

1.1 MATERIA PRIMA

El agua, es una sustancia cuya molécula está formada por dos átomos de hidrógeno y uno de oxígeno (H₂O). Es esencial para la supervivencia de todas las formas conocidas de vida. El término agua generalmente se refiere a la sustancia en su estado líquido, aunque la misma puede hallarse en su forma sólida llamada hielo, y en su forma gaseosa denominada vapor. Se encuentra en la naturaleza en estado más o menos puro formando parte de ríos, lagos y mares; ocupa las tres cuartas partes del planeta Tierra.

1.1.1 Fuentes de Agua

El total del agua presente en el planeta, en todas sus formas, se denomina hidrosfera. El agua cubre 3/4 partes (71 %) de la superficie de la Tierra. Se puede encontrar esta sustancia en prácticamente cualquier lugar de la biosfera y en tres estados de agregación de la materia: sólido, líquido y gaseoso.

Las fuentes potencialmente utilizables de agua están constituidas por:

- Aguas superficiales (ríos, quebradas, lagos naturales y artificiales).
- Aguas subterráneas (vertientes y pozos).
- Aguas de lluvia.

1.1.2 Agua potable

La Organización Mundial de la Salud y la Unión Europea consideran el agua potable como aquella que una persona puede beber todos los días, durante toda su vida y sin ningún riesgo para su salud.

1.1.2.1 Requisitos del Agua potable

La calidad del agua con destino al consumo humano tiene implicaciones importantes sobre los aspectos sociales y económicos que actúan indirectamente sobre el desarrollo de un país. Caracterizar la calidad a través de la definición de los límites permisibles de los parámetros físico – químicos y microbiológicos es fundamental para garantizar la salud pública.

La calidad del agua se expresa mediante la caracterización de los elementos y compuestos presentes, en solución o en suspensión, que desvirtúan la composición original. Se requiere de análisis específicos de laboratorio, para comprobar la presencia y concentración de los elementos o compuestos presentes en el agua.

La calidad está fundamentalmente determinada por el uso que se le dé. De acuerdo con las diferentes necesidades que se deben satisfacer, varían sustancialmente las características permisibles o deseables. Esta es muy variable y necesita ser caracterizada a través del tiempo para definir los parámetros a ser tratados y el grado de tratamiento en función del uso.

1.2 DESCRIPCIÓN DE LA PLANTA POTABILIZADORA

1.2.1 Localización de la Planta de tratamiento de agua potable

La planta de tratamiento de Agua Potable Juntas se encuentra situada en Juntas, como su nombre propiamente lo indica, distando 26,2 Km al Noroeste del Valle de la Concepción.

La aducción pasa por las comunidades de Juntas, Chocloca (Nueva Esperanza), Almendros, Saladillo, La Compañía (Desecho La Compañía, Fuerte La Compañía), Pampa La Villa Grande y Pampa la Villa Chica.

Fig. I-1
Localización de Planta Potabilizadora



Fuente. EMAGUA

1.2.2 Clima, Flora y Fauna

En el valle de Tarija el clima es semiárido (templado a frío) que se caracteriza por una precipitación media anual entre 400-750 mm con 3-6 y una humedad relativa del 50%.

En el frente subandino, el clima es templado y temporalmente húmedo, con temperatura media anual de 20°C, desarrolla una de las actividades frutícolas y hortícolas más intensas del país.

En general, el verano se caracteriza principalmente por vientos dominantes del sud-sudeste, temperatura, humedad relativa altas y masas de aire inestables, produciéndose precipitaciones aisladas de alta intensidad y corta duración. Por otro lado, el invierno se caracteriza por temperaturas y humedad relativa generalmente bajas y la ausencia de precipitaciones. El invierno también está asociado a la llegada de frentes fríos provenientes del sur, llamados "surazos", que traen consigo masas de aire frío, dando lugar a veces a precipitaciones de baja intensidad pero de larga duración.

La distribución espacial y temporal de las lluvias, se caracteriza por presentar dos periodos marcados: el de precipitaciones, de noviembre a marzo, y el periodo seco de abril a octubre. De esta manera se observa que las actividades agrícolas se concentran

en el periodo húmedo, aunque en muchas áreas estas actividades no son posibles por falta de riego. Con cierta regularidad, la cantidad y frecuencia de las lluvias se reduce, generando sequías más fuertes. A lo descrito anteriormente se suma una irregularidad de las precipitaciones. En algunos casos las lluvias se presentan tardíamente retrasando los cultivos y en otros casos llueve excesivamente al final del ciclo vegetativo de los mismos, siendo perjudicial para la actividad agrícola.

La cuenca Camacho tiene terrazas que se ubican entre alturas de 1.700 y 2.700 msnm en el Valle Central de Tarija. Tienen pendientes entre 0 y 5% con pedregosidad superficial menor a 15%. Los suelos son profundos, de texturas medias, con disponibilidad de nutrientes de moderada a baja. El clima es semiárido con un periodo de disponibilidad de agua en el suelo para el crecimiento de plantas de 3 a 5 meses. El periodo libre de heladas es de 7 meses. Las granizadas son frecuentes en esta zona, siendo una causa importante de pérdida de cosechas.

La zona alta de la cuenca presenta un paisaje de montañas planicies y piedemontes. Las pendientes generalmente varían entre 30 y 90% en las laderas y entre 5 y 30% en las cimas, mientras las áreas de valle menor, planicie y piedemonte tienen pendientes de 2 a 10%, generalmente con pedregosidad y rocosidad superficial entre 15 y 80% en todos los componentes con excepción de los componentes de valle menor. La profundidad de los suelos varía de superficial en los escarpes y laderas, a moderadamente profundos en los abanicos coluvio-aluviales. Generalmente los perfiles presentan considerables cantidades de fragmentos gruesos. La disponibilidad de nutrientes es baja, y se presentan valores de salinidad y/o sodio intercambiable altos en sectores puntuales en partes de la planicie y piedemonte. Los procesos de erosión hídrica son moderados y adquieren una mayor dinámica en el componente de escarpe. El clima es árido a semiárido, con un periodo de 3 a 5 meses de disponibilidad de agua para el crecimiento de las plantas.

La zona topográfica desde la obra de toma que se encuentra en Juntas hasta la planta de tratamiento de agua potable es de superficie regular y uniforme con un desnivel estimado de 10 m. y pendiente promedio de 1,5% - 2%. Desde la PTAP hasta el valle

de la Concepción la topografía es variable existiendo partes donde las pendientes varían del 1%, 2% hasta 15%.

La cobertura vegetal dominante está constituida por pajonales de altura asociados con un matorral enano a medio con una baja a mediana producción de forraje.

La vegetación natural corresponde a una formación de monte espinoso y estepa alto-andina, compuesta por arbustos, pastos pequeños, árboles xerofíticos. Entre las principales especies se encuentra el churqui blanco (*Prosopis ferox*), el palqui (*Acacia fedearia*), la pascana-cetácea (*Trichocereus* sp.), el molle (*Schinus molle*), la jarca (*Nicotiana glauca*), la thola (*Pararephia lepodophylla*), y la paja (*Stipa leptostachya*). Además, en la subzona de los valles altos-andinos, se destaca la producción de frutales de carozo, especialmente durazno, y también las nueces.

Entre las principales especies de fauna de la zona se encuentran las vacas, ovejas, gallinas, el zorrillo (*Conepatus chinga*), la liebre (*Sylvilagus*), la viscacha (*Lagidium viscacia*), el pato de las torrenteras (*Merganeta armata*), la lechuza (*Tyto alba*).

1.2.3 Servicios Básicos en Uriondo: Agua Potable

Concepción cuenta con un servicio de agua potable, el cual está siendo administrado parcialmente por el comité de agua. La cobertura de agua a nivel Municipal recorre por las localidades de Juntas, Chocloca (Nueva Esperanza), Almendros, Saladillo, Desecho La Compañía, La Compañía y Fuerte La Compañía; la cobertura de agua por cañerías y bombas de agua, alcanza un número escaso de 400 familias beneficiadas con agua potable, existiendo un bajo abastecimiento en épocas de estiaje.

Cuadro I-1 Población actual abastecida con agua Potable

Nº	Comunidad	Acometidas
1	Chocloca – Nueva Esperanza	18
2	El Saladillo	70
3	Almendros	25
4	La Compañía	60
5	Fuerte La Compañía	40
6	Temporal La Compañía	25
7	Valle Bajo	25
8	Pampa La Via Grande	10
9	Pampa La Via Chica	40
	Total	313

Fuente: EMAGUA

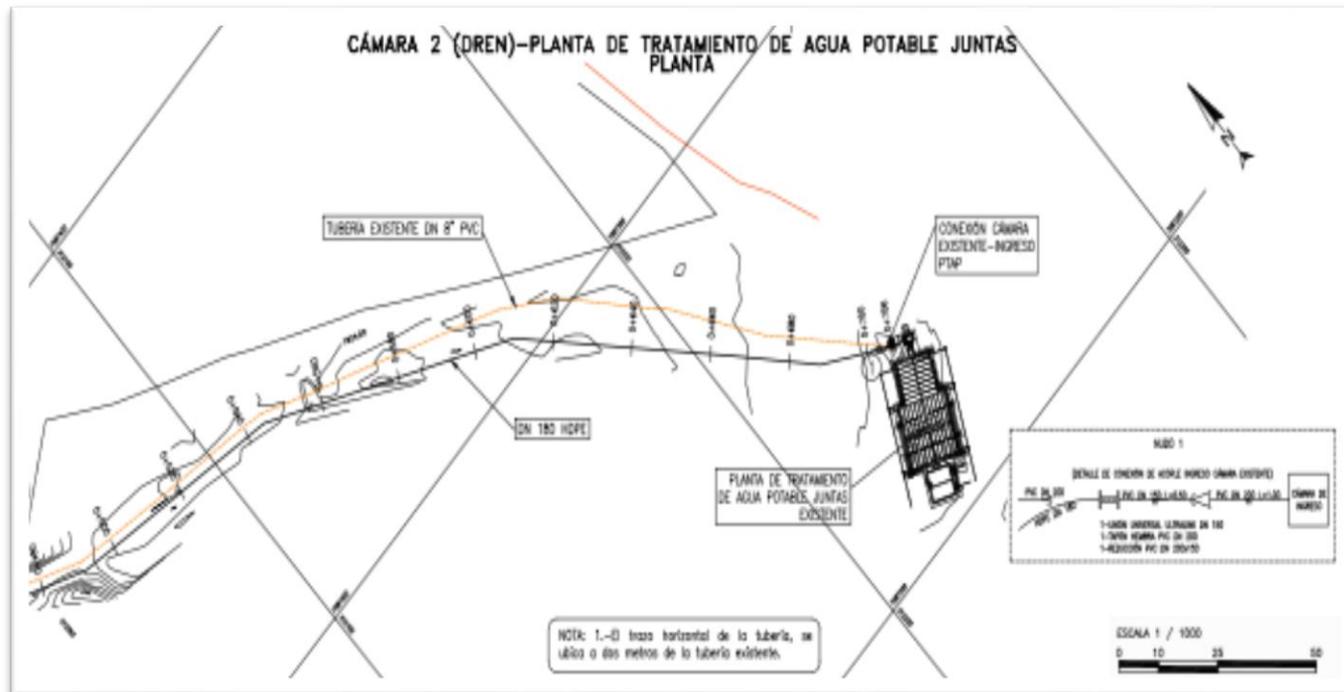
Datos reportados por el encargado de mantenimiento de la Unidad de Saneamiento Básico del Gobierno Autónomo Municipal de Uriondo respecto al sistema de abastecimiento de agua, indica que el número de usuarios en la zona urbana de Uriondo asciende a 450, aunque estima que ya debe sobrepasar las 500 acometidas, pero un conteo de las viviendas, según el plano de obra ejecutada del alcantarillado sanitario, reflejan menos de 400 viviendas servidas.

1.3 DISTRIBUCIÓN DE LA PLANTA POTABILIZADORA DE AGUA

La Planta Potabilizadora de agua del Valle, cuenta con:

- Entrada de agua
- Dos tanques con filtros de piedra
- Dos tanques con filtros de arena, grava y gravilla
- Un Tanque de almacenamiento de 50m³ de capacidad
- Sistema de cloración manual

Fig. I-2
Planta de tratamiento de agua potable - Juntas

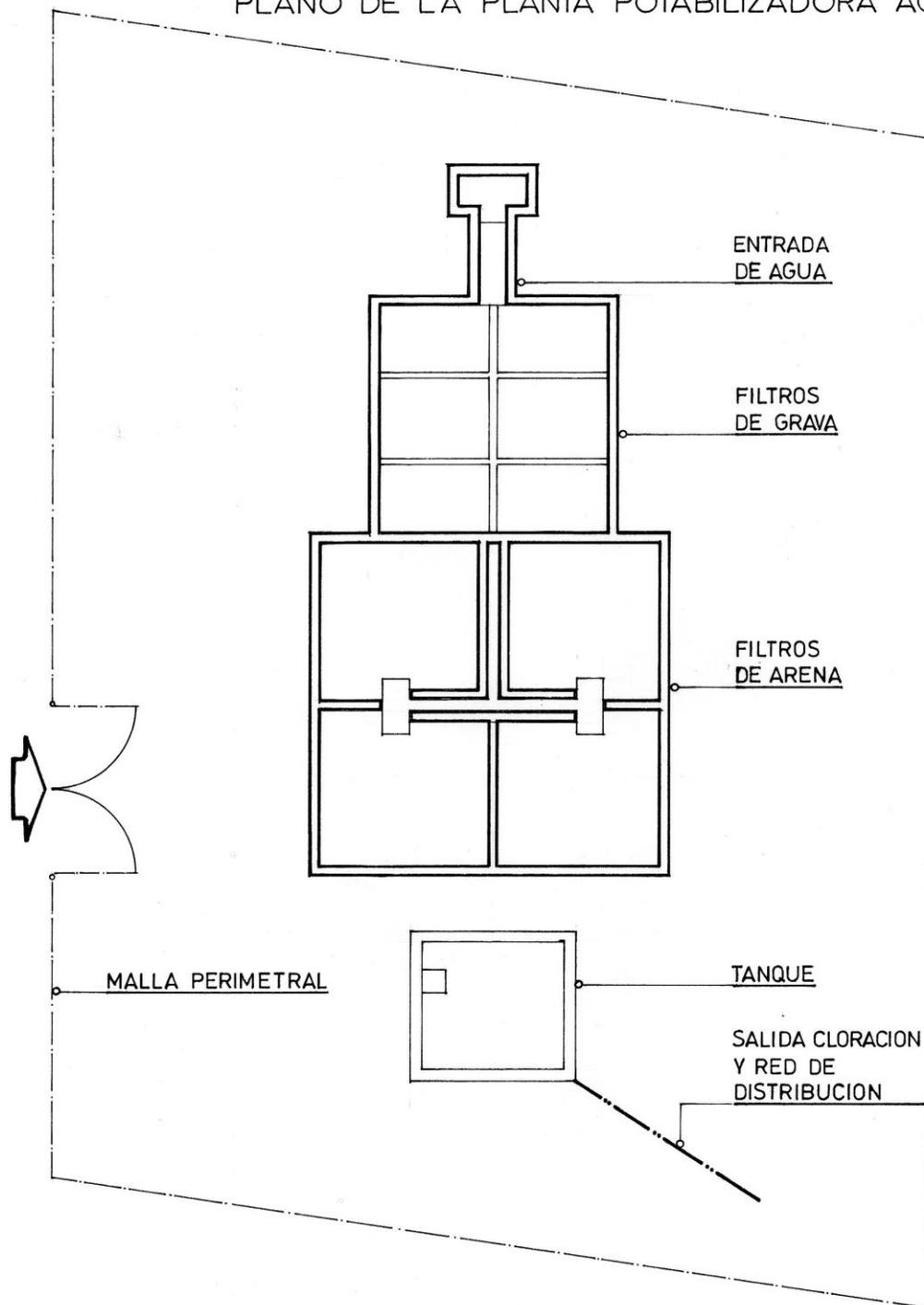


Fuente: EMAGUA

Fig. I-3

Plano de planta actual

PLANO DE LA PLANTA POTABILIZADORA ACTUAL



Fuente. Elaboración propia.

1.4 OPERACIÓN Y CONTROL

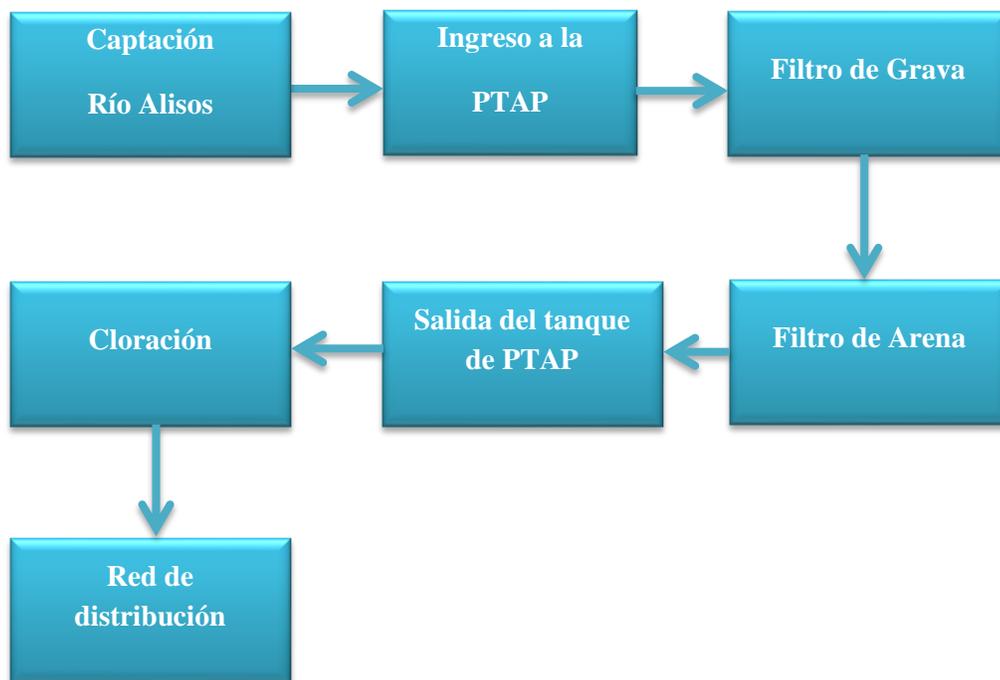
Actualmente la Planta Potabilizadora de Agua ubicada en Juntas, opera de forma continua y cuenta con un tratamiento llamado Filtración en Múltiples Etapas (FiME). La tecnología FiME consiste en la combinación de procesos de filtración gruesa en grava y filtros lentos de arena. Puede estar conformada por dos o tres procesos de filtración, dependiendo del grado de contaminación de las fuentes de agua.

Conforme circula el agua las partículas más pequeñas son eliminadas, hasta llegar al filtro lento de arena.

La Planta potabilizadora de Agua ubicada en Juntas, sigue el proceso descrito a continuación:

Diagrama de Bloques I-1

Proceso actual de tratamiento de agua potable



Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro I-2
Fuentes de Agua para la PTAP

N°	Fuentes Actuales	Obras de captación	Caudal medio captado en época de lluvias (l/s)	Caudal medio captado en época de estiaje (l/s)
1	Río Alisos	Galería filtrante	8	4
2	Río Camacho	2 Galerías filtrantes fuera de uso	-	-

Fuente: EMAGUA

1.4.1 Obra de Toma 1 – Río Los Alisos

La obra de toma se encuentra a 23 Km aproximadamente del Valle de la Concepción. Consta de una galería de 120 m de longitud, a 5 m de profundidad aproximadamente. Está ubicada en las coordenadas PSAD56 7588175S y 311814 E. Está compuesta por una tubería recolectora diámetro 10" PVC cubierta con 3 capas de material granular. La primera, que va sobre la tubería, con una sección de 1.10 m x 0.70 m con piedra tamaño de 5 a 10 cm; la segunda cubriendo a la primera de un espesor de 20 cm con grava de tamaño entre 2.5 y 5 cm; y la tercera externa con un espesor de 20 cm con grava de ¼" a 1". Sobre estas capas se cubrió con material de la excavación. En cada extremo se han dejado cajas de inspección construidas de H°C°. El nivel de salida de la cámara que conecta a la línea de conducción es 1829.56 msnm, y el de llegada a la planta es 1922.21 msnm.

Según el operador del sistema, el caudal de captación ha disminuido debido a la entrada de lodo en la tubería. En la margen izquierda del río el filtro gradual de grava y piedra no ha sido colocado según las normas y en este tramo el agua entra turbia, con sedimentos y lodo.

1.4.2 Obra de Toma 2 – Río Camacho

La obra de toma presenta 2 galerías filtrantes, se encuentran inclinadas al curso del río, son tuberías perforadas de PVC de 6", a 4 m de profundidad aproximadamente. Tiene protección con gaviones de la margen izquierda.

Con la construcción y puesto en funcionamiento del nuevo sistema de agua potable del Río Alisos este sistema ha sido abandonado.

Desde la galería filtrante en el río Los Alisos, sale una tubería de 8" PVC, con una longitud de 712 m llega a la planta de tratamiento; llevando una pendiente uniforme de 0.77% los primero 576 m.

1.4.3 Entrada de Agua

La planta de potabilizadora está construida de hormigón armado y para el tratamiento del agua solo se utiliza métodos físicos.

El agua que ingresa a la Planta Potabilizadora proviene del río Alisos. Para la operación de la planta potabilizadora el agua viene de la toma por tubería e ingresa a la planta a través de un canal Parshall donde allí el agua se distribuye en dos partes mediante una pared, para ingresar a los filtros de grava. Este canal se encuentra a una altura aproximada de 1922 msnm.

El caudal de agua que llega a la planta es aproximadamente de 4 l/s y puede incrementarse a 8 l/s en época de lluvias.

1.4.4 Filtros de Grava

El agua que llega a la Planta pasa directamente a los filtros de grava a través de un sistema de distribución de canales abiertos; los mismos son filtros continuos de flujo horizontal con tres compartimientos cada uno. Estos filtros contienen material granular y a medida que el agua avanza por los compartimientos también va disminuyendo el tamaño de los agregados. La finalidad es la de pasar por un medio poroso, quedando retenidas partículas sólidas en suspensión de diferentes tamaños en función de las características del filtro. En general no consiguen eliminar elementos disueltos como los contaminantes químicos, pero sí muchas sustancias que le dan turbidez al agua, incluso huevos de parásitos.

Las dimensiones de los dos tanques son de 9 metros de ancho, 9 metros de largo y 1,2 metros de alto.

1.4.5 Filtro lento

Luego de pasar por los filtros horizontales de grava el agua pasa a dos filtros lentos de arena de flujo vertical. Un filtro lento es aquel que tiene un lecho de grava y arena y el agua fluye a través de este por el solo efecto o acción de la gravedad y por tal motivo se les conoce también como filtros de gravedad. Las propiedades del medio, causan que el agua tome caminos erráticos y largos trayectos, lo cual incrementa la probabilidad de que el sólido tenga contacto con otras partículas suspendidas, y con el medio formado en la superficie del gránulo de grava o arena, siendo de esta manera retenido entre el material filtrante.

La velocidad de filtración en este tipo de filtros es muy lenta, por lo que se requiere de una gran área o superficie de filtración para un flujo determinado.

El cuerpo de los dos filtros, son tanques de concreto cuyas dimensiones son 11 metros de ancho, 11 metros de largo y 1,2 metros de alto, los mismos tienen un arreglo de tubería en el fondo para captar el agua que fluye a través del lecho de grava y arena y llega ya filtrada al fondo del tanque, de donde es extraída después del proceso.

El número de capas, la granulometría del material y la altura de cada una de las diferentes capas son factores de diseño.

1.4.6 Cloración

La cloración es el procedimiento de desinfección de aguas mediante el empleo de cloro o compuestos clorados. El Cloro es un elemento que se utiliza como desinfectante y como blanqueador, que actúa de forma prolongada en el agua destruyendo los microorganismos; además elimina sustancias como el manganeso, hierro y ácido sulfhídrico.

Luego de la filtración, mediante tuberías, el agua pasa a un tanque de 50 m³ de capacidad donde directamente sale para ser clorada. El sistema de cloración es

manual, se hace mediante goteo de solución de hipoclorito de sodio sin cálculo previo de dosificación.

Se adiciona cloro al agua mediante una bomba dosificadora; la misma, al cortarse la energía eléctrica, deja de funcionar, sin embargo, se sigue distribuyendo agua a la población.

1.4.7 Salida a la red de distribución

Por último, el agua clorada, sale por tuberías directamente a la red de distribución hacia las distintas comunidades.

1.4.8 Conducciones (aducciones, impulsiones, acueductos)

Saliendo de la planta de tratamiento con tubería diámetro 6" PVC se llega primero al Tanque Chocloca en el estacionamiento 11+330. Este tanque funciona como rompedor de presión. La diferencia de nivel entre la planta de tratamiento y el tanque Chocloca es de 83 m.

Continúa la línea de conducción hasta el tanque de distribución de Uriondo, siempre en tubería diámetro 6", pero con derivaciones hacia los tanques: Saladillo (16+643), La Compañía (aprox. 4.150 m después), Fuerte La Compañía (1.250 m). La diferencia de nivel desde el tanque Chocloca hasta el Tanque principal que distribuye a la zona urbana de Uriondo es aproximadamente 75 m., habiendo puntos bajos cercanos a la cota 1720-1730 msnm, produciendo cargas estáticas entre 100-110 m ca. En el recorrido, la línea de conducción pasa por quebradas y ríos (Armaos, Huayco), habiendo obras de paso como sifones y puente colgante.

El paso de tubería por el puente colgante se observa inadecuado debido a deformaciones en el alineamiento de la tubería; además que el PVC no es un material idóneo para dejarlo que reciba rayos solares, siendo éste un punto vulnerable a sufrir daños.

El sistema nuevo de agua potable tiene como aducción una tubería de PVC de 6" de diámetro y aproximadamente 20 Km de longitud. La cual sale del tanque de la planta

potabilizadora y transporta agua al tanque principal de Uriondo. Esta tubería de aducción también es encargada de distribuir agua a otras comunidades.

1.4.9 Mantenimiento de la Planta Potabilizadora de agua

El sistema de abastecimiento a partir del río Alisos funciona por gravedad, por tanto no requiere electricidad en su operación. En las instalaciones de la planta de tratamiento no se cuenta con servicio de electricidad constante.

En la Planta Potabilizadora de agua trabaja un operario, quien también cumple como el cuidador de la misma.

Las labores de operación y mantenimiento básicamente están asociadas a la experiencia del operador, quien es el responsables directo de la gestión operacional.

Se realiza la limpieza de los filtros, cada 8 días aproximadamente en época de lluvias y cada 15 días en época de estiaje. Esta operación se lleva a cabo de manera manual por el operador de la Planta, removiendo el material granular de los filtros con pala y reemplazando el mismo por nueva piedra, arena y grava.

2.1 IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

El Municipio de Uriondo cuenta con una Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP) denominada FIME, que aplica únicamente métodos físicos de depuración (Filtro Lento y Filtro de Grava), y se alimenta de aguas del río Alisos (fuente superficial). Sin embargo, se observa que a pesar de que la PTAP es de reciente construcción (2008 - 2009), a la fecha se presentan signos de deterioro en varios elementos estructurales, además que el tratamiento no se lleva a cabo de la manera adecuada.

El agua de consumo del Valle de la Concepción, es recolectada del río Alisos, ésta ingresa a la Planta Potabilizadora y luego de su tratamiento se distribuye a toda la población.

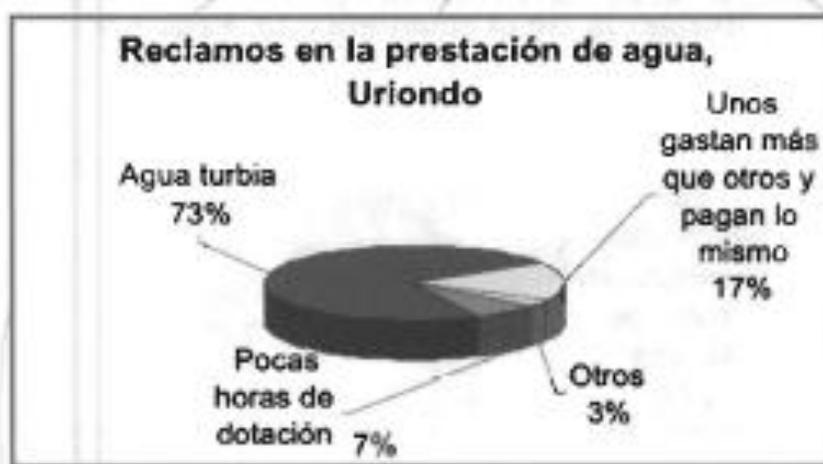
La cloración se realiza de forma discontinua y su dosificación es al tanteo, es decir, no se realizan pruebas necesarias para determinar una adecuada dosificación de cloro además que esta operación se realiza directamente en la tubería de salida hacia la red de distribución.

Actualmente el agua que recibe el Valle de la Concepción presenta ciertos problemas respecto a su calidad para su consumo. Dos informes emitidos por la Dirección Departamental de Servicios Básicos y Vivienda dependiente de la Gobernación, tras un análisis de laboratorio, refleja que el agua que consume la población de El Valle de la Concepción, está contaminada con Coliformes Totales y *Escherichia Coli* y no es apta para el consumo humano. El documento fue presentado al Alcalde de esta población por el Comité Cívico de la misma.

El informe explica de manera textual: el análisis microbiológico y bacteriológico referente a los coliformes totales, presentan coliformes termo resistentes (coliformes fecales) y por lo tanto no cumple la norma. Además el agua recolectada para las pruebas no es apta para consumo humano en forma directa.

Fig. II-1

Reclamos del servicio de Agua



Fuente. PROAPAC – GTZ.

Como se observa en la figura II-1, el 73% de los reclamos respecto al servicio de agua potable se debe a que el agua de consumo que llega a la población de Uriondo contiene sólidos en suspensión.

Tabla II-1

Casos de enfermedades diarreicas

Municipio	Casos nuevos en <5 años	Casos Nuevos por cada 1000 <5 años	Total casos nuevos en todas las edades	Casos nuevos por cada 1000 habitantes
Uriondo	936	560	2067	150

Fuente. SNIS-VE SEDES, Tarija 2011.

En el Valle de la Concepción se encuentra el Hospital “Fanor Romero”, cuya infraestructura y equipamiento ya están obsoletos. En este centro de salud no se cuenta con datos actualizados respecto a las enfermedades diarreicas, casos de Hepatitis y otras enfermedades a causa del consumo de agua.

Especialmente en época de lluvias, el agua que llega a las familias de Uriondo es turbia debido a la presencia de sólidos en suspensión (turbiedad), además que análisis de calidad del agua hechos anteriormente han reflejado la presencia de microorganismos patógenos, tales como coliformes totales y Coliformes Fecales.

Esto se debe a que no existe una adecuada gestión administrativa y técnica de la Planta de Tratamiento de Agua Potable, lo cual trae como efecto negativo una disminución en la calidad de vida de la población y un incremento de las enfermedades asociadas al agua, tales como infecciones intestinales, Hepatitis, etc.

En conclusión de lo anterior citado, los principales problemas del agua en El Valle de la Concepción y las Comunidades abastecidas son:

- Presencia de microorganismos patógenos, tales como Coliformes Totales y Coliformes Fecales.
- Turbiedad, contenido de sólidos en suspensión.

2.2 DESCRIPCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

En este punto, primero se hace referencia al tratamiento convencional que recibe el agua para su potabilización, en base a la Norma 689; luego se realiza un diagnóstico del funcionamiento de la PTAP de Uriondo, posteriormente se describen las diferentes unidades alternativas que se han tomado en cuenta para mejorar el tratamiento del agua como también se hace referencia a conceptos y normas básicas de calidad del agua que rigen en nuestro país.

2.2.1 Planta de tratamiento convencional

La calidad del agua cruda varía grandemente de una fuente a otra; por ello, el tipo de tratamiento requerido para producir agua potable también varía.

El diseño u optimización de una planta de tratamiento eficiente y económica requiere un estudio de ingeniería cuidadoso basado en la calidad de la fuente y en la selección apropiada de los procesos y operaciones de tratamiento más adecuados para producir la calidad de agua requerida.

De forma general, en una PTAP el agua que se ha tomado del punto de captación (río, lago, pozo, etc.) se somete a la siguiente secuencia de operaciones:

2.2.1.1 Pretratamiento

La primera operación de pretratamiento consiste en la eliminación de los sólidos de gran tamaño que pueda contener el agua en punto de captación, por ejemplo, hojas o ramas de árbol, piedras, etc. Para ello, se utiliza rejas y/o tamices que retienen los sólidos. Cuando el contenido en arenas y sólidos similares en suspensión es elevado, se emplean canales desarenadores en los que los sólidos sedimentan por gravedad.

A continuación, el agua suele someterse a un proceso de aireación, dejando caer el agua en una cascada, cuyo objetivo es incrementar la proporción de oxígeno disuelto, facilitando la depuración por medio de bacterias aerobias.

En el pretratamiento es habitual incluir una oxidación primaria, cuyo objetivo principal es destruir las sustancias orgánicas precursoras de trihalometanos, actuando también como etapa de predesinfección.

2.2.1.2 Coagulación-floculación

Antes de entrar a la etapa de decantación, se ajusta el pH mediante la adición de ácidos (clorhídrico, sulfúrico) o de álcalis (hidróxido sódico, hidróxido cálcico) y se añaden al agua agentes coagulantes (sales de hierro o aluminio), que dan lugar a cationes multivalentes con cargas positivas que compensan la carga negativa de las partículas coloidales y por lo tanto eliminan las fuerzas de repulsión entre ellas, facilitando su coalescencia para dar lugar a partículas de mayor tamaño. Asimismo se añaden agentes floculantes (polielectrolitos) con el fin de aglutinar las partículas formadas en la coagulación para dar lugar a la formación de flóculos de mayor tamaño que se separan más fácilmente por decantación en la etapa posterior de decantación, al descender a mayor velocidad.

2.2.1.3 Decantación

En esta etapa los flóculos formados por la acción de los agentes coagulantes y floculantes sedimentan en tanques de forma circular o rectangular, obteniéndose por la parte superior el agua clarificada y extrayéndose por el fondo una corriente de lodos que contienen los flóculos sólidos.

2.2.1.4 Filtración

El agua sobrenadante de la etapa de decantación, se somete a una etapa de filtración, la cual consiste en hacer pasar el agua, que todavía contiene materias en suspensión no separadas en la decantación, a través de un lecho filtrante que permite el paso del líquido pero no el de las partículas sólidas, las cuales quedan retenidas en el medio filtrante.

Los medios filtrantes más utilizados son la arena y el carbón activo granular. En el caso de utilizar este último material filtrante, además de la retención de las partículas sólidas, se producirá la eliminación por adsorción de sustancias orgánicas, evitando la existencia de olores y sabores en el agua filtrada. También existen otros tipos de lechos como es el caso de membranas filtrantes que pueden ser de plástico o de metal.

2.2.1.5 Desinfección

La etapa final del proceso de potabilización de aguas de consumo humano es siempre la desinfección. Se trata de la etapa de mayor importancia ya que ha de garantizar la eliminación de microorganismos patógenos que son responsables de gran número de enfermedades (tifus, cólera, hepatitis, gastroenteritis, salmonelosis, etc.). En algunos casos de plantas de potabilización muy sencillas, la desinfección es la única etapa del proceso.

La desinfección puede conseguirse mediante tratamiento con productos químicos o mediante aplicación de radiación.

La cloración es el procedimiento químico más utilizado para desinfectar el agua, consiste en utilizar cloro o alguno de sus derivados, como los hipocloritos de sodio o de calcio. La utilización de cloro presenta la gran ventaja de su bajo coste, pero puede

dar lugar a la formación de subproductos de carácter peligroso, como los halometanos. En la actualidad la mayoría de las plantas potabilizadoras en España utilizan hipoclorito sódico como agente desinfectante. La concentración de hipoclorito suele ser del 5%, lo que equivale a añadir una gota por cada litro de agua.

El Dióxido de Cloro (ClO_2) es un gas que se obtiene mezclando cloro con clorito sódico. Es relativamente inestable por lo que normalmente se genera en el lugar de aplicación. El dióxido de cloro presenta la ventaja de no originar subproductos de la desinfección peligrosos como los trihalometanos.

El Ozono (O_3) constituye la tercera alternativa química para la desinfección de aguas potables, tras el cloro y el dióxido de cloro. La aplicación de ozono también requiere de aplicación “in situ” debido a su inestabilidad. El poder de desinfección del ozono es 3.000 veces superior al del cloro y tampoco presenta problemas de originar trihalometanos. Sin embargo presenta el inconveniente de su mayor coste y de que su efectividad desaparece a los 30 minutos, mientras el cloro permanece durante 72 horas, tiempo suficiente para que el agua llegue desde la red de abastecimiento a los hogares de la ciudad y sea consumida.

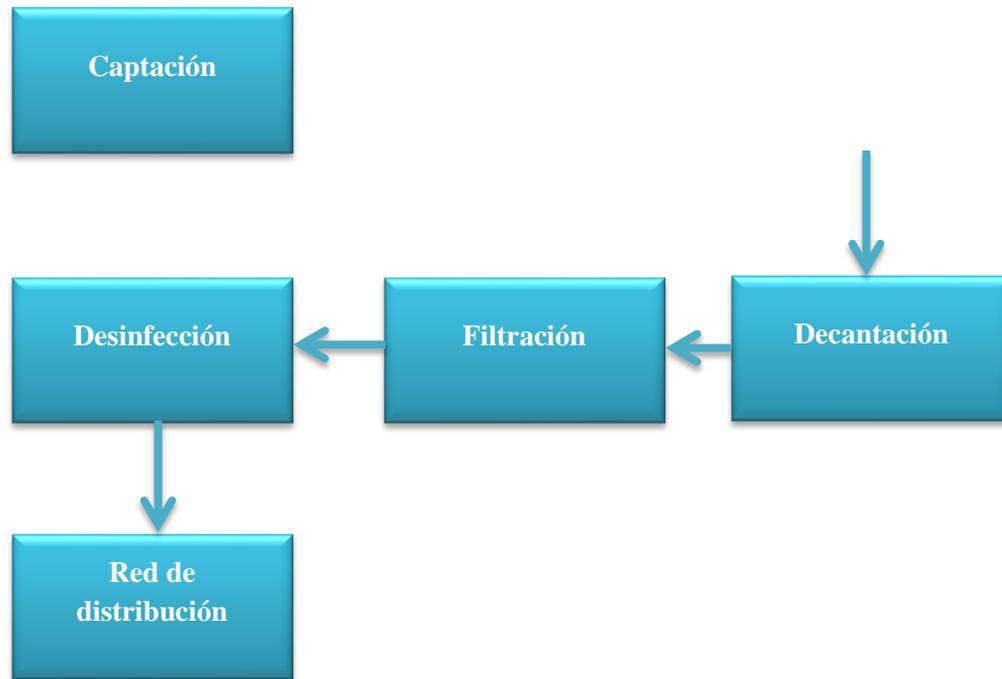
El agua a purificar se envía mediante una bomba bajo una lámpara de rayos ultravioletas que son los que desnaturalizan el ADN de los elementos patógenos que resultan dañinos para la vida humana.

2.2.1.6 Diagrama de bloques de una PTAP convencional de acuerdo a NB 689

Diagrama de Bloques II-1

Proceso de tratamiento Convencional de agua potable





Fuente. Elaboración Propia

2.3 DIAGNÓSTICO: DEFINICIÓN DE CONDICIONES Y CAPACIDAD DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA DE URIONDO

2.3.1 Capacidad de la Planta Actual

El caudal medio captado en época de lluvias es de 8 l/s y va disminuyendo en la época de estiaje hasta 4 l/s lo cual les permite captar del Río Alisos, aunque se cuenta con dos obras de toma en el Río Camacho las cuales se encuentran abandonadas y no aportan al sistema actual. Las unidades de la planta de tratamiento han sido dimensionadas en función al caudal estimado para el período de lluvias.

2.3.2 Unidades existentes en la Planta de Tratamiento de Aguas de Uriondo

La Planta de Tratamiento de Agua Potable de Uriondo, en la actualidad tiene 2 unidades distribuidas de la siguiente manera:

- Dos filtros gruesos de grava
- Dos filtros lentos
- Cloración

2.3.2.1 Diagrama de bloques de la PTAP de Uriondo

Diagrama de Bloques II-2

Proceso actual de tratamiento de agua potable

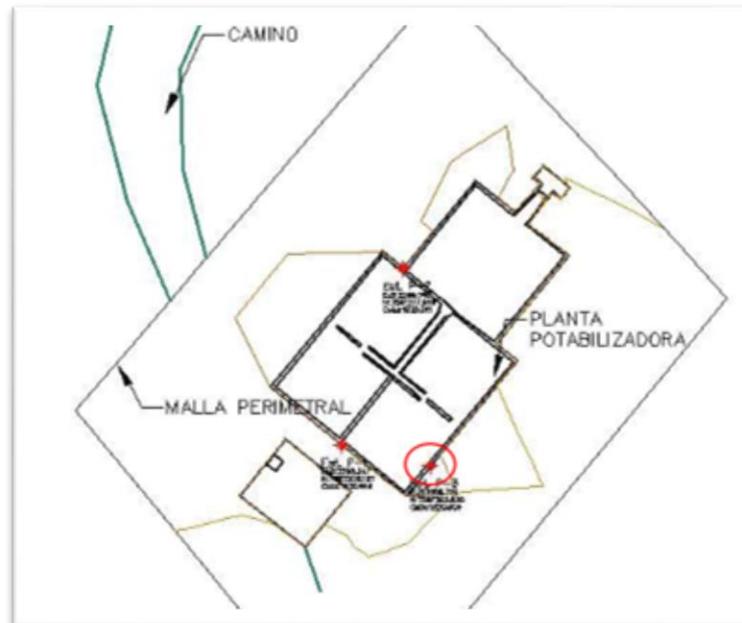


Fuente. Elaboración Propia

2.3.2.2 Plano de Planta Potabilizadora de Agua

Fig. II-2

Plano de PTAP



Fuente. EMAGUA

2.3.2.2.1 Canal de entrada a la PTAP

La planta cuenta con un canal Parshall, mismo que se encuentra a la entrada de la planta de Tratamiento de Agua Potable, tal como se muestra en la fig. II-3 y está a una altura aproximada de 1922 msnm.

El canal Parshall es un elemento primario de caudal con una amplia gama de aplicaciones para medir el caudal en canales abiertos y sirve además como punto de aplicación de agentes coagulantes.

El caudal medio captado en época de lluvias es de 8 l/s pero según referencias del Plan Maestro, se podría alcanzar la captación hasta 10 l/s, si se amplía la capacidad de la planta y se realizan modificaciones en las obras de captación.

Fig. II-3
Canal Parshall



Fuente. Elaboración propia

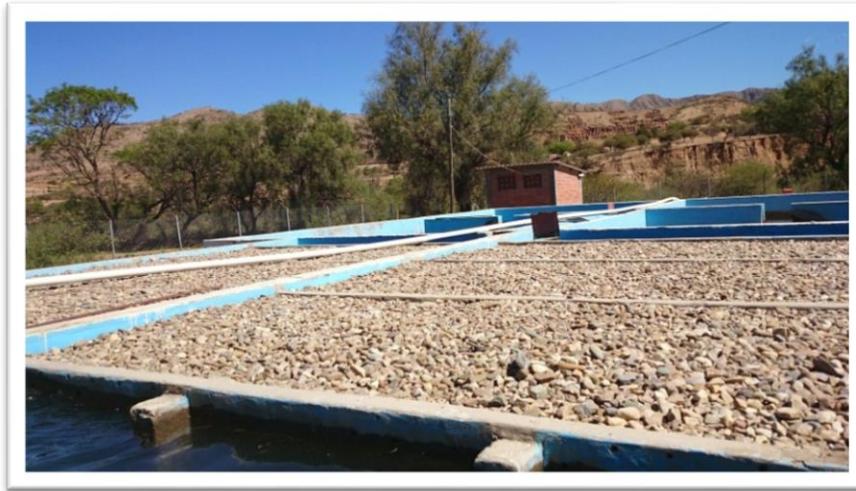
2.3.2.2.2 Filtro grueso horizontal

Se cuenta con dos filtros de material grueso o grava, que están conectados al canal Parshall. Estas unidades están formadas por un compartimiento principal donde se ubica un lecho filtrante de grava.

Especialmente en época de lluvias, el agua arrastra una cantidad considerable de sólidos en suspensión; tapando estos filtros frecuentemente. No se realiza un mantenimiento adecuado y la granulometría del material filtrante es de cualquier tamaño.

Dimensiones: Los filtros son de hormigón armado de 9 metros de ancho, 9 metros de largo y 1,2 metros de alto.

Fig. II-4
Filtros de grava



Fuente. Elaboración propia

2.3.2.2.3 Filtros lentos de arena

Luego de los filtros de grava, el agua ingresa por último a los filtros lentos de arena. Estos son dos tanques conformados por un lecho de arena fina, colocado sobre una capa de grava que constituye el soporte de la arena la cual, a su vez se encuentra sobre un sistema de tuberías perforadas que recolectan agua filtrada.

Sobre todo en época de lluvia, el agua que sale de estos filtros, contiene sólidos suspendidos, debido a que la granulometría tampoco es la adecuada y las alturas del lecho filtrante y de soporte no se adecuan al diseño del mismo.

Dimensiones: Los filtros son de hormigón armado de 11 metros de ancho, 11 metros de largo y 1,2 metros de alto.

Fig. II-5
Filtros de arena



Fuente. Elaboración propia

2.3.2.2.4 Cloración

La planta de tratamiento de agua cuenta con un sistema de desinfección a goteo de solución de hipoclorito de sodio. Dicho goteo se realiza con una bomba dosificadora.

Aquí se realiza la cloración con hipoclorito de sodio líquido, con una concentración de cloro activo de 55g Cl/l, mismo que es adquirido en el mercado local.

No se realiza las pruebas pertinentes para llevar a cabo una adecuada dosificación de cloro, y si se corta el suministro energético el agua sin clorar es igualmente distribuida a la población.

Fig. II-6
Cloración



Fuente. Elaboración propia

2.3.2.2.5 Principales deficiencias encontradas

Con el diagnóstico realizado en el punto anterior, se identificaron las siguientes deficiencias:

- Especialmente en época de lluvias, los filtros existentes no remueven completamente los sólidos en suspensión.
- Al limpiar los filtros, se realiza un by-pass por el cual, el agua de entrada a la planta, que debería ingresar para su tratamiento, pasa directamente a la red de distribución, esto se debe a que no existe un tanque de regulación cuando se realiza este tipo de mantenimiento.
- No existe un tanque de almacenamiento.
- La cloración se realiza al tanteo, es decir, sin un cálculo previo; de esta manera no se garantiza que el agua que va a la población esté libre de microorganismos patógenos.

El alejamiento de la Norma 689 respecto a que no se cuenta y/o cumple con:

- Tanques de almacenamiento de agua para suministrar agua potable a la red en la cantidad y calidad necesarias.
- Los valores máximos aceptables para escheria coli y coliformes totales es de 0,0 UFC/100ml.

2.4 ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

En función a eso se proponen las alternativas de solución, las mismas están orientadas al cumplimiento de la norma 689.

El abanico de alternativas se muestra en la figura II-7.

Fig. II-7

Abanico de Alternativas de soluciones sugeridas



Fuente. Elaboración propia.

En el presente trabajo se plantean alternativas de solución para saldar los problemas de eliminación de sólidos, como también para el proceso de desinfección del agua. Además se proponen dos sistemas de almacenamiento, de tal manera que se garantice un caudal constante para el tratamiento y dotación de agua.

Las alternativas propuestas son las siguientes:

2.4.1 Tanque de almacenamiento de Agua

Los tanques de agua son un elemento fundamental en una red de abastecimiento de agua potable, para compensar las variaciones horarias de la demanda de agua potable. Puesto que las plantas de tratamiento de agua potable funcionan mejor si tienen poca variación del caudal tratado, conviene mantener aproximadamente constante el caudal.

Desde el punto de vista de su localización, los tanques de agua pueden ser:

- ✓ Enterrados (subterráneos).

Figura II-8
Tanque de Agua enterrado



Fuente. Manual de diseño de Sistemas de Agua Potable (Organización Panamericana de la Salud).

- ✓ Apoyados sobre el suelo (de superficie).

Figura II-9

Tanque de Agua sobre suelo



Fuente. Manual de diseño de Sistemas de Agua Potable (Organización Panamericana de la Salud).

- ✓ Elevados (por encima del nivel de los techos).

Figura II-10

Tanque de agua elevado



Fuente. Manual de diseño de Sistemas de Agua Potable (Organización Panamericana de la Salud).

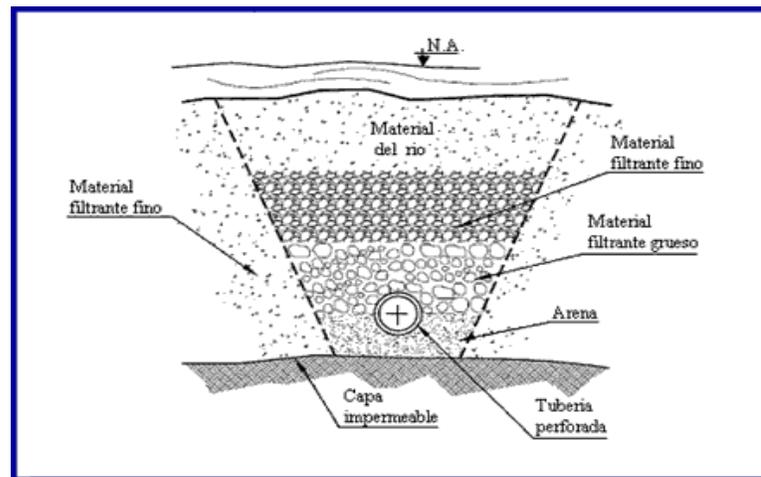
2.4.2 Galería Filtrante

La galería filtrante o galería de captación es una galería subterránea construida para alcanzar un acuífero cuya estructura permeable está diseñada con la finalidad de captar las aguas subterráneas. A diferencia de los pozos, que se construyen con la misma finalidad, la galería filtrante es aproximadamente horizontal. La galería puede terminar en una cámara de captación donde generalmente se instalan las bombas hidráulicas para extraer el agua acumulada. En otros casos, la galería puede tener una finalidad mixta de captación y conducción prolongándose directamente o mediante obras auxiliares (acueductos, canalizaciones) hasta el lugar donde se va a aprovechar el agua.

Las galerías filtrantes modernas frecuentemente son más semejantes a un dren. Es decir, están constituidas por un tubo perforado, enterrando y rodeado de un estrato filtrante. Se utilizan también al interior del cauce de un río, paralelo a éste. El agua captada se conduce a una cámara desde la cual puede ser bombeada, o conducida por gravedad hasta el lugar de su aprovechamiento.

Figura II-11

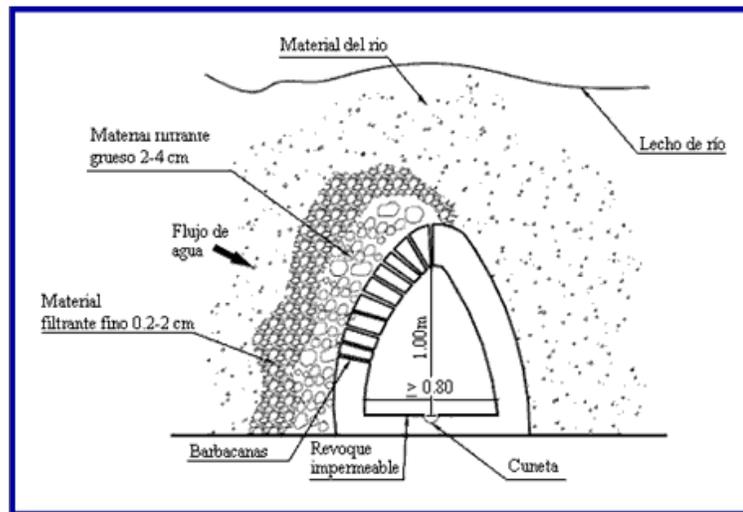
Tubería de Infiltración



Fuente. Manual de diseño de Sistemas de Agua Potable (Organización Panamericana de la Salud).

Figura II-12

Galería Filtrante tipo Túnel



Fuente. Manual de diseño de Sistemas de Agua Potable (Organización Panamericana de la Salud).

2.4.3 Filtro Grueso Dinámico

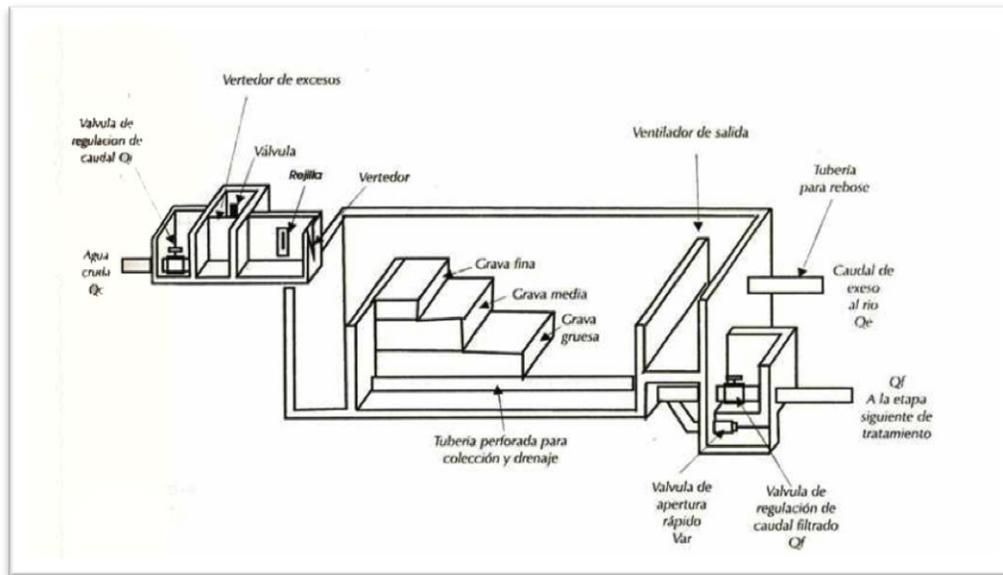
El filtro grueso dinámico, es un tanque que contiene una capa delgada de grava fina (6 a 13mm) en la superficie, sobre un lecho de grava más grueso (13-25mm) y un sistema de drenaje en el fondo.

Esta unidad es utilizada para reducir los extremos de los picos de turbiedad y proteger de esta manera la planta de tratamiento ante altas cargas de sólidos transportadas por la fuente durante unas pocas horas.

Cuando la fuente transporta valores elevados de sólidos fácilmente sedimentables, estos se depositan en la superficie del lecho de grava, colmatándolo rápidamente y restringiendo parcial o totalmente el paso de agua. Esta respuesta protege las unidades de tratamiento siguientes.

Figura II-13

Filtro Grueso Dinámico



Fuente. Manual de diseño de Sistemas de Agua Potable (Organización Panamericana de la Salud)

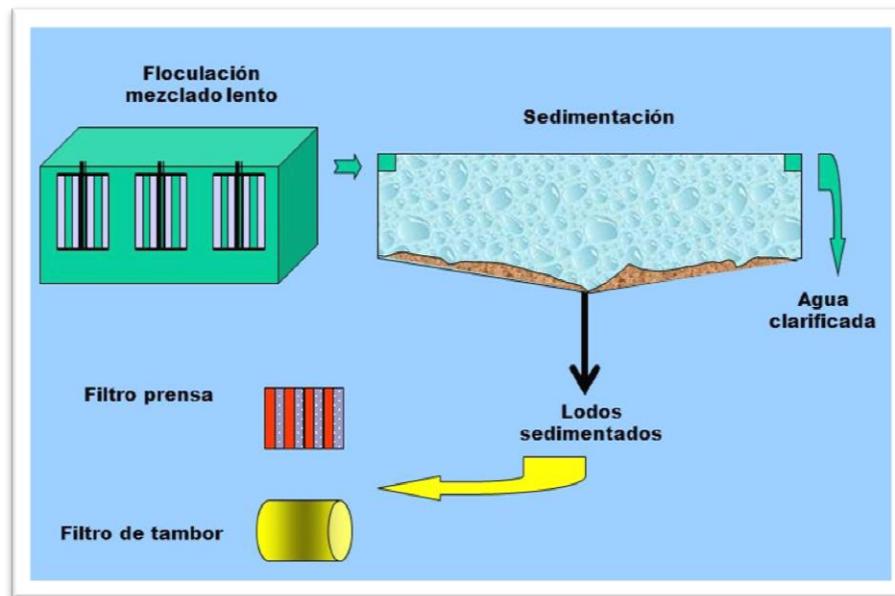
2.4.4 Coagulación-Floculación

Las prácticas de coagulación y floculación son tratamientos previos esenciales para muchos sistemas de purificación de agua.

La coagulación-floculación se puede utilizar en el proceso de tratamiento de agua para reducir su turbidez. Para el agua potable, el método de la coagulación-floculación requiere la eliminación rigurosa de los flóculos y debe ser acoplado a la decantación.

En el proceso convencional de coagulación-floculación, se añade un coagulante al agua fuente para crear una atracción entre las partículas en suspensión. La mezcla se agita lentamente para inducir la agrupación de partículas entre sí para formar “flóculos”. El agua se traslada entonces a un depósito tranquilo de sedimentación para sedimentar los sólidos.

Figura II-14
Coagulación-Floculación

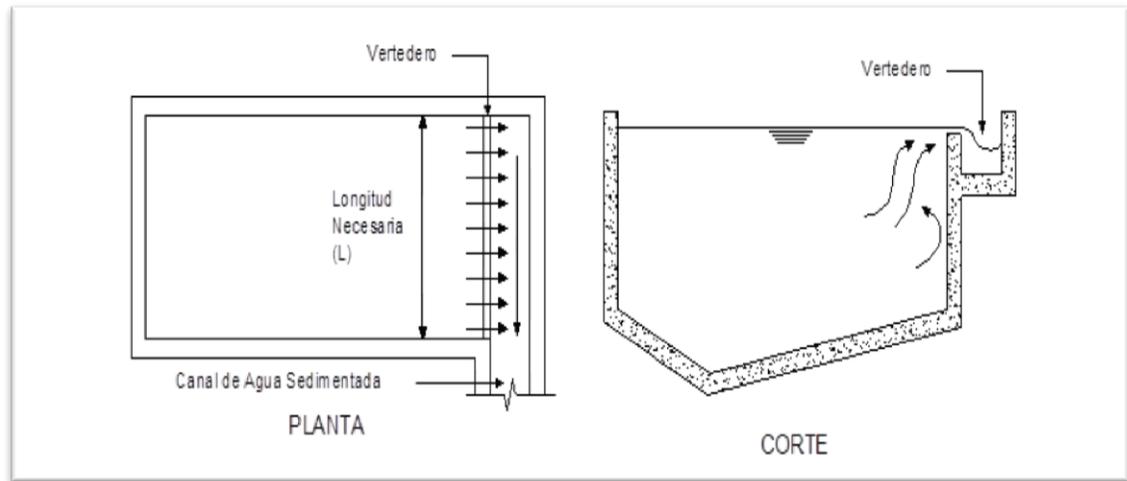


Fuente. Manual de diseño de tanques de Coagulación Floculación (OMS)

2.4.5 Sedimentación

Luego del proceso de floculación, se debe acoplar un tanque de sedimentación para de esta manera eliminar los flocos formados en el tanque anterior. Éstos, al estar agrupados, se depositan en el fondo del sedimentador por su propio peso y así es como se van separando las partículas sólidas del agua.

Figura II-15
Sedimentador



Fuente. Arboleda Valencia, 2000.

2.4.6 Tanque de reserva

Las plantas de tratamiento se dimensionan por lo tanto para que puedan producir la cantidad total de agua que el pueblo consume a lo largo del día, y los tanques absorben las variaciones horarias: cuando hay poco consumo (como en la noche) se llenan, y cuando el consumo es máximo (como, por ejemplo, a la hora de cocinar) se vacían.

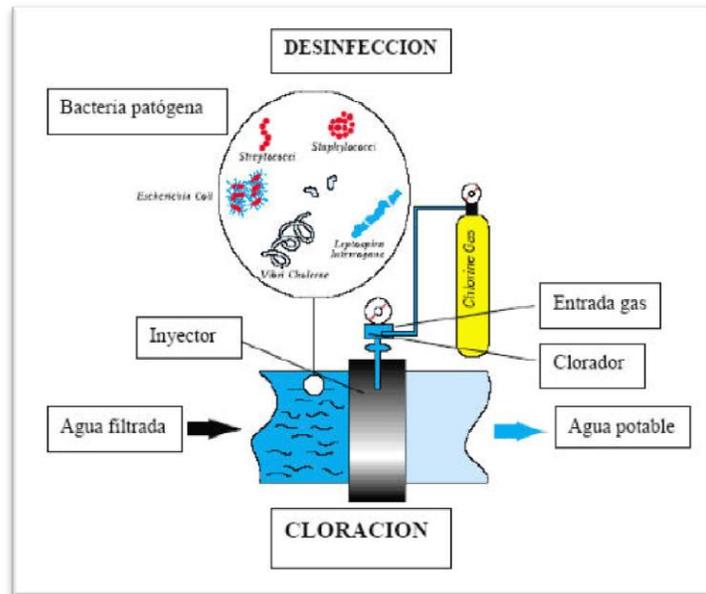
2.4.7 Cloración

El cloro es una opción de tratamiento de bajo costo que se utiliza para mejorar la calidad del agua a la vez que se eliminan muchos microorganismos como bacterias, hongos y virus. Sin embargo, el proceso tiene sus limitaciones.

El cloro elimina además sustancias como el manganeso, hierro y ácido sulfhídrico, el cual puede alterar el sabor del agua.

La cloración se puede lograr con diferentes productos. El cloro se almacena como líquido en recipientes presurizados y se inyecta como gas directamente en el agua fuente. Este proceso debe ser regulado e implementado cuidadosamente, debido a que el gas de cloro es un tóxico peligroso, incluso letal.

Figura II-16
Desinfección con gas cloro

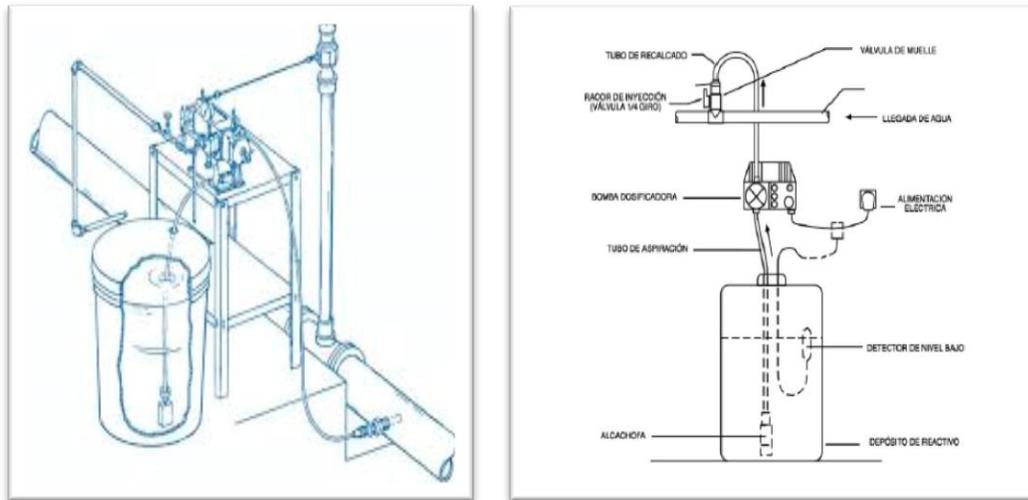


Fuente. The Chlorine Institute, INC.

Otra opción de cloración, de mayor costo, es el tratamiento con solución de hipoclorito de sodio. Esta solución es corrosiva pero mucho menos peligrosa y más fácil de manejar que el gas de cloro. El líquido se diluye simplemente y después se mezcla con el agua fuente para realizar la desinfección a través de la cloración.

Figura II-17

Desinfección con hipoclorito de sodio

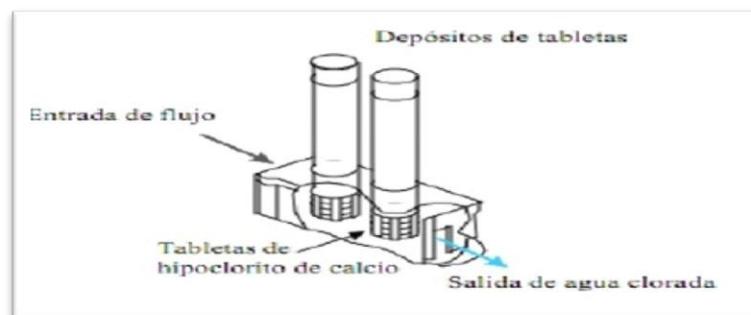


Fuente. The Chlorine Institute, INC.

La cloración se puede lograr también con un desinfectante sólido, hipoclorito cálcico. Este material es corrosivo y puede reaccionar explosivamente cuando entra en contacto con materiales orgánicos. Sin embargo, todos estos polvos, gránulos y tabletas se pueden almacenar a granel y usarse con eficacia hasta un máximo de un año. En todas sus formas, el hipoclorito de calcio se disuelve fácilmente en agua.

Figura II-18

Desinfección con hipoclorito de Calcio



Fuente. The Chlorine Institute, INC.

Todos estos métodos de cloración requieren de algún tiempo para funcionar — la desinfección no ocurre instantáneamente. Las dosis necesarias cambian también con las variaciones en la calidad del agua de manera que el monitoreo del agua fuente, particularmente de las aguas superficiales, es una parte importante del proceso de tratamiento.

2.5 SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA CON LAS UNIDADES ADICIONALES NECESARIAS

La Norma Boliviana NB 689 conlleva la optimización de los parámetros de diseño de acuerdo a las prácticas avanzadas de la Ingeniería Sanitaria y Ambiental, de tal manera que refleja minimización de costos de construcción, operación y mantenimiento como base fundamental de la sostenibilidad.

La calidad de las aguas está relacionada con los riesgos sanitarios y las medidas de protección que se pueda dar a las fuentes.

Las unidades adicionales han sido seleccionadas en base a lo establecido a la NB 689 y a los resultados de los análisis de calidad del agua (Ver ANEXO 2).

Con dichas unidades, se busca que se realice el tratamiento de agua de manera convencional, y de esta manera complementar y aprovechar la infraestructura existente. Al mismo tiempo, las unidades consideradas son sencillas, poco costosas y son de fácil operación; incluyendo dos tanques de almacenamiento (a la entrada y salida) y un módulo de desinfección a la salida de la PTAP; todas estas mencionadas se describen a continuación.

A partir de ello se realiza una breve descripción de cada una de las unidades seleccionadas.

2.5.1 Tanque de regulación (Semienterrado)

Los tanques de almacenamiento son estructuras destinadas al almacenamiento de agua. Tienen como función satisfacer la demanda de agua y mantener un volumen adicional como reserva. Deben compensar además, variaciones de los consumos que se producen durante el día.

El Tanque de regulación se toma en cuenta con la finalidad de almacenar agua y así poder regular un caudal constante de tratamiento y abastecimiento, si bien almacenará agua para todos los días, éste está pensado para épocas de estiaje (otoño-invierno) que es cuando existen problemas de agua.

2.5.2 Filtro Grueso Dinámico

Si bien el filtro grueso dinámico se tomó en un principio como una opción para adicionar al proyecto, mismo que se ubicaría antes del tanque de floculación, finalmente quedó descartado debido a que la filtración disminuiría la velocidad del agua que requiere la floculación, además que retendría el agente coagulante que debe adicionarse en el canal Parshall, perjudicando de esta manera la formación de flóculos, disminuyendo la eficiencia del proceso de remoción de sólidos y por último el filtro se ensuciaría de manera rápida lo que implicaría un mayor mantenimiento.

2.5.3 Floculador

Se ha seleccionado, como parte del proceso para mejorar el tratamiento, un Floculador; esta unidad es muy eficiente para eliminar sólidos en suspensión; su operación y mantenimiento es sencillo y poco costoso. Es un tanque empleado para la formación de flóculos.

2.5.4 Sedimentador

El sedimentador es el tanque donde se lleva a cabo la sedimentación propiamente dicha; la misma consiste en la separación de las partículas sólidas que el agua arrastra consigo, tales como piedras, grava, arena, arenilla y las partículas formadas en la etapa de la Floculación. Este proceso se fundamenta en el principio de que todo sólido más pesado que el agua tiende a precipitarse al fondo del recipiente que la contiene.

El tanque del sedimentador es usado para depositar los flóculos que llegan del floculador; para remover de esta manera gran parte de los sólidos presentes en el agua, por lo tanto es necesaria su implementación en el proyecto.

El funcionamiento de estas dos últimas unidades está contemplado sobre todo para el agua que llega a la planta en época de lluvias, debido a que estas arrastran mayor cantidad de sólidos en suspensión y que actualmente la planta no está preparada para eliminar cuando esto ocurre; con las unidades planteadas, se busca saldar las deficiencias actuales que se presentan para el tratamiento de las aguas y de esta manera lograr que el agua que llega a la población sea potable.

2.5.5 Cloración con hipoclorito de sodio

La cloración es el proceso de desinfección que reúne mayores ventajas: es eficiente, fácil de aplicar y deja efecto residual. Tiene la desventaja de ser corrosivo y especialmente, en algunos casos, formar subproductos posiblemente peligrosos para la salud y producir un sabor desagradable en el agua si es que este no se dosifica de la manera adecuada.

El proceso de desinfección con hipoclorito de sodio en solución, es necesario para la eliminación de microorganismos patógenos, para garantizar de esta forma que el agua que llega a la población sea apta para su consumo.

Se optó por la cloración porque es un mecanismo de desinfección de mayor aplicación en los sistemas de abastecimiento de agua, debido a que:

- Es accesible
- Es económico en relación a otros productos
- Es eficaz.
- Es manipulable por la población beneficiaria
- Tiene alta capacidad oxidante que es el mecanismo de destrucción de la materia orgánica
- Tiene potencia germicida de espectro amplio
- Tiene propiedades residuales.

- El equipo para su dosificación es usualmente sencillo, confiable y de bajo costo.
- Además, en el ámbito de pequeñas comunidades hay varios dosificadores de “tecnología apropiada” que resultan fáciles de usar y de aceptar por los operadores locales.
- Los productos basados en el cloro se consiguen fácilmente

La elección del desinfectante se realizó utilizando los siguientes criterios:

- Disponibilidad del desinfectante
- Accesibilidad económica
- Efectividad
- Facilidad de Manejo

De acuerdo a estos criterios, se optó por el hipoclorito de sodio (NaClO) o lavandina común, porque es el más accesible y de bajo costo en el mercado local.

2.5.5.1 Estudio de la Demanda de Cloro

La dosis de cloro que debe aplicarse debe ser suficiente para satisfacer su demanda y dejar un residual óptimo de cloro hasta 1 mg/l en cualquier punto de la red de distribución a un mínimo de 0,2 mg/l en los puntos extremos de la red, según lo establecido en la NB 689.

El volumen de cloro que se aplica al agua debe ser igual a:

$$\text{Vol. de } Cl_2 = \text{Demanda de } Cl_2 + Cl_2 \text{ residual}$$

Solamente existe garantía de desinfección en aquellas aguas en las que se determina presencia de cloro residual libre. El cloro se consume a medida que entra en contacto con sustancias orgánicas disueltas en el agua oxidándolas para luego tomar acción en contra de los microorganismos patógenos, eliminándolos.

2.5.5.2 Reacciones del Cloro en Agua

La química de la cloración es bastante amplia; al agregar cloro al agua, lo primero que ocurre es que este se hidroliza reaccionando con el H₂O, luego se combina con el amoníaco presente y con la materia orgánica, así como con ciertas sustancias químicas para producir una diversidad de compuestos, algunos de los cuales tienen propiedades desinfectantes. Se pueden considerar reacciones de hidrólisis y de óxido-reducción (Quirós, 2005).

2.5.5.3 Reacciones Hidrolíticas

En la hidrólisis el cloro reacciona con la molécula de agua para producir ácido hipocloroso (HClO) e ion hipoclorito (ClO⁻). A estos compuestos se les llama cloro libre (Quirós, 2005).

El cloro residual se forma en dos etapas:

1. Hidrólisis, que se efectúa en fracciones de segundo:



$$K_H = \frac{[H^+][HClO][Cl^-]}{[Cl_2]_{aq}}$$

2. Disociación, en que el ácido hipocloroso, inestable parcialmente, se ioniza así:



Queda entonces en el agua parte del cloro residual como HClO y otra como ClO⁻ que resulta de la ionización del ácido hipocloroso. La proporción en que existe uno y otro depende directamente del pH y tiene mucha importancia por cuanto el HClO es un bactericida poderoso, mientras que el ClO⁻ es un bactericida muy pobre (Quirós, 2005).

$$K_a = \frac{[H^+][ClO^-]}{[HClO]}$$

El cloro libre total es igual a:

$$Ct = [HClO] + [ClO^-]$$

Reemplazando en la fórmula anterior se tiene:



$$Ct = [HClO] * \left(1 + \frac{K_a}{[H^+]}\right)$$

Tomándose como valor típico para pKa, o $-\log K_a$ de 7,6.

2.5.5.4 Reacciones del Cloro con Elementos Presentes en el Agua

Como el cloro es un fuerte oxidante puede reaccionar con muchas sustancias orgánicas e inorgánicas presentes en el agua y en especial con los compuestos nitrogenados.

En esta serie de reacciones, el cloro puede perder o ganar electrones, y según suceda una u otra cosa, los productos que se forman son utilizables como desinfectantes o no (Lapeña, 1990).

2.5.5.5 Reacciones de Oxido-Reducción

2.5.5.5.1 Reacciones del Cloro con el Nitrógeno Amoniacal

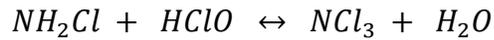
El cloro reacciona con nitrógeno amoniacal para formar cloraminas. Las más frecuentes son las monocloraminas (NH_2Cl) y dicloraminas ($NHCl_2$). Ambas tienen poco poder bactericida, menos la del ácido hipocloroso, pero en cambio son mucho más estables y por lo tanto su efecto dura más tiempo en el agua. En ciertas condiciones puede aparecer tricloruro de nitrógeno o tricloramina. Las cloraminas son tóxicas para los peces y pueden ser perjudiciales para algunas personas, por ejemplo, para pacientes en diálisis (Lapeña, 1990).

Las reacciones serían las siguientes:

A partir de la monocloramina se forma la dicloramina como muestra la reacción (4):



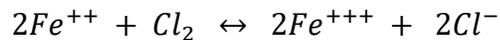
Y a partir de la dicloramina se forma la tricloramina:



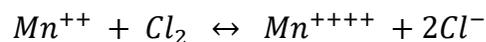
La distribución en el agua entre uno y otro tipo de cloramina depende del pH, de la temperatura y de la proporción que existe entre el cloro y el amoníaco expresado como nitrógeno.

2.5.5.5.2 Reacciones del Cloro con el Hierro y Manganeseo

A continuación se indican las principales reacciones de oxidación del hierro y manganeseo con el Cloro (desinfectante) generalmente empleado en el tratamiento del agua (Lapeña, 1990).



$$0.63 \cdot \frac{mgCl_2}{mgFe}$$



$$1.27 \cdot \frac{mgCl_2}{mgMn^{++}}$$

2.5.5.6 Demanda de Cloro y Breakpoint

La cantidad de cloro que debe utilizarse para la desinfección del agua, se determina generalmente mediante el método de la demanda de cloro y el de breakpoint. (Quirós, 2005)

Al incorporar el cloro al agua reacciona con las sustancias que ésta contiene, quedando menos cloro en disposición de actuar como desinfectante. Entre estas sustancias destacan el manganeso, hierro, nitritos, sulfhídrico y diferentes materias orgánicas, las cuales, además de consumir cloro, producen compuestos orgánicos clorados que pueden ser la causa de olores y sabores desagradables. Otra sustancia presente a veces en el agua y que reacciona de una forma muy particular con el cloro es el amoníaco. En este caso, se forman compuestos denominados cloraminas, las cuales poseen poder desinfectante, aunque en menor grado que el cloro.

Si se continúa añadiendo cloro en exceso, de manera que reaccione con todas las sustancias presentes, llegará un momento en que el cloro sobrante aparecerá como cloro residual libre, que es el que realmente actúa ahora como agente desinfectante.

La demanda de cloro es la diferencia entre la dosis de cloro añadida y el contenido de cloro residual, al cabo de un tiempo de contacto, suficiente para completar las reacciones antes expuestas. (Quirós, 2005)

El control perfecto de la desinfección, se efectúa mediante los correspondientes exámenes bacteriológicos del agua, pero para un control más rápido del contenido en cloro libre y combinado de un agua tratada, se determina la concentración de cloro residual mediante el método del N,N-Dietil-P-Fenilendiamina (DPD), o bien por yodometría y valoración con tiosulfato sódico; también, en instalaciones importantes suelen emplearse instrumentos automáticos de medida permanente, mediante determinaciones colorimétricas o determinaciones amperométricas. (Quirós, 2005)

El cloro presente en el agua tratada, que se conoce como «cloro residual», puede presentarse como «cloro residual libre» o como «cloro residual combinado».

El cloro residual libre está constituido esencialmente por el ácido hipocloroso y el ión hipoclorito, y el cloro residual combinado lo forman generalmente las cloraminas.

Para que el cloro residual libre esté presente en un agua tratada con cloro, después del suficiente tiempo de contacto, es necesario que la cloración se lleve a cabo mediante una dosis lo suficientemente elevada de cloro, hecho conocido como «dosificación con cloro sobrante», «cloración por el punto crítico» o «cloración al breakpoint», con lo cual el cloro oxidará todas las sustancias que estén en disposición de ser oxidadas, se combinará, destruirá y eliminará otras, como por ejemplo las cloraminas, y después de todo esto, aún quedará un exceso de cloro libre residual. (Quirós, 2005)

La dosis de cloro a la cual comienza a aparecer el cloro libre residual es la llamada dosis de breakpoint. Indicaremos ahora, y después ampliaremos, que algunas de las sustancias orgánicas cloradas formadas con el cloro libre son causa de preocupación desde el punto de vista sanitario. (Quirós, 2005)

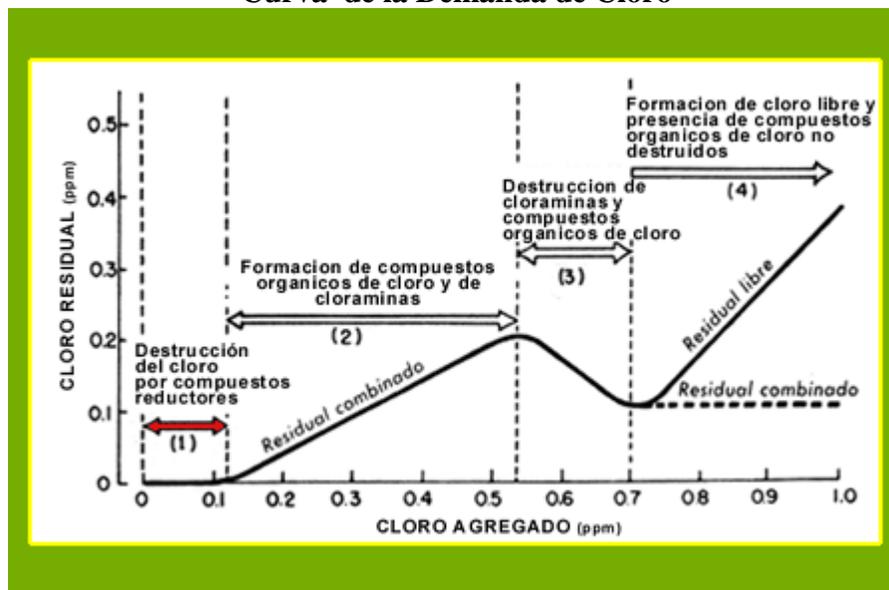
Teóricamente, en un agua totalmente pura, al ir adicionando cloro, la concentración residual medida del mismo sería igual al cloro incorporado. Pero esto no ocurre así en aguas que no son completamente puras, que es el caso general. Entonces, al ir adicionando cloro y después de haberse oxidado las diversas sustancias que ya indicamos y formado las cloraminas, si había presente amoníaco y otros compuestos clorados de adición, si medimos ahora el cloro residual, se observará que éste no corresponde al añadido, sino que es menor, llegando incluso a un punto en que, en lugar de ir aumentando la concentración de cloro residual, ésta disminuye. La explicación de este descenso se justifica por el hecho de que una vez formados los diversos derivados orgánicos del cloro y las cloraminas, llegan a destruirse mediante la adición de más cloro, formándose otros compuestos que no suministran cloro residual. (Quirós, 2005)

Cuando se han destruido estos compuestos clorados, comienza a aparecer el cloro

residual libre y, a medida que se añade cloro al agua, aumenta la concentración de cloro residual libre, pudiendo subsistir a la vez una pequeña concentración de cloro residual combinado, debido a compuestos que no han sido destruidos totalmente. Se considera que cuando el 85% o más del cloro residual del agua está en forma libre, la desinfección se ha realizado al breakpoint. (Quirós, 2005)

En el figura II-19, queda demostrado de forma clara lo anteriormente expuesto. El breakpoint es la dosis correspondiente al mínimo de la curva. Este punto no lo presentan claramente las aguas con poca materia orgánica o compuestos nitrogenados. (Quirós, 2005)

Figura II-19
Curva de la Demanda de Cloro



Fuente: Quirós, 2005.

2.5.6 Tanque de reserva (Semienterrado)

El tanque de reserva, está planeado con el objetivo de prever el abastecimiento de agua durante las interrupciones accidentales de funcionamiento de los componentes del sistema situados antes del mismo, o durante períodos de reparaciones y mantenimiento de obras de conducción, captación, tratamiento y/o en casos de fallas.

En la PTAP de Uriondo no se cuenta con un sistema de almacenamiento de agua, y ambos tanques seleccionados, son importantes en un sistema de tratamiento de agua.

2.6 CONCEPTOS Y NORMAS BÁSICAS PARA CALIDAD DEL AGUA

2.6.1 Parámetros de Calidad del Agua

2.6.1.1 Parámetros Físicos

Las características físicas del agua son: Turbiedad, Color, Olor, Sabor, Conductividad y Resistividad, Salinidad.

Se llaman físicas porque se pueden detectar con los sentidos (vista, olfato, etc.), y esto implica que tienen directa incidencia sobre las condiciones estéticas del agua.

- **Turbiedad.** Es una medida del grado en el cual el agua pierde su transparencia debido a la presencia de partículas insolubles en suspensión, coloidales o muy finos que se presentan principalmente en aguas superficiales. Cuanto más sólidos en suspensión haya en el agua, más sucia parecerá ésta y más alta será la turbidez.
 - **Color.** El color en el agua puede deberse a la presencia de materia orgánica, por ejemplo sustancias húmicas, metales como hierro y manganeso. Existen dos tipos de color que se reconocen en el agua, el color verdadero, es decir, el color de la muestra una vez que su turbidez ha sido removida; y el color aparente, que incluye no solamente el color real sino también el color de las sustancias en suspensión. (J. A. Romero Rojas; pág. 54; 2000)
 - **Olor.** Se debe principalmente a la presencia de sustancias inorgánicas y/u orgánicas; algunos olores indican el incremento en la actividad biológica.
 - **Sabor.** El sabor, al igual que el olor en el agua frecuentemente ocurren juntos y en general son prácticamente indistinguibles. Muchas pueden ser las causas de olores y sabores en el agua, entre las más comunes se encuentran: Materia orgánica, cloruro de sodio, sulfato de sodio y magnesio, productos de cloro, hongos, diferentes especies de algas, etc.
- La determinación del olor y sabor en el agua es útil para evaluar la calidad de la misma y su aceptabilidad por parte del consumidor.

Tanto el olor como el sabor pueden describirse cualitativamente y esto es muy útil especialmente en casos de reclamo por parte del consumidor. (Acuiquímica; pág. 55; 2000)

- **Conductividad y Resistividad.** La conductividad eléctrica es la medida de la capacidad del agua para conducir la electricidad. Es indicativa de la materia ionizable total presente en el agua. El agua pura contribuye mínimamente a la conductividad, y en su casi totalidad es el resultado del movimiento de los iones de las impurezas presentes. La resistividad es la medida recíproca de la conductividad.
- **Salinidad.** Cuando en el agua el principal constituyente es el cloruro de sodio y su concentración es mayor de lo usual, se dice que el agua es salina, cuya concentración se expresa en partes por mil. (J. A. Romero Rojas; pág. 59, 2000).

2.6.1.2 Parámetros Químicos

Se eligen los principales compuestos químicos, teniendo en cuenta su posible prevaecía en el agua y los efectos que puedan tener sobre la salud, o el impacto que causen sobre los procesos de tratamiento o las implicaciones de tipo económico.

Estos son el pH, Alcalinidad, Acidez, Dureza, Coloides, Sólidos Disueltos, Sólidos en suspensión, Sólidos totales, Cloruros, Sulfatos, Nitratos.

- **pH.** Es una medida de la naturaleza ácida o alcalina de la solución acuosa que puede afectar a los usos específicos del agua. La mayoría de aguas naturales tienen un pH entre 6 y 8. Su medición se realiza fácilmente con un pHmetro bien calibrado, aunque también se puede disponer de papeles especiales que, por coloración, indican el pH. Los valores del pH han de ser referidos a la temperatura de medición, pues varían con ella.
- **Alcalinidad.** Puede definirse como su capacidad de neutralizar ácidos como su capacidad de reaccionar con iones Hidrógeno y se debe a la presencia de bicarbonatos. La determinación de la alcalinidad total y de las distintas formas

de alcalinidad es importante en los procesos de coagulación química, ablandamiento y control de corrosión.

- **Dureza.** La dureza, debido a la presencia de sales disueltas de calcio y magnesio, mide la capacidad de un agua para producir incrustaciones. Afecta tanto a las aguas domésticas como a las industriales, siendo la principal fuente de depósitos e incrustaciones en calderas, intercambiadores de calor, tuberías, etc. Por el contrario, las aguas muy blandas son agresivas y pueden no ser indicadas para el consumo.

Existen distintas formas de dureza:

Dureza total o título hidrométrico, TH. Mide el contenido total de iones Ca^{++} y Mg^{++} . Se puede distinguir entre la dureza de calcio, THCa , y la dureza de magnesio, THMg .

Dureza permanente o no carbonatada. Mide el contenido total de iones Ca^{++} y Mg^{++} . Está determinada por todas las sales de calcio y magnesio.

Dureza temporal o carbonatada. Mide la dureza asociada al contenido de carbonatos y bicarbonatos.

Si la dureza es inferior a la alcalinidad toda la dureza es carbonatada, pero si la dureza es superior a la alcalinidad hay una parte de dureza no carbonatada, asociada a otros aniones. La dureza de carbonatos es igual al valor m si $\text{TH} > m$, e igual a TH si $\text{TH} < m$. La dureza no carbonatada solo existe en el primer caso y es igual a $\text{TH} - m$.

La dureza se puede expresar como mg/l , en ppm de CaCO_3 . Las aguas con menos de 50 ppm en CaCO_3 se llaman blandas, hasta 100 ligeramente duras, hasta 200 moderadamente duras, y a partir de 200 ppm muy duras.

- **Coloides.** Es una medida del material en suspensión en el agua. Los coloides pueden ser de origen orgánico (ejemplo, macromoléculas de origen vegetal) o inorgánico (ejemplo, óxido de hierro y manganeso). En aguas potables puede ser una molestia solo de tipo estético. La dificultad de sedimentación se salva con un proceso de coagulación - floculación previa.

- **Sólidos Disueltos.** Los sólidos disueltos o salinidad total, es una medida de la cantidad de materia disuelta en el agua. El origen de los sólidos disueltos puede ser múltiple, orgánico o inorgánico, tanto en aguas subterráneas como superficiales. Aunque para las aguas potables se indica un valor máximo deseable de 500 ppm, el valor de los sólidos disueltos no es por sí solo suficiente para determinar la bondad del agua. En los usos industriales la concentración elevada de sólidos disueltos puede ser objeccionable por la posible interferencia en procesos de fabricación, o como causa de espuma en calderas.
- **Sólidos en Suspensión.** Son una medida de los sólidos sedimentables (no disueltos) que pueden ser retenidos en un filtro. Las aguas subterráneas suelen tener menos de 1 ppm, pero en las superficiales varía mucho en función del origen y las circunstancias de la captación. Se separan por filtración y decantación.
- **Sólidos totales.** Los sólidos totales son la suma de los sólidos disueltos y de los sólidos en suspensión.
- **Cloruros.** El ion cloruro, Cl^- , forma sales en general muy solubles. Suele ir asociado al ión Na^+ , especialmente en aguas muy salinas. El contenido en cloruros afecta la potabilidad del agua y su potencial uso agrícola e industrial. A partir de 300 ppm el agua empieza a adquirir un sabor salado. Las aguas con cloruros pueden ser muy corrosivas.
- **Sulfatos.** El ión sulfato, SO_4^{2-} , corresponde a sales de moderadamente solubles a muy solubles. Aunque en agua pura se satura a unos 1500 ppm, como SO_4Ca , la presencia de otras sales aumenta su solubilidad.
- **Nitratos.** El ión nitrato, NO_3^- , forma sales muy solubles y bastante estables, aunque en medio reductor puede pasar a nitrito, nitrógeno, o amoníaco. Concentraciones elevadas en las aguas de bebida pueden ser la causa de cianosis infantil. Su presencia en las aguas superficiales, juntamente con fosfatos, determina la eutrofización, que se caracteriza por un excesivo crecimiento de las algas.

- **Fosfatos.** El ión fosfato, PO_4^- , en general forma sales muy poco solubles y precipita fácilmente como fosfato cálcico. Al corresponder a un ácido débil, contribuye a la alcalinidad de las aguas.
- **Sílice.** Se encuentra en el agua disuelta como ácido silícico, SiO_4H_4 , y como materia coloidal. Contribuye ligeramente a la alcalinidad del agua.
- **Oxígeno Disuelto.** Las aguas superficiales limpias suelen estar saturadas de oxígeno, lo que es fundamental para la vida. Si el nivel de oxígeno disuelto es bajo indica contaminación con materia orgánica, septicización, mala calidad del agua e incapacidad para mantener determinadas formas de vida.

2.6.1.3 Parámetros Orgánicos

Tanto la actividad natural como la humana contribuyen a la contaminación orgánica de las aguas naturales. La descomposición de la materia animal y vegetal da lugar a ácidos húmico y fúlvico y a materias colorantes.

Entre estos se tiene:

- **Demanda bioquímica de oxígeno.** Mide la cantidad de oxígeno consumido en la eliminación de la materia orgánica del agua, mediante procesos biológicos aerobios. En general se refiere al oxígeno consumido en 5 días (DBO5) y se mide en ppm de O_2 .
- **Demanda química de oxígeno.** Mide la capacidad de consumo de un oxidante químico, dicromato o permanganato, por las materias oxidables contenidas en el agua, y también se expresa en ppm de O_2 . Indica el contenido en materias orgánicas oxidantes y otras sustancias reductoras, tales como Fe^{++} , NH_4^+ , etc.
- **Carga orgánica total.** Es una medida del contenido en materia orgánica del agua, especialmente aplicable a pequeñas concentraciones.

2.6.1.4 Parámetros microbiológicos

- **Bacterias Coliformes.** Las bacterias del género coliformes se encuentran principalmente en el intestino de los humanos y de los animales de sangre caliente, pero también ampliamente distribuidas en la naturaleza,

especialmente en suelos, semillas y vegetales. No todos los coliformes son de origen fecal, por lo que se hace necesario desarrollar pruebas para diferenciarlos a efectos de emplearlos como indicadores de contaminación. Se distinguen, por lo tanto, los coliformes totales -que comprende la totalidad del grupo- y los coliformes fecales -aquellos de origen intestinal-. Desde el punto de vista de la salud pública esta diferenciación es importante puesto que permite asegurar con alto grado de certeza que la contaminación que presenta el agua es de origen fecal.

- **Escherichia coli.** Se trata de una bacteria que se encuentra generalmente en los intestinos animales y por ende en las aguas negras. En la calidad del agua se considera como indicador de contaminación fecal reciente.
- **Enterococos intestinales.** Los enterococos intestinales incluyen las especies del género Streptococcus y son un subgrupo del grupo más amplio de los estreptococos fecales.

El grupo de los enterococos intestinales puede utilizarse como índice de contaminación fecal, ya que la mayoría de las especies no proliferan en medios acuáticos. Los enterococos intestinales se han utilizado en el análisis del agua natural como índice de la presencia de agentes patógenos fecales que sobreviven durante más tiempo que E. coli. (Guías para la calidad del Agua – OMS; 2015).

2.6.2 Reglamentos y Normas de Calidad de Agua Potable

2.6.2.1 Ley 1333 de Medio Ambiente

De acuerdo al marco de la Ley 1333 de Medio Ambiente, la clasificación de los cuerpos de agua, según las clases señaladas en el Cuadro A-1, basada en su aptitud de uso y de acuerdo con las políticas ambientales del país en el marco del desarrollo sostenible, será determinada por el Ministerio de Desarrollo Sostenible y Medio Ambiente.

La clasificación general de cuerpos de agua; en relación con su aptitud de uso, obedece a los siguientes lineamientos:

CLASE “A”: Aguas naturales de máxima calidad, que las habilita como agua potable para consumo humano sin ningún tratamiento previo, o con simple desinfección bacteriológica en los casos necesarios verificados por laboratorio.

CLASE “B”: Aguas de utilidad general, que para consumo humano requieren tratamiento físico y desinfección bacteriológica.

CLASE “C”: Aguas de utilidad general, que para ser habilitadas para consumo humano requieren tratamiento físico-químico completo y desinfección bacteriológica.

CLASE “D”: Aguas de calidad mínima, que para consumo humano, en los casos extremos de necesidad pública, requieren un proceso inicial de presedimentación, pues pueden tener una elevada turbiedad por elevado contenido de sólidos en suspensión, y luego tratamiento físico-químico completo y desinfección bacteriológica especial contra huevos y parásitos intestinales.

Según la ley 1333, se considera como parámetros básicos, los siguientes: DBO5; DQO; Colifecales; Oxígeno Disuelto; Arsénico Total; Cadmio; Cianuros; Cromo Hexavalente; Fosfato Total; Mercurio; Plomo.

2.6.2.2 Norma Boliviana 512 – Calidad de Agua Potable para consumo humano - Requisitos

Según la NB 512, la calidad del agua con destino al consumo humano tiene implicaciones importantes sobre los aspectos sociales y económicos que actúan indirectamente sobre el desarrollo de un país. Caracterizar la calidad a través de la definición de los límites permisibles de los parámetros físico-químicos y microbiológicos es fundamental para garantizar la salud pública.

En las tablas adjuntas en el Anexo 6 se muestran los requisitos de Agua Potable para consumo humano.

2.6.2.3 Norma Boliviana 689 – Instalaciones de agua – Diseño para sistemas de

agua Potable

Según la NB 689 (pág. 15), la calidad del agua es variable y debe ser caracterizada a través del tiempo para definir los parámetros a tratarse, así como el grado de tratamiento. La calidad del agua debe ser establecida mediante la determinación de parámetros físicos, químicos y microbiológicos (Ver Anexo 7).

2.6.2.4 Norma Boliviana 496 – Agua Poble – Toma de Muestras

La determinación de los parámetros físico-químicos, bacteriológicos y radiológicos de caracterización del agua potable, son esenciales para el control de la calidad y permiten garantizar la salud pública. La actividad de muestreo y las frecuencias de control, deben ser confiables y representativas, siendo una de las etapas más importantes dentro del proceso de control y vigilancia de la calidad del agua para consumo humano.

2.6.2.4.1 Selección de los puntos de muestreo

➤ Criterios de selección

Las muestras deben tomarse en lugares representativos del sistema de agua potable, aplicando los criterios de selección y ubicación en los puntos de muestreo, de acuerdo con la reglamentación vigente.

2.6.2.4.2 Método de muestreo

➤ Muestreo

El procedimiento de muestreo en sistemas de abastecimiento se debe iniciar con el muestreo para análisis bacteriológico, seguido de las determinaciones, en el lugar, de cloro residual libre, pH, temperatura, conductividad y finalmente el muestreo para el análisis físicoquímico o los requeridos de acuerdo a la frecuencia de muestreo.

➤ Puntos de muestreo

Para realizar el muestreo se deben elegir grifos de instalaciones domiciliaria o pública en perfectas condiciones de funcionamiento.

2.6.3 Toma de muestras y análisis

El muestreo envuelve el conjunto de actividades que permiten obtener una proporción homogénea y representativa que será objeto de estudio para determinar las condiciones reales de la calidad de un determinado cuerpo de agua.

Así, la colecta de una muestra no solo involucra el proceso de adquirir físicamente una muestra para su futuro análisis, sino también es una herramienta fundamental para caracterizar el ambiente en el cual fue tomada, el manejo de la misma debe proteger cabalmente el valor del objetivo propuesto. La obtención de una muestra representativa y el acondicionamiento para su transporte hasta el laboratorio, no deberán representar factores determinantes que puedan afectar en forma significativa las condiciones originales de la misma.

La adecuada elección del sitio y la frecuencia de muestreo es el inicio de un buen estudio, el cual generará resultados confiables que serán utilizados para evaluar y proponer las distintas alternativas de solución a los problemas de contaminación antropogénica o natural del recurso hídrico.

2.6.3.1 Actividades previas al muestreo

Antes de realizar el muestreo es necesario el cumplimiento de ciertas actividades que tienen como objetivo garantizar la ejecución de un trabajo eficiente, en función a los procedimientos de muestreo. Estas actividades están contempladas dentro de los siguientes ítems:

- ✓ Plan de muestreo
- ✓ Preparación del material utilizado en el muestreo
- ✓ Ubicación y descripción de las estaciones de muestreo

2.6.3.1.1 Plan de Muestreo

Deben ser tomados en cuenta los objetivos del muestreo de tal forma que no sean desperdiciados tiempo y dinero a través de la adquisición de datos demasiado precisos o lo no suficientemente precisos para sus objetivos.

Un plan de muestreo completo proporciona al laboratorio, la seguridad y protección de las muestras contra errores u omisiones que podrían en un momento dado comprometer o invalidar los resultados del muestreo.

2.6.3.1.2 Preparación

a) Acondicionamiento de envases

Es imprescindible establecer una cadena de custodia cuando los envases hayan sido preparados, sellados y enviados al laboratorio.

b) Revisión de equipo de muestreo en campo

La obtención de muestras representativas de agua generalmente requiere de muchas provisiones. Este factor es importante sobre todo en los casos en que los sitios de muestreo son muy distantes del centro de trabajo.

2.6.3.1.3 Ubicación y descripción de la estación de muestreo

Se debe contar con un archivo fotográfico de los sitios de las estaciones fijas, con el propósito de documentar el sitio.

2.6.3.2 Recipientes de Muestreo

La selección de los recipientes de muestreo es un punto básico en la actividad de la toma de muestra y de ellos dependerá gran parte la representatividad de ésta.

El empleo de recipientes para muestras, en cuya fabricación se utilizan materiales inertes es una manera de evitar la alteración de uno o más de los componentes de la muestra de agua y que esta alteración puede ser pérdida, agregación o transformación durante la recolección, transporte y almacenamiento de la muestra.

2.6.3.3 Ubicación de los puntos de muestreo

Para elegir los puntos de muestreo, es necesario considerar muchos factores, entre los cuales se cita:

- ✓ Variabilidad de la calidad del agua en un sistema. Debe considerarse si las aguas no son mezcladas (Lago estratificado), o agua en proceso de ser mezclada (río agua abajo).
- ✓ Representatividad del punto de muestreo. Por lo general se debe evitar que el punto de muestreo se encuentre cerca de los límites de los sistemas de agua, la orilla de un río, zonas de puntos muertos como canales de desagüe. También evitar sacar muestras cerca de la superficie, esto para evitar introducir sedimentos u otros contaminantes que no son representativos del sistema.

2.6.3.4 Tipos de muestreo

- a) **Muestreo Simple.** Es aquella que se toma en un tiempo y lugar, pero se corre el riesgo de que la muestra solamente represente la composición de la fuente en ese tiempo y lugar.
- b) **Muestreo Compuesto.** Es la mezcla de muestras simples, recogidas en el mismo punto de muestreo a diferentes tiempos, durante un período de 24 horas.
- c) **Muestreo Integrado.** Este muestreo consiste en hacer muestreo de muestras simples, recogidas en diferentes puntos simultáneamente.

2.6.4 Selección de los parámetros a analizar

Existen por lo menos 100 parámetros catalogados en las guías para calidad de agua potable. Aunque todos los parámetros deben examinarse periódicamente o cuando se planifican nuevos proyectos de abastecimiento de agua, generalmente resulta innecesario y no es económico para la mayoría de las organizaciones provinciales y autoridades de salud, el considerar análisis de rutina para pruebas adicionales a aquellas esenciales.

Los parámetros críticos de análisis de muestras y en base a los cuales se diseñarán las unidades de tratamiento de agua potable son los que se muestran en la tabla II-2.

Tabla II-2
Parámetros a Analizar

Parámetro	Unidad	valor Max permitido	Norma de ref.
<i>pH (, °C)</i>		6,5-9,0	NB 512/2010
<i>Conductividad (, °C)</i>	μS/cm	1500	NB 512/2010
<i>Turbiedad</i>	UNT	5	NB 512/2010
<i>Cloruros</i>	mg/l CL ⁻	250	NB 512/2010
<i>Calcio disuelto</i>	mg/l	200	NB 512/2010
<i>Alcalinidad</i>	mg/l CaCO ₃	370	NB 512/2010
<i>Dureza Total</i>	mg/l CaCO ₃	500	NB 512/2010
<i>Sólidos Disueltos Totales</i>	mg/l	1000	NB 512/2010
<i>Sólidos suspendidos</i>	mg/l	-	-
<i>Manganeso</i>	mg/l	0,1	NB 512/2010
<i>Magnesio</i>	mg/l	150	NB 512/2010

<i>Hierro Disuelto</i>	mg/l Fe	0,3	NB 512/2010
<i>Sodio disuelto</i>	mg/l	200	NB 512/2010
<i>Sulfatos</i>	mg/l	400	NB 512/2010
<i>Coliformes Totales</i>	UFC/100 ml	0	NB 512/2004
<i>Escherichia Coli</i>	UFC/100 ml	0	NB 512/2004
<i>Cloro Residual</i>	mg/l	0,2 – 1	NB 512/2004

Fuente: CEANID

2.6.5 Resultados de Análisis

Las muestras de agua tomadas en la Planta de Tratamiento de Agua Potable y en la red de

distribución del Valle de la Concepción fueron llevadas al laboratorio del CEANID para el respectivo análisis de los parámetros mostrados en la tabla II-2 del presente capítulo.

Los resultados obtenidos se muestran en el Anexo 2.

2.6.6 Impurezas más comunes en el agua y tipo de tratamiento

Tabla II-3
Impurezas más comunes en el agua

CONSTITUYENTE	DIFICULTAD QUE CAUSA	TRATAMIENTO
DUREZA	Fuente principal de incrustaciones en intercambiadores de calor, calderas, tuberías, etc.	Ablandamiento
TURBIDEZ	Imparte al agua desagradable apariencia. Depósitos en tuberías de agua, calderos, etc.	Coagulación, Sedimentación, Filtración
ALCALINIDAD	Espumamiento y arrastre de sólidos con el vapor, fragilización cáustica del acero de las calderas. Los bicarbonatos y los carbonatos producen CO en el vapor y por lo tanto es fuente de corrosión.	Ablandamiento por cal y soda cáustica Ósmosis inversa Intercambio iónico
CONDUCTIVIDAD	Corrosión	Desmineralización Ablandamiento con cal
BIÓXIDO DE CARBONO	Corrosión en las líneas de agua y particularmente en las líneas de vapor y condensados.	Aireación Neutralización por alcálisis

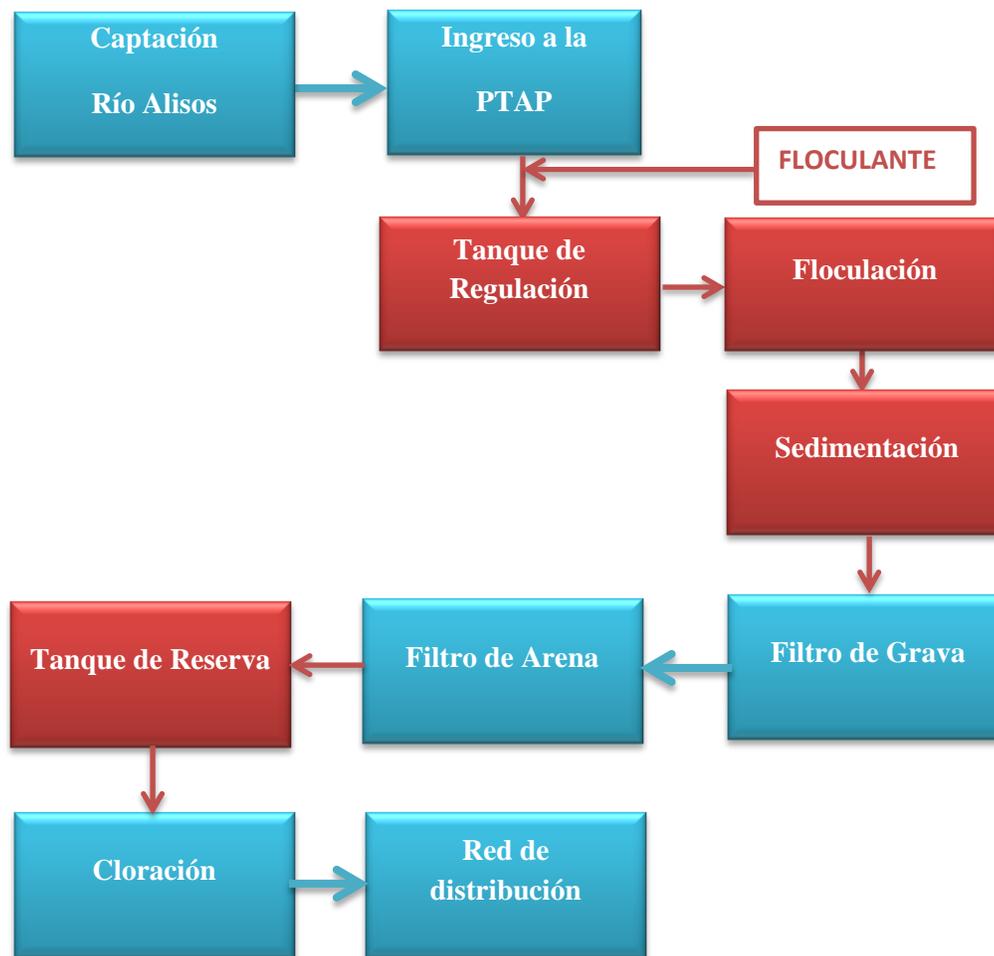
CONSTITUYENTE	DIFICULTAD QUE CAUSA	TRATAMIENTO
SULFATOS	Aumenta el contenido sólido del agua. Se combina con calcio para formar sales incrustantes de sulfato de calcio.	Desmineralización
CLORUROS	Aumenta el contenido de sólidos e incrementa el carácter corrosivo del agua.	Desmineralización
HIERRO	Fuente de depósitos en las tuberías y calderas.	Coagulación y filtración Ablandamiento con cal
SÓLIDOS DISUELTOS	Elevadas concentraciones de sólidos indeseables debido a que originan Espumamiento en las calderas.	Ablandamiento Ósmosis inversa
SÓLIDOS SUSPENDIDOS	Taponean y Originan depósitos en tuberías, ocasionan arrastre, espuma, lodo o incrustación.	Coagulación y Filtración

Fuente: Manual de diseño de plantas potabilizadoras de agua (OMS).

3. DIAGRAMA DE BLOQUES

3.1.1 Diagrama de bloques con las unidades adicionales propuestas

Diagrama de Bloques III-1
Proceso de tratamiento de agua potable



Fuente. Elaboración Propia

— Unidad existente

— Unidad propuesta

3.2 CÁLCULO DE POBLACIÓN Y CAUDAL DE DISEÑO DEL PROYECTO

3.2.1 Parámetros básicos de diseño

3.2.1.1 Período de diseño

El período de diseño es el número de años durante los cuales una obra determinada prestará con eficiencia el servicio para el cual fue diseñado.

El período de diseño debe ser adoptado en función del componente del sistema y la característica de la población, según lo indicado por la NB 689 y que se muestra en la Tabla III-1.

Tabla III-1
Período de Diseño (Años)

Componente del sistema	Población menor a 20 000 habitantes	Población mayor a 20 000 habitantes
Obra de captación	10 – 20	30
Aducción	20	30
Pozos profundos	10	15 – 20
Estaciones de bombeo	20	30
Plantas de tratamiento	15 – 20	20 – 30
Tanques de almacenamiento	20	20 – 30
Redes de distribución	20	30
Equipamiento:		
- Equipos eléctricos	5 -10	5 -10
- Equipos de combustión interna	5	5

Fuente. Norma Boliviana 689

Para este proyecto, que es una planta de tratamiento con unidades complementarias a otras ya existentes, se toma en consideración un período de diseño de 15 años.

3.2.1.2 Población del Proyecto

Es el número de habitantes que ha de ser servido por el proyecto para el período de diseño, el cual debe ser establecido con base en la población inicial.

Para esto, se necesita saber la población inicial (del área rural y urbana) que actualmente se encuentra abastecida con agua potable que se tomará en cuenta para el presente trabajo.

Tabla III-2
Población en Municipio de Uriondo

Población beneficiaria según censo 2012	4253 Habitantes
Población beneficiaria en el año 2016	4532 Habitantes

Fuente. INE, 2012.

➤ Método de Cálculo

Para el cálculo de la población futura se pueden utilizar algunos métodos de crecimiento, según el tipo de población, dependiendo de las características socioeconómicas.

a) Geométrico

$$P_f = P_0 \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t$$

Donde:	P_f	Población futura, en número de habitantes
	P_0	Población inicial, en número de habitantes
	I	Índice de crecimiento poblacional anual, en %
	t	Número de años de estudio o período de diseño

Aplicación

Los métodos a emplearse deben ser aplicados en función del tamaño de la población, de acuerdo a lo especificado en la tabla III-3, pero también hay que tomar en cuenta

que Uriondo es una provincia con cultivos que tienen perspectivas industriales como lo es la uva y es frecuentado por gran número de turistas, lo que conlleva también a que tenga perspectivas de mayor interés para corrientes migratorias de personas e industrias que puedan asentarse en la región; por ello es que se eligió la ecuación que aplica un crecimiento tipo geométrico.

Tabla III-3

Aplicación de los métodos de cálculo para la estimación de la población futura

Método	Población (habitantes)			
	Hasta 5000	De 5001 a 20000	De 20001 a 100000	Mayores a 100000
Aritmético	X	X		
Geométrico	X	X	X	X

Fuente. Norma Boliviana 689

Para este trabajo se tomará:

- ❖ Índice de crecimiento poblacional de 1,6 % (dato obtenido del INE, en el área rural de Tarija para el Municipio de Uriondo).
- ❖ Período de diseño de 15 años, conforme a las consideraciones señaladas en la NB 689, para el diseño correspondiente.

Reemplazando en la fórmula de la población futura:

$$P_f = 4532 \text{ Habitantes} * \left(1,6 + \frac{1}{100}\right)^{15}$$

$$P_f = 5750 \text{ Habitantes}$$

3.2.1.3 Consumo de agua

La dotación mínima a adoptarse debe ser la suficiente para satisfacer los requerimientos de consumo: doméstico, comercial, industrial y público, así como considerar las pérdidas en la red de distribución.

La dotación de agua depende de los siguientes factores:

- Oferta de Agua (Capacidad de la fuente)
- Clima
- Aspectos económicos y socio-culturales
- Opción técnica y nivel de servicio
- Tipo de consumo (medido, irrestricto y uso de limitadores de caudal)
- Servicio de alcantarillado
- Condiciones de Operación y mantenimiento
- Pérdidas en el sistema

➤ **Dotación media diaria**

La dotación media diaria, es actual, y se refiere al consumo anual total previsto en un centro poblado dividido por la población abastecida y el número de días del año. Es el volumen equivalente de agua utilizado por una persona en un día.

La dotación media diaria puede ser obtenida sobre la base de la población y la zona geográfica dada, según lo especificado en la tabla III-4.

Tabla III-4
Dotación media diaria (l/hab-d)

Zona	Población (habitantes)					
	Hasta 500	De 501 a 2000	De 2001 a 5000	De 5001 a 20000	De 20001 a 100000	Más de 100000
Del Altiplano	30 - 50	30 - 70	50 - 80	80 - 100	100 - 150	150 - 200
De los valles	50 - 70	50 - 90	70 - 100	100 - 140	150 - 200	200 - 250
De los Llanos	70 - 90	70 - 110	90 - 120	120 - 180	200 - 250	250 - 350

Fuente. Norma Boliviana 689

Las dotaciones indicadas son referenciales y deben ajustarse sobre la base de los estudios que identifiquen la demanda de agua, capacidad de la fuente de abastecimiento y las condiciones socioeconómicas de la población, podrán utilizarse datos de poblaciones con características similares.

Para este trabajo, se realiza el estimativo de la dotación actual a la población para invierno y para verano, según sus características, número y consumo. Con esto se determina el consumo de agua para el año 15. Según la tabla III-4, para la zona de los Valles con una población de 5 001 – 20 000 habitantes, se ha seleccionado una dotación media diaria de 120 l/hab*d; debido a que en el municipio de Uriondo se suministra agua a comunidades mayormente rurales, que tienen infraestructura mínima para su aprovechamiento, tal como lavandería y baños con sus respectivas instalaciones sanitarias.

➤ **Dotación futura de agua**

La dotación media diaria actual puede incrementarse de acuerdo a los factores que afectan el consumo y se justifica por el mayor hábito en el uso de agua por la disponibilidad de la misma. Por lo que se debe considerar en el proyecto una dotación futura, para el período de diseño, el mismo debe ser utilizado para la estimación de los caudales de diseño.

La dotación futura se puede estimar con un incremento anual entre el 0,5% y el 2% de la dotación media diaria, aplicando la fórmula del método geométrico:

$$D_f = D_0 \left(1 + \frac{d}{100}\right)^t$$

Donde:	D_f	Dotación futura, en l/hab-d
	P_0	Dotación inicial, en l/hab-d
	d	Variación anual de la dotación, en %
	t	Número de años de estudio o período de diseño

Para calcular la dotación futura de agua, se ha estimado una variación anual intermedia del 1% de la dotación media diaria, dadas las características sociales, económicas y de proyección industrial.

$$D_f = 120 \frac{l}{hab * d} \left(1 + \frac{1}{100}\right)^{15}$$

$$D_f = 139,3163 \frac{l}{hab * d}$$

3.2.1.4 Caudales de diseño

Los caudales de diseño deben ser estimados para el dimensionamiento de los diferentes componentes del sistema de agua potable.

Se deben considerar los siguientes caudales:

➤ Caudal medio diario

Es el consumo diario de una población, obtenido en un año de registros. Se determina con base en la población del proyecto y dotación, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Q_{md} = \frac{P_f D_f}{86400}$$

Donde:	Q_{md}	Caudal medio diario, en l/s
	P_f	Población futura, en número de habitantes
	D_f	Dotación futura, en l/hab-d

Con los resultados obtenidos anteriormente, se calcula:

$$Q_{md} = \frac{5750 \text{ hab} * 139,3163}{86400}$$

$$Q_{md} = 9,2716 \text{ l/s}$$

➤ **Caudal máximo diario**

Es la demanda máxima que se presenta en un día del año, es decir representa el día de mayor consumo del año. Se determina multiplicando el caudal medio diario y el coeficiente K_1 que varía, según las características de la población, de 1,2 a 1,5.

$$Q_{máx.d} = K_1 * Q_{md}$$

Donde:	$Q_{máx.d}$	Caudal máximo diario, en l/s
	K_1	Coficiente de caudal máximo diario ($K_1 = 1,20$ a $1,50$)
	Q_{md}	Caudal medio diario, en l/s

Para el cálculo del caudal máximo diario se ha determinado $K_1=1,2$, debido a que se trata de una población pequeña en el área rural.

$$Q_{máx.d} = 1,2 * 9,2716 \text{ l/s}$$

$$Q_{máx.d} = 11,1259 \text{ l/s}$$

Este es el caudal que se toma en cuenta para el dimensionamiento de las unidades adicionales de tratamiento de agua, según la NB 689.

Con la tasa de crecimiento poblacional con el 1,6 % para el Municipio de Uriondo (INE, 2012) se realiza la proyección de la población y el cálculo del caudal máximo diario, tal como se muestra en la tabla III-5, valor del caudal con el cual se realizará el diseño de las unidades complementarias para la Planta de Tratamiento de Agua Potable de Uriondo.

Tabla III-5
Variación de los parámetros de diseño hasta el año 2031

Año	Población	Dotación Futura	Caudal medio diario (l/s)	Caudal máximo diario (l/s)	Caudal máximo diario (m3/h)
2012	4253	-	-	-	-
2013	4321,048	-	-	-	-
2014	4390,184768	-	-	-	-
2015	4460,427724	-	-	-	-
2016*	4531,794568	120	6,294159122	7,552990946	27,19076741
2017	4604,303281	121,2	6,458814325	7,75057719	27,90207788
2018	4677,972133	122,412	6,627776907	7,953332289	28,63199624
2019	4752,819688	123,63612	6,801159551	8,161391462	29,38100926
2020	4828,864803	124,8724812	6,979077885	8,374893462	30,14961646
2021	4906,126639	126,121206	7,161650563	8,593980675	30,93833043
2022	4984,624666	127,3824181	7,348999341	8,81879921	31,74767715
2023	5064,37866	128,6562423	7,541249164	9,049498997	32,57819639
2024	5145,408719	129,9428047	7,738528242	9,286233891	33,43044201
2025	5227,735258	131,2422327	7,940968141	9,529161769	34,30498237
2026	5311,379023	132,554655	8,148703868	9,778444641	35,20240071
2027	5396,361087	133,8802016	8,361873961	10,03424875	36,12329551
2028	5482,702864	135,2190036	8,580620584	10,2967447	37,06828092
2029	5570,42611	136,5711937	8,805089618	10,56610754	38,03798715
2030	5659,552928	137,9369056	9,035430763	10,84251692	39,03306089
2031	5750	139,3162746	9,271627074	11,12595249	40,05342896

Fuente. Elaboración propia

Nota.*La fila resaltada se considera como la población y año inicial del proyecto.

En la tabla III-6 se resumen los criterios de diseño necesarios para el dimensionamiento de las unidades propuestas en este proyecto.

Tabla III-6
Resumen de los Criterios de Diseño

Criterio	Valor
Período de diseño (en años)	15
Población Objetivo (N° de habitantes)	5750
Caudal de Diseño (en m³/h)	40
Caudal de Diseño (en l/s)	11
Caudal de Diseño (en m³/d)	960

Fuente. Elaboración propia.

3.3 BALANCE DE MATERIA

En el presente trabajo se consideró un balance de materia para procesos no reactivos.

Un sistema se considera abierto cuando se transfiere materia por la frontera del sistema; es decir, que entra materia del entorno al sistema o sale materia del sistema hacia el entorno o las dos cosas.

Un balance de materia es simplemente la aplicación de la Ley de conservación de la masa: “La materia no se crea ni se destruye, se transforma”.

En el proyecto se considerarán las pérdidas de agua por evaporación al ambiente, obviando las pérdidas por fugas o filtración.

Existen diversas fórmulas para el cálculo de la cantidad de agua evaporada en función de los factores tales como una elevada velocidad de aire sobre la lámina de agua favorecerá el fenómeno de la evaporación. La velocidad del aire es también otro punto a tener en cuenta.

A continuación se exponen dos de las posibles fórmulas, una de ellas es la más usada (fórmula de Bernier), también elegida para este proyecto y la segunda (fórmula de Carreras) que es una de las más completas.

- La fórmula de Bernier, contempla la suma de dos términos: piscina sin agitación (coeficiente 16) y con agitación (coeficiente 133n)

$$M_e = S [(16 + 133n) * W_e - (G_a * W_{as})]$$

Donde:	M_e	Masa de agua evaporada, en Kg/h
	S	Superficie de piscina, en m^2
	W_e	Humedad absoluta del aire saturado a la temperatura del agua, en Kg_{ag}/Kg_a

W_{as} Humedad del aire saturado a la temperatura del aire, en Kg_{ag}/Kg_a

G es el grado de saturación, en porcentaje.

En este caso se considera una piscina sin agitación, por lo que el coeficiente $133n$ será igual a cero.

3.3.1 Especificación de la Unidades para el Balance de Materia

Tabla III-7
Especificación de la Unidades para el Balance de Materia

UNIDAD	ESPECIFICACIÓN PARA EL BALANCE
Tanque de Regulación	TQR – 01
Cámara de Aquietamiento	CA - 02
Tanque de Floculación	TQF – 03
Tanque de Sedimentación	TQS – 04
Tanque de Filtración Gruesa	TQFG – 05
Tanque de Filtración Lenta	TQFL – 06
Tanque de Regulación	TQR – 07
Cloración	CTCL – 08

Fuente. Elaboración propia.

3.3.2 Cálculos para realizar el balance de agua

Aplicando la fórmula de Bernier:

$$M_e = S [16 * W_e - (G_a * W_{as})]$$

Se tienen las siguientes consideraciones y datos:

- ✓ La temperatura del agua en las piscinas es igual a la temperatura media del ambiente en Uriondo, de 20°C.
- ✓ Grado de saturación en el ambiente de Uriondo, 50% = 0,5.

De la carta psicométrica para la ciudad de Tarija, del Ingeniero Zenteno (Ver anexo 1):

- ✓ Para una temperatura media de 20°C, la humedad absoluta del aire saturado a la temperatura del agua es 0,019 Kg_{ag}/Kg_a.
- ✓ Humedad del aire saturado a la temperatura del aire, en Kg_{ag}/Kg_a.

3.3.3 Cálculos para realizar el Balance de sólidos en suspensión

- ✓ Para el balance se considera el agua que entra con mayor cantidad de sólidos en suspensión (100 NTU = 750 mg/l), según los resultados de los análisis de agua proporcionados por el CEANID.
- ✓ Se ha considerado un porcentaje de remoción de sólidos para cada unidad en base a sus especificaciones de diseño, siendo las mismas: 5% para el tanque de Regulación, 70% para el sedimentador, 70% para el filtro de grava, 80% para el filtro de arena y 5% para el tanque de reserva.
- ✓ A la corriente de entrada al tanque de regulación se suma la cantidad de floculante añadido, considerándolo como parte de los sólidos.

3.3.3.1 Balance para el Tanque de Regulación: TRQ - 01

➤ Balance de Agua

Caudal de entrada: 11 l/s → Corriente 1 y corriente 3

En el tanque de Regulación se ha considerado que no existen pérdidas por evaporación hacia el ambiente porque se trata de un tanque cerrado; por tanto:

Caudal de Salida: 11 l/s → Corriente 5

➤ Balance de Sólidos

Para el balance se ha considerado una turbiedad inicial de 100 NTU equivalente a 750 mg/l en la corriente 1 sumada la adición del agente floculante perteneciente a la corriente 2

$750 \text{ mg/l} * 11 \text{ l/s} = 8250 \text{ mg/s} \rightarrow$ Cantidad de sólidos que ingresan en 11 litros

$(8250 + 165) \text{ mg/l} = 8415 \text{ mg/l} \rightarrow$ Corriente 3

Se ha considerado que mientras el agua se encuentra en el tanque de regulación, existe precipitación, por lo que se asume un valor de 5% de remoción, aproximadamente.

$8415 \text{ mg/l} * (0,05) = 420,75 \text{ mg/l} \rightarrow$ Corriente 4

$(8415 - 420,75) \text{ mg/l} = 7994,25 \text{ mg/l} \rightarrow$ Corriente 5

3.3.3.2 Balance para la Cámara de Aquietamiento: CA - 02

➤ Balance de Agua

Caudal de entrada: 11 l/s → Corriente 5

Superficie: $0,055 \text{ m}^2$

Humedad relativa: 50%

Humedad absoluta del aire saturado a la temperatura del agua: $0,019 \text{ Kg}_{\text{ag}}/\text{Kg}_{\text{a}}$.

Humedad del aire saturado a la temperatura del aire: $0,019 \text{ Kg}_{\text{ag}}/\text{Kg}_{\text{a}}$.

Aplicando la Fórmula de Bernier:

$$M_e = 0,055 \text{ m}^2 * [16 * 0,019 \text{ Kg}_{\text{ag}}/\text{Kg}_{\text{a}} - (0,5 * 0,019 \text{ Kg}_{\text{ag}}/\text{Kg}_{\text{a}})] * (1000/998,29 * 3600)$$

$$M_e = 2,32 * 10^{-6} \text{ l/s} \rightarrow \text{Corriente 6}$$

Caudal de Salida: $(11 - 2,32 * 10^{-6}) \text{ l/s} = 10,99 \text{ l/s} \rightarrow$ Corriente 7

➤ **Balance de Sólidos**

Entrada de sólidos = 7994,25 mg/l → Corriente 5

En esta unidad se ha despreciado que exista precipitación de sólidos o remoción, debido a su pequeña superficie y a que el agua pasa rápidamente a través de ella.

$$\text{Corriente 5} = \text{Corriente 7} \rightarrow 7994,25 \text{ mg/l}$$

3.3.3.3 Balance para el Floculador: TQF – 03

➤ **Balance de Agua**

Caudal de entrada: 10,99 l/s → Corriente 7

Superficie: 22,57 m²

Humedad relativa: 50%

Humedad absoluta del aire saturado a la temperatura del agua: 0,019 Kg_{ag}/Kg_a.

Humedad del aire saturado a la temperatura del aire: 0,019 Kg_{ag}/Kg_a.

Aplicando la Fórmula de Bernier:

$$M_e = 22,57 \text{ m}^2 * [16 * 0,019 \text{ Kg}_{ag}/\text{Kg}_a - (0,5 * 0,019 \text{ Kg}_{ag}/\text{Kg}_a)] * (1000/998,29 * 3600)$$

$$M_e = 9,54 * 10^{-4} \text{ l/s} \rightarrow \text{Corriente 8}$$

Caudal de Salida: $(10,99 - 9,54 * 10^{-4}) \text{ l/s} = 10,99 \text{ l/s} \rightarrow \text{Corriente 9}$

➤ **Balance de Sólidos**

Entrada de sólidos = 7994,25 mg/l → Corriente 7

En esta unidad se ha considerado que exista precipitación de sólidos o remoción, debido que el agua pasa a través de ella y la precipitación es despreciable.

$$\text{Corriente 7} = \text{Corriente 9} \rightarrow 7994,25 \text{ mg/l}$$

3.3.3.4 Balance para el Sedimentador: TQS – 04

➤ **Balance de Agua**

Caudal de entrada: 10,99 l/s → Corriente 9

Superficie: 10 m²

Humedad relativa: 50%

Humedad absoluta del aire saturado a la temperatura del agua: 0,019 Kg_{ag}/Kg_a.

Humedad del aire saturado a la temperatura del aire: 0,019 Kg_{ag}/Kg_a.

Aplicando la Fórmula de Bernier:

$$M_e = 10 \text{ m}^2 * [16 * 0,019 \text{ Kg}_{\text{ag}}/\text{Kg}_{\text{a}} - (0,5 * 0,019 \text{ Kg}_{\text{ag}}/\text{Kg}_{\text{a}})] * (1000/998,29 * 3600)$$

$$M_e = 4,22 * 10^{-4} \text{ l/s} \rightarrow \text{Corriente 10}$$

Caudal de Salida: $(10,99 - 4,22 * 10^{-4}) \text{ l/s} = 10,99 \text{ l/s} \rightarrow \text{Corriente 11}$

➤ **Balance de Sólidos**

Entrada de sólidos = 7994,25 mg/l \rightarrow Corriente 9

En esta unidad se ha adoptado el 70% de la eficiencia en la precipitación de sólidos.

$$7994,25 \text{ mg/l} * (0,7) = 5595,975 \text{ mg/l} \rightarrow \text{Corriente 10}$$

$$(7994,25 - 5595,975) \text{ mg/l} = 2398,275 \text{ mg/l} \rightarrow \text{Corriente 11}$$

3.3.3.5 Balance para el Filtro Grueso: TQFG – 05

➤ **Balance de Agua**

Caudal de entrada: 10,99 l/s \rightarrow Corriente 11

Superficie: 81 m²

Humedad relativa: 50%

Humedad absoluta del aire saturado a la temperatura del agua: 0,019 Kg_{ag}/Kg_a.

Humedad del aire saturado a la temperatura del aire: 0,019 Kg_{ag}/Kg_a.

Aplicando la Fórmula de Bernier:

$$M_e = 81 \text{ m}^2 * [16 * 0,019 \text{ Kg}_{\text{ag}}/\text{Kg}_{\text{a}} - (0,5 * 0,019 \text{ Kg}_{\text{ag}}/\text{Kg}_{\text{a}})] * (1000/998,29 * 3600)$$

$$M_e = 3,42 * 10^{-3} \text{ l/s} \rightarrow \text{Corriente 12}$$

Caudal de Salida: $(10,99 - 3,42 * 10^{-3}) \text{ l/s} = 10,99 \text{ l/s} \rightarrow \text{Corriente 13}$

➤ **Balance de Sólidos**

Entrada de sólidos = 2398,275 mg/l \rightarrow Corriente 11

En esta unidad se ha adoptado el 70% de eficiencia de la remoción de sólidos.

$$2398,275 \text{ mg/l} * (0,7) = 1678,7925 \text{ mg/l} \rightarrow \text{Corriente 12}$$

$$(2398,275 - 1678,7925) \text{ mg/l} = 719,4825 \text{ mg/l} \rightarrow \text{Corriente 13}$$

3.3.3.6 Balance para el Filtro de arena: TQFL – 06

➤ Balance de Agua

Caudal de entrada: 10,99 l/s → Corriente 13

Superficie: 121 m²

Humedad relativa: 50%

Humedad absoluta del aire saturado a la temperatura del agua: 0,019 Kg_{ag}/Kg_a.

Humedad del aire saturado a la temperatura del aire: 0,019 Kg_{ag}/Kg_a.

Aplicando la Fórmula de Bernier:

$$M_e = 121 \text{ m}^2 * [16 * 0,019 \text{ Kg}_{ag}/\text{Kg}_a - (0,5 * 0,019 \text{ Kg}_{ag}/\text{Kg}_a)] * (1000/998,29 * 3600)$$

$$M_e = 5,11 * 10^{-3} \text{ l/s} \rightarrow \text{Corriente 14}$$

Caudal de Salida: $(10,99 - 5,11 * 10^{-3}) \text{ l/s} = 10,99 \text{ l/s} \rightarrow \text{Corriente 15}$

➤ Balance de Sólidos

Entrada de sólidos = 719,4825 mg/l → Corriente 13

En esta unidad se ha adoptado el 80% de eficiencia de la remoción de sólidos.

$$719,4825 \text{ mg/l} * (0,8) = 575,586 \text{ mg/l} \rightarrow \text{Corriente 14}$$

$$(719,4825 - 575,586) \text{ mg/l} = 143,8965 \text{ mg/l} \rightarrow \text{Corriente 15}$$

3.3.3.7 Balance para el Tanque de Reserva: TQR – 07

➤ Balance de Agua

Caudal de entrada: 10,99 l/s → Corriente 15

En el tanque de Reserva no se ha considerado que existan pérdidas por evaporación hacia el ambiente porque se trata de un tanque cerrado, por tanto:

Caudal de Salida: 10,99 l/s → Corriente 17

➤ Balance de Sólidos

Entrada de sólidos = 143,8965 mg/l → Corriente 15

Se ha considerado que mientras el agua se encuentra en el tanque de reserva, existe precipitación, por lo que se asume un valor de 5% de remoción, aproximadamente.

$$143,8965 \text{ mg/l} * (0,05) = 7,194 \text{ mg/l} \rightarrow \text{Corriente 16}$$

$$(143,8965 - 7,194) \text{ mg/l} = 136,701 \text{ mg/l} \rightarrow \text{Corriente 17}$$

3.3.3.8 Balance para el sistema de Cloración: CTCL – 08

La dosificación de la cloración corresponde a la Corriente 18 = $1,1 \cdot 10^{-3}$ l/s de Hipoclorito de sodio.

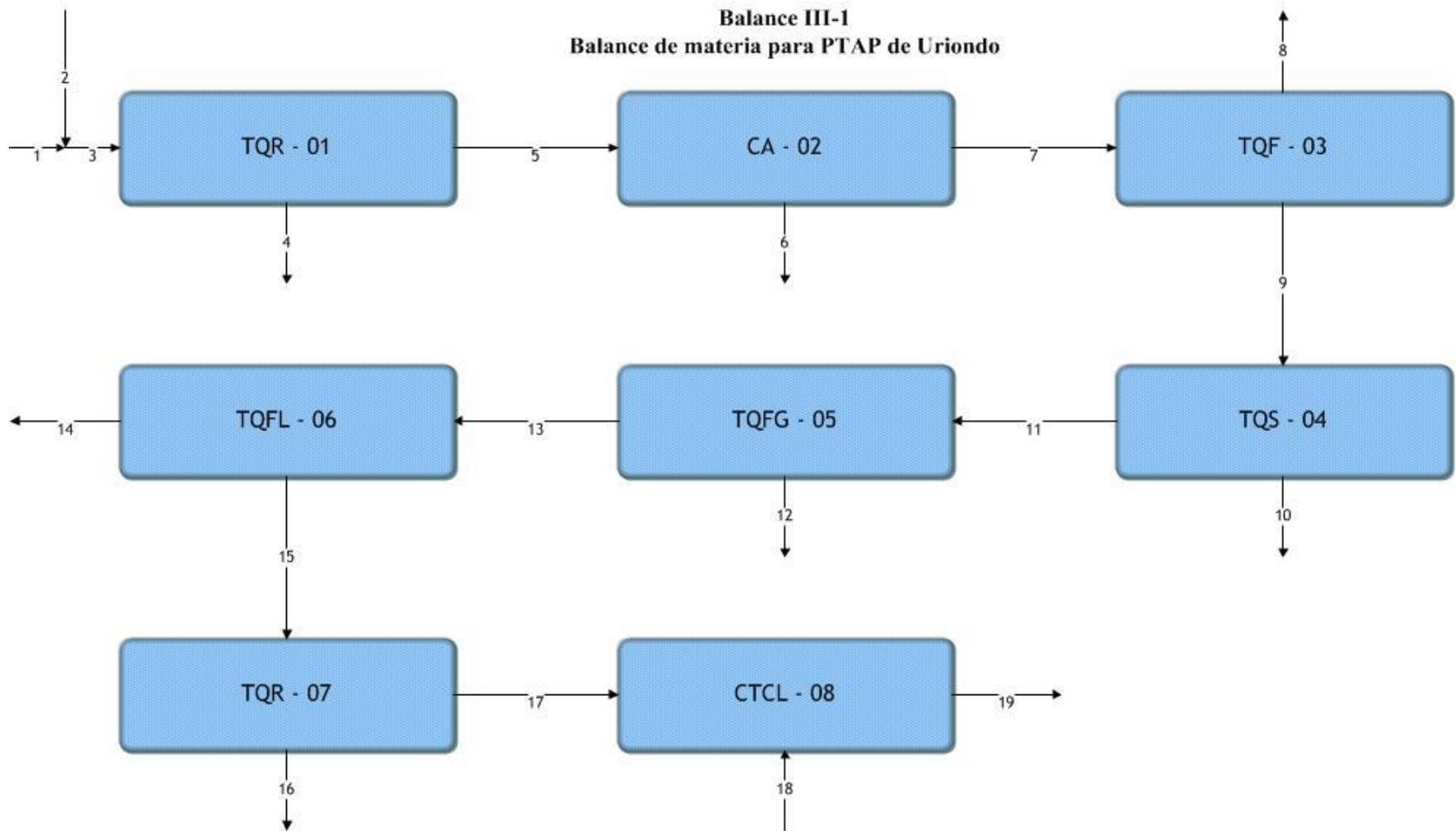
Por tanto, en la salida de la Cloración se tiene:

Corriente 19 \rightarrow 10,99 l/s de Agua + $1,1 \cdot 10^{-3}$ l/s de Hipoclorito de sodio + 136,701 mg/l

Tabla III-8
Cantidad de agua evaporada

Unidad	Superficie (m ²)	Masa de agua evaporada (Kg/h)	Caudal de Agua evaporada (m ³ /h)	Caudal de Agua Evaporada (m ³ /s)	Caudal de Agua evaporada (m ³ /d)
Canal de aquietamiento	0,055	0,00836	8,37432E-06	2,3262E-09	0,000200984
Floculador	10	1,52	0,001522604	4,22945E-07	0,036542488
Sedimentador	22,57	3,43064	0,003436516	9,54588E-07	0,082476395
Filtro de grava	81	12,312	0,01233309	3,42586E-06	0,29599415
Filtros de arena	121	18,392	0,018423504	5,11764E-06	0,442164101

Fuente. Elaboración propia.



Fuente. Elaboración propia.

Tabla III-9

Balance de Agua y sólidos

Corriente Variable	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Agua Caudal (l/s)	11	-	11	-	11	2,3e-6	10,999	9,5e-4	10,999	4,2e-4	10,99	3,4e-4	10,99	5,1e-3	10,99	10,99	10,99	1,1e-3	10,991
Hipoclorito de sodio (l/s)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,1e-3	1,1e-3
Sólidos en Suspensión	8250	165	8415	420,75	7994,25	-	7994,25	-	7994,25	5595,975	2398,275	1678,7925	719,4825	575,586	143,8965	7,1948	136,7016	-	136,7016

Fuente. Elaboración propia.

3.4 DISEÑO DE LAS UNIDADES PROPUESTAS

3.4.1 Diseño del Tanque de regulación

En todo sistema de agua potable debe disponerse de un almacenamiento para efectuar la regulación entre la producción de agua y la extracción para el consumo, esencialmente variable.

3.4.1.1 Consideraciones teóricas de la capacidad de los tanques de almacenamiento según la norma Boliviana 689

- El tanque de almacenamiento debe estar provisto de una altura libre por encima del nivel máximo de agua, a fin de contar con un espacio de ventilación, misma que no debe ser menor a 0,2 m
- El fondo y las paredes del tanque deben ser impermeables
- Los dispositivos para el cierre de las tuberías de entrada, salida y limpieza deben ser instalados de tal manera que puedan ser reparados aun cuando los tanques se encuentren llenos de agua y deben ser instalados de modo que su remoción no implique cortar o destruir partes de las instalaciones.
- Cada tanque contará por lo menos con una abertura para inspección ubicada en su cubierta, con una dimensión igual a 0,6 m x 0,6 m.
- Deben contar con indicadores de nivel, medidor de caudal.
- No se permitirá la entrada de luz solar con el fin de evitar la formación de algas.
- Se proveerán escaleras interiores en caso de que la altura del tanque exceda de 1,2 m con las protecciones necesarias.

3.4.1.2 Cálculo del volumen del tanque de regulación

El volumen de regulación debe ser suficiente para compensar las variaciones de caudal que se presentan entre el caudal de alimentación y el caudal de consumo. Cuando el caudal de alimentación es mayor que el caudal de consumo, se acumula un volumen de agua en el tanque, y cuando el caudal de alimentación es menor al caudal de consumo, no existe acumulación en el tanque.

El cálculo del volumen del tanque en este proyecto, se realizará con coeficientes empíricos dados por la NB 689.

a) Coeficientes empíricos

Para sistemas por gravedad, el volumen del tanque de regulación debe estar entre el 15% a 30% del consumo máximo diario.

$$V_r = C * Q_{m\acute{a}x.d} * t$$

Donde:	V_r	Volumen de regulación, en m^3
	C	Coeficiente de regulación (coeficiente empírico 0,15 – 0,3)
	$Q_{m\acute{a}x.d}$	Caudal máximo diario, en m^3/d
	t	Tiempo, en días

$$t=1 \text{ día, como mínimo}$$

$$V_r = 0,15 * 960 \text{ m}^3/d * 1d$$

$$V_T = 144 \text{ m}^3$$

Para el proyecto, se plantea implementar un tanque de regulación el cual tenga un volumen de 150 m^3 .

➤ **Requerimiento de diseño**

La implementación del tanque debe obedecer los siguientes criterios:

- **Dimensiones**

Dadas las condiciones y espacio de terreno con el que se cuenta en la Planta Potabilizadora de Agua del Valle de la Concepción, se ha estimado que las dimensiones del tanque serán: 8 m x 7,5 m y una altura de 2,5 m.

- **Profundidad**

El fondo del tanque debe estar máximo a unos 1,5 m por debajo del suelo, en base a lo indicado en la NB 689.

- **Emplazamiento**

El tanque de Regulación debe emplazarse en la entrada de Agua a la Planta, es decir, antes de los tanques de floculación.

- **Aspectos constructivos**

- **Generalidades**

Los tanques de almacenamiento serán de Hormigón Armado.

- **Sistema de drenaje inferior**

Por debajo del fondo de cada tanque, debe construirse un sistema de drenaje destinado a captar la presencia de fugas a través de su fondo y de otras partes de su estructura no expuesta.

- **Accesorios**

Para facilitar el mantenimiento y/o reparación de tuberías dañadas se ha considerado mantener los diámetros de las tuberías de PVC de 6'', las mismas con las que se trabaja actualmente en la Planta Potabilizadora en cada una de las unidades existentes.

- a) **Tubería de entrada**

La entrada de agua al tanque se realiza mediante una tubería de PVC de 6'' la cual debe ser dotada de un sistema de cierre mediante válvula y será maniobrada mediante dispositivo situado en la parte externa del tanque.

- b) **Tubería de paso directo (By-pass)**

En los tanques debe colocarse un paso directo (by-pass) que permita mantener el servicio mientras se efectúa el lavado o la reparación del tanque. La tubería de paso directo es de 6'' y estará provista de una válvula compuerta.

c) Tubería de Salida

La pérdida de carga en la tubería de salida no debe ser mayor a los 0,5m.

La salida de agua debe ser dotada de un sistema de cierre mediante válvula compuerta, que debe ser maniobrada mediante dispositivo situado en la parte externa del tanque.

El diámetro de la tubería será correspondiente al diámetro de la tubería de distribución, la misma se mantiene en 6''.

La tubería de salida debe estar ubicada a una altura mínima de $1/3$ a $1/2$ del diámetro (D) de la misma.

La distancia horizontal entre el colador de salida y la pared más próxima del tanque debe ser como mínimo igual a $D/2$, con un mínimo de 0,1m.

d) Tubería de rebose

La tubería de rebose se conectará con descarga libre a la tubería de limpieza, permitiendo la descarga en cualquier momento, para lo cual no se proveerá de válvula.

e) Tubería de limpieza

La limpieza del tanque será realizada a través de una tubería de descarga de fondo situada por debajo de su nivel mínimo y debe estar provista de una válvula compuerta.

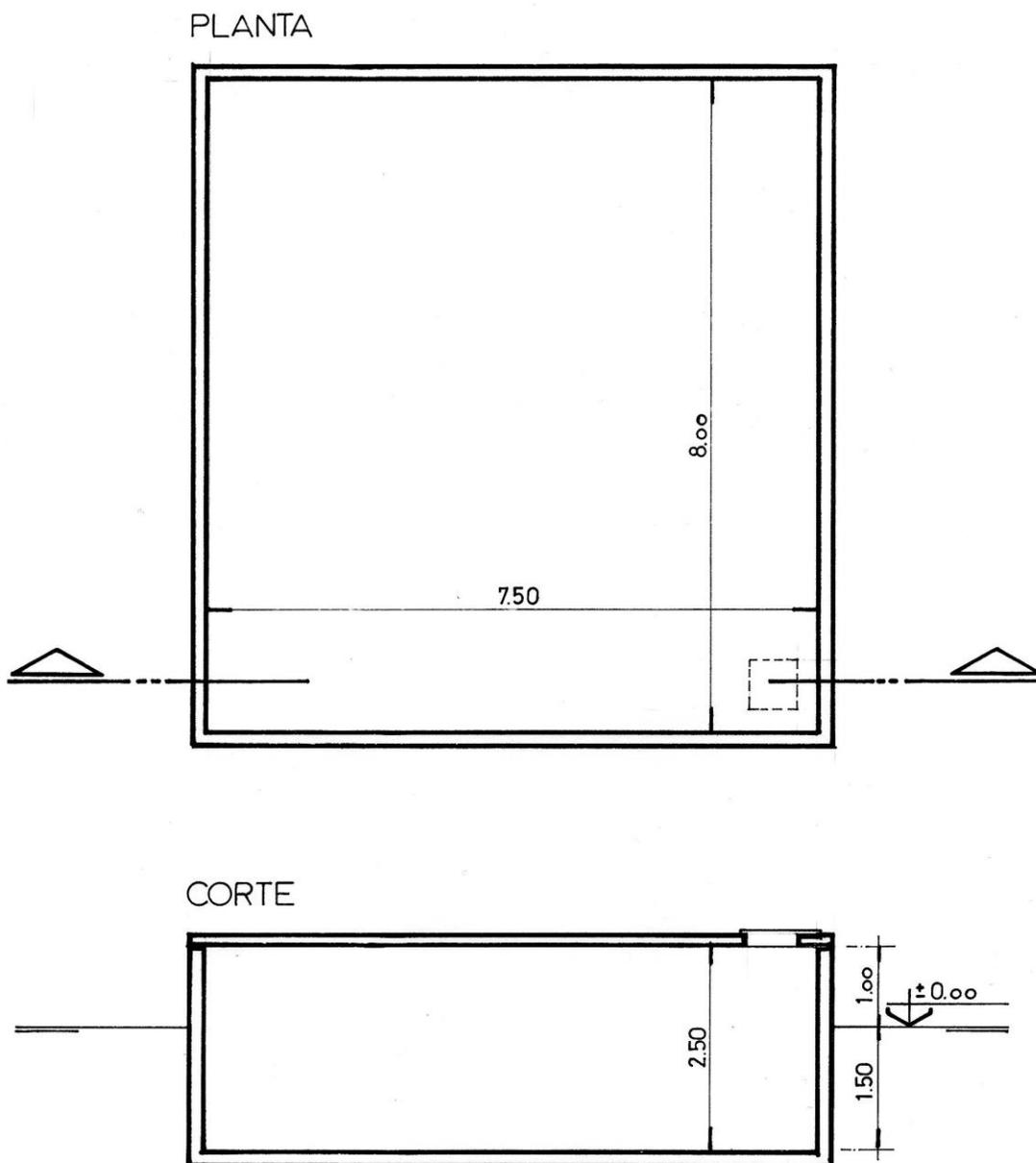
El fondo del tanque debe contar con una pendiente no menor a 1% hacia la tubería de limpieza. Debe proveerse una tubería de lavado cuyo diámetro debe el mismo de la tubería de salida (Tubería de PVC de 6''), para que facilite el vaciado del tanque en un período no mayor a 4 horas.

f) Coladores

Las salidas de agua del tanque así como de la limpieza, deben ser protegidas con un colador o rejilla con abertura máxima igual a 5 cm y con un área abierta total 50% mayor que la abertura protegida.

Figura III-1
Tanque de Regulación

TANQUE DE REGULACION Y
TANQUE DE RESERVA
(semienterrados) _____ esc. 1:75 _____



Fuente. Elaboración Propia.

3.4.2 Diseño de Floculador de flujo horizontal

Según la Norma Boliviana 689 (pág. 415, Vol.2), un floculador horizontal consiste en un tanque de concreto dividido por tabiques, baffles o pantallas de concreto, madera u otro material adecuado, dispuesto de forma tal que el agua haga un recorrido de ida y vuelta alrededor de los extremos libres de los tabiques.

El floculador de flujo horizontal es recomendable para caudales menores a 100 l/s.

3.4.2.1 Criterios teóricos para el dimensionamiento del floculador

Los principales factores que influyen en la eficiencia de este proceso son:

- La naturaleza del agua; características fisicoquímicas del agua cruda, tales como la alcalinidad, el pH y la turbiedad
- Las variaciones de caudal
- El número de compartimentos de la unidad
- El tiempo de floculación (El tiempo total de floculación varía de 15 a 30 minutos (IRC 1981))

3.4.2.2 Parámetros básicos para dimensionamiento de los Floculadores

Tomando en cuenta los parámetros para el dimensionamiento mostrados en la tabla III-10, de se tienen los siguientes datos:

Tabla III-10
Parámetros para el dimensionamiento del floculador

Parámetro	Valor
Población objetivo (en número de habitantes)	5750
Tiempo (en días)	1
Dotación futura de agua (en l/hab*d)	139,316
Caudal medio diario (en l/s)	11
Caudal máximo diario (en m ³ /s)	0,011
Caudal máximo diario (en m ³ /d)	960

Fuente. Elaboración propia.

Para diseñar un floculador hidráulico horizontal, para el municipio de Uriondo, que tiene una capacidad promedio de 0,011 m³/s, se ha proyectado efectuar la mezcla

lenta mediante dos floculadores hidráulicos de tabiques de flujo horizontal, trabajando en paralelo, con un tiempo de retención de 30 minutos y una velocidad promedio de 0.2 m/s.

3.4.2.3 Cálculo

El floculador estará constituido por un canal en concreto al cual se le acoplan placas planas de madera cuyas dimensiones se muestran en la tabla III-11; cuyo coeficiente de manning es $\eta = 0,06$.

Tabla III-11

Dimensiones placas planas de madera

Dimensiones	Valor en m
Largo	3,6
Alto	1,2
Espesor	0,008

Fuente. Norma Boliviana 689.

❖ **Diseño de cámara de aquietamiento**

Teniendo en cuenta que la velocidad de salida de la canaleta Parshall es de 1,01 m/s, y que la velocidad de entrada al floculador debe ser de 0,1 – 0,5 m/s (Según NB 689) se ha establecido como valor intermedio de la velocidad de agua igual a 0,2 m/s de tal manera que satisface lo establecido en la Norma y las condiciones de diseño de la cámara de aquietamiento; y para evitar la sedimentación y la ruptura del floc correspondientemente.

La cámara se supone construida de hormigón con una pendiente S de 0,1%, y coeficiente de manning de $\eta = 0,014$.

➤ **Cálculo de la cámara de entrada**

Tabla III-12
Caudal de diseño

Parámetro	Valor
Caudal de entrada (en m ³ /s)	0,011
Caudal de entrada (en m ³ /d)	960
Velocidad del agua (en m/s)	0,2

Fuente. Elaboración propia.

$$Q_t = V * A$$

Donde: Q_t Caudal de entrada, en m³/s

V Velocidad del agua, en m/s

A Área de la cámara, en m²

Teniendo como datos el caudal de entrada y la velocidad del agua, se puede calcular el área, despejando de la fórmula:

$$A = Q_t / V$$

$$A = \frac{0,011 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0,2 \text{ m/s}} = 0,055 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{A = 0,055 \text{ m}^2}$$

Ahora se procede a calcular el nivel del agua **h** en la cámara de entrada o aquietamiento, a partir de la ecuación de mannig modificada para canales:

$$Q_t = \frac{1}{\eta} * \sqrt{S} * (h)^{\frac{8}{3}}$$

Donde:	Q_t	Caudal de entrada, en m^3/s
	η	Coefficiente de manning
	S	Pendiente
	h	Altura del agua en el canal, en m

Despejando h , se tiene:

$$h = \left[\frac{(Q*\eta)}{\sqrt{S}} \right]^{\frac{3}{8}}$$

$$h = \left[\frac{(0,011 \frac{m^3}{seg} * 0,014)}{\sqrt{0,001}} \right]^{\frac{3}{8}} = 0,136 \text{ m}$$

$$h = 0,15\text{m}$$

Para evitar rebalse se da un margen de seguridad del 30%

Por tanto:

$$h = 0,15 \text{ m} * 1.3 = 0,195 \text{ m}$$

$$h = \mathbf{0,2 \text{ m}}$$

Ahora se calcula el ancho b del canal de quietamiento:

$$A = b*h$$

Donde:	A	Área del canal de quietamiento, en m^2
	h	Altura de canal, en m

b Ancho del canal, en m

$$b = A/h$$

$$b = \frac{0,055 \text{ m}^2}{0,2 \text{ m}} = 0,275 \text{ m}$$

$$\mathbf{b = 0,28 \text{ m}}$$

Por último se calcula la longitud de la cámara, cuya fórmula está dada:

$$L = A^{0,5}$$

Donde: L Longitud de la cámara de aquietamiento, en m

A Área de la cámara, en m²

$$L = (0,055 \text{ m}^2)^{0,5}$$

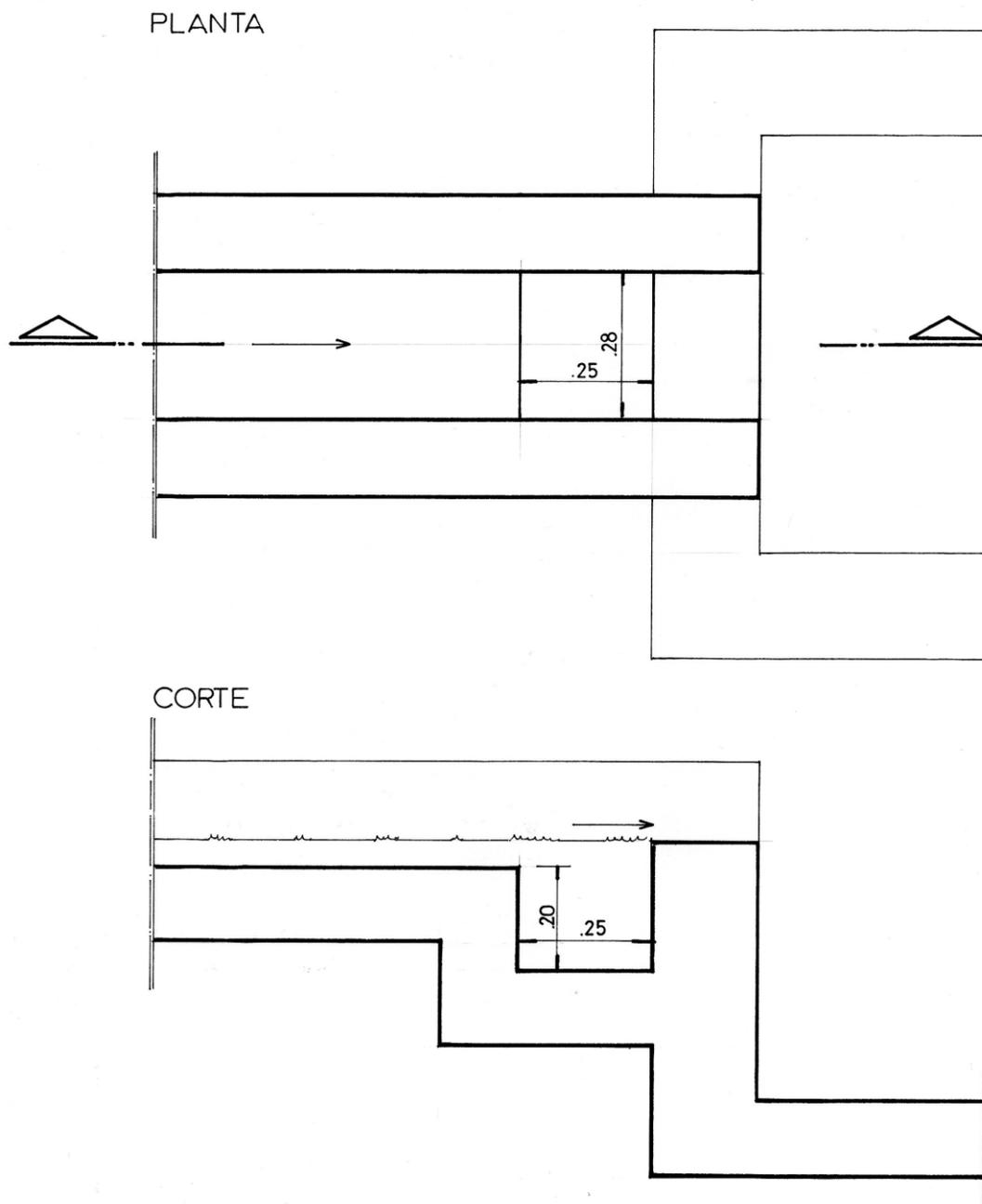
$$\mathbf{L = 0,234 \text{ m} = 0,25 \text{ m}}$$

Figura III-2

Esquema cámara de quietamiento

ESQUEMA DE CAMARA DE AQUIETAMIENTO

esc. 1:10



Fuente. Elaboración propia.

❖ **Diseño de Tanque de floculación**

➤ **Cálculo del caudal unitario**

En este caso, dado el caudal de diseño para el proyecto, si se dividiera el dos, las dimensiones que saldrían para los tanques de floculación serían muy pequeñas.

Por lo tanto, el caudal se mantendrá pero se considerará para el proyecto una segunda unidad, con el fin de que al realizarse el mantenimiento de alguna de ellas, la segunda siga su funcionamiento y garantizar de esta forma la continuidad del tratamiento de agua.

Ahora, se pasa a diseñar las dimensiones de uno de los floculadores que son exactamente las mismas para el segundo floculador.

Tabla III-13
Caudal de diseño

Parámetro	Valor
Caudal de entrada (en m ³ /s)	0,011
Caudal de entrada (en m ³ /d)	960
Velocidad del agua (en m/s)	0,2

Fuente. Elaboración propia.

➤ **Longitud de los canales**

Se conoce que el tiempo de retención para la floculación es:

$$t = 30 \text{ min} = 1800 \text{ s}$$

La velocidad en el floculador es:

$$V = 0,2 \text{ m/s}$$

Como se ha indicado anteriormente, se ha adoptado esta velocidad para evitar la sedimentación y la ruptura del floc correspondientemente.

Por tanto, la longitud total de los canales es: L_c

$$L_c = V \cdot t$$

Donde:	L_c	Longitud de canal, en m
	V	Velocidad del agua, en m/s
	t	Tiempo, en s

$$L_c = 0,2 \text{ m/s} \cdot 1800 \text{ s} = 360 \text{ m}$$

$$\mathbf{L_c = 360 \text{ m}}$$

➤ **Se calcula el área transversal de los canales**

$$A_c = Q / V$$

Donde:	A_c	Área transversal del canal, en m^2
	Q	Caudal en el canal, en m^3/s
	V	Velocidad, en m/s

$$A_c = \frac{0,011 \text{ m}^3/\text{s}}{0,2 \text{ m/s}} = 0,055 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{A_c = 0,055 \text{ m}^2}$$

➤ **Cálculo de la separación a entre las placas**

Se tiene que cada placa es de 1,2 m de alto, pero para que no haya inundación del canal o rebose del agua por encima de las placas, se asumirá que existe un borde libre de 0.25 m o 25 cm por debajo del borde superior de la placa, por lo que la altura del agua al interior de los canales será h_1 :

Se toma un borde libre de 25 cm o 0,25 m.

$h_1 = \text{altura de la placa} - \text{borde libre}$

$$h_1 = 1,2 \text{ m} - 0,25 \text{ m} = 0,95 \text{ m}$$

$$\mathbf{h_1 = 0,95 \text{ m}}$$

Por lo que la separación **a** entre placas está dada por:

$$a = \frac{Ac}{h_1}$$

Donde: a Separación entre las placas, en m

Ac Área transversal del canal, en m²

h₁ Altura del agua al interior de los canales, en m

$$a = \frac{0,055 \text{ m}^2}{0,95 \text{ m}} = 0,0579 \text{ m}$$

$$\mathbf{a = 0,06 \text{ m} = 6 \text{ cm}}$$

Según la norma boliviana, la separación **e** entre el extremo de la placa y la pared del canal debe ser 1,5 veces la separación **a** entre las placas.

$$e = a * 1.5$$

Donde: e Separación entre extremo de la placa y pared del canal,
en m

a Separación entre las placas, en m

$$e = 0,06 \text{ m} * 1,5 = 0,09$$

$$\mathbf{e = 0,09 \text{ m} = 9 \text{ cm}}$$

En el diseño se ha adoptado una separación igual a 10 cm, para guardar una relación de dimensiones y armonía en el diseño final.

➤ **Cálculo de la longitud efectiva**

Se calcula la longitud efectiva **La** de cada canal que también corresponde al ancho del floculador. Para ello se sabe que las dimensiones de cada placa son: alto*ancho placa*espesor = 1.2m*3.6m*0.008m

$$La = \text{ancho de la placa (3,6)} + \text{espaciamiento entre el extremo (e)}$$

$$La = 3,6 \text{ m} + 0,09 \text{ m} = 3,69 \text{ m}$$

La = 3,7 m, que también es el ancho total del floculador

➤ **Número de canales**

Ahora se determina el número de canales **Nc**:

$$Nc = \frac{Lc}{La}$$

Donde: Nc Número de canales

 Lc Longitud total de canales, en m

 La Longitud efectiva, en m

$$Nc = \frac{360 \text{ m}}{3,7 \text{ m}} = 97,29 = 97 \text{ canales}$$

Por tanto, se diseñarán 97 canales y se tendrán Np = 96 placas

Por lo que la longitud del tanque será:

$$Lt = Nc*a + Np*\text{espesor placa}$$

Donde: Lt Longitud total de tanque, en m

Nc Número de canales

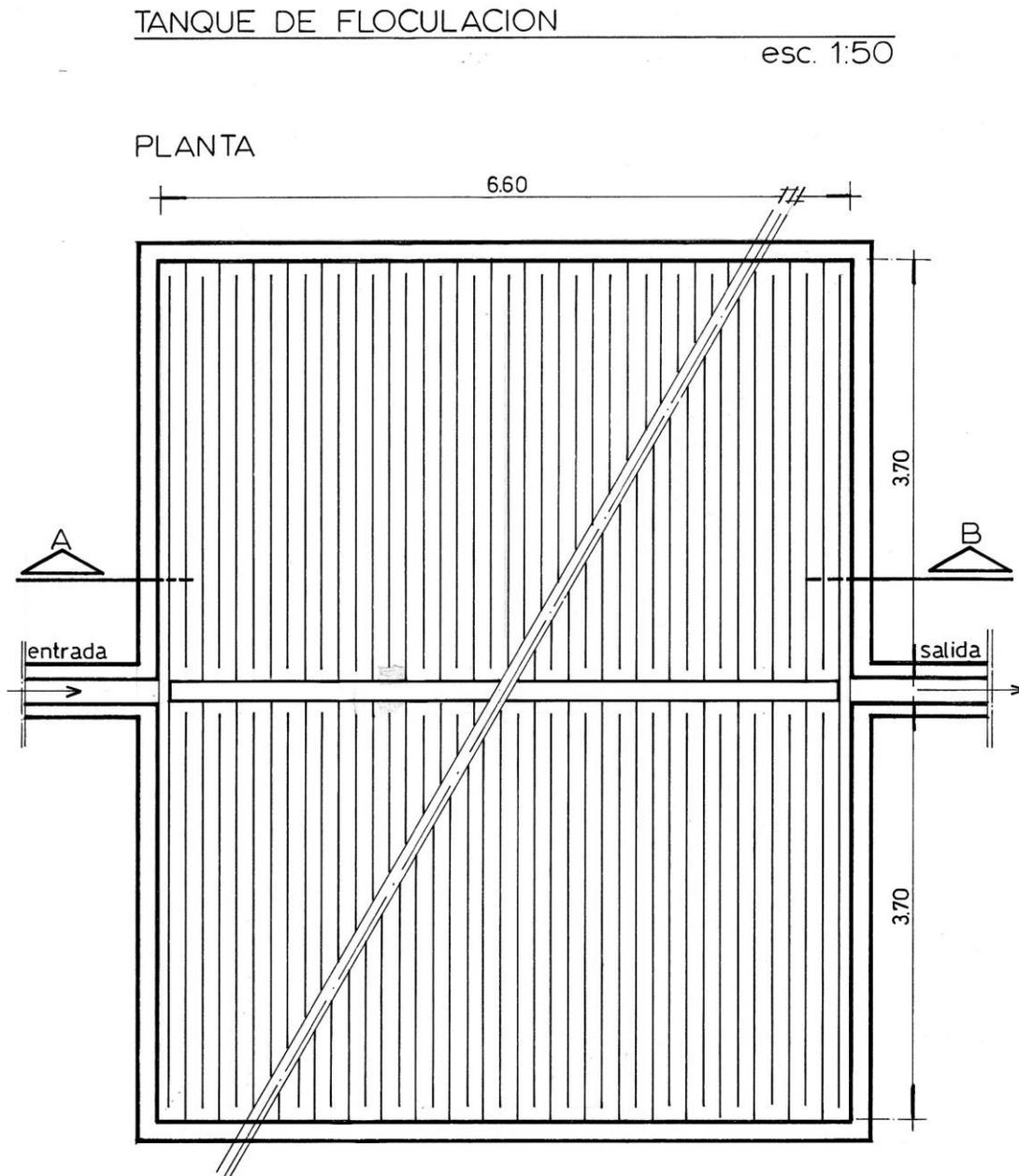
a Separación entre las placas, en m

Np Número de placas

$$L_t = 97 * 0,06 \text{ m} + 96 * 0,008 \text{ m} = 6,588 \text{ m}$$

$$\mathbf{L_t = 6,6 \text{ m}}$$

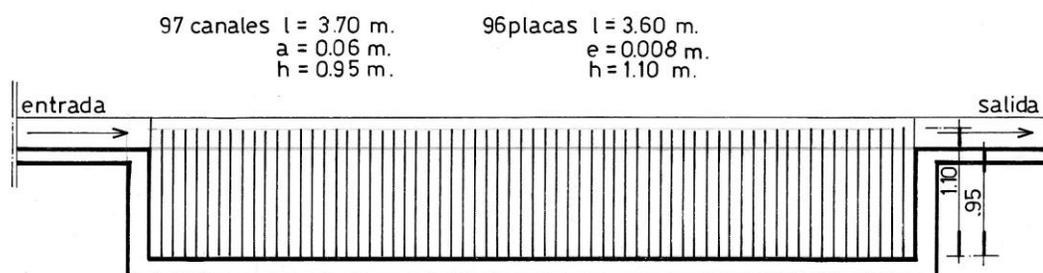
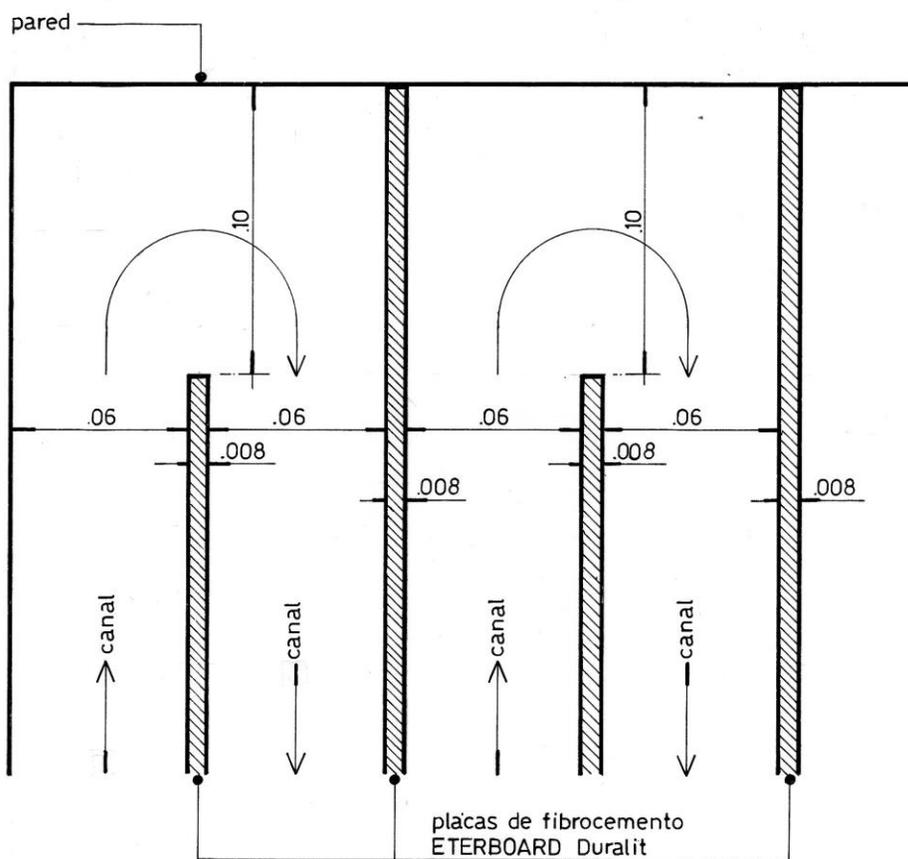
Figura III-3
Esquema de tanque de floculación



Fuente. Elaboración propia

Figura III-4

Detalle de espaciamiento en el Tanque de floculación

CORTE A - B $\text{esc. } 1:50$ DETALLE DE ESPACIAMIENTOS $\text{esc. } 1:2$ 

Fuente. Elaboración propia

➤ **Radio Hidráulico**

Otro de los cálculos a realizar es el del radio hidráulico R:

$$R = \frac{Ac}{(2*h1+a)}$$

Donde:	R	Radio hidráulico
	Ac	Área transversal del canal, en m ²
	h1	Altura del agua al interior de los canales, en m
	a	Separación entre las placas, en m

$$R = \frac{0,055m^2}{(2*0,95+0,06)m} = 0,028 m$$

$$\mathbf{R = 0,028 m}$$

Para calcular las pérdidas por fricción, se aplica la fórmula de Manning en función de la velocidad y el radio hidráulico, con un valor de $\eta = 0,06$ para las placas de madera.

$$h_l = \left[\frac{V * \eta}{R^{\frac{2}{3}}} \right]^2 * LC$$

Donde:	h _l	Pérdidas por fricción en función de la velocidad y R, en m
	V	Velocidad del agua en m/s
	η	Número de manning
	R	Radio hidráulico, en m
	Lc	Longitud total de los canales, en m

$$h_1 = \left[\frac{0,2 \frac{m}{seg} * 0,06}{0,028 \frac{m^3}{2}} \right]^2 * 360m = 6,871 m$$

$$h_1 = 6,1 m$$

Mientras que las pérdidas localizadas (generalmente por las vueltas) están dadas por:

$$h_2 = k * Np * \frac{v^2}{2g}$$

Donde: h_2 Pérdidas localizadas, en m

K Coeficiente de pérdida de carga en las curvas, varía entre 2 y 4, pero se toma como valor intermedio a 3.

g Aceleración de la gravedad, en m/seg^2

$$h_2 = 3 * 96 * \frac{(0,2 m/seg)^2}{2 * 9,8 m/seg^2} = 0,587 m$$

La pérdida de carga se produce a lo largo de los canales (h_1) y principalmente en las vueltas (h_2), por lo que la pérdida de carga total en el tramo total h_T será:

$$h_T = h_1 * h_2$$

Donde: h_T Pérdida de carga total, en m

h_1 Pérdidas por fricción en función de la velocidad y R, en m

h_2 Pérdidas localizadas, en m

$$h_T = 6,1 * 0,587 = \mathbf{3,581 m}$$

Por tanto, el gradiente de velocidad **G** será:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * h_T}{\mu * t}}$$

Donde: **G** Gradiente de velocidad, en seg^{-1}

h_T Pérdida de carga total, en m

t Tiempo de retención, en s

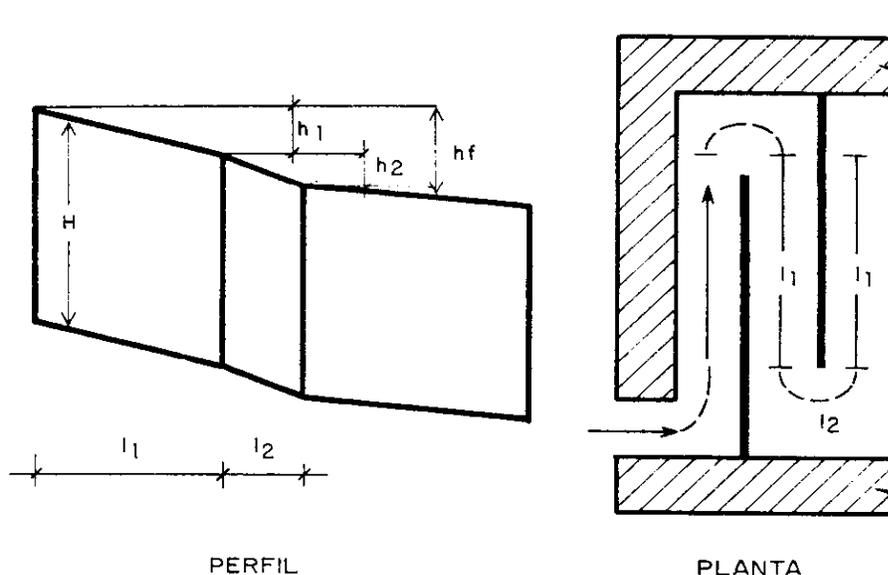
γ $998,97 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$

μ $1.14 * 10^{-4} \text{ Kg} * \text{seg} / \text{m}^2$

$$G = \sqrt{\frac{998,97 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * 4,0758 \text{m}}{1.14 * 10^{-4} \text{ Kg} * \frac{\text{seg}}{\text{m}^2} * 1800 \text{ seg}}} = 132 \text{ seg}^{-1}$$

$$\mathbf{G = 132 \text{ seg}^{-1}}$$

Figura III-5
Comportamiento de la pérdida de carga



Fuente. Manual de diseño de flocladores – Organización Panamericana de la Salud.

➤ **Dosificación de sulfato de aluminio (Agente coagulante)**

En una planta de tratamiento de potabilización se está tratando un caudal aproximado (Q) $960 \text{ m}^3/\text{d} = 40 \text{ m}^3/\text{h}$, con una turbiedad igual a 100 UNT; se requiere dosificar 15 ppm de sulfato de aluminio.

Por tanto, lo que debe descargar el dosificador de alumbre, en gramos por minuto, es:

$$Q = 960 \text{ m}^3 / \text{día} = 40 \text{ m}^3/\text{h}$$

Dosificación: 15 mg / lt de sulfato de aluminio = $15 \text{ g} / \text{m}^3 = 15 \text{ ppm}$ de sulfato de aluminio.

Tiempo de funcionamiento de la unidad: 24 hrs.

Grado de pureza del producto: 95%

Peso específico del alumbre: $750 \text{ Kg}/\text{m}^3$

$$\text{Dosificación} = (Q * 15 \text{ g}/\text{m}^3)/1000$$

$$\text{Dosificación} = (40 \text{ m}^3/\text{h} * 15\text{g}/\text{m}^3)/1000$$

Dosificación = 0,6 Kg/h

Para 24 horas de funcionamiento: $0,6 * 24 = 14,4 \text{ Kg/d}$

Para un mes: $14,4 * 30 = 432 \text{ Kg/mes}$

Peso del producto comercial: $0,6 * 0,95 = \mathbf{0,57 \text{ Kg/h}}$

Con este valor se escoge el equipo dosificador ya sea volumétrico o gravimétrico.

Para 24 horas: $14,4 * 0,95 = 13,68 \text{ Kg/h}$

Volumen del producto: $V = 0,57 * (1/750) = 7,6 * 10^{-4} \text{ m}^3/\text{h}$

Para 24 horas: $7,6 * 10^{-4} \text{ m}^3/\text{h} * 24 \text{ h} = 0,0184 \text{ m}^3$

Por tanto, con este valor del volumen se escoge la tolva de carga.

3.4.3 Diseño de Sedimentador

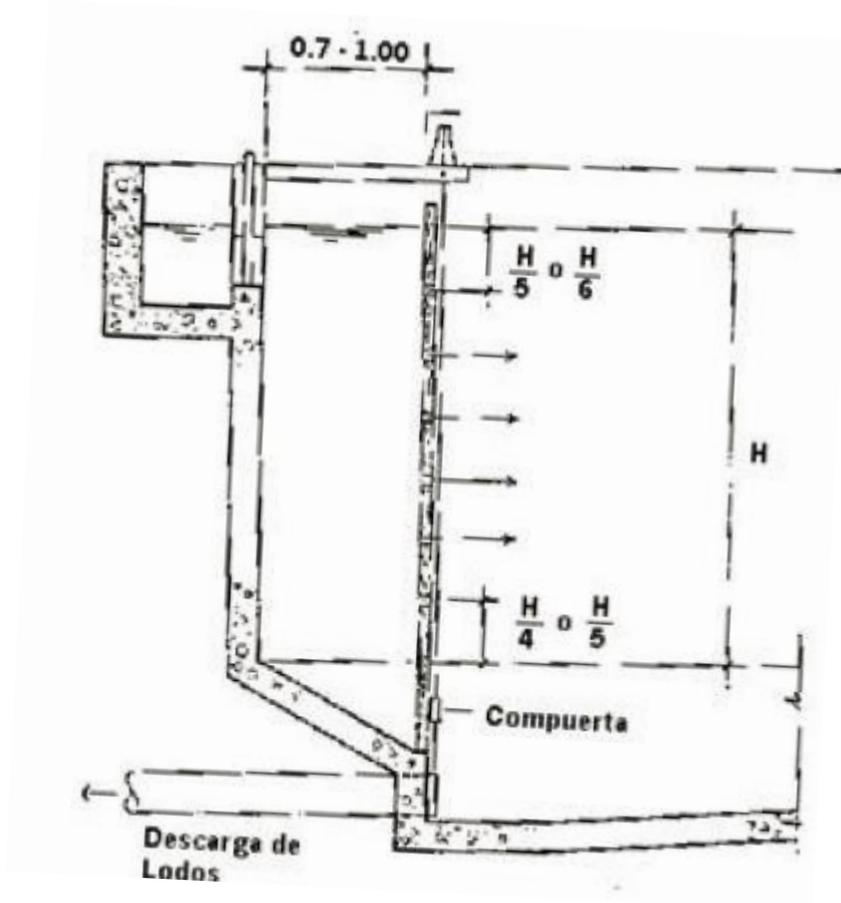
3.4.3.1 Consideraciones teóricas para el diseño del sedimentador en base a la NB 689

- El periodo de diseño, teniendo en cuenta criterios económicos y técnicos es de 8 a 20 años.
- El periodo de operación es de 24 horas por día.
- El tiempo de retención se establece entre 2 - 6 horas.
- La carga superficial será entre los valores de 2 - $10 \text{ m}^3/\text{m}^2 * \text{día}$.
- La profundidad del sedimentador se recomienda entre 1,5 – 2,5 m.
- La relación de las dimensiones de largo y ancho (L/B) se recomienda entre los valores de 3 a 6.
- La relación de las dimensiones de largo y profundidad (L/H) se recomienda entre los valores de 5 a 20.
- El fondo de la unidad debe tener una pendiente entre 5 a 10% para facilitar el deslizamiento del sedimento.
- La velocidad en los orificios no debe ser mayor a 0,15 m/s para no crear perturbaciones dentro de la zona de sedimentación.
- La velocidad de sedimentación debe ser 0,0011 m/s.
- Se debe aboquillar los orificios en un ángulo de 15° en el sentido del flujo.
- La descarga de lodos se debe ubicar en el primer tercio de la unidad, pues el 80% del volumen de los lodos se deposita en esa zona.

- El caudal por metro lineal de recolección en la zona de salida debe ser igual o inferior a 3 l/s.
- La ubicación de la pantalla difusora debe ser entre 0,7 a 1,00 m de distancia de la pared de entrada.

Figura III-6

Pantalla difusora y evacuación de lodos de Sedimentador



Fuente. Manual de Diseño de Sedimentadores – Organización panamericana de la Salud.

- Los orificios más altos de la pared difusora deben estar a $1/5$ o $1/6$ de la altura (H) a partir de la superficie del agua y los más bajos entre $1/4$ ó $1/5$ de la altura (H) a partir de la superficie del fondo.

3.4.3.2 Cálculo

Se tiene como datos:

Tabla III-14
Caudal de diseño

Parámetro	Valor
Caudal de entrada (en m ³ /s)	0,011
Caudal de entrada (en m ³ /d)	960

Fuente. Elaboración propia.

Se adopta una velocidad de sedimentación $V_s = 0,0011 \text{ m/s}$, dato recomendado por la Organización Panamericana de la Salud, en la Guía de diseño de Desarenadores y Sedimentadores (OPS/CEPIS/05.158 – UNATSABAR).

- Área superficial de la unidad

Se determina el área superficial de la unidad (A_s).

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

Donde: A_s Área superficial, en m²
 Q Caudal de diseño, en m³/s
 V_s Velocidad de sedimentación, en m/s

$$A_s = \frac{0,011 \text{ m}^3/\text{s}}{0,0011 \text{ m/s}} = 10 \text{ m}^2$$

- Ancho y Largo de sedimentador

De la fórmula:

$$A_s = b * L$$

Donde: A_s Área superficial, en m²
 b Ancho de sedimentador, en m
 L Largo de sedimentador, en m

Además tomando una relación largo/ancho = 3:1

Se tiene que $L = 3b$, entonces:

$$b = \sqrt{\frac{A_s}{3}}$$

$$b = \sqrt{\frac{10m^2}{3}}$$

$$b = 1,71 \text{ m aprox.} = 2 \text{ m}$$

$$\mathbf{b = 2m}$$

Reemplazando en la ecuación:

$$L = 3b$$

$$L = 3 * 1,71 \text{ m}$$

$$\mathbf{L = 5,13 m}$$

De acuerdo a la recomendación de la Norma Boliviana 689, mostrada al inicio, se asume la distancia de separación entre la entrada y la pantalla difusora $L_1 = 0,7 \text{ m}$

$$L_T = L + L_1 \text{ entonces}$$

$$L_T = 5,13 \text{ m} + 0,7 \text{ m}$$

$$L_T = 5,83 \text{ m aprox.} = 6 \text{ m}$$

$$\mathbf{L_T = 6m}$$

- **Profundidad**

Se calcula la profundidad de acuerdo a la recomendación de la NB 689 de que L/H se encuentre entre los valores de 5 a 20

Entonces se asume el valor de la relación $L/H = 5$, para guardar armonía con el diseño y las dimensiones.

$$H = L/5$$

Donde H Profundidad, en m

 L Largo, en m

$$H = 6 \text{ m} / 5$$

$$H = 1,2 \text{ m aprox.} = 1,5 \text{ m}$$

El valor de 1,2 m se aproxima al valor recomendado por la norma, por lo que se tomará a H:

$$\mathbf{H = 1,5 m}$$

- **Velocidad Horizontal**

Se determina la velocidad horizontal V_H .

$$V_H = \frac{100 * Q}{b * H}$$

$$V_H = \frac{100 * 0,011 \frac{m^3}{s}}{2m * 1,5m} = 0,366 \frac{cm}{s}$$

$$\mathbf{V_H = 0,366 cm/s}$$

- **Período de Retención**

Se calcula el periodo de retención T_0 :

$$T_0 = \frac{A_s * H}{3600 * Q}$$

Donde: T_0 Tiempo de retención, en h o min
 A_s Área superficial, en m^2
 Q Caudal, en m^3/s

$$T_0 = \frac{10 m^2 * 1,5 m}{3600 * 0,011 \frac{m^3}{s}} = 0,379 h = 22,73 min$$

$$\mathbf{T_0 = 0,379 h = 22,73 min}$$

Con una pendiente de 20% en el fondo de la unidad se tiene como altura máxima:

$$H' = H + 0,2 * H$$

$$H' = 1,5 m + 0,2 * 1,5 m$$

$$\mathbf{H' = 1,8 m}$$

- **Altura de agua sobre el vertedero**

Con un vertedero de salida de longitud de cresta igual al ancho de la unidad se tiene como altura de agua sobre el vertedero.

$$H_2 = \left(\frac{Q}{1,84 * b} \right)^{2/3}$$

Donde: H_2 Altura de agua sobre el vertedero, en m
 b Ancho, en m

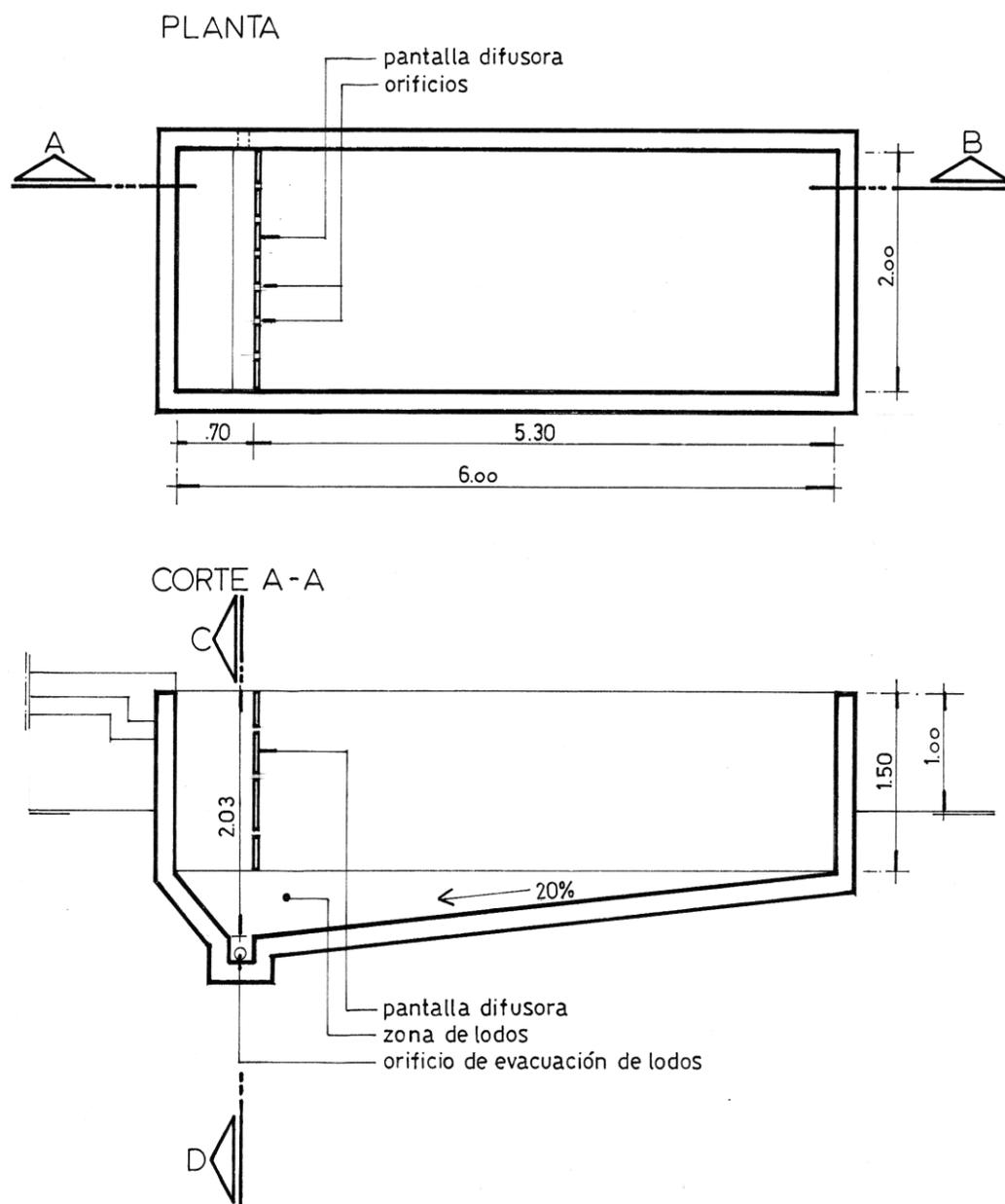
Q Caudal, en m³/s

$$H_2 = \left(\frac{0,011 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}}{1,84 * 2m} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,02 \text{ aprox. } 0,02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

Figura III-7
Tanque de Sedimentación

SEDIMENTADOR

esc. 1:50



Fuente. Elaboración propia.

❖ Diseño de la pantalla difusora

Para el diseño de la pantalla difusora:

Se asume una velocidad de paso entre los orificios $V_0 = 0,15 \text{ m/s}$; el Sedimentador debe diseñarse de forma que la pantalla difusora permita una velocidad horizontal de flujo de agua de máximo 0,5 m/s. Para el caso que se utilice sulfato de aluminio como agente floculante, la velocidad horizontal óptima está comprendida alrededor de 0,5 m/s o menos, según RAS 2000, mencionado por la NB 689. Por esta razón, y para evitar la resuspensión de las partículas precipitadas se escoge este valor.

- Cálculo del área total de los orificios

Se determina el área total de los orificios A_0 ,

$$A_0 = \frac{Q}{V_0}$$

Donde:	A_0	Área total de los orificios
	Q	Caudal, en m^3/s
	V_0	Velocidad de paso entre los orificios, en m/s

$$A_0 = \frac{0,011 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}}{0,15 \frac{\text{m}}{\text{seg}}} = 0,073 \text{ m}^2$$

Sobre la base que se recomienda un diámetro de cada uno de ellos de $d = 7,5 \text{ cm}$

Entonces se calcula el área de cada orificio a_0 :

$$a_0 = \frac{1}{4} (\pi * d_0^2)$$

$$a_0 = 3,1416 * (0,075\text{m})^2 = 0,0044 \text{ m}^2$$

Luego:

1. Se determina el número de orificios:

$$n = \frac{A_0}{a_0} = \frac{0,073 \text{ m}^2}{0,0044 \text{ m}^2} = 16,667 = 17$$

$$\mathbf{n = 18}$$

2. Se determina la porción de altura de la pantalla difusora con orificios:

$$h = H - 2/5 H$$

Donde:	h	Porción de altura de pantalla con orificios, en m
--------	-----	---

H Profundidad de sedimentador, en m

$$h = 1,5m + (2/5)*1,5m$$

$$\mathbf{h = 0,9 m}$$

Se asume un número de filas de orificios $n_f = 3$

Entonces se tiene el número de columnas $n_c = 6$

3. Se determina el espaciamiento entre filas:

Considerando una altura $H/5$:

$$a_1 = \frac{h}{n_f - 1}$$

$$a_1 = \frac{0,9 m}{2} = 0,45 m$$

$$\mathbf{a_1 = 0,45 m}$$

4. Se determina el espaciamiento entre columnas:

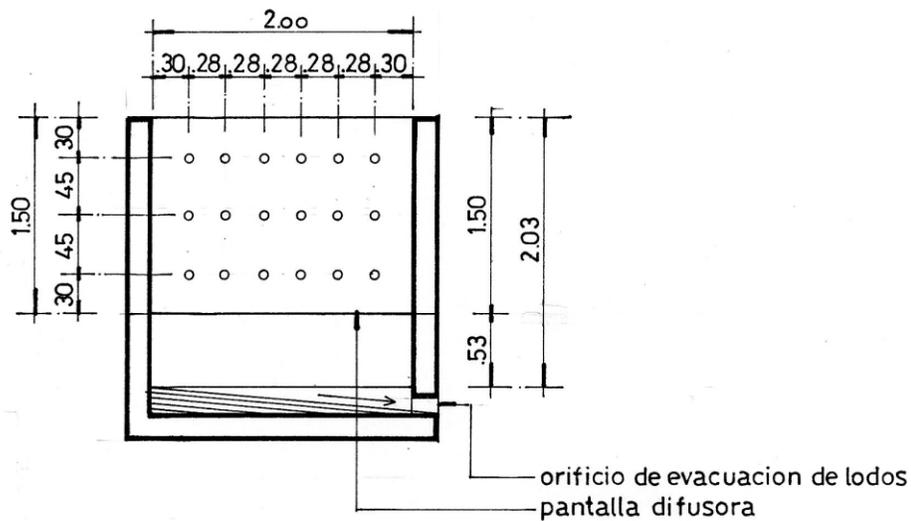
$$a_2 = \frac{b}{n_c + 1}$$

$$a_2 = \frac{2m}{7} = 0,285 m$$

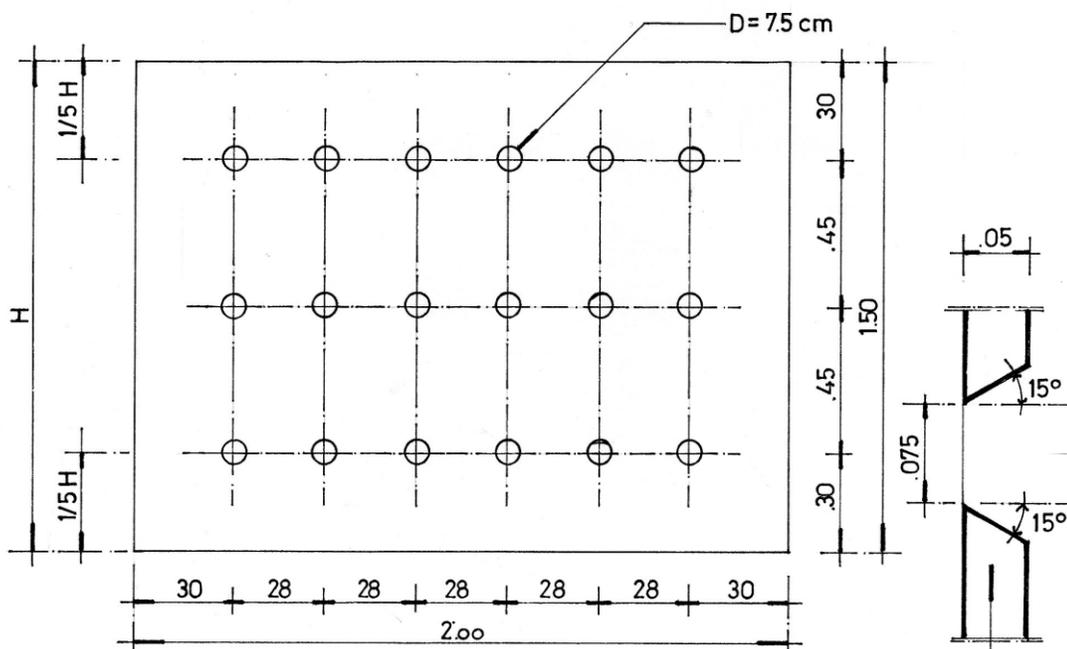
$$\mathbf{a_2 = 0,285 m}$$

Figura III-8
Pantalla Difusora

CORTE C - D



DETALLE DE PANTALLA DIFUSORA $\text{esc. } 1:20$



Fuente. Elaboración propia.

➤ **Requerimientos de diseño**

- **Dimensiones**

Las dimensiones del sedimentador son las siguientes: 2 m de ancho x 6 m de largo y una altura total de 1,5 m; este contará con una pantalla difusora con 18 orificios distribuidos en 3 filas y 6 columnas.

- **Emplazamiento**

El sedimentador está ubicado entre el tanque de floculación y el filtro grava.

➤ **Aspectos constructivos**

Esta unidad se puede dividir en cuatro zonas:

a) Zona de entrada

Estructura hidráulica de transición, que permite una distribución uniforme del flujo dentro del sedimentador.

b) Zona de sedimentación

Consta de un canal rectangular con volumen, longitud y condiciones de flujo adecuados para que sedimenten las partículas. La dirección del flujo es horizontal y la velocidad en el eje longitudinal es la misma en todos los puntos, flujo pistón.

c) Zona de salida

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

d) Zona de recolección de lodos

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

3.4.4 Diseño del Tanque de Reserva

Este almacenamiento se proyectará considerando que, simultáneamente a la regulación para hacer frente a la demanda, debe lograrse el diseño más económico del sistema de distribución y mantener una reserva prudencial para casos de interrupción de las líneas de fuentes de abastecimiento, por ejemplo.

3.4.4.1 Consideraciones teóricas de la capacidad de los tanques de almacenamiento según la norma Boliviana 689

- El tanque de almacenamiento debe estar provisto de una altura libre por encima del nivel máximo de agua, a fin de contar con un espacio de ventilación, misma que no debe ser menor a 0,2 m.
- El fondo y las paredes del tanque deben ser impermeables
- Los dispositivos para el cierre de las tuberías de entrada, salida y limpieza deben ser instalados de tal manera que puedan ser reparados aun cuando los tanques se encuentren llenos de agua y deben ser instalados de modo que su remoción no implique cortar o destruir partes de las instalaciones.
- Cada tanque contará por lo menos con una abertura para inspección ubicada en su cubierta, con una dimensión igual a 0,6 m x 0,6 m.
- Deben contar con indicadores de nivel, medidor de caudal.
- No se permitirá la entrada de luz solar con el fin de evitar la formación de algas.
- Se proveerán escaleras interiores en caso de que la altura del tanque exceda de 1, 2m con las protecciones necesarias.

3.4.4.2 Cálculo del volumen del tanque de reserva

Este volumen, prevé el abastecimiento de agua durante las interrupciones accidentales de funcionamiento de los componentes del sistema situados antes del tanque de almacenamiento, o durante períodos de reparaciones y mantenimiento de obras de captación, conducción, tratamiento y/o en casos de falla en el sistema de bombeo.

Como aguas arriba del tanque hay una serie de obras más o menos expuestas a interrupción, es evidente que durante ese lapso debe disponerse de una reserva de

agua en los tanques de almacenamiento; para ello se recomienda considerar un volumen equivalente a 4 horas de consumo correspondiente al consumo máximo diario.

Tabla III-15
Caudal de diseño

Parámetro	Valor
Caudal de entrada (en m ³ /s)	0,011
Caudal de entrada (en m ³ /d)	960

Fuente. Elaboración propia.

$$V_{re} = 3,6 * Q_{m\acute{a}x.d} * t$$

Donde:	V_{re}	Volumen de reserva, en m ³
	$Q_{m\acute{a}x.d}$	Caudal máximo diario, en l/s
	t	Tiempo, en h
	3,6	Factor de conversión

$$V_{re} = 3,6 * 11 \text{ l/s} * 4\text{h}$$

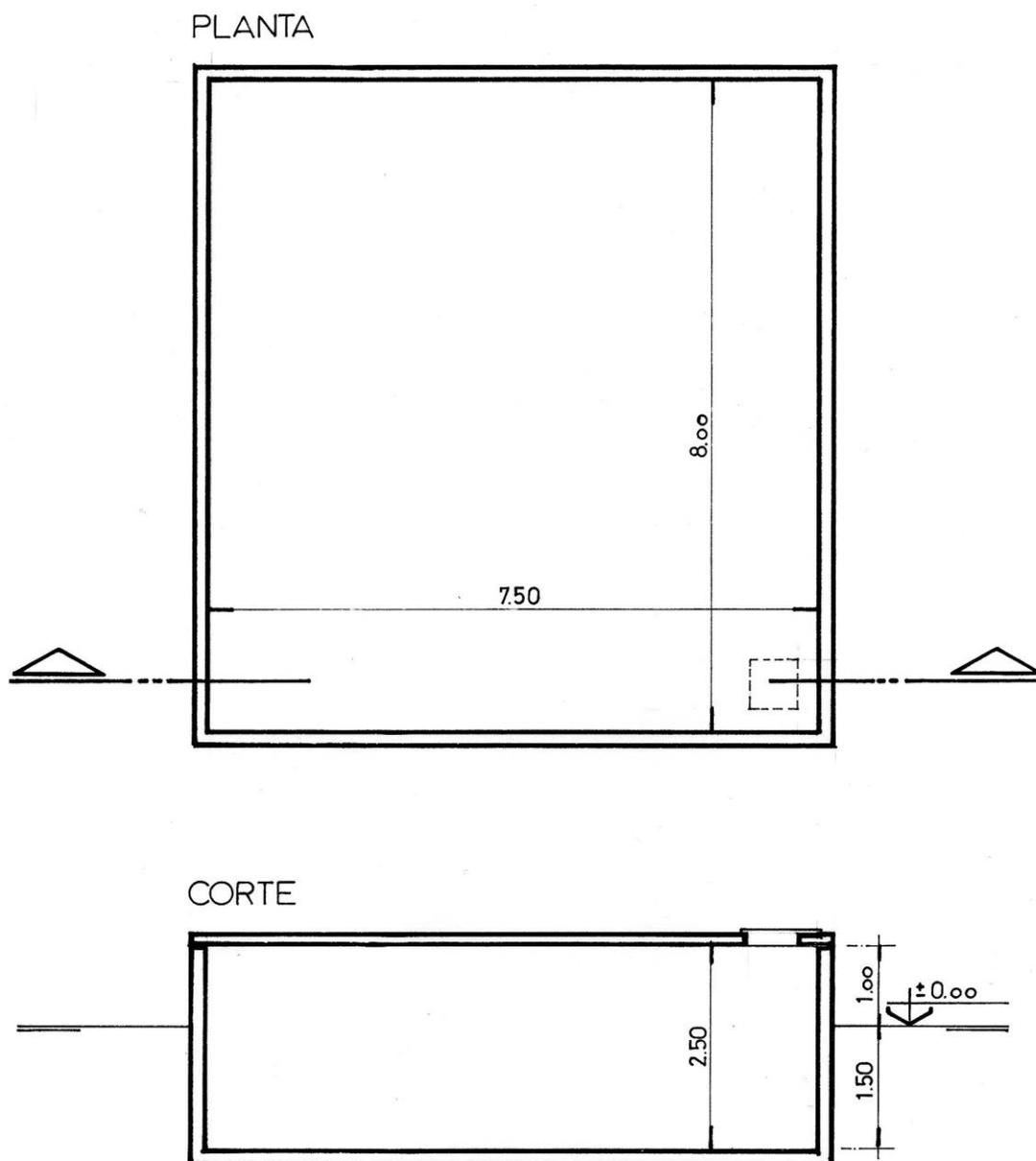
$$V_{re} = 158,4 \text{ m}^3$$

Para el proyecto, se plantea implementar un tanque de regulación cuyo volumen sea de 150 m³, guardando simetría con el primer tanque previamente calculado.

Figura III-9

Tanque de Reserva

TANQUE DE REGULACION Y
TANQUE DE RESERVA
(semienterrados) _____ esc. 1:75 _____



Fuente. Elaboración propia.

➤ **Requerimiento de diseño**

La implementación del tanque debe obedecer los siguientes criterios:

- **Dimensiones**

Dadas las condiciones y espacio de terreno con el que se cuenta en la Planta Potabilizadora de Agua del Valle de la Concepción, se ha estimado que las dimensiones del tanque serán: 8 m x 7,5 m y una altura de 2,5 m.

- **Profundidad**

El fondo del tanque debe estar máximo a unos 1,5m por debajo del suelo.

- **Emplazamiento**

El tanque de Reserva debe ubicarse luego del proceso de cloración, para almacenar agua tratada.

➤ **Aspectos constructivos**

- **Generalidades**

Los tanques de almacenamiento serán de Hormigón Armado.

- **Sistema de drenaje inferior**

Por debajo del fondo de cada tanque, debe construirse un sistema de drenaje destinado a captar la presencia de fugas a través de su fondo y de otras partes de su estructura no expuesta.

- **Accesorios**

Para facilitar el mantenimiento y/o reparación de tuberías dañadas se ha considerado mantener los diámetros de las tuberías de PVC de 6'', las mismas con las que se trabaja actualmente en la Planta Potabilizadora en cada una de las unidades existentes.

a) **Tubería de entrada**

La entrada de agua al tanque se realiza mediante una tubería de PVC de 6'' la cual debe ser dotada de un sistema de cierre mediante válvula y será maniobrada mediante dispositivo situado en la parte externa del tanque.

b) Tubería de paso directo (By-pass)

En los tanques debe colocarse un paso directo (by-pass) que permita mantener el servicio mientras se efectúa el lavado o la reparación del tanque. La tubería de paso directo es de 6'' y estará provista de una válvula compuerta.

c) Tubería de Salida

La pérdida de carga en la tubería de salida no debe ser mayor a los 0,5m.

La salida de agua debe ser dotada de un sistema de cierre mediante válvula compuerta, que debe ser maniobrada mediante dispositivo situado en la parte externa del tanque.

El diámetro de la tubería será correspondiente al diámetro de la tubería de distribución, la misma se mantiene en 6''.

La tubería de salida debe estar ubicada a una altura mínima de $1/3$ a $1/2$ del diámetro (D) de la misma.

La distancia horizontal entre el colador de salida y la pared más próxima del tanque debe ser como mínimo igual a $D/2$, con un mínimo de 0,1m.

d) Tubería de rebose

La tubería de rebose se conectará con descarga libre a la tubería de limpieza, permitiendo la descarga en cualquier momento, para lo cual no se proveerá de válvula.

e) Tubería de limpieza

La limpieza del tanque será realizada a través de una tubería de descarga de fondo situada por debajo de su nivel mínimo y debe estar provista de una válvula compuerta.

El fondo del tanque debe contar con una pendiente no menor a 1% hacia la tubería de limpieza. Debe proveerse una tubería de lavado cuyo diámetro debe ser el mismo de

la tubería de salida (Tubería de PVC de 6’’), para que facilite el vaciado del tanque en un período no mayor a 4 horas.

f) Coladores

Las salidas de agua del tanque así como de la limpieza, deben ser protegidas con un colador o rejilla con abertura máxima igual a 5 cm y con un área abierta total 50% mayor que la abertura protegida.

3.4.5 Optimización de la Cloración

El Hipoclorador en línea es una unidad automática de tratamiento para la cloración y desinfección del agua para consumo humano. Se optó por una desinfección utilizando hipoclorito de sodio.

El Hipoclorador hidráulico o Venturi, es un equipo dosificador por succión, utiliza un dispositivo Venturi, el cual permite dosificar soluciones cloradas en tuberías presurizadas. El vacío creado por el flujo de agua a través de un tubo Venturi succiona la solución de Hipoclorito y la descarga directamente en la corriente de agua principal.

El dispositivo Venturi no necesita de una fuente de energía separada, si existe presión suficiente en el sistema de abastecimiento de agua en el punto de aplicación de la solución de cloro para producir un flujo adecuado de agua por el Venturi.

El Venturi es de bronce resistente a soluciones fuertes de hipoclorito, pues su potencial oxidante no podrá atacar el dispositivo y deteriorarlo rápidamente. Se instala directamente en las tuberías.

3.4.5.1 Estudio de la Demanda de Cloro

Se siguió la secuencia sugerida por “La Guía operativa de vigilancia de calidad del agua de consumo humano” (Ministerio de Salud de Bolivia):

- ✓ **Primer Paso:** Realizar ensayos, adicionando cloro a diferentes volúmenes de agua, dejar actuar por un tiempo de contacto de 30 minutos y medir el cloro residual.

- **Primer Ensayo**

Se prepararon 3 Erlenmeyer con 100 ml de muestra de agua sacadas de la salida de la Planta de tratamiento de agua de Uriondo; a los mismos se les adicionó: Al primero una gota de Lavandina con cloro activo de 55g/l (N°1); al segundo dos gotas de lavandina con cloro activo de 55g/l (N°2) y al tercero 3 gotas de lavandina con la misma concentración de cloro activo que las anteriores (N°3).

- **Segundo Ensayo**

Se prepararon 2 Erlenmeyer con 500 ml de muestra de agua sacadas de la salida de la Planta de tratamiento de agua de Uriondo; a los mismos se les adicionó: Al primero una gota de Lavandina con cloro activo de 55g/l (muestra 1) y al segundo dos gotas de lavandina con cloro activo de 55g/l (muestra 2).

- **Tercer Ensayo**

Se prepararon 2 Erlenmeyer con 1 litro de muestra de agua sacadas de la salida de la Planta de tratamiento de agua de Uriondo a los mismos se les adicionó: Al primero una gota de Lavandina con cloro activo de 55g/l (muestra 3) y al segundo dos gotas de lavandina con cloro activo de 55g/l (muestra 4).

- **Cuarto Ensayo**

Se preparó 1 Botella con 1,5 litros de muestra de agua sacada de la salida de la Planta de tratamiento de agua de Uriondo, a la que se le adicionó una gota de lavandina (muestra 5).

- **Quinto Ensayo**

Se preparó 1 Botella con 2 litros de muestra de agua sacada de la salida de la Planta de tratamiento de agua de Uriondo, a la que se le adicionó una gota de lavandina (muestra 6).

Se dejó actuar el cloro por un tiempo de contacto de 30 minutos en cada una de las muestras, y por último se determinó el cloro residual por medio del método de DPD; es decir, se extraen 10ml de cada una de las muestras y se las pasa a uno de los tubos de medición del equipo, mientras que el segundo tubo se encuentra con el blanco (agua destilada), a los mismos se les adiciona reactivo DPD; en las condiciones de valoración el cloro colorea instantáneamente la solución con dicho reactivo. Por último, se determina el cloro residual libre por medio de la comparación colorimétrica.

➤ **Resultado de los ensayos**

Tabla III-16

Resultado de medición de cloro residual libre

Muestra	Ensayo	Volumen de agua (ml)	Cantidad adicionada NaClO de concentración 55 gr/l (mg/l)	Tiempo de Contacto (minutos)	Concentración de cloro Residual libre (mg/l)	Demanda de cloro (mg/l)
N°1	1	100	5,5	30	< 4,5	-
N°2	1	100	6	30	< 4,5	-
N°3	1	100	7	30	< 4,5	-
Muestra 1	2	500	3	30	2,16	0,84
Muestra 2	2	500	4,5	30	4,03	0,47
Muestra 3	3	1000	2	30	1,13	0,87
Muestra 4	3	1000	2,5	30	2,41	0,09
Muestra 5	4	1500	0,9	30	0,77	0,13
Muestra 6	5	2000	0,9	30	0,51	0,39

Fuente. Elaboración propia.

- ✓ **Segundo Paso:** Escoger la dosificación cuya determinación es próxima a 0,5 mg/l.

De acuerdo a los resultados de la medición de cloro libre, se escoge la dosificación correspondiente a la muestra 6, del Quinto ensayo. (Dosificar una gota de hipoclorito de sodio a dos litros de agua, para obtener un residual de 0,51 mg/l de Cloro activo).

- ✓ **Tercer Paso:** Determinar el caudal de la Planta (Asumiendo que el caudal de entrada es igual al caudal de salida).

Para medir el caudal de la planta, se usó el método volumétrico, aplicando la fórmula:

$$Q = V/t$$

Donde:	Q	Es el Caudal, en l/s
	V	Es el volumen de balde, en l
	t	Es el tiempo que tarda en llenarse el recipiente, en s

Para ello, se recibió agua en un recipiente de volumen conocido (en este caso se utilizó un balde de 20 litros) y se midió el tiempo en segundos que tarda el recipiente en llenarse hasta el aforo; se realizaron tres repeticiones con los siguientes resultados:

Tabla III-17

Medición del Caudal

Volumen del Balde (en litros)	Tiempo que tarda en llenarse hasta el aforo (en segundos)
20	5,01
20	5,03
20	4,99

Fuente. Elaboración propia.

Tomando la media del tiempo, se tiene que el balde tarda en llenarse en aproximadamente 5,01 segundos.

Aplicando la fórmula del caudal:

$$Q = 20 \text{ l} / 5,01 \text{ s}$$

$$Q = 3,992 \text{ l/s Aprox. } 4 \text{ l/s.}$$

✓ **Cuarto Paso:** Ajuste del caudal de goteo.

Si por cada dos litros de agua, se adiciona una gota de solución de hipoclorito de sodio para tener un cloro residual igual a 0,5 mg/l; entonces la dosificación resulta:

Tabla III-18
Dosificación de cloro

Caudal	Dosificación
4 l/s	2 gotas = 0,9 mg/l

Fuente. Elaboración propia.

Se debe ajustar el caudal de goteo cada vez que se clora y se debe verificar todos los días.

El goteo se lo puede medir utilizando un recipiente con la cantidad que se necesita que gotee por minuto en cc (centímetros cúbicos) o ml (mililitros), usando una jeringa y midiendo el tiempo que tarda en llenarse.

Para verificar y ajustar el caudal de goteo se procede de la siguiente manera:

Si el caudal de la Planta es de 4 l/s y se dosifica 2 gotas por segundo, entonces:

- $2 \text{ gotas} * 60 \text{ segundos} = 120 \text{ gotas en un minuto}$
Donde 20 gotas equivalen a 1 ml aproximadamente, entonces se requiere;
 $120 \text{gotas} / 20 = 6 \text{ ml.}$
- $120 \text{ gotas/minuto} * 60 \text{ minutos} = 7200 \text{ gotas por hora.}$
 $7200 \text{ gotas} = 360 \text{ ml por hora.}$
- $360 \text{ ml} * 24 \text{ horas de funcionamiento de la PTAP} = 8640 \text{ ml/d}$
- En 7 días de funcionamiento se gastará $8640 * 7 = 60480 \text{ ml}$
En una semana, se gastarán 60,48 l de Hipoclorito de Sodio.
- **Requerimientos de Diseño**

El hipoclorador consta de un tanque de plástico de 200 l donde se adicionará el hipoclorito de sodio, un dosificador compuesto de tres partes: la válvula de control, el dosificador de salida y la cámara de carga constante.

- **Válvula de cierre.** La válvula va montada en la parte superior de la pared lateral de la cámara de carga constante y se conecta al tanque que contiene la solución de hipoclorito de sodio.

- **Dispositivo de control.** Compuesto de dos partes: a) el orificio de salida y b) el dispositivo regulador de caudal. El orificio es de forma triangular, hecho en la parte lateral de una pieza plástica (niple), roscado internamente y fijado a la pared de la cámara de carga constante. El regulador de caudal es una pieza tubular plástica con rosca exterior, que se desplaza por el interior de la pieza plástica que contiene el orificio triangular, lo que permite regular finamente la abertura, obteniéndose un caudal uniforme de salida de la solución desinfectante por largos períodos de tiempo.
- **Cámara de carga constante.** La válvula de cierre está ubicada en la pared lateral del recipiente y la salida se encuentra a 90° respecto a la válvula de cierre. De esta manera, la válvula de cierre permite que el nivel de agua se mantenga constante dentro del recipiente de plástico, independientemente de la presión que proporcione el tanque de alimentación o de la descarga que proporcione el dispositivo de control. El dispositivo de control, al disponer de una carga constante, permite también dosificar un caudal constante y uniforme.

3.5 Propuesta de Operación y Mantenimiento de la Planta Potabilizadora de agua.

Operación es la acción de hacer funcionar correctamente las obras de abastecimiento de agua.

Mantenimiento es la acción de prevenir o reparar las obras del sistema de abastecimiento de agua para que siga funcionando sin problemas.

El mantenimiento correctivo es la acción de reparar daños por causa de accidentes o desgaste de las instalaciones que conforman la planta de agua.

El mantenimiento preventivo, es la acción que se realiza antes que se produzcan los daños en el sistema de agua y así evitar mayores problemas; de esta manera se asegura el abastecimiento de agua potable permanente y minimizando gastos.

Tomando como referencia al Manual de Operación y Mantenimiento de Sistemas de Agua Rurales proporcionado por el Ministerio de Agua – Viceministerio de Servicios Básicos, se propone lo siguiente:

3.5.1 Operación y Mantenimiento de los Tanques de Almacenamiento (Regulación y Reserva)

La Operación de los tanques de almacenamiento se realiza abriendo las válvulas de paso que alimenta la red de distribución. La válvula de desagüe o de limpieza debe estar cerrada.

Tabla III-19

Operación y Mantenimiento de los Tanques de Almacenamiento (Regulación y Reserva)

Tarea	Frecuencia
Revisar las tuberías de ingreso, salida, ventilación, limpieza y rebalse.	Diaria
Revisar el cerco de protección, observar si hay animales en la cercanía.	
Revisar las tuberías de ingreso, salida, ventilación, limpieza y rebalse.	
Controlar la tapa sanitaria de ingreso al tanque, cuidar de que siempre está en su lugar y asegurada con un candad	Semanal
Revisar si existen grietas, rajaduras o filtraciones en la estructura del tanque.	Mensual
Limpiar hierbas y maleza del área cercana a los tanques.	

<p>Limpiar con cepillo metálico las paredes y el fondo del tanque. Antes de realizar esta labor, cerrar las válvulas de ingreso y salida del tanque, luego abrir la válvula de desagüe para vaciar el mismo.</p>	<p>Cada seis meses</p>
<p>Según sea el tamaño del Tanque, preparar en baldes, solución de hipoclorito de sodio que contenga 100 Ppm de cloro. Con la solución y un cepillo lavar las paredes, fondo y techo del tanque.</p> <p>Terminada esta labor, dejar por dos horas, luego sin ingresar al tanque, lavar con agua hasta que su interior no huelga a cloro. Luego cerrar la válvula de desagüe para almacenar nuevamente agua.</p>	
<p>Pintar las estructuras metálicas (como ser tapas, etc) para evitar la corrosión.</p>	<p>Cada año</p>

Fuente. Elaboración propia.

3.5.2 Operación y Mantenimiento de los Floculadores

Al momento de realizar el mantenimiento de uno de los tanques de Floculación, el segundo continúa su funcionamiento.

Tabla III-20
Operación y Mantenimiento de los Floculadores

Tarea	Frecuencia
Revisar la dosis coagulante que se está aplicando o el ajuste o calibración del dosificador.	Diaría
Revisar el cerco de protección, observar si hay animales en la cercanía.	
Verificar la existencia de zonas muertas, donde se pueden depositar los flóculos. Este material depositado se fermenta fácilmente y puede producir sabor y olor en el efluente de la planta.	
Limpieza manual periódica y lavado del tanque de floculación y de las placas; esta limpieza se realiza vaciando la unidad.	Semanal
Revisar si existen grietas, rajaduras o filtraciones en la estructura del tanque.	Mensual
Limpiar hierbas y maleza del área cercana a los tanques.	

<p>Revisar si faltan placas, porque esto distorsiona el flujo dentro de la unidad, lo cual crea zonas muertas y pasos directos del agua que anulan el recorrido entre el conjunto de pantallas. Esto disminuye el tiempo de permanencia del agua en la unidad y afecta la formación del flóculo.</p>	<p>Cada seis meses</p>
<p>Revisar la disposición de las placas después de una actividad de mantenimiento en que estas hayan sido removidas y comprobar que no se haya alterado el espaciamiento entre ellas y la amplitud de las vueltas. Cuando el espaciamiento entre las pantallas se reduce, se crean variaciones en la velocidad del flujo, que afectan la formación del flóculo.</p>	<p>Luego de cada actividad de Mantenimiento</p>

Fuente. Elaboración propia.

3.5.3 Operación y Mantenimiento del Sedimentador

Tabla III-21

Operación y Mantenimiento del Sedimentador

Tarea	Frecuencia
Revisar el cerco de protección, observar si hay animales en la cercanía.	Diaria
Verificar la existencia de zonas muertas, donde se pueden depositar los flóculos. Este material depositado se fermenta fácilmente y puede producir sabor y olor en el efluente de la planta.	
<p>Limpieza manual periódica, evacuación de lodos y lavado del Sedimentador.</p> <p>El lavado se realiza por dos motivos:</p> <p>a) Cuando el depósito de lodo se llena, ocurre cuando el agua presenta alta turbidez y se produce gran cantidad de lodo, esto pasa generalmente en época de lluvias.</p> <p>b) Cuando comienza la fermentación del lodo almacenado, se produce cuando el tratamiento es discontinuo o el agua cruda está clara y se forma poco lodo. En este caso, la fermentación se inicia antes de que el lodo llene el depósito.</p> <p>Por lo general, la capa espesa de lodo o el inicio de fermentación se produce</p>	<p>Quincenal o Mensual para el caso a</p> <p>Cada 2 a 3 meses máximo para el caso b</p>

después de tres o cuatro meses de usar el Sedimentador, según la calidad del agua y la temperatura ambiental.	
Revisar si existen grietas, rajaduras o filtraciones en la estructura del tanque.	Mensual
Limpiar hierbas y maleza del área cercana a los tanques.	
Algunas veces, en las paredes del Sedimentador y en los canales, tanto de entrada como de salida, se forman incrustaciones de algas y de lodo, que dan un mal aspecto y pueden llegar a los filtros e impedir su buen funcionamiento. Cuando esto sucede, se debe realizar una limpieza para retirar tales incrustaciones con más frecuencia sin tener que vaciar el decantador.	

Fuente. Elaboración propia.

3.5.4 Operación y Mantenimiento de los Filtros de Grava

Tabla III-22

Operación y Mantenimiento de los Filtros de Grava

Tarea	Frecuencia
Revisar el cerco de protección, observar si hay animales en la cercanía.	Diaria
<p>Durante el proceso de filtración, la capa de lodo aumenta y ofrece mayor resistencia al paso del agua (pérdida de carga) y el filtro pierde caudal y dicha pérdida ya no resulta económica, por tanto se debe limpiar el filtro de forma manual, en este caso se debe proceder al raspado del filtro. Se retira una capa de grava con el lodo de toda la superficie filtrante.</p> <p>Mientras uno de los filtros se está lavando, el segundo continúa en funcionamiento.</p>	<p>Semanal en época de lluvias</p> <p>Máximo cada 15 días en época de estiaje</p>
Revisar si existen grietas, rajaduras o filtraciones en la estructura del tanque.	Mensual
Limpiar hierbas y maleza del área cercana a los tanques.	

Fuente. Elaboración propia.

3.5.5 Operación y Mantenimiento de los Filtros de Arena

Tabla III-23
Operación y Mantenimiento de los Filtros de Arena

Tarea	Frecuencia
Revisar el cerco de protección, observar si hay animales en la cercanía.	Diaria
<p>Durante el proceso de filtración, la capa de lodo aumenta y ofrece mayor resistencia al paso del agua (pérdida de carga) y el filtro pierde caudal y dicha pérdida ya no resulta económica, por tanto se debe limpiar el filtro de forma manual, en este caso se debe proceder al raspado del filtro. Se retira una capa de uno a dos centímetros de arena con el lodo de toda la superficie filtrante.</p> <p>Después de extraer la capa de arena de dos centímetros, se rastrilla el lecho para esponjar la superficie y se le pasa un emparejador.</p> <p>Mientras uno de los filtros se está lavando, el segundo continúa en funcionamiento.</p>	<p>Semanal en época de lluvias</p> <p>Máximo cada 15 días en época de estiaje</p>
Revisar si existen grietas, rajaduras o filtraciones en la estructura del tanque.	Mensual
Limpiar hierbas y maleza del área cercana a los tanques.	

Fuente. Elaboración propia.

3.5.6 Operación y Mantenimiento del Hipoclorador

Tabla III-24

Operación y Mantenimiento del Hipoclorador

Tarea	Frecuencia
Revisar la dosificación de Cloro.	Diaria
Aforar el caudal para determinar la dosificación de cloro.	
Reponer el cloro del hipoclorador	Semanal
Renovar accesorios y tacho de plástico que contiene la solución de hipoclorito de Sodio	Cada año

Fuente. Elaboración propia.

4.1 DATOS FINANCIEROS

Los datos financieros reportados por la unidad de prestación del servicio de agua en el Municipio de Uriondo, se muestran en la Tabla IV-1.

Tabla IV-1

Ingresos – Egresos por servicio de agua en la gestión 2015

Concepto	Monto (Bs.)
INGRESOS	116700
Ingresos por servicios	
Por agua	112200
Por alcantarillado sanitario	-
Por conexiones	4500
Otros	-
EGRESOS	255755
Sueldos	30000
Reparaciones	130000
Materiales e insumos	50300
Imprevistos	45455
Utilidad/Pérdida Operativa	-139055

Fuente. Dirección de obras públicas – Municipio de Uriondo (Gestión 2015).

El cuadro precedente muestra la existencia de una pérdida operativa que es financiada o subsidiada por el Gobierno Autónomo Municipal, el cual transfiere todos los recursos financieros para el manejo técnico y administrativo de los servicios. Este resultado operativo, en la actualidad no permite generar recursos para dar cobertura a los requerimientos de inversiones de reposición de activos menores y ampliación del servicio, las que necesariamente deben ser subvencionadas de acuerdo a la política del Municipio.

En el Municipio de Uriondo no se lleva un registro exacto de consumo de agua por parte de sus pobladores debido a la carencia de medidores de agua. La tarifa actual es plana y fija con un monto de 10 Bs/mes para todos los usuarios del servicio de agua y alcantarillado y para los de consumo medido que son solo dos usuarios industriales (CENAVIT y Caritas), es de 1 Bs./m³; esta tarifa está vigente desde 1998 cuando fue aprobada en asamblea general. Desde esa fecha, la tarifa no ha sufrido ajustes ni está indexada.

El cobro de agua se realiza por estimación en base al número de puntos de agua que hay en el domicilio de cada usuario.

En referencia a la estructura tarifaria, es importante señalar:

- La tarifa no tiene un cargo variable ni presenta un cupo básico de consumo, no se identifica otros cobros por el suministro periódico del servicio.
- No existen políticas de aplicación de subsidios cruzados en la estructura tarifaria.
- No existe micro medición y el nivel tarifario no permite generar ingresos para cubrir costos operativos, por ello, no se dispone de excedentes para la ejecución de inversiones de expansión del servicio de agua potable; por tanto, éstos deben ser subsidiados.

4.2 DETERMINACIÓN DE ESTIMACIÓN DE PRESUPUESTOS PARA LAS ALTERNATIVAS DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE ELEGIDAS

De acuerdo al análisis se presenta el costo de mejoramiento y ampliación del sistema existente y con capacidad de oferta hasta el año 2031 tanto para atender las necesidades de Uriondo como de las comunidades que se benefician.

4.2.1 Costo de Construcción de la Unidades adicionales propuestas para la PTAP de Uriondo

Los presupuestos de obra fueron elaborados en base a los precios unitarios, ponderados con los cálculos métricos, los mismos que fueron calculados a partir de la información recogida en campo y a los diseños y verificaciones de ingeniería realizados.

Los precios unitarios obtenidos se encuentran en Bolivianos, y pueden convertirse a Dólares Americanos utilizando el tipo de cambio oficial de 6.96 Bs. por cada 1.00 \$us.

Costo de Construcción de la Unidades adicionales en la PTAP de Uriondo

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Precio Unitario	Parcial (Bs)
>	M01 - Tanque de Regulación				205.481,87
1	Desbroce y limpieza	m ²	66,36	18,96	1.258,19
2	Replanteo	m ²	66,36	5,56	368,96
3	Excavación manual	m ³	112,82	87,50	9.871,75
4	H°A° para tanque	m ³	42,50	4.555,50	193.608,75
5	Tapa de plancha metálica	pza	1,00	374,22	374,22
>	M02 - Tanque de Reserva				205.481,87
6	Desbroce y limpieza	m ²	66,36	18,96	1.258,19
7	Replanteo	m ²	66,36	5,56	368,96
8	Excavación manual	m ³	112,82	87,50	9.871,75
9	H°A° para tanque	m ³	42,50	4.555,50	193.608,75
10	Tapa de plancha metálica	pza	1,00	374,22	374,22
>	M03 - Cámara de Aquietamiento y Sedimentador				53.264,41
11	Hormigón simple para canales	m ³	0,18	1.016,31	182,94
12	Desbroce y limpieza	m ²	15,36	18,96	291,23
13	Replanteo	m ²	15,36	5,56	85,40
14	Excavación manual	m ³	18,45	87,50	1.614,38
15	H°A° para tanque	m ³	11,00	4.555,50	50.110,50
16	Pantalla difusora de H°A°	m ³	0,20	4.899,78	979,96
>	M04 - Tanque de Floculación				272.798,83
17	Desbroce y limpieza	m ²	56,00	18,96	1.061,76
18	Replanteo	m ²	56,00	5,56	311,36
19	Excavación manual	m ³	53,20	87,50	4.655,00
20	H°A° para tanque	m ³	18,70	4.555,50	85.187,85
21	Hormigón simple para canales de entrada y salida	m ³	0,80	1.001,96	801,57
22	Pantallas de fibro cemento eterboard	m ²	760,32	237,77	180.781,29
	Total presupuesto:				737.026,98

Son: Setecientos Treinta y Siete Mil Veintiseis con 98/100 Bolivianos

Fuente. GOBA Arquitectura & Construcción.

El costo de construcción de las unidades adicionales necesarias para mejorar el sistema de tratamiento de agua potable es de Bs. 737 026,98 o su equivalente de 105 894,582 dólares americanos.

Tabla IV-3

Costo de Construcción de Hipoclorador Hidráulico

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Precio Unitario	Parcial (Bs)
>	Tanque Químico				350
1	Tacho de plástico de 200 l.	Pza.	1	350	350
>	Accesorio, Insumos y Reactivos				5.900
2	Conector para manguera a presión	Pza.	2	4	8
3	Abrazadera de ¾"	Pza.	3	5	15
4	Manguera de conexión flexible látex-lisa	m.	2	4	8
5	Llave de paso tigre reforzado	Pza.	2	18	36
6	Niple exagonal de ½"	Pza.	2	5	10
7	Codo de ½" IPS	Pza.	1	3	3
8	Tubo Venturi de 2"	Pza.	1	1910	1910
9	Hipoclorito de sodio de 55g/l	1	60	10	600
10	Medidor de pH, Conductividad y sólidos totales disueltos	Equipo	1	1890	1.890
11	Fotómetro para la medición de cloro residual libre	Pza.	1	750	750
12	Mascarilla barbijo	Pza.	2	20	40
13	DPD	Pza.	100	6	600
14	Par de guantes de Goma	Pza.	2	15	30
	Total presupuesto:				6.250

Son: Seis mil doscientos cincuenta 00/100 Bolivianos

Fuente. Elaboración propia.

El costo para la construcción e implementación del Hipoclorador hidráulico para optimizar el sistema de desinfección del Agua de la Planta de tratamiento de agua potable de Uriondo asciende a un monto total de 6.250 Bs. (898 \$us.).

4.2.2 Costos de Operación y Mantenimiento de la Planta

El mantenimiento a tuberías solo se realiza en caso de emergencia por rotura de tuberías.

En la tabla IV-4 se muestran los costos actuales de operación y mantenimiento de la Planta potabilizadora de Agua de Uriondo, y en la tabla IV-5 el costo de energía eléctrica.

Tabla IV-4

Costos Actuales de Operación y Mantenimiento de la PTAP de Uriondo

Concepto	Monto (Bs.)
Compra de Materiales e insumos	50.300
Reparaciones	130.000
Sueldo de Operador	30.000
Imprevistos	54.540
TOTAL	264.840

Fuente. Dirección de obras públicas – Uriondo (Gestión 2015).

Tabla IV-5

Costo energético por m³ bombeado de Hipoclorito de Sodio

Costo por consumo energético (Bs./m ³)	0,206
---	-------

Fuente. Elaboración propia.

Actualmente no se lleva un buen registro del consumo energético que significa el uso de la bomba dosificadora de cloro. En ocasiones se encuentra en funcionamiento y en otras oportunidades no, debido a los cortes del suministro de energía o la falta de hipoclorito de sodio.

La tabla IV-6 muestra los costos estimados para la operación y mantenimiento de la Planta, con las consideraciones necesarias para optimizar el tratamiento de agua.

Tabla IV-6

Costos estimados de Operación y Mantenimiento de la PTAP de Uriondo con las soluciones propuestas

Concepto	Monto (Bs./mes)	Monto (Bs./Año)
Compra de Materiales e insumos	1.773	21.276
Hipoclorito de Sodio de 55g/l	2.419	29.028
*Compra de Sulfato de aluminio	1.900,8	22.809,6
Reparaciones	7.500	90.000
Sueldo de Operador	2.500	30.000
**Toma de muestras y análisis (CEANID)	1.050	12.600
Imprevistos	3.545	42.540
TOTAL	20.687,8	248.253,6

Fuente. Elaboración propia.

***Nota.** Precio unitario Bs. 4,4 por Kilogramo de alumbre, dato proporcionado por COSAALT.

** En base a la NB 689, para toma de muestras de agua en plantas de tratamiento de agua potable cuya fuente sea agua superficial, para poblaciones de 5001 a 20000 habitantes, mínimamente se deben tomar 2 muestras/mes para su respectivo análisis básico.

Tabla IV-7

Costo energético estimado por m³ bombeado de Hipoclorito de Sodio

Costo por consumo energético (Bs./m³)	0,00
---	------

Fuente. Elaboración propia.

En este punto no se ha considerado el costo de energía eléctrica, debido a que la cloración con bomba dosificadora será reemplazada por el Hipoclorador hidráulico que no emplea energía eléctrica y solo opera por la succión del caudal de agua que pasa por el mismo, el cual también garantiza la desinfección de manera constante

pues no depende de la electricidad si no del efecto de succión que crea el paso de agua.

Tabla IV-8
Costo de Inversión inicial

Costos	Monto (Bs./año)
Construcción de las unidades	737.026,98
Construcción de Hipoclorador Hidráulico	6.250
TOTAL	743.276,98

Fuente. Elaboración propia.

4.3 VALOR ANUAL EQUIVALENTE

El valor anual equivalente (VAE) provee una base para medir el valor de una inversión determinada por pagos iguales en la base de un año.

$$\min VAE = \left(\frac{\left[\left| \sum_{t=0}^K \frac{I_t}{(1+r)^t} \right| + \left| \sum_{t=K}^n \frac{COYM}{(1+r)^t} \right| \right]}{\sum_{t=K}^n \frac{\text{Variable de Eficacia}}{(1+r)^t}} \right) * \frac{(1+r)^n * r}{(1+r)^n - 1}$$

Donde: VAE Valor Anual Equivalente

I_t Inversión inicial, en Bs.

COYM Costos de operación y mantenimiento, en Bs.

r Tasa de descuento

Variable de eficacia, en este caso se considera el caudal en m³/año en el período de diseño de 15 años.

El indicador de eficacia se puede exponer en términos de m³ manejados en el proyecto.

Con r = 5% en el período de 15 años:

Tabla IV-9

Inversión inicial y costos anuales de operación y mantenimiento

$\left[\left \sum_{t=0}^K \frac{I_t}{(1+r)^t} \right + \left \sum_{t=K}^n \frac{COYM}{(1+r)^t} \right \right]$	AÑO	Costos (Bs.)
INVERSIÓN	0	743276,98
COSTOS DE OyM	1	236432
COSTOS DE OyM	2	225173,333
COSTOS DE OyM	3	214450,794
COSTOS DE OyM	4	204238,851
COSTOS DE OyM	5	194513,192
COSTOS DE OyM	6	185250,659
COSTOS DE OyM	7	176429,199
COSTOS DE OyM	8	168027,808
COSTOS DE OyM	9	160026,484
COSTOS DE OyM	10	152406,175
COSTOS DE OyM	11	145148,738
COSTOS DE OyM	12	138236,894
COSTOS DE OyM	13	131654,184
COSTOS DE OyM	14	125384,938
COSTOS DE OyM	15	119414,226
Sumatoria Inversión + OyM	Total	3320064,45

Fuente. Elaboración propia.

Tabla IV-10
Variable de Eficacia

CAUDALES ANUALES (m³/año)	<i>Variable de Eficacia</i> <u>(1 + r)^t</u>
238191,1225	238191,1225
244422,2023	232783,0498
250816,2871	227497,766
257377,6411	222332,4834
264110,6402	217284,4773
271019,7746	212351,085
278109,6519	207529,7042
285385,0004	202817,7917
292850,672	198212,862
300511,6456	193712,4862
308373,0302	189314,2903
316440,0687	185015,9544
324718,1409	180815,2112
333212,7674	176709,8449
341929,6134	172697,6899
350868,0377	168773,5253
Sumatoria: Variable de Eficiencia	2987848,222

Fuente. Elaboración propia.

Reemplazando en la ecuación:

$$\min VAE = \frac{3320064,45}{2987848,222} * \frac{0,10394641}{1,07892818} = 0,107054505$$

$$\min VAE = 0,107054505 \text{ Bs./m}^3$$

$$\text{Tarifa en \%} = \frac{0,107054505 \text{ Bs./m}^3}{10 \text{ Bs./m}^3}$$

$$\text{Tarifa en \%} = 0,0107 \%$$

Esto significa que la tarifa actual de agua potable deberá incrementar en un 0,0107 % por efecto de las inversiones y costos de operación y mantenimiento del nuevo proyecto.

4.3.1 Análisis de precios de las Tarifas de agua potable en Uriondo

Con la implementación del proyecto, la tarifa actual del servicio de agua potable en el Valle de la Concepción será el siguiente:

Tabla IV-11

Análisis de precios de las Tarifas de agua potable en Uriondo

Precio Actual (Bs./m ³)	Precio con la implementación del proyecto (Bs./m ³)
10	10,107

Fuente. Elaboración propia.

4.3.2 Análisis comparativo de tarifa de agua potable con COSAALT

Para verificar la viabilidad del proyecto se hizo la comparación de tarifas con la Cooperativa de Servicio de Agua y Alcantarillado de Tarija, siendo el resultado el que se muestra en la siguiente tabla:

Tabla IV-12

Análisis comparativo de tarifa de agua potable con COSAALT

Precio COSAALT (Bs./m ³)	Precio con la implementación del proyecto en Uriondo (Bs./m ³)
12,70	10,107

Fuente. Elaboración propia.

Se puede apreciar que a pesar del incremento del precio de la tarifa de agua por la implementación del proyecto en Uriondo, éste sigue siendo menor que el que se cobra en la ciudad de Tarija, lo que demuestra la viabilidad del proyecto.

4.4 COSTO ANUAL EQUIVALENTE

El Costo Anual Equivalente es un indicador usado en la evaluación de proyectos de inversión y corresponde a todos los ingresos y desembolsos convertidos en una cantidad anual uniforme equivalente que es la misma cada período; dicho más simple, el CAE sería calcular los costes de inversión por año en base a lo que se gastará en la suma total. Esto es útil cuando se compara el costo anual de las inversiones que cubren diferentes periodos de tiempo.

Para el cálculo del costo anual equivalente, se consideró una inversión igual a 743.276,98 Bs., monto perteneciente al costo de inversión inicial para el presente proyecto; además se tomó en cuenta los costos estimados de operación y mantenimiento de la planta después de la inversión; una tasa de descuento del 5% y por último una vida útil de 15 años.

Con esta información, se procedió al cálculo del Valor Actual Neto (VAN) cuya fórmula es:

$$VAN = \sum_{t=1}^n \frac{V_t}{(1+k)^t} - I_0$$

Donde:	V_t	Representa los flujos de caja en cada periodo t
	I_0	Es el valor del desembolso o inversión inicial
	t	Es el número de períodos considerado
	k	Es el tipo de interés o tasa de descuento

A partir del resultado obtenido se calculó el Costo Anual Equivalente (CAE), tomando en cuenta únicamente los egresos, tal como se muestra en la Tabla IV-13.

Tabla VI-13
Costo Anual Equivalente

Año	Flujos de efectivo	Valor Actual
0	-743276,98	(\$b 743.276,98)
1	-248253,6	(\$b 236.432,00)
2	-248253,6	(\$b 225.173,33)
3	-248253,6	(\$b 214.450,79)
4	-248253,6	(\$b 204.238,85)
5	-248253,6	(\$b 194.513,19)
6	-248253,6	(\$b 185.250,66)
7	-248253,6	(\$b 176.429,20)
8	-248253,6	(\$b 168.027,81)
9	-248253,6	(\$b 160.026,48)
10	-248253,6	(\$b 152.406,18)
11	-248253,6	(\$b 145.148,74)
12	-248253,6	(\$b 138.236,89)
13	-248253,6	(\$b 131.654,18)
14	-248253,6	(\$b 125.384,94)
15	-248253,6	(\$b 119.414,23)
Valor Actual Neto		(\$b 3.320.064,45)

Fuente. Elaboración propia.

$$CAE = VAN * \frac{(1 + i)^n * i}{(1 + i)^n - 1}$$

Donde: CAE Costo Anual Equivalente
VAN Valor Actual Neto
i Tasa de interés (5%)
n Período a evaluar

$$CAE = \text{Bs. } 319.862,60$$

4.5 EVALUACIÓN SOCIAL

La optimización de un sistema de agua potable implica tomar acciones correctivas, que mejoren el tratamiento y de esa manera garantizar que el agua que recibe la población sea limpia y libre de microorganismos patógenos.

La calidad del agua empleada por los humanos directamente para su consumo ejerce un efecto sobre la salud, si es que esta no tiene las condiciones óptimas para su uso. Existe una relación entre la contaminación del agua y una serie de padecimientos conocidos como enfermedades hídricas, cuya manifestación es del orden gastrointestinal, tales como hepatitis viral, tifoidea, salmonelosis, gastroenteritis infecciosa, entre otras. La mayoría de las infecciones de origen hídrico pueden transmitirse ingiriendo agua o alimentos contaminados por bacterias o virus entéricos o por contacto directo con aguas sucias.

4.5.1 Identificación del Beneficio - Costo

La situación actual de la PTAP de Uriondo, está determinada por la condición bacteriológica tanto del agua como de los sólidos en suspensión que contiene.

El agua que se consume, misma que no ha sido tratada adecuadamente, tiene efectos negativos en la salud de las personas, especialmente de niños y personas de la tercera edad.

Con el presente proyecto, los beneficios intangibles se encuentran relacionados con la mejora de la calidad de agua tratada y por ende mejora la calidad del servicio de agua potable de Uriondo; mejora la calidad de vida de las personas con el suministro de agua limpia y salubre, reduciendo significativamente el número de personas enfermas.

Se considera, además, que los costos en materia de salud asociados a la realización del proyecto son menores que los presentados en la situación sin proyecto al haber menos personas afectadas por enfermedades hídricas.

Además, en la situación sin proyecto, los habitantes de Uriondo tienen problemas con el abastecimiento de agua debido a los cortes periódicos sobre todo en época de estiaje. Con el proyecto, tanto los habitantes que están conectados a la red, como los que no lo están, contarían con un suministro “regular” de agua y obtendrían un mayor consumo.

5.1 CONCLUSIONES

- ✓ Se describió la Planta potabilizadora de Agua del Valle de la Concepción.
- ✓ Se realizó el diagnóstico de funcionamiento actual de la planta potabilizadora de agua del Valle de la Concepción.
- ✓ Se realizó el control de la calidad microbiológica y físico-química del agua de la planta potabilizadora de agua del Valle de la Concepción, tomando muestras tanto en la planta como en la red de distribución de dicha comunidad.
- ✓ Se diseñaron y dimensionaron, tomando como base la NB 689, la unidades complementarias necesarias para mejorar el tratamiento de potabilización de Agua para la planta de tratamiento de agua potable del Valle de la Concepción; siendo estas las siguientes: Dos tanques de almacenamiento de agua, una unidad de floculación, sedimentación, además de mejorar el sistema de cloración con el Hipoclorador hidráulico.
- ✓ Se realizó el análisis económico para determinar los costos del proyecto, sumando un total de Bs. 743.276,98 correspondiente a la inversión inicial para la construcción de las unidades necesarias.
- ✓ Se realizó una propuesta para el mantenimiento de cada una de las unidades que conforman la Planta potabilizadora de Agua del Valle de la Concepción.

5.2 RECOMENDACIONES

- ✓ Se sugiere la implementación de los tanques de almacenamiento de agua para saldar las variaciones de caudal, y garantizar un suministro continuo de agua tanto para tratamiento como para consumo de la población.
- ✓ Se recomienda implementar las unidades de floculación y sedimentación para eliminar de esta manera la turbiedad del agua.
- ✓ Se recomienda el mejoramiento del sistema de cloración para eliminación Coliformes y Escherichia coli, garantizando de esta forma que el agua que llaga a las comunidades de Uriondo está limpia y no presenta problemas para su consumo.
- ✓ Se recomienda la toma de muestras y análisis de las mismas, por lo menos dos veces al mes para asegurar que el agua está siendo tratada adecuadamente y por ende las unidades de la planta están funcionando adecuadamente.
- ✓ Se sugiere el mantenimiento y limpieza semanal de todas las unidades, lo cual favorece al tratamiento de agua y al correcto funcionamiento de las mismas.
- ✓ Se recomienda implementar medidores de agua en Uriondo y a la vez realizar un estudio tarifario completo, con la finalidad de llevar un mejor control y cobro correcto de consumo de agua potable.