



COSTA RICA. Programa de Agua Potable y Saneamiento para el Nivel Subnacional (CR-T1034)

PLAN MAESTRO DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA Y SANEAMIENTO DE OROTINA

JUNIO 2010



EPYPSA

ÍNDICE

PARTE A: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA	6
1 SISTEMA ACTUAL	6
1.1 CARACTERIZACIÓN GENERAL DE LA ZONA Y DE LOS SISTEMAS.....	6
1.1.1 Generalidades	6
1.1.2 Aspectos físicos.....	7
1.2 ÁREA DE ESTUDIO.....	9
1.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE OROTINA	11
1.4 FUENTES ACTUALES Y CAUDALES.....	11
1.4.1 Producción Total.....	14
1.4.2 Sistema de desinfección y Calidad del Agua.....	14
1.4.3 Estado de la cuenca y zona de protección	14
1.4 SISTEMA DE CONDUCCIÓN.....	14
1.5 SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN	16
1.5.1 Tanques de almacenamiento y zonas de presión	16
1.5.2 Red de Distribución	17
1.6 GESTIÓN ACTUAL DEL SISTEMA DE OROTINA.....	21
1.6.1 Aspectos institucionales.....	21
1.6.2 Organización para la gestión del sistema	22
1.6.3 Aspectos de operación y mantenimiento.....	23
1.6.4 Aspectos Financieros.....	23
1.6.5 Tarifas.....	23
1.6.6 Aspectos comerciales.....	24
2 POBLACIÓN ACTUAL	26
2.1 DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LA POBLACIÓN ACTUAL	26
2.2 PROYECCIONES DE POBLACIÓN	28
2.3 DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LA POBLACIÓN FUTURA, PARA EL SISTEMA ACTUAL Y LAS COMUNIDADES A INTEGRAR..	29
3 CONSUMO ACTUAL	29
3.1 GENERALIDADES	29
3.2 DISTRIBUCIÓN DEL CONSUMO ACTUAL	31
3.3 AGUA NO CONTABILIZADA	31
3.4 PROYECCIÓN DEL CONSUMO.	31
3.5 DISTRIBUCIÓN DEL CONSUMO FUTURO.....	33
4 BALANCE HÍDRICO DEL SISTEMA	33
4.1 BALANCE DEL SISTEMA ACTUAL	33
5 DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LA POBLACIÓN Y DEL CONSUMO FUTURO	34
5.1 ZONAS DE PRESIÓN.....	34
5.2 DISTRIBUCIÓN DE LA POBLACIÓN Y DEL CONSUMO POR ZONA DE PRESIÓN	34
6 PROYECTO PROPUESTO	35
6.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO PROPUESTO	35
6.2 CONDUCCIONES	36
6.3 PLANTA POTABILIZADORA.....	37
6.4 ZONAS DE PRESIÓN.....	39
6.4.1 Zona de Presión 1, Barrio La Arboleda.....	43
6.4.2 Zona de Presión 2, Orotina.....	43
6.4.3 Zona de Presión 3, Los LLanos.....	43
6.5 ALMACENAMIENTO REQUERIDO	43
6.6 REDES DE DISTRIBUCIÓN.....	44
6.7 VÁLVULAS HIDRÁULICAS	44
6.8 MACROMEDICIÓN Y SISETEMA DE CONTROL OPERACIONAL	45
6.9 ETAPAS DE IMPLEMENTACIÓN DEL PROYECTO PROPUESTO.....	45
6.10 OBRAS PROPUESTAS.....	46

6.11	PRESUPUESTO DE LAS OBRAS A EJECUTAR, POR ETAPA	47
6.12	CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DEL PLAN MAESTRO.....	49
6.13	ASPECTOS AMBIENTALES.....	50
6.14	PROGRAMAS DE GESTIÓN DE LOS SISTEMAS	50
6.14.1	Plan para la reducción del agua no contabilizada.	50
6.14.2	Programa de estudio y regularización de los recursos hídricos.	51
6.14.3	Implementación de la organización a ser propuesta (estudio en proceso independiente de esta consultoría) en el acueducto.	51
6.14.4	Seguimiento al Plan Maestro.....	51
PARTE B: SISTEMA DE SANEAMIENTO.....		52
1	SISTEMA ACTUAL DE RECOLECCIÓN Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES	52
2	DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL.....	52
3	CONCEPTUALIZACIÓN DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO	53
3.1	ÁREA EN ESTUDIO.....	53
3.2	PERIODO DE ALCANCE DEL PROYECTO Y POBLACIÓN BENEFICIADA	55
3.3	CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES	57
3.3.1	Análisis del consumo de agua potable	57
3.3.2	Producción de Aguas Negras.....	58
4	LEGISLACIÓN APLICABLE AL PROYECTO.....	59
5	CONCEPTUALIZACIÓN DEL PROYECTO.....	59
6	CARACTERIZACIÓN DE LOS CUERPOS RECEPTORES.....	61
6.1	ESTUDIOS HIDROLÓGICOS.....	61
6.2	ESTUDIOS DE CALIDAD DEL AGUA.....	61
7	PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA	61
7.1	REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO	61
7.1.1	Consideraciones generales	61
7.1.2	Cuencas y redes de alcantarillado.....	62
7.2	ESTACIONES DE BOMBEO	63
7.3	SISTEMA DE TRATAMIENTO	65
7.3.1	Consideraciones generales	65
7.3.2	Análisis de alternativas	66
7.3.3	Proyecto propuesto de planta de tratamiento	75
7.4	SISTEMA DE DISPOSICIÓN FINAL	77
7.5	ANÁLISIS DE REUSO DEL AGUA TRATADA	77
8	EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES	78
9	ESTIMACIONES DE COSTOS	78
9.1	INTRODUCCIÓN.....	78
9.2	RED, COLECTORES Y EMISARIO.....	79
9.3	ESTACIONES DE BOMBEO Y LÍNEA DE IMPULSIÓN	80
9.4	PLANTA DE TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN FINAL	82
9.5	LOTES Y SERVIDUMBRES	84
9.6	ESTIMACIÓN PRELIMINAR DE COSTOS	84
10	CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DE LAS OBRAS.....	85

LISTADO DE ANEXOS

Anexo 1: Estudios Demográficos

Anexo 2: Criterios de diseño.

Anexo 3: Hidrogeología e Hidrología

Anexo 4: Planos de la red

Anexo 5: Estados financieros

Anexo 6: Costos unitarios a nivel de plan maestro.

Anexo 7: Este informe no requiere este Anexo.

Anexo 8: Planos de obras a nivel de plan maestro.

Anexo 9: Componente de control y reducción de pérdidas de agua potable, gestión operativa y comercial de los servicios.

Anexo 10. Aspectos Ambientales

Anexo 11. Estudios de calidad de agua de los cuerpos receptores de aguas tratadas

Anexo 12: Archivos digitales de los modelos de los sistemas de agua potable en WaterCad

Abreviaturas

°C:	Grados Celsius (temperatura)
ANC:	Agua No Contabilizada
AyA:	Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados
DPD; DP:	Demanda Promedio Diaria
DMD:	Demanda máxima diaria
Hab:	Habitantes
HD:	Hierro Dúctil (tubería)
HF:	Hierro Fundido (tubería)
HG:	Hierro Galvanizado (tubería)
HP:	Potencia en Caballos de Fuerza
ICE:	Instituto Costarricense de Electricidad
IGN:	Instituto Geográfico Nacional
km:	Kilómetros
KW	Kilovatios
KWH	Kilovatios - hora
l/s; l/seg:	Litros por segundo
lppd:	Litros por persona por día (dotación)
MINAET:	Ministerio del Ambiente, Energía y Telecomunicaciones
m:	Metros
mm:	Milímetros
mca:	Metros columna de agua
m ² :	Metros cuadrados
m ³ :	Metros cúbicos
mgr/l:	Miligramos por litro (o partes por millón ppm)
m/seg:	Metros por segundo
msnm:	Metros sobre el nivel del mar (elevación)
ND:	Nivel dinámico
PVC:	Cloruro de Polivinilo (tubería)
PEAD:	Polietileno de alta densidad
Psi:	Libras por pulgada cuadrada
Q:	Caudal
SENARA	Servicio Nacional de Riego y Avenamiento
TDH:	Total dynamic head, carga dinámica total
US\$	Dólares de los Estados Unidos de América
VP:	Valor presente
VAN:	Valor actual neto
Volt:	Voltios
VRP:	Válvula Reguladora de Presión
VSP:	Válvula sostenedora de presión

PARTE A: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

1 SISTEMA ACTUAL

1.1 CARACTERIZACIÓN GENERAL DE LA ZONA Y DE LOS SISTEMAS

1.1.1 Generalidades

Las coordenadas geográficas medias del cantón de Orotina están dadas por 09°53'40" latitud norte y 84°34'34" longitud oeste. El cantón de Orotina cuenta con cinco distritos: Orotina, Mastate, Hacienda Vieja, Coyolar y Ceiba.

La anchura máxima es de veinticuatro kilómetros, en dirección noreste a suroeste, desde la confluencia de las quebradas Concepción y Fresca hasta unos ochocientos metros al suroeste del cerro Guacuca, sobre el curso del Río Jesús María.

En los últimos años, el cantón de Orotina ha tenido un fuerte desarrollo de quintas de recreo y haciendas, dado el buen clima que le caracteriza y con la construcción de la carretera a caldera se espera un desarrollo fuerte en esta área.

El área de estudio se enmarca en los distritos de Orotina y Mastate (parte de este), dado que es el sistema de abastecimiento de agua del área central del cantón.

La población de los dos distritos, en los que se ubica el área de estudio, al 31 de diciembre del 2008, se muestra en el Cuadro 1.1.1.1:

Cuadro 1.1.1.1: Población actual de los dos distritos del área de estudio

Distrito	Total
Orotina	9,251
Mastate	1,839
Total de población del área de estudio	11,090

Fuente: INEC

Para el 2000, año del último censo realizado, la población en ambos distritos era un 65% urbana y el resto rural y del número total de viviendas (2565) solo 8 eran consideradas tugurios.

Desde el punto de vista de desarrollo humano, el cantón presentaba valores de 0,694 y 0,771 pasando del puesto 45 al 29 en el periodo 2000 al 2005, dentro de los 81 cantones del país. Este gran avance, le permitió pasar de la categoría medio-bajo a la categoría medio-alto, situándose para el año 2005 por encima del promedio cantonal (0,752).

1.1.2 Aspectos físicos¹

Geología

El cantón de Orotina está constituido geológicamente por materiales de los períodos Terciario y Cuaternario; siendo las rocas sedimentarias del Terciario las que predominan en la región.

Del período Terciario se encuentran rocas de origen sedimentario y volcánico. Las sedimentarias son de las épocas Mioceno, Plioceno y Plioceno Pleistoceno; la primera corresponde a materiales de la formación Punta Carballo, constituida por areniscas finas, calcáreas, pobremente estratificadas, gris verdosa y fosilíferas en partes también fragmentos de xilópolo generalmente gris a negra, la cual se localiza al suroeste del poblado San Jerónimo, próximo al límite cantonal. De las rocas sedimentarias del Plioceno se encuentran los materiales de la formación Esparza que es un lahar compuesto principalmente por clastos de basalto fanerítico, distribuidos en una matriz arcillo arenosa, amarillo rojiza, profundamente laterizada en la superficie, fragmentos de cuarzo, la cual se sitúa en una franja aleadaña a la carretera entre los poblados Marichal y Pozón, así como en el sector próximo al Instituto Agropecuario y área sur del mismo. Las sedimentarias del Plioceno Pleistoceno pertenecen a la formación Tivives, que corresponde a un lahar constituido por bloques de lava, principalmente basálticos de diversos tamaños distribuidos en una matriz cinerítica, enriquecida de pómez, en superficie arcillificada, la cual comprende la mayor superficie del cantón, ubicada en la zona norte de la región, lo mismo en la margen norte del curso medio del río Cuarros, el sector oeste y suroeste del poblado San Jerónimo, así como desde hacienda Coyolar hasta el sitio Juches. Las rocas volcánicas del Mioceno están representadas por el grupo Aguacate y la formación Orotina, el primero, está compuesto principalmente por coladas de andesita y basalto, aglomerados, brechas y tobas, situado al noreste de la región próxima al límite con los cantones de San Mateo y Atenas; la formación Orotina está constituida por ignimbritas, de estructuras prismática columnar, posiblemente derivados de un magma cuarzo latítico, situados en el sector entre los cerros Tamarindo y Coyote, entre los poblados Limones y Tigre, lo mismo desde villa Hacienda Vieja hasta finca Mirita, así como entre los sitios Jiménez y Lomas, Tablas y Zapote también en fila Pochotal.

De los materiales del período Cuaternario, se localizan rocas de origen sedimentario de la época Holoceno, los cuales corresponden a depósitos Fluviales y Coluviales, localizados en la margen oeste del río Grande de Tárcoles, lo mismo que en el curso inferior de los ríos Cuarros, Machuca y Jesús María.

Geomorfología

El cantón de Orotina presenta dos unidades geomórficas, denominadas forma de Sedimentación Aluvial, y de Origen Volcánico.

La unidad de sedimentación aluvial, se divide en tres subunidades llamadas Terraza de Esparza y Orotina, Planicie Aluvial del Río Grande de Tárcoles y Planicie Aluvial del Río

¹ Fuente IFAM.

Jesús María. La subunidad Terraza de Esparza y Orotina, se localiza desde el sector norte de la ciudad Orotina hasta el sector este de laguna Tigrillo; lo mismo que entre los poblados Quesera y San Jerónimo, y de éste último hasta el poblado Tigre; la subunidad constituye una superficie plana ondulada, de amplias divisorias; compuesta de rocas de las formaciones Tivives y Orotina; en esta última son ignimbritas y originan terrenos arcillosos, la génesis de la subunidad es compleja, en un principio existía la formación Punta Carballo, la cual fue reducida a casi una llanura, luego ocurrió la depositación de las otras formaciones y posteriormente al proceso erosivo la transformó a su forma actual.

La subunidad Planicie Aluvial del Río Grande de Tárcoles se encuentra al sureste del cantón, en la margen del citado río; esta subunidad constituye una superficie plana, que presenta un microrelieve producto de los cauces abandonados y rellenos aluviales, la pendiente generalmente es inferior a 1°, en ella se pueden ver los meandros abandonados; esta subunidad presenta dominancia de fracciones volcánicas principalmente andesitas la textura de la fracción variará siendo más gruesa hacia las vecindades de los ríos y del pie de las colinas; su origen se debe al aporte realizado por el río Grande de Tárcoles y sus afluentes.

