniente, efectivo y económico, debido a que:

Las altas temperaturas de la zona, ayuda a la formación de la capa biológica, capa delgada y gelatinosa que digiere y elimina las impurezas del agua. Después de pasar por esta capa el agua ingresa al lecho de arena, donde las impurezas son retenidas en los granos de arena, para luego obtener agua purificada.

Es económico, por que los costos de inversión para el tratamiento de aguas, son disimulados ya que a la vez que trata el agua (elimina turbidez), desinfecta. Además siendo la demanda de agua relativamente baja ( caso Centro Poblado Tambolic  $66,4 \text{ m}^3/\text{día}$ ), la superficie de filtro requerido no es muy grande como para acrecentar los costos (superficie total requerida para  $66.4 \text{ m}^3 /\text{día}$  es de  $28 \text{ m}^2$ )

2. La tecnología de pre- filtros de flujo horizontal de grava acoplados a filtros lentos de arena ha mostrado ser apropiado y factible para la potabilización de agua con problemas bacteriológicos y de turbidez por lo que deben ser utilizados en zonas rurales de la amazonia.
3. El tratamiento de agua y el abastecimiento de ella las 24 horas del día a los pobladores de la zona, ayudará a disminuir las incidencias de enfermedades gástricas y parasitarias, sin embargo se necesario desarrollar también un programa de educación sanitaria, construcción de infraestructura para disposiciones de excretas.

## **7. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS**

- [1] Dr. Cliff J. Criterios y Norma de Calidad de Agua Potable 1974 (CEPIS).
- [2] OMS -Tercera edición, Guías para la calidad de agua potable, Volumen 1.
- [3] Norma Peruana 214.003.87 (INDECOPI)
- [4] Entes Nacional de Obras Hidricas de Saneamiento.(ENOHSA), Cap.IV.  
"Estudio de Fuentes y captaciones superficiales".
- [5] OMS – CEPIS, 2004, Especificaciones Técnicas para el diseño de captaciones por gravedad de aguas superficiales
- [6] Ing. Lidia Vargas de Canepa. (Asesora en Tratamiento de agua para consumo Humano) OMS – CEPIS Plantas de Tratamientos de Filtros lentos
- [7] Entes Nacional de Obras Hidricas de Saneamiento.(ENOHSA), Cap.VII.  
"Filtración Lenta".
- [8] Organización Panamericana de la Salud – Lima 2005, Guía de diseño de sistema de tratamiento de filtración en múltiples etapas.
- [9] Fredy Corcho Romero/ José Ignacio Duque Serna, Tercera edición – Medellin 2005, Acueductos teoría y diseño
- [10] Agüero Pittman , Lima Setiembre - 1997, Agua para poblaciones rurales
- [11] García J. Hidrografía - 2007 - Gobierno Regional de Amazonas/Instituto de Investigación de la Amazonía peruana..
- [12] Municipalidad Provincial de Utcubamba – 2008, Plan vial y Provincial Participativo de la provincia de Utcubamba.
- [13] Salsona F. / Méndez J / Cepis/OPS-OMS-2002, Desinfección del agua
- [14] Marrón C. 1999., Plantas de Tratamiento Por Filtración Lenta Diseño, operación y mantenimiento
- [15] M.E.F. Dirección General de Programación Multianual del Sector Público, 2002. Anexo SNIP – 09 Parámetros de Evaluación, Normas del Sistema Nacional del Inversión Pública.
- [16] M.E.F.– Febrero 2006, Mejoramiento y ampliación del sistema de agua potable e instalación de letrinas para Pampa Florida