

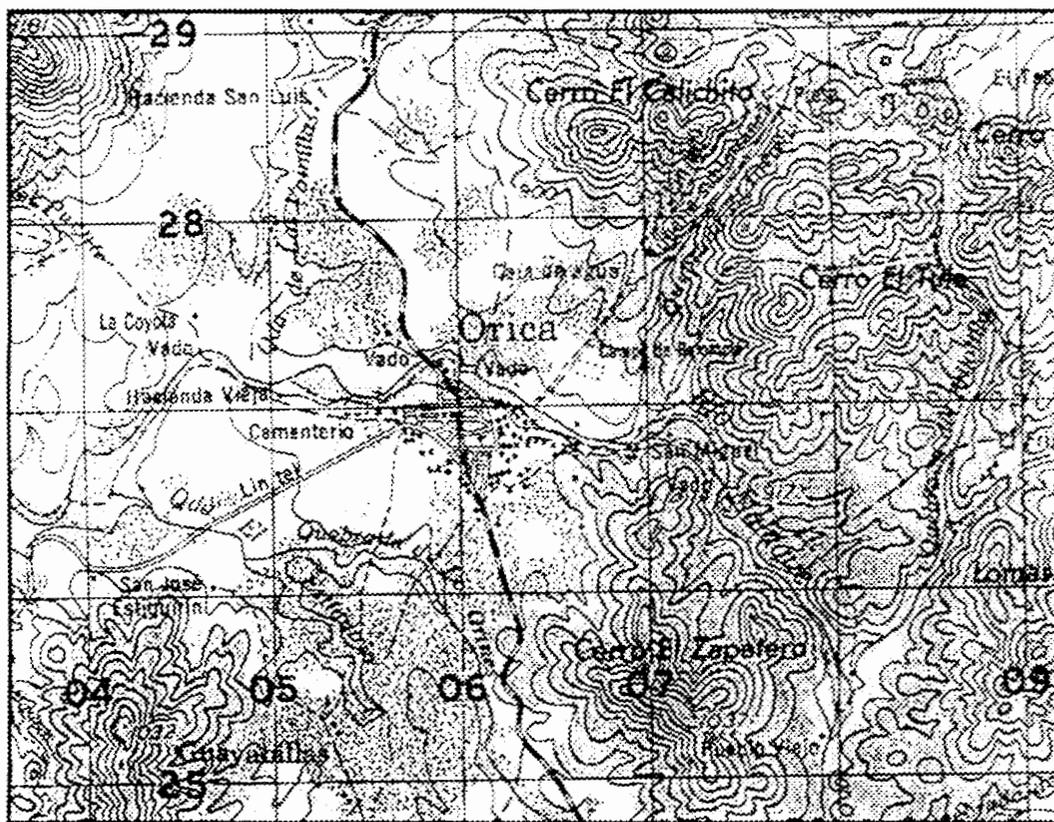


Universidad Católica del Norte
Facultad Arquitectura, Construcción e Ingeniería Civil
Departamento de Ingeniería Civil
Antofagasta - Chile



Universidad Tecnológica Centroamericana
Departamento de Ingeniería Civil
Tegucigalpa - Honduras

"ANTEPROYECTO DE DISEÑO DE INFRAESTRUCTURA SANITARIA PARA ORICA "



DESARROLLADO POR:

- AGUIRRE TAPLA, CLAUDIO
- ESPINOZA AIBAR, FELIPE
- GONZALEZ GAETE, MAURICIO
- LOPEZ ZALAZAR, JAIME
- RAMOS ARAÑA, JAVIER

TEGUCIGALPA, AGOSTO DE 2000

Este proyecto fue realizado mediante el apoyo proporcionado por la Oficina de Desarrollo Municipal e Iniciativas Democráticas de la Agencia de Los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional, bajo los términos de la donación del Convenio de Cooperación UNITEC-USAID 522-03040-A-5108-00. Los criterios técnicos manejados a lo interno no reflejan necesariamente el pensamiento de dicha Agencia Internacional.

La Universidad Tecnológica Centroamericana agradece a la Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional su valioso apoyo, para elaborar materiales educativos orientados a la formación profesional de los recursos humanos de los municipios de Honduras. Gracias a este Convenio ha sido posible elaborar este documento y hacerlo accesible a los Alcaldes, Regidores, Personal Técnico y Administrativo de las Alcaldías Municipales y Líderes Comunales. La información seleccionada será utilizada exclusivamente para fines educativos gratuitos.

**Prohibida su reproducción sin permiso de UNITEC
Tegucigalpa, M.D.C.**

B

Resumen

En conformidad al Convenio Especifico de Colaboración Interuniversitaria entre la Universidad Tecnológica Centroamericana de Honduras (UNITEC) y la Universidad Católica del Norte de Chile (UCN) y a los objetivos establecidos en el Anexo N° 1 de dicho convenio, los señores Claudio Aguirre Tapia, Felipe Espinoza Aibar, Mauricio Gonzalez Gacte, Jaime López Zalazar y Javier Ramos Araya, alumnos egresados de la carrera de Ingeniería Civil de la UCN, desarrollaran el proyecto denominado "**Diseño de Infraestructura Sanitaria para Orica y Solución Vial Paso la Joya - Rio Guarabuqui**", en beneficio para el Municipio de Orica, Departamento de Francisco Morazan, Honduras. En el presente se hace entrega, a nivel de anteproyecto, del diseño de Infraestructura Sanitaria para Orica, de cual se presenta el mejoramiento del sistema de captación y distribución de agua potable, el diseño del sistema de recolección, tratamiento y evacuación de las aguas servidas de la localidad.

C/

INDICE GENERAL

RESUMEN	i
I.- INTRODUCCIÓN	iii
II.- ANTECEDENTES PRELIMINARES	5
2.1.- ANTECEDENTES GENERALES.	5
2.1.1.- Información Geopolítica	5
2.1.2.- MEDIO FÍSICO DEL MUNICIPIO DE ORICA	6
2.1.2.1 Antecedentes Geológicos.	6
2.1.2.2 Características Climáticas de Orica.	6
2.1.3.- Datos Sociales, Infraestructura y Servicios Existentes	7
2.2.- DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	9
2.2.1.- Planteamiento del Problema	9
2.2.2.- Visualización del Problema	10
2.2.2.1.- Saneamiento	10
2.2.2.2.- Agua Potable	11
2.2.2.3.- Infraestructura de Comunicación Terrestre en el Paso La Joya-Río Guarabuquí	11
2.3.- OBJETIVOS DEL ESTUDIO	12
III.- ESTUDIOS PREVIOS	13
3.1.- INTRODUCCIÓN	13
3.2.- ESTUDIO DE POBLACIÓN	13
3.2.1.- Introducción	13
3.2.2.- Situación Actual	13
3.2.3.- Análisis	14
3.2.4.- Estudio de la Tasa De Crecimiento Y Proyección De Población	16
3.2.5.- Consideraciones De Análisis	18
3.2.5.1.- Período Sin Proyecto	18
3.2.5.2.- Período Con Proyecto	19
3.2.6.- Estabilización De Crecimiento y Elementos que lo Acotan	20
3.3.- ESTUDIO DE LA CALIDAD DE LAS AGUAS.	23
3.4.- ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS	24
3.4.1.- Generalidades	24
3.4.1.1.- Objetivo	24
3.4.1.2.- Antecedentes	25
3.4.2.- Exploración del Subsuelo	25
3.4.2.1.- Descripción del Lugar	25
3.4.3.- Descripción de las Calicatas	27

3.4.3.1.- Estratigrafía	27
3.5.- ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS	29
3.5.1.- Generalidades ,Objetivos y Alcances del Estudio	29
3.5.2.- Topografía	30
3.5.3.- Taquimetría	30
3.5.3.1.- Poligonales	30
3.5.3.2.- Medición de Ángulos	31
3.5.3.3.- Radiación de Puntos	31
3.5.3.4.- Planos	32
3.5.4.- Nivelación	32
IV.- ESTUDIO SANITARIO RED DE AGUA POTABLE	33
4.1.- DIAGNÓSTICO OPERATIVO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	33
4.1.1.- INTRODUCCIÓN	33
4.1.2.- DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EXISTENTE	33
4.1.3.- FUENTES DE ABASTECIMIENTO	34
4.1.4.- CONDUCCIONES	37
4.1.5.- DESARENADORES	39
4.1.6.- ESTANQUES	40
4.1.7.- CLORACIÓN	42
4.1.8.- RED DE DISTRIBUCIÓN	42
4.1.9.- AFOROS	44
4.1.10.- ANÁLISIS HIDRÁULICO DEL SISTEMA ACTUAL DE AGUA POTABLE	46
4.1.10.1.- CAPACIDAD DE ABASTECIMIENTO	47
4.1.10.2.- CONDUCCIONES	47
4.1.10.3.- REGULACIÓN	47
4.1.10.4.- DESARENADOR	49
4.1.11.5.- ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA RED ACTUAL DE DISTRIBUCIÓN	49
4.2.- MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA LOCALIDAD DE ORICA	54
4.2.1.- BASE DE CÁLCULO	54
4.2.1.1.- ESTUDIO DE DOTACIÓN	54
4.2.1.2.- PERÍODO DE PREVISIÓN	56
4.2.1.3.- CAUDALES DE DISEÑO	56
4.2.1.4.- CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE LAS OBRAS	57
4.2.1.4.1.- PRESIONES EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN	57
4.2.1.4.2.- VELOCIDAD EN LAS CONDUCCIONES	58
4.2.1.4.3.- PÉRDIDAS DE CARGA POR FRICCIÓN	59
4.2.2.- MEJORAMIENTO DEL SISTEMA AGUA POTABLE	60
4.2.2.1.- FUENTES DE ABASTECIMIENTO.	60
4.2.2.2.- OBRAS DE TOMA.	63
4.2.2.2.1.- DIMENSIONAMIENTO DEL CANAL DE DERIVACIÓN	63
4.2.2.2.2.- CÁMARA HÚMEDA DE RETENCIÓN	65

4.2.2.2.3.- DIMENSIONAMIENTO DE LA REJILLA	65
4.2.2.2.4.- DIRECCIONAMIENTO DEL CAUCE DEL RÍO	66
4.2.2.2.5.- MANTENIMIENTO DEL SISTEMA DE CAPTACIÓN.	66
4.2.2.3.- CONDUCCIÓN	67
4.2.2.3.1.- NUEVAS CONDUCCIONES	67
4.2.2.3.2.- SISTEMA DE SEGURIDAD EN LAS CONDUCCIONES	71
4.2.2.3.3.- ANÁLISIS GOLPE DE ARIETE	72
4.2.2.3.4.- COMENTARIOS	73
4.2.4.- SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DE ORICA	75
4.2.4.1.- ESTANQUES DE REGULACIÓN	75
4.2.4.2.- RED DE AGUA POTABLE	75
4.2.5.- DESARENADOR	79
4.2.5.1.- DESARENADOR NUEVA CONDUCCIÓN	79
4.2.5.2.- DESARENADOR OSEGUERA	83
4.2.6.- CLORACIÓN	87
4.2.6.1.- CLORACIÓN ESTANQUE DE REGULACIÓN NUEVO	88
4.2.6.2.- CLORACIÓN ESTANQUE DE REGULACIÓN EXISTENTE	88
4.2.7.- OBSERVACIONES	89
V.- ESTUDIO SANITARIO RED DE ALCANTARILLADO	90
5.1.- INTRODUCCIÓN	90
5.2.- GENERALIDADES Y ALCANCES	90
5.3.- BASE DE CÁLCULO RED DE RECOLECCIÓN	92
5.3.1.- CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO	92
5.3.1.1.- CAUDALES MEDIOS DE AGUAS SERVIDAS (QMED)	92
5.3.1.2.- CAUDALES MÁXIMO HORARIO DOMÉSTICO (QMAX H)	92
5.3.1.3.- CAUDALES MÍNIMOS (QMIN)	93
5.3.1.4.- CAUDAL DE INFILTRACIÓN (QINF.)	94
5.3.2.- FÓRMULAS Y CRITERIOS DE CÁLCULO	94
5.3.2.1.- RUGOSIDAD DE CAÑERÍAS COLECTORAS	94
5.3.2.2.- ALTURA DE ESCURRIMIENTO	94
5.3.2.3.- VELOCIDAD DE ESCURRIMIENTO	95
5.3.2.3.1.- VELOCIDAD MÍNIMA	95
5.3.2.3.2.- VELOCIDAD MÁXIMA	96
5.3.2.4.- DIÁMETROS	96
5.3.2.5.- PENDIENTES	96
5.3.2.5.1.- PENDIENTE MÍNIMA	96
5.3.2.5.2.- PENDIENTE MÁXIMA	96
5.4.- EVALUACIÓN DE SISTEMA DE RECOLECCIÓN DE AGUAS NEGRAS PARA VIVIENDAS UBICADAS EN COTAS BAJAS	97
5.4.1.- PLANTA DE BOMBEO	97
5.4.1.1.- IMPULSIÓN	97
5.4.1.2.- ALTURA DE ELEVACIÓN	98
5.4.1.3 EQUIPOS	98

5.4.1.4.- GOLPE DE ARIETE	99
5.4.1.5.- POZO DE ASPIRACIÓN	100
5.4.2 POZOS SÉPTICOS	101
5.5.- SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA	103
5.6.- INSTALACIONES COMPLEMENTARIAS Y ESTRUCTURAS ESPECIALES	104
5.6.1.- POZOS DE INSPECCIÓN (CÁMARAS)	104
5.6.1.1.- UBICACIÓN	104
5.6.1.2.- DISTANCIAS	105
5.6.1.3.- DISEÑO DE POZOS O CÁMARAS	105
5.6.1.4.- POZO O CÁMARA DE TIPO COMÚN	105
5.6.1.5.- DISEÑO DE POZOS O CÁMARAS DE CONCRETO	105
5.6.1.6.- DISEÑO DE POZOS O CÁMARAS DE CAÍDA	105
5.6.2.- CAJAS	106
5.6.2.1.- CAJAS DE REGISTRO	106
5.6.2.2.- CAJAS DE CAÍDA	106
5.7.- FORMATOS DE PRESENTACIÓN	106
5.7.1.- NOMENCLATURAS DE TUBERÍAS	106
5.7.1.1.- EMISARIO, INTERCEPTORES Y COLECTORES	107
5.7.1.2.- LATERALES	107
5.7.2 NOMENCLATURAS DE CÁMARAS	107
VI.- ESTUDIO SANITARIO. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS DOMESTICA	109
6.1.- INTRODUCCIÓN	109
6.2.- CONSIDERACIONES PARA EL ESTUDIO	110
6.2.1.- Exigencias mínimas al efluente	113
6.3.- ESTUDIO DE ALTERNATIVAS	114
6.3.1.- Identificación de alternativas	114
6.3.1.2.- Tratamiento primario	116
6.3.1.2.1.- Selección de alternativa	116
6.3.1.2.2.- Alternativa seleccionada para tratamiento primario	118
6.3.1.3.- Tratamiento secundario	119
6.3.1.3.1.- Evaluación de alternativas	125
6.3.1.3.2.- Selección de alternativa tratamiento secundario	132
6.3.1.4.- Tratamiento terciario	132
6.4.- PREDISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DE PLANTA DE TRATAMIENTO	133
6.4.1.- Proceso de tratamiento	133
6.4.1.- Conducción	134
6.4.2.- Recolección de sólidos gruesos y elementos extraños	135

6.4.3.- Desarenado y sedimentación de sólidos menores	137
6.4.4.- Tratamiento biológico	141
6.4.5.- Sedimentación secundaria	145
6.4.6.- Aforador de caudal	145
6.4.7.- Disposición final de residuos sólidos	145
6.4.8.- Desinfección	148
6.5.- CONSIDERACIONES GENERALES	151
VII.- ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL PRELIMINAR DEL PROYECTO DE INFRAESTRUCTURA SANITARIA	154
7.1 INTRODUCCIÓN	154
7.2.- LINEA BASE DEL PROYECTO	154
7.2.1 Impacto sobre las Aguas.	155
7.2.2 Impacto sobre el Aire.	155
7.2.3 Impacto sobre el Suelo.	155
7.2.4 Impacto de Orden Socioeconómico	156
7.3 EVALUACIÓN CON PROYECTO	156
7.4.- RECOMENDACIONES GENERALES PARA LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS	159
VIII.- EVALUACION ECONOMICA	160
8.1. INTRODUCCION	160
8.2.- JUSTIFICACION DE LA NECESIDAD DE PROYECTO	160
8.3.- MEJORAMIENTO SISTEMA DE AGUA POTABLE	161
8.3.1.- Descripción de la situación actual	161
8.3.2.- Estudio de la demanda	161
8.3.2.1.- Plazo de Previsión y Período de Análisis	161
8.3.2.2.- Proyección de Población	162
8.3.2.3.- Dotación de Diseño	162
8.3.2.4.- Caudales de Diseño	162
8.3.3.- Inversiones	163
8.3.3.1.- Presupuesto General del Estudio	163
8.3.3.2.- Definición Proyecto Incremental	165
8.3.4.- Costos de operación	165
8.3.5.- Evaluación privada	166
8.3.5.1.- Bases y Criterios Generales	166
8.3.5.2.- Ingresos	167
8.3.6.- Conclusiones	167

W

8.4.- RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS	169
8.4.1.- Disposición de Excretas	169
8.4.2.- Demanda Sistema de Alcantarillado de Aguas Servidas	169
8.4.2.1.- Bases de Cálculo	169
8.4.2.2.- Caudales de Diseño	170
8.4.3.- Inversiones	170
8.4.3.1.- Presupuesto General del Estudio	170
8.4.4.- Costos Operacionales	175
8.4.5.- Metodología de Evaluación	176
8.4.6.- Evaluación privada	177
8.4.6.1.- Bases y Criterios Generales	177
8.4.6.2.- Ingresos	178
8.4.7.- Conclusiones	178
8.5.- CONCLUSIONES GENERALES	180

1
2

INDICE DE TABLAS

2.1	Lluvia y Temperatura Máxima y Mínima Promedio Mensual	7
2.2	Datos Censo 1988. Municipio de Orica	8
2.3	Datos de Población Orica	8
2.4	Patologías más Frecuentes en Orica	9
3.1	Resultados Análisis de Agua. Fuentes Actuales	23
3.2	Resultados Análisis de Agua. Posibles Fuentes	23
3.3	Resultados Análisis de Agua. Puntos de la Localidad	24
3.4	Poligonales, Estaciones y Ubicación - Orica Urbano	30
4.1	Características Estanques de Regulación	40
4.2	Resumen Tuberías	43
4.3	Aforo Estanque Oseguera	45
4.4	Aforo Estanque Incienzo	46
4.5	Necesidad de Regulación	48
4.6	Caudales de Diseño	57
4.7	Conducción Fuente Ilusión-Desarenador	74
4.8	Conducción Fuente BaoBad-Desarenador	74
5.1	Requisito del Efluente	91
5.2	Factores Tecnicos de Solucion	103
6.1	Volumen Medio Anual de de residuos retenidos	146
6.2	Dosificación base de CaO	147
7.1	Impactos Generados por Nuevo proyecto Sanitario	156
8.1	Proyección de Población	162
8.2	Caudales de Diseño Agua Potable	163
8.3	Caudales de Diseño Alcantarillado	170

INDICE DE GRAFICOS

2.1	Lluvia y Temperatura Máxima y Mínima Promedio Mensual	7
3.1	Crecimiento a la Fecha, Modelo Aritmetico	15
3.2	Comparación Curvas de Crecimiento Exponenciales	17
3.3	Comparación Curvas Crecimiento Vegetativo	17
3.4	Comparación Curvas Crecimiento Geométrico	18
3.5	Curva Modelo de Crecimiento de la Poblacion de Orica	22

L
A

INDICE ILUSTRACIONES, FOTOGRAFIAS E IMAGENES

2.1	Departamentos de Honduras. Departamento de Francisco Morazan.	5
2.2	Unidades Estatigraficas del Municipio de Orica	6
2.3	Aldeas del Municipio de Orica	8
4.1	Captación. Incienso	35
4.2	Captación. Incienso	36
4.3	Cámara de Captación. Incienso	36
4.4	Captación. Oseguera	37
4.5	Golpe Tubería de Conducción llegada Estanque de Incienso	38
4.6	Desarenador Incienso	39
4.7	Entrada de agua captada al desarenador	40
4.1	Imagen Vista Línea de Conducción Quebrada de Incienso	38
4.2	Imagen Ubicación Fuentes de Captacion Ilucion y BaoBad	62
4.3	Imagen Conducciones desde Captaciones Ilusión y BaoBad	69
4.1	Esquema de Presiones	50
4.2	Esquema de Mapa de Presiones	51
4.3	Esquema de Perdidas en Tuberias	52
4.4	Esquema de Cloro Circulante en la Red	53
4.5	Esquema Presiones Nuevas de Agua Potable, Orica	77
4.6	Esquema de Mapa de Presiones, Nueva Red Orica	78
4.7	Esquema de Cloro Circulante en Nueva Red	78
5.1	Nomenclatura de Red de Alcantarrillado	108

INDICE ANEXOS

A	Estudios Previos	
	Curva Modelo de Crecimiento Poblacional	
	Topografía	
	Mecánica de Suelos	
	Estudios Calidad de Aguas	
B	Estudio Sanitario Agua Potable.	
	Resultados Epanet 2.0 Para Nodos y Lineas de la Red (Red Actual)	
	Resultados Epanet 2.0 Para Nodos y Lineas de la Red (Red Nueva)	
	Presupuesto Estimativo Mejoramiento de Agua Potable Orica	
	Análisis Hidraulico y Perfiles Reducidos Conducciones	

Catalogos de Miniventosas, Valvulas

- C Estudio Sanitario. Alcantarillado**
 - Calculos de la Red de Alcantarillado**
 - Calculo de Movimiento de Tierra y Arena**
 - Catalogo de Bomba**
 - Presupuesto Estimativo de la Red de Alcantarillado**

- D Estudio Sanitario. Planta de Tratamiento**
 - Estudios Planta de Tratamiento**
 - Verificacion de Golpe de Ariete**
 - Catalogo de Bomba**
 - Presupuesto Estimativo Planta de tratamiento**

- E Especificaciones Tecnicas Generales**

I.- INTRODUCCIÓN

El presente documento constituye el informe de anteproyecto respecto del estudio y análisis del proyecto "*Proyecto Honduras*", de acuerdo a lo establecido en el "Anexo N°1 al Convenio Específico de Colaboración Interuniversitaria entre la Universidad Tecnológica Centroamericana de Honduras y la Universidad Católica del Norte de Chile", firmado en el 25 de Junio de 1999 el Convenio de colaboración y Febrero de 2000 su primer anexo.

En Anexo N°1 se define la localidad de Orica como la comunidad beneficiada con este Proyecto y los proyectos a realizar en este, que hemos denominado "*Proyecto Diseño de Infraestructura Sanitaria para Orica y Solución Vial Paso la Joya - Río Guarabugui*", además de la forma y tipo de organización que se establecerán para el funcionamiento y cumplimiento de los objetivos trazados en los documentos firmados entre ambas universidades con el fin de establecer una ayuda real y concreta al país de Honduras una vez que fue azotado por el huracán Mitch..

El documento contiene los resultados obtenidos en la ejecución de las etapas desarrolladas según la metodología de trabajo propuesta en el informe de avance N°1 "*Características de Orica, definición y análisis de la problemática presentada, programación tentativa*", fechado en Marzo de 2000.

El conjunto con los antecedentes de población, ubicación, característica climáticas y otros datos generales y de carácter específico de la zona, se entregan los estudios de crecimiento poblacional con la determinación de su tasa de crecimiento, basada en la recopilación de datos y antecedentes obtenidos de distintas fuentes de información.

Se entregan los resultados de los datos obtenidos del trabajo en terreno, que permitieron generar los estudios de topografía, un análisis de la calidad de las aguas que se consumen en Orica, el estudio de mecánica de suelos que permite realizar una pre- zonificación del suelo del casco urbano de la localidad.

Se analizan además las alternativas de soluciones para el tratamiento de aguas negras y residuales así como también su ubicación y disposición final de estas.

La problemática del recurso de agua potable se analiza y se plantea la solución adecuada de aducción y disposición del sistema de captación, como del funcionamiento de la nueva red de distribución.

En cuanto a la problemática del proyecto de infraestructura de comunicación vial, sera analizado en otro documento que analiza específicamente este punto, limitando este informe al estudio a nivel de anteproyecto de la problemática sanitaria de la localidad.

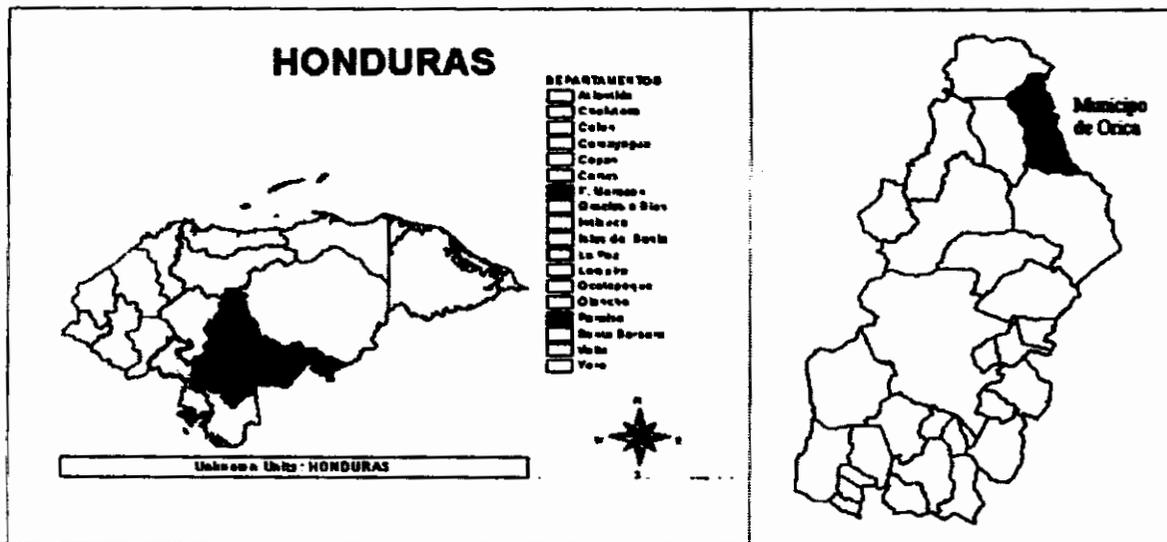
II.- ANTECEDENTES PRELIMINARES

2.1.- ANTECEDENTES GENERALES.

2.1.1.- Información Geopolítica

Orica es el poblado cabecera del Municipio de Orica, ubicado en el Departamento de Francisco Morazán, aproximadamente en los 1627000 mN y 506000 mE UTM, a los pies de la montaña Misoco, a unos 105 km. de la capital nacional, Tegucigalpa. De estos, 77 km se encuentran pavimentados en regular estado y en etapa de mejoramiento, correspondiente a la ruta 15 (carretera de Olancho) y unos 28 km corresponden a un desvío de tierra, que en su calidad de camino terciario se encuentra en regular estado. El Municipio de Orica limita al norte con el Municipio de Marale, al oeste con el Municipio de San Ignacio, al sur con el municipio de Guaimaca, Municipios del Departamento de Francisco Morazan, y al este con el Municipio de Guayape perteneciente al Departamento de Olancho. Tiene una población de 4000 habitantes, aproximadamente.

Ilustración 2.1: Departamentos de Honduras. Departamento de Francisco Morazan (al lado)



15
8

2.1.2.- MEDIO FÍSICO DEL MUNICIPIO DE ORICA

2.1.2.1 Antecedentes Geológicos.

Según el Mapa Geológico de Honduras (Hoja 2860 III G) la localidad de Orica se encuentra sobre terrazas aluviales de conglomerados de cuarzo, arenisca roja, lutita negra, arkosas, esquistos, pedernal, clásticos de diorita, bloques de caliza y roca volcánica, pertenecientes al período cuaternario, cerca del Rio Malaque se presenta la formación Qal cuaternario aluvial de arena, grava y arcilla. También en menor grado la formación del grupo Cacaguapa; compuesta de esquistos, micaceos, cloríticos y grafiticos.

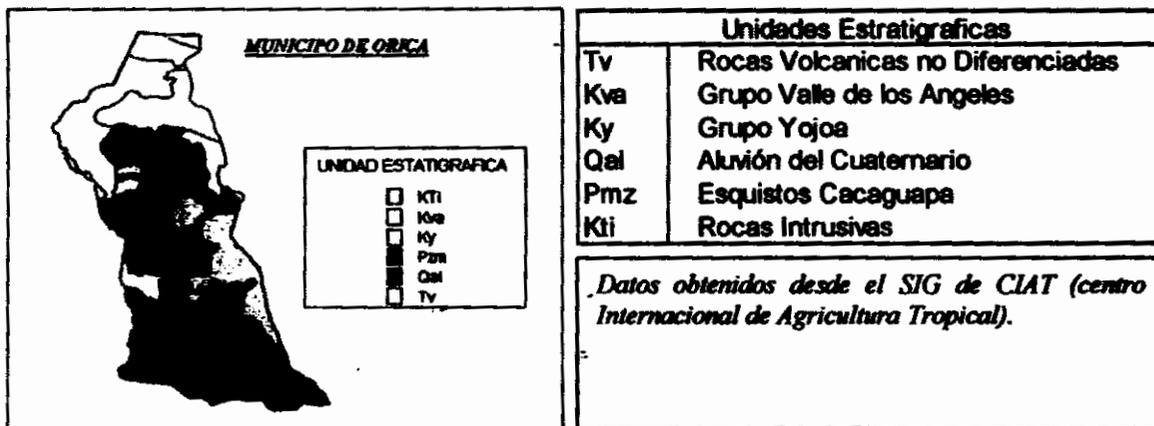


Ilustración 2.2: Unidades Estratigraficas del Municipio de Orica

2.1.2.2 Características Climáticas de Orica.

De acuerdo a la Base de Datos de Clima (1970-1999) del CIAT¹, Orica presenta cuatro meses, secos y con temperaturas bastante altas, y de mayo a noviembre meses bastante lluviosos, lo que permite tener una agricultura basada en el uso de las aguas lluvias directamente en el riego.

¹ CIAT, Centro Internacional de Agricultura Tropical.

La vegetación circundante al casco urbano es de bosque de pinos, que es explotado en forma irracional por madereras, lo que esta produciendo cierto grado de deforestacion en ciertas zonas, lo que es agravado por la quema descontrolada de matorrales y pastizales.

Las lluvias y temperaturas medias se puede visualizar en los siguientes gráficos y tablas.

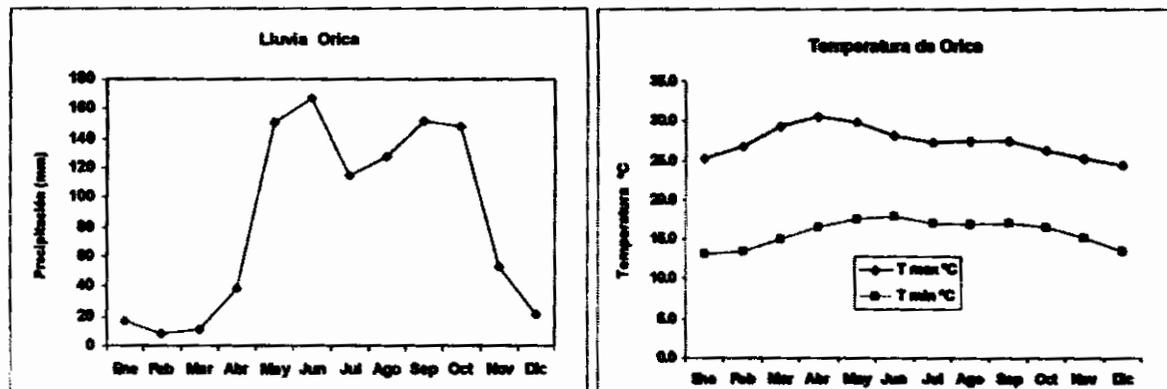


Gráfico 2.1: Lluvia y Temperaturas Máxima y Mínima Promedio Mensual

Orica	Lluvia (mm)	T max °C	T min °C
Enero	17	25	13
Febrero	9	27	13
Marzo	11	29	15
Abril	39	31	17
Mayo	151	30	18
Junio	167	28	18

Orica	Lluvia (mm)	T max °C	T min °C
Julio	115	27	17
Agosto	128	28	17
Septiembre	152	27	17
Octubre	149	26	17
Noviembre	53	25	15
Diciembre	22	24	14
Anual	1012	27	16

Tabla 2.1: Lluvia y Temperaturas Máxima y Mínima Promedio Mensual

2.1.3.- Datos Sociales, Infraestructura y Servicios Existentes

- Población: Según informes, estadísticas y censos recopilados, además del análisis efectuado en terreno, se puede proporcionar la información que Orica es una comunidad rural, cabecera del Municipio de Orica ubicado en el departamento de Francisco Morazán. En esta comunidad se estima habitan un total de 4000 personas solamente en el casco urbano, ya que en el municipio se estima que llegan a 8155 habitantes. La mayoría dedicada a la agricultura, el cuál representa la mayor fuente de ingreso de la comunidad, resaltando el cultivo del frijol rojo.

Tabla 2.2 : Datos Censo 1988. Municipio de Orica

Municipio de Orica - Datos Censo 1988	
Extensión Superficial	317.34 Km ²
Cabecera Municipal	Orica
Población	8155 Hab
Aldeas	Guatemalita San Francisco de Orica San Marquitos El Encino El Nance La Joya del Quebracho
Caceríos	88
Densidad Poblacional	24.17 Hab/Km ²
Viviendas	1810
Escuelas Oficiales	24
Numero de Aulas	60
Numero de docentes	53
Analfabetismo	35.07%
Centros de salud	Centro de Salud Medico (CESAMO) Centro de Salud Rural (CESAR)
Principales Rios	Guayape Jutiapa Guarabuqui
Montañas	La Laguna La Flor El Zarzalito



Datos Orica Urbano	
Población al 02/03/00	4200 Hab.
Nº de Viviendas	700
Población en 1998	2581 Hab.
Nº de Viviendas	448

Tabla 2.3 : Datos de Población Orica²

Ilustración 2.3: Aldeas del Municipio de Orica

- **Servicios Básicos:** Esta localidad cuenta con una red de energía eléctrica durante las 24 horas, proporcionada por la Empresa Nacional de Energía Eléctrica (ENEE). Existe también una red de agua potable que abastece a toda la población, esta se alimenta actualmente de dos fuentes de agua, Incienso que cuenta con un estanque de regulación de 50 m³ y Oseguera que cuenta con un estanque de regulación de 170 m³.

En cuanto a la disposición de aguas negras, la mayoría de la población cuenta con instalaciones sanitarias conectadas a un pozo séptico, sólo una minoría ocupa el sistema de letrina. En cuanto a los pozos sépticos, estos en su mayoría se encuentran ubicados en el jardín o antejardín de las viviendas y solo unos cuantos lo hacen fuera de su propiedad, en este caso en la calle.

² Datos entregados por Rolando Hernández (Coordinador Proyecto A.L.A 86/20, área Talanga, Ayuda de la Comunidad Europea para América Latina)

La asistencia médica se desarrolla mediante un policlínico denominado CESAMO (Centro de Salud Médico y Odontológico), en donde se encuentran un médico general que habita en el pueblo y uno de servicio social que permanece la mayor parte de la semana en el pueblo, además cuenta con dos auxiliares paramédicos. La disponibilidad del servicio es diaria con un horario de atención de 8:00 a 16:00 hrs., de forma normal y durante las 24 hrs., para casos de emergencia.

Tabla 2.4: Patologías más Frecuentes en Orica³ (En rojo, enfermedades cuyo origen sea a causa de problema sanitario)

Patologías más Frecuentes en Orica	
1	I.R.A (Infecciones Respiratorias Agudas)
2	Diarreas
3	Parasitismo Intestinal
4	Infecciones de la Piel (impetismo o piodermitis)
5	Hipertensión Arterial
6	Dengue
7	Gastritis
8	Síndrome Biliar
9	Litiasis Biliar
10	Malaria

Se observa una delegación policial que corresponde a la Jefatura Municipal de Orica, que funciona todos los días del año. Esta depende de la Jefatura Departamental N°8 de Talanga, la que depende a su vez de Casamata de Tegucigalpa.

Como servicios complementarios existe una oficina de correos, un centro de llamados con una línea disponible para el servicio y un estación de venta de combustible.

2.2.- DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

2.2.1.- Planteamiento del Problema

El Municipio de Orica solicitó, para la cabecera municipal, Orica, el estudio de ingeniería, a nivel de proyecto, el siguiente conjunto de proyectos:

³ Información entregada por Dr. Martín Díaz (CESAMO), patologías descritas en orden de importancia.

- **Saneamiento:** Recolección, tratamiento y disposición final de las aguas residuales y negras.
- **Agua Potable:** Mejorar la disponibilidad de este recurso de forma que la localidad cuente con una capacidad de abastecimiento que le permita mantener una disponibilidad continua de este recurso. Para ello, el municipio solicitó el replanteo y actualización de la tercera etapa del estudio del proyecto realizado en 1991, etapa que considera una bocatoma que se localiza en un sector denominado Quebrada de Agua, ubicado a unos 25 km de Orica.
- **Puente:** Diseño de un puente que permita la comunicación con la localidad de Guayape y otros poblados del Departamento de Olancho. La longitud aproximada con la que contaría este puente sería de 100 m y estará ubicado en el paso la Joya del río Guarabuquí.

2.2.2.- Visualización del Problema

Para poder identificar de mejor forma las problemáticas planteadas y así poder buscar una solución adecuada, es que se analiza, de acuerdo a la información recopilada, cada uno de los puntos que anteriormente fueron descritos.

2.2.2.1.- Saneamiento

Dada la magnitud de la población y el hecho de que la localidad ya dispone de un sistema y una red de agua potable, hace necesario que se cuente con un sistema de recolección y tratamiento de aguas residuales y negras. El mantener una localidad con ese índice de población sin un sistema de recolección y evacuación de estas aguas, facilita de manera apreciable el que se presenten problemas de salubridad como infecciones y enfermedades enteropatógenas y afines, así como también problemas medioambientales a mediano y largo plazo, como lo es la posible contaminación de la napa freática y todas las consecuencias que de ello deriva, aún más si se trata de una localidad cuyo principal medio de ingreso es la agricultura y que una de las fuentes de abastecimiento de los ríos es justamente por medio de la napa freática.

2.2.2.2.- Agua Potable

Se debe realizar un estudio de crecimiento poblacional para poder determinar la tasa de crecimiento y proyectar y determinar la cantidad de habitantes que demandarían el recurso y así poder estimar la dotación necesaria de agua que se debe disponer. Se aprecia actualmente que la disponibilidad del recurso no es suficiente, debido a que la población esta siendo sometida a regulaciones diarias de abastecimiento de agua potable. El poder determinar estos factores se hace necesario aún mas cuando se esta proyectando de forma paralela un sistema de recolección, tratamiento y evacuación de aguas residuales y negras, esto debido a que ambos proyectos se complementan.

La implementación de estos sistemas permitirá a la localidad de Orica optar a otro tipo de beneficios, ya que además de los beneficios sanitarios puede incrementar en posibilidades de desarrollo económico y una mejora sustancial en lo que respecta a los servicios públicos. Esto crea una nueva alternativa de ingreso en el área comercial, la localidad se puede transformar de esta forma en un lugar atractivo para visitar o vivir, se facilita la instalación de negocios del ámbito alimenticio y de servicios que permiten una mejor atención a quienes se dirigen a esta u otras localidades, no se debe olvidar que las características de la ruta que llega al poblado transforma a Orica en paso obligado de quienes viajan al interior del Departamento de Francisco Morazán. Esta posibilidad es beneficiosa desde el punto de vista que aumenta la variabilidad en el mecanismo de ingreso y con ello una mejora en las oportunidades de trabajo y la calidad de vida de sus habitantes.

2.2.2.3.- Infraestructura de Comunicación Terrestre en el Paso La Joya - Río Guarabuquí.

Existe una necesidad de mantener una comunicación terrestre continúa para el transporte desde y hacia Orica con otros poblados. Esta comunicación se ve gravemente interrumpida en los periodos de lluvia, esto es lo que ocurre en el sector denominado Paso La Joya que cruza el Río Guarabuquí, dejando aislados a distintas aldeas y caceríos, impidiendo la comercialización de

productos y la imposibilidad de estudio de niños que quedan sin poder ir a clases, por lo que se genera una pérdida económica y social grave en estos periodos de lluvia.

2.3.- OBJETIVOS DEL ESTUDIO

Los objetivos para el desarrollo de los estudios se pueden identificar bajo los siguientes puntos, los que serán desarrollados según las necesidades del municipio de Orica.

1. Diseñar un sistema de recolección y de tratamiento de aguas negras en la localidad de Orica.
2. Incremento y mejoramiento de la dotación actual y asegurar una adecuada provisión del recurso hídrico para los próximos 15 años.
3. Mejorar las condiciones de comunicación terrestre con la localidad de Guayape y con ello con las comunidades del Departamento de Olancho. (A tratar en informe "Proyecto de infraestructura de comunicación terrestre en el paso la Joya, río Guarabuqui".)

El cumplimiento de cada uno de estos objetivos contribuye al beneficio y desarrollo socioeconómico de la localidad de Orica, ayudando con esto al crecimiento y modernización de la localidad además de contribuir al mejoramiento de la calidad de vida y bienestar de la población en general.

III.- ESTUDIOS PREVIOS

3.1.- INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se describen los estudios realizados que se usan como base para el desarrollo de este proyecto, estos estudios corresponden a un análisis de la tasa de crecimiento poblacional de Orica y proyección para el período de diseño. En un segundo punto se hace una descripción de la calidad de las aguas que son utilizadas en la actualidad y de las posibles fuentes de abastecimiento para el consumo de la población que se están considerando en este proyecto. También se entrega un estudio de mecánica de suelos, con la información disponible hasta ahora, con un primera pre-zonificación de las características de los suelos de Orica urbano. Y por último se entrega un informe de topografía con el trabajo realizado en el levantamiento de la carpeta digital de Orica.

3.2.- ESTUDIO DE POBLACIÓN

3.2.1.- Introducción

Esta corresponde al análisis de crecimiento de la población de Orica (cabecera Municipal) durante un período de proyección de treinta años.

3.2.2.- Situación Actual

La información oficial más próxima, respecto de la población, de la cabecera Municipal de Orica corresponde al censo nacional de 1988, este arrojó un resultado de 2050 habitantes distribuidos en 420 viviendas. Como información más actualizada se encuentra en el sondeo efectuado por proyecto A.L.A. 86/20, el 02 de Marzo del presente año, que arrojó como resultado una población de 4200 habitantes distribuidos en 700 viviendas.

Según registros Municipales la localidad cuenta, actualmente, con 637 viviendas registradas, lo que indica que el sondeo realizado por proyecto A.L.A. 86/20 es una fuente de

infirmación bastante fiable. Por tanto se estima, para efectos de diseño, una población base a la fecha de 4000 habitantes.

3.2.3.- Análisis (Plasma explicación de incidencia del explosivo crecimiento poblacional y en justificaciones para la selección del modelo usado)

Bajo esta situación se puede verificar que en los últimos doce años, desde el censo de 1988, la población ha tenido un crecimiento del orden del 95%, con un incremento medio anual teórico de 162.5 [hab/año], según un análisis de crecimiento aritmético.

Evidentemente este crecimiento explosivo de población, obedece a fenómenos externos y no representa la tasa de crecimiento real de la localidad si consideramos como parámetro la tendencia de crecimiento que ha experimentado la totalidad del Municipio en los últimos cincuenta años (últimos cuatro censos nacionales). De los distintos fenómenos que pudieron incidir en este crecimiento sobresalen dos, los que corresponden a :

- > Mejoramiento en la disponibilidad de agua potable.
- > Incidencia del huracán Mitch en la inmigración a la localidad.

De la incidencia por mejoramiento en la disponibilidad de agua potable, podemos indicar que sería un factor secundario, aunque no por ello menos importante, debido a que este se concreto en los últimos seis años, en tres fases :

- 1) La implementación de una nueva bocatoma (Oseguera) y una red básica de distribución no domiciliaria el año 1994.
- 2) Ampliación de la red de distribución durante el año 1998.
- 3) Finalmente un mejoramiento de la red de distribución a nivel domiciliario a fines del año 1999. Lo que indica que la mejora más significativa en el sistema ocurre en los últimos años, situación que, por si sola, no justifica tan elevada sensibilidad por parte de la población circundante a la localidad.

No queda claro el N° de población correcto

El fenómeno del huracán Mitch, trae consigo un crecimiento considerable de población, puesto que diversos grupos familiares, asentados en los alrededores de la localidad, inmigran y encuentran refugio en esta, la que no fue perjudicada considerablemente y por tanto se transforma, dadas las circunstancias, en un mejor lugar para vivir.

Considerando este crecimiento de población se modela una curva que muestra esta evolución en los últimos doce años. La curva planteada es teórica y no representa, necesariamente, la forma de crecimiento real a través del tiempo, la que sería, posiblemente, de tipo exponencial con un importante incremento en los últimos años. Pero a falta de información sobre el comportamiento de la población, se visualiza el crecimiento de manera simplificada con una curva aritmética.

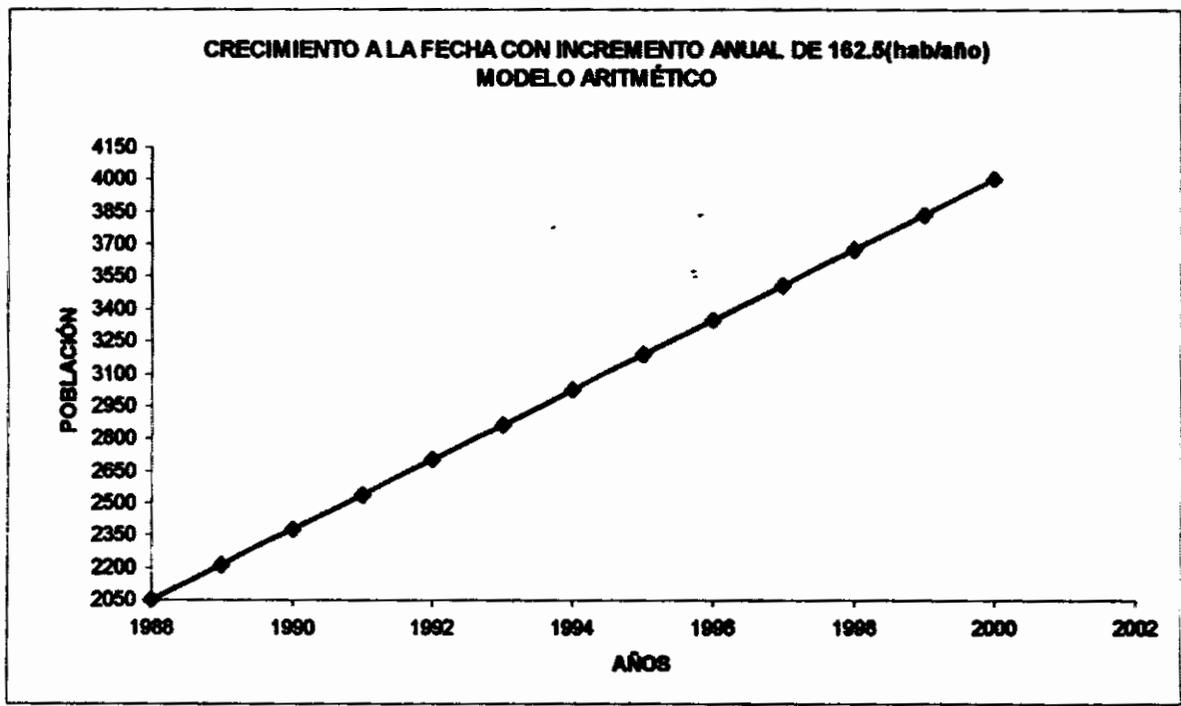


Gráfico 3.1: Crecimiento a la Fecha. Modelo Aritmético.

3.2.4.- Estudio de la Tasa De Crecimiento Y Proyección De Población

Para el estudio de población futura se emplea un sistema analítico de proyección, esto por falta de información censal (que indique la población de la localidad y no de todo el Municipio) y a falta de información de otras localidades de similares características que permitan homologar tendencias de crecimiento. Para ello se analizó distintas curvas teóricas de proyección a diferentes tasas de crecimiento. Estas corresponden a :

- > Modelo Aritmético (Para crecimiento actual)

$$P_f = P_o + n * t$$

- > Modelo Geométrico

$$P_f = P_o * (1 + i_g)^n$$

- > Modelo Vegetativo

$$P_f = P_o * (1 + n * i)$$

- > Modelo Exponencial

$$P_f = P_o * \exp [r * (t_1 - t_o)]$$

Donde

- P_f : Población futura
- P_o : Población base
- n : N° de años
- t : Incremento medio anual
- i_g : Tasa geométrica de incremento medio anual
- i : Tasa de incremento medio anual por período
- r : Tasa exponencial de crecimiento anual
- t_1 : Año de proyección
- t_o : Año base

Estos modelos fueron analizados a partir de una población base de 4000 habitantes al año 2000.

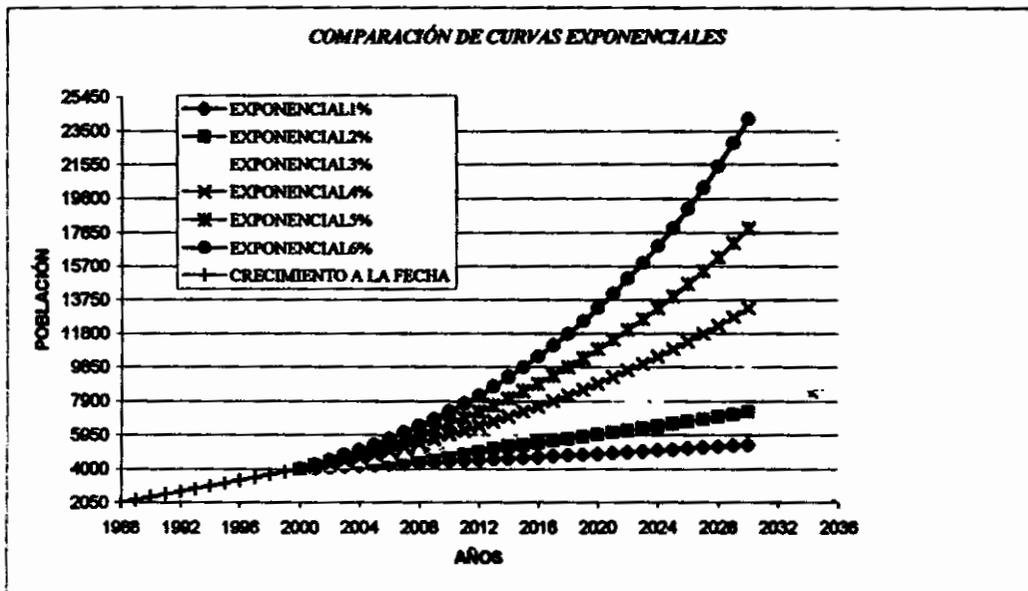


Gráfico 3.2: Comparación curvas de crecimiento exponenciales

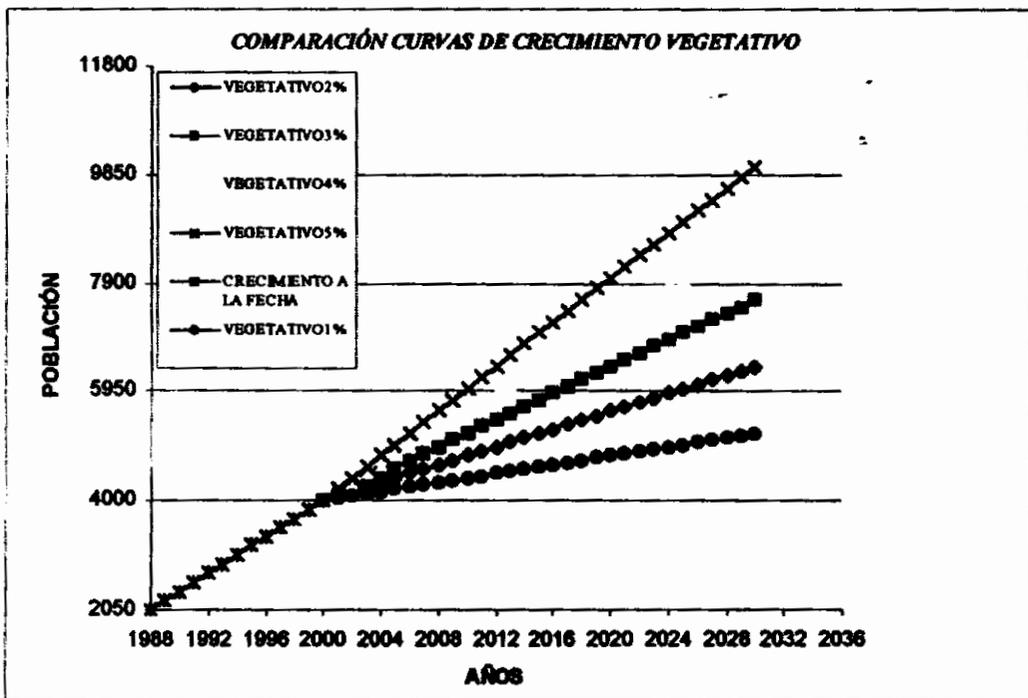


Gráfico 3.3: Comparación curvas crecimiento vegetativos

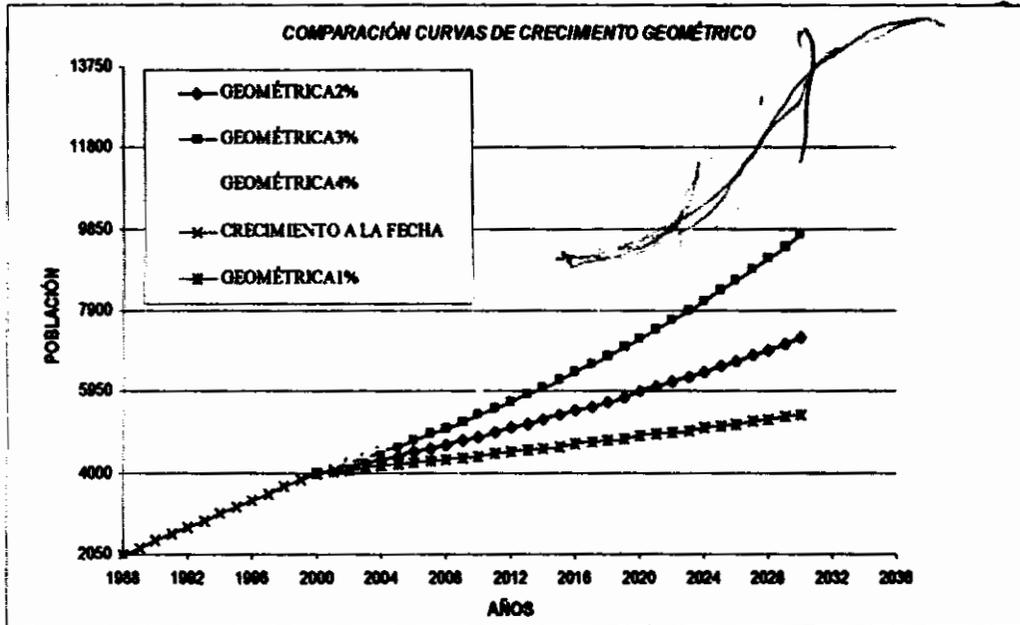


Gráfico 3.4: Comparación curvas crecimiento geométrico

3.2.5.- Consideraciones De Análisis

Para desarrollar el modelo de crecimiento futuro de la población, se tomaron las siguientes consideraciones :

- > Período sin proyecto
- > Período con proyecto
- > Estabilización de crecimiento y elementos que lo acotan

3.2.5.1.- Período Sin Proyecto

Se ha considerado que el proyecto tendrá un período de desarrollo administrativo y de financiamiento de cuatro años, esto es que podrá ser implementado a partir del año 2004. Este plazo es más que prudente para lograr su implementación.

Hasta el año 2004 la localidad tendrá un crecimiento que no corresponde a la tasa de crecimiento actual, ello debido a que existe ya una tendencia a la normalización. Además no se vera afectada por la implementación de los proyectos en estudio y más bien la población tendera

gestión de

a un crecimiento paulatino y lento, acotado principalmente por la disponibilidad de trabajo, índice que se encuentra cercano a la saturación dada las características de desarrollo económico de la comunidad, el que es del tipo mayoritariamente agrícola.

Dado que el municipio, en su conjunto, a tenido un crecimiento de tipo geométrico desde 1958 a 1988, es aceptable asumir que la forma o el tipo de curva sea similar con una tasa de crecimiento relativamente baja o moderada, debido al amortiguamiento que produce la cota indicada anteriormente.

Bajo estas consideraciones, se plantea para este período un crecimiento regular representado por una curva geométrica, con una tasa de crecimiento del 1%, alcanzando una población de 4162 habitantes para el año 2004.

3.2.5.2.- Período Con Proyecto

Una vez implementado el proyecto, agua potable y alcantarillado, existirá un incremento de población debido a las nuevas condiciones de desarrollo que tendrá la localidad, en particular por que se transforma en un lugar atractivo para vivir o visitar. Además mejoran las proyecciones económicas sobre todo en el área comercial y de servicios.

Esta mejora en la calidad de vida trae consigo un crecimiento poblacional que puede ser representado por una curva exponencial con una tasa de crecimiento del orden del 2%, de manera de que no se extrapole la tendencia de crecimiento y mantenga coherencia con el comportamiento de crecimiento del municipio en los últimos 30 años.

Esta tendencia es válida hasta alcanzar un período de saturación el que puede estar definido por el área disponible para construir, como por la oportunidad de trabajo.

Considerando este modelo de crecimiento al año 2034 se alcanza una población de 7584 habitantes.

3.2.6.- Estabilización De Crecimiento y Elementos que lo Acotan

Debido a la tendencia de crecimiento a la fecha y a la futura condición de la localidad si se implementa el proyecto de recolección y tratamiento de aguas residuales, así como la mejora en la disponibilidad del agua potable, es posible considerar que la proyección de crecimiento de población sea mayor que la expuesta, pero se hace necesario evaluar otras variables que actúan como elementos acotadores y amortiguadores de crecimiento.

De los diversos factores involucrados los más incidentes son :

- Disponibilidad de área para urbanizar

En la actualidad existe disponibilidad de terreno para edificación que asegure la expansión de la localidad sin mayores contratiempos, pero considerando la extensión del período de análisis es posible visualizar que la localidad tienda levemente a la saturación. Si bien, en caso de que esto ocurra, se puede disponer de nuevas áreas para edificación, esto implica un costo económico sea por expropiación o por adquisición particular de terrenos ya que muchos sectores circundantes a la localidad son de propiedad privada y están destinados a la producción agrícola. Además implicaría un costo adicional para la localidad, debido a las características de uso del suelo como principal medio productivo y fuente de trabajo.

- Disponibilidad de trabajo

Dado que la actividad económica de la localidad depende casi exclusivamente de la agricultura, las posibilidades de aumento en la disponibilidad de trabajo son bajas, manteniendo en general, las plazas laborales copadas y más aun limitadas a los períodos de siembra y cosecha, fuera de los cuales la oferta de mano de obra aumenta considerablemente por sobre la demanda de esta.

El aumento de fuentes de trabajo dependerá, principalmente, de las posibilidades que exista de aumentar los terrenos aptos para producir o de la capacidad de riesgo de las personas de optar a otras actividades económicas. Sin embargo ambas opciones se encuentran restringidas por la disponibilidad de capital para invertir.

► **Mejora de infraestructura vial**

Sin duda que uno de los elementos importantes en las proyecciones de desarrollo de una localidad es la infraestructura vial con que cuente, de la cual dependería la capacidad de transporte y por sobre todo las posibilidades de que otros elementos de desarrollo económico opten por establecerse en la localidad.

Orica cuenta en la actualidad con comunicación terrestre por medio de un camino de tierra en malas condiciones y que además sufre serios problemas en el período de lluvia el que abarca un importante período del año, con una duración aproximada de siete meses (de mayo a noviembre). Esta vía comunica a la localidad con las ruta CA-15, carretera de Olancho, y a través de esta con la capital nacional, Tegucigalpa, distanciada de Orica a 105 [km].

Dada su extensión y en particular, sus características topográficas hacen que su mejora (pavimentación) sea de elevadísimo costo y debido a la baja producción económica y la nula productividad industrial de la zona, se hace casi imposible una inversión de gran magnitud, más aún, si se considera que las necesidades del país en cuanto a recuperación de infraestructura vial, por motivo del huracán Mitch, alejan más la posibilidad de mejora en este sentido. Esto limita de manera importante las proyecciones de crecimiento ya que no se dan las condiciones necesarias para que agentes económicos externos opten por invertir en la localidad, lo que tiene una importante influencia tanto en la disponibilidad de trabajo como en la calidad de vida, desde el punto de vista de contar con mejores servicios y precios competitivos en los productos de consumo general.

Del análisis de estas tres consideraciones, se desprende que el crecimiento de población será constantemente acotado, a menos que varíen los parámetros antes expuestos. Esto indica que el crecimiento será principalmente sustentado por aquellas familias que habitan en los alrededores de la localidad y/o poblados cercanos.

Por lo anteriormente expuesto, se desarrolla el siguiente modelo, para las consideraciones de diseño del proyecto de saneamiento sanitario para Orica.

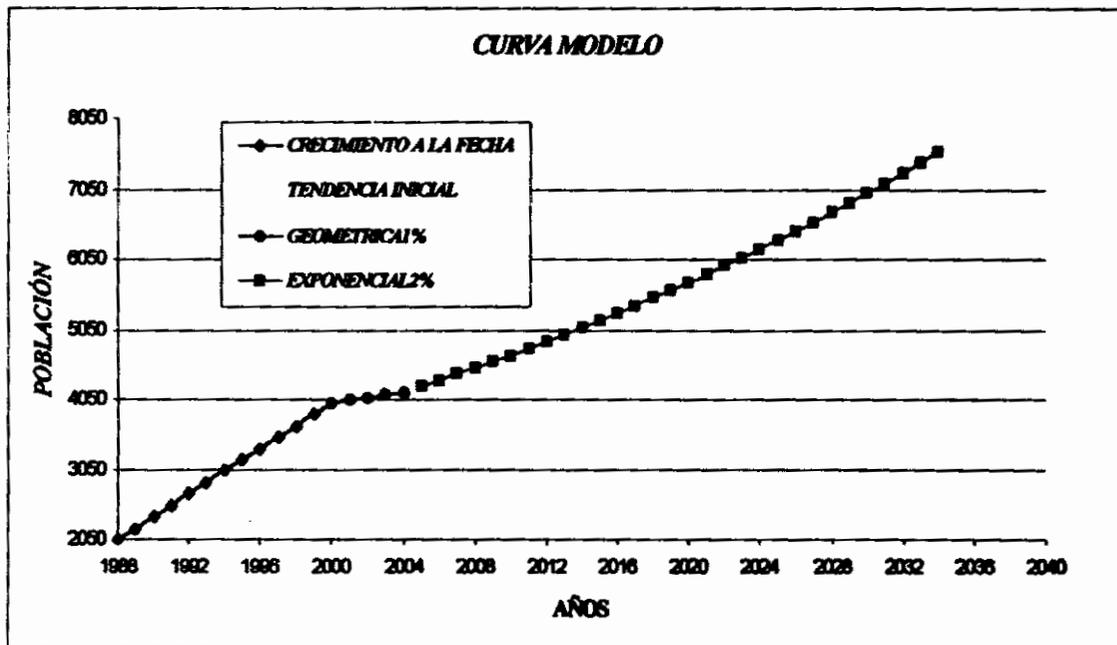


Gráfico 3.4 : Curva Modelo de Crecimiento de la Población de Orica.

3.3.- ESTUDIO DE LA CALIDAD DE LAS AGUAS.

→ Orica, cuenta con dos fuentes de abastecimiento, El Incienzo que es una napa freática que florece a 1 km aguas arriba de la presa de captación. En la inspección visual a la fuente, se observo que su velocidad de escurrimiento es lo suficiente para mantener un agua clara de buen sabor y olor. La otra fuente es la quebrada Oseguera, que presenta un mayor caudal y una mayor velocidad, permitiendo tener un agua clara, transparente con bajo nivel de solidos en suspensión, no presenta malos olores, buen sabor, es decir ambas fuentes ~~presentan buena oxigenación~~. A cada una de las fuentes se le realizó un estudio bacteriológico, correspondiente al recuento de bacterias heterotrópicas (UFC/ml), Análisis 1, y Numero Más Probable de Coliformes Totales por cada 100 ml, Análisis 2, y presencia de metales pesados (Arsenico y Plomo), Análisis 3 y 4 respectivamente, obteniendose como resultados los siguientes valores.

Tabla 3.1: Resultados Análisis de Agua - Fuentes actuales. (N.D = No Detectado)

Fuente	Análisis 1	Análisis 2	Análisis 3	Análisis 4
Incienzo	--	--	N.D	N.D
Oseguera	544	93	N.D	N.D

A las posibles nuevas fuentes, Ilusión y Baobad (ver Capitulo IV Estudio Sanitario Agua potable), se les realizo también el estudio bacteriológico y de análisis de metales pesados, cuyos resultados se puede resumir en la siguiente tabla.

Fuente	Análisis 1	Análisis 2	Análisis 3	Análisis 4
Quebrada de Agua	1888	75	N.D	N.D
Chorrendon	1320	1100	N.D	N.D

Tabla 3.2: Resultados Análisis de Agua - Posibles Fuentes. (N.D = No Detectado)

También se tomaron muestra en cuatro puntos de la localidad que tienen la mayor importancia, por la cantidad de habitantes que da servicios. Estos son los 2 centros educacionales, el centro de salud medico y odontologico (CESAMO) y el estanque de distribución, en los cuales se le realizó el estudio bacteriológico, obteniendose los siguientes resultados.

1/ en la no de la oxigenación se controla cop
 en la pag. 37

Handwritten signature

Handwritten notes:
 Focus to AD
 MOIX BUI
 water treatment

Punto	Análisis 1	Análisis 2
Instituto Polivalente	N.D	<3
Escuela "15 de Septiembre"	N.D	<3
Centro de Salud CESAMO	7	<3
Estanque de Distribución	868	23

Tabla 3.3: Resultados Análisis de Agua - Puntos de la Localidad. (N.D = No Detectado)

Con los resultados obtenidos, ver Anexo A : Estudios Previos, se puede visualizar que el agua para el consumo humano esta dentro de los rangos permitidos por la OMS. A excepción del resultado que dio la muestra de Baobad, donde el NMP de Coliformes totales dio un valor bastante alto, pero debe confirmarse con un nuevo muestreo de la fuente ya que el resultado no corresponde a las características propias de la fuente y el resultado pudo estar influenciado por una situación puntual.

características

3.4.- ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

3.4.1.- Generalidades

3.4.1.1.- Objetivo

El presente informe corresponde al estudio de Mecánica de Suelos, necesario para definir las propiedades físicas y mecánicas de los estratos de suelo en los distintos sectores de la localidad de Orica, donde se proyecta realizar el saneamiento sanitario. Este estudio es indispensable para el dimensionamiento geotécnico y la capacidad estructural necesarias en el proyecto.

Inicialmente, el estudio apuntará estudiar las propiedades de cada sector en forma individuales, debido a que estos, pueden presentar un comportamiento geotécnico diferente. Una vez conocidas las distintas propiedades de cada sector, éstas se compararán para identificar aquellos sectores con características geotécnicas semejantes.

3.4.1.2.- Antecedentes

Para la elaboración del presente estudio, se han considerado los siguientes antecedentes:

- Visita a terreno y evaluación de las condiciones generales
- Certificado de Ensaye de Mecánica de Suelos, (Ver Anexo A: Estudios Previos) emitido por el Laboratorio de Vialidad de Soptravi.
- Estudio litológico de los estratos de suelo, observados en seis (6) calicatas, previamente confeccionadas.

3.4.2.- Exploración del Subsuelo

El objetivo de esta exploración es identificar los suelos existentes en donde se proyecta hacer el trazado del sistema de alcantarillado y agua potable, describiéndose a través de inspección visual la potencia de cada substrato, profundidad y características cuali-cuantitativa de los componentes del suelo.

Como se trata de un proyecto que cubre todo el casco urbano se confeccionaron seis calicatas en una disposición tal que represente lo más fiel posible las características de la zona.

Handwritten note:
Seis calicatas
en el casco urbano
para la exploración del
subsuelo.

La posición de los pozos será indicada en el plano de monografía (ver Anexo Estudios previos y Plano N° Monografías) para su posterior consideración en el proceso de construcción.

3.4.2.1.- Descripción del Lugar

Las áreas de estudio aparecen identificadas en los planos de planta , en los cuales se identifican las cuatro calicatas realizadas.

Calicata Nº 1

Identificación	P-EO-1
Ubicación	Costado Estanque de Regulación Aducción Ocegüera.
Dimensión	1.0 x 1.0 x 0.4

Calicata Nº 2

Identificación	P-IC-2
Ubicación	Frente a la Iglesia Católica - Parque Central.
Dimensión	1.0 x 1.0 x 1.7

Calicata Nº 3

Identificación	P-SC-3
Ubicación	Salida Oeste al Cementerio.
Dimensión	1.0 x 1.0 x 1.5

Calicata Nº 4

Identificación	P-EO-4
Ubicación	a 100mts., de la esquina del Instituto Polivalente.
Dimensión	1.0 x 1.0 x 1.5

Calicata Nº 5

Identificación	P-PN-5
Ubicación	Costado del recinto de la delegación policial
Dimensión	1.0 x 1.0 x 1.3

Calicata Nº 6

Identificación	P-HR-6
Ubicación	Frente al Higuero paso al Incienso
Dimensión	1.0 x 1.0 x 1.5

3.4.3.- Descripción de las Calicatas

3.4.3.1.- Estratigrafía

Para realizar la descripción estratigráfica del suelo se empleó el esquema de estudio siguiente.

- a) Nombre; se anota el nombre del suelo con adjetivos de los constituyentes secundarios.
- b) Graduación
- c) Textura
- d) Color
- e) Plasticidad
- f) Compacidad natural
- g) Cementación

A Continuación se indican las características más significativas de los suelos estudiados en las calicatas realizadas, de acuerdo al esquema antes señalado.

CALICATA (H = 0.40m)			P-EO-1
Estrato	Cotas	Espesor	Descripción
1	0	0.40	Roca, metamórficas
CALICATA (H = 1.70m)			P-IC-2
Estrato	Cotas	Espesor	Descripción
1	0	0.19	Arena de color café amarillenta, arena fina de graduación uniforme, presencia de material orgánico, y baja presencia de limos.
2	0.19	0.16	Arena de grano media , con regular presencia de gravas pequeñas
3	0.35	0.28	Limos y presencia de arena y grava, con cementacion debil, plasticidad baja y compacidad media-baja.
4	0.63	0.26	Limo con bastante presencia de grava, perdida de plasticidad, compacidad media.
5	0.89	0.55	Arcilla, con presencia baja de limos, alta plasticidad y humedad media.
6	1.44	0.26	Arena de procedencia de río, con abundancia

de grava de regular tamaño, con alto grado de humedad.

CALICATA (H = 1.50m)

Estrato	Cotas	Espesor
1	0	0.06
2	0.06	0.75
3	0.81	0.69

P-SC-3

Descripción
 Material orgánico con presencia de raíces, hojas secas y limos, de color amarillento claro, con presencia de polvillo.
 Arena de grano medio y regular con gravas bien distribuidas, de compacidad media, sin presencia de humedad tangible al tacto.
 Limos con presencia de arenas y gravillas con cementacion debil, con presencia de humedad tangible al tacto, compacidad media-baja.

CALICATA (H = 1.50m)

Estrato	Cotas	Espesor
1	0	0.25
2	0.25	0.97
3	1.22	0.28

P-IP-4

Descripción
 Arena limosa, compacidad media-baja
 Gran presencia de gravas y gravillas, con cementacion de arcilla, compacidad media-baja.
 Limos con presencia de arcillas de plasticidad baja, sin presencia de humedad al tacto.

CALICATA (H = 1.30m)

Estrato	Cotas	Espesor
2	0.00	0.30
3	0.32	0.86
4	1.18	0.14

P-PN-5

Descripción
 Superficie con presencia de polvo de deposito eolico, a medida que se profundiza se encuentra presencia de gravas y gravillas cementadas como roca, pero con poca resistencia al golpe.
 Limo cementado, color amarillo, arenas finas cementadas
 Perdida de limo a medida que se profundiza, aparicion de gravas de mayor tamaño.

CALICATA (H = 1.50m)			P-HR-6
Estrato	Cotas	Espesor	Descripción
1	0	0.30	Arena - gravilla con arena limosa, presencia de material orgánico.
2	0.30	0.10	Arena fina con un mayor grado de consolidación
3	0.40	0.23	Arena con presencia de gravas
4	0.63	0.13	Arena fina, con poca presencia de limo, apariencia arcillosa.
5	0.76	0.17	Arena con presencia de grava
6	0.93	0.57	Arena fina con poca gravilla, gran contenido de humedad

Condición del estudio de calicatas

3.5.- ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

3.5.1.- Generalidades ,Objetivos y Alcances del Estudio

El objetivo principal de la realización de los estudios topográficos, es desarrollar los proyectos de abastecimientos de agua potable, alcantarillado para el pueblo de Orica y diseño de una solución vial para el paso La Joya en el Río Guarabuí, ubicado en el mismo municipio.

Para llevar a cabo dichos estudios, los trabajos se planificaron de modo de cumplir con los objetivos requeridos, sin perder de vista que la finalidad principal de un estudio la cual es dar una solución integral al Proyecto.

Los trabajos topográficos, se ajustaron a los procedimientos, normas y recomendaciones vigentes, a fin de cumplir con todas las exigencias requeridas en la ejecución de las obras.

Las labores topográficas se desarrollaron en forma programada y adecuándose a las fases que conforman el estudio de Ingeniería.

3.5.2.- Topografía

La topografía en la zona del estudio, se representa sobre un sistema ortogonal de referencia, el cual es orientable según coordenadas Norte y Este relativas. Estas se definieron mediante puntos de referencias (PR) que se materializan mediante la construcción de monolitos (fundados en una base de hormigón en cuyo punto medio se encuentra un fierro enterrado de manera que los 10 cm. superiores quedan visibles) que dé garantía de estabilidad. De tal modo que, en cualquier momento del estudio y en las instancias del proyecto deberá ser posible entregar coordenadas (x,y,z) de puntos existentes en el terreno, así como replantear abscisas y ordenadas que se definan durante el proyecto.

3.5.3.- Taquimetría

3.5.3.1.- Poligonales

Para la realización del levantamiento taquimétrico del terreno en estudio, se elaboraron poligonales mediante el estacado (estacas pintadas y clavadas), acorde a las necesidades del levantamiento. En la tabla siguiente se muestra las poligonales con sus respectivas estaciones y ubicación en terreno.

POLIGONAL	ESTACIONES	UBICACION
A1	E6,A1,A2,A3,A4,,A5,A6,A7,A9B,A9,A10,A11,A12,A13,E5	Orica urbano
A2	B61,A52,A53,A54,A55,,A56,A57,A58,A59,A60,A61,A62,A63,A64,A65,A50	Orica urbano
A3	A54,A150,A151,D14,,D13,A152,A56,A55.	Orica urbano
A4	A9,A10,A100,A101,A102,A103,A104.	Orica urbano
A5	A104,A105,A106,A107,A108,A109,A110.	Orica urbano
C1	B13,C4,C3,C5,C6,C8,C10,C11,C13,C14,C15,C16,C17,AB6,B11.	Orica urbano
C2	C11,C12,C21,C22,C23,C24,C25,B4,B3.	Orica urbano
C3	C9,C19,C20,C8,C6.	Orica urbano
E1	E0,E1,E2,E3,E5,E6,A1,B1,E4.	Orica urbano
E2	E3,E5,E7,E9,E10.	Orica urbano
P1	B1,B2,B3,B5,B9,,B8,B10,B11,B13,B12,B7,AB7,B70,B72,B83,B84,B86,B87,B88, B89,B90.	Orica urbano
P2	B12,B13,C4,C3,C2..C1,C0,AB15,B16,B15,AB17,B14.	Orica urbano
P3	A6,B82,B78,B72,B70,B69,B68,B67,B61,A50,A8.	Orica urbano

P4	B61,B67,B68,B69,B66,B55,B54,B50,B51,B52,B53,AB50,B60	Orica urbano
P5	C0,C1,R6,R5,R4,R9,R8,R2,R1.	Sector Río
P6	R14,R16,R17,R18,R19,R20,R21B,R21,S3,S2,S1.	Sector Río
P7	R9,R10,R11,R7,R12,R13,R14,R15,C20.	Sector Río
A5R	R22,R23,R24,R25,R100,R101,R102,R21.	Sector Río
A5R2	R25,R40,R39,R38,R37,R42,R41,R42B,R43,R44,R45.	Sector Río

Tabla N°3.4: Poligonales, Estaciones y Ubicación Orica Urbano

3.5.3.2.- Medición de Ángulos

Para la medición de los ángulos de las distintas poligonales, se procede a calar el instrumento en ángulo Horizontal en cero hacia una estación vecina quedando esta orientación como la de referencia para todo el levantamiento (norte arbitrario), luego se procede a determinar las coordenadas de todas las demás estaciones en forma de una poligonal cerrada para volver a la misma estación de comienzo para determinar el error correspondiente en las coordenadas, que realice un ajuste de la poligonal , realizándola ésta de manera instantánea repartiendo el error en las coordenadas de todas las estaciones quedando de esta manera la poligonal cerrada y no arrastrar el error en la medición de los demás puntos que se tomen de cada estación.

El error de cierre que generalmente presenta el instrumento es de 0.5 a 2 cm. en coordenadas y de 0.5 cm. en desnivel lo que nos permitirá tener una gran confianza en lo que realizaremos en terreno.

3.5.3.3.- Radiación de Puntos

Para la radiación de los puntos singulares, se procede a instalar el taquímetro en una estación y hacer lectura de datos para cada punto, como la altura instrumental, ángulos vertical y horizontal , hilos superior, medio y inferior y la descripción del punto.

Los puntos son un fiel reflejo de los desniveles del terreno, debido a que no se realizará nivelación de perfiles longitudinal y perfiles transversales por motivo que el programa computacional presenta la ventaja de poder realizar un buen tratamiento de las curvas de nivel, de

tal modo que posteriormente se pueda realizar cortes al terreno levantado y perfiles tanto longitudinales como transversales para el proyecto solicitado.

3.5.3.4.- Planos

Mencionar por que no se usaron
dimensiones geodésicas

Los planos que se incluyen son el topográfico, que incluye curvas de nivel cada 1 metro, así mismo calles y pasajes, cámaras de alcantarillado, agua potable, instalaciones eléctricas (poste), líneas de edificación, ríos, árboles, etc. Este es presentado a escala de 1:2000.

Plano de Loteo, que incluye toda la ubicación y dimensión de todas las viviendas de Orica urbano, este plano es presentado en un formato 1:2000

3.5.4.- Nivelación

La nivelación nos permite determinar directamente las elevaciones o alturas de diversos puntos, midiendo las distancias verticales con referencia a puntos de referencia (PR) cuya altura se conoce.

Todas las estaciones serán niveladas mediante un Nivel de Ingeniero a partir de los P.R. establecidos, la cota será fijada arbitrariamente y tendrá un valor de 100 m.s.n.m. para luego mediante el uso de un alfilero previamente calibrado se de su altura verdadera.

Esta nivelación será cerrada, partiendo de una estación con cota establecida o arbitraria, recorriendo las demás estaciones, para llegar finalmente al punto inicial, comprobando que el error de cierre no sea superior a $0.0032\sqrt{n}$, donde n es el numero de cambios instrumentales. Si el error cae dentro de esta tolerancia este será compensable.

IV.- ESTUDIO SANITARIO - AGUA POTABLE

4.1.- DIAGNÓSTICO OPERATIVO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

4.1.1.- Introducción

En esta sección se realiza un diagnóstico físico y operativo de las instalaciones existentes del sistema de abastecimiento de agua potable rural del poblado de Orica.

En lo que respecta a lo físico, se efectuó un análisis de las instalaciones existentes, realizando un catastro de ellas. Los trabajos de terreno asociados a estos correspondieron a la inspección de los diferentes componentes del sistema, efectuándose mediciones de caudal (aforos), cualificación de elementos y verificación de su estado, además de desarrollar un análisis cualitativo para establecer su capacidad física y posible deterioro sufrido durante su período de operación.

En cuanto a lo operacional, se evaluó el funcionamiento del sistema, sus dificultades operativas y principales fallas. Esto permitió efectuar un diagnóstico tendiente a determinar el nivel de servicio actual del sistema e identificar sus restricciones. Permitiendo establecer los mejoramientos requeridos y las alternativas para su implementación, de tal manera que se pueda satisfacer la demanda presente y futura de los usuarios con un nivel de servicio apropiado.

4.1.2.- Descripción General del Sistema de Agua Potable Existente.

El Sistema de Agua Potable del poblado de Orica es abastecido mediante dos fuentes de aguas superficiales, las cuales corresponden a Quebrada de Incienso y Quebrada de Oseguera. La captación de Incienso se ubica a 2.2 km. al Nor-Este de Orica y la captación de Oseguera a unos 8 km. al Este de Orica, el sistema de captaciones corresponde al de presas, la primera con una obra de toma mediante cámara (tipo sumidero), desde la cual las aguas son conducidas a un desarenador, desde donde nace una conducción hasta un estanque de regulación de 50 m³, por

otra parte, la segunda captación de la localidad utiliza una obra de toma en la Cx desde donde nace una conducción hasta un estanque de regulación de 170 m³.

La conducción que viene desde Quebrada de Incienso tiene una longitud de 1250 m., en tubería de PVC y Acero Galvanizado con diámetro de 63 mm., la otra conducción de Quebrada de Oseguera tiene una longitud de 8000 m. en tubería de PVC y Acero Galvanizado con diámetros entre 50 mm. y 76 mm.

Las aguas captadas reciben como único tratamiento la cloración mediante un equipo artesanal tipo goteo, el cual se efectúa en el estanque de Oseguera.

El equipo artesanal tipo goteo, se le llama hipoclorador.

La regulación esta constituida por dos estanques superficiales, ambos de hormigón de 50 y 170 m³ respectivamente. El primero ubicado a unos 1000 m. al Nor-Este de Orica en la cota 890 m., el segundo esta ubicado al Sur-Este de Orica en la cota 870 m.

En cuanto a la unidad de distribución, la red cubre casi toda la localidad, teniendo una cobertura del 98 % (según encuesta realizada por la Municipalidad de Orica y Proyecto A.L.A 86/20).

La red esta conformada por tuberías de PVC y Acero Galvanizado con diámetros que varían entre 25 mm y 100 mm, con una longitud total de 12514 m., a nivel domiciliario, a marzo de 2000, la instalación cuenta con 700 arranques.

4.1.3.- Fuentes de Abastecimiento

Las fuentes de abastecimiento actuales de Orica corresponden a: Quebrada de Incienso y Quebrada de Oseguera, sus características principales y particulares se detallan a continuación:

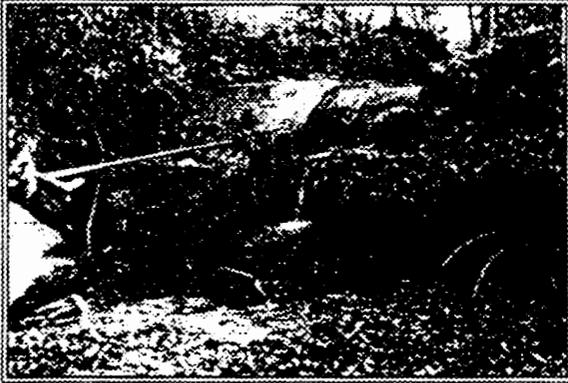
- **Captación de Incienso.** Esta captación es la más antigua de la localidad, con un tiempo de funcionamiento de aproximadamente 40 años. Su estado es significativamente deplorable, se

encuentra prácticamente llena de arena en el lugar de la bocatoma. Su profundidad original de diseño era de 1.5 m., contando en estos momentos con una profundidad de no más de 40 cm. Esta presa se llena de desechos sólidos (arenas, rocas, hojas, ramas, etc.) en temporada de invierno, sin embargo, es evidente el hecho de que la mantención a sido inadecuada, lo cual agrava la situación.

La capacidad del cauce es muy pequeño, de hecho no es probable poder extraer un caudal superior al actual (cuando fue inspeccionada se encontraba en su mayor depresión, es decir en periodo seco). Esta agua proviene de un afloramiento de la napa a unos 1000 m. aguas arriba de la presa y la velocidad del cauce es baja, se puede observar una importante presencia de elementos orgánicos en descomposición (ramas, troncos, raíces, etc.), además de la presencia de plantas acuáticas (líquenes verdes, musgos, etc.) que indican una baja presencia de oxígeno y una considerable cantidad de insectos vectores y de otro tipo en la superficie del agua, situación común en aguas con elevada presencia de bacterias u otros organismos que sirven de alimento a estos insectos, los que seguramente desovan sus huevos en la superficie, como se muestra en las fotografías 4.1, 4.2 y 4.3. Es indudable la necesidad de un reacondicionamiento y mejora de la captación.



Fotografía 4.1.- Captación Incienso.

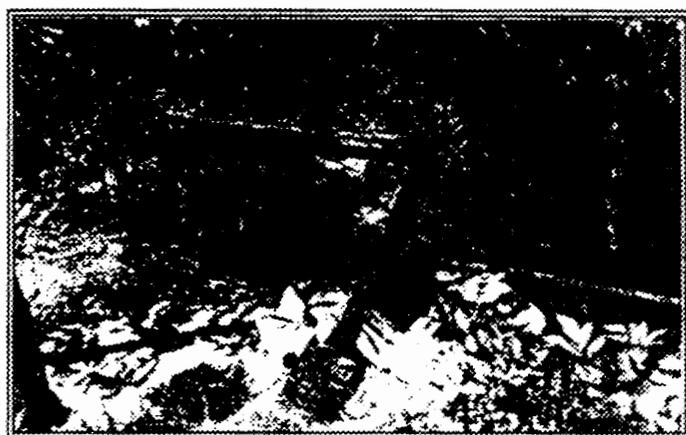


Fotografía 4.2.- Captación de Incienso.



Fotografía 4.3.- Cámara de Captación. Incienso.

- **Captación Oseguera.** Esta corresponde a una pequeña presa, con 6 años de operación, con una bocatoma en la corona de la presa la que es alimentada al actuar como vertedero, como se muestra en la fotografía 4.4. El vaso de la presa esta lleno de arena, hojas, pequeñas ramas, etc., al igual que la Capatación de Incienso la obra de toma se encuentra considerablemente desmejorada.



Fotografía 4.4.- Captación Oseguera.

4.1.4.- Conducciones

- **Conducción Incienso.** Desde la captación se proyecta una tubería de acero galvanizado de una longitud inicial 20m., la cual pasa a un desarenador y este llega a la entrada del estanque de hormigón de 50m³, de sección rectangular. Su longitud es de 1250m., se desarrolla por la ladera de la quebrada del mismo nombre, como se muestra en la Ilustración.4.1 casi en su totalidad de acero galvanizado de DN= 2 1/2" , solo en el inicio posee tramos de PVC del mismo diámetro que han sido incrustados debido a roturas que se han producido en la tubería por deslizamientos de rocas, caídas de troncos, etc. Esta conducción se encuentra en estado regular, no presenta roturas, excepto a la llegada al estanque, como se muestra en la fotografía 4.5. Esta posee como elemento de control dos válvulas de corte, al inicio y a la llegada al estanque.

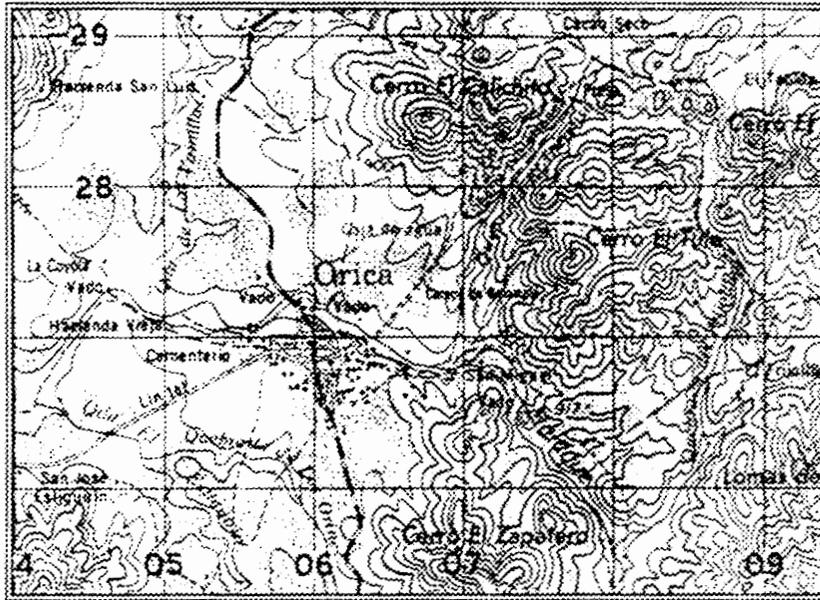


Imagen 4.1.- Vista línea de conducción Quebrada de Incienso.



Fotografía 4.5.- Golpe tubería de conducción llegada estanque de Incienso.

- **Conducción Oseguera.** Esta línea de conducción comienza en la obra de toma y termina en el estanque Oseguera, tiene una longitud total aproximada de 8000m., en acero galvanizado de DN= 3". En la inspección de terreno que se realizó con el fontanero del pueblo, su estado se presenta aceptable, no se apreciaron roturas o filtraciones. Como elementos de control

presenta dos válvulas de corte, al inicio y llegada al estanque, además de ventosas colocadas en los puntos altos de la conducción.

4.1.5.- Desarenadores

En la actualidad, solo las aguas captadas en Incienso son conducidas a un desarenador, ubicado a unos 20m. aguas abajo de la bocatoma el que presenta una filtración a la entrada en la tubería que conecta a la fuente con el desarenador, produciendo una pérdida importante de caudal a portear debido a su propia capacidad de porteo.

Este desarenador consiste en un estanque rectangular de 2 m. de largo por 1 de ancho (dimensiones exteriores) de concreto armado, con apoyo de mampostería, espesor de los muros de 10 cm. Su profundidad útil es de 0.80 m., y cuenta con una cubierta de tres tapas de hormigón.

De forma de dar una amplia visión de este se muestran las fotografías 4.6 y 4.7



Fotografía 4.6.- Desarenador Incienso



Fotografía 4.7.- Entrada de agua captada al desarenador.

4.1.6.- Estanques

El sistema de abastecimiento del poblado de Orica dispone en la actualidad de dos estanques de regulación, uno de 50 m³ y otro de 170 m³, los cuales son abastecidos desde las captaciones de Incienso y Oseguera respectivamente. El primero de ellos se encuentra a una cota de 890 m. al Nor-Este de Orica a unos 1000 m. de distancia, el segundo se ubica en los alrededores de la localidad, ambos estanques son de hormigón armado. En el cuadro 4.1 se presentan las características principales de los estanques.

Cuadro 4.1.- Características Estanques de Regulación.

ESTANQUE	INCIENSO	OSEGUERA
Material	Hormigón Armado	Hormigón Armado
Volumen	50 m ³	170 m ³
Diámetro o base planta	5 x 5 m.	10 m.
Altura total	2.5 m.	3 m.

Estructuralmente, los estanques se encuentran en buen estado de conservación. En el estanque Incienso no se detectaron filtraciones. El estanque de Oseguera presenta una pequeña fisura en la parte superior, justo arriba de la obra de salida de la matriz que abastece a la red.

En ambos estanques, el rebalse como la descarga para vaciado y limpieza, descargan a las respectivas quebradas. En el estanque Incienso estas son de acero galvanizado de DN= 50 mm., en el estanque de Oseguera de acero galvanizado de DN=63 mm y DN=75 mm respectivamente.

Desde el punto de vista operacional ambos estanques son alimentados gravitacionalmente desde las respectivas captaciones. Sin embargo, ninguno de los estanques posee flotador, por lo tanto las válvulas de las conducciones funcionan en forma manual y exclusivamente a criterio del operador (fontanero del pueblo). Además, ninguno de ellos cuenta con medidores de caudales.

En cuanto a la limpieza de estos, esta descuidada, aunque a principios de este año se realizó una limpieza por personal del proyecto ALA 86/20, anterior a esta ya hacía años que no se realizaba una limpieza a los estanques.

Referente a los cierres perimetrales, ninguno cuenta con un cerco de protección.

En base a lo anterior, es necesario disponer de válvulas de flotador a la llegada de las conducciones, para impedir rebalse, medidores de caudal, cerco perimetral y reparación con resina epóxica a la fisura encontrada en el estanque de Oseguera. Además se recomienda una limpieza y mantención cada 30 días.

4.1.7.- Cloración

Las aguas captadas se someten a un proceso de cloración como único método de tratamiento de agua antes de ser estas entregadas para el consumo de la población.

Este proceso de cloración se realiza en el estanque de regulación de Oseguera mediante un sistema artesanal de graduación de cloro. Este consiste en un pequeño estanque de 80 lts. en donde se deposita el cloro mezclándose y disolviéndose con agua, después mediante una manguera la inyección de cloro se mezcla con el flujo entrante al estanque, la dosificación utilizada en este proceso corresponde a 4.62 kg. de cloro a granel por semana.

Este dispositivo se ubica sobre el estanque en una caseta de hormigón de 40x40x50 cm de alto.

Conforme a lo expresado por el fontanero el sistema presenta problemas debido a que se obstruye la manguera de inyección.

4.1.8.- Red de Distribución

A modo de información histórica, la red fue diseñada por personal del SANAA en el año 1991, su construcción fue realizada a fines del 1998. Para ese año Orica contaba con un nuevo sector de viviendas, denominado como sector San Francisco, el cual fue incorporado en el momento de construcción de la red, por ende este sector quedó fuera de análisis en su diseño inicial. La construcción se realizó con fondos de un organismo externo, para lo cual los pobladores aportaron la mano de obra. Cabe señalar que la red a sufrido cortes de tuberías secundarias y primarias, producto de no contar con los materiales adecuados, ya sea para cambiar la tubería o repararla, a pesar de los esfuerzos de la municipalidad de Orica por no producir efectos negativos en ella, debido al bajo recurso económico de la localidad.

La red de distribución tiene una longitud de 12514 m., incluyendo las matrices que vienen de los estanques.

La red cubre prácticamente en su totalidad la localidad.

El material de las tuberías de la red es PVC C-10 (SDR - 26), excepto las matrices que alimentan la red que son de acero galvanizado SCH - 40. En el cuadro 4.2 se incluye un resumen de las cañerías existentes, este resumen se ha clasificado según material y diámetro.

Cuadro 4.2.- Resumen de tuberías.

DIAMETRO (mm)	MATERIAL	
	PVC	ACERO GALV.
1"	4194 m.
1½"	4750 m.
2"	463 m.	527 m.
2½"	1000 m.
3"	957 m.	12 m.
4"	216 m.	395 m.

Según información proporcionada por el personal encargado del agua potable (fontaneros del poblado), la red presenta una discontinuidad de caudal en las zonas altas del poblado de Orica. Además se hace mención que la red posee muchas filtraciones o pérdidas excesivas de caudal producto de los mismos pobladores que dejan llaves abiertas y no reparan sus tuberías de conexión a la red.

En lo que se refiere a los elementos mecánicos operativos del sistema, existen 52 válvulas de corte, de las cuales 2 de ellas se encuentran cerradas permitiendo el llenado de la red. Estas

Por eso es tan cerradas 74

válvulas tienen la finalidad de producir los diferentes acuartelamientos de la red. No se apreciaron en estas filtraciones.

En cuanto a las matrices que alimentan la red, se tiene que la matriz que viene desde el estanque de Incienso se encuentra el mal estado en su trayecto, agudizándose esta situación al llegar al empalme con la red, específicamente en el cruce del río Malaque.

4.1.9.- Aforos *Indicar fórmula general de aforo con vertederos triangulares y valor de las constantes, "C"*

Se realizaron aforos tanto en las captaciones de Incienso y Oseguera, además de los estanques actualmente en operación, esto para determinar la capacidad de porteo de las conducciones.

Los aforos en las captaciones se realizaron mediante vertederos triangulares y verificados volumétricamente. Los aforos se realizaron los días 28 y 29 de marzo, tomándose 10 mediciones en cada uno de ellos. Los resultados obtenidos en estas campañas fueron los siguientes:

Captación Incienso : $3.12 \left(\frac{l}{seg} \right)$

Captación Oseguera: $3.78 \left(\frac{l}{seg} \right)$

Para los estanques los aforamientos fueron de tipo volumétrico. Para este propósito se solicitó al personal del municipio de Orica (fontaneros), cerrar la válvula matriz durante 4 horas y 2 horas para los estanques de Oseguera e Incienso respectivamente, los días 28 y 29 de marzo de 2000. En los cuadros 4.3 y 4.4 se entregan las mediciones de los estanques Oseguera e Incienso.

Cabe mencionar, que en los días en que se aforaron los estanques, miembros del grupo UCN fueron a las distintas captaciones, donde se pudo verificar que el caudal porteo por la

conducción de Incienso, solo representa el caudal aportado por la captación al desarenador, desde el cual comienza esta conducción.

Además se entregan los aforamiento obtenidos por el proyecto ALA a comienzos de marzo de este año, siendo estos los presentados a continuación:

Aforo fuente de Incienso: $3.14 \left(\frac{\text{lt}}{\text{seg.}} \right)$

Aforo estanque Incienso: $1.7 \left(\frac{\text{lt}}{\text{seg.}} \right)$

Aforo estanque Oseguera: $3 \left(\frac{\text{lt}}{\text{seg.}} \right)$

Cuadro 4.3.- Aforo estanque Oseguera (vol. 170 m³)

Fecha 28 de marzo de 2000

Fecha 29 de marzo de 2000

TIEMPO (min.)	ALTURA (cm.)	CAUDAL (lt/seg.)
15	3.3	2.88
30	6.7	2.92
15	3.4	2.97
30	6.8	2.97
45	10.2	2.97
60	13.5	2.95
75	16.9	2.95
90	20.2	2.94
105	23.6	2.94
120	27	2.95
Promedio		2.94

TIEMPO (min.)	ALTURA (cm.)	CAUDAL (lt/seg.)
15	3.4	2.97
30	6.7	2.92
15	3.3	2.88
30	6.7	2.92
45	10.1	2.94
60	13.5	2.95
75	16.8	2.93
90	20.1	2.92
105	23.5	2.93
120	26.9	2.93
Promedio		2.93

Cuadro 4.4.- Aforo estanque Incienso (50 m³)

Fecha 28 de marzo de 2000

Fecha 29 de marzo de 2000

TIEMPO (min.)	ALTURA (cm.)	CAUDAL (lt/seg.)
5	2.3	1.92
10	4.6	1.92
5	2.3	1.92
10	4.5	1.88
15	6.8	1.89
20	9.2	1.92
25	11.6	1.93
30	14	1.94
35	16.3	1.94
40	18.7	1.95
Promedio		1.92

TIEMPO (min.)	ALTURA (cm.)	CAUDAL (lt/seg.)
5	2.3	1.92
10	4.7	1.96
5	2.3	1.92
10	4.6	1.92
15	6.7	1.86
20	9.1	1.90
25	11.5	1.92
30	13.9	1.93
35	16.3	1.94
40	18.6	1.94
Promedio		1.92

4.1.10.- Análisis Hidráulico del Sistema Actual de Agua Potable

En los puntos que siguen se presenta un análisis hidráulico de las diferentes unidades que conforman el sistema de agua potable de la localidad de Orica.

Este análisis esta basado en el estudio de población, demanda y diagnóstico del sistema. Su objetivo es evaluar el comportamiento del sistema a futuro y potenciar en líneas generales su capacidad frente a esta demanda.

4.1.10.1.- Capacidad de Abastecimiento

De acuerdo a lo estipulado en el punto 4.1.9, el caudal de abastecimiento actual de Orica es de 4.8 lt/seg. y la necesidad para el año de previsión de diseño es de 13.66 lt/seg. (caudal máximo diario), por tanto se presenta un déficit de 8.86 lt/seg.

4.1.10.2.- Conducciones

Cabe mencionar que para ambas líneas de conducción no se realizó más que una inspección visual de terreno, no se realizaron las topografías respectivas con las cuales podrían realizarse las correspondientes verificaciones hidráulicas como capacidad de porteo, disposición de los dispositivos de control y otros, con el fin de reacondicionar y mejorar las actuales líneas de conducción, esto debido a que este estudio se enmarca dentro de un proyecto de solidaridad que tiene sus directrices en un convenio pactado entre la Universidad Católica del Norte y la Universidad Tecnológica Centroamericana, el cual plazos y costos límites, por lo que se han descartado estas topografías ya que su funcionamiento no presenta mayores inconvenientes.

En base a lo anterior, se deja de manifiesto, a modo de recomendación para un estudio futuro, actualizar las líneas de conducción que provienen de las Quebradas de Incienso y Oseguera.

4.1.10.3.- Regulación

Dado que las fuentes de agua y conducciones, están diseñadas en base al gasto máximo diario y las matrices y redes deben ser capaces de absorber el gasto máximo horario, es necesario disponer de un sistema de regulación que compense las variaciones entre la alimentación y consumo. Además, este factor de regulación debe tener una capacidad suficiente para mantener una reserva de seguridad.

- a. **Volumen de regulación.** Para su correcta determinación, se requiere conocer las fluctuaciones horarias de la demanda en el día de máximo consumo; en el caso de Orica no se dispone de estos antecedentes y, por lo tanto, debemos adoptar los coeficientes habituales normalmente empleados. En general se recomienda entre 15% y 20% como volumen de regulación del gasto total en el día de máximo consumo. Para la localidad de Orica, se considera adecuado utilizar un porcentaje de 20% para el día de máximo consumo.

$$\text{Vol. regulación} = 0.2 \cdot Q_{\text{max.hor.}} \cdot 86.4, \text{ con } Q_{\text{max.hor.}} \text{ en } \left(\frac{\text{lt}}{\text{seg}} \right)$$

- b. **Volumen de seguridad.** Producto de lo retirado que se encuentran las captaciones, además de las intermitentes interrupciones que sufren las conducciones actuales producto de la caída de árboles, deslizamientos de rocas, etc., prevemos que es necesario considerar estas situaciones en el volumen de seguridad, para así solventar cualquier percance en el abastecimiento durante un lapso determinado. El volumen de seguridad se estima en un 15% del caudal máximo diario.
- c. **Necesidad de regulación.** De acuerdo a las consideraciones expuestas anteriormente, los volúmenes de regulación necesario para el periodo de previsión se presentan en el cuadro 4.5.

Cuadro 4.5.- Necesidad de regulación.

Año	QMD (lt/seg)	Vol. Reg. (m ³)			Oferta Actual (m ³)	Déficit (m ³)
		Demanda	Seguridad	Total		
2000	9.72	252	126	378	220	158
2004	10.12	262	131	393	220	173
2009	11.18	290	145	435	220	215
2014	12.36	320	160	480	220	260
2019	13.66	354	177	531	220	311

Del cuadro anterior se desprende, que existe un déficit actual de 158 m³ y al final del tiempo de previsión de 311 m³.

4.1.10.4.- Desarenador

Se hará una verificación hidráulica del desarenador existente en la captación de Incienso, ubicado a una cota de 940 m.

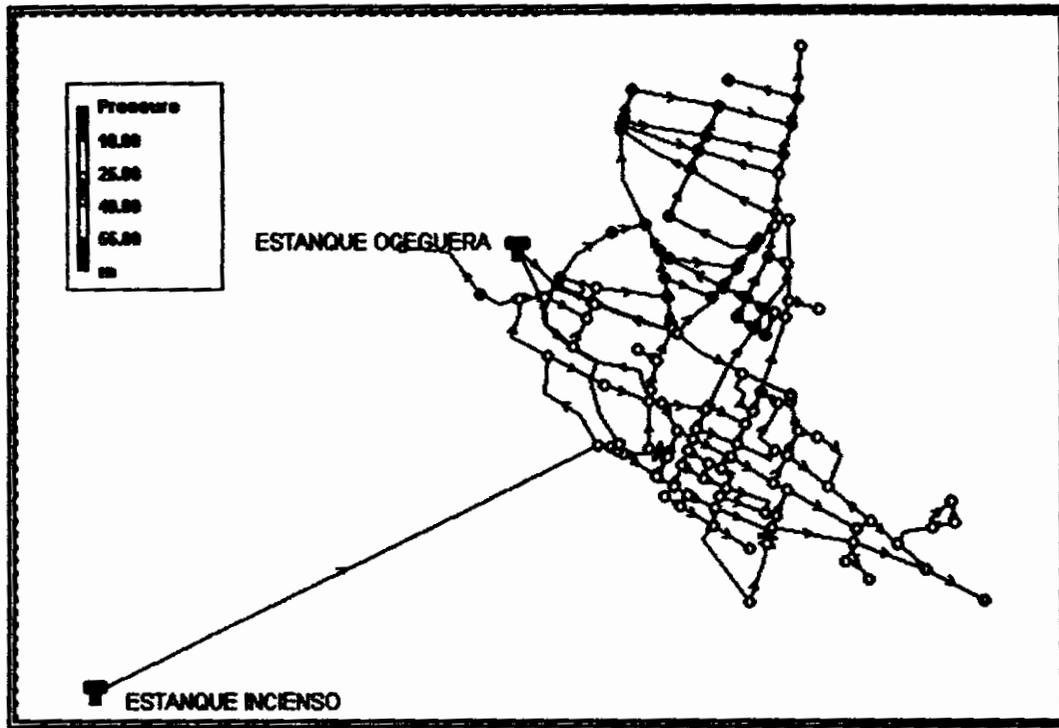
La superficie útil del desarenador es de 144 m² y el volumen útil es de 1.024 m³, gasto a tratar de 3 lt/seg. se traduce en una velocidad de sedimentación de 0.0021 m/seg., lo que permite sedimentar partículas de tamaño mínimo de 0.027 mm., partículas de peso específico aproximado de 2.65 gr/cm³ que son muy finas, por lo que se considera aceptable.

4.1.10.5.- Análisis Hidráulico de la Red Actual de Distribución

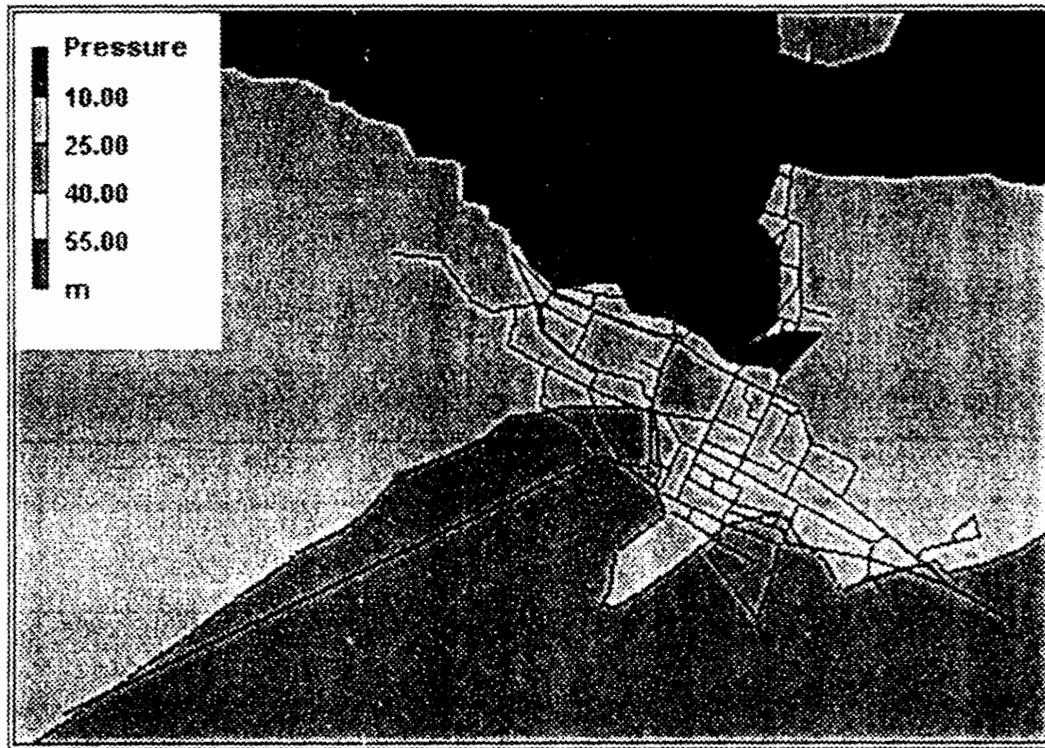
A fin de conocer el comportamiento hidráulico de la actual red de distribución de la localidad de Orica, en base a la demanda de consumo por parte de la población, determinadas en el punto 3.2, se procedió a modelar la red en el software Epanet versión 2.0.

El cálculo de ella se realizó mediante el replanteo de esta en terreno y con apoyo de planos que disponía la municipalidad de Orica. El replanteo de esta se presenta en el anexo F, plano N°3, Planta Red Actual Agua Potable .

Inicialmente se procedió a modelar la red para el tiempo actual. Como se muestra en el esquema 4.1, la red presenta en estos momento un problema de presiones en la parte alta de Orica. Para una mejor visualización de esta baja de presiones se muestra en el esquema 4.2 un mapa de presiones de la red. Además en el anexo B.1 se entrega los resultados arrojados por la simulación.



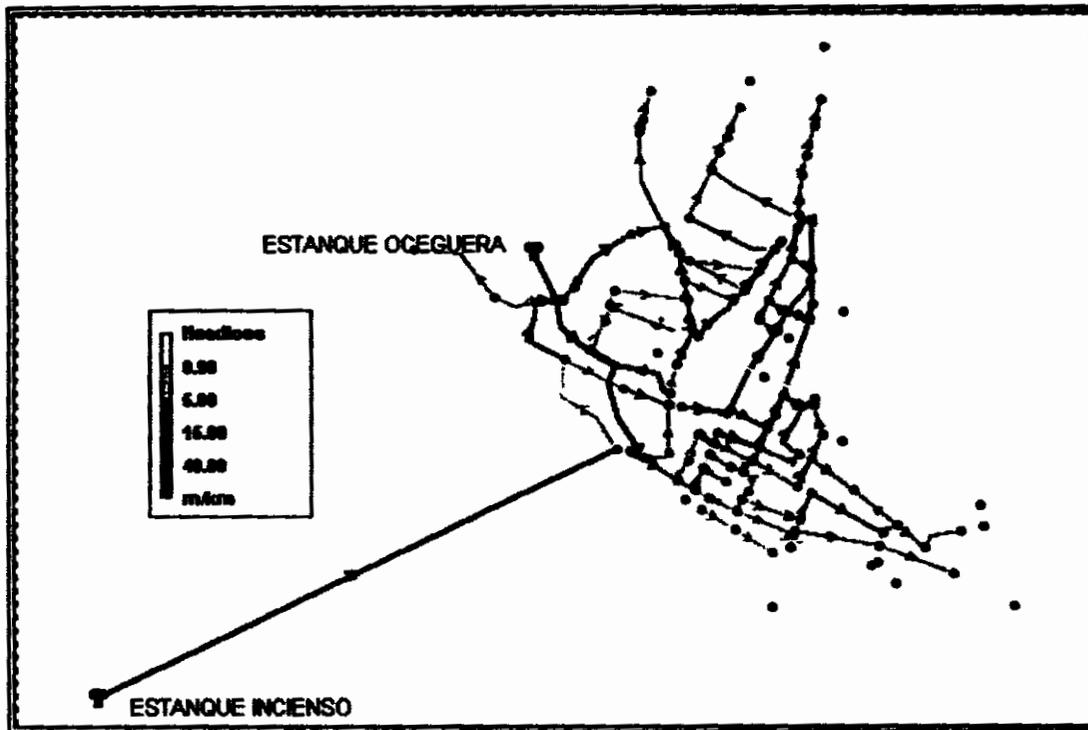
Esquema 4.1.- Esquema de presiones.



Esquema 4.2.- Mapa de presiones.

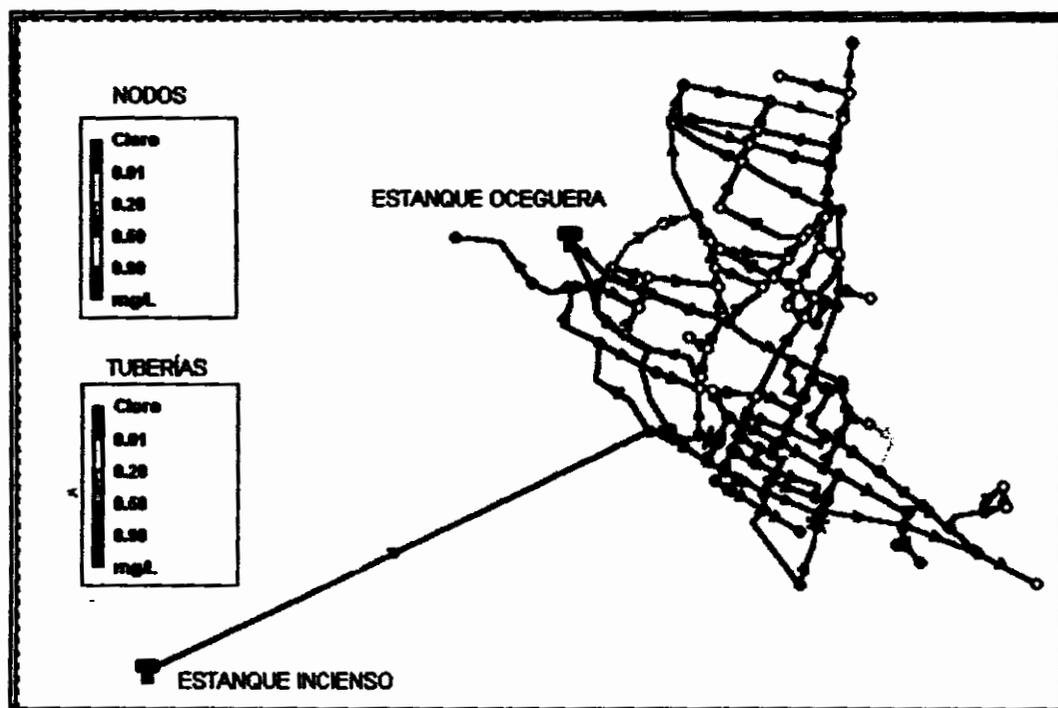
Cabe mencionar que este problema se debe a que la red está funcionando al máximo de su diseño, por lo tanto en algunos ramales principales se producen pérdidas excesivas, las que se traducen en bajas de presiones en puntos altos de la red. Para visualizar esta conclusión se muestra el esquema 4.3.

En el esquema 4.3 queda en evidencia que los ramales de color rojo presentan pérdidas de carga excesivas debido al flujo que estos deben proporcionar a las zonas altas de Orica, por lo que la red debe ser reestructurada, además esto viene a ratificar lo expuesto en el punto 4.1.8, sobre la discontinuidad de caudal que se presentaba en algunas horas cuando la demanda se incrementa.



Esquema 4.3.- Esquema de pérdidas en tuberías.

Otro problema que se detectó fue el cloro residual de la red. Como se mencionó en el punto 4.1.7, el cloro se proporciona en el estanque de Oseguera. En el esquema 4.4 se visualiza la existencia de nudos en la red que quedan sin cloración, connotados de color azul, debido a que el agua que circula por algunas tuberías quedan sin cloración, denotadas con color rosado, producto que el flujo que baja del estanque de Incienso no se mezcla con el flujo clorado del estanque de Oseguera. Además en el sector oeste de Orica existe un exceso de cloro. Una de las razones es la mala circulación del flujo en este sector bajo de Orica y la segunda es el exceso de cloro vertido en el estanque de Oseguera.



Esquema 4.4.- Cloro circulante en la red.

El análisis para el tiempo de previsión se descartó ya que la red no cumple para condiciones actuales y sería innecesario analizar las condiciones en las cuales trabajaría la red para ese año.

4.2.- MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA LOCALIDAD DE ORICA

La presente sección, se refiere al mejoramiento del sistema actual de agua potable de localidad de Orica. Para tales efectos, se determina inicialmente la necesidad de demanda de agua potable de esta localidad para luego identificar los mejoramientos, los que deben ser acorde a los caudales requeridos.

4.2.1.- Base de Cálculo

4.2.1.1.- Estudio de Dotación

Para un correcto diseño es necesario determinar la dotación adecuada de la localidad, en esto es importante que la distribución del elemento vital por habitante sea el mas adecuado a su medio de vida y permita satisfacer, al menos, las necesidades básicas de la comunidad, sin olvidar que este es un recurso escaso. Por ello el estudio a considerado dos etapas fundamentales que corresponden a:

- Situación actual
- Identificación de gastos básicos

a. Situación actual. Actualmente Orica cuenta con dos captaciones, Quebrada de Incienso y Quebrada Oseguera, que en conjunto y según los aforos realizados en terreno especificados en el punto 4.1.9, aportan un caudal de 4.8 lt/seg. La localidad cuenta con disponibilidad del recurso durante 12 horas al día, de las cuales 6 horas corresponden a un funcionamiento completo del sistema. Durante este período (6:00 AM - 12:00 PM) se produce el vaciado de los estanques, quedando posteriormente la red limitada por el caudal directo que aportan las bocatomas. Para estas condiciones, se ha determinado la dotación media de trabajo del sistema. Es importante recalcar que esta dotación media solo corresponde a un parámetro aproximado teórico estimativo ya que las características de funcionalidad del sistema no corresponden a las adecuadas. Considerando lo expuesto se estima un volumen medio diario de 432 m³. En la estimación de

esta dotación se considera que el tiempo de uso del agua corresponde a 16 horas, este tiempo medio de uso se aproxima de manera más realista al horario de utilización por parte de la localidad. Si bien la dotación se determina en función de 24 horas de uso, la aproximación que se hace es con la finalidad de evaluar la utilización de agua y la necesidad real del elemento vital.

Con estas consideraciones se tiene un caudal medio de 7.5 lt/seg., lo que se traduce en una dotación media de 152 lt/hab/Día.

Esta dotación sería adecuada para la población indicada, sin embargo, es elevada si se considera que la localidad no cuenta con un sistema de recolección de aguas residuales. Es lógico que esto ocurra dadas las características de consumo y costo del recurso, el cual determina que cada familia pague 8 lps. mensuales, independientemente del consumo. A pesar que la dotación estimada indica una disponibilidad del recurso, es necesario verificar que el caudal medio de aporte de las fuentes es inferior al caudal medio de uso, el que es elevado debido al sobreconsumo. Esta estimación es hasta el momento sostenida por la acción de los estanques que cumplen una función de acumulación más que de regulación.

Según lo expuesto anteriormente, el déficit teórico actual es de 2.7 lt/seg., sin embargo para la población actual no podemos hablar de déficit sino mas bien de uso inadecuado del elemento vital, dado que el caudal medio disponible es de 4.8 lt/seg. Este otorga una dotación media de 104 lt/hab/día que corresponde a una dotación adecuada para un poblado rural sin sistema de recolección de aguas residuales.

Por la discusión anteriormente planteada se a decidido calcular los gastos básicos en los cuales deben incurrir los habitantes de la localidad de Orica.

b. Identificación de gastos básicos. Debido a que el consumo doméstico de agua puede variar entre límites amplios, es difícil establecer una cifra que sea capaz de representar exactamente las necesidades del recurso en determinado lugar. Pero según estudios realizados principalmente por europeos (K. Imhoff, Alemania, C.E.R.S.O.A.F, Francia, A.E.A.S, España) y recogiendo la

experiencia de la ingeniería sanitaria en América Latina (Chile, Perú, Brasil), se acepta como referencia el rango comprendido entre 75 y 80 lt/hab/día como la cantidad básica doméstica de agua, que incluye las necesidades fisiológicas, usos culinarios y requerimientos para lavado de ropa y baño. Sin embargo a este consumo básico es necesario agregarle consumos variables que caracterizan la localidad.

Para el caso de Orica, considerando sus características de poblado rural, la variación se verá reflejada en los siguientes consumos:

Consumo baño y ducha	15 lt/min.
Consumo adicional descarga WC	20 lt/descarga

Esto nos daría un consumo por persona por día de 145 lt/hab/día

Beneficiando la necesidad de mejora de calidad, se considerara para diseño una dotación de 150 lt/hab/día.

4.2.1.2.- Período de Previsión

En referencia a lo expuesto en el punto 4.1.8, base de la referencia histórica de la red, y considerando que las tuberías tienen una vida útil de alrededor de 22 años, se adopta un periodo de previsión de 15 años, periodo que termina el año 2019.

4.2.1.3.- Caudales de Diseño

Los caudales medios se han determinado mediante la proyección de población y la dotación adoptada. Se considera un coeficiente de gasto máximo diario de 1.4 en atención a que la población flotante es pequeña y muy intermitente, y un coeficiente de gasto máximo horario de 1.5. siendo este último valor al normalmente empleado en proyectos de agua potable rural. En el cuadro 4.6 se presentan los caudales de diseño en el período de previsión adoptado.

Cuadro 4.6.- Caudales de diseño.

Año	Población Habitantes	Q. med. (lt/hab/día)	Q. máx. d. (lt/seg.)	Q.máx.h. (lt/seg.)
2004	4162	7.23	10.12	15.18
2009	4600	7.99	11.19	16.79
2014	5084	8.83	12.36	18.54
2019	5619	9.76	13.66	20.49

4.2.1.4.- Criterios Generales Para el Diseño de las Obras

Los criterios de diseño a considerar han sido sacados en referencia a la norma de diseño para acueductos rurales, del Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillado de la república de Honduras (SANAA) y de la ExDirección de Agua Potable Rural de Chile (ExDAPRU).

4.2.1.4.2

4.2.1.4.1.- Presiones en la Red de Distribución

La verificación y diseño de la red de distribución está condicionado por las presiones mínimas

P_{min.} = 10 m.c.a.

P_{máx.} = Determinada por la resistencia de la tubería.

} Mencionar a continuación los datos de resistencia de las tuberías propuestas }

4.2.1.4.2.- Velocidad en las Conducciones

Para el general de las conducciones se utilizarán las fórmulas convencionales de la hidráulica para la determinación de las velocidades de porteo, esto significa que estas ecuaciones son válidas cuando se desarrolle la conducción en condiciones de un régimen a tubería llena bajo presión; sin embargo, estas ecuaciones cambian cuando se presenta en algunos tramos una tubería parcialmente llena, lo que se conoce como una conducción en acueducto, utilizando para estos tramos la fórmula de Manning para la determinación de las velocidades.

Se adopta el siguiente criterio de valores de velocidades:

V_{min} (salvo redes) = 0.6 m/seg.

V_{max} . (en líneas de abastecimiento) = 1.6 m/seg.

$V_{máx}$. (red de distribución) = 3.0 m/seg.

Las velocidades para los tramos de las líneas de conducción que se presenten en acueductos, serán obtenidas mediante la fórmula de Manning para canales circulares de acuerdo a las siguientes expresiones:

La velocidad expresada en unidades del sistema internacional.

$$V = \frac{R^{2/3} \cdot \sqrt{i}}{n} \quad \text{donde,}$$

V : velocidad de escurrimiento.

R : radio hidráulico, $\equiv \frac{\text{área mojada}}{\text{perímetro mojado}}$.

i : pendiente de la sección en estudio.

n : rugosidad.

coef. de rugosidad de Manning.

Para canales circulares, se presentan a continuación las expresiones para el área mojada y el perímetro mojado.

$$A_m = \left(\frac{D^2}{8}\right) \cdot (\theta - \text{sen } \theta), P_m = \theta \cdot \left(\frac{D}{2}\right) \text{ donde, } \theta : \text{ángulo medido desde el centro del tubo.}$$

D : diámetro interno de la tubería.

Entonces R queda definido como $R = \frac{A_m}{P_m}$.

4.2.1.4.3.- Pérdidas de Carga por Fricción

El cálculo de las pérdidas friccionales producidas por la conducción se harán basándose en la expresión de Hazen-Williams para el flujo de agua en tuberías, utilizando los coeficientes estandarizados para los distintos tipos de materiales usados en las tuberías. Esta expresión es válida para usarla tanto en las conducciones como en el sistema de agua potable de la localidad.

Para el cálculo de las pérdidas de carga por fricción se utilizará la fórmula de Hazen - Williams:

$$J = 10,667 \cdot \left(\frac{Q}{C}\right)^{1,852} \cdot D^{-4,871}$$

Donde:

J = Pérdida de carga unitaria.

Q = Caudal en m^3/seg .

D = Diámetro en metros.

C = Constante de Hazen-Williams, corresponde al factor de fricción de la cañería.

Los coeficientes C para los diferentes materiales serán los siguientes:

P.V.C. = 140

Acero = 100

Se asume también que las pérdidas producidas por singularidades representan el 10% de las pérdidas producidas por fricción, desarrollándose de este modo una ecuación mas simplificada para lo que corresponde el diseño de las conducciones. Este criterio de diseño es válido para los cálculos desarrollados para la línea de conducción y para el sistema de red de distribución de agua potable de la comunidad.

4.2.2.- Mejoramiento del Sistema Agua Potable

Los mejoramientos descritos y planteados en esta sección se encuentran basados en la recolección de información, exploraciones de terreno, observaciones tanto cualitativas como cuantitativas del sistema completo de abastecimiento y distribución de agua potable, logrando de este modo un acoplamiento y sinergia completa de los nuevos elementos que se integran al funcionamiento global del sistema actual.

4.2.2.1.- Fuentes de Abastecimiento.

En referencia al punto 4.1.10.1 se ha indagado en la búsqueda de nuevas fuentes que puedan abastecer el caudal de déficit para el año de previsión.

Esto se ha realizado mediante salidas a terreno con apoyo de planos cartográficos, GPS y personal del municipio de Orica.

Como resultado de esta búsqueda fue posible encontrar dos nuevas fuentes de abastecimiento, las que en conjunto darán solución al problema de déficit que mantiene la

localidad actualmente para el periodo de previsión proyectado, estas dos nuevas fuentes corresponden a:

- > Qda. de Agua
- > Qda. de Chorrendón

Con respecto a las fuentes anteriores se hace la siguiente aclaración:

Su denominación obedece al nombre que le dan los lugareños del sector, dado que en realidad no corresponden a estas quebradas según el plano cartográfico. Además no presentan nombre, por ende y para efectos de este proyecto las denominaremos afluente Ilusión y afluente Baobad respectivamente, como se muestra en la imagen 4.2.

Los aforos en las captaciones fueron mediante vertederos triangulares y verificados volumétricamente. Las campañas de aforamiento efectuadas se realizaron los días 28 y 29 de marzo, tomándose 10 mediciones en cada uno de ellos. Los resultados son:

Afluente BaoBad : $2.9 \left(\frac{lt}{seg} \right)$

Afluente Ilusión : $6.3 \left(\frac{lt}{seg} \right)$

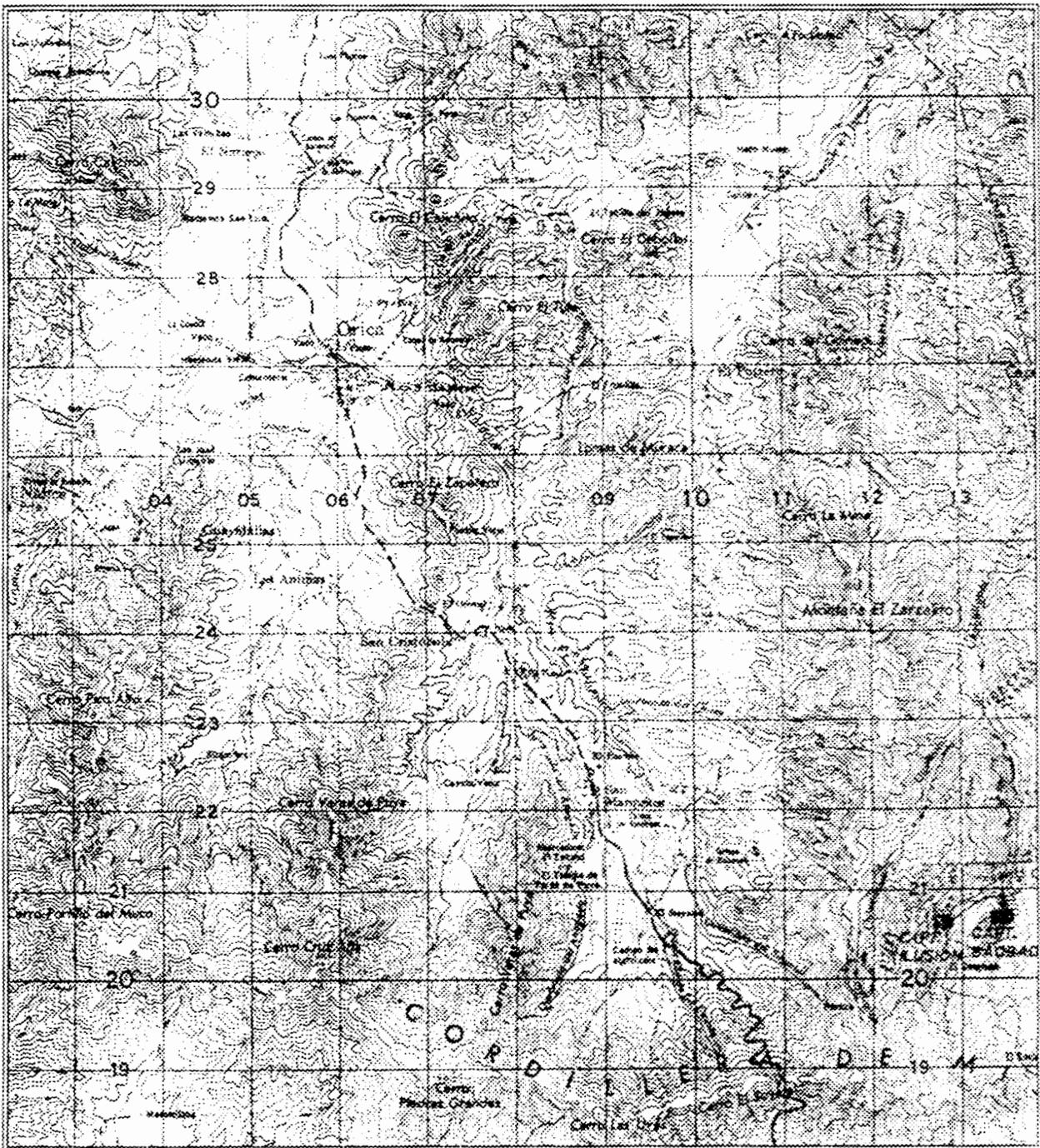


Imagen 4.2.- Ubicación fuentes de captación Ilusión y BaoBad.

4.2.2.2.- Obras de Toma.

De acuerdo con la fuente escogida se construirá la obra de toma consistente en una captación superficial con un canal de derivación hacia una cámara húmeda de donde se recolectará el flujo y se direccionará hacia el desarenador, desde el cuál se conducirá las aguas hacia el nuevo estanque de regulación.

En el dimensionamiento de dicha captación intervendrán varios factores, entre los cuáles se pueden destacar los siguientes:

- > La producción de la fuente
- > Ubicación del curso de agua
- > Características del terreno

4.2.2.2.1.- Dimensionamiento del Canal de Derivación

Conociendo el caudal de aforo el que será considerado como caudal mínimo, se presenta la dificultad de determinar el caudal; sin embargo, con este valor inicial podemos obtener teóricamente los valores medios y máximos según las siguientes consideraciones:

- a) $Q_{aforo} = Q_{mínimo}$
- b) $Q_{medio} = 10 Q_{mínimo}$
- c) $Q_{máximo} = 100 Q_{mínimo}$

Mencionar criterios para definir Q_{medio} (10 $Q_{mínimo}$) y Q_{max} (100 $Q_{mínimo}$)

Caudales \ Fuentes	ILUSIÓN	BAOBAD
$Q_{mínimo}$	0.0063	0.0029
Q_{medio}	0.0630	0.0290
$Q_{máximo}$	0.6300	0.2900

100 veces

consideraciones a 1/40

El canal de derivación se diseñará para el caudal $Q_{\text{mínimo}}$. Debido a que el caudal utilizado para los diseños tanto de las conducciones y como del sistema de red de abastecimiento corresponden al caudal aforado.

La fórmula utilizada para estos diseños corresponde a la de Manning, con un coeficiente $n = 0.013$ para un canal revestido de hormigón y una pendiente del 1%, consideraciones que se mantendrán para ambas captaciones.

$$V = \frac{A_m^{2/3} \times \sqrt{i}}{P_m^{2/3} \times n}$$

$$Q = \frac{A_m^{5/3} \times \sqrt{i}}{P_m^{2/3} \times n}$$

$$A = a \times h$$

$$P = 2 \times h + a$$

, donde

A_m : Area mojada.

P_m : Perímetro mojad.

i : Pendiente del canal.

n : Coeficiente de mannig

a : Ancho del canal

h : Altura del canal

Datos \ Fuentes	Ilusión	Baobad
Q (m3/seg)	0.0063	0.0029
a (cm)	20	15
h (cm)	10	10

Se asume para ambos caso una altura de 0.10 (m) para la altura del canal y 0.20 m de canal.

4.2.2.2.- Cámara Húmeda de Retención

Se asume para cada caso una cámara húmeda de retención que sea capaz de contener un volumen de 1.5 m³ con las siguientes dimensiones:

- Una altura de 1.50 m
- Un ancho de 1.00 m
- Un largo de 1.00 m

¿de donde se obtiene ese valor?

Esta cámara no cumple la función de un estanque de regulación ni de seguridad por lo que no se presenta como base de cálculo para la capacidad que pueda tener.

Tampoco se contempla una tubería de rebalse debido a que la entrada de flujo se puede autoregular con el nivel del cauce, debido a que permanece intercomunicado y se presenta el fenómeno de vasos comunicantes entre la cámara húmeda y el nivel superior del cauce llegando a un equilibrio hidráulico. Si se hace necesario contemplar una altura de rebose del canal el que debe ser elevado a 20 cm mas en la sección en que presenta una mayor cota. Esta debe desarrollarse horizontalmente durante todo el largo del canal, esto impedirá la inundación del canal por el flujo venido de las laderas y hará la conexión para que se produzca el equilibrio hidráulico.

4.2.2.3.- Dimensionamiento de la Rejilla

Se contempla para la retención de sólidos mayores como ramas, hojas y demás la instalación de dos rejillas, una ubicada al inicio del canal de derivación y otra en la entrada de la cámara húmeda.

Ambas rejillas estarán elaboradas con el mismo material y misma disposición en el entramado, solo variará en la inclinación en que se encuentran ya que la primera se colocará con una inclinación a favor del flujo con respecto a la vertical de 30° y la segunda rejilla estará dispuesta de forma vertical enfrentado el flujo.

Las dimensiones de las rejillas corresponden a:

Datos \ Fuentes	ILUSION	BAOBAD
Diámetro varilla d(mm)	10	10
Separación s(cm)	2	2
Ancho de la rejilla b(cm)	20	20
Alto de la rejilla	15	15

Su pre-diseño se presenta en el anexo F, plano N° 9 “Detalles Captaciones Ilusión y Baobad”.

4.2.2.2.4.- *Direccionamiento del Cauce del Río*

Para poder asegurar el caudal de captación y que el cauce no presente un recorrido errático y se aleje de la zona de captación es que se plantea desarrollar un peralte, que se inicie aguas arriba y que termine un poco pasado el canal de derivación, que direcciona el cauce hacia el canal de derivación, esto solo será válido para cuando el cauce presente un caudal bajo ya que cuando trabaje con caudales mayores este peralte se verá sobrepasado por el cauce y no existirá inconvenientes en que el canal pueda captar el caudal diseñado.

El peralte será revestido con concreto pobre para evitar que se produzcan infiltraciones a la entrada del canal.

4.2.2.2.5.- *Mantenimiento del Sistema de Captación.*

Los problemas que con mayor frecuencia se presentan en las estructuras de este tipo de tomas de aguas superficiales suele ser:

- > Azolvamiento violento después de las fuertes lluvias, cuando las fuentes superficiales por sus características topográficas tienen pendientes pronunciada y el suelo del cauce es erosionable.
- > Arrastre de troncos y rocas que, además del azolvamiento, pueden afectar la estructura.

- > Erosión en los anclajes o empotramientos del canal y de la cámara húmeda, como consecuencia del empuje de las aguas de las avenidas y del incremento de la napa freática y su carga hidráulica.
- > Decantación de sólidos menores en suspensión en la cámara húmeda.
- > Retención en la rejilla de captación, de materiales (grava, hojas, etc.) que no pudieron ser arrastrados por el agua en su pasaje, y;
- > Desarrollo de algas en las rejillas.

No es necesario que el operador inspeccione todos los días la estructura de toma para verificar las condiciones anteriores de operación, pues basta con observar el caudal que llega al tanque de distribución. De mantenerse dicho caudal en el régimen normal, se considerará que todo marcha bien, y en caso en que notase disminución en la cantidad de agua que llegue, se hace necesario su visita recorriendo la línea de conducción desde el estanque hasta la presa toma, para proceder a la limpieza o reparación que corresponda.

4.2.2.3.- Conducción

Según las inspecciones técnicas realizadas se observó que en las conducciones antiguas no se identifican grandes anomalías, más que la recomendación de la inclusión de un desarenador en las aguas captadas desde Qda. de Oseguera. Lo que si se puede recomendar es una limpieza de los vasos y realizar un adecuado mantenimiento a estas presas.

Para las nuevas fuentes se entrega un pre-diseño a nivel de Anteproyecto de las nuevas conducciones.

4.2.2.3.1.- Nuevas Conducciones

La determinación del tendido de las líneas de conducción se realizó mediante un recorrido en terreno apoyado por un GPS, para la cual se presenta la siguiente situación:

- A pesar que ambas captaciones se encuentran en quebradas que concurren a un mismo punto, queda la imposibilidad de juntar las líneas de conducción en este punto, debido a la existencia de un punto en terreno de mayor cota que la del punto de intersección de estas quebradas.
- En base a lo anterior, se tienen dos líneas de conducción que se encuentran en el punto de intersección de las quebradas, que luego continúan de forma paralela hasta el desarenador ubicado a uno 6500 m. aguas abajo de las fuentes, el que se encuentra ubicado pasado el punto de mayor cota, para luego continuar con una única tubería de conducción que llega hasta el nuevo estanque de regulación y que contiene el total del caudal que receptiona el desarenador, como se muestra en la imagen 4.3.
- Las condiciones iniciales de cálculo para determinar las tuberías en el primer tramo, esto es antes de llegar al desarenador, son la suposición de presión igual a cero en el punto mas alto, esta condición se utiliza para que no se pueda producir presión negativa en ese punto que produzca una reducción de la vena líquida y que impida el paso libre del agua.
- La dirección que presentan las conducciones de las nuevas fuentes se pueden apreciar en la Imagen 4.3.-

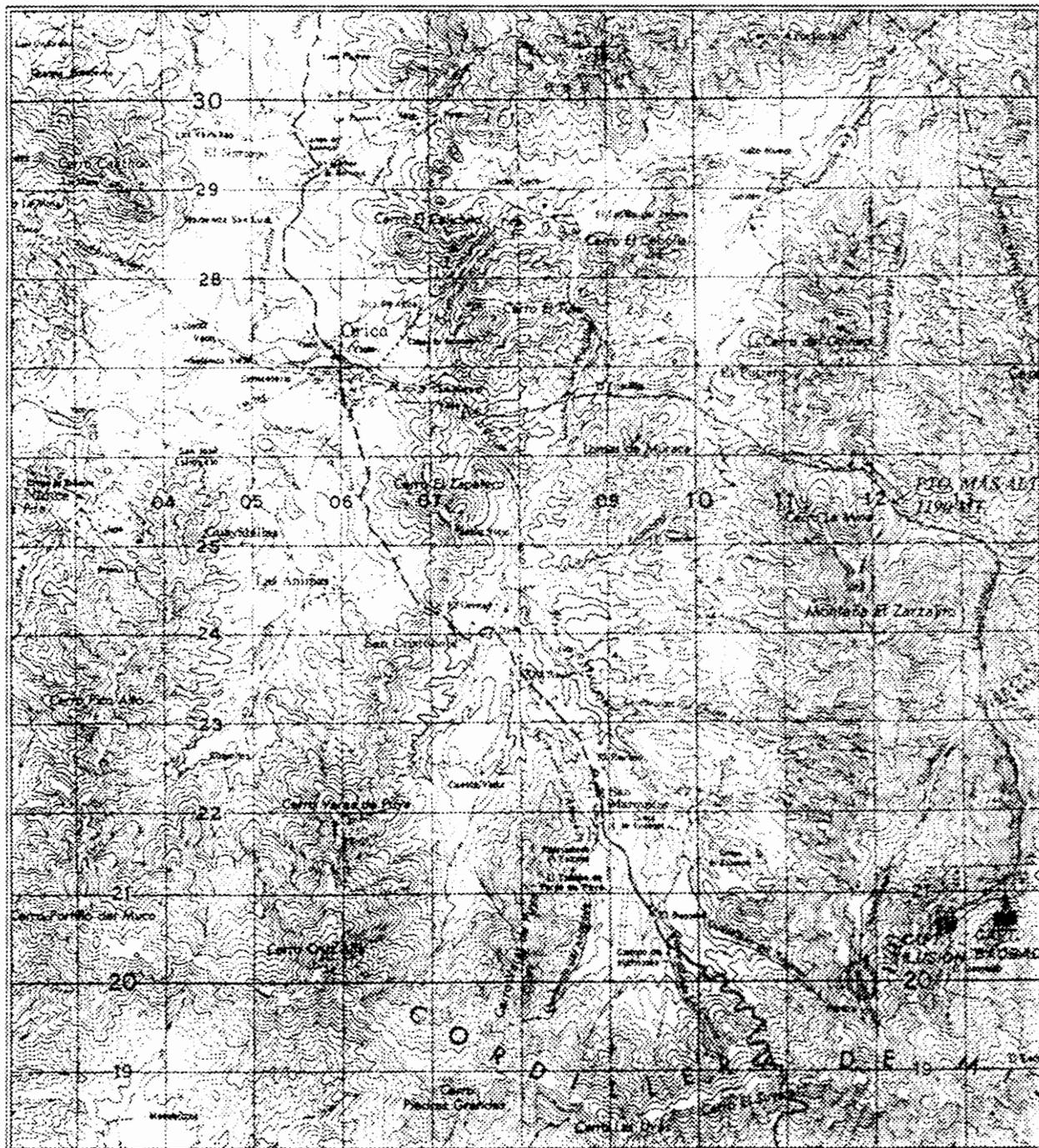


Imagen 4.3.- Conducciones desde Captaciones Ilusión y BaoBad.

Según los aforos que se mencionan en el punto 4.2.2.1 los caudales a portear son :

- Fuente Ilusión : 6,3 l/s.
- Fuente Baobad : 2.9 l/s.

Para este cálculo se utilizó la fórmulas de Bernoulli para la determinación de equilibrio de energía y la de Hazen-Williams para la obtención de las pérdidas sufridas por fricción durante el trayecto de la conducción, las pérdida singulares se consideraron equivalentes al 10% de las pérdidas sufridas por fricción. Las tuberías utilizadas son de PVC C-16 (SDR-17) y Acero Galvanizado ASTM A-53 Grado A (SCH 40).

a.- Conducción Ilusión Desarenador. Para esta conducción el diámetro interior resulto superior a 125 mm., por lo tanto se opta por un diámetro comercial de 6". En la tabla 1 y gráfico 1 del Anexo B.4, se adjunta el cálculo hidráulico y el perfil reducido de la conducción.

b.- Conducción BaoBad Desarenador. Para esta conducción el diámetro interior resulto superior a 87 mm., por lo tanto se opta por un diámetro comercial de 4", aunque en el inicio de esta se opta por un tramo con tubería de PVC con diámetro comercial de 3", para evitar que la tubería funcione en acueducto en esta zona, continuando posteriormente con una tubería de 4". En la tabla 2 y gráfico 2 del Anexo B.4, se adjunta el cálculo hidráulico y el perfil reducido de la conducción.

→ acabar este terreno.

c.- Conducción Desarenador Estanque de Regulación. Para esta conducción el diámetro interior resulto superior a 90 mm., por lo tanto se opta por un diámetro comercial de 4". En la tabla 3 y gráfico 3 del Anexo B.4, se adjunta el cálculo hidráulico y el perfil reducido de la conducción.

4.2.2.3.2.- Sistema de Seguridad en las Conducciones

Las tuberías destinadas al transporte de agua a presión, deben estar preparadas para soportar distintos esfuerzos, como presión estática, aplastamiento, golpe de ariete y aire

incontrolado en tuberías. Estos últimos exigen especial atención para evitar sorpresas y desorientaciones que se producen con frecuencia. Para estos existen distintos dispositivos como son las válvulas de aire, válvulas de alivio, etc. Para la utilización de algunos dispositivos especiales los cuáles fueron ubicados según criterios prácticos y recomendaciones propuestas por el Dr. Enrique Mendilucci Rosich, (Peligrosidad del aire en el interior de las tuberías y Seguridad en las instalaciones para Transporte y Distribución de agua), expresados a continuación:

a.- **Ventosas:** Estas serán ubicadas en distintos puntos de la línea de conducción para protegerla tanto en el llenado de la línea, en el vaciado y para que expulse de forma constante el aire que pueda contener la tubería, estas tendrán un diámetro no mayor a 50 mm y una presión de trabajo de 250 m.c.a. para los tramos de tuberías en acero, los tramos de PVC serán de presión de trabajo hasta 180 m.c.a. Estas corresponden a válvulas de purga automática de triple acción PURGEX VENTEX DN 50 PN 25 y BARAK de 2" PN 17 o similar. Para la ubicación de estas se tomaron en consideración los siguientes criterios:

- Ubicación en los puntos mas elevados de la línea de conducción.
- En la salida de depósitos en donde se producen sifones, esto toma mayor importancia en el llenado de la tubería.
- En los tramos descendentes de más de 500 mt de longitud.
- En donde se producen cambios bruscos de pendientes, ya sean estos a favor o en contra de la dirección del flujo.
- En tramos en donde la pendiente no es de importancia o no existe pendiente, en estos casos la ubicación de las válvulas de aire se deben ubicar a no mas de 500 mt una de otra.

b.- **Válvulas de Alivio :** Estas válvulas serán del tipo de activación automática e independiente de cualquier fuente externa que pueda perjudicar su funcionamiento, sus características de funcionamiento, es que elimina el golpe de ariete que podría dañar la tubería. Las válvulas de alivio serán BAYARD 530 DN 50; PN 25. Para la ubicación de estas se consideró los siguientes criterios de decisión:

- > Ubicación a la salida de las fuentes de abastecimiento.
- > En puntos bajos de la conducciones, donde se presenten sobrepresiones altas.

c.- Desagües: Los desagües se ubicaran en los puntos mas bajos del sistema de conducción, para atascamientos y facilitar la circulación del flujo aguas debajo de este. Además se utilizaran para realizar limpieza de la línea de conducción.

4.2.2.3.3.- Análisis Golpe de Ariete

El cálculo de sobrepresiones originadas por el fenómeno del golpe de ariete, se realiza en el punto mas desfavorable, el cuál corresponde al punto de menor cota (990 m), en el tramo comprendido entre la captación y el desarenador, para ambas conducciones provenientes de las captaciones Baobad e Ilusión.

Para esto es necesario tener en cuenta lo siguiente:

$$\text{Para } T \geq \frac{2 \cdot L}{a} \text{ aplicamos Michaud, } \Rightarrow \Delta H = \frac{2 \cdot L \cdot V}{g \cdot T}$$

$$\text{y para } T < \frac{2 \cdot L}{a} \text{ aplicamos Allievi, } \Rightarrow \Delta H = \frac{a \cdot V}{g}$$

en donde,

V : *velocidad del agua*

T : *tiempo de cierre de la válvula.*

L : *largo de la conducción.*

a : *celeridad.*

Para evaluar la celeridad Allievi a determinado la siguiente expresión:

$$a = \frac{1440}{\left(1 + \left(\frac{D}{e}\right) \cdot \left(\frac{El}{EP}\right) \cdot C_1\right)^{0.5}}$$

donde : D/E = Diámetro interior/espesor tubería

EL = Módulo de compresibilidad del fluido (para el agua EL = 2×10^4 Kg./cm²)

EP = Módulo elástico del material ($2,1 \times 10^6$ Kg/cm² Acero)

C₁ = Coef. de anclaje (= 1 PVC; = 0,91 Acero)

Lo anterior se utilizará encontrando la longitud crítica, para la cual Michaud y Allievi coinciden en valores, este punto nos indicara la independencia de la utilización de cada fórmula.

Esta se obtendrá con $L_c = \frac{a \cdot T}{2}$.

En el cuadro 4.10 y 4.11 se muestra el análisis del golpe de ariete para los puntos más críticos para las conducciones proveniente entre las distintas captaciones y el desarenador.

4.2.2.3.4.- Comentarios

En referencia a la tabla 4.10, existen dos puntos críticos, en los metrajes 3125 y 5925, con presiones máximas de 162 y 247 m.c.a.. El primero de ellos es una tubería de PVC, SDR-17, con presión de trabajo de 250 PSI (175 m.c.a) y la segunda es una tubería de acero galvanizado ASTM 53 grado A (SCH-40) de presión de trabajo de 300 m.c.a.. Según lo anterior las tuberías soportan las sobrepresión producidas por golpe ariete, pero de forma de resguardar la línea de conducción en estos puntos se recomienda colocar válvulas de Alivio rápido.

Realizando un análisis semejante al anterior para los resultados del cuadro 4.11, se obtiene en los metrajes 2625 y 5425 la recomendación de válvulas de alivio en estos puntos.

Los pre-diseños se entregan en el anexo F, planos N° 7 y N° 8, Líneas de Conducciones.

Cuadro 4.7.- Conducción Fuente Ilusión-Desarenador.

$a = 1312 \text{ m/s}$
 $T_c = 10.1 \text{ s} \rightarrow$ Tiempo de cierre
 $T_{\text{verif}} = 5 \text{ s} \rightarrow$ Tiempo verificación
 $L_c = 3280 \text{ m} \rightarrow L < L_c \rightarrow$ F. Michaud, los otros tramos Allievi.

Tramo	Material	Diámetro (mm)	Espesor (mm)	Celeridad	Velocidad	Presión	ΔH
0				----	---	---	0
3125	PVC	148.5	9.90	----	0.36	116	45.8
3280	ACERO	153.0	7.11	----	0.34	120	45.5
5256	ACERO	153.0	7.11	1312	0.34	201	45.5
5925	ACERO	153.0	7.11	1312	0.34	111	45.5
6475	PVC	148.5	9.90	414	0.36	Acued.	15.0

Se falta colocar unidades en los cuadros

Cuadro 4.8.- Conducción Fuente BaoBad-Desarenador.

$a = 1337 \text{ m/s}$
 $T_c = 9.2 \text{ s} \rightarrow$ Tiempo de cierre
 $T_{\text{verif}} = 4 \text{ s} \rightarrow$ Tiempo verificación
 $L_c = 2674 \text{ m} \rightarrow L < L_c \rightarrow$ F. Michaud, los otros tramos Allievi.

Tramo (m.)	Material	Diámetro int. (mm)	Espesor (mm)	Celeridad	Velocidad	Presión	ΔH
0							
1500	PVC	78.4	5.20	----	0.60	81	45.8
2625	PVC	100.8	6.70	----	0.36	119	48.0
2674	ACERO	104.0	6.02	----	0.34	121	46.3
4750	ACERO	104.0	6.02	1337	0.34	203	46.3
5425	ACERO	104.0	6.02	1337	0.34	111	46.3
5975	PVC	100.8	6.70	414	0.36	Acued.	15.0

4.2.4.- Sistema de Distribución de Agua Potable de Orica

Para el mejor funcionamiento de la red actual y para un eficiente desempeño de los estanques de regulación, tanto existentes como proyectado, es que se esquematizo los siguientes cambios del sistema en funcionamiento actual de acuerdo a lo planteado en el diagnóstico y análisis hidráulico del sistema.

4.2.4.1.- Estanques de Regulación

- Tanto para el estanque de Incienso como el de Oseguera (se consulta válvula de corte por flotador para evitar el rebalse de estos.
- Válvulas de control de corte automático activada preferentemente por variaciones de velocidad, ubicadas a la salida de los estanques, para evitar inundaciones, que fácilmente pueden llegar a niveles catastróficos en caso del rompimiento de la matriz que abastece a la red, debido a que en los pies de estos se encuentran situadas viviendas.
- Realizar el retiro y posterior reposición de la tubería de llegada al estanque de Incienso, según lo indicado en el punto 4.1.4.
- Construcción de un nuevo estanque de regulación ubicado al costado del estanque de Oseguera con una capacidad de 350 m³ con un diámetro de 12 m. y una altura útil de 3 m.
- Cierre perimetral de los recintos donde se encuentran los estanques.

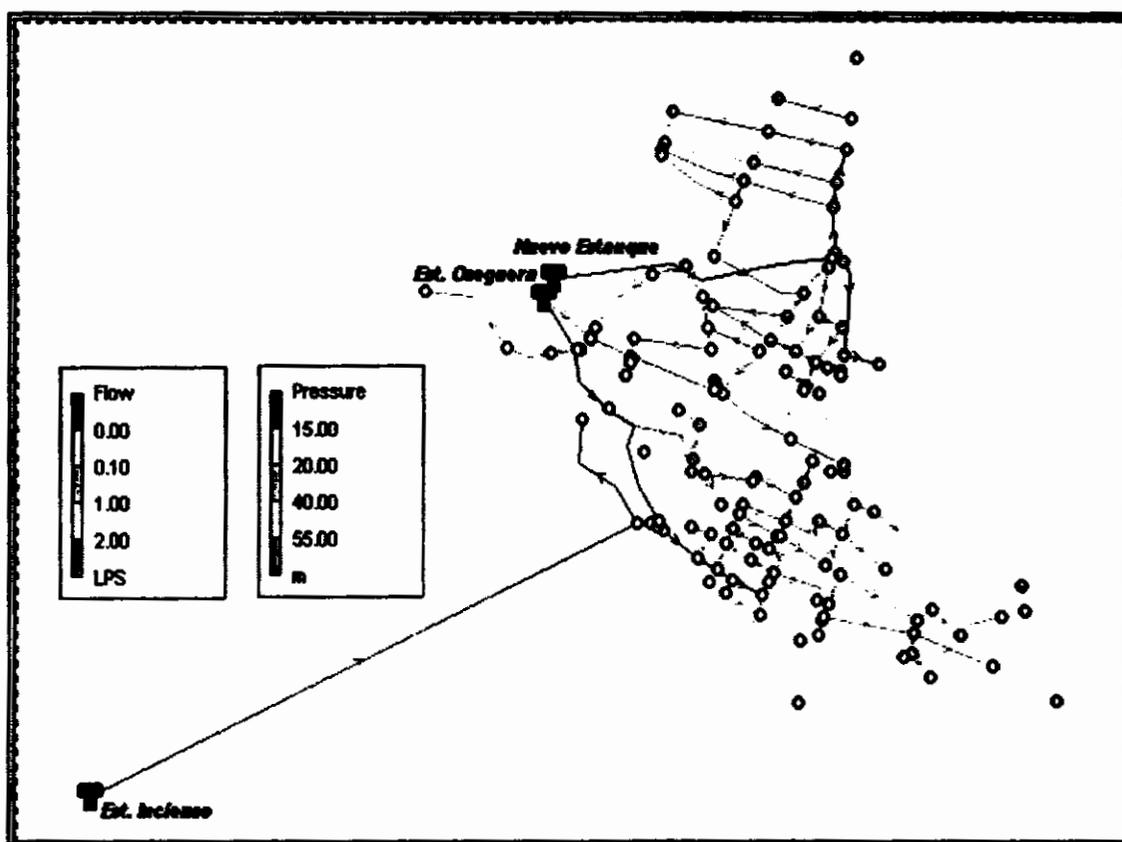
4.2.4.2.- Red de Agua Potable

- El sistema de red de abastecimiento de agua potable actual se dividirá en dos redes independientes, pero dando la posibilidad de trabajar de forma dependiente, esta separación permite que los estanque actuales abastezcan a la porción del pueblo en donde se evidencia un incremento poblacional irrelevante y que mas bien se espera se mantenga casi igual, lo que traería consigo el no aumento de la demanda en ese sector debido al aumento de la población. La segunda división se proyecto en el sector en donde se espera ocurra el crecimiento poblacional y será abastecida por el nuevo estanque de regulación, esta división se hará por

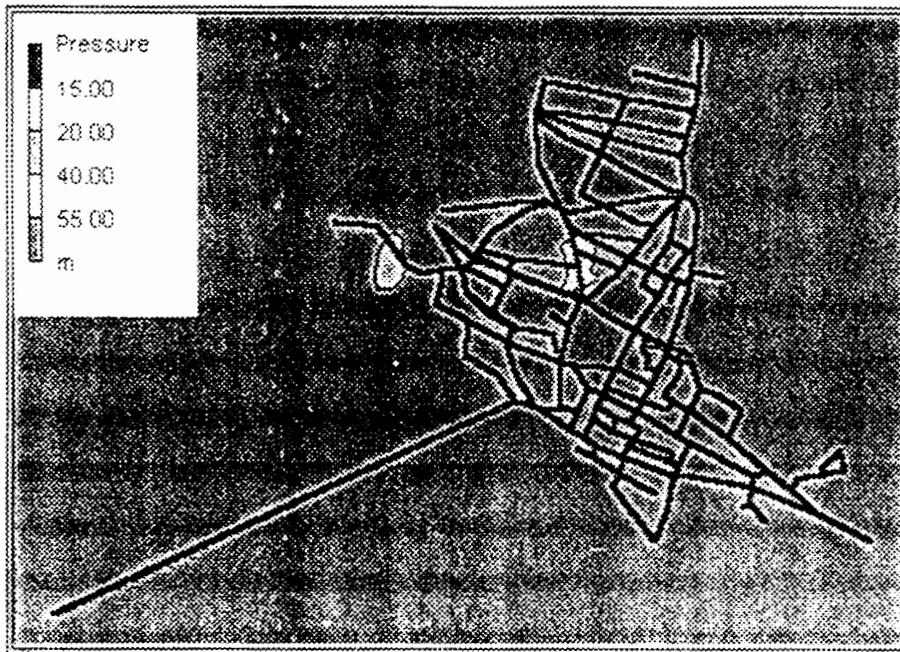
medio de válvulas de corte manual que se mantendrán cerradas pero que se podrán abrir en algún caso en que la población necesite se abastezca algún sector por algún imprevisto ocurrido en alguna otra línea de abastecimiento a la red, y para suplir los tiempos de limpieza de los estanques.

- > En ambas redes principales se procederá a realizar acuartelamientos y subacuartelamientos mediante válvulas de corte manual (válvulas de compuerta según recomendación en catálogos entregados en anexo B.5 o similar), las cuales están definidas en los planos de agua potable. Esto pensando en la posibilidad de reparación del sistema de red sin tener que dejar de suministrar agua potable al resto de la población.
- > Cambio de tuberías (PVC SDR-26) en ciertos tramos de la red, para cumplir las exigencias de presión y velocidad de llegada a todos los puntos de la red, además para obtener una buena disposición y homogeneización del cloro residual dentro de la red. Estos cambios de diámetros se dispones en el anexo F, plano N° 4 "Planta Mejoramiento – Red de Agua Potable". *se muestran*
- > La cloración se realiza en los tres estanques, con una dosificación de 0.7 ppm.

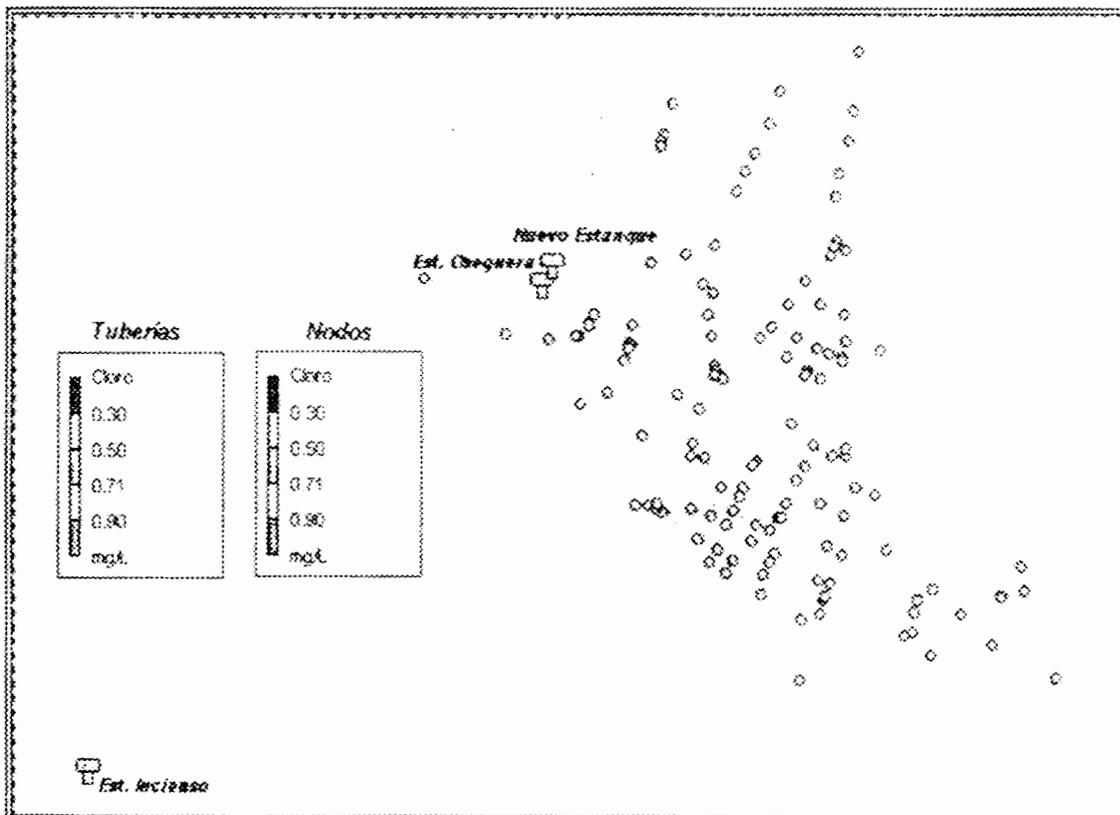
A modo de esquematizar el nuevo funcionamiento de la red, en los esquemas 4.5, 4.6 y 4.7 se muestran las presiones y cloración de la red al final del tiempo de previsión.



Esquema 4.5.- Presiones Nueva red de agua potable. Orica.



Esquema 4.6.- Mapa de presiones, Nueva red Orica.



Esquema 4.7.- Cloro circulante en nueva red.

En el anexo B.2 (tablas 3 y 4), se entregan los resultados de la modelización de la nueva red de la localidad de Orica.

4.2.5.- Desarenador

Uno de los pasos mas importantes en el tratamiento de aguas, sobre las que son captadas de fuentes superficiales, es la remoción del material en suspensión. Como estos pueden variar tanto en tamaño como en peso se hace necesario efectuar esta remoción en dos partes diferentes, la primera se realiza en la zona de captación en donde se eliminan todos los sólidos en suspensión y arrastrados de mayor tamaño, como pueden ser ramas, hojas, etc. En la segunda parte es donde se remueven las partículas menores en suspensión que pueden ser decantadas durante su paso por el desarenador, es decir que la velocidad de sedimentación sea menor que la velocidad de arrastre que pueda tener el flujo. Para lograr este objetivo es que se utiliza un desarenador que pueda contener las partículas de arena de un diámetro superior a 0.10 mm. y de peso específico igual a 2.65 gr/cm^3 .

Este estudio presenta el cálculo del desarenador para las nuevas captaciones y otro para la conducción de Quebrada de Oseguera, la cuál actualmente no cuenta con este proceso.

4.2.5.1- Desarenador Nueva Conducción

Para el cálculo del desarenador se consideraron los siguientes parámetros y ecuaciones, dentro de los cuáles se incluyen las consideraciones que el SANAA impone para este tipo de dispositivos.

Datos de diseño:

- $Q = 10 \text{ l/s}$
- $d = 0.10 \text{ mm}$
- $Fe = 0.85 \text{ mm}$
- $s = 2.65 \text{ gr/cm}^3$

$$- t = 12 \text{ } ^\circ\text{C}$$

> **Velocidad de Sedimentación**

$$V_s = F_s \times d \times (3 \times t + 70)$$

$$\rightarrow V_s = 9.01 \text{ mm/s} = 0.901 \text{ cm/s} = 0.009 \text{ m/s}$$

> **Velocidad de Arrastre**

$$V_a = 125 \times \sqrt{(s-1) \times d}$$

$$\rightarrow V_a = 16.06 \text{ cm/s} = 0.161 \text{ m/s}$$

> **Velocidad Horizontal**

$$V_h = \frac{V_a}{F.S.} \quad 2 < F.S. < 4$$

$$\rightarrow F.S. = 4$$

$$V_h = \frac{16.06}{4} \Rightarrow V_h = 4.02 \text{ cm/s} = 0.04 \text{ m/s}$$

> **Area Superficial**

$$A_s = \frac{Q}{V_s} = \frac{0.01}{0.009} = 1.11 \text{ m}^2$$

> **Area Transversal**

$$A_t = \frac{Q}{V_h} = \frac{0.01}{0.04} = 0.25 \text{ m}^2$$

> **Largo del Desarenador**

$$a > 0.5 \Rightarrow a = 1 \text{ m} \wedge A_s = a \times L \Rightarrow L = 1.11 \Rightarrow L = 2 \text{ m}$$

¿? -> Sustento lógico que indica "y"

> **Altura del Desarenador**

$$A_t = a \times h \Rightarrow h = 0.25 \Rightarrow h = 0.4 \text{ m}$$

> **Condiciones de Cálculo**

- $5 < L/h < 9$
- $a_{\min} = 0.5 \text{ m}$
- $V_h < 3.92 \text{ cm/s}$

> **Determinación de las Velocidad de Sedimentación y Velocidad Horizontal**

$$V_s = \frac{Q}{A_s} = \frac{0.01}{2} = 0.005 \text{ m/s}$$

$$V_h = \frac{Q}{A_h} = \frac{0.01}{0.4} = 0.025 \text{ m/s} = 2.5 \text{ cm/s}$$

→ Se cumple con las condiciones de cálculo dispuestas.

> **Tiempo de Retención**

$$t_r = \frac{h}{V_s} = \frac{0.4}{0.005} = 80 \text{ seg} = 1.33 \text{ min}$$

> **Dispositivo de Entrada**

$$V = \sqrt{2 \times g \times h_1} = 0.3 \text{ m/s} \Rightarrow h_1 = 0.45 \text{ m}$$

$$A_i = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

$$Q = C \times A \times \sqrt{2 \times g \times h_1}$$

$$q_i = C \times A_i \times \sqrt{2 \times g \times h_1}$$

$$\Rightarrow N = \frac{Q}{q_i}$$

$$C=0.6; D=5 \text{ cm} \Rightarrow A_i = 1.9635 \times 10^{-3} \Rightarrow q_i = 3.5343 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow N = 28.29 \Rightarrow N = 28 \text{ orificios}$$

$$\Rightarrow V = \sqrt{2 \times g \times h_1} = 0.303 \text{ m/s} \Rightarrow h_1 = 0.47 \text{ cm}$$

→ Estos 28 orificios se deben repartir proporcionalmente en la placa dispuesta en la entrada del desarenador

> **Dispositivo de Salida**

$$t_v = 1.5 \text{ lt/m}_v$$

t_v : Tasa de vertedero, que corresponde a 1.5 lt de caudal por metro de vertedero.

$$t_v = 1.5 = \frac{Q}{l_v} \Rightarrow l_v = \frac{Q}{t_v} = 6.66m$$

Se considerara para el cálculo una longitud de vertedor de 2 mt, un coeficiente de Manning de 0.011 y una pendiente del 1%.

Para la salida del agua del desarenador se contempla la colocación de 8 canales de 1 mt de longitud 10 cm de ancho y 10 cm de alto, estos están dispuestos de forma transversal logrando que se produzca una longitud de vertedero de 8 mt y una tasa de vertedero de 1.25 lt/l. Estos valores fueron determinados utilizando las siguientes ecuaciones de Manning.

$$Q = \frac{A_m^{5/3} \times \sqrt{i}}{P_m^{2/3} \times n} \quad V = \frac{A_m^{2/3} \times \sqrt{i}}{P_m^{2/3} \times n}$$

, donde

A_m : Area mojada.

P_m : Perímetro mojado.

i : Pendiente del canal.

n : Coeficiente de Manning

4.2.5.2.- Desarenador Oseguera

Para el cálculo del desarenador se consideraron los siguientes parámetros y ecuaciones, dentro de los cuáles se incluyen las consideraciones que el SANAA impone para este tipo de dispositivos.

Datos de diseño:

- $Q = 3 \text{ l/s}$
- $d = 0.10 \text{ mm}$
- $Fe = 0.85 \text{ mm}$
- $s = 2.65 \text{ gr/cm}^3$
- $t = 12 \text{ }^\circ\text{C}$

> Velocidad de Sedimentación

$$V_s = F_e \times d \times (3 \times t + 70)$$

$$\rightarrow V_s = 9.01 \text{ mm/s} = 0.901 \text{ cm/s} = 0.009 \text{ m/s}$$

> Velocidad de Arrastre

$$V_a = 125 \times \sqrt{(s-1) \times d}$$

$$\rightarrow V_a = 16.057 \text{ cm/s} = 0.161 \text{ m/s}$$

> Velocidad Horizontal

$$V_h = \frac{V_a}{F.S.} \quad 2 < F.S. < 4$$

$$\rightarrow F.S. = 4$$

$$V_h = \frac{16.06}{4} \Rightarrow V_h = 4.014 \text{ cm/s} = 0.04 \text{ m/s}$$

> **Area Superficial**

$$A_s = \frac{Q}{V_s} = \frac{0.003}{0.009} = 0.333m^2$$

> **Area Transversal**

$$A_t = \frac{Q}{V_h} = \frac{0.003}{0.04} = 0.075m^2$$

> **Largo del Desarenador**

$$a > 0.5 \Rightarrow a = 1m \wedge A_s = a \times L \Rightarrow L = 0.333 \Rightarrow L = 2m$$

> **Altura del Desarenador**

$$A_t = a \times h \Rightarrow h = 0.075 \Rightarrow h = 0.4m$$

> **Condiciones de cálculo**

- $5 < L/h < 9$
- $a_{\min} = 0.5 \text{ m}$
- $V_h < 3.92 \text{ cm/s}$

> **Determinación de las Velocidad de Sedimentación y Velocidad Horizontal**

$$V_s = \frac{Q}{A_s} = \frac{0.003}{2} = 0.150 \text{ cm/s}$$

$$V_h = \frac{Q}{A_t} = \frac{0.003}{0.4} = 0.75 \text{ cm/s}$$

→ Se cumple con las condiciones de cálculo dispuestas.

> **Tiempo de Retención**

$$t_r = \frac{h}{V_s} = \frac{0.4}{0.00150} = 266 \text{ seg} = 4.44 \text{ min}$$

> **Dispositivo de Entrada**

$$Q = C \times A \times \sqrt{2 \times g \times h_1}$$

$$V = \sqrt{2 \times g \times h_1} = 0.3 \text{ m/s} \Rightarrow h_1 = 0.45 \text{ m}$$

$$q_i = C \times A_i \times \sqrt{2 \times g \times h_1}$$

$$A_i = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

$$\Rightarrow N = \frac{Q}{q_i}$$

$$C=0.6; D=5 \text{ cm} \Rightarrow A_i = 1.9635 \times 10^{-3} \Rightarrow q_i = 3.5343 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow N = 8.49 \Rightarrow N = 8 \text{ orificios}$$

$$\Rightarrow V = \sqrt{2 \times g \times h_1} = 0.303 \text{ m/s} \Rightarrow h_1 = 0.47 \text{ m}$$

→ Estos 8 orificios se deben repartir proporcionalmente en la placa dispuesta en la entrada del desarenador

> **Dispositivo de Salida**

$$t_v = 1.5 \text{ lt/m}_v$$

t_v : Tasa de vertedero, que corresponde a 1.5 lt de caudal por metro de vertedero.

$$t_v = 1.5 = \frac{Q}{l_v} \Rightarrow l_v = \frac{Q}{t_v} = 2.0 \text{ m}$$

Se considerara para el cálculo una longitud de vertedor de 2 mt, un coeficiente de Manning de 0.011 y una pendiente del 1%.

Para la salida del agua del desarenador se contempla la colocación de 1 canales de 1 mt de longitud 10 cm de ancho y 10 cm de alto, estos están dispuestos de forma transversal logrando

que se produzca una longitud de vertedero de 2 m. y una tasa de vertedero de 1.5 lt/lv. Estos valores fueron determinados utilizando las siguientes ecuaciones de Manning.

$$Q = \frac{A_m^{5/3} \times \sqrt{i}}{P_m^{2/3} \times n} \qquad V = \frac{A_m^{2/3} \times \sqrt{i}}{P_m^{2/3} \times n}$$

, donde

A_m : Area mojada.

P_m : Perimetro mojada.

i : Pendiente del canal.

n : Coeficiente de Manning

Su pre-diseño se entrega en el anexo F, plano N° 8, Líneas de Conducción – Detalle Desarenadores.

4.2.6.- Cloración

La cloración se utiliza como un proceso de desinfección y como todo proceso de desinfección el fin es provocar la muerte de organismos que puedan provocar enfermedades. Para esto es que se utilizan distintos mecanismos para la aplicación de cloro, además de distintos tipos de hipoclorito entre los cuales se cuentan el hipoclorito de sodio (NaOCl) y el hipoclorito de calcio (Ca(OCl)_2), para este caso de cloración de la comunidad de Orica se utilizara el hipoclorito de calcio en una concentración del 65%, que corresponde a la concentración con que actualmente se esta desinfectando el agua potable de la localidad

El sistema de cloración existente ya se encuentra explicado en punto anterior, sin embargo es necesario determinar cuál será la nueva dosificación a usar para cuando entre en funcionamiento la nueva fuente de abastecimiento y así poder obtener una dosis adecuada que pueda asegurar el bienestar de la población de demanda, esto es contemplando las especificaciones y regulaciones con que cuenta para estos aspectos el organismo SANAA y algunas exigencias de calidad de las aguas para bebida a nivel internacional determinadas por la OMS y OPS.

La determinación de estos valores y el desarrollo de los cálculos que permitieron obtener estos resultados se presentan a continuación.

> Fórmulas Para Cloración

Siendo:

- Q : Caudal de Agua a Clorar.
- P : Dosis de Coagulante Optimo.
- C : Concentración de Coagulante de Ca(OCl)_2 .
- S : Dosis de Solución.
- q : Caudal de Hipoclorito.
- t : Tiempo de Abastecimiento Considerado.
- V : Volumen de Hipoclorito en un periodo de tiempo.
- ρ : Peso Especifico del Hipoclorito.

$$\rho = 1.043 \text{ gr/cm}^3$$

$$S = \frac{P}{C} \times Q (\text{mg/s})$$

$$q = \frac{S}{\rho} (\text{l/s})$$

$$V = q \times t (\text{lt/mes})$$

4.2.6.1.- Cloración Estanque de Regulación Nuevo

Para la determinación de la dosificación adecuada para cuando entre en funcionamiento la nueva fuente de abastecimiento se consideraron los siguientes datos y criterios:

$$Q = 9 \text{ lt/s}$$

$$\rho = 1.043 \text{ gr/cm}^3$$

$$P = 0.7 \text{ ppm}$$

$$C = 65 \% \text{ de Ca(OCl)}_2$$

$$\rightarrow S = 9.69 \text{ mg/s}$$

$$\rightarrow q = 9.29272 \cdot 10^{-6} \text{ lt/s}$$

$$\rightarrow V = 24.09 \text{ lt/s}$$

4.2.6.2.- Cloración Estanque de Regulación Existente

Para la determinación de la dosificación adecuada para cuando entre en funcionamiento la nueva fuente de abastecimiento se consideraron los siguientes datos y criterios:

$$Q = 4.7 \text{ lt/s}$$

$$\rho = 1.043 \text{ gr/cm}^3$$

$$P = 0.7 \text{ ppm}$$

$$C = 65 \% \text{ de Ca(OCl)}_2$$

→ $S = 5.06 \text{ mg/s}$

→ $q = 4.852865 * 10^{-6} \text{ lt/s}$

→ $V = 12.58 \text{ lt/s}$

La determinación de contenedores de hipoclorito de calcio, $\text{Ca}(\text{OCl})_2$, se obtendrá una vez que se dispongan los antecedentes locales de abastecimiento del producto.

4.2.7.- Observación

- Todo proceso constructivo de las obras estará referido a las especificaciones técnicas generales indicadas en el anexo E.

V.- ESTUDIO SANITARIO RED DE ALCANTARILLADO

5.1.- INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se efectúa la descripción y pre-dimensionamiento de las obras adoptadas para la instalación de servicio de alcantarillado de aguas servidas en la localidad de Orica, Departamento de Francisco Morazán, Honduras, al nivel de anteproyecto.

Tanto la población a servir, como los caudales de agua potable demandados por ella, se determinaron en el capítulo III y IV respectivamente. De esta manera, la base de cálculo que se entrega corresponde a lo requerido para el dimensionamiento del sistema de alcantarillado.

5.2.- GENERALIDADES Y ALCANCES

El diseño de las obras a implementar en la instalación de servicio del sistema de alcantarillado de aguas servidas, tiene relación con los sistemas de recolección, de tratamiento y disposición final. El diseño se basa en normas de alcantarillados convencionales de Chile y Honduras, así como diseños de alcantarillados sanitarios simplificados¹(ANEXO C). Todo proceso constructivo de las obras estará referido a las especificaciones técnicas generales indicadas en el anexo E.

Se ha considerado, dada la magnitud de la población y el hecho de que la localidad cuenta con un sistema de agua potable, un periodo de diseño de recolección y tratamiento de 30 años.

Los caudales que han sido considerados para el diseño son los domésticos (máximos, medios y mínimos) y de infiltraciones, no se han considerado caudales industriales, ni comerciales por no existir infraestructura alguna en el área del estudio, además no se consideraran conexiones ilícitas.

La recolección de las aguas servidas se llevara a cabo a través de tuberías de PVC (basados en la norma ASTM D-2241, ASTM D-1785), por simple gravedad y seguirán las

¹ Seminario de diseño de alcantarillados Sanitarios simplificados y de pequeño diámetro, dictado en mayo del 2000 en colegio de ingenieros de honduras por Ing. Pedro Ortiz.

pendientes del terreno natural, con el objeto de tener excavaciones mínimas. Se han considerados nueve colectores que recolectan las aguas residuales por toda la zona urbana, una planta elevadora, dos interceptores que recolectan las aguas de los colectores, para finalmente conectarse a un emisario, el cual conduce las aguas hasta la planta de tratamiento.

Se ha proyectado una planta elevadora, para las viviendas que se encuentran en cotas demasiadas bajas, y que se ubican en la cercanía del río Malaque.

En cuanto a la disposición de las aguas servidas, ella sería en el sector Suroeste de la localidad, a través de una planta de tratamiento que permita la disposición de ellas en el medio, de manera adecuada. Se distinguen tres tipos de tratamiento para el agua servida, un tratamiento primario a través de rejas y sedimentador, los cuales están destinados a la separación y remoción de sólidos suspendidos, un segundo tratamiento a través de filtros percoladores destinados a la remoción y estabilidad de la materia orgánica, por medio de procesos biológicos, para finalmente someter el agua residual a tratamiento terciario el cual nos asegure cumplir con las normas medioambientales vigentes.

La planta de tratamiento debe entregar, un efluente que cumpla al menos con las normas Hondureña², la cual contempla entre otras:

Tabla 5.1 Requisito del efluente

CARACTERISTICA	REQUISITOS
PH	6 a 9
Temperatura máxima en °C	25
Materias flotantes y espumas	Ausentes
Aceites y grasas emulsificadas, mg/l, máximo	10
Color, unidades escala Pt-Co, máximo	200 (Ausente de colorantes artificiales)
Coliformes fecales/100 ml, máximo	5000
Substancias que produzca olor o sabor inconvenientes	Ausentes
DBO mg/l	50

² Fuente Norma técnica de la descargas de aguas residuales a cuerpos receptores y alcantarillado sanitario (vigente de 1997) Decreto n° 058 de (1996)

5.3.- BASE DE CÁLCULO RED DE RECOLECCIÓN

5.3.1.- Cálculo de Caudales de Diseño

5.3.1.1.- Caudales Medios de Aguas Servidas (QMED)

La determinación de los caudales medios diarios de evacuación de aguas servidas está dada por la siguiente expresión:

$$QMED = C * P * D / 86400 * r$$

en donde:

C : Coeficiente de capacidad.

Este coeficiente, que varía entre 1,0 y 2,0, afecta al consumo tratando de compensar el grado de certeza que tiene el cálculo de la población del área en particular. De esta manera, es razonable adoptar como coeficiente de capacidad $C = 1,0$, que es un valor tradicionalmente utilizado en este tipo de proyectos.

P : Población de diseño (Hab)

D: Dotación (l/h/d) según estructura socioeconómica comprometida, se considera 150 l/h/día.

r : Coeficiente de recuperación.

Este coeficiente refleja el porcentaje de agua potable ya usada por la población, que ingresa a la red de alcantarillado. Teniendo presente que la cantidad que llega a los colectores varía entre 70% a 90% del total del agua consumida, es adecuado adoptar para el presente estudio, un coeficiente medio de $r = 0,90$, tradicionalmente utilizado en proyectos de esta naturaleza.

5.3.1.2.- Caudales Máximo Horario Doméstico (QMAX H)

Las condiciones de cálculo para la determinación de este tipo de caudal, están en directa relación con el número de habitantes servidos por el sistema, de acuerdo a lo siguiente:

ã) $P < 130$ Hab.

Gasto instantáneo según valores experimentales de la Boston Society of Civil Engineers.

b) $P > 1000$ Hab.

En esta situación el caudal máximo horario doméstico de aguas servidas, está dado por la siguiente expresión:

$$Q_{MAX} H = M * Q_{MED}$$

$M = \text{Coeficiente de Harmon} = 1 + 14/(4 + (P/1000)^{0,5})$

P = habitantes

c) $130 < P < 1000$ Hab.

Gasto instantáneo correspondiente a la zona de transición (asimilable a una recta) entre los valores límites de Harmon y Boston Society.

En los casos que los valores de gasto calculados en a) y b) sean menores al que resulta con $P=130$ hab., se adopta el correspondiente a este último valor.

5.3.1.3.- Caudales Mínimos (Q_{MIN})

Corresponden a los caudales mínimos para la verificación del autolavado de colectores. En el cálculo, deben considerarse los caudales mínimos ocurridos en el año de inicio del período de análisis (2004).

Al igual que para la determinación de los caudales máximos, la determinación del caudal mínimo se debe realizar según el número de habitantes servidos. Para $P < 130$ hab, se considera los valores de la Boston Society. Para $P > 1000$, se considera la siguiente expresión:

$$Q_{MIN} = 0,6 Q_{MED}$$

En el caso de transición ($130 < P < 1000$ Hab), se debe interpolar entre los valores obtenidos para $P=130$ y $P=1000$.

En los casos que los valores de gasto calculados para $P > 130$ sean menores que el correspondiente a $P = 130$, se adoptará el caudal de este último.

5.3.1.4.- Caudal de Infiltración (QINF.)

Las aguas de infiltración se calcularán considerando la longitud total de las alcantarillas, colectores y emisarios finales. Los gastos a usar son de 0.4 a 0.8 l/s/km. para el inicio del proyecto, y 0.9 a 1.5 l/s/km. al final del periodo³, esta separación es fundamenta en que al inicio del periodo, las estructuras (uniones de tubos, conexiones con PR, etc.) están en buen estado y se espera que no infiltren grandes cantidades de agua subterránea o de escurrimiento superficial, al sistema de alcantarillado.

5.3.2.- Fórmulas y Criterios de Cálculo**5.3.2.1.- Rugosidad de cañerías colectoras**

Se consulta para las redes de recolección, cañerías de PVC, SDR 55 (Presión de trabajo 80 Psi, presión de rotura 250 Psi, presión negativa 8 Psi, temperatura de trabajo 23° C) dado los diámetros requeridos y las profundidades de laterales, colectores, interceptores y emisarios.

Para este material, la rugosidad de Manning es la siguiente:

- Policloruro de vinilo (PVC) $n = 0.011$

5.3.2.2.- Altura de escurrimiento

La expresión de cálculo de la altura de escurrimiento está dada por la siguiente relación:

$$h/D = 1/2 (1 - \cos (\theta/2))$$

En que:

D : Diámetro del tubo

h : Altura de escurrimiento

³ Datos obtenidos de diseño de alcantarillados sanitarios simplificados.

θ : Angulo descrito desde el centro del tubo hasta la altura de escurrimiento del agua.

La altura máxima se determinará para $h/D = 0.80$.

En tanto la altura mínima, se determinará para $h/D = 0.30$. Sin embargo, debido a la posibilidad que se registren en algunos tramos caudales bajos y dado la condición de diámetro mínimo (150 mm.), En numerosos colectores resulta difícil cumplir con esta última relación. En estos casos la verificación o el diseño debe someterse a las condiciones de velocidad máxima y pendientes mínimas de autolavado, de manera que dentro de ese rango se adopte la mayor relación h/D que la topografía permita.

5.3.2.3.- Velocidad de Escurrimiento

La fórmula para el cálculo de la velocidad de escurrimiento "V" y sus valores límites son los siguientes:

$$V = R_H^{2/3} * i^{1/2} / n$$

En que:

V : Velocidad de Escurrimiento determinada por Manning (m/s).

R_H : Radio hidráulico (m)

i : Pendiente ($^0/1$)

5.3.2.3.1.- Velocidad mínima

Con el fin de evitar la sedimentación de materias sólidas, material mineral o partículas discretas, la velocidad mínima o de autolimpieza para el diseño de sistemas de alcantarillados de aguas negras será de 0.6 m/s. con sección llena o semillena. Esta velocidad podrá ser menor cuando el tirante al cual escurre el gasto mínimo sea menor que la mitad de la altura, pero nunca inferior a 0.45 m/s.

5.3.2.3.2.- Velocidad máxima

Con el fin de evitar la acción erosiva de la materia en suspensión o de las partículas discretas, arenas, etc., la velocidad máxima para el diseño de alcantarillas o colectores será de 3.0 m/s con sección llena o parcialmente llena. Cuando por razones de verdadero peso no se pueda evitar tener velocidades altas, se diseñaran estructuras especiales de concreto para disipación de energía con el fin de asegurar la vida útil de las tuberías.

La velocidad de autolavado (V_A) a otras alturas está dada por la siguiente expresión:

$$V_A = 0,29 * (h/D) + 0,37 \text{ (m/s)}$$

5.3.2.4.- Diámetros

Los diámetros considerados para el diseño de la red, va en completa relación al numero de habitante que recolecta la cañería (caudales), el diámetro ocupados son de 150 mm. (6") para laterales y 200 mm (8") o superiores para colectores, interceptores y emisario, cabe destacar que el mercado nacional no presenta diámetro de 7 ".

5.3.2.5.- Pendientes

5.3.2.5.1.- Pendiente mínima

La pendiente mínima estará determinada para la condición de velocidad mínima fluyendo con sección llena o parcialmente llena. En ningún caso, la pendiente sera menor a 0.005 m/m.

5.3.2.5.2.- Pendiente Máxima

La pendiente máxima estará dada para la velocidad máxima fluyente con sección llena o parcialmente llena. En ningún caso la pendiente sera mayor a 0.08 m/m.

5.4.- EVALUACIÓN DE SISTEMA DE RECOLECCIÓN DE AGUAS NEG VIVIENDAS UBICADAS EN COTAS BAJAS.

Las aguas servidas de gran parte de las viviendas (86%) de la localidad podrán ser recolectadas por simple gravedad, exceptuando las aguas residuales de 218 viviendas (14%) ubicadas en el Noroeste del pueblo de Orica, en las cercanías del río Malaque que desafortunadamente se encuentran bajo cota que permita la evacuación por simple gravedad.

Para proyectar la evacuación de las aguas residuales de las viviendas afectadas se plantean las siguientes alternativas:

5.4.1 Planta de bombeo

5.4.2 Pozos sépticos

5.4.3 Evacuación por gravedad, con sistema de tratamiento propio

5.4.1.- Planta de Bombeo

Se proyectara una planta de bombeo, la cual evacuara las aguas recolectadas por los colectores G e I, y las enviara hacia la cámara A1, del interceptor A, esta recolectara las aguas de 218 viviendas (se considera una familia promedio de 5 personas), la cual considera una población de 1090 habitantes, el caudal máximo a bombear calculado es de 9.15 l/s.

¿De donde viene ese caudal?

5.4.1.1.- Impulsión

Se contempla la instalación de una impulsión de diámetro 100 mm y una longitud de 150.70 m. en material PVC SDR-32.5, las perdidas de carga serán calculadas por Hazen-Willian,

(26)

Perdidas por Fricción Hazen-Willian

$$H_{fr} = L * 10.673 * (Q/C)^{1.852} / (D^{4.871})$$

Donde:

L = Largo m

Q = Caudal m³/s

C = Coeficiente que depende de la naturaleza del material (C=140 para PVC)

D = Diámetro m

$$H_{fr} = 150.70 * 10.673 * (0.00915/140)^{1.852} / (0.1^{4.871})$$

$$H_{fr} = 2.13 \text{ m}$$

5.4.1.2.- Altura de elevación

La altura total de Elevación se compone de la altura geométrica de elevación (tomada de la altura media del pozo de aspiración, hasta la cota de descarga del interceptor gravitacional) y de la pérdida de carga en la impulsión.

$$\Delta h = CII - Cr - \text{Nivel min. de bombeo}$$

CII = Cota de Llegada

Cr = Cota Radier

$$\Delta h = 97.41 \text{ m} - 84.75 \text{ m} - 0.258 \text{ m} = 12.40 \text{ m}$$

⇒ Las pérdidas totales corresponden a la suma de la altura geométrica (Δh), la pérdida de carga (H_{fr}) y singularidad (H_s) (se considera un 10% de las de fricción)

$$H_{\text{elevación}} = \Delta h + H_{fr} = 12.40 + 2.13 * 1.1 = 14.74 \text{ m}$$

5.4.1.3 Equipos

Se propone la instalación de un equipo con una capacidad de bombeo de 9.15 l/s a una altura de 14.8 m, para ello se contempla una bomba con las siguientes características:

Caudal	:	32.94 m ³ /hr
Altura de Elevación	:	14.8 m.
Marca	:	FLYGT
Modelo	:	C CP 3085 /250 (trifásico)
Tipo	:	Sumergible.
R.P.M.	:	2900
Potencia	:	2.4 KW
Diámetro acoplamiento	:	80 mm
Peso	:	62 kg

h o similar

Esta se emplea principalmente para el bombeo de aguas residuales, funciona en estaciones de bombeo pequeñas y simples y pueden ocultarse en cualquier sitio debajo del suelo de modo de no presentar ninguna molestia, se monta con rapidez y sencillez en tubos guías y luego son descendida al pozo de la bomba.

Además se contempla una bomba en stand-by con las mismas características que la anterior, para casos de emergencias, como falla de la primera, etc.

no "de espacio" ni "de emergencia".

5.4.1.4.- Golpe de Ariete

Para la instalación del equipo de bombeo, se verifica la sobre presión originada por el fenómeno de golpe de ariete, en una posible detención súbita de la planta de bombeo, en el punto mas desfavorable, el cual corresponde en la válvula de retención en la salida de la planta elevadora, la presión alcanza un valor máximo y mínimo de:

$$H_{max} = \Delta h - H_{fr} + (a * v)/g$$

$$H_{min} = \Delta h + H_{fr} - (a * v)/g$$

$a =$ velocidad de onda y es igual a $1440 / (1 + (D/e) * (EL/EP) * C1)^{0.5}$

- Donde : $D/e =$ Diámetro interior/espesor tubería
- $EL =$ Módulo de compresibilidad del fluido ($2 \times 10^4 \text{ Kg/cm}^2$ Agua)
- $EP =$ Módulo elástico del material ($2.8 \times 10^4 \text{ Kg/cm}^2$ PVC)
- $C1 =$ Coef. De anclaje

$a = 271.1 \text{ m/s}$

- $H_{elevation} =$ Altura geométrica mas pérdidas por fricción
- $g =$ Aceleración de gravedad
- $Vo =$ Velocidad de escurrimiento media en la sección

Con lo que resulta:

$H_{máx} = 42.3 \text{ m.}$
 $H_{mín} = -17.5 \text{ m.}$

La presión admisible del PVC SDR 26 es de 350 m.c.a y -35.7 m.c.a, superior a la presión provocada por golpe de ariete, de lo anterior se desprende que la sobre presione máxima y mínima, es resistida por la tubería, por lo tanto no es necesario un dispositivo de control de golpe de ariete.

5.4.1.5.- Pozo de aspiración

La capacidad útil del pozo de aspiración se calcula a través de los siguientes parámetros:

$$M = 0.9 Q_b / V \quad Q_b = 2Q_u$$

M= Número máximo de arranques por hora

V= Volumen útil del pozo de succión m³

Q_b= caudal de bombeo m³/s

Q_u= caudal de llegada m³/s

$$V = 0.9 2Q_u / M = 0.9 * 2 * (9.15 * 60 / 1000) / 0.25 = 3.95 \text{ m}^3$$

El pozo de almacenamiento de aguas tendrá una pendiente no menor de 15% hacia la succión de las bomba.

Se contempla un sistema de regulación de nivel en el pozo lo mas simple posible y al mismo tiempo seguro, el cual consta de un interruptor de mercurio en una cubierta de plástico y que cuelga libremente de su cable a la altura deseada, cuando el nivel del liquido llega al regulador, este varia de posición sin desplazarse. El interruptor de mercurio cierra o abre el circuito y pone en marcha o detiene la bomba, además se contempla un sistema de alarma en caso que no funcione el equipo de bombeo.

Para evitar la turbulencia por efecto de la caída del agua del colector afluente al interior del receptáculo de acumulación, se contempla un baffle en la zona de entrada, anteriormente se proyecta una camara de rejas destinada a retener o impedir el paso de material flotante en las aguas residuales, La rejilla deberá formar un ángulo de 30° o 45° con la

horizontal, además poseerá una rejilla lateral y dispondrán de una plataforma para facilitar la limpieza.

5.4.2 Pozos Sépticos

Es uno de los mas útiles y simple procedimientos para la disposición de excretas y otros residuos líquidos proveniente de viviendas individuales. La utilidad que se consiguen con estos es atenuar la contaminación del medio ambiente, como proteger el nivel freático contra la contaminación, además de proteger los cursos de agua, lagos o cualquiera masa líquida contra la contaminación provocadas por las aguas negras.

La solución es seguir con el procedimiento de pozos sépticos para las viviendas (280), por el problema de topografía, es decir no beneficiarlos con el nuevo proyecto de alcantarillado. Este se ubicaría en el interior de las viviendas.

El proceso que se desarrolla en el interior del pozo constituye el tratamiento primario de los residuos brutos y el que se efectúa en la zona de evacuación es el tratamiento secundario.

Mientras las aguas residuales se mantienen en reposo, los sólidos mas pesados se depositan en el fondo formando lodo o fango, la mayoría de los sólidos ligeros, como las grasas, permanecen en el agua en la parte superior del pozo formando una capa de espuma, mientras el efluente se lleva los sólidos no sedimentables al final del sistema de evacuación.

Para limitar la descarga de sólidos se pueden emplear tanques de dos compartimentos, pero un método mas eficaz consiste en instalar una cámara de filtración en el compartimento de sedimentación.

Los sólidos retenidos (materia orgánica) en el fondo de la fosa séptica sufren a través de las bacterias y hongos una descomposición anaeróbica y facultativa que los convierten a compuestos y gases mas estables tales como dióxido de carbono (CO₂), Metano (CH₄), y

sulfuro de hidrogeno (H₂S), el resultado mas importante del proceso es una considerable reducción en el volumen de sedimento.

Los pozos bien proyectados y mantenidos adecuadamente, presentan los siguientes resultados en remoción de residuos de:

Demanda bioquímica de oxígeno (DBO): 40% a 60%

Demanda química de oxígeno (DQO): 30% a 60%

Sólidos sedimentables (S): 85% a 95%

Sólidos en suspensión (SS): 50% a 70%

Grasas y aceites: 70% a 90%.

5.4.3.- Evacuación por gravedad, con sistema de tratamiento propio

Se proyectara un sistema de recolección por gravedad, de las viviendas afectadas, por ubicarse a una cota que desfavorece el ingreso de las aguas a un pozo de inspección (cámara de inspección) de la red proyectada y por consiguiente llegar a la planta de tratamiento.

Esta recolección se conseguiría por un sistema gravitatorio, mediante tuberías laterales en pasajes y colectores en calles principales para llegar a un emisario que finalmente la llevaría a una planta de tratamientos (planta anexa).

La planta de tratamiento consistiría en un tratamiento primario (fisico), que básicamente consistiría en un dispositivo que separe los sólidos suspendidos en todo lo posible, bien por su sedimentación o por su flotación, además de la remoción de los mismos en forma de lodos o espumas. Un tratamiento secundario (proceso biológico) para la descomposición aeróbica o anaerobica, para llevar a cabo los cambios de la materia orgánica contenidas en las aguas negras. Y un tratamiento terciario o final para la evacuación del efluente al río, la cual puede consistir en cloración y decloración.

5.5.- SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA

Para la elección de la alternativa se consideraron los siguientes factores técnicos como mantenimiento, uso del suelo, efectos ambientales, a continuación se describe estos factores.

Tabla 5.2 Factores técnicos de solución

Factor	Pozo Séptico	Sistema por gravedad Con sistema de tratamiento propio	Planta de bombeo
Ocupación del suelo	Ocupación de patios y una vez explotado esos terrenos se usaría calles y pasajes. (como es actualmente)	Gran área para el sistema y muy cercano al pueblo por la topografía.	Pocos metros cuadrados
Aspectos Ambientales	Posibles infiltraciones subterráneas a la napa y con ello al río, sector muy séptico.	Por la cercanía al pueblo se producirían focos infecciosos por vectores, posibles de causar enfermedades (dengue, malaria), malos olores emanarían hacia el pueblo.	
Mantenimiento	Una vez ocupado el pozo, se necesitaría la reconstrucción de otro.	Se necesitaría mano de obra especializada para la mantención.	Poca mantención por la facilidad de instalación de bomba y su funcionamiento

El pueblo de Orica actualmente cuenta con pozos sépticos y letrinas (mal diseñados) continuar con el desarrollo de este sistema, no mejoraría en nada las condiciones ambientales y sanitarias del pueblo y en especial de las viviendas afectadas, así mismo se seguiría contaminando los suelos y aguas subterráneas por lo tanto es necesario la creación de una red de alcantarillado que desaloje las aguas residuales y así beneficiar por completo a los pobladores.

La creación de una red de alcantarillado propia para estas viviendas, con su respectiva planta de tratamiento, sería imposible instalar, por no haber disponibilidad de terreno, (por su particular topografía) y su construcción quedaría cercanas a las viviendas y al río Malaque. Esto representaría un peligro para las aguas del río por posibles rebalses accidentales y a su vez en crecidas del río, podría dañar sistemas de tuberías y de la planta.

En definitiva la solución podría transformarse en una fuente de contaminación directa para el pueblo, mediante olores, vectores, roedores, los que a su vez son agentes transportadores de enfermedades infecciosas lo que significaría incurrir en otro tipo de gasto no deseables.

La instalación de la red de alcantarillado con un sistema de bombeo y una sola planta de tratamiento alejada de la urbe, sería la alternativa técnica óptima, ya que en comparación a las otras alternativas es la más factible y fiable de realizar desde el punto de vista sanitario, aun cuando posee una alta inversión inicial.

Lo importante para un pueblo que no posee infraestructura sanitaria como lo es el pueblo de Orica, es crear un proyecto que ayude a mejorar las condiciones ambientales y sanitarias, que de seguridad y mejore la calidad de vida.

5.6.- INSTALACIONES COMPLEMENTARIAS Y ESTRUCTURAS ESPECIALES

5.6.1.- Pozos de Inspección (cámaras)

5.6.1.1.- Ubicación

Los Pozos o cámaras de inspección para el sistema de alcantarillado se ubican al inicio de todo ramal de tubería, en los cambios de dirección horizontal, cambios de pendientes, en las intersecciones o sitios de concurrencias de varias alcantarillas.

5.6.1.2.- Distancias

Para efecto de mantenimiento o simplemente de limpieza, la distancia máxima entre pozos o cámaras de inspección será de 120 m para diámetros menores o igual a 150mm y 150m para diámetro mayores.

5.6.1.3.- Diseño de pozos o Cámaras

Los pozos o cámaras de inspección se diseñan de acuerdo a lo especificado en plano anexado, la pendiente del piso será de 15% hacia las medias cañas.

5.6.1.4.- Pozo o cámara de tipo común

Los pozos de tipo común serian de mampostería de ladrillo rafo y mortero, con repello de paredes interior y exterior. El mortero a usar en el repellido tendrá una relación 2:1 (arena : cemento, pudiendo ser mayor la relación de arena a usar sea de buena calidad. El pozo será impermeabilizado con afinado de cemento en la pared interior.

El concreto a considerar para la cimentación será de 170 kg/cm² de resistencia a ruptura. Sobre la base serán diseñadas las medias cañas de transición en forma de U con fondo semicircular y sus lados elevados hasta la corona del tubo inferior.

5.6.1.5.- Diseño de pozos o cámaras de concreto

Para el diseño de estos pozos, la resistencia mínima del concreto será de 140 kg/cm².

5.6.1.6.- Diseño de pozos o cámaras de caída

Los pozos o cámara de caída serán ubicados en los siguientes casos:

- Cuando la diferencia de elevación o desnivel entre la tubería de entrada al pozo y el fondo del pozo sea igual o mayor que 80 cm.

- En terrenos inclinados, para no sobrepasar las especificaciones relativas a pendientes.

La unión de dos tramos de tuberías de hasta 36 plg de diámetro cuya plantilla tenga una diferencia de nivel que varíe entre 0.8 m y 2 m, se hará por medio de una caja de caída adosada al pozo de visita. Cuando los diámetros sean mayores de 36 plg, la unión se hará empleando pozos de caída libre escalonada con variaciones de 50 cm. Hasta llegar a los 2m. El concreto a considerar para la cimentación será de 176 kg/cm².

La forma y dimensiones generales, así como conexiones o unión de la tubería principal con el fondo del pozo será de acuerdo a lo indicado plano anexado.

5.6.2.- Cajas

5.6.2.1.- Cajas de registro

Se ubicaran cajas de registro en todas las casas y edificaciones en general. Estas serán de ladrillo común con repello de mortero en sus paredes interiores y exteriores. La pared interior tendrá un afinado de cemento con fin de impermeabilizar.

5.6.2.2.- Cajas de caída

Las cajas de visitas hacen las veces de pozos de caídas. Se diseñaran cajas de caídas en sustitución de pozos, siguiendo el mismo concepto bajo el cual se diseñan y ubican estos.

5.7.- Formatos de presentación

5.7.1.- Nomenclaturas de tuberías

5.7.1.1.- Emisario, interceptores y Colectores

Estos quedan representados por letras mayúsculas del abecedario, de la siguiente manera: Interceptor L, donde L = letra

EJ:

Interceptor A, B, C, etc.

Colector A, B, C, etc.

5.7.1.2.- Laterales

Estos quedan representados por la letra del colector de donde nacen, seguido de una numeración, quedando de la siguiente manera:

Lateral LN.X

Donde

L= Letra del Colector al cual pertenece

N= Numero consecutivo de laterales

X= Numero consecutivo de sublaterales

EJ:

Lateral A1, A2, A3, etc.

Lateral A1.1, A1.2, A1.3, etc.

5.7.2 Nomenclaturas de Cámaras

Las cámaras o pozos de inspección quedan denominadas de la siguiente manera:

C-LN.X

Donde:

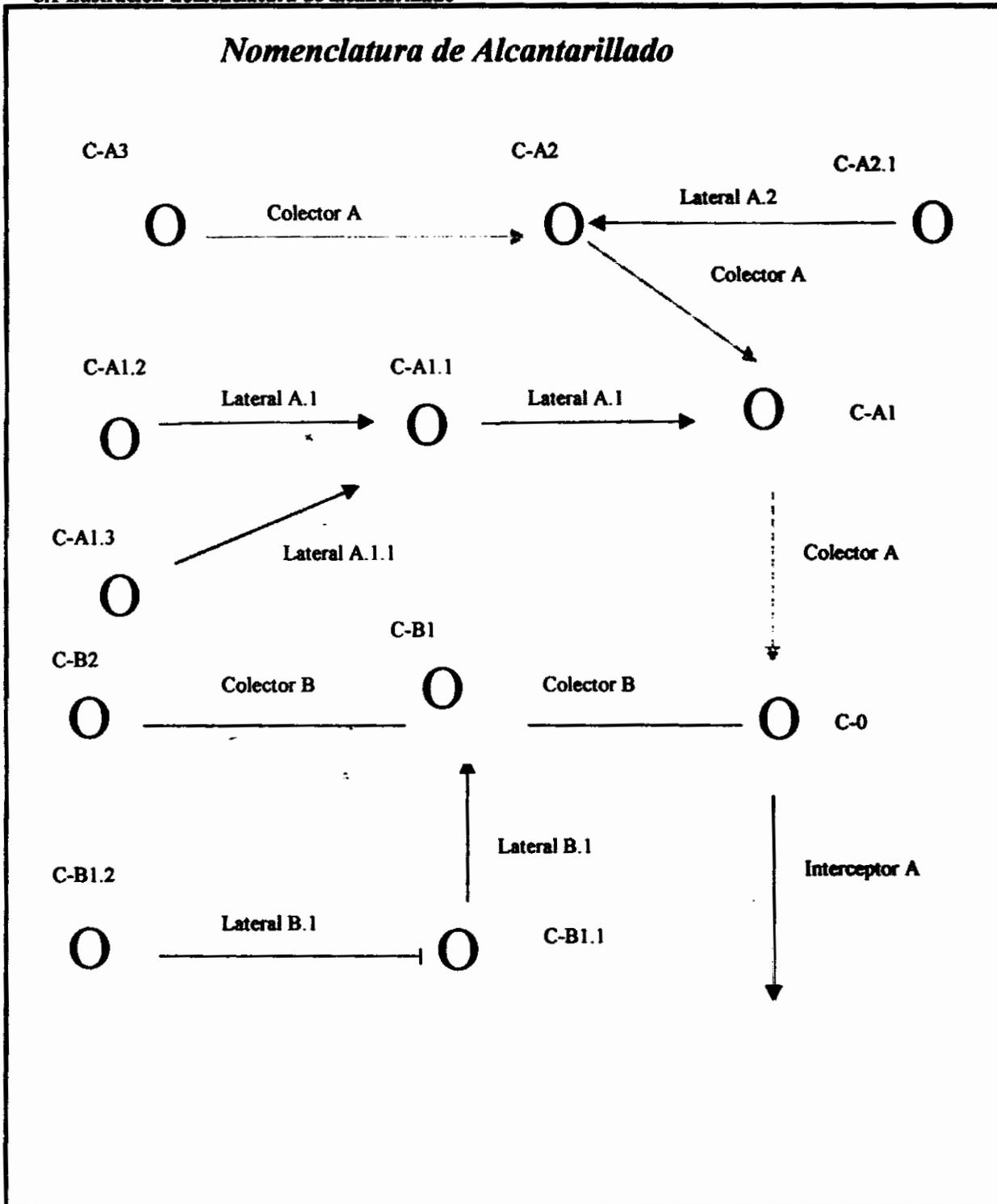
C= Cámara

L= Letra del interceptor o Colector al cual pertenece.

N= Numeración correlativa por el interceptor o colector al cual pertenece.

X= Numeración correlativa por el lateral al cual pertenece.

5.1 Ilustración nomenclatura de alcantarillado



VI.- ESTUDIO SANITARIO. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS DOMESTICAS

6.1.- INTRODUCCIÓN

Las aguas negras que se recolectan en cada domicilio son conducidas a través de colectores y emisarios hasta puntos determinados, generalmente lejos de los centros poblados, donde son infiltradas al subsuelo o descargadas en algún volumen receptor, ya sea lago, mar o curso superficial.

En la actualidad, debido al desarrollo industrial y al crecimiento poblacional tanto los caudales como la concentración de las aguas servidas han aumentado, y continúan aumentando, al punto que su disposición es cada vez más peligrosa. En efecto, el vaciado de aguas servidas en corrientes naturales, lagos ríos, esteros y el propio mar, produce una contaminación que excedida cierta tasa genera condiciones desagradables, ofensivas para la comunidad, y peligrosas para la salud. Asimismo en las zonas adyacentes de la descarga o aguas debajo de la misma suelen crearse problemas de tipo urbanístico por la aparición de olores, moscas, etc. .

Por tal motivo a nivel mundial y en la mayoría de los casos, se hace indispensable el tratamiento de las aguas servidas, antes de su disposición final.

El proceso de purificación de las aguas servidas es complejo debido a que su composición es muy variada. Tiene sustancias en solución, finamente divididas y en estado coloidal.

El tratamiento de aguas servidas y su disposición final tiene por objetivo :

- Evitar la contaminación de los cursos o masas de aguas, de manera de no acarrear condiciones ofensivas para la salud o disminuir el atractivo de lugares de esparcimiento.

- Evitar la generación de aspectos urbanísticos ofensivos a la vista y olfato.
- Evitar los perjuicios económicos que derivan del deterioro de la calidad de las aguas usadas en la industria, agricultura, ganadería, pesca, recreación o del diario vivir.

Los parámetros más importantes a considerar en el tratamiento de las aguas servidas urbanas son :

- Sólidos suspendidos (Ss).
- Sólidos disueltos (Sd).
- Demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅).
- Número de coliformes por 100 ml.

El presente proyecto, tiene por objetivo recolectar y dar disposición final a las aguas negras de la localidad de Orica, por tanto es necesario, por las razones antes expuestas, darle el adecuado tratamiento a esta aguas antes de devolverlas al medio, de manera de no alterar el medio ambiente y dar seguridad sanitaria a la población atendida.

6.2.- CONSIDERACIONES PARA EL ESTUDIO

El presente estudio tiene por finalidad, buscar solución al problema de saneamiento de aguas servidas domiciliarias para la localidad de Orica (cabecera Municipal). El período de proyección es de 30 años, durante el cual la planta de tratamientos considerada, dejara las aguas en condiciones adecuadas para su disposición final.

El caudal de aguas a tratar se desprende del estudio de población y dotación, presentados en los capítulos III y IV respectivamente, del presente informe. Respecto de esos resultados se definen los gastos medios, máximos y mínimos de aguas negras, según las siguientes expresiones.

> Caudal medio $Q_m = D * P * R * C / 86400 + INF + ALL$

Con : D : Dotación.
 P : Población.
 R : Coeficiente de recuperación.
 INF : Infiltración.
 ALL : Aguas lluvias
 C : Coeficiente de capacidad.

> Caudal máximo $Q_{m\acute{a}x} = Q_m * M + INF + ALL$

Con : M : Coeficiente de Harmon.

> Caudal mínimo $Q_{m\acute{i}n} = 0.6 * Q_m + INF + ALL$

Para definir el caudal medio se considero un coeficiente de recuperación del 90 %, debido a que el uso de las aguas esta destinado principalmente a las condiciones de diario vivir como aseo y alimentación descartándose su uso para necesidades suntuarias, típicas de localidades urbanizadas. Además es correcto suponer una alta de recuperación para poder absorber la alta variación de flujo que se puede alcanzar en localidades de tipo rural en desarrollo. Para determinar el gasto máximo, se considera un coeficiente de capacidad igual a 1, en el caso de desarrollo máximo poblacional, por las consideraciones de saturación indicadas en el estudio de población del capítulo III del presente informe. Además se determinan los gastos para el período inicial y periodo medio del proyecto, donde el coeficiente de capacidad se asume con un valor de 1.5 y 1.25 respectivamente, dependiendo este del área disponible para edificación y posibilidades de crecimiento. Así mismo el coeficiente de Harmon para caudales máximos esta dado por la siguiente expresión :

> $M = 1 + 14 / (4 + \sqrt{P})$ Donde P : Población, en miles de personas.

Según el estudio de población, del presente informe, la población máxima a alcanzar es de 7584 habitantes. Por consideraciones de diseño se asumirá una población máxima de 7600 habitantes.

Respecto de los caudales mínimos, se considera que estos corresponden al sesenta por ciento del gasto medio diario, criterio bastante usado y aceptado a pesar de ser conservador.

La cantidad de aguas que infiltran en un sistema de recolección, por presencia de napa freática, esta definido, principalmente, por la calidad de las conexiones y de la condición en que estas se encuentren respecto al paso del tiempo. En general determinar el caudal de infiltración es muy complejo y solo puede efectuarse por medio de un estudio estadístico durante el funcionamiento del sistema.

Para efectos de diseño se considera que, por tratarse de instalaciones nuevas, no presentaran desperfectos en los primeros años de funcionamiento y por tanto la incidencia de la infiltración será de 0.4 [lt/seg/km]. A partir del año 15 (2019) en adelante, período para el cual el sistema puede presentar cierto grado de deterioro por el paso del tiempo, se asumirá que el caudal infiltrado alcanzara como máximo un gasto de aporte de 0.9 [lt/seg/km].

Dado que el sistema no contempla recolección de aguas lluvias, estas no tienen otra incidencia más que el aporte de caudal en las instalaciones de la planta de tratamiento. Para efectos de diseño se considera que este aporte es equivalente al 3% del aporte medio de la población.

Las características de las aguas a tratar son definidas según parámetros comunes de las aguas residuales domésticas, tomando como base las conclusiones de los estudios de residencias unifamiliares realizados por la C.E.R.S.O.A.F. (Francia), C.E.E. y A.E.A.S. (España), Karl Inhoff y consideraciones comúnmente aceptadas en Chile y Latino América.

Se considera que las aguas residuales, que serán tratadas por la planta depuradora, son exclusivamente domésticas y tienen características propias de las aguas polutas de poblados rurales, donde las costumbres alimenticias son menos complejas y menos variadas que en los centros urbanizados, por ello se asume como composición media de las aguas que entran al sistema de tratamiento, la siguiente :

- Demanda bioquímica de oxígeno (DBO_5) : 50 [gr/hab/día]
- Sólidos en suspensión totales (Ss) : 200 [mg/l]
- Sólidos sedimentables (Sse) : 10 a 20 [ml/l/hr]

Con estas consideraciones se define el gasto y calidad de las aguas a tratar. Para efectos de diseño, se asume como condicionante los gastos medios y máximos determinados para el período final y como gastos mínimos los determinados para el inicio del proyecto, de esta manera se absorbe toda variación de gastos que pudiese ocurrir y se verifica la funcionalidad del sistema para todo momento del período de diseño (ver Anexo D.1 Estudio Gastos de Diseño).

Los gastos de diseños son :

- $Q_m = 19$ [lt/seg]
- $Q_{m\acute{a}x} = 44$ [lt/seg]
- $Q_{m\acute{i}n} = 7$ [lt/seg]

6.2.1.- Exigencias mínimas al efluente

Se diseñara, el sistema de tratamiento de aguas residuales, de manera tal de cumplir, como mínimo, con las exigencias de la normativa Hondureña vigente para el agua descargada a cuerpos receptores (Normas técnicas de las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores y alcantarillado sanitario de Honduras. Capítulo V, Artículo 6). Entre las cuales podemos nombrar :

No tiene lugar la corrección, esto es lo Normal Honduras.

De donde se debe tomar los valores de los parámetros en que países de clima tropical se han utilizado

<u>Parámetro</u>	<u>Valor máximo permisible</u>
> Sólidos sedimentables :	1 [ml/lt/hr]
> Sólidos suspendidos :	100 [mg/lt]
> Materia flotante y espuma :	Ausente
> DBO ₅ :	50 [mg/lt]
> DQO :	200 [mg/lt]
> Grasas y aceites :	50 [mg/lt]
> Temperatura :	< 25 °C
> Color :	< 200 U.C.
> PH :	de 6 a 9.
> Coliformes NMP :	5000 [coliformes/100ml]

Siguiendo estas directrices, se define el sistema óptimo a diseñar según análisis de alternativas de solución.

6.3.- ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

El siguiente acápite, se refiere al planteamiento y selección de alternativas de sistema de tratamiento de aguas residuales crudas domesticas para la localidad de Orica.

Una vez planteadas las alternativas, se evalúan seleccionando aquella que presente funcionamiento óptimo, al mínimo costo de inversión como de operación.

6.3.1.- Identificación de alternativas

De los innumerables sistemas de tratamiento que existen, se consideran como alternativas posibles aquellas que cumplan con las características siguientes :

- Sencillez del sistema, de manera que este no signifique un problema para el municipio.
- Que cuente con un nivel de tecnificación bajo, debido a la falta de mano de obra especializada en la localidad.
- Reducida intervención de equipos para minimizar costos de mantención.
- Costo de inversión acorde con las características socioeconómicas de la localidad.
- Confiabilidad.

Con estas consideraciones fue posible restringir la amplia variedad de sistemas disponibles a los siguientes :

- Tratamiento primario :

Alternativa 1 :

- Cámara de rejillas.
- Desarenador.
- Sedimentador.

Alternativa 2 :

- Cámara de rejillas.
- Sedimentador.

Sedimentador :

- Alternativa 1 : Circular.
- Alternativa 2 : Rectangular.
- Alternativa 3 : Tanque Inhoff.

- Tratamiento secundario :

- Alternativa 1 : Laguna de estabilización.
- Alternativa 2 : Filtro percolador estándar.
- Alternativa 3 : Filtro percolador de alta tasa.

- Tratamiento terciario :

- Depende de la solución de tratamiento secundario.

6.3.1.2.- Tratamiento primario

Para este, se han considerado aquellos de tipo físico, capaces de retener entre el 50% al 65 % de los sólidos totales, esto incluye espumas, sólidos mayores y menores. No se consideran sistemas que funcionan con coagulantes, como tampoco sistemas tamisadores por su elevado costo.

6.3.1.2.1.- Selección de alternativa

La presencia del desarenador es adecuada, principalmente, si se considera en la planta de tratamientos la digestión de los lodos, debido a que la presencia de elementos inorgánicos, como la sílice de las arenas, dificultan el proceso. Como las plantas digestoras de lodos son de elevado costo tanto de inversión como de funcionamiento, por la necesidad de energía externa necesaria para proporcionar elementos básicos del proceso, como calor y mezclado, se hace difícil considerar este sistema de tratamiento, además tomando en cuenta las características domésticas de las aguas, se hace más rentable contar con un buen diseño de vertedero sanitario, el que es necesario con o sin digestor de lodos, para la disposición final de lodos crudos, sólidos mayores, sólidos menores, espumas flotantes y aceites, etc.

Bajo esta condicionante es conveniente, técnica y económicamente, sedimentar arenas y sólidos menores en el sedimentador primario. Por tanto se considera solución la alternativa 2.

Para el sedimentador se tiene :

Alternativa 1 : Sedimentador circular.

Este puede ser de flujo radial o ascendente. Para cualquiera de estos casos el flujo necesita una adecuada cabeza de carga hidráulica, la que puede obtenerse con una importante diferencia de cota geométrica o por bombeo. Además este sistema funciona de manera óptima con sistema mecanizado de extracción de espumas flotantes, por barrido circular, y rastriero recolector de lodos.

Alternativa 2 : Sedimentador rectangular.

Es de flujo horizontal y es uno de los más utilizados en la actualidad por su facilidad constructiva, mantención y funcionalidad. Pueden contar con recolector mecanizado de lodos o acumulación gravitacional de lodos en tolvas de recolección que son purgadas por presión hidrostática o por bombeo.

Alternativa 3 : Tanque Inhoff.

En estos tiene lugar, sedimentación, almacenamiento y digestión primaria de lodos. No necesitan equipo mecánico para su funcionamiento, pero es necesario prestarle considerable atención y mantenimiento. Debido a los importantes períodos de retención en los compartimentos sedimentadores (de 2 a 3 hrs o más) y a la pendiente de fondo para que los solidos resbalen, las profundidades usualmente varían de 7.6[m] (25[pies]) a 10.7[m] (35[pies]).

Selección de alternativa sedimentador

Las características funcionales de los sistemas presentados hacen posible una selección técnica. Desde el punto de vista de eficiencia las tres alternativas presentan similar rendimiento, pero desde el punto de vista funcionalidad, mantención y costos de inversión inicial, podemos indicar :

Para los sedimentadores circulares es necesario el apoyo continuo de una unidad motriz. Si bien este sedimentador es eficiente la introducción de energía externa al sistema encarece los costos y hacen este sistema inadecuado para las necesidades de un poblado rural. Estos sedimentadores logran adecuada relación costo-eficiencia en ciudades o localidades de mayor población.

Los tanques Inhoff son difíciles de proyectar con profundidades menores de 6.7[m] (22[pies]) a 7.3[m] (24[pies]), considerando además que la capacidad de almacenamiento de lodos y del compartimientos de digestión debe ser de 85[lit] (3[pie³]) a 142[lit] (5[pie³]) por

persona. Todo ello indica que, si bien son eficientes, son de grandes dimensiones lo que implica un elevado costo inicial. El proceso de digestión de lodos por ser solo primario no compensa la inversión ya que de no contar con un tratamiento digestor de lodos final, el volumen y cuidado necesario en el vertedero sanitario sería prácticamente el mismo que si se depositaran lodos crudos, además para que el proceso de digestión que ocurre en el tanque sea adecuado sería necesario desarenar lo que implica obligadamente la construcción del desarenador. Debemos agregar que las grandes profundidades del tanque dificultan, generalmente, la extracción de lodos por presión hidrostática debiendo utilizarse, en la mayoría de los casos, bombas de extracción.

El sedimentador rectangular, tiene tan buena eficiencia como los mencionados anteriormente y para las necesidades de Orica no necesita contar con sistema mecanizado de recolección de lodos (espátulas recolectoras), pues los gastos son relativamente bajos y la características de las aguas a tratar es doméstica, por tanto la acumulación en tolvas es adecuado e igualmente eficiente. Este sistema se presenta como una buena alternativa tanto por eficiencia, facilidad de uso, mantención y bajo costo operacional, pudiendo aumentar, levemente este si se considera extracción de lodos por bombeo el que sería perfectamente programado para efectuarse una vez cada mes o cada dos meses, lo que minimiza significativamente los gastos de operación.

Por tanto se individualiza como solución un sedimentador rectangular de flujo horizontal con acumulación gravitacional de lodos.

6.3.1.2.2.- Alternativa seleccionada para tratamiento primario

Se considera tratamiento preliminar y primario de tipo físico, para lo cual el sistema cuenta con :

- > Cámara de rejillas para retención de sólidos mayores.

- Sedimentador primario para retención de arenas y lodos producto de los sólidos suspendidos sedimentables. Además se retendrá las espumas flotantes por medio de baffles con extracción de tipo manual a tanque de acumulación.
- El sistema debe lograr una eficiencia entre un 50 % a un 65 % de retención de sólidos y una reducción de DBO₅ entre un 30% a un 35%.

6.3.1.3.- Tratamiento secundario

Este tratamiento es biológico, su objetivo es la coagulación y eliminación de coloides no sedimentables y la estabilización de la materia orgánica biodegradable. Consiste en inducir el desarrollo de microorganismos capaces de asimilar la materia orgánica y disminuir su concentración.

El análisis de las alternativas de solución planteadas es el siguiente :

Alternativa 1 : Lagunas de estabilización.

Estas constituyen un sistema de tratamiento eficiente y de uso frecuente en la zona tropical debido a las ventajas que ofrece el clima al proceso. Consiste en estructuras destinadas a almacenar aguas servidas, hechas mediante diques de tierra o excavaciones.

La naturaleza de los fenómenos que ocurren en las lagunas de estabilización son de tipo : Físico, Químico y biológico. Los procesos en sí son : Oxidación aeróbica, oxidación fotosíntesis, fermentación ácida y fermentación alcalina. Las lagunas facultativas, propiamente tal, presentan los cuatro procesos y pueden ser, para este caso particular, del tipo de descarga de retención.

Para el caudal de diseño considerado ($Q_m = 19[\text{lt/seg}]$) y la carga de DBO₅ exigida en el efluente, la laguna tendrá las siguientes características :

- $Q_d = Q_m = 19 [\text{lt/seg}] \Rightarrow Q_{\text{día}} = 1641.6 [\text{m}^3/\text{día}]$
- Considerando una reducción del 30% en el tratamiento primario, el DBO₅ aplicado es : $266[\text{kg/día}]$ (DBO₅ aplicado = $162.037[\text{mg/lt}]$)

- Tasa de reducción : $T_t = 100 \text{ [kg/Ha/día]} = 0.01 \text{ [kg/m}^2\text{/día]}$
- DBO₅ exigida al efluente : $50 \text{ [mg/lit]} \Rightarrow 82 \text{ [kg/día]}$
- Carga a reducir : $C_r = 266 - 82 = 184 \text{ [kg/día]}$

El área superficial queda : $A_s = C_r / T_{ar} = 18400 \text{ [m}^2\text{]}$

Considerando una profundidad $h = 1.5 \text{ [m]}$

El volumen total retenido será $V_r = 27600 \text{ [m}^3\text{]}$

Con tiempo de retención $T_r = 16.8 \text{ [hrs]}$

Para una adecuada eficiencia, el tiempo de retención mínimo teórico debe ser de 20 días.

$$\Rightarrow V_r = T_r * Q_d = 20 * 1641.6 \text{ [m}^3\text{]} = 32832 \text{ [m}^3\text{]} \quad \text{Volumen mínimo de retención.}$$

$$\Rightarrow h = 1.5 \text{ [m]} \Rightarrow A_s = 21888 \text{ [m}^2\text{]}$$

Dimensiones :

Relación Ancho / Largo = 3/4

$$\Rightarrow \text{Largo } L = 170.83 \text{ [m]} \approx 171 \text{ [m]}$$

$$\Rightarrow \text{Ancho } B = 128.12 \text{ [m]} \approx 128 \text{ [m]}$$

Con estas dimensiones el área y volumen quedan :

$$\Rightarrow A_s = 21888 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$\Rightarrow V_r = 32832 \text{ [m}^3\text{]} \Rightarrow T_r = 20 \text{ [días]}$$

Por consideraciones de mantención es preferible contar con dos unidades funcionando en paralelo, de manera de trabajar solo con una unidad durante este período. Debido a la gran

dimensión de estas unidades no es conveniente contar con un duplicado, más óptimo es aumentar el área determinada en un 50% y dividir esta en dos unidades funcionales, de esta manera cuando se trabaje solo con una unidad, se reduce el tiempo de retención a 15[días], que es aceptable para un período razonable de mantención.

Dimensiones finales

⇒ Área superficial necesaria $A_s = 32832[m^2]$

⇒ Volumen de retención necesario $V_r = 49248[m^3]$ $Tr = 30[días]$

⇒ Son dos unidades, cada una con dimensiones : $L = 148[m]$ $B = 111[m]$ $h = 1.5[m]$

Alternativa 2 : Filtro percolador estándar

Esta unidades consisten básicamente en una capa de áridos gruesos a través del cual se hace pasar los efluentes de las aguas negras, previamente clarificadas mediante tratamiento primario. Por contacto, la superficie del material filtrante se siembra de una variedad de organismos y adquiere una película gelatinosa de naturaleza zoológica y biológica en donde tiene lugar, en condiciones aeróbicas, la estabilización de la materia orgánica, presente en las aguas, por oxidación.

Los afluentes se hacen pasar por el filtro estándar solo una vez, en dosis intermitentes con pequeños intervalos de tiempo entre sí. Pueden lograr eficiencias que se mueven de un 60% a un máximo del 70%.

Para el caudal de diseño considerado ($Q_m = 19[lt/seg]$) y la carga de DBO_5 exigida en el efluente ($50 [mg/lt]$), el filtro percolador estándar tendrá las siguientes características :

- > $Q_d = Q_m = 19[lt/seg]$ ⇒ $Q_{día} = 1641.6[m^3/día]$
- > Considerando una reducción del 30% en el tratamiento primario, el DBO_5 aplicado es : $266[kg/día]$ (DBO_5 aplicado = $162.037[mg/lt]$)
- > DBO_5 exigida al efluente : $50[mg/lt]$ ⇒ $82 [kg/día]$

- > Carga de DBO₅ máxima de trabajo : 0.21[kg/m³/día]
- > Tasa máxima de trabajo $T_t = 3.74[m^3/m^2]$ para una profundidad $h = 1.8[m]$
- > Eficiencia media $e = 65\%$

Área de filtro $A = 438.93[m^2]$

Calidad del efluente = 93.1[kg/día] \approx 56.71[mg/l]

Para caudales punta $Q_{m\acute{a}x} = 44[l/seg]$ la tasa de trabajo será $T_t = Q/A = 8.66[m^3/m^2]$ sobrepasa la tasa máxima en un 231.6 %.

Por consideraciones de mantención, se considera una unidad en duplicado, pero para evitar grandes dimensiones es conveniente considerar un aumento del área de filtro determinada, de manera tal que se pueda dividir en dos unidades. Con un aumento del 70%, la tasa de trabajo media, funcionando solo una unidad, será de 4.4[m³/m²] sobrepasando la tasa máxima de trabajo en un 17.6 %.

Dimensiones finales

⇒ Área total de filtro estándar $A = 746.181 [m^2] \approx 746.2[m^2]$

⇒ Son dos unidades, cada una con :

Área de filtro $A = 373.1[m^2]$

Profundidad del lecho $h = 1.8[m]$

Alternativa 3 : Filtro percolador de alta tasa

Un filtro de alta tasa se distingue de uno estándar no tanto por su construcción como por su capacidad de carga. En estos, el flujo es continuo, donde se sobrepone un flujo recirculante derivado del efluente del filtro sobre su flujo normal, de modo que la carga volumétrica sobre el filtro resulta ser más constante, además de ser mayor. A pesar de la similitud llega a ser, efectivamente, un sistema biológico distinto donde, en condiciones aeróbicas, se alimenta continuamente con materia orgánica más rica y trabaja, sin descanso, a

toda su profundidad y con mejor rendimiento. La eficiencia de este sistema depende básicamente de la carga aplicada sobre el filtro, por tanto esta en directa relación con la razón de recirculación y varía desde un 75 % a un 90% .

Para el caudal de diseño considerado ($Q_m = 19[\text{lt/seg}]$) y la carga de DBO_5 exigida en el efluente ($50 [\text{mg/lt}]$), el filtro percolador de alta tasa tendrá las siguientes características :

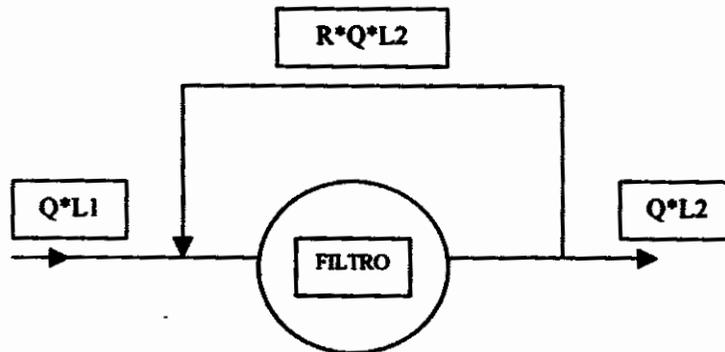
- > $Q = Q_d = Q_m = 19[\text{lt/seg}]$
- > Considerando una reducción del 30% en el tratamiento primario, el DBO_5 aplicado es : $266[\text{kg/día}]$ ($\text{DBO}_5 \text{ aplicado} = 162.037[\text{mg/lt}]$)
- > DBO_5 exigida al efluente : $50[\text{mg/lt}] \Rightarrow 82 [\text{kg/día}]$
- > Q : gasto del flujo tratado
- > R : razón de recirculación
- > $R*Q$: gasto recirculante
- > L_1 : fuerza del liquido aplicado
- > L_2 : fuerza del liquido tratado por el filtro
- > El flujo recirculante debe ser suficiente para que la mezcla del afluente al filtro contenga no más de tres veces la DBO_5 del efluente, esto es :

$$Q*L_1 + R*Q*L_2 = 3*(R*Q + Q)*L_2$$

$$\Rightarrow L_2 = L_1 / (2*R + 3)$$

Con estas consideraciones, según las disposiciones de los diez estados (E.E.U.U.), se logra una eficiencia teórica definida por :

$$e = \frac{R + 1}{R + 1.5}$$



- > Tasa de flujo sobre el filtro : $9.35[\text{m}^3/\text{m}^2]$ a $37[\text{m}^3/\text{m}^2]$ para profundidad $h= 1.8[\text{m}]$
- > Carga de DBO_5 máxima $1.77 [\text{kg}/\text{m}^3]$ considerando recirculación

Considerando :

Tasa de flujo $T_t = 25[\text{m}^3/\text{m}^2]$

Razón de flujo $R=1$

Área de filtro $A = (Q + R*Q) / T_t = 2*Q / T_t = 131.288[\text{m}^2] \approx 132 [\text{m}^2]$

Considerando un filtro rectangular :

Largo $L = 12[\text{m}]$

Ancho $b = 11[\text{m}]$

Profundidad $h = 1.8[\text{m}]$

Calidad del efluente :

$\Rightarrow Q * L_1 = 266[\text{kg}/\text{día}] \quad \Rightarrow L_1 = 0.162037$

$\Rightarrow L_2 = 3.24074074 * 10^{-2}$

\Rightarrow Carga en el efluente : $Q * L_2 = 53.2[\text{kg}/\text{día}]$

\Rightarrow Concentración en el efluente : $32.41[\text{mg}/\text{lt}]$

\Rightarrow Eficiencia teórica media : $e = 80 \%$

Considerando una disminución por irregularidades del 10%, eficiencia media 7

- ⇒ Carga en el efluente : 79.8[kg/día]
- ⇒ Concentración en el efluente : 48.61[mg/l]

Por consideraciones de mantención se construye el filtro en dos secciones separando con un muro el lecho, resultando dos unidades en paralelo. En estos casos se trabaja con una unidad como filtro de alta tasa, suspendiendo la recirculación.

⇒ Para este caso la tasa media de trabajo sera $Tt = Qm / (A/2) = 24.87[m^3/m^2]$

En los períodos de mantención el filtro funciona sin recirculación, por lo tanto la carga de flujo puede bajar alrededor de los $10[m^3/m^2]$ con caudales mínimos, lo que significa una disminución en los microorganismos degradadores de la materia orgánica, reflejándose esto en una disminución de la película gelatinosa, que rodea los áridos, y en las fuerzas de adhesión de la misma. Pero permite trabajar de manera eficiente durante el periodo de mantención, el que puede durar alrededor de un mes, período para que la disminución de los microorganismos sea significativa.

6.3.1.3.1.- Evaluación de alternativas

Desde el punto de vista técnico podemos indicar :

Alternativa 1 Laguna facultativa

Ventajas :

- Estas presentan, en general, buena eficiencia y permite contar con un efluente de buena calidad, siempre y cuando la mantención y operación sea adecuada (con muy buena radiación solar, en un periodo de retención sobre 20 días, el NMP de coliformes puede bajar alrededor de los 10^3 [coliformes/100ml], en base a una concentración media en el afluente de $NMP=10^8$ [coliformes/100ml]).

Ventaja por uso del término mantención por el de mantenimiento
→ el mantener inicio

- Mínimo consumo de energía, salvo que se haga necesaria la elevación mecánica por problemas de cota.
- No necesita de un clarificador para tratar el efluente, pues el proceso de sedimentación final ocurre en la laguna.
- Operación simple.

Desventajas :

- Puede generar problemas de mosquitos y otros vectores como ratas y aves acuáticas, que por su contacto con las aguas polutas pueden llegar a ser un peligro, potencial o real para la salud pública si no se asumen medidas de adecuadas de contingencia. Por tanto es indeseable el crecimiento de hiervas y malezas en las proximidades de la(s) laguna(s), la acción de los vientos hacia zonas habitadas, acceso para la población al lugar de emplazamiento de la unidad, etc. .
- Generación de olores desagradables, situación común en este tipo de estación depuradora, en particular por la acumulación de natas y espumas superficiales.
- Este tipo de estación depuradora utiliza gran área para su instalación, puede verificarse en las dimensiones determinadas para nuestro caso particular. Además, debe agregarse el área de funcionalidad y protección, que es la necesaria para una adecuada operación, mantención y resguardo. Toda esta área deba ser correctamente restringida al paso persona y animales por medio de rejas de protección.
- A pesar de la gran ventaja que ofrece esta depuradora en cuanto a remoción de microorganismos, no asegura por si sola cumplir con la concentración máxima permisible de coliformes fecales (NMP 5000 [coliformes/100ml]), por tanto al igual que las demás alternativas, será necesario tratar el efluente (cloración).
- Las obras de mantención, si bien tiene significativa holgura, implican un considerable movimiento de material y el grado de reparaciones es bastante grande como lo es la reconstrucción de los estratos impermeables. Por tanto su costo puede resultar bastante elevado.

Comentarios :

El área de emplazamiento es significativamente grande y dadas las características de financiamiento, el que corresponde a fondos de cooperación inmediatos, no es conveniente realizar el proyecto de la laguna por etapas, conforme a la velocidad de conexión (agregando unidades paralelas). Además esto aumentaría significativamente los costos por concepto de movimiento de tierra, impermeabilización y caminos adyacentes para inspección. Las obras de movimiento de tierra, en general, son de significativa magnitud, lo que implica necesariamente la utilización de equipo pesado para su construcción (retro escaradoras, cargador frontal, etc.). La mantención, si bien no necesita de mano de obra especializada, debe ser cuidadosa y continua, en particular desmalezar los alrededores para evitar daños en los coronamientos e inscrustación de raíces en las paredes y fondo impermeabilizados (arcillas compactadas). Las obras de limpieza son bastante retiradas entre si pero demandan un importante movimiento de solidos que no es conveniente efectuar de forma manual por condiciones sanitarias y de eficiencia de trabajo, además esta operación implica la reconstrucción de la carpeta y taludes de impermeabilización (remoción de capas contaminadas, escarificado, compactado, etc.) lo que se traduce en un elevado costo difícil de asumir para la localidad.

También es necesario recordar que uno de los objetivos principales del proyecto es resguardar a la población de vectores, en particular mosquitos que transmiten el dengue y malaria, muy comunes en la zona, por tanto no sería deseable que el sistema de tratamiento se transforme en un foco infeccioso, situación que puede ocurrir con el más leve descuido en la mantención (operación).

Alternativa 2 Filtro percolador estándar

Ventajas :

- No necesita de mano de obra especializada para su operación
- Mínimo consumo de energía, salvo que se haga necesaria la elevación mecánica por problemas de cota.
- Costos de operación bajos.

Desventajas :

- El líquido puede hacerse séptico durante períodos prolongados de poco flujo, situación que puede presentarse en los primeros años del proyecto.
- Generalmente se desarrollan en la película que cubre las partículas del filtro, mosquitos (como la mosca *psycoda alternata*) situación indeseable, dado el objetivo del proyecto, y hace necesario tomar medidas especiales para su control como lo es la inundación del filtro por períodos superiores a 24hrs, que permite controlar, en parte, el desarrollo de las larvas depositadas en el lecho. La inundación impide el funcionamiento normal del proceso, haciendo necesario contar con una unidad alternativa, como se indico en el prediseño. Sin embargo, la inundación puede ser una medida de control pero no es una panacea, se recomienda, para estos casos, cloración del afluente con dosis de 0.1[mg/l] a 0.5[mg/l] a la entrada del filtro.
- El área de uso es significativamente grande (en particular frente a la alternativa 3).
- La eficiencia de estas unidades es buena, pero por si sola no asegura cumplir con la restricción de concentración máxima de DBO_5 de 50[mg/l], produciendo un decaimiento significativo en eficiencia durante los períodos prolongados de poco flujo, situación probable en los primeros años del proyecto.
- Para su funcionamiento necesitan un tanque dosificador provisto de sifón que asegure una razón de descarga mayor que el flujo máximo. También es necesario que el efluente del filtro se trate con un sedimentador, ya que descargan al azar los sólidos retenidos. Estos se aglomeran y se floculan en las superficies de los áridos, hasta que por su propio peso y por acción enjuagadora del agua, se desprenden de las mismas para salir en los efluentes.
- Es necesaria la desinfección del efluente para eliminar los microorganismos patógenos.

Comentarios :

La gran variación que existe entre los caudales máximo, medio y mínimo no permite aprovechar de la mejor manera la eficiencia de este sistema de tratamiento, que en condiciones más estables de flujo y con un adecuado diseño de dosificación, entrega resultados satisfactorios y confiables con un bajo costo operacional.

Sin embargo la gran desventaja se presenta, no en el grado de eficiencia que tiene este tipo de tratamiento, ya que se puede mejorar con la decantación de los sólidos en el sedimentador secundario (claro que con un costo asociado al tener que diseñar para un período de retención de dos horas o más), sino más bien en las condiciones en que operaría, que son las que definen la eficiencia media de trabajo. El desarrollo de mosquitos y la septicidad de los efluentes se presentan principalmente en condiciones de irregularidad funcional, esto es cuando baja el flujo aplicado al filtro por períodos prolongados, ya indicado anteriormente, o cuando se carga temporalmente, con cierta frecuencia, con altas cargas y bruscamente cambia a tasas menores de flujo, caso de caudales máximos en período final del proyecto. En estas condiciones no logra cambiar el carácter de la zoología microbiana que le permitirían trabajar como un filtro de alta tasa (o intermedia, ya que no sería alta tasa propiamente tal). Esto trae como consecuencia un desarrollo inadecuado de los microorganismos, propios de un filtro percolador estándar, que a tasas y velocidades de flujo altas no alcanzan a estabilizar la materia orgánica y la eficiencia del proceso cae drásticamente.

Esta deficiencia puede corregirse si se contempla un diseño por etapas donde se aumente el área efectiva de filtro (o unidades de este) en función de la velocidad de conexión al sistema, durante el periodo de diseño. Sin embargo esta opción encarece los costos totales de inversión. Además, dada la característica de financiamiento el distribuir la inversión en el tiempo hace difícil la consecución de los objetivos por que disminuye la posibilidad de lograr la continuidad del proyecto.

Alternativa 3 Filtro percolador de alta tasa

Ventajas :

- > Los filtros de alta tasa se pueden diseñar, según factor de recirculación, número de etapas si se consideran unidades en serie, para cualquier concentración de los efluentes que se quiera obtener. Esto le da gran flexibilidad al sistema de modo que pueda acomodarse a nuevas condiciones que puedan presentarse a futuro, como incrementos en la carga de DBO₅ o nuevas exigencias normativas para los efluentes.
- > Están libres de muchas falencias de los filtros estándar, ya que el flujo permanece constante, no existen problemas de moscas y el líquido no se hace séptico, como puede ocurrir en los filtros estándar durante períodos prolongados de poco flujo.
- > En igualdad de las demás circunstancias, los filtros de alta capacidad son de menores dimensiones. Aún considerando un aumento de área para los efectos de mantención.
- > La operación del sistema es muy simple y no requiere de mano de obra especializada.
- > Los períodos entre mantención son prolongados, limitándose esta solo a casos en que el sistema falle por acumulación de lodos, lo que ocurriría si no funcionase el sistema de tratamiento primario. Otra mantención involucrada sería la de los ductos de distribución, que es muy sencilla y de rápido desarrollo. Si el sistema cuenta con dos unidades (como lo analizado) no se presenta ningún problema funcional.
- > La altura de bombeo es baja y el equipo necesario es pequeño. Si se considera un flujo de recirculación a caudal constante el sistema de bombeo se simplifica significativamente, no encareciendo mayormente los costos.

Ver término } Verificar el uso del término
} mantención por el de mantenimiento

Desventajas :

- Requiere de bombeo para recirculación.
- Es necesario que el efluente del filtro se trate con un sedimentador, ya que descargan al azar los sólidos retenidos. Estos se aglomeran y se flocculan en las superficies de los áridos, hasta que por su propio peso y por acción enjuagadora del agua, se desprenden de las mismas para salir en los efluentes.
- Al igual que las alternativas anteriores, es necesaria la desinfección del efluente para eliminar los microorganismos patógenos.

Comentarios :

Este tipo de unidades de tratamiento tiene la gran ventaja de poder adecuar las características del efluente si las condiciones futuras de la localidad cambian significativamente, dando una gran flexibilidad al sistema y permitiendo acondicionarse, a la nueva situación, a un muy reducido costo, el que quedara determinado por la cantidad de aguas a recircular. Esto garantiza la vigencia del proyecto aún cuando se produjesen cambios significativos en el efluente, ya sea por sobre población, aumento en la DBO₅ por habitante o aumento de restricción en la calidad del efluente por normativa.

En cuanto a la incidencia económica de la bomba de recirculación, esta puede ser fácilmente absorbida si se utiliza el mismo equipo para el lavado de los tanques de sedimentación y demás unidades de la planta, operación que es inherente a la mantención de los mismos.

La operación de un filtro de alta tasa asegura el cumplimiento de las exigencias de calidad del efluente en todo momento.

6.3.1.3.2.- Selección de alternativa tratamiento secundario

Dadas las características funcionales de los sistemas analizados, es posible hacer una evaluación técnica y, bajo las consideraciones expuestas, resulta notoriamente ventajoso la utilización de un filtro percolador de alta tasa.

6.3.1.4.- Tratamiento terciario

Este queda definido por la alternativa seleccionada para el tratamiento biológico secundario.

Como se indico anteriormente es necesario una sedimentación de los efluentes del filtro y un tratamiento químico para la eliminación de organismos patógenos. En este caso se considera un sedimentador rectangular de flujo horizontal, de iguales características a las del tratamiento primario. Para la eliminación de los organismos patógenos se considera desinfección por cloración. Por motivos de mercado, se hace imposible consultar sistemas cloradores en base a gas cloro u otros sistemas de alta eficiencia, esto debido a que el distribuidor más cercano es de Guatemala y este solo envasa y distribuye el producto, el que importa desde México. En definitiva, el sistema con gas cloro se hace ineficiente para volúmenes pequeños y la capacidad del mercado nacional para suministrar repuestos para equipos es bastante acotada, pues no se encuentran disponibles y su importación es lenta e insegura. Por tanto se consulta sistema en base a compuestos clorados, en particular el hipoclorito de calcio ($\text{Ca}(\text{OCl})_2$) HTH con 65% de cloro activo, que es el producto de mayor disponibilidad y más usado en el país.

6.4.- PREDISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DE PLANTA DE TRATAMIENTO

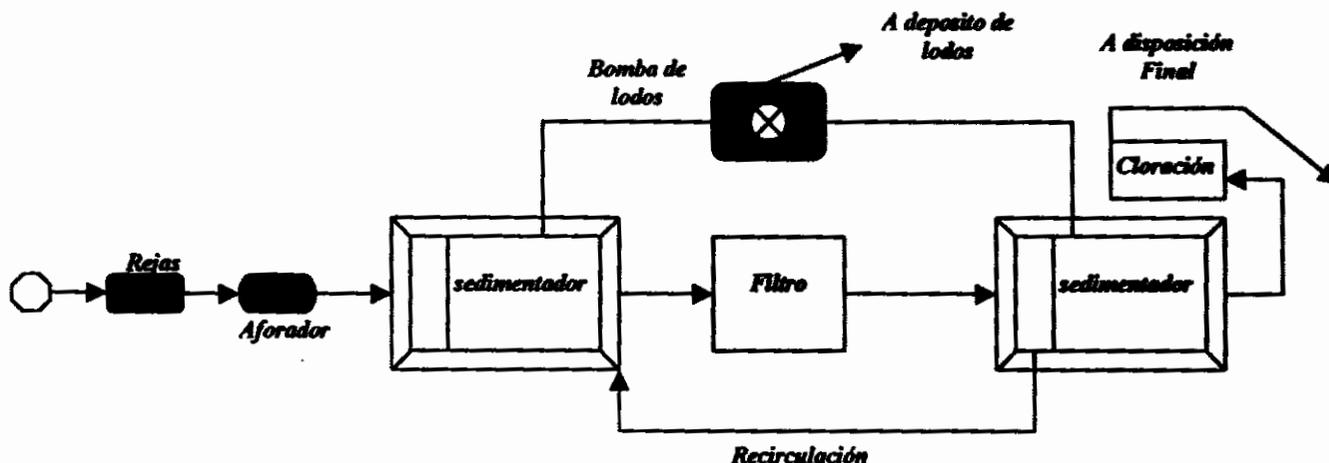
6.4.1.- Proceso de tratamiento

El proceso de tratamiento de las aguas servidas de la localidad de Orica esta conformado por las siguientes etapas :

- **Recolección de solidos gruesos y elementos extraños.**
- **Medición de gasto del afluente a la planta.**
- **Desarenado y sedimentación de sólidos menores.**
- **Tratamiento biológico.**
- **Sedimentación secundaria.**
- **Desinfección del efluente.**
- **Disposición final.**

El proceso propiamente tal comienza en la cámara de rejillas, donde se efectúa la recolección de sólidos mayores, luego pasa al sedimentador primario donde tiene lugar la remoción de arenas y sólidos menores, sus efluentes llegan al filtro de alta tasa donde se produce la degradación de la materia orgánica. Luego, en el sedimentador secundario tiene lugar la sedimentación final para dar paso a la cloración la que comienza en el canal de salida del sedimentador final. Desde el tanque de contacto se derivan las aguas tratadas a una quebrada a 200[m] de la planta, ubicada al oeste de la localidad, donde son dispuestas en una cama de gravas de manera de facilitar su integración al medio por infiltración al suelo y escurrimiento hasta el río Malaque. Debido a que la distancia desde el punto de entrega del efluente de la planta hasta el río Malaque es alrededor de 2 [km], no existe peligro alguno con la presencia de cloro residual en las aguas ya que este será fácilmente consumido en el trayecto.

El proceso es esquematizado en el diagrama de flujo de la figura siguiente.



6.4.1.- Conducción

Entre cada etapa del proceso de tratamiento, es necesario una adecuada conducción de las aguas de manera tal que permita, en todo momento, una correcta operación, mantención y no se produzca sedimentación intermedia. Para esto es necesario disponer de adecuadas desviaciones de aguas, by pass a unidades paralelas, asegurar velocidad mínima para evitar sedimentación, facilidad de limpieza y mantención.

Toda conducción gravitatoria de aguas en la planta de tratamiento será cerrada, con ductos de PVC de 250[mm] y con una pendiente de un 1%, esto disminuye los costos de construcción y mantención frente a los canales de hormigón armado. Se dispondrá de válvulas de compuerta en los puntos que definan paso a unidades paralelas, by pass y donde sea necesario para asegurar una adecuada mantención y operación de la planta. Por tratarse de tramos cortos no existe problema de obstrucción de los conductos

Para los caudales de diseño se verifican las siguientes condiciones de conducción :

- > Diámetro $D = 250$ [mm]
- > Pendiente $i = 1\%$

- > Coeficiente de rugosidad de Manning $n = 0.011$

- > $Q_{\text{máx}} = 44[\text{lt/seg}]$
 - > $V = 1.51[\text{m/seg}]$
 - > $h = 0.143[\text{m}]$
 - > $h/D = 0.572$

- > $Q_m = 19[\text{lt/seg}]$
 - > $V = 1.21[\text{m/seg}]$
 - > $h = 0.0888[\text{m}]$
 - > $h/D = 0.3552$

- > $Q_{\text{mín}} = 7[\text{lt/seg}]$
 - > $V = 0.91[\text{m/seg}]$
 - > $h = 0.053[\text{m}]$
 - > $h/D = 0.212$

6.4.2.- Recolección de sólidos gruesos y elementos extraños

Se contempla dos unidades, una funcionando y otra stand by, para casos de mantenimiento o para su uso paralelo ante cualquier sobrecarga de caudales extremos que puedan disminuir la eficiencia de la planta.

Se estima que la tasa media de retención de sólidos será de $0.01[\text{lt/m}^3]$ de sólidos día, alcanzando un volumen medio diario de $16.42[\text{lt}]$ y anual de $6[\text{m}^3]$ de sólidos retenidos. Estos tendrán disposición final en vertedero sanitario.

Consideraciones de diseño :

Área mojada cámara de rejillas 200% ducto de entrada.

Velocidad mínima de entrada $V = 0.6$ [m/seg]

Angulo rejas 45°

Abertura entre barras $S = 25$ [mm]

Radier de cámara de rejas a 15 [cm] más bajo que entrada

Dimensionamiento :

- Área ducto de entrada (250[mm]) : $A\phi = 0.0490874$ [m²]
- Área mojada transversal de la cámara : $A_t = 0.0981748$ [m²]

Considerando caudal máximo ($Q = 44$ [lt/seg]), altura de escurrimiento $h = 0.143$ [m]

- Ancho de cámara : $b = 0.685$ [m] ≈ 0.7 [m]
- Número de barras : $N^\circ = 20$; Considerando barras de 10 [mm], la primera se ubica a 12.5 [mm], medidos desde la pared interna de la camara hasta el borde de la barra.
- Eficiencia : $e = S / (S+d) = 0.7143 \approx 0.71$; (eficiencia del 71 %) Donde S es el ancho entre barras y d es el ancho de barras.
- Área total entre barras : $A = A_t * e + 0.025 * 0.143 = 0.0715$ [m²]
 $A = Q / (c * \sqrt{2 * g * h}) = 0.0715$; con $c = 0.6$
- Velocidad entre barras $V = \sqrt{2 * g * h} = 1.0256$ [m/seg]
- Perdida de carga $h = 0.0536$ [m] ≈ 0.005 [m]

Verificando para caudal mínimo ($Q = 7$ [lt/seg]), altura de escurrimiento $h = 0.0533$ [m]

- Área transversal : $A_t = b * h = 0.7 * 0.0533 = 0.0373$ [m]
- Área total entre barras : $A = A_t * e + 0.025 * 0.0533 = 0.02665$ [m²]
- Velocidad entre barras $V = \sqrt{2 * g * h} = 0.4387$ [m/seg]
- Perdida de carga $h = 0.009767$ [m] ≈ 0.001 [m]

Esto define una cámara de rejas de hormigón armado con dimensiones internas netas de :

Ancho $b = 0.7[m]$

Largo $L = 1.7[m]$ 2 m

Alto $H = 1[m]$

6.4.3.- Desarenado y sedimentación de sólidos menores

Se contempla dos unidades, una funcionando y otra stand by, para casos de mantenimiento o para su uso paralelo ante cualquier sobrecarga de caudales extremos que puedan disminuir la eficiencia de la planta.

Se diseña para caudal medio cada una de sus partes, entiéndase como tales : tanque de sedimentación propiamente tal, dispositivos de entrada, dispositivos de salida, y zona de lodos. Se verifica funcionamiento para caudales extremos.

Consideraciones de diseño :

- Tasa de trabajo $Tt = 24[m^3/m^2/dia]$
- Profundidad perisferica $2[m]$
- Velocidad mínima de sedimentación $Vs = 0.7[mm/s]$
- Peso específico partícula menor : 1.2 a $1.8 [gr/cm^3]$
- Velocidad de entrada asedimentador $Ve = 0.3[m/seg]$
- Distancia mínima entre entrada y baffles debe ser de $3[m]$
- Pendiente de fondo : $1.7 / 2$ (horizontal / vertical)

Dimensionamiento :

Tanque sedimentador

> Área superficial A_s : $Q / T_t = 68.4 \text{ [m}^2\text{]}$

Entonces :

ancho $b = 5\text{[m]}$
 Largo $L = 13.5\text{[m]}$
 Profundidad $h = 2\text{[m]}$

> Entonces :	Area superficial real	$A_s = 67.5\text{[m}^2\text{]}$
	Tasa real de trabajo	$T_t = 24.32\text{[m}^3\text{/m}^2\text{/día]}$
	Tiempo teórico de retención	$T_{tr} = h/V_s = 47.62\text{[min]}$
	Tiempo real de retención	$T_r = 1.97 \text{ [hrs]} \approx 2\text{[hrs]}$

Zona de lodos

Se estima una cantidad en peso sedimentable de 150[mg/l] para un período medio de dos horas, a una densidad media de $1.6\text{[gr/cm}^3\text{]}$ para solidos menores. Para arenas se estima una tasa media de sedimentación de $0.015\text{[lt/m}^3\text{]} \text{ al día}$, considerando un caudal medio de $Q = 19\text{[lt/seg]}$, se tiene :

> Peso solidos menores sedimentados	$246.24\text{[kg/día]} \approx 250\text{[kg/día]}$
> Volumen solidos menores sedimentados	156[lt/día]
> Volumen arenas sedimentadas	24.6[lt/día]
> Volumen total	$180.6 \text{ [lt/día]} = 0.1806\text{[m}^3\text{/día]}$

Para un retiro de lodos programado cada dos meses , el volumen de lodos acumulados sera de $11 \text{ [m}^3\text{]}$.

Se considera :

Tres puntos de extracción de lodos con una profundidad de tolva de 1[m] cada uno. La forma de cada tanque sera piramidal con pendientes 1.7 / 2 (horizontal / vertical) y su sección mayor sera de 4.5[m] de largo por 5[m]de ancho. El volumen medio anual de lodos retenidos se a estimado en 66[m³]. La extracción de lodos será por medio de bombeo, se considera para ello una bomba estacionaria en seco. Se retirara un volumen total de 11[m³] de lodos y su extracción estará programada cada dos meses, por el tiempo de funcionamiento y periodicidad de trabajo no es necesario contar con una unidad stand by. Los lodos extraídos serán vertidos en depósito sanitario. Cabe señalar que esta misma estación de bombeo será utilizada para la extracción de lodos del sedimentador secundario. De manera de reducir los costos y tomando en cuenta el esporádico funcionamiento de esta bomba, se utilizara para la extracción de lodos la bomba stand-by con que cuenta el sistema de alcantarillado, debido a la gran versatilidad que tiene esta bomba, reducido peso, facilidad de transporte e instalación, además de cumplir con las necesidades de altura de bombeo, aunque no a buena eficiencia pero definitivamente más economico que contar con un equipo exclusivo par este fin. Entonces se define una bomba marca ITT Flygt, modelo CP3085.182 HT con punto de funcionamiento en 15[m] a 9.5[lit/seg], para elevar los lodos hasta el deposito sanitario.

Dispositivos de entrada

El ingreso a cada sedimentador será por medio de un canal de 0.5[m] de ancho y 1[m] de profundidad, este cuenta con perforaciones a través de su largo, igual al ancho del sedimentador, que permiten disminuir las turbulencias del flujo entrante. Los orificios se diseñan de manera tal de lograr una velocidad de ingreso, respecto del caudal medio, de 0.3[m/seg]. Este canal da al dispositivo de ingreso de aguas al sedimentador propiamente tal, zona de aguas calmas, que corresponde a un muro de hormigón con orificios ubicado a 1.5[m] del canal de ingreso.

Consideraciones de diseño :

- Caudal de diseño $Q_d = Q_m = 19[\text{lt/seg}]$
- Velocidad de flujo en orificio $V_o = \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = 0.3[\text{m/seg}]$
- Se considera orificio de pared delgada $\Rightarrow Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$; con $C = 0.6$

Dimensionamiento :

Se determino un total de 84 orificios, cada uno con un diámetro de 4[cm] para el canal de entrada. Se considera igual cantidad de orificios y dimensiones en el dispositivo de entrada.

Dispositivos de salida

Estos corresponden a canales de recolección en el interior del sedimentador, donde la longitud total de vertedero es igual a la longitud de borde de canal.

Consideraciones de diseño :

- El caudal máximo por metro de vertedero de salida será de 2[lt/seg] por metro de vertedero, para gastos de entrada a sedimentador superiores a 40[lt/seg] y 1.5[lt/seg] por metro de vertedero para gastos de entrada a sedimentador menores.

Dimensionamiento :

- 3 canales de 4.5[m] de longitud cada uno por sedimentador.
 - Longitud : 9[m] de vertedero por canal
27[m] de vertedero por sedimentador
 - Ancho de canal : 0.5[m]
 - Alto de canal : 0.2[m] ; en extremo inicial del canal
 - Pendiente del canal : 0.1%
 - Tasa máxima : 1.63[lt]por metro de vertedero, para gasto máximo(44[lt/seg]).

Estos tienen una separación entre si de 1.25[m], desde los bordes, y el primero de ellos se ubica a 0.5[m] desde la pared interior del sedimentador. El vertedero descarga a un tanque de recepción de 0.5[m] de ancho por 0.9[m] de profundidad, desde el cual se descarga por medio de tubería, a presión, al filtro percolador de alta tasa.

Recolección de solidos flotantes

Se considera la colocación de baffles, con profundidad mínima de 1[m], para la retención de natas, espumas y aceites, distanciados a 1[m] de la zona de vertedero, de manera tal de evitar corto circuito. La recolección de los solidos flotantes será manual por medio barrido superficial a un canal que conduce los residuos a hacia un tanque de acumulación, para ser retirados junto a los lodos.

Se estima que la tasa de recolección será de $7.5 \cdot 10^{-3} [\text{lt}/\text{m}^3]$, lo que define un volumen medio diario de 12.3[lt] y un volumen medio anual de 4.5[m3].

6.4.4.- Tratamiento biológico

Este corresponde al tratamiento de las aguas servidas crudas, en el filtro percolador de alta tasa. Se consideran dos unidades que trabajan en forma paralela, pudiendo paralizar una de ellas en períodos de mantención y/o reparaciones. Al flujo que sale del sedimentador primario, se le superpone un gasto, recirculante, constante e igual al caudal medio de trabajo de la planta de tratamiento ($Q_m = 19 [\text{lt}/\text{seg}]$). Este flujo recirculante se obtiene por medio de bombeo desde el sedimentador secundario y se aplica al tanque de salida del sedimentador primario, obteniendo así el gasto total aplicado al filtro.

Consideraciones de diseño :

> $Q = Q_d = Q_m = 19 [\text{lt}/\text{seg}]$

- Considerando una reducción del 30% en el tratamiento primario, el DBO₅ aplicado es :
266[kg/día] (DBO₅ aplicado = 162.037[mg/lit])
- DBO₅ exigida al efluente : 50[mg/lit]
- R = 1 razón de recirculación
- R * Q = 19[lit/seg] : gasto recirculante constante
- L1 : fuerza del liquido aplicado
- L2 : fuerza del liquido tratado por el filtro
- Eficiencia teórica según las disposiciones de los diez estados (E.E.U.U) : $e = \frac{R + 1}{R + 1.5}$
- Tasa de flujo sobre el filtro : 9.35[m³/m²] a 37[m³/m²] para profundidad h= 1.8[m]
- Carga de DBO₅ máxima 0.9 [kg/m³] considerando recirculación.
- El flujo recirculante debe ser suficiente para que la mezcla del afluente al filtro contenga no más de tres veces la DBO₅ del efluente, esto es :

$$Q*L1 + R*Q*L2 = 3*(R*Q + Q)*L2 \Rightarrow L2 = L1 / (2*R + 3)$$

Dimensionamiento :

Lecho filtrante :

Estará compuesto por gravas chancadas cuyo tamaño será entre 3" y 4½", deben ser delgadas y alargadas. Se verificara que no haya más de un 5% en peso de piedras cuya dimensión mayor sea dos veces la menor. Deben estar totalmente libre de arcilla o cualquier otro material fino, en todo caso se procederá a su lavado antes de la colocación. La colocación se hará a mano los primeros 30[cm] sobre el drenaje, el resto podra efectuarse con cinta u otro método similar. En ningún caso se descargara el material filtrante directamente del camión al filtro. El lecho filtrante estará en un contenedor de hormigón armado con un muro divisorio a lo largo del filtro, definiendo así, dos unidades filtrantes.

Área superficial : 132[m²]
Largo : 12[m]

Ancho	: 11[m] ; 5.5[m] cada unidad
Profundidad	: 1.8[m]

El lecho estará soportado por un fondo falso de pequeñas vigas longitudinales de concreto (0.15x0.15[m]) espaciadas a 5[cm] entre bordes. Estas a su vez estarán apoyadas en un sistema de vigas transversales de concreto (0.3x0.35[m]), las que descansan sobre un conjunto de pilares (0.3x0.3[m]) que elevan el filtro por sobre un radier de recolección a una altura mínima de 0.45[m], de esta manera hay aireación permanente a través de los granos del filtro y se elimina la posibilidad de anegamiento. Al mismo tiempo, el agua que sale del medio filtrante cae como lluvia sobre el radier de recolección, recibiendo una buena aireación a lo largo de los 0.45[m] que recorre, como mínimo, en su caída. El radier de recolección se inclina de los bordes laterales al centro con pendiente del 5%, hasta llegar a una canaleta de recolección final de 0.6[m] de ancho, 0.3[m] para cada unidad, que parte de un extremo profundizándose longitudinalmente con pendiente del 3%.

Red de distribución

La entrega de agua al filtro se hará por medio de una red de tubos de PVC de 50[mm], colocados longitudinalmente, con 3 perforaciones de 3[mm] por sección cada 0.1[m], una en el punto más bajo del tubo y las otras dos a 60° de la vertical por el centro de la sección del tubo. Esta red esta compuesta de 20 tubos, 10 por cada unidad, espaciados a 0.5[m] entre ejes comenzando el primero de ellos a 0.5[m] del borde interno de cada filtro, y ubicados a 0.25[m] sobre la superficie del lecho filtrante. El ducto principal de distribución tendrá un diámetro de 75[mm] y contará con válvulas de corta que permitan independizar el funcionamiento de las unidades filtrantes. La llegada desde el sedimentador primario al ducto principal de distribución se hará por medio de dos tuberías de 100[mm]. La diferencia de altura entre el lecho del filtro y la superficie libre en el tanque de salida del sedimentador primario, sera de 1.6[m] para caudal máximo y de 0.71[m] para gasto mínimo, esto permite tener como mínimo una presión de 0.6[m] sobre el punto más alejado en la red de descarga al filtro.

Recirculación

Esta se realizara por medio de bombeo, desde el sedimentador secundario al tanque de salida del sedimentador primario. La bomba estará localizada en la zona de aguas calmas, esto es justo antes del comienzo del tanque de sedimentación propiamente tal.

Consideraciones de diseño :

- > Caudal de bombeo : 19[lit/seg]
- > Altura geométrica : 6[m]
- > Diámetro de tubería : 150[mm]
- > Longitud de tubería : 21[m]
- > Perdidas de carga singulares equivalente al 10% de las friccionales
- > Se determinan las perdidas de carga por la expresión de Hazen - Willians.
- > Material de tubería : PVC con coeficiente de pérdida C=140 (H-W)

Dimensionamiento

Perdida de carga por fricción : $\Delta H_{fr} = L * 10.66 * ((Q/C)^{1.852}) / (D^{4.871})$

Perdida de carga singular : $\Delta H_s = 0.1 * \Delta H_{fr}$

Perdida de carga total : $\Delta H = 1.1 * \Delta H_{fr}$

$$\Rightarrow \Delta H = 0.3261 \text{ [m]}$$

Altura mínima de elevación : $H_{elev} = H_{geo} + \Delta H = 6.33 \text{ [m]}$

Equipos : Se considera bomba sumergible marca ITT Flygt, modelo CP3102.180MT. Se consideran dos unidades, una funcionando y otra stand by, la que también sera utilizada en el proceso de limpieza de los sedimentadores y demás unidades de la planta de tratamiento.

6.4.5.- Sedimentación secundaria

Se considera dos unidades de decantación secundaria, una funcionando y otra stand by, para casos de mantenimiento o para su uso paralelo ante cualquier sobrecarga de caudales extremos que puedan disminuir la eficiencia de la planta. Si bien se puede asignar tasas más altas de diseño, por conveniencia constructiva se adoptan las mismas consideraciones del sedimentador primario, resultando unidades de iguales dimensiones y características exceptuando el canal de salida que tiene menores dimensiones (0.5 [m] de ancho por 0.5[m] de alto) y entrega sus efluentes al tanque de contacto de cloración. Tal como fue indicado anteriormente, tanto sedimentador primario y secundario comparten la misma planta elevadora. La bomba considerada es una ITT Flygt, modelo CP3085.182, para elevar los lodos hasta el depósito sanitario. Esta corresponde a la bomba stand by con que cuenta el sistema de alcantarillado. La extracción estará programada cada dos meses para un volumen de 9.5[m³].

6.4.6.- Aforador de caudal

Se consideran una unidad tipo Parshall estándar con garganta de 3" trabajando con grado de sumersión máxima de 0.6. Este asegura un adecuado funcionamiento para la variación de gasto proyectada. Se ubicará antes del sedimentador primario.

6.4.7.- Disposición final de residuos sólidos

Los sólidos provenientes del tratamiento primario y decantación final serán trasladados hacia un depósito sanitario que estará adecuadamente impermeabilizado de manera tal que no se produzca contaminación por filtración a la napa. El traslado de lodos al depósito será por medio de bombeo hasta una cámara de recepción, donde tendrá lugar la aplicación de cal viva (CaO).

El volumen medio anual de residuos retenidos se estima en :

1.-Sólidos mayores (camara de rejillas):	6	[m ³]
2.-Sedimentación primaria	: 66	[m ³]
3.-Sedimentación secundaria	: 57	[m ³]
4.-Natas y espumas (2 y 3)	: 9	[m ³]
Total medio anual	:138	[m ³]

Tabla 6.1.- Volumen medio anual de residuos retenidos

Esto define un depósito con una capacidad volumétrica de 4140[m³], para el período de diseño de 30 años. Si se considera que los lodos, extraídos de los tanques de sedimentación, corresponden a pastas aguadas donde la presencia de agua puede ser del orden del 90% a 95% y si el depósito sanitario cuenta con el adecuado sistema de drenaje, es posible recuperar al menos un 50% de las aguas, devolviendo estas a la planta de tratamiento, disminuyendo el volumen necesario a 2430[m³].

Consideraciones de diseño

- > Impermeabilización : Esta se provee por medio de una carpeta de arcilla, tanto de fondo como paredes laterales, con un espesor mínimo de 1[m]. Esta se compactara de manera de homogeneizar y destruir las grietas presentes en el material, en capas no mayores a 250[mm] de espesor con pata de cabra. El porcentaje de finos en el material impermeabilizante debe ser superior a un 30% en peso, con índice plasticidad entre 7% y 10%. El porcentaje de grava en el material no podra ser mayor a un 25% en peso.
- > Drenaje : Se dispondrá de drenes, distribuidos conforme aumenta la altura, esto por la colmatación que se produce en el fondo. Estos drenes serán conductos de PVC perforado, dispuestos en un estrato de arena que se encuentra entre el talud de arcilla y gaviones de sostenimiento. Las aguas recuperadas serán devueltas a la planta de tratamiento.

Referencia a los drenes de PVC perforado

- El depósito estará tapado por una losa de concreto y contará con ductos de ventilación apropiados. Esto evitara la introducción de aguas lluvias al deposito y mantendrá aislado los contaminantes del medio ambiente.
- El depósito estará dividido por muros de mampostería conformando cuatro cámaras que están comunicadas por ductos, de manera de mantener siempre equilibrio de carga hidráulica en cada una de ellas, favoreciendo así el drenaje de las aguas.

Dimensiones :

Volumen por cámara = 639.7[m³]
 Volumen total = 2558.8[m³]
 Profundidad = 1.8[m]

Los residuos entrantes, serán previamente tratados con cal viva (CaO) que permite neutralizar el PH de la mezcla depositada. De esta manera se neutralizan los ácidos que pudiesen generar microorganismos y gases nocivos que producen malos olores, además de colaborar con la sedimentación de sólidos menores. La dosificación de cal viva que se aplicara a los sólidos es la siguiente :

SÓLIDOS A TRATAR	[Kg] DE CaO	PERIODICIDAD de aplicación
Sólidos mayores (cámara de rejas)	2 a 4	Día
Espumas	5 a 8	Semana
Lodos (sedimentador primario)	204	Cada dos meses
Lodos (sedimentador secundario)	156	Cada dos meses
Total	332	Mes

Tabla 6.2.- Dosificación base de CaO.

Este consumo equivale a 8.3 sacos mensuales de CaO, haciendo un total de 3984[kg] anuales lo que equivale a 99.6 sacos de CaO.

6.4.8.- Desinfección

De modo de disponer de un efluente libre de elementos patógenos, se hace necesario desinfectar las aguas tratadas. La eliminación de organismos patógenos será por cloración con compuesto clorado, hipoclorito de calcio con un 65% de cloro activo. Para este fin se aplica al efluente una solución clorada por medio de un hipoclorador de goteo que es el dispositivo dosificador mayormente usado en el país para proyectos rurales, por los bajos costos de inversión, simplicidad operacional y por la dificultad de contar con personal capacitado. Se consulta entonces cloración de las aguas tratadas con hipoclorito de calcio, a una dosificación de 8ppm para un tiempo mínimo de contacto de 15[*min*]. Para tal fin se considera un tanque de contacto que permita contener un volumen mínimo de retención de 17.1[*m*³]. Debido a que la disposición del efluente será en una quebrada y no directamente en un volumen receptor, se hace innecesario declorar ya que el cloro residual será consumido antes de integrarse el efluente al flujo del río Malaque.

El tanque de contacto se proyecta del tipo "aroun the end" en el cual el flujo escurre por un una serie de canales dispuestos dentro del tanque, hasta completar el tiempo de contacto necesario.

Tanque de contacto

Consideraciones de diseño :

> Caudal de diseño $Q = 19[\text{lt}/\text{seg}]$

> Tiempo de retención $T_r = 15[\text{min}]$

⇒ Volumen de retención : $V_r = Q \cdot T_r = 17.1[\text{m}^3]$

Para una profundidad de agua de 1[m] :

Ancho del tanque de contacto $b = 2[\text{m}]$

Para un ancho de canal $a = 0.5[\text{m}]$ y un espesor de tabique $e = 0.15[\text{m}]$

Número de canales $n = 14$

Número de tabiques $(n-1) = 13$

Distancia desde el muro al extremo del tabique $b = 1.5 * a = 0.75[m]$

$$\Rightarrow 2*b + l_0 = 2[m]$$

$$\Rightarrow l_0 = 0.5[m]$$

$$\Rightarrow \text{Largo de canal : } L_c = n*(l_0+b) = 17.5[m]$$

$$\Rightarrow \text{Largo estanque : } L_e = n*a + (n-1)*e = 8.95[m] \approx 9[m]$$

Considerando además :

Tanque de aguas calmas para bombeo de aguas de limpieza por chorro para todas las unidades de la planta, con dimensiones :

Ancho $b = 2[m]$

Largo $L = 3[m]$

Profundidad $h = 1[m]$

Largo total del tanque de contacto $L = 12[m]$

Volumen de retención $V_r = 24[m^3]$

Tiempo medio de contacto $T_c = 21.1[\text{min}]$

Se considera solo una unidad, ya que las operaciones de limpieza son breves por tanto no demandan otra unidad *stand by*.

stand by → "de espera" o "de emergencia".

Hipoclorador y dosificación

Consideraciones de diseño

- > Hipoclorito de calcio (HTH) con 65% de cloro activo
- > Concentración de cloro inicial efluente $8[\text{mg/l}]$
- > Caudal de diseño $Q_d = 19[\text{lt/seg}]$
- > Solución en hipoclorador al 5%

Dimensionamiento

Cantidad en peso de HTH día $G = 19 \times 3.6 \times 24 \times 8 / 0.65 = 20204.31$ [gr/día]= 20.20[kg/día]

Cantidad en peso de cloro activo Cl = $20204.31 \times 0.65 = 13132.8$ [gr/día]= 13.1328[kg/día]

Volumen de solución necesaria $V_s = 13.1328 / 0.05 = 262.656$ [lt/día]

⇒ Para tres días de independencia se requiere : Volumen de solución $V_s = 788$ [lt]

Se considera 2 tanques de 500[lt] de asbesto cemento

Hipoclorito de calcio necesario = 39.398 [kg] cada 3 días *

Flujo de la solución $q = 0.1824$ [lt/min] (0.0912[lt/min] por tanque)

Consideraciones :

Para la preparación de la solución cloradora se seguirán los siguientes pasos :

- > Se verterá agua clara al deposito, hasta unos 40[cm] del fondo.
- > Agregar la cantidad de HTH indicada anteriormente (19.669[kg] en cada tanque).
- > Disolver revolviendo por medio de paleta de madera.
- > Agregar agua hasta completar la altura requerida por la solución.
- > Agitar con la paleta al menos durante 10[min].

6.5.- CONSIDERACIONES GENERALES

Para un adecuado funcionamiento de la planta de tratamiento, se disponen las siguientes indicaciones de operación.

De la mantención :

- Cada ducto de conducción contara con un registro para efectos de limpieza antes y después de cada válvula o dispositivo.
- Cada unidad contara con los dispositivos de purga adecuados, que permitan la eliminación rápida de aguas y elementos acumulados.
- Todas las unidades de la planta contarán con llaves de agua para lavado a chorro.
- Se considera para la limpieza, escobillado con escobillas de acero o similar, para remover todo elemento adherido y tratamiento superficial de las unidades con solución de sulfato de cobre al 5% como máximo y 3% como mínimo para la eliminación de algas.
- Para la preparación de la solución cloradora, debe tener en cuenta el operador que trabaja con elementos tóxicos, por tanto deberá siempre contar con implementación adecuada de manera de no tener contacto directo con los elementos empleados y la solución misma. Los tanques deberán contar con rotulación de tamaño adecuado que indiquen "PELIGRO VENENO", de igual manera se contara con esta rotulación en el deposito de cloro.
- La preparación de la solución cloradora sera cada tres días, efectuando mantenimiento semanal a los dispositivos dosificadores (limpieza de las perforaciones en manguera dosificadora). Cada mes se extraerán los residuos decantados en el fondo de los tanques hipocloradores.

Del retiro de sólidos :

- El retiro de sólidos mayores desde la cámara de rejillas será diario con carretilla, cada vez que lo amerite.

- El retiro de sólidos flotantes desde el tanque de acumulación, recolectados en los baffles de los sedimentadores, será semanal no impidiendo esto trabajos adicionales según se necesite.
- El retiro de lodos desde las tolvas de sedimentación será cada dos meses, no impidiendo esto efectuar retiros intermedios por problemas de septicidad, olores u otras necesidades. El retiro de lodos del sedimentador primario y secundario no se debe efectuar al mismo tiempo y es recomendable que no sea el mismo día de manera de proveer de adecuado mantenimiento a las unidades.
- Cada vez que se haga retiro de lodos, sólidos y espumas, estos serán mezclados con cal viva (CaO) con dosificación según indicación antes dada. En su defecto la dosificación mínima será de un 10% de cal sobre la base del contenido en peso de sólidos secos.

De la seguridad :

- Los operadores de la planta vestirán en todo momento implementos de seguridad y vestimenta apropiada para el trabajo, la cual será como mínimo :
 - Gafas.
 - Casco.
 - Guantes de goma (impermeables y resistentes).
 - Botas de agua con punta de acero.
 - Buzo impermeable (pantalón y chaqueta).
- Se contara además siempre con implementos de seguridad disponibles en la planta, siendo como mínimo :
 - 2 vestimentas completas adicionales.
 - Mascarillas de gases.
 - Extintores y Botiquín de emergencias.

Evaluaciones y pruebas

- La administración procurara tener un registro de analisis tanto de las aguas que entran a la planta de tratamiento como de las que salen de ella. Esto permitira definir y evaluar de mejor manera las dosificaciones de cloro, tiempos de operación y mantención de las unidades, así como la eficiencia misma del proceso. Los procedimientos de análisis de aguas serán los contemplados en la legislación vigente y deberá contemplar como mínimo un análisis físico químico y uno bacteriológico semanal. El registro debera contemplar, además, los gastos medios diarios aforados, para ello se registrara elgasto indicado en aforador cada 2 horas como mínimo.

VII.- ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL PRELIMINAR DEL PROYECTO DE INFRAESTRUCTURA SANITARIA.

7.1.- INTRODUCCIÓN

Se define Impacto Ambiental como "la alteración positiva o negativa, provocada en el medio o en algunos de sus elementos por una acción o actividad humana cualquiera".

Un Estudio de Impacto Ambiental se refiere básicamente a :

- Identificar los factores causantes del impacto ambiental y el tipo de efecto que provoca (positivos o negativos)
- Estimar sus efectos en términos de su magnitud.
- Evaluar e interpretar y si es posible, proponer medidas de prevención de los efectos que se pudieran producir, como consecuencia de las obras proyectadas.

Por lo anteriormente expuesto, la evaluación de impacto ambiental constituye un elemento de planificación, que es utilizado principalmente para prevenir efectos indeseados sobre el medio ambiente, determinado, en base a sus resultados, la acciones correspondientes para mitigar dichos efectos.

Corresponde ahora, en este documento analizar el impacto ambiental, primeramente en la situación actual o línea Base del Proyecto (Situación sin Proyecto) y luego en la situación con la solución propuesta (con Proyecto)

7.2.- LINEA BASE DEL PROYECTO

Existe un déficit de agua potable para cubrir las necesidades a futuro de la población de Orica. Actualmente cuenta con dos fuentes de captación de agua potable, en la cual solo una de ella es desinfectada por medio de cloración, existe una racionalización del agua en los distintos sectores del pueblo. La población no dispone de un sistema publico de evacuación de aguas servidas, la

evacuación de estas se realiza de dos formas (dependiendo de su uso), las utiliza en quehaceres domésticos como el lavado, la cocina u otros, las cuales son eliminadas directamente en acequias o simplemente a la calle. El resto de aguas servidas que contienen residuos sólidos humanos se elimina en pozos negros o letrinas.

En estas Condiciones el peligro que significa para la salud de la población es alto, además de producir externalidades negativas como malos olores, deterioro del terreno, atracción de vectores y otros efectos.

7.2.1 Impacto sobre las Aguas.

Actualmente, la comunidad de Orica cuenta con una red precaria de agua potable y dispone sus excretas, ya sea a pozo negro o en menor grado a fosa séptica. Esto último implica la contaminación local del subsuelo y de la napa freática, lo cual produce infiltraciones en tuberías de agua potable en mal estado, que en conjunto con la carencia de un sistema de alcantarillado, implica sin duda la existencia de enfermedades de tipo entéricas, tanto para la población existente como para visitantes eventuales.

7.2.2 Impacto sobre el Aire.

Los pozos negros como las fosas sépticas no constituyen una solución real al problema de disposición de excretas. La existencia de estos sistemas ocasiona malos olores en su entorno.

7.2.3 Impacto sobre el Suelo.

Probablemente el mayor grado de contaminación se produce en el suelo, dado la acumulación de sedimentos con gran contenido de materia orgánica, producto de la disposición de las aguas servidas a él.

Otro es la saturación de pozos dentro de cada lote de casas, lo que ha llevado a construir pozos de las letrinas en plena vía pública.

7.2.4 Impacto de Orden Socioeconómico

Es evidente que la carencia de un servicio sanitario completo produce negativo sobre la comunidad, asociado a un deterioro de la calidad de vida y del medio ambiente.

7.3 EVALUACIÓN CON PROYECTO

Las obras proyectadas, ya en funcionamiento, tendrán impactos beneficiosos para la localidad, los cuales se pueden visualizar en:

- Disminución de las tasas de morbilidad y mortalidad provocada por enfermedades de origen hídrico.
- Lograr el mejoramiento de los hábitos y actitudes de la población rural con respecto al uso del agua potable.
- Promover el desarrollo económico, social e intelectual de la comunidad a través del mejoramiento de las condiciones sanitarias.

Por lo cual en el presente proyecto se busca las siguientes **Metas Básicas**

- Evitar la destrucción de recurso agua, necesario para la demanda futura.
- Incrementar los recursos hidráulicos disponibles mediante la re-utilización de los recursos existentes
- Impedir que la salud humana quede afectada por los vertidos de las aguas residuales
- Buscar dentro de las soluciones técnicas adecuadas aquellas que representen la máxima rentabilidad de las inversiones dentro de la lucha contra la contaminación

IMPACTO POSITIVO	IMPACTO NEGATIVO	MEDIDAS DE MITIGACION
<p>1.- Uso de suelo y cuenca</p> <p>Con la nueva aducción ,el mejoramiento de la red de agua potable y la construcción del</p>	<p>1.- Uso de suelo y cuenca</p> <p>La extracción del agua potable del afluente, podría producir en tiempo de sequías</p>	<p>1.- Uso de suelo y cuenca</p> <p>La exportación de materiales no se hará de áreas frágiles.</p> <p>Los excedente de excavaciones,</p>

<p>sistema de alcantarillado (red colectora y planta de tratamiento), mejoraran las condiciones ambientales del pueblo de Orica.</p> <p>Mediante la construcción de los colectores se suprime los focos de contaminación y sus efectos en zonas carente de saneamiento.</p> <p>La depuración de las aguas residuales permite la re-utilización de estas, en zonas de escasez de recursos hídricos.</p> <p>Se prevé la construcción de obras de protección contra inundaciones en el sitio de tratamiento.</p>	<p>extremas, una disminución del gasto ecológico del río aguas abajo.</p> <p>Las excavaciones para las instalaciones de las tuberías pueden ocasionar algún tipo de erosión y accidentes si las zanjas permanecen abiertas mucho tiempo.</p>	<p>serán llevados por medio de vehículos adecuados directamente a botaderos autorizados por el municipio de Orica, por el cual no se producirán problemas por esta causa, ya que existen sitios adecuados para estos efectos</p> <p>Las roturas de las calles y movimiento de tierra deberán ser notificadas a la población, con el tiempo suficiente para que esta puedan tomar las precauciones adecuadas.</p> <p>El supervisor de la obra no deberá permitir que las zanjas permanezcan mucho tiempo abiertas y se vigilara que se instalen señales adecuadas tanto para el día como la noche y medidas de protección.</p>
<p>2.- Cantidad y Calidad del Agua</p> <p>Se mejorar la calidad del agua potable por la instalación de sistemas de desinfección y mejoramiento de la red (cambio de tuberías nuevas)</p>	<p>2.- Cantidad y Calidad del Agua</p> <p>Con la implementación del proyecto aumentara la demanda de agua</p>	<p>2.- Cantidad y Calidad del Agua</p> <p>Se deberá concientizar a la población del uso racional del agua, mediante charlas y folletos, en caso contrario se establecerá un programa de racionamiento de agua por sectores.</p>

<p>Se mejorara la calidad del agua de los ríos y quebradas que circundan el pueblo, con la eliminación de las descargas directas de aguas negras</p> <p>El funcionamiento de la planta de tratamiento eliminara la contaminación debida a aguas negras en el río, cuyas aguas son explotadas por poblados aguas abajo.</p>	<p>El efluente de la planta de tratamiento se pueden desmejorar por falta de una adecuada operación y mantenimiento de esta.</p>	<p>El personal encargado de la operación y mantenimiento del sistema deberá recibir una capacitación previa</p>
<p>3.- Medio Estético</p> <p>La construcción del proyecto no afectara el medio estético del pueblo, esto es; no existirá rompimiento de pavimento por no existir , no habrá talados arboles (por su diseño) , además permitirá proceder con el tiempo a la pavimentación y arreglos de calles.</p> <p>Los cursos de aguas mejoran su apariencia al eliminar las descargas de aguas negras directa.</p> <p>El proyecto no afectara las cualidades estéticas de la zona, ni centros culturales o históricos</p>	<p>3.- Medio Estético</p> <p>Posibles desmejoramiento de la calidad de los efluentes o la generación de malos olores por falta de un adecuado mantenimiento</p>	<p>3.- Medio Estético</p> <p>Se deberá montar un programa semestral de monitoreo para verificar la calidad de los efluentes y establecer un programa de mantenimiento periódico para el control de vectores y malos olores.</p>
<p>4.- Atmósfera y Ambiente Sonoro</p>	<p>4.- Atmósfera y Ambiente Sonoro</p> <p>Se producirá polución por el movimiento de tierra en medio del pueblo. Se producirán ruidos por la eventual utilización de maquinarias pesada durante su funcionamiento</p>	<p>4.- Atmósfera y Ambiente Sonoro</p> <p>Los trabajos deberán programarse durante la jornada diurna.</p>

<p>5.- Efectos Ecológicos El proyecto no afectara núcleos urbanos ya establecidos, tampoco dañara especies únicas o en peligro de extinción</p>	<p>5.- Efectos Ecológicos Se producirán talas de arboles en la aducción</p>	<p>5.- Efectos El talado deberá para el proyectr</p>
<p>6.- Efectos Socioeconómicos Con la construcción del proyecto habrá un aumento en la oferta de empleo y en consecuencia en el ingreso familiar. Con la instalación del servicio de alcantarillado sanitario aumentara la plusvalía de las propiedades produciendo un incremento en el patrimonio familiar. La reducción de enfermedades de origen hídrico reducirán el gasto municipal y familiar</p>	<p>6.- Efectos Socioeconómicos Los sistemas sanitarios pueden colapsar por desconocimiento o la no aplicación de un reglamento de operación y mantenimiento que garantice el funcionamiento y la vida útil de las instalaciones La falta de pagos al personal encargado de la operaciones y mantenimiento del sistema , o de insumos como energía eléctrica e implementos generales, puede provocar el desmejoramiento del sistema o la interrupción total del servicio.</p>	<p>6.- Efectos Socioeconómicos Se debe organizar y capacitar al personal que se encargara de administrar, operar y mantener los servicios sanitarios. Se deberá planificar campañas educativas sobre el uso y cuidado de las instalaciones a los beneficiarios del proyecto. La municipalidad deberá programar reuniones informativas con los vecinos para darles a conocer la situación de lo servicios, los problemas encontrados y sus posibles soluciones.</p>
<p>7.- Ambiente Humano Con la construcción del sistema sanitario se logra una regularización de zonas para el asentamiento de población, instalaciones deportivas etc. Mediante la participación de la comunidad en asambleas, -</p>	<p>7.- Ambiente Humano La falta de concientización sobre la utilidad social de las instalaciones pueden conducir a una actitud de indiferencia respecto al uso, ciudad y pago del servicio por parte de algún sector de los beneficiarios.</p>	<p>7.- Ambiente Humano La municipalidad debe organizar actividades formativas para lograr el fortalecimiento comunal y la protección y sostenibilidad de las instalaciones.</p>

7.4.- RECOMENDACIONES GENERALES PARA LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

- Se debe cumplir con la legislación *Laborar* *laboral*
- Con la normativa de emisión de ruidos
- En las excavaciones sí se hace con explosivos debe ser realizado por personal calificado y autorizado por la autoridad competente.

8.3.- MEJORAMIENTO SISTEMA DE AGUA POTABLE

Reporte
de 4.1.2
no rellenar

8.3.1.- Descripción de la situación actual

El Sistema de Agua Potable del poblado de Orica es abastecido mediante de dos fuentes de aguas superficiales, las cuales corresponden a Quebrada de Incienso y Quebrada de Oseguera. El sistema de captaciones corresponde al de presas, desde la cuales el agua son conducida a dos estanques de regulación de 170 m³ y 50 m³.

La conducción que viene desde la Quebrada de Incienso tiene una longitud de 1250 m., en PVC y Acero Galvanizado con diámetro de 63 mm., la otra conducción de Quebrada de Oseguera tiene una longitud de 8000 m. en PVC y Acero Galvanizado con diámetros entre 50 mm. y 76 mm.

Las aguas captadas reciben como único tratamiento la cloración mediante un equipo artesanal tipo goteo, el cual se efectúa en el estanque de Oseguera.

En cuanto a la unidad de distribución, la red cubre casi toda la localidad, teniendo una cobertura del 98 % (según encuesta realizada por la Municipalidad de Orica y Proyecto A.L.A 86/20), con una longitud total de 12514 m.. A nivel domiciliario, a marzo de 2000, es de 700 arranques aproximadamente.

8.3.2.- Estudio de la demanda

8.3.2.1.- Plazo de Previsión y Período de Análisis

El período de previsión de las obras adoptado es de 15 años, según se estipula en los Términos de Referencia, que corresponde hasta el año 2019.

8.3.2.2.- Proyección de Población

La proyección de población se determinó en el punto 3.2.

De esta manera, la proyección de población que se adoptó es la siguiente:

Cuadro 8.1.- Proyección de población.

AÑO	HABITANTES
2000	4000
2004	4162
2009	4600
2014	5084
2019	5619

8.3.2.3.- Dotación de Diseño

De acuerdo al punto 4.2.1.1, la dotación de diseño es de 150 l/h/d., contemplado implementar, conjuntamente con el sistema de distribución de agua potable, el sistema de recolección y disposición de aguas servidas.

8.3.2.4.- Caudales de Diseño

Los caudales medios de diseño se determinaron mediante la proyección de población y la dotación adoptada (150 l/h/d).

Por otra parte, se considera un coeficiente de gasto máximo diario de 1,4 y un coeficiente máximo horario de 1,5, que corresponden a los comúnmente empleados en los proyectos de A.P.R.

En el cuadro siguiente se entregan los caudales de diseño (caudales máximo diario y máximo horario), en el periodo de previsión de 20 años.

Cuadro.8.2.- Caudales de diseño agua potable (Us)

AÑO	MEDIO RESIDENCIAL	MAXIMO DIARIO	MAXIMO HORARIO
2000	6.94	9.72	14.58
2004	7.23	10.12	15.18
2009	7.99	11.19	16.79
2014	8.83	12.36	18.54
2019	9.76	13.66	20.49

8.3.3.- Inversiones

8.3.3.1.- Presupuesto General del Estudio

Las inversiones del presente proyecto, que se entregan en el anexo B.3, se resumen a continuación, están valorizadas con fecha Julio de 2000 e incluyen ISV (IVA). Su ejecución en su totalidad se proyecta para el año 2004.

INFRAESTRUCTURA SANITARIA MUNICIPIO DE ORICA HONDURAS	
ANTEPROYECTO	
PRESUPUESTO ESTIMATIVO	
SISTEMA DE AGUA POTABLE	
DESIGNACION	P.T. (US\$)
I. OBRAS DE CAPTACION	
A.- INSTALACION DE FAENAS	1,600
B.- OBRAS DE TOMA	1,687
TOTAL OBRAS DE CAPTACION	3,287
II. OBRAS DE CONDUCCION	
A.- MOVIMIENTO DE TIERRAS	33,818
B.- SUMINISTRO. TRANSPORTE. COLOCACION Y PRUEBA DE CAÑERIAS	388,446
C.- OBRAS ANEXAS DE PROTECCION	3,441
TOTAL OBRAS DE CONDUCCION	425,705
III. OBRAS DE REGULACION	
TOTAL OBRAS DE REGULACION	59,297
IV. OBRAS DE DISTRIBUCION	
A. MOVIMIENTO DE TIERRAS	6,750
B.- SUMINISTRO Y TRANSPORTE DE CAÑERIAS Y PIEZAS ESPECIALES	31,093
C.- TRANSPORTE Y PRUEBA DE CAÑERIAS	2,232
D.- ARRANQUES DOMICILIARIOS	2,300
TOTAL OBRAS DE DISTRIBUCION	42,376

V. PRUEBAS Y OPERACION DEL SERVICIO	
TOTAL PRUEBAS Y OPERACIÓN DEL SERVICIO	605
VI. MATERIALES ADICIONALES	
TOTAL MATERIALES ADICIONALES	1,780
SUB TOTAL US\$	533,050
IMPREVISTOS (10%) US\$	53,305
TOTAL US\$	586,355
CAMBIO LPS.	15
TOTAL LPSS	8,795,322

8.3.3.2.- Definición Proyecto Incremental

Dado que el proyecto se trata de instalación de servicios, el proyecto Incremental queda definido por el total de las obras. Sin embargo, de modo de contemplar el costo social de abastecer a la localidad, se considera que el costo en situación sin proyecto para el sistema de agua potable corresponde al costo actual, esto es: 6.4 US\$/viv/año.

8.3.4.- Costos de operación

Los costos de operación del sistema de agua potable, básicamente en el consumo de productos químicos para la desinfección del agua.

Actualmente los costos de personal, los cuales consideran sueldos a fontaneros, prestaciones laborales y mozos temporales para reparaciones de conducciones, llega a 284 dólares mensuales (Lps 4250).

Por otra parte, se estima que la mantención anual de las obras civiles: conducciones, estanques de regulación y obras en la red, como un 0,5% de la inversión total, esto es: US\$ 2617 (Inversión total Obras Civiles US\$ 523328).

Los costos anuales por concepto de administración y gastos generales, se estiman como un 0,1% de la inversión total. Esto es: US\$ 580 (Inversión total instalaciones US\$ 580066).

; Resumiendo los costos de explotación son los siguientes:

➤ **Sistema de desinfección**

▪ Químicos : 3.26 US\$/kg.

➤ **Personal**

▪ Fontaneros y mozos Temporales : 3408 US\$/año

➤ **Mantención Obras Civiles** : 2617 US\$/año

➤ **Adm. y Gastos Generales** : 580 US\$/año

8.3.5.- Evaluación privada

8.3.5.1.- Bases y Criterios Generales

A continuación se presentan las bases y criterios generales empleados en la evaluación privada:

a) Período de evaluación es de 2001 a 2019.

b) El año de inicio del proyecto corresponde a 2004.

- c) Tasa Interna de Retorno exigida es de 15%.
- d) Tasa de descuento para determinar la rentabilidad del proyecto se estima en u.
- e) La fecha de valorización de las inversiones corresponde a Julio de 2000.
- f) Los flujos de costos e ingresos incluyen ISV (IVA).
- g) Para actualizar la inversión en el año 2004 se utilizó una tasa para valor futuro de un 2%.
- h) Se considera un aporte de un 100% de la inversión por organismos externos.

8.3.5.2.- Ingresos

La presente evaluación consistirá en determinar el valor de la tarifa a aplicar para que el proyecto de Mejoramiento del Sistema de Agua Potable sea rentable, dado que la finalidad última es beneficiar a la totalidad de los usuarios de la localidad.

De esta manera, se determinarán los flujos de egresos y se determina la tarifa que arroje un TIR de un 15%.

En la página siguiente se entrega el flujo de fondos del proyecto, de él se determina que la tarifas por estos servicios deben ser de 9.12 US\$/viv/año para el sistema de agua potable.

Tal como se aprecia, las tarifas para obtener una TIR de un 15%, resultan adecuadas para la Comunidad de Orica, a pesar de ser una localidad de bajos recursos socioeconómicos.

8.3.6.- Conclusiones

} ... a petición mejorar o extender }
las conclusiones (162-180)

Efectuada la evaluación económica, se concluye que el proyecto de agua potable es rentable. Cabe destacar, sin embargo, que el costo actual es de 6.4 US\$/viv/año de agua con la cual se abastece la localidad, el cual se vera incrementado a 9.12 US\$/viv/año, es decir, cada dueño de vivienda deberá pagar 11.40 lps. por mes.

EVALUACION PRIVADA - DETERMINACION DE LAS TARIFAS SISTEMA DE AGUA POTABLE											
IHC =		6									
APORTES		100%									
CF =		0.000 \$/conexión									
Precio por el servicio=		9.13 US\$/viv/año									
AÑO	POBLACION (hab)	DEMANDA m3/año	CONEXIONES (N°)	COSTOS (US\$)				INGRESOS (US\$)			FLUJO (US\$)
				INVERSION	MANTENCION	OPERACION	TOTAL	C.F.	C.V.	TOTAL	
2000	4000	219,000	672								
2001	4040	221,190	678		3,400	721	4,121		4339	4339	218
2002	4080	223,402	685		3,400	728	4,128		4384	4384	256
2003	4121	225,636	692		3,400	736	4,136		4429	4429	293
2004	4162	227,892	699	652,870.00	6,605	520	7,125	0	6382	6382	-743
2005	4247	232,496	713		6,605	531	7,136	0	6510	6510	-626
2006	4332	237,193	727		6,605	541	7,146	0	6638	6638	-508
2007	4420	241,984	742		6,605	552	7,157	0	6774	6774	-383
2008	4509	246,873	757		6,605	563	7,168	0	6911	6911	-257
2009	4600	251,860	772		6,605	575	7,180	0	7048	7048	-132
2010	4693	256,948	787		6,605	586	7,191	0	7185	7185	-6
2011	4788	262,139	803		6,605	598	7,203	0	7331	7331	128
2012	4885	267,434	819		6,605	610	7,215	0	7477	7477	262
2013	4983	272,837	836		6,605	623	7,228	0	7633	7633	405
2014	5084	278,348	852		6,605	635	7,240	0	7779	7779	539
2015	5187	283,971	869		6,605	648	7,253	0	7934	7934	681
2016	5291	289,708	887		6,605	661	7,266	0	8098	8098	832
2017	5398	295,560	905		6,605	674	7,279	0	8263	8263	984
2018	5507	301,531	923		6,605	688	7,293	0	8427	8427	1134
2019	5619	307,622	941		6,605	702	7,307	0	8591	8591	1284
	Vol. total	4,254,396									
VAN (12%)		2,015,433	6,178				45,577		45,700		203
TIR											15%
B/C											1.00
US\$/VIV/año											7.38
LPS/VIV/año											110.66
US\$/m3											0.022
LPSS/m3											0.34

8.4.- RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS

8.4.1.- Disposición de Excretas

Actualmente esta localidad no cuenta con una red de recolección de aguas servidas, por lo que las excretas son dispuestas mayoritariamente en pozos negros.

Cabe destacar que del total de lotes existentes (667), EL 98% cuentan con pozos negros o fosas, el resto no dispone de retrete, por lo que sus necesidades las deben efectuar en los existentes de los lotes vecinos. Esto ha ocasionado un grave problema sanitario, el cual se debe solucionar en el corto plazo.

Asi mismo, los pozos negros no constituyen una solución real al problema, por cuanto contaminan el sub-suelo y permiten la salida de gases a la superficie. Es por ello que es recomendable implementar un sistema de recolección y disposición de aguas servidas, adecuado a la localidad, que permita la eliminación de los actuales focos de contaminación a que están expuestos los habitantes.

8.4.2.- Demanda Sistema de Alcantarillado de Aguas Servidas

8.4.2.1.- Bases de Cálculo

La demanda del sistema de alcantarillado de aguas servidas, se ha efectuado considerando lo siguiente:

Dotación media de agua potable : 150 l/h/día
Coeficiente de recuperación : 0,9

Los caudales máximos se obtienen de la Boston Society o de Harmon según la población asociada.

Los caudales mínimos se obtienen como un 60% del caudal medio, o bien, de los valore recomendados por la Boston Society, según la población asociada.

8.4.2.2.- Caudales de Diseño

De esta manera, los caudales de aguas servidas son los siguientes:

Cuadro 8.3.- Caudales de diseño alcantarillado de A.S. (l/s)

AÑO	MEDIO RESIDENCIAL (l/s)	MAXIMO (l/s)	MINIMO (l/s)
2004	13	36	7
2019	19	43	14
2034	19	44	15

8.4.3.- Inversiones

8.4.3.1.- Presupuesto General del Estudio

Las inversiones del presente proyecto, se han dividido en dos. Inversiones para la red de recolección e inversión para el tratamiento y disposición final de las aguas negras, estos se entregan en los anexos C y D. A continuación se entrega un resumen de los presupuestos, valorizados con fecha Julio de 2000 e incluyen ISV (IVA). Su ejecución en su totalidad se proyecta para el año 2004.

INFRAESTRUCTURA SANITARIA	
MUNICIPIO DE ORICA	
HONDURAS	
ANTEPROYECTO	
PRESUPUESTO ESTIMATIVO	
RED DE AGUAS NEGRAS	
DESIGNACION	P.T. (US\$)
L INSTALACIÓN DE FAENAS	
A.- INSTALACION DE FAENAS	3000
TOTAL INSTALACIÓN DE FAENAS	3000

II. RED DE COLECTORES	
A. MOVIMIENTO DE TIERRAS	162304
B. SUMINISTRO, COLOCACION Y PRUEBA DE TUBERIAS	179016
C. OBRAS DE HORMIGON	187978
D. OBRAS ANEXAS	3920
TOTAL RED DE COLECTORES	533217
III. PLANTA ELEVADORA	
A. MOVIMIENTO DE TIERRAS	490
B. OBRAS DE CONCRETO	2404
C. OBRAS COMPLEMENTARIAS	1465
D.- SUMINISTRO Y TRANSPORTE DE CAÑERÍAS Y PIEZAS ESPECIALES	6454
E.- SUMINISTRO DE EQUIPOS	6380
F.- TRANSPORTE DE PIEZAS ESPECIALES Y MONTAJE DE EQUIPOS	800
TOTAL PLANTA ELEVADORA	17993
SUB TOTAL US\$	554,210
IMPREVISTOS (15%) US\$	83,132
TOTAL US\$	637,342
CAMBIO LPS.	15
TOTAL LPSS	9,560,123

INFRAESTRUCTURA SANTARIA	
MUNICIPIO DE ORICA	
HONDURAS	
ANTEPROYECTO	
PRESUPUESTO ESTIMATIVO	
PLANTA DE TRATAMIENTOS DE AGUAS NEGRAS	
DESIGNACION	P.T. (US\$)
I. INSTALACIÓN DE FAENAS	
A.- INSTALACION DE FAENAS	3,000
TOTAL INSTALACIÓN DE FAENAS	3,000
II. CÁMARAS DE REJAS	
A.- MOVIMIENTO DE TIERRAS	8
B.- OBRAS DE CONCRETO	307
C.- OBRAS ANEXAS	220
TOTAL CAMARA DE REJAS	536
III.- AFORADOR PARSHALL	
A.- MOVIMIENTO DE TIERRAS	2
B.- OBRAS DE CONCRETO	191
C.- OBRAS ANEXAS	1,319
TOTAL AFORADOR PARSHALL	1,512

IV.- SEDIMENTADOR (PRIMARIO Y SECUNDARIO)	
A.- MOVIMIENTO DE TIERRAS	12,140
B.- OBRAS DE CONCRETO	39,540
C.- OBRAS ANEXAS	9,480
TOTAL SEDIMENTADOR	61,160
V.- FILTRO PERCOLADOR DE ALTA TASA	
A.- MOVIMIENTO DE TIERRAS	4,690
B.- OBRAS DE CONCRETO	10,300
C.- SUMINISTRO, COLOCACIÓN Y PRUEBA DE CAÑERÍAS	400
D.- TRANSPORTE Y PRUEBA DE CAÑERÍAS	93
E.- OBRAS ANEXAS	3,705
TOTAL FILTRO PERCOLADOR DE ALTA TASA	19,187
VI.- CLORACIÓN	
A.- HIPOCLORADOR	458
B.- TANQUE DE CONTACTO	2,924
TOTAL CLORACIÓN	3,382
VII. OBRAS DE CONDUCCIÓN	
A.- MOVIMIENTO DE TIERRAS	9,550
B.- SUMINISTRO Y TRANSPORTE DE CAÑERÍAS Y PIEZAS ESPECIALES	6,588
TOTAL OBRAS DE CONDUCCIÓN	16,138
VIII. BOMBEO DE RECIRCULACIÓN	
A.- SUMINISTRO Y TRANSPORTE DE CAÑERÍAS Y PIEZAS ESPECIALES	4,802
B.- SUMINISTRO DE EQUIPOS	8,280
C.- OBRAS DE CONCRETO	75
TOTAL BOMBEO DE RECIRCULACIÓN	13,157

IX.- SISTEMA DE LIMPIEZA (LAVADO)	
A.- SUMINISTRO Y TRANSPORTE DE CAÑERÍAS Y PIEZAS ESPECIALES	4,448
B.- SUMINISTRO DE EQUIPOS	315
C.- OBRAS DE CONCRETO	200
TOTAL SISTEMA DE LIMPIEZA	4,963
X.- BOMBEO DE LODOS	
A.- SUMINISTRO Y TRANSPORTE DE CAÑERÍAS Y PIEZAS ESPECIALES	10,532
B.- SUMINISTRO DE EQUIPOS	1,815
C.- OBRAS DE CONCRETO	1,391
D.- MOVIMIENTO DE TIERRAS	183
TOTAL BOMBEO DE LODOS	13,763
XI.- DEPOSITO DE LODOS	
A.- MOVIMIENTO DE TIERRAS	42,642
B.- SOPORTE ESTRUCTURAL	1,968
C.- LOSA SUPERIOR	23,937
D.- SUMINISTRO Y TRANSPORTE DE CAÑERÍAS	15,717
TOTAL DEPOSITO DE LODOS	84,263
XII.- OBRAS VARIAS	
A.- VESTIDORES	1,622
B.- PAÑOL Y BODEGAS	3,525
C.- URBANIZACIÓN	24,449
D.- INSTALACIONES ELECTRICAS	25,000
TOTAL OBRAS VARIAS	54,596
XIII.- PRUEBAS DE CONJUNTO	
A.- PRUEBAS DE CONJUNTO Y ADIESTRAMIENTO DE PERSONAL	1,500
TOTAL PRUEBAS DE CONJUNTO	1,500

12072

2761

183

16,831

29215

59362

SUB TOTAL US\$	277,158
IMPREVISTOS (15%) US\$	41,574
TOTAL US\$	318,731
CAMBIO LPS.	15
TOTAL LP\$	4,780,970

284 992
 42749
~~300~~ 327741
 15
 4916115-

8.4.4.- Costos Operacionales

Los costos de explotación del sistema de alcantarillado de aguas servidas corresponden a los de energía, productos químicos y mantención de la Planta de Tratamiento y Planta Elevadora, asimismo, se incluye los gasto inherentes a la mantención de las obras civiles proyectadas en general.

Los costos eléctricos por cargo variable son de 0.077 US\$/KW-hr.

La vida útil del equipamiento de bombeo se estima en 15 años con un costo de US\$ 6280.

Los costos de la planta de tratamiento corresponde básicamente a los de energía y mantención, como del decantador y sistema de lodos, además del recambio de los materiales del filtro percolador, los cuales se estiman en US\$ 700. Se considera, además, un asesor con un sueldo de US\$ 200 anuales.

Los productos químicos tienen un costo de 0.0265US\$/m³.

Los costos de la planta elevadora son básicamente a los de energía y mantención.

Los costos de energía se estiman como sigue:

Costo Energía = CV * KW-H

$$KW-H = 0,004 * Q * H$$

$$Q : m^3/s$$

$$H : m$$

> **Planta Tratamiento**

$$Q : 19 l/s$$

$$H : 6 m.$$

Hr: 16 horas al final de la operación.

> **Recolección de aguas negras**

$$Q : 9.1 l/s$$

$$H : 14.3$$

Hr: 12 horas al final de la operación.

Costo energía : 0.00625 US/m³ producidos anualmente

Los costos de mantención de las obras civiles se estiman como un 0,5% del coto de inversión total en ellas, esto es: US\$ 3020 (Inversión total en Obras Civiles: US\$603951). ?

Los costos anuales por concepto de administración y gastos generales, se estiman como un 0,1% de la inversión total. Esto es: US\$ 956 (Inversión total instalaciones US\$956073). ?

8.4.5.- Metodología de Evaluación

La metodología de evaluación social empleada para proyectos de alcantarillado está de acuerdo con el correspondiente instructivo de MIDEPLAN, el cual permite evaluar con el criterio de costo eficiencia (menor costo para similar beneficio) los indicadores económicos del proyecto.

Donde : $C.E. = V.P.C. / B$

V.P.C.: Valor presente de los costos incrementales, incluyendo inversión, operación, mantenimiento y conexiones intradomiciliarias.

B : Número de personas beneficiadas en el primer año de operación del proyecto.

La medición de costos es fácil de obtener, basándose en los programas de inversión de capital y en los gastos de operación y mantenimiento de los servicios durante su vida útil.

Los beneficios son más difíciles de evaluar puesto que el mejoramiento o construcción del alcantarillado, se traduce en diversos efectos, tales como:

- Mejoramiento de la salud en general
- Mayor valoración de las propiedades
- Mejora en la calidad de vida.

El proyecto de mejoramiento como ha sido definido contempla obras de recolección tratamiento y disposición final. Ellas están sustentadas por un estudio de impacto ambiental que garantiza que la evacuación de las aguas servidas no ocasionan efectos nocivos en la localidad.

8.4.6.- Evaluación privada

8.4.6.1.- Bases y Criterios Generales

A continuación se presentan las bases y criterios generales empleados en la evaluación privada:

a) Periodo de evaluación es de 2001 a 2034.

- b) El año de inicio del proyecto corresponde a 2004.
- c) Tasa Interna de Retorno exigida es de 15%.
- d) Tasa de descuento para determinar la rentabilidad del proyecto será de un 12% anual
- e) La fecha de valorización de las inversiones corresponde a Julio de 2000.
- f) Los flujos de costos e ingresos incluyen I.S.V.
- g) Para actualizar la inversión en el año 2004 se utilizó una tasa para valor futuro de un 2%.
- h) Se considera un aporte de un 100% de la inversión por organismos externos.

8.4.6.2.- Ingresos

La presente evaluación consistirá en determinar el valor de la tarifa a aplicar para que el proyecto de recolección y tratamiento de aguas negras sea sostenible, dado que ellos tienen por finalidad beneficiar al total de usuarios de la localidad, toda vez que las inversiones están destinadas a la instalación de los servicios de agua potable y de alcantarillado de aguas servidas.

De esta manera, se determinarán los flujos de egresos y se determina la tarifa que arroje un TIR de un 15%.

En la página siguiente se entrega el flujo de fondos del proyecto, de él se determina que la tarifa por los servicios de recolección y tratamiento y disposición de aguas negras, deben ser de 14.80 US\$/viv/año.

Tal como se aprecia, las tarifas para obtener una TIR de un 15%, resultan adecuadas para la Comunidad de Orica, a pesar de ser una localidad de bajos recursos socioeconómicos.

8.4.7.- Conclusiones

Efectuada la evaluación económica, se concluye que el proyecto de recolección y tratamiento y disposición de aguas negras es rentable, siempre que los habitantes de Orica

puedan pagas US\$ 14.8 por vivienda al año, es decir, cada dueño de vivienda deberá pagar 19 lempiras por mes.

EVALUACION PRIVADA - DETERMINACION DE LAS TARIFAS RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS											
IHC =		6									
APORTES		100%									
CF =		0.000 \$conexión									
Precio por el Servicio =		14.80 US\$/vivienda									
AÑO	POBLACION	DEMANDA	CONEXIONES	COSTOS (US\$)				INGRESOS (US\$)			FLUJO
	(hab)	m3/año	(N°)	INVERSION	MANTENCION	OPERACION	TOTAL	C.F.	C.V.	TOTAL	(US\$)
2000	4000	197,100	672								
2001	4040	176,952	678		0	0	0	0.00	0	0	0
2002	4080	178,722	685		0	0	0	0.00	0	0	0
2003	4121	180,509	692		0	0	0	0.00	0	0	0
2004	4162	182,314	699	1,834,884.00	4,876	5,971	10,947	0.00	10,345	10,345	-602
2005	4247	185,997	713		4,877	6,091	10,968	0.00	10,552	10,552	-416
2006	4332	189,754	727		4,878	6,214	11,092	0.00	10,768	10,768	-332
2007	4420	193,587	742		4,879	6,340	11,219	0.00	10,982	10,982	-237
2008	4509	197,498	757		4,880	6,468	11,348	0.00	11,204	11,204	-144
2009	4600	201,488	772		4,881	6,599	11,480	0.00	11,426	11,426	-54
2010	4693	205,558	787		4,882	6,732	11,614	0.00	11,648	11,648	34
2011	4788	209,711	803		4,883	6,868	11,751	0.00	11,884	11,884	133
2012	4885	213,947	819		4,884	7,007	11,891	0.00	12,121	12,121	230
2013	4983	218,269	836		4,885	7,148	12,033	0.00	12,373	12,373	340
2014	5084	222,679	852		4,886	7,293	12,179	0.00	12,610	12,610	431
2015	5187	227,177	869		4,887	7,440	12,337	0.00	12,861	12,861	534
2016	5291	231,766	887		4,888	7,590	12,478	0.00	13,128	13,128	650
2017	5398	236,448	905		4,889	7,744	12,633	0.00	13,394	13,394	761
2018	5507	241,225	923		4,890	7,900	12,790	0.00	13,668	13,668	870
2019	5619	246,098	941	6,288.00	4,891	8,060	19,231	0.00	13,927	13,927	-6,304
2020	5732	251,069	960		4,892	8,223	13,115	0.00	14,208	14,208	1,093
2021	5848	256,141	980		4,893	8,389	13,282	0.00	14,504	14,504	1,222

2022	5966	261,316	999		4,894	8,558	13,452	0.00	14,785	14,785	1,333
2023	6087	266,595	1019		4,895	8,731	13,626	0.00	15,001	15,001	1,455
2024	6210	271,980	1040		4,896	8,907	13,803	0.00	15,392	15,392	1,589
2025	6335	277,475	1061		4,897	9,087	13,984	0.00	15,783	15,783	1,719
2026	6463	283,080	1082		4,898	9,271	14,169	0.00	16,014	16,014	1,845
2027	6594	288,799	1104		4,899	9,458	14,357	0.00	16,339	16,339	1,982
2028	6727	294,633	1126		4,900	9,649	14,549	0.00	16,665	16,665	2,116
2029	6863	300,585	1149		4,901	9,844	14,745	0.00	17,005	17,005	2,260
2030	7001	306,657	1172		4,902	10,043	14,945	0.00	17,346	17,346	2,401
2031	7143	312,852	1195		4,903	10,246	15,149	0.00	17,686	17,686	2,537
2032	7287	319,172	1220		4,904	10,453	15,357	0.00	18,056	18,056	2,699
2033	7434	325,619	1244		4,905	10,664	15,569	0.00	18,411	18,411	2,842
2034	7584	332,197	1269		4,906	10,879	15,785	0.00	18,781	18,781	2,996
	Vol. total	3,483,516									
VAN (12%)		1,854,308	7,019				69,057		69,606		549
TIR											15%
B/C											1.01
US\$/VIV/año											9.84
LPSS/VIV/año											147.6
US\$/m3											0.030
LPSS/m3											0.45

8.5.- CONCLUSIONES GENERALES

En los puntos anteriores se han determinado los precios tanto para el mejoramiento del sistema de agua potable y para el sistema de alcantarillado, en base a lo anterior se obtiene que el Proyecto de Infraestructura Sanitaria queda definido por un precio de 31 lempiras mensuales para cada dueño de vivienda. Cabe destacar que este costo considera que las inversiones iniciales son un 100% financiadas por organismos externos, en caso que esta situación no se produzca, el costo de la infraestructura sanitaria es elevado para la Localidad de Orica.