La subunidad Planicie Aluvial del Río Jesús María, se ubica en la margen del citado río; corresponde a una subunidad plana, con una superficie que presenta un microrelieve producto de los cauces abandonados y rellenos aluviales, la pendiente generalmente es inferior a 3°, siendo las áreas cercanas a las colinas donde se presenta mayor pendiente, como resultado del cúmulo de coluvio; en ésta subunidad hay dominancia de fracciones volcánicas principalmente andesíticas, la textura de la fracción variará siendo más gruesa hacia las vecindades de los ríos y del pie de las colinas; su origen se debe al aporte realizado por el río Jesús María y sus afluentes.

La unidad de origen volcánico, se divide en dos subunidades geomórficas, denominadas Restos de Topografía Plana Formados por ignimbritas, y cerros y valles del Aguacate. La subunidad Restos de Topografía Plana Formados por ignimbritas, se encuentran en una faja que cubre ciudad Orotina, villa Coyolar y los poblados Santa Rita y Guácimo; corresponden a una superficie casi horizontal, no hay ríos o quebradas sobre ella; está formada por ignimbritas con un grado de consolidación variable; su origen se debe a corrientes de ignimbritas que bajaron por el incipiente valle del río Grande de Tárcoles hace algunos miles de años. La subunidad Cerros y Valles del Aguacate, se localiza en el sector al este de villa Hacienda Vieja.

Altitudes

Las elevaciones en metros sobre el nivel medio del mar, del centro urbano de los distritos del cantón son las siguientes: Ciudad Orotina 229, Villa Mastate 197, Villa Hacienda Vieja 270, Villa Coyolar 174 y Villa Ceiba 122.

Hidrografía

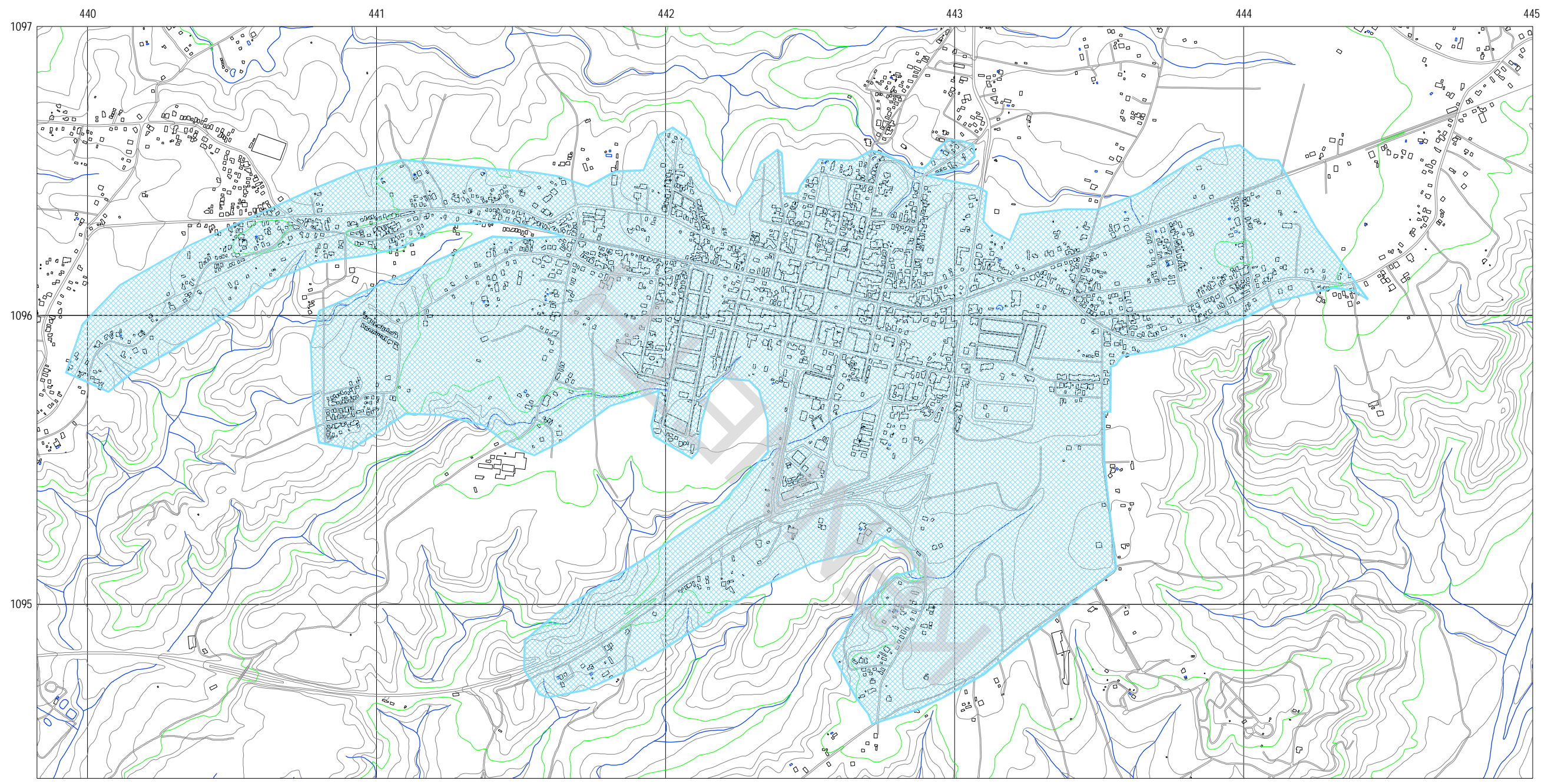
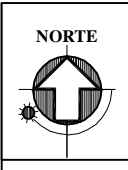
El sistema fluvial del cantón de Orotina, corresponde a la vertiente del Pacífico, el cual pertenece a las cuencas de los ríos Jesús María y Grande de Tárcoles.

La primera es drenada por los ríos Machuca y Cuarros, que se unen al río Jesús María. El río Machuca recibe las quebradas Pital, Zúñiga, Guayabal, Ceiba, el río Cuarros se origina de la confluencia de las quebradas Pozón, Santa Rita, y se le une a la quebrada Diablo. También irrigan el área las quebradas Tablas y Trinidad, que desembocan en las lagunas Sapo, Tigrillo y Grande, las cuales confluyen al río Jesús María. El río Cuarros y las citadas quebradas nacen en el cantón, cuyas aguas van de noreste a suroeste, y el río Jesús María presenta una dirección de norte a sur. Los ríos Fuego son límites cantonales; el primero con Esparza; el segundo y la quebrada Piedras de Fuego con Garabito; ambos de la provincia de Puntarenas; y los otros con San Mateo.

La cuenca del río Grande de Tárcoles es drenada por el río de igual nombre, al que se le unen las quebradas Salitral, Concepción, Carbón, Aguacate y Bejuco; las cuales nacen en el cantón y van en dirección norte a sur; al igual que el río Grande de Tárcoles, presenta un rumbo de noreste a suroeste. Este río y la quebrada Concepción son límites cantonales, el primero con Turrubares y el otro con Atenas. También se encuentra en la región la laguna Coyote, en la cual desemboca la quebrada del mismo nombre.

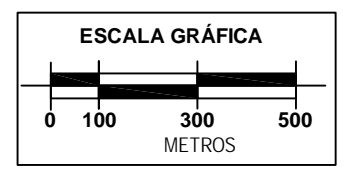
1.2 ÁREA DE ESTUDIO

En la Figura 1.2.1. se muestra el área de estudio. Comprende una pequeña parte del Distrito de Mastate y el Distrito de Orotina.



OROTINA ÁREA DE ESTUDIO

ESCALA GRÁFICA



PROYECTO:
**Programa de Agua Potable y Saneamiento
para el Nivel Subnacional**

OROTINA



CONTENIDO:
OROTINA ÁREA DE ESTUDIO

ESCALA:
GRÁFICA
ARCHIVO:
FIGURAS.DWG
FECHA:
ABRIL 2010

FIGURA:
1.2.1

1.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE OROTINA

El sistema de Orotina, se compone de varias nacientes que se ubican en las faldas del Cerro Turrubares y dos captaciones de agua superficial de la Quebrada la Plata que también nace en este cerro. El agua captada es conducida a Orotina mediante dos líneas que van paralelas y pasan por el Río Turrubares y luego por el Río Grande de Tárcoles hasta llegar al sitio donde se ubican dos tanques conocidos como tanque los Ulloa. De ahí se distribuye toda el agua a la comunidad de Orotina y parte de Mastate.

1.4 FUENTES ACTUALES Y CAUDALES

En la actualidad, el sistema de Orotina, se abastece de varias fuentes de agua, todas provenientes del Cerro Turrubares. Existen seis nacientes provenientes de agua subterránea y dos captaciones de aguas superficiales.

En el Cuadro 1.4.1.1 se muestra el listado de las nacientes, así como también se detallan los resultados de los aforos practicados a las mismas.

Cuadro 1.4.1.1: Producción de las fuentes actuales en l/seg.

Fuente	Coordenadas CRTM05		AyA		Acuambiente	IFAM
	X	Y	Nov-02	Mar-03	Mayo-07	Mayo-06
Fecha de aforo			Invierno	Verano	Verano	Verano
Wicho			5.23	5.13	3.98	3.8
Catarata	446583.20	1086175.56	5.67	5.56	3.86	2.9
La Llave	446165.25	1085496.70	13.03	12.78	1.1	0.6
Dr. Montero	446215.15	1086167.91	0.17	0.17	0.25	0.2
Gallinazo	446252.92	1086169.33	1.2	0.9	10.23	11.9
Rubí 1	446528.42	1085511.84	n.d.	n.d.	2.11	n.d
Rubí 2			n.d.	n.d.	3.25	2.3
La Plata 1	446286.14	1086256.61	n.d.	11.87	14.08	8.9
La Plata 2	445408.22	1086308.83	n.d.	ND	27.62	16
Totales			25.3	36.41	66.48	46.6

Las fuentes Plata son captaciones de agua superficial.

Fuente:Indicada en el Cuadro.

Se debe aclarar que el AyA realizó el estudio en el año 2002 y en ese momento no se tenían captadas las nacientes Rubí, como tampoco existía la captación conocida como La Plata 2. A los efectos del presente estudio se considerará aceptable el aforo del IFAM del mes de Mayo del 2006, en primera instancia porque sus datos son muy parecidos que los reportados por ACUAMBIENTE con excepción del reporte del caudal de La Plata 2 que difiere en 11.6 l/seg y por ser el reporte que presenta los caudales mínimos.

Es importante señalar que las captaciones de La Plata son de agua superficial que se conecta al sistema sin tratamiento alguno, más que desinfección, situación que no es correcta desde el punto de vista sanitario.

Si se resta el caudal obtenido de las captaciones de La Plata el caudal realmente aceptable para cualquier análisis, a menos de que se brinde algún tipo de tratamiento es de $46.6 - 24.9 = 21.7$ l/seg, en época de estiaje.

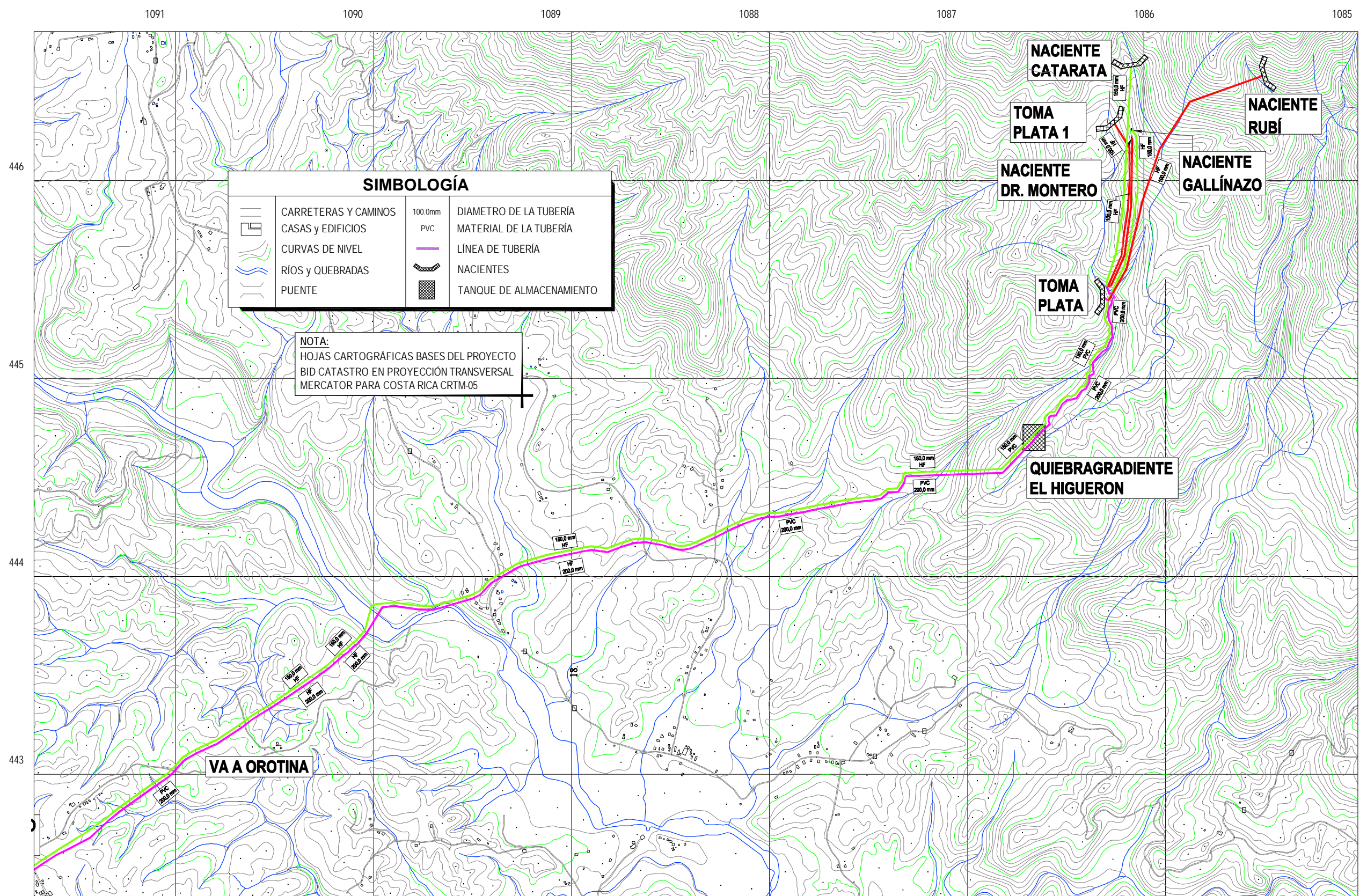
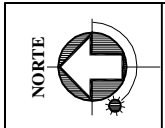
Adicionalmente la municipalidad ha elaborado un proyecto para captar una quebrada conocida como La Máquina, que también nace en el mismo Cerro Turrubares. El aforo realizado a esta fuente superficial arroja un caudal de 39 l/seg (dato suministrado por la municipalidad). El proyecto propone realizar un desarenado de estas aguas e inyectar el caudal de la misma en el quiebragradiante conocido como el Higuieron.

La propuesta inicial no incluía un sistema de tratamiento de las aguas, pero ya se le ha indicado a la municipalidad que deben de pensar en un sistema de tratamiento de estas aguas que son crudas en la realidad. Se les hace ver que lo correcto es implementar un sistema de tratamiento adecuado, aunque únicamente sea: cribado, desarenado, coagulación, filtración directa y desinfección, si los niveles de turbiedad así lo permiten.

Para resolver el problema de abastecimiento, dos posibilidades, la primera es dándole un tratamiento adecuado a las aguas superficiales mediante una planta de tratamiento de filtración rápida o bien analizando la posibilidad de perforar uno o varios pozos, en las zonas aluviales cercanas al Río Turrubares e incorporando sus aguas a las líneas de conducción existentes, sustituyendo así las aguas superficiales del todo.

En el primer caso se deben hacer estudios previos de calidad del agua, diseños y posteriormente la construcción de la planta potabilizadora. En el segundo caso se debe de hacer un estudio hidrogeológico de la zona donde se determine el punto ideal de perforación así como aspectos de profundidad diámetro y demás de la perforación.

En la figura 1.4.1.1 se muestra la ubicación de las fuentes.



LÍNEAS DE CONDUCCIÓN ACUEDUCTO EXISTENTE DE OROTINA

ESCALA 1:20.000

PROYECTO:
Programa de Agua Potable y Saneamiento
para el Nivel Subnacional

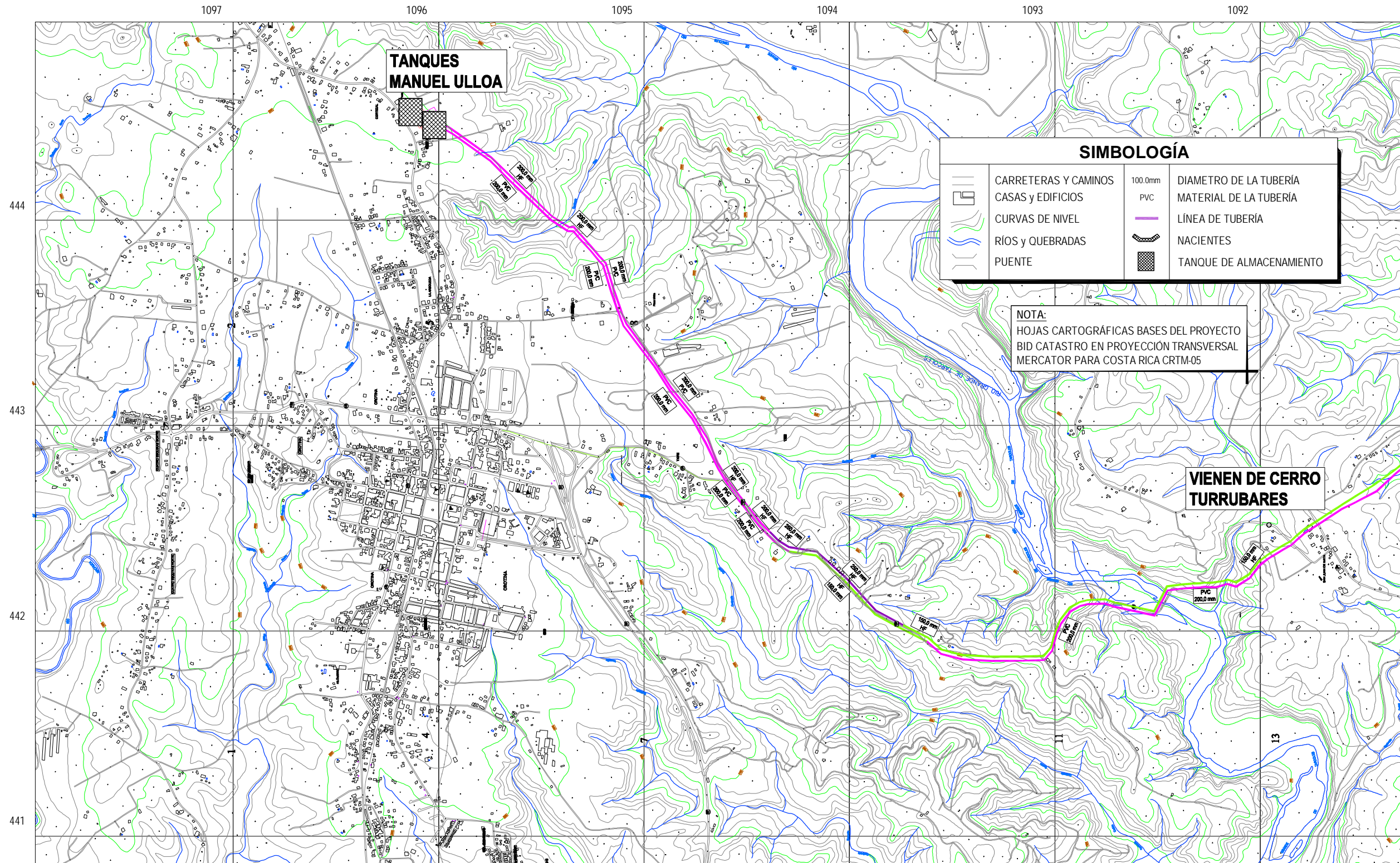
OROTINA



CONTENIDO:
LÍNEAS DE CONDUCCIÓN
ACUEDUCTO EXISTENTE DE
SAN MARCO DE TARRAZU

ESCALA:
1:20.000
ARCHIVO:
ACUEDUCTO OROTINA.DWG
FECHA:
DICIEMBRE 2009

FIGURA:
1.4.1.1



LÍNEAS DE CONDUCCIÓN ACUEDUCTO EXISTENTE DE OROTINA

ESCALA 1:20.000

PROYECTO:

Programa de Agua Potable y Saneamiento
para el Nivel Subnacional

OROTINA



CONTENIDO:

LÍNEAS DE CONDUCCIÓN
ACUEDUCTO EXISTENTE DE
SAN MARCO DE TARRAZU

ESCALA:

1:20.000

ARCHIVO:
ACUEDUCTO OROTINA.DWG

FECHA:
DICIEMBRE 2009

FIGURA:

1.4.1.1

1.4.1 Producción Total

La producción total del sistema se considera que es en la actualidad los 46.6 l/seg que se indican en el apartado anterior, siempre y cuando se resuelva el darle tratamiento al agua de las captaciones superficiales.

1.4.2 Sistema de desinfección y Calidad del Agua

Desinfección

En la actualidad la desinfección se realiza en dos puntos, el primero en el quiebra gradiente conocido como el Higuero y el segundo punto es directamente en los tanques de almacenamiento. La desinfección se realiza con el empleo de pastillas de cloro que se introducen en un tubo perforado de PVC el cual es colocado en los sitios mencionados, el flujo del agua desgasta las pastillas haciendo que el agua se cloro.

Este sistema no permite controlar la dosis aplicada al agua cuando existen variaciones de caudales.

Calidad del agua

La municipalidad de Orotina monitorea la calidad del agua dispensada mediante la contratación del Laboratorio San Martín el cual es privado. En el año del 2009 se realizaron dos muestreos: el primero data del 23 de junio y el segundo el 27 de octubre. En estos muestreos se analizaron cinco diferentes puntos entre tanques y redes. El análisis efectuado comprendió la calidad tanto bacteriológica como físico-química. En todos los casos la calidad del agua cumple con la normativa vigente en el país para aguas de abastecimiento humano.

1.4.3 Estado de la cuenca y zona de protección

Tal y como se comentó, todas las fuentes empleadas para abastecer el acueducto de Orotina se ubican en las faldas del Cerro Turrubares, en una finca que fue adquirida por la municipalidad en el año de 1976 con una extensión de 471 hectáreas, con lo cual se asegura que las fuentes cuentan con una buena zona de protección. La finca cuenta con bosque denso que asegura una buena producción de agua.

1.5 SISTEMA DE CONDUCCIÓN

Las aguas de las nacientes que se ubican en el Cerro Turrubares, se reúnen mediante una serie de tuberías en dos cajas de concreto al pie de las mismas y de ahí parten dos líneas que llegan a dos quiebra-gradientes que se ubican en el punto conocido como El Higuero, donde inician las dos conducciones principales que transportan el agua hacia la ciudad de Orotina.

Como se ha mencionado el punto donde inician las dos conducciones es el Higuero, cuya elevación es de 356 m.s.n.m., ambas líneas tienen el mismo trazo ya que van en forma paralela y llegan al sitio donde se ubican los tanques conocidos como los Ulloa en los bordes de la ciudad de Orotina a una elevación de 250 m.s.n.m.

La primera y más antigua conocida como Tubo Viejo, en la gran mayoría de la distancia es tubería de hierro negro de 150 mm de diámetro. La línea conocida como Tubo Nuevo se construyó en su gran mayoría en 200 mm de diámetro nominal prevaleciendo el PVC. La distancia aproximada de las conducciones es de 12,300 metros.

Estas conducciones, dada la topografía del lugar en su trazo, atraviesan por dos grandes sifones, que son el paso por el Río Turrubares y el Río Grande de Tárcoles, donde se presentan presiones de trabajo por encima de los 300 m.c.a. Esta situación unida a que los materiales utilizados, sobre todo en la construcción de la Tubería Nueva, no fueron los ideales para soportar las presiones descritas, provocó que la línea presente varios problemas de fugas en las uniones, dada esta situación el Municipio recientemente sustituyó un tramo de 900 m en un sector cercano al Río Grande, colocando tubería de hierro dúctil K9, según información de la municipalidad.

En el Cuadro 1.5.1 se resumen las longitudes y diámetros de estas líneas de conducción.

Cuadro 1.5.1: Longitudes y diámetros de las líneas de conducción

Conducción Orotina Línea Vieja			
Diámetro (mm)	Material	Longitud (m)	%
150	PVC	1,398.42	11.30
150	HF	7,963.21	64.36
200	HF	132.59	1.07
200	PVC	2,186.94	17.68
250	HF	691.9	5.59
Total		12373.06	100.00

Conducción Orotina Línea Nueva			
Diámetro (mm)	Material	Longitud (m)	%
150	HF	690.98	5.58
200	HF	3,509.16	28.36
200	PVC	8,156.44	65.92
Total		12,356.58	100.00

Fuente: Elaboración Propia.

En la Figura 1.4.1.1 se muestra también el trazo de las líneas de conducción existentes.

Luego de un análisis mediante el programa WaterGems se determinó que la capacidad de ambas líneas son las siguientes:

- ⇒ Línea Vieja de 150 mm: 18 l/seg.
- ⇒ Línea Nueva de 200 mm: 33 l/seg.

Es decir la capacidad total de conducción de ambas líneas es de 51 l/seg. Es importante señalar que es urgente construir un puente para el paso de ambas líneas por el Río Grande de Tárcoles.

La consultora realizó aforos ultrasónicos de ambas líneas en dos puntos, a la salida de los tanques quiebra-gradientes en el Higuerón y al ingreso de los tanques Ulloa en Orotina, el resultado de estas mediciones se muestra en el Cuadro 1.5.2.

Cuadro 1.5.2. Resultado de las Mediciones de las líneas de Conducción

Línea	Caudal ingresando	Caudal de llegada	Diferencia	Caudal Teórico de capacidad
Vieja (150mm)	20.7	18.4	2.3	18.0
Nueva (200mm)	28.7	25.4	3.3	33.0

Fuente: Elaboración propia.

Según las mediciones en el camino en la tubería denominada vieja se pierden de camino 2.3 l/seg y en tubo nuevo 3.3 l/seg, en el primer caso representa un 11.1% y en el segundo 11.5%, porcentajes que se consideran altos.

La capacidad medida de transporte de las líneas en total en este momento es de 44 l/seg y la capacidad teórica es de 51 l/seg .

La comunidad de Los Llanos, que representan alrededor de 40 casas y que se localiza cerca del paso de la tubería por el Río Grande de Tárcoles, se encuentra conectados directamente a la línea de conducción, situación que no es recomendable y es parte de la pérdida de caudal de las líneas.

1.6 SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

1.6.1 Tanques de almacenamiento y zonas de presión

Para el sistema existen dos tanques de almacenamiento de concreto asentados. Ambos en regular estado de conservación. La capacidad de los tanques existentes, se muestra en Cuadro 1.6.1.

Cuadro 1.6.1: Volumen de Almacenamiento actual

Tanque	Sector	Volumen m3
1	Orotina	400
2	Orotina	300
Totales		700

Fuente: Elaboración Propia.

Ambos tanques se localizan a una elevación de 250.m.s.n.m.

Para la población abastecida actualmente, el volumen de almacenamiento no es suficiente, existiendo un déficit o faltante de alrededor de los 250 m3. Situación que compromete el servicio en las horas pico de consumo.

La diferencia de elevación en la zona de abastecimiento es de 250 a 187 metros, es decir 63 metros. Tal y como se ha mencionado existe un única zona de presión.

1.6.2 Red de Distribución

La red de distribución consiste en una única zona de presión que se abastece de los tanques conocidos como los Ulloa. La zona de abastecimiento va de la cota 250m.s.n.m a la cota 182 m.s.n.m. Es decir que la zona de presión presenta una cobertura en diferencia de elevación de 65 metros lo cual es aceptable.

En el cuadro 1.6.2.1 se resumen la longitud y diámetros de las tuberías de la red, en todos los sectores que se describen como sigue:

Cuadro 1.6.2.1: Resumen de tuberías, por diámetro, longitud y material, así como su porcentaje.

Diámetro (mm)	Longitud m	Material	% Del Total
38	560	HG	2.08
50	2,080	HG	7.74
75	400	HG	1.49
12	120	PVC	0.45
19	160	PVC	0.60
25	2,360	PVC	8.78
38	3,440	PVC	12.79
50	2,240	PVC	8.33
75	5,960	PVC	22.17
100	7,000	PVC	26.04
150	1,000	PVC	3.72
200	200	PVC	0.74
250	361	AC	1.34
300	143	AC	0.53
250	862	HF	3.21
Totales	26,886		100.00

Fuente: Elaboración Propia.

El Cuadro 1.6.2.2 muestra un consolidado por diámetro sin importar el material:

Cuadro 1.6.2.2 Resumen de tuberías, por diámetro, así como su porcentaje.

Diámetro (mm)	Longitud (m)	%
12	120	0.4%
19	160	0.6%
25	2,360	8.6%
38	4,000	14.6%
50	4,320	15.8%
75	6360	23.2%
100	7000	25.5%
150	1,000	3.6%
200	200	0.7%
250	1,600	5.8%
300	280	1.0%
Total	27,400	100.0%

Fuente: Elaboración propia.

Nótese que el 40% de la red de distribución presenta diámetros iguales o menores a 50 mm, lo cual no es aceptable, un 49 % tiene diámetros entre 75 y 100 mm y un 11% de la red presenta diámetros mayores a 100mm.

El Cuadro 1.6.2.3, muestra las cantidades por material y su porcentaje.

Cuadro 1.6.2.3: Composición de la red por material y su longitud.

Material	Longitud (m)	%
HG	3,040	11%
PVC	22,480	82%
AC	960	4%
HF	920	3%
Totales	27,400	100%

Fuente: Elaboración propia.

Un 18% del total de la red se encuentra en materiales no aptos con el agravante de que 7% se trata de los diámetros mayores.

En resumen la red de distribución presenta serias deficiencias en cuanto a diámetros y los materiales que la componen. Existen zonas muy cercanas al tanque que por la poca diferencia de elevación topográfica, las presiones de servicio son bajas del orden de los 9 m.c.a.

En la zona conocida como Urb. San Pablo II las presiones son muy bajas y en ciertas horas del día incluso negativas debido a los diámetros tan pequeños. En la zona de Mastate las presiones obtenidas en el modelaje de la red que se efectuó arrojan que las presiones son

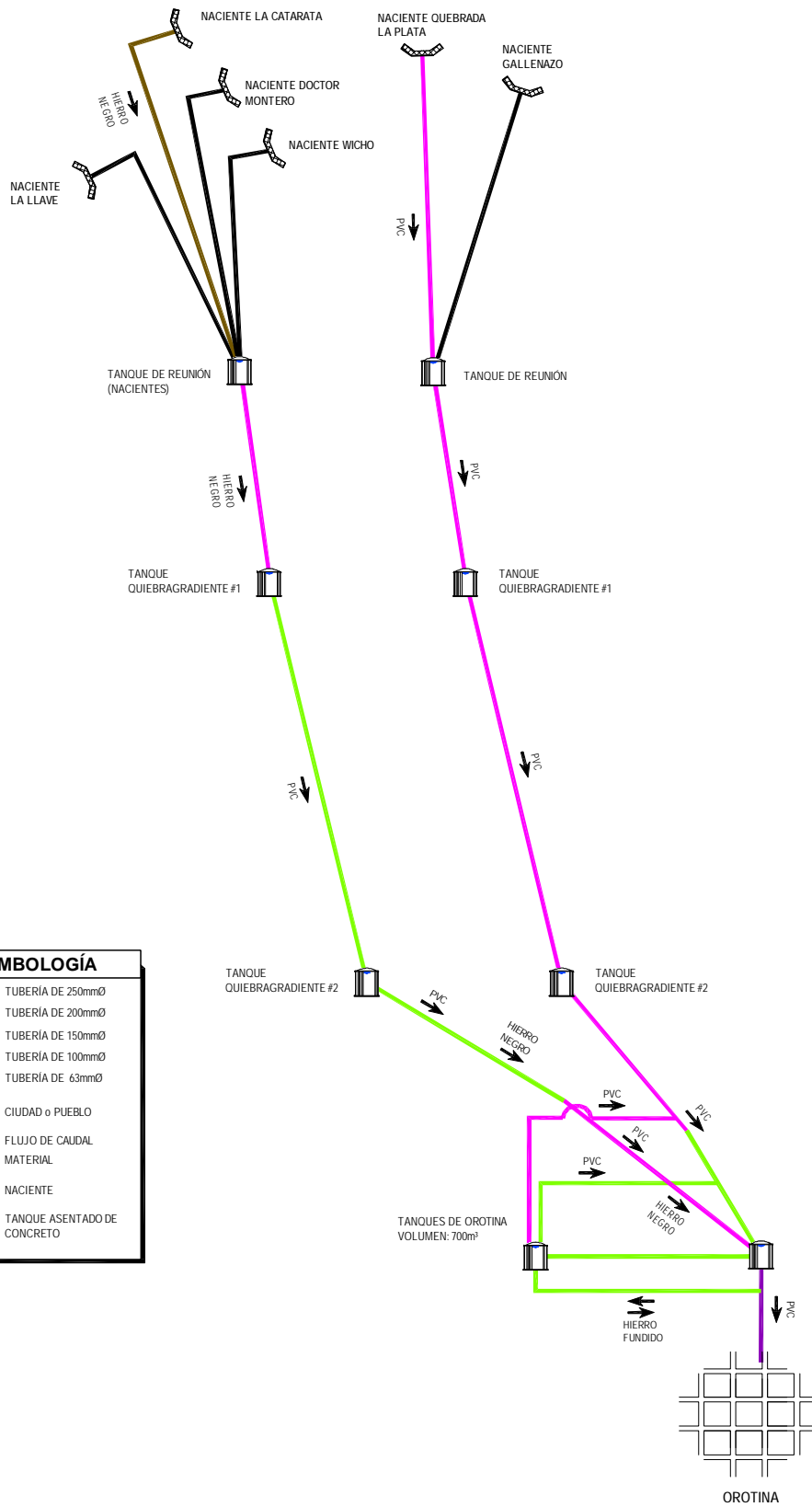
del orden de 60 m.c.a. En el centro las presiones registradas por el modelo van de los 38 a los 22 m.c.a.

También existen otras zonas con presiones bajas, pero que obedecen a diámetros insuficientes de la red, situación que debe de corregirse con el cambio de la tubería por otra de mayor diámetro.

En la calle Tigre existen problemas de abastecimiento debido a que el tubo que la abastece de 150 mm, se encuentra interconectado mediante un tubo de 50 mm que no cuenta con la capacidad hidráulica para satisfacer las necesidades de la zona, en ciertas partes se registran en el modelo presiones menores a los 15 m.c.a..

En la zona del barrio La Arboleda, muy cercano al tanque las presiones no alcanzan la presión mínima de 10 m.c.a. debido a su elevación con respecto a la elevación de los tanques de almacenamiento que son muy similares.

En el Anexo 4 se muestran las redes de distribución levantadas por EPYPSA. En la Figura 1.6.1 se muestra un esquema del sistema



SIMBOLOGÍA	
	TUBERÍA DE 250mmØ
	TUBERÍA DE 200mmØ
	TUBERÍA DE 150mmØ
	TUBERÍA DE 100mmØ
	TUBERÍA DE 63mmØ
	CIUDAD o PUEBLO
	FLUJO DE CAUDAL MATERIAL
	ASBESTO CEMENTO
	NACIENTE
	TANQUE ASENTADO DE CONCRETO

ESQUEMA DE ACUEDUCTO EXISTENTE DE OROTINA
SIN ESCALA

PROYECTO:

Programa de Agua Potable y Saneamiento para el Nivel Subnacional



CONTENIDO:

ESQUEMA DE ACUEDUCTO EXISTENTE DE OROTINA

ESCALA:

SIN ESCALA

ARCHIVO:

ESQUEMAS ACUEDUCTOS.DWG

FECHA:

DICIEMBRE 2009

FIGURA:

1.6.1

1.7 GESTIÓN ACTUAL DEL SISTEMA DE OROTINA

1.7.1 Aspectos institucionales

La gestión municipal está regulada por lo establecido en el Código Municipal, Ley 7794 que está vigente desde julio de 1998 en la que se establece la autonomía política, administrativa y financiera que le confiere la Constitución Política del país a las municipalidades.

Las funciones principales, establecidas en el artículo 4 de dicho Código, son las siguientes:

- a) Dictar los reglamentos autónomos de organización y de servicio, así como cualquier otra disposición que autorice el ordenamiento jurídico.
- b) Acordar sus presupuestos y ejecutarlos.
- c) Administrar y prestar los servicios públicos municipales.
- d) Aprobar las tasas, los precios y las contribuciones municipales, y proponer los proyectos de tarifas de impuestos municipales.
- e) Percibir y administrar, en su carácter de administración tributaria, los tributos y demás ingresos municipales.
- f) Concertar, con personas o entidades nacionales o extranjeras, pactos, convenios o contratos necesarios para el cumplimiento de sus funciones.
- g) Convocar al municipio a consultas populares, para los fines establecidos en esta ley y su reglamento.

Es importante mencionar, que en lo que respecta al servicio de agua potable, según pronunciamientos de la Procuraduría General de la República: “ El Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados es la institución autónoma destinada por ley a ejercer una competencia especial en todo el territorio nacional en lo relativo al agua potable” (Dictamen C 062-93) y “...Conserva por otra parte, el AyA una competencia rectora en la materia relacionada con el suministro de agua potable y evacuación de aguas negras y residuos líquidos industriales, así como los pluviales en zonas urbanas. Ello conlleva, además que la opinión del Instituto sea necesaria desde los aspectos relacionados con la aprobación de proyectos y obras relacionadas con el tema, como los aspectos técnicos en la prestación del servicio.” (Dictamen C 019-98).

En lo referente a los ingresos municipales, el artículo 68 señala que: “La municipalidad acordará sus respectivos presupuestos, propondrá sus tributos a la Asamblea Legislativa y fijará las tasas y precios de los servicios municipales. Solo la municipalidad previa ley que la autorice, podrá dictar las exoneraciones de los tributos señalados”. El presupuesto anual como sus ejecuciones anuales debe ser aprobado por la Contraloría General de la República (CGR).

En lo que respecta las finanzas, la CGR es el ente encargado de aprobar los presupuestos anuales y las ejecuciones presupuestarias anuales y con respecto a las tasas por los servicios públicos, esta se fijan “...tomando en consideración el costo efectivo más un diez por ciento (10%) de utilidad para desarrollarlos. Una vez fijados, entrarán en vigencia treinta

días después de su publicación en La Gaceta”, sin embargo, para las tarifas de agua potable, existe una estructura y bloques de consumo que se comentan más adelante.

El Código Municipal define algunas unidades organizacionales o puestos obligatorios que debe tener cada municipalidad:

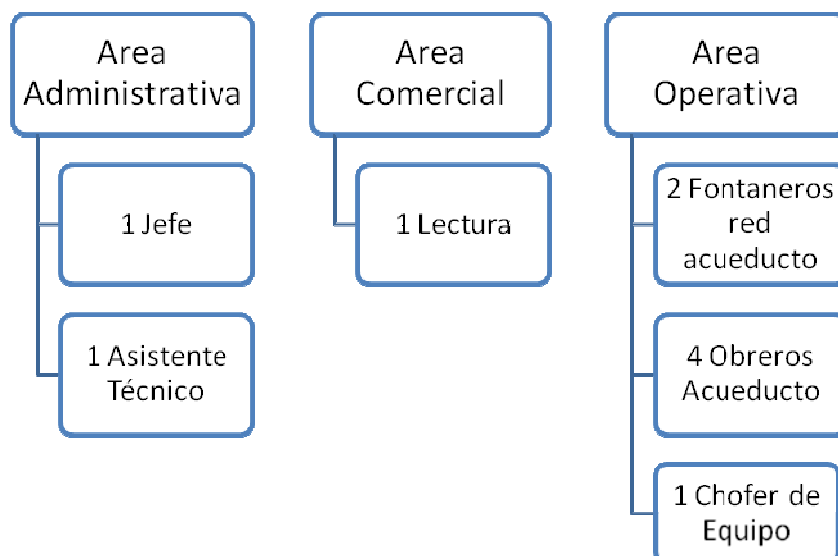
- El Concejo Municipal
- El Alcalde
- Presidente del Concejo.
- Los regidores municipales²
- Contador
- Auditor interno³

En los términos de referencia del proyecto con el BID, a solicitud del IFAM, se excluyeron los estudios institucionales, en los cuales era necesario analizar la estructura organizacional del acueducto y en su lugar el Instituto contrató por medio de FOMUDE una consultoría para desarrollar modelos de estructuras organizacionales del acueducto de acuerdo con el tamaño de la Municipalidad, clasificadas en pequeña, mediana y grande. Los resultados finales de este estudio no se encuentran disponibles a la fecha, por lo que no son incluidos en el presente análisis.

1.7.2 Organización para la gestión del sistema

La estructura organizacional no formal, de Orotina se presenta en la siguiente figura:

Figura 1.7.2.1 Estructura organizacional



² El número depende del presupuesto de la Municipalidad

³ Si los ingresos municipales son mayores a 100 millones de colones anuales.

1.7.3 Aspectos de operación y mantenimiento.

La oficina del Acueducto se encuentra adscrita al departamento de Desarrollo y Control Urbano y se denomina como Obras y Servicios. Cuentan para realizar sus funciones un asistente, dos lectores de hidrómetros, dos fontaneros, dos peones y un chofer.

Con este personal deben de realizar las siguientes funciones: Limpieza y mantenimiento de fuentes y tanques.

- Mantenimiento de nacientes y captaciones.
- Limpieza de tanques.
- Desinfección del agua.
- Reparación de fugas y averías.
- Operación de la red y atención de quejas por deficiencias del servicio.
- Instalación de nuevos servicios.
- Lectura de medidores
- Instalación de medidores.
- Desconexión y reconexión de servicios por falta de pago.

1.7.4 Aspectos Financieros

De acuerdo con nueva información acerca del registro contable, en el cual se mezclan los conceptos de efectivo y devengado, (los ingresos se registran con lo cobrado y no lo facturado), por lo cual no se puede realizar ningún análisis financiero que permita determinar la situación real de la gestión financiera. Sin embargo, para el periodo 2009, con el registro actual, hubo un excedente de 102 millones de colones.

No se revalúan los activos fijos (no se observa el concepto de depreciación por los activos revaluados) ni tampoco se auditan los estados financieros por auditores externos independientes que certifiquen que las cifras que muestran los estados financieros reflejan la gestión financiera del acueducto.

No se encontró evidencia que la Municipalidad realiza análisis financiero, ni proyecta flujos de caja ni genera indicadores financieros, excepto cuando se elabora el estudio de ajuste tarifario.

1.7.5 Tarifas

Las tarifas del servicio de agua potable son aprobadas por el Concejo Municipal, se informa de las mismas a la Contraloría General de la República y también se publican en el diario oficial La Gaceta y las mismas entran en vigencia un mes después de su publicación.

La estructura tarifaria actual, vigente desde enero de 2009⁴, consta de dos partes: un consumo básico de 15 m³ y posteriormente existen rangos de consumo con un costo por m³ adicional y también existen las tarifas para servicios fijos, sin medidor, las cuales se presentan en el cuadro siguiente:

Cuadro 1.7.5.1 Estructura tarifaria

Bloques	Domiciliaria	Ordinaria	Reproductiva	Preferencial	Gobierno
Servicio Fijo	5620	11240	16860	5620	8430
Base 0-15m ³	2450	4950	7350	2450	3675
16-25m ³	225	261	483,75	292,50	292,50
26-40m ³	337,50	405	483,75	292,50	292,50
41-60m ³	337,50	405	483,75	292,50	292,50
61-80m ³	506,25	675	483,75	292,50	292,50
81-100m ³	506,25	675	483,75	708,75	708,75
101-120m ³	742,50	821,25	483,75	708,75	708,75
Más de 120m ³	742,50	821,25	483,75	708,75	708,75

Fuente: Elaboración Propia.

Se observa que la tarifa medida y fija reproductiva es tres veces la residencial; la comercial es dos veces, la de gobierno una vez y media y la preferencial es igual respectivamente. En principio, la idea básica de esta estructura es que las tarifas reproductiva y comercial subsidien las otras categorías, principalmente la residencial.

1.7.6 Aspectos comerciales

La mayor parte de las municipalidades utiliza el sistema comercial Sistema Integrado Municipal (SIM), o sistemas similares, que generan información por categoría tarifaria y bloques de consumo de abonados, recaudación, consumos, etc.

Este tipo de programas y sistemas de información actualmente utilizados, de acuerdo con las evaluaciones del diagnóstico, no suministran la información suficiente para realizar una serie de actividades para la toma oportuna de decisiones, por lo que la gestión comercial no es en este sentido, eficiente.

Cualquier sistema de información debe producir resultados positivos en la gestión de una empresa, si se le da uso a la información generada por el sistema, detectándose problemas en la gestión del acueducto y a la vez permitiendo la toma oportuna de decisiones que permitan ejecutar acciones respectivas para solucionar estos problemas.

⁴ Se nos indicó en la Municipalidad que en la actualidad se realiza un nuevo estudio tarifario.

El sistema comercial debería proporcionar información para realizar análisis tal como:

- a) Las tendencias de la facturación por categoría tarifaria y bloques de consumo, con el objeto de determinar si están dentro de los parámetros de consumos racionales, tomando como referencia los consumos nacionales promedio o de la propia municipalidad, por ejemplo, consumos muy altos nos podrían indicar que las tarifas están muy bajas o existen problemas operacionales como altas presiones en las redes o fugas en las residencias o comercios.
- b) De acuerdo con la estructura tarifaria, en donde la tarifa básica ordinaria es dos veces y la reproductiva tres veces la tarifa residencial, cuyo objetivo básico es subsidiar a esta última categoría, el Sistema debería utilizarse para analizar si esta política de subsidios cruzados se está cumpliendo o como sucede en muchas situaciones las categorías de menos recursos subsidian a las clases medias y altas o a la ordinaria y reproductiva.
- c) Análisis de las tendencias del agua no contabilizada, que en la mayoría de municipalidades, se estima en el orden del 40%. El análisis oportuno de la información comercial debe permitir tomar medidas para reducir este indicador a niveles aceptables del orden del 25%.
- d) Las rutas de lectura son totalmente obsoletas y no obedecen a diseños técnicos. Deberían obedecer a diseños técnicos, que no solo tomen en cuenta la eficiencia de las lecturas, sino también las zonas de presión o de abastecimiento del sistema. Se recomienda actualizar mediante un nuevo diseño las rutas de lectura, de manera que consideren las zonas de presión propuestas, la cantidad de medidores instalados y el personal del que se dispone para lectura.
- e) La lectura de medidores aún se hace en forma manual, debiendo transcribirse luego los datos tomados –también manualmente-, al sistema informático. Debería realizarse al menos mediante equipos portátiles que permitan lectura digital y su transferencia automática, minimizando los errores y facilitando el control de calidad de las lecturas.
- f) Debería haber conexión automática entre el catastro de usuarios del acueducto y el catastro de bienes inmuebles.
- g) Los sistemas comercial y financiero deberían estar integrados, de tal forma que por ejemplo, la facturación mensual afecte en forma automática los estados financieros (el estado de resultados, balance de situación y tesorería).
- h) De igual forma, este sistema debería estar integrado con el Sistema de Información Geográfica del Proyecto, donde se integren los sistemas de catastro de redes y la información cartográfica suministrada por el Proyecto BID-Catastro.

Es de esperar que algunos de los requerimientos antes mencionados, se atiendan mediante una consultoría actualmente en desarrollo, por medio del Programa de Regularización de Catastro y Registro financiado por el BID, mediante el cual se contrató a la empresa PROYECTICA, para desarrollar un sistema de ingresos municipales denominado Sistema Tributario Municipal (SITRIMU) que también incluye el sistema de ingresos del acueducto e información sobre abonados, consumos, etc. y también se esta negociando el desarrollo del módulo de egresos, que es de suponer que estará integrado al sistema de ingresos.

También en el Anexo 9 del Informe de Plan Maestro, Componente de Control y Reducción de Pérdidas de Agua Potable, Gestión Operativa y Comercial de los Servicios se propone desarrollar dos subproyectos que mejorarán notablemente el sistema comercial: el catastro de usuarios y micro-medidores y el desarrollo de los programas de macromedición.

Por otro lado, debe señalarse que el sistema informático actual es considerado por la municipalidad como su sistema comercial, cuando es tan solo una parte de él. El sistema comercial debe ir más allá de un sistema informático y debe comprender e integrar el adecuado funcionamiento y desarrollo de las diferentes actividades comerciales, entre las que destacan: el catastro de usuarios, el diseño de las rutas de lectura, la micro-medición, la facturación, el cobro y los sistemas de información respectivos.

Actualmente las responsabilidades sobre los componentes del sistema entendido de la forma anterior, no están plenamente integradas.

2 POBLACIÓN ACTUAL

La población actualmente abastecida corresponde al equivalente de unas 2600, conexiones domiciliarias, con una población de unos 10000 habitantes en la actualidad.

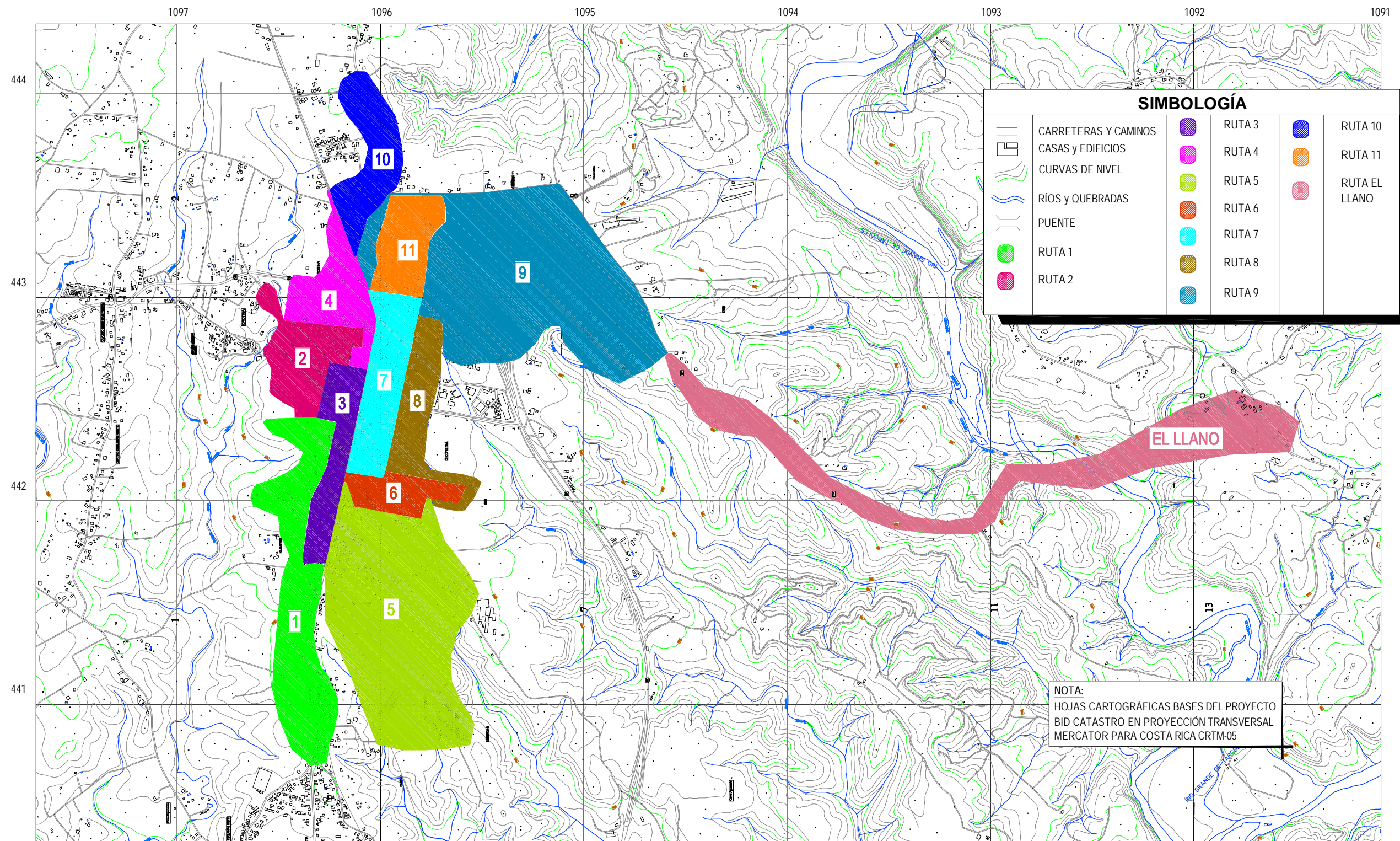
2.1 DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LA POBLACIÓN ACTUAL

La distribución de la población actual por sectores se muestra en el cuadro 2.2.1, tal como se muestra en la Figura 2.1.1, donde se indican las rutas de facturación de estos.

Cuadro 2.1.1: Distribución espacial de la población actualmente servida por el sistema

<i>Ruta</i>	<i>Abonados Domiciliares</i>	<i>Población</i>
1	229	847
2	199	755
3	85	322
4	124	470
5	469	1,776
6	195	736
7	143	540
8	189	714
9	210	796
10	172	651
11	193	729
Mastate	76	289
Los Llanos	39	148
Total	2,323	8,772

Fuente: Elaboración Propia.



RUTAS DE FACTURACIÓN ACUEDUCTO EXISTENTE DE OROTINA

PROYECTO:
Programa de Agua Potable y Saneamiento
para el Nivel Subnacional

OROTINA



CONTENIDO:
RUTAS DE FACTURACIÓN ACUEDUCTO
EXISTENTE DE OROTINA

ESCALA:
1:20.000
ARCHIVO:
ACUEDUCTO OROTINA.DWG
FECHA:
DICIEMBRE 2009

FIGURA:
2.1.1

2.2 PROYECCIONES DE POBLACIÓN

En esta sección presenta los resultados de las proyecciones de población, con un horizonte al año 2030, a fin de establecer el balance de agua a partir de la situación actual de producción, que se produce en las fuentes tanto de manantiales como del agua superficial en el entendido que la misma de seguir utilizándose se debe de tratar.

Para establecer el consumo de agua actual y futuro, se parte de los datos de población del censo del año 2000 y de las encuestas de hogares de población del INEC al año 2008, de los distritos antes mencionados. Las poblaciones de los distritos que integran al sistema son las que se muestran en el Cuadro 2.1.1.

Cuadro 2.2.1: Datos de población por distrito.

Distrito	2,010	2,015	2,020	2,025	2,030
Tasas de crecimiento					
Orotina	1.69%	1.64%	1.57%	1.50%	1.43%
Mastate	1.63%	1.58%	1.51%	1.45%	1.39%
Proyecciones de población					
Orotina	9,459	10,263	11,092	11,947	12,828
Mastate	1,893	2,048	2,208	2,372	2,541
Total	11,352	12,311	13,300	14,319	15,369
Sistema de agua (1)	9,081	9,847	10,638	11,454	12,294

(1) Para 2,414 conexiones del sistema de agua, con una densidad de 3.7 personas/conex

Fuente: Elaboración propia.

Las poblaciones se han proyectado a partir de los datos de población de los dos distritos que cubren el área del proyecto, desde el año 2000 que fue el último censo, como los datos de la última encuesta del INEC de los años 2004 y 2008, hasta el año horizonte 2030. Adicionalmente y dado que en la actualidad no se ha aprobado el Plan Regulador de Orotina, con el objeto de prever el efecto en la población futura, que pueda derivarse de la reciente apertura de la nueva carretera San José – Caldera (que pasa por Orotina), se ha incrementado la población calculada en un 10% y también se ha considerado un adicional de un 10% para cubrir la población flotante que se pueda presentar en el área de estudio.

Para ambos distritos, las proyecciones realizadas son las comúnmente utilizadas, como son: aritmética, geométrica y la logística, partiendo esta última de una población de saturación, con base en la población actual, asumiendo que la misma tendrá una “saturación poblacional” según los planes reguladores de donde este exista o al menos dos veces la población actual. En el *Anexo N° 1* Metodología y Proyecciones de Población, se presenta la Metodología de Cálculo y Resultados, de las proyecciones de población para los distritos del Cantón de Orotina.

2.3 DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LA POBLACIÓN FUTURA, PARA EL SISTEMA ACTUAL Y LAS COMUNIDADES A INTEGRAR

La distribución espacial de la población futura dentro del área del proyecto se trata en el apartado 5.2.

3 CONSUMO ACTUAL

3.1 GENERALIDADES

El consumo en la actualidad se determinó, con base en los datos de facturación del sistema, así como con las mediciones de caudal de producción de las fuentes, según los datos que se muestran en el Cuadro 3.1.1, donde se observa que el consumo promedio de las conexiones actualmente instaladas es del orden de los 20.21m³/mes. Es de señalar, que los consumos medidos a nivel de Costa Rica oscilan entre los 22 a los 30 m³/mes, según cada sistema y estructura tarifaria.

En el cuadro también se observa que categoría domiciliaria, es decir las casas registran el 84.56% del agua medida, la ordinaria un 6% y la reproductiva un 8.98%.

Cuadro 3.1.1: Consumo actual del Sistema (m3/mes)

MES	AÑO	DOMICILIAR		ORDINARIA		REPRODUCTIVA		PREFERENCIAL		GOBIERNO		Totales	
		ABONADOS	M3	ABONADOS	M3	ABONADOS	M3	ABONADOS	M3	ABONADOS	M3	ABONADOS	M3
ENERO												-	-
FEBRERO	2,009	2,265.00	56,740.00	163.00	3,331.00	116.00	4,952.00	2.00	66.00	2.00	578.00	2,548.00	65,667.00
MARZO	2,009	2,270.00	47,492.00	165.00	3,552.00	118.00	5,215.00	2.00	53.00	2.00	318.00	2,557.00	56,630.00
ABRIL	2,009	2,366.00	55,294.00	188.00	3,566.00	112.00	5,339.00	1.00	16.00	1.00	185.00	2,668.00	64,400.00
MAYO	2,009	2,381.00	52,316.00	180.00	3,563.00	109.00	5,033.00	1.00	10.00	1.00	183.00	2,672.00	61,105.00
JUNIO	2,009	2,380.00	44,316.00	179.00	3,168.00	108.00	4,072.00	1.00	7.00	1.00	147.00	2,669.00	51,710.00
JULIO	2,008	2,289.00	41,100.00	175.00	3,020.00	119.00	4,161.00	2.00	19.00	2.00	160.00	2,587.00	48,460.00
AGOSTO	2,008	2,312.00	50,843.00	180.00	3,295.00	120.00	6,102.00	2.00	37.00	2.00	178.00	2,616.00	60,455.00
SEPTIEMBRE	2,008	2,313.00	43,318.00	187.00	3,317.00	119.00	5,111.00	1.00	22.00	2.00	383.00	2,622.00	52,151.00
OCTUBRE	2,008	2,316.00	48,452.00	190.00	4,070.00	117.00	5,866.00	1.00	24.00	1.00	114.00	2,625.00	58,526.00
NOVIEMBRE	2,008	2,327.00	41,167.00	187.00	3,117.00	118.00	4,803.00	1.00	1.00	1.00	166.00	2,634.00	49,254.00
DICIEMBRE	2,008	2,339.00	35,492.00	189.00	2,668.00	117.00	4,177.00	1.00	17.00	1.00	159.00	2,647.00	42,513.00
	TOTAL m3	516,530.0		36,667.0		54,831.0		272.0		2,571.0		610,871.0	
	MÍNIMO	2,265.0	35,492.0	163.0	2,668.0	108.0	4,072.0	1.0	1.0	1.0	114.0	2,548.0	42,513.0
	MÁXIMO	2,381.0	56,740.0	190.0	4,070.0	120.0	6,102.0	2.0	66.0	2.0	578.0	2,672.0	65,667.0
	PROMEDIO	2,323.5	46,957.3	180.3	3,333.4	115.7	4,984.6	1.4	24.7	1.5	233.7	2,403.8	50,905.9
	m3/servicio	20.21		18.49		43.07		18.13		160.69			
	% Del Consumo total	84.56%		6.00%		8.98%		0.04%		0.42%		100.00%	

Datos: Oficina Municipal del Acueducto.

Fuente: Elaboración Propia.

3.2 DISTRIBUCIÓN DEL CONSUMO ACTUAL

La distribución del consumo actual, se presenta asimismo, en el Cuadro 3.1.1 donde se aprecia que los sectores de facturación con los caudales promedio domiciliarios.

Cuadro 3.1.1. Consumos medidos domiciliarios por zona o ruta de facturación

Ruta	Abonados Domiciliarios	Población	Caudal Promedio
1	229	847	3,51
2	199	755	3,13
3	85	322	1,33
4	124	470	1,95
5	469	1.776	7,36
6	195	736	3,05
7	143	540	2,24
8	189	714	2,96
9	210	796	3,30
10	172	651	2,70
11	193	729	3,02
Mastate	76	289	1,20
Los Llanos	39	148	0,61
Total	2.323	8.772	36,4

Fuente: Elaboración propia.

3.3 AGUA NO CONTABILIZADA

Para determinar el ANC, se utilizaron los datos de producción y facturación, donde se midieron los caudales que actualmente están siendo suministrados al sistema y con los datos de consumo de cada uno de del mes de mayo del 2009. Por tanto, se estableció que el ANC es del 50%, cifra que resulta alta, pero que no es inusual en la realidad costarricense.

3.4 PROYECCIÓN DEL CONSUMO.

El consumo futuro de agua se ha proyectado, considerando el ANC, es decir, la demanda de agua que ingresa a los domicilios más el ANC que se producen en el sistema, sea por pérdidas físicas como comerciales.

Este consumo de agua se determina a partir de los datos anteriores sobre del consumo actual, tomando en cuenta la cobertura del sistema, la cobertura de la micromedición, la dotación (medida y no medida) , según se explica en el Anexo 1 de forma desglosada para períodos cada cinco años.

En el Cuadro 3.4.1, se presenta el cálculo de la proyección del consumo de agua para el Sistema de Orotina, con la totalidad de los habitantes de los distritos del área de estudio.

La producción actual de las nacientes y las captaciones superficiales es insuficiente para cubrir el consumo máximo diario estimado en el horizonte del proyecto en época de estiaje. Por lo que se debe de inyectar más agua al sistema.

Cuadro 3.4.1: Proyección del consumo

PROYECCION DE LA DEMANDA DE AGUA OROTINA						
No	DESCRIPCION	2010	2015	2020	2025	2030
1	POBLACION PROYECTADA	10.897	11.817	12.766	13.745	14.752
2	COBERTURA	100%	100%	100%	100%	100%
3	POBLACION SERVIDA	10897	11817	12766	13745	14752
4	PORCENTAJE CON MEDICION	98%	98%	98%	98%	98%
5	PORCENTAJE SIN MEDICION	2%	2%	2%	2%	2%
6	POBLACION SERVIDA CON MEDICION	10679	11580	12511	13470	14457
7	POBLACION SERVIDA SIN MEDICION	218	236	255	275	295
8	CONSUMO RESIDENCIAL					
9	DOTACION MEDIDA LPPD	179	179	179	179	179
10	DEMANDA DOMESTICA MEDIDA L/S	22	24	26	28	30
11	CONSUMO RESIDENCIAL NO MEDIDO					
12	DOTACION LPPD	269	269	269	269	269
13	DEMANDA DOMESTICA NO MEDIDA L/S	1	1	1	1	1
14	CONSUMO TOTAL RESIDENCIAL L/SEG	23	25	27	29	31
15	DOTACION PROMEDIO RESIDENCIAL LPPD	181	181	181	181	181
16	CONSUMO COMERCIAL					
17	% CON RESPECTO CONSUMO TOTAL	7%	7%	7%	7%	7%
18	DEMANDA COMERCIAL L/S	1,57	1,70	1,84	1,98	2,13
19	CONSUMO RESPRODUCTIVO					
20	% CON RESPECTO CONSUMO TOTAL	11%	11%	11%	11%	11%
21	DEM. INDUSTRIAL L/SEG	2,35	2,55	2,75	2,96	3,18
22	CONSUMO PREFERENCIAL Y GOBIERNO					
23	% CON RESPECTO CONSUMO TOTAL	0%	0%	0%	0%	0%
24	DEMANDA OFICIAL L/SEG	0,08	0,09	0,10	0,11	0,11
25	OTROS USOS					
26	% CON RESPECTO A DEMANDA TOTAL	3%	3%	3%	3%	3%
27	OTROS USOS (L/SEG)	1	1	1	1	1
28	AGUA NO CONTABILIZADA					
29	% CON RESPECTO A DEMANDA TOTAL	40%	30%	28%	25%	25%
30	ANC EN L/SEG	19	13	13	12	13
31	CONSUMO PROMEDIO DIARIO TOTAL (L/SEG)	47	43	45	47	50
32	DOTACION BRUTA EN LPPD	372	317	308	295	295
33	CONSUMO MAXIMO DIARIO (L/SEG)	53	49	52	54	58
34	CONSUMO MAXIMO HORARIO (L/SEG)	68	66	70	74	79

Fuente: Elaboración Propia.

3.5 DISTRIBUCIÓN DEL CONSUMO FUTURO

Para la distribución de la demanda futura, se han considerado las proyecciones por distrito antes descritas, de tal forma que se proyecten el consumo máximo diario total, en cada una de ellos, tal como se muestra en el Cuadro 3.5.1.

Cuadro 3.5.1: Distribución del consumo

Descripción	2010	2015	2020	2025	2030
POBLACION PROYECTADA	10.897	11.817	12.766	13.745	14.752
DOTACION BRUTA EN LPPD	372	317	308	295	295
CONSUMO PROMEDIO DIARIO TOTAL (L/SEG)	47	43	45	47	50
CONSUMO MAXIMO DIARIO (L/SEG)	53	49	52	54	58
CONSUMO MAXIMO HORARIO (L/SEG)	68	66	70	74	79

Fuente: Elaboración Propia.

4 BALANCE HÍDRICO DEL SISTEMA

Esta sección contiene los balances de agua, sin proyecto con la determinación de los déficits esperados hasta el año 2030. En consecuencia, el balance de agua parte de los valores de la producción de las fuentes actuales y de la proyección del consumo de agua.

4.1 BALANCE DEL SISTEMA ACTUAL

Con base en el caudal de producción mínima establecida 46.6 l/seg, en el Cuadro 4.1.1 se muestra el balance de agua del sistema hasta el año 2030, sin que se incorporen nuevas fuentes de agua.

Cuadro 4.1.1: Balance de agua del sistema actual

Descripción	2010	2015	2020	2025	2030
CONSUMO MAXIMO DIARIO (L/SEG)	53	49	52	54	58
PRODUCCION ACTUAL MINIMA	46	46	46	46	46
DEFICIT O SUPERAVIT DEL SISTEMA	7	3	6	8	12

Fuente: Elaboración Propia.

Tal y como se ha comentado en la actualidad la producción es insuficiente para cubrir la demanda y al final del período de análisis existiría un déficit de 12 l/seg.

5 DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LA POBLACIÓN Y DEL CONSUMO FUTURO

5.1 ZONAS DE PRESIÓN

Para satisfacer los requerimientos de presiones de servicio mínimas y máximas en las redes de distribución, así como racionalizar su funcionamiento y operación, el área de abastecimiento fue subdividida en zonas de presión, las cuales, por obedecer a criterios hidráulicos, se explican adelante en 6.3 Cada zona de presión es abastecida desde un tanque o a partir de válvulas reductoras de presión, de manera que exista un elemento que controle la presión a la entrada de la zona, de forma tal que esta no sea inferior a 10 mca a la hora de mayor consumo de cualquier día a lo largo del periodo de análisis y que a la vez limite la cota inferior de la zona, de forma tal que la presión estática no supere los 70 m.c.a.

La población y el consumo futuros, han sido proyectados y distribuidos geográficamente, según zona de presión.

5.2 DISTRIBUCIÓN DE LA POBLACIÓN Y DEL CONSUMO POR ZONA DE PRESIÓN

Para efectuar la distribución espacial de la población, se han considerado además de las zonas de presión, aspectos urbanísticos principalmente referidos a la densidad de población, de tal forma que la población futura no supere en ninguna zona, densidades del orden de los 150 hab/ha.

A partir de la proyección de población por distrito realizada y mostrada en el Cuadro 2.2.1 se proyectó la población actual según su ubicación en las zonas de presión. En ningún caso se alcanzaron valores de densidad elevados, dada las condiciones de grandes extensiones de terreno existentes. En el Cuadro 5.2.1 se presenta la distribución espacial de la población futura y del consumo por zona de presión, al año 2030. Las zonas de presión se muestran en la Figura 6.3.2 y en forma detallada en los planos del Anexo 3.

Cuadro 5.2.1: Distribución espacial de la población futura -año 2030- y del consumo, según zonas de presión

Zonas	Nombre	Población	Q Promedio (l/seg)	Q M D (l/seg)
1	Zona Alta	2,493	8.50	9.8
2	Orotina Centro	11.541	39.4	45.3
3	Los Llanos	718	2.5	2.88
TOTALES		14.752	50.4	58

Fuente: Elaboración propia.

6 PROYECTO PROPUESTO

6.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO PROPUESTO

Del análisis de la producción del sistema (tratado en la sección 1), se concluye que con los manantiales captados y los caudales producidos por estos, así como la utilización de las aguas superficiales captadas de la quebrada La Plata, no se cubre la demanda proyectada al año 2,030, horizonte del proyecto.

La municipalidad considera que es preferible no utilizar las aguas de la quebrada La Plata, por varias razones, dado que aguas abajo de la captación los campesinos toman el agua de la misma para riego y siempre se generan conflictos con estos; también considera la municipalidad que la calidad del agua de La Plata, en comparación con la calidad de las aguas de la quebrada La Máquina son inferiores. Por lo anterior consideran mejor utilizar las aguas de La Máquina.

Otra opción que ha analizado la consultora es la construir un campo de pozos cercanos a las líneas de conducción, en el área aluvial del río Turrubares, opción que de acuerdo con el estudio hidrogeológico preliminar realizado en el marco del proyecto, no es posible definir en la actualidad, °ya que el mencionado estudio concluye que no existe actualmente suficiente información sobre otras perforaciones cercanas al sitio pretendido, que brinden datos confiables, por lo que sugiere que se efectúen perforaciones exploratorias para cuantificar el verdadero potencial del acuífero (Ver informe Hidrogeológicos en el Anexo 3).

Por otro lado, debido a que la Municipalidad ya ha tomado la decisión de captar la quebrada La Máquina, al punto de que ya ha realizado los diseños de la captación y la línea de conducción e incluso gestiona un empréstito para su construcción con el IFAM, la consultora asume para efectos del presente estudio, que se dispondrá a muy corto plazo del agua de esa quebrada, con el caudal de diseño de 39 l/seg en el sitio de los quebra gradientes del Higerón.

Por lo tanto el proyecto propone seguir utilizando los manantiales actualmente captados que en conjunto suman 21.7 l/seg y el agua de la Máquina que es de 39 l/seg, es decir alcanzando una disponibilidad de agua de 60.7 l/seg, superior a los requerimientos o demanda al horizonte del proyecto 58 l/seg.

Sobre el uso de las aguas de la Quebrada La Máquina, se consideran dos aspectos:

- Uno es que se ***tendrá recursos con dos calidades de agua diferentes***, es decir el agua de los manantiales, que requiere únicamente desinfección para su potabilización y el agua de La Máquina, que requiere de tratamiento en una planta de filtración rápida.
- El segundo punto es que la disponibilidad de agua excede la capacidad de transporte de las líneas de conducción que según los cálculos efectuados es de 51 l/seg.

Considerando estos dos aspectos, el proyecto plantea que la línea actual de mayor capacidad (200 mm) de transporte, -capacidad estima en 33 l/seg-, transporte el agua de las nacientes, 22 l/seg, derivando de esta línea el agua a la comunidad del Llano y que el agua cruda -39 l/seg provenientes de Qda La Máquina- sea transportado mediante el tubo existente conocido como línea vieja (con capacidad actual 18 l/seg), reforzándolo con una línea paralela nueva, de diámetro de 150 mm con una capacidad nominal de 18 l/seg. De tal forma que se puedan transportar $22+18+18= 58$ l/seg que es el caudal requerido.

El agua de las nacientes se conduciría directamente a los tanques de almacenamiento donde se le aplicaría la desinfección, mientras que el agua cruda de la máquina se conduciría hasta Orotina, construyendo una planta potabilizadora de filtración rápida contiguo a los actuales tanques conocidos como los tanques de Manuel Ulloa, la planta propuesta es de 40 l/seg.

El estudio propone, la conformación de tres zonas de presión, esta zonificación se da en función de la topografía y de los caudales disponibles en las fuentes en relación a los consumos proyectados dentro de la zona.

Un tema no menos importante que define el proyecto es la optimización del almacenamiento en el sistema, con la idea central de aprovechar al máximo la infraestructura. Con relación a esto y como se propone la construcción de una planta potabilizadora, se establece que el faltante de almacenamiento se solventa en forma integral con la construcción de la planta potabilizadora.

6.2 CONDUCCIONES

Como se mencionó las conducciones actuales presentan pérdidas de caudal del orden de 11%, lo cual se considera muy alto, por lo cual se recomienda hacer estudios a profundidad de ambas líneas, para determinar si esto obedece a fugas muy localizadas o en su defecto a una falla a lo largo de las mismas por antigüedad de los tubos. En este momento no existen estudios a fondo del estado de las mismas, se recomienda hacer estos estudios para poder determinar si a mediano o largo plazo se requiere una sustitución parcial o total de las mismas, así como mejoras u optimización de las mismas ubicando válvulas de expulsión de aire. Estos estudios deben incluir cateos, mediciones para localizar fugas, cálculos de coeficientes de rugosidad etc.

Se debe de construir, como parte de las mejoras un puente sobre el Río Grande de Tárcoles para el paso de las conducciones por este, debido a que en este momento las tuberías penden de unos cables que pueden correr la misma suerte que el puente colgante que existía en ese lugar y dejar sin abastecimiento Orotina por un tiempo largo. El puente propuesto es de 65 metros de longitud.

Como ya se explicó se requiere la construcción de una línea paralela a las existentes cuyo diámetro debe ser de 150 mm para que tenga la capacidad de conducir 18 l/seg del agua cruda de La Máquina.

En el Cuadro 6.2.1 se muestra la estimación de la tubería que se requiere, calculada con presiones según la línea piezométrica y no la estática con el objeto de que la línea sea más económica. Se debe ser claro que con este planteamiento en la línea no se puede colocar válvula al ingreso de los tanques ya que si la llegan a cerrar, presurizaría la línea de conducción con la presión estática que es mucho mayor.

Cuadro 6.2.1: Composición de la línea de conducción propuesta

Diámetro	Material	Clase	Longitud (m)
150	PVC	SDR-26	3.712
150	PVC	SDR-17	1.245
150	HD	K-9	6.562

Fuente: Elaboración propia

Esta nueva línea de conducción se deberá construir en el año 2020 ya que las líneas actuales tienen capacidad de transporte para cubrir las necesidades hasta ese año.

6.3 PLANTA POTABILIZADORA

Como se ha mencionado las aguas de la quebrada La Máquina son aguas superficiales crudas, por lo tanto deben de tratarse, mediante una planta potabilizadora de filtración rápida.

Desde el punto de vista sanitario, no se concibe suministrar aguas superficiales directamente a los usuarios sin un debido tratamiento.

Dependiendo de las condiciones de calidad del agua, eventualmente el tratamiento requerido básicamente será de filtración directa y desinfección, pero dependiendo del resultado de los análisis que deben de practicarse puede tratarse de una planta completa, es decir con un tren de procesos que permita tratar las aguas superficiales con turbiedad media.

La planta de potabilización se debe diseñar por medio de filtración rápida, con la tecnología desarrollada por el CEPIS, para 40 l/seg. La potabilizadora debe contar con capacidad de realizar una filtración directa, si las condiciones de calidad del agua así lo permiten.

La tecnología CEPIS es quizás la que más se utiliza a nivel de Latinoamérica en plantas de tratamiento. Lo anterior obedece a su versatilidad, principalmente en relación a su fácil adaptación a la variabilidad de caudales y turbiedades del agua en tratamiento, fácil operación (una única persona puede operar una planta de tratamiento), bajo costo energético debido a que, a excepción de la dosificación de los químicos, toda la operación es hidráulica a gravedad.

Para el diseño se deben de hacer los estudios técnicos de calidad y tratabilidad del agua para poder predimensionar los reactores a diseñar.

Lo ideal es efectuar muestreos a lo largo de todo un invierno, con énfasis en el inicio del mismo (finales de abril inicios de mayo), puesto que es en esa época cuando se presentan las mayores turbiedades, debido a que con el inicio de lluvias, las cuencas evacúan todos los sedimentos acumulados en ellas en el verano.

Únicamente con los resultados de los análisis de calidad de las aguas a tratar se puede establecer el tren de procesos que se requieren para tratar el agua proveniente de la Quebrada La Máquina, a continuación se describen (a modo de referencia) los procesos básicos que se emplearían en el caso de que se requiera un tratamiento completo y no únicamente una filtración directa.

Mezcla Rápida → Floculadores → Sedimentadores → Filtros rápidos → Cámara de Contacto.

Mezcla Rápida

Es la unidad donde se mezcla el floculante con el agua en tratamiento.

Los Floculadores

Los floculadores tienen como objeto procurar una correcta agitación lenta, con velocidades decreciente, a la masa de agua floculada, lo que en última instancia deriva en un crecimiento de los flóculos y su suspensión hasta que los mismos salgan de la unidad. La energía empleada en este caso es totalmente hidráulica. Existen varios arreglos de floculadores, tales como de pantallas horizontales, verticales, tipo Alabama y Cox entre otros, el presente caso se sugiere el empleo de floculadores de pantallas de flujo vertical, dado a que requieren de menos área.

Sedimentadores

Luego de formados los flóculos, estos deben de ser retirados del agua, acción que se logra utilizando decantadores o sedimentadores, existen varios tipos, se sugiere el empleo de decantadores de flujo laminar o de alta tasa. Estos decantadores tratan caudales mayores en áreas y estructuras menores de las que requerirían los decantadores convencionales y su eficiencia es mayor, igualmente su acción es totalmente por acción de hidráulica por lo que no requieren de energía eléctrica para su operación.

Batería de Filtros

Los filtros son la unidad de pulido de la calidad física del agua, siendo la última estación en la consecución de este objetivo. Es donde se retiene por cribado y acción de las fuerzas eléctricas, todos aquellos flóculos que no lograron decantar en las unidades diseñadas al efecto. La eficiencia de un filtro va en relación directa con la eficiencia de las unidades previas a estos, arriba mencionadas. Los filtros sugeridos para esta planta son de medio dual, es decir que la capa filtrante va a estar constituida por dos materiales distintos:

- Arena (de origen sílico), debidamente graduada, con ciertos requisitos de calidad.
- Antracita (a base de carbón activado).

Esta concepción del medio filtrante permite tasas de filtración mayores a las que pueden brindar filtros de un único medio filtrante. Esto redundaría en una menor área de filtración con los consecuentes beneficios económicos en terreno y estructura.

El tipo de batería filtrante sugerido se le conoce como de tasa declinante, debido a que la velocidad de filtración va declinando en las diferentes unidades a medida de que aumenta la caída de presión sobre el lecho filtrante.

Desinfección

Se sugiere que la desinfección sea mediante el empleo de solución de cloro (que se consigue preparada en el mercado nacional) mediante una bomba dosificadora de pulsos, que permita graduar la dosis de cloro en solución a aplicar.

6.4 ZONAS DE PRESIÓN

El sistema de distribución se ha subdividido en zonas de presión, de manera que las presiones en las redes superen los 10 mca en las condiciones más críticas de servicio y las máximas no excedan los 70 mca en condición estática.

Esta zonificación ha permitido, no solo dimensionar las redes de distribución, sino determinar la distribución de los caudales entre tanques y redes, así como definir los requerimientos de almacenamiento y sus volúmenes.

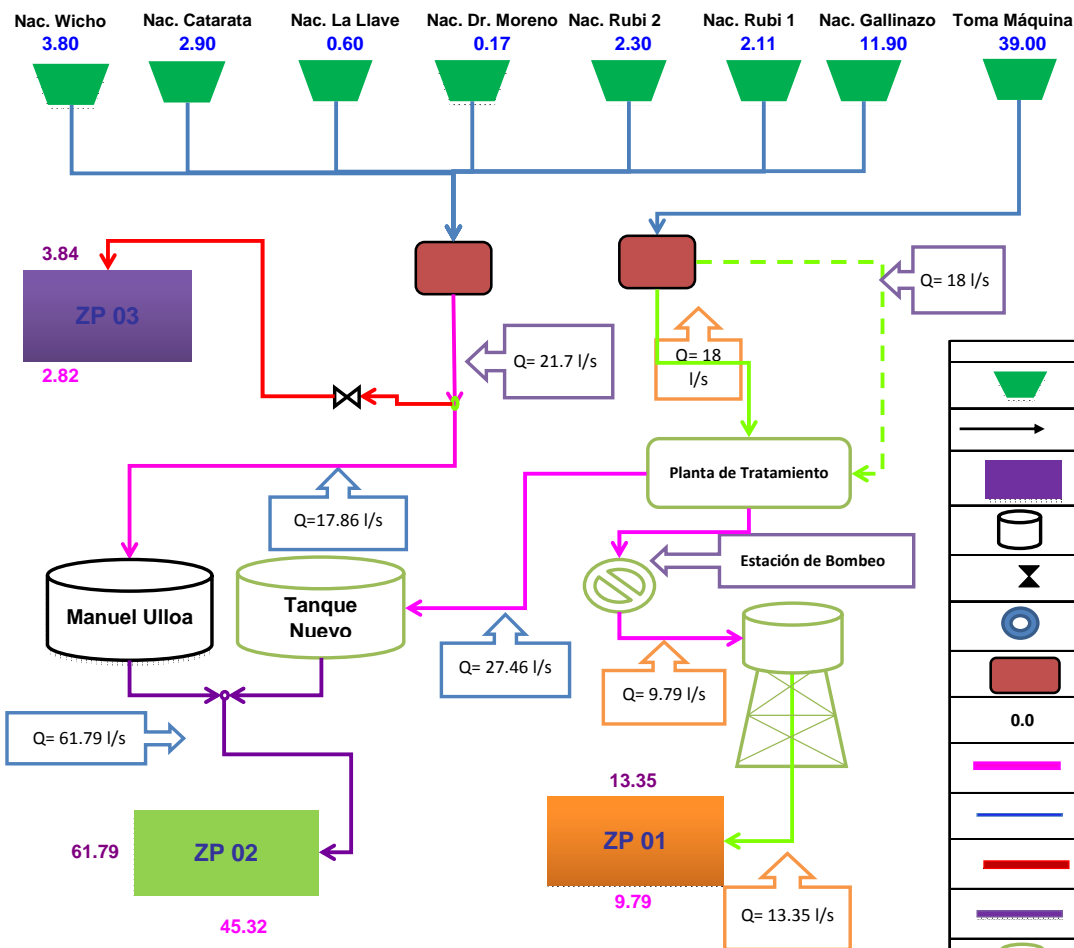
A continuación se describen las zonas de presión que se muestran en forma esquemática en la Figura 6.3.1 y en detalle en la Figura 6.3.2. En la Figura 6.3.3 se muestra el Balance Hídrico con la zonificación propuesta y los caudales al 2010.

Figura 6.3.1: Esquema de Zonas de Presión

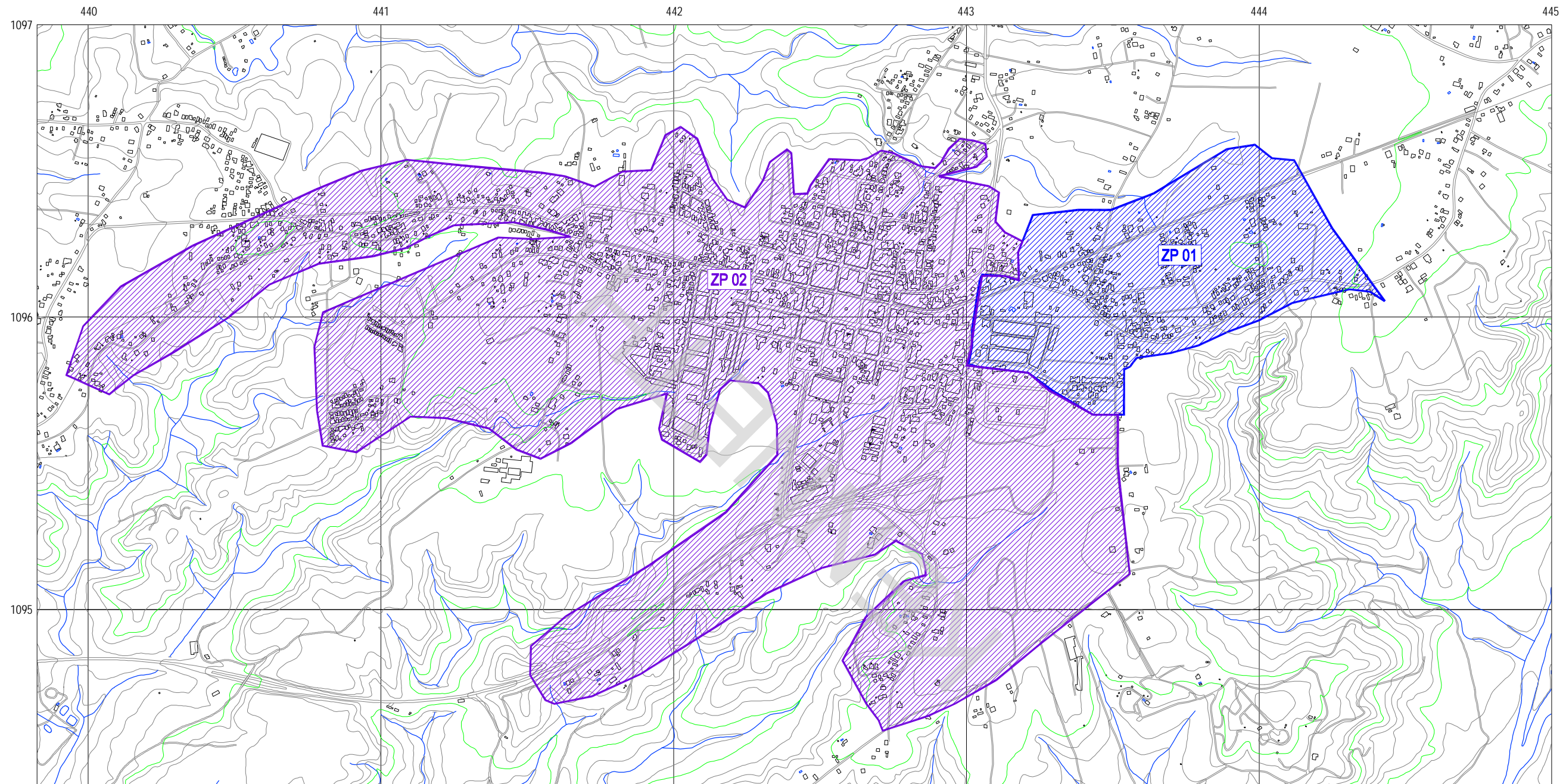
ZONIFICACION PROYECTADA DE OROTINA (Toma superficial La Maquina)

ZP 03		
Producción	DMH	Déficit / superavit
21.70	3.84	17.86
ZP 01		
Producción	DMD	Déficit / superavit
39.00	9.79	29.21
ZP 02		
Producción	DMD	Déficit / superavit
47.07	45.32	1.75

Balance Total		
Producción	DMD	Déficit/superavit
60.70	58.95	1.75

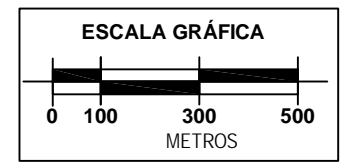


SIMBOLOGIA	
	Captación actual
	Línea de conducción o distribución
	Centro de población
	Tanque de almacenamiento
	Válvula hidráulica
	Pozo de producción
	Tanque reunión
0.0	Caudal l/seg
	Demanda máxima diaria l/seg
	Caudal de suministro actual l/seg
	Caudal de fuentes nuevas l/seg
	Caudal maximo horario l/seg
	Obras nuevas



OROTINA ZONAS DE PRESIÓN

ESCALA GRÁFICA



PROYECTO:
**Programa de Agua Potable y Saneamiento
para el Nivel Subnacional**

OROTINA

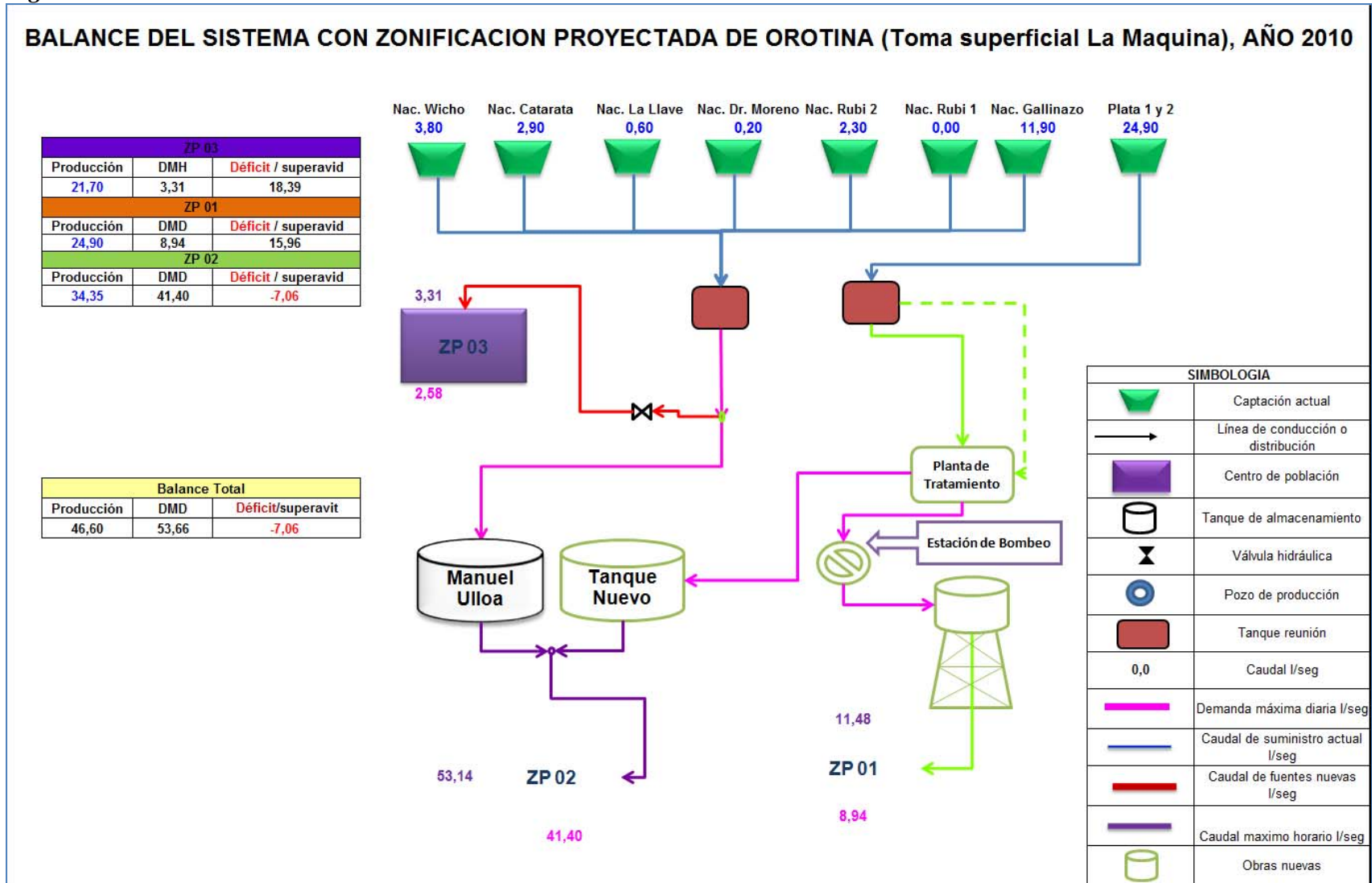


CONTENIDO:
OROTINA ZONAS DE PRESIÓN

ESCALA:
GRÁFICA
ARCHIVO:
FIGURAS.DWG
FECHA:
ABRIL 2010

FIGURA:
6.3.2

Figura 6.3.3. Balance del Sistema al Año 2010.



6.4.1 Zona de Presión 1, Barrio La Arboleda

Abastece básicamente la zona conocida como La Arboleda, que se ubica muy cerca al sitio donde se ubican los tanques Manuel Ulloa. Debido a la cercanía, las presiones de servicio continuarían muy bajas si el abastecimiento sigue dependiendo de la tubería que sale del tanque de almacenamiento asentado. Para resolver este problema se propone interconectar a este pequeño sector a un nuevo tanque elevado metálico que se debe construir contiguo a la construcción de la planta depuradora. El tanque debe tener una elevación de mínima de 15 a la base de mismo. Esta zona va abastecer desde los 252 m.s.n.m. hasta llegar a una elevación de 228 m.s.n.m. es un área muy pequeña, la intención es que la zona se extienda únicamente hasta donde las tuberías madres que salen de los tanques asentados puedan ofrecer la presión mínima requerida de 10 m.c.a.

6.4.2 Zona de Presión 2, Orotina

Comprende el abastecimiento del centro de la ciudad de Orotina y el ramal hacia la zona de Mastate. Se abastece directamente de las líneas que se interconectan a los tanques y estos a la planta de tratamiento en la zona de los tanques Manuel Ulloa. Esta zona de abastecimiento se extiende desde los 234 m.s.n.m. hasta los 180 m.s.n.m.

6.4.3 Zona de Presión 3, Los Llanos

Se trata de una pequeña zona en Los Llanos que se ubica después de cruzar el Río Grande de Tárcoles camino a Turrubares. Es una pequeña comunidad que se abastece directamente de la línea de conducción situación que no es correcta como ya se ha mencionado. En este estudio no se recomienda una zona como tal dado lo pequeño de la población, los caudales si se han considerado tanto en la proyección de la demanda como también en la comprobación de los caudales a trasegar.

6.5 ALMACENAMIENTO REQUERIDO

La definición de las zonas de presión y de sus consumos, establecidos en el Cuadro 6.4.1, así como el esquema de distribución de caudales de la figura 6.3.1, resultado paralelo del análisis hidráulico del sistema mediante el modelo WaterCad, permite la definición de las necesidades de almacenamiento para atender los requerimientos del consumo en el año 2030, de acuerdo con los criterios de diseño.

En el Cuadro 6.4.1 se muestra el cálculo del almacenamiento requerido en el sistema, por zona de presión.

Cuadro 6.4.1.: Cálculo del almacenamiento requerido por zona de presión

Zonas	QMD l/seg	QP l/seg	Vol Requerido m3	Vol Existente m3	Déficit /Superávit m3	Tanques propuestos m3
ZP 01	9.79	8.51	235	0	(235)	240
ZP 02	45.32	39.40	1089	700	(389)	400
ZP 03	2.82	2.45	68	0	(68)	0
Totales	57.92	50.37	1,393	700	(693)	640

Fuente: Elaboración Propia.

Como se observa se proponen la construcción de dos tanques, uno o dos para la zona 01, elevado metálico cuyo volumen total sea de 240 m³ y otro como complemento del almacenamiento de la zona 2 de 400 m³, asentado de concreto.

No se recomienda colocar almacenamiento para la zona del Llano, por tratarse de una población muy pequeña y que los caudales máximos horarios se pueden cubrir perfectamente con la producción de las nacientes, así como los caudales de emergencia.

6.6 REDES DE DISTRIBUCIÓN

En el apartado 1.6.2 se trató el tema de la composición actual de la red de distribución, detectándose que existen tuberías de diámetro mayor a 150 mm que son de materiales ya en desuso o que han cumplido su vida útil, tales como asbesto cemento o hierro fundido y algunos de hierro galvanizado, estas tuberías se propone cambiarlas. En el cuadro 6.5.1 se muestra un resumen de las tuberías de diámetro mayor que se propone cambiar.

Cuadro 6.5.1 Sustitución de tuberías de diámetro mayor

<i>Diámetro (mm)</i>	<i>Longitud (m)</i>	<i>Material</i>
250	361	AC
300	143	AC
250	862	HF
Totales	1,366	

Fuente: Elaboración Propia.

También se propone cambiar las tuberías de diámetro menor a 50 mm y todas aquellas que a pesar de que tienen un diámetro aceptable mayor a 50 mm pero que sea de hierro fundido o galvanizado.

6.7 VÁLVULAS HIDRÁULICAS

La única válvula hidráulica propuesta es en la tubería que abastecería la comunidad de los Llanos que es una válvula reductora de presión que se debe calibrar a 20 m.c.a. como presión de salida.

6.8 MACROMEDICIÓN Y SISTEMA DE CONTROL OPERACIONAL

Se propone establecer un sistema de macromedición y control operacional, que al menos contemple:

1. La medición continua de los caudales en cada tubería de ingreso a cada tanque, así como de los niveles continuos en estos.
2. Proveer un sistema de recolección continua de la información registrada por los macromedidores y por los sensores de nivel de los tanques, en un sistema dattaloger instalado en el propio sitio de los tanques, que permita lectura de los datos en sitio y recolección periódica mediante descarga a un computador portátil.
3. Dar previsión al sistema para en una etapa siguiente de su desarrollo, enviar la información teleméricamente hacia una computadora en la Municipalidad.
4. Prever el sistema para ser equipado posteriormente con un sistema SCADA en un computador de la oficina del Acueducto, alcanzándose así el control operacional en línea del acueducto.

En el presupuesto de las obras, se incluyen los costos globales de la implementación de los dos primeros puntos arriba señalados, en donde el precio por punto corresponde a un promedio que considera: un macromedidor electromagnético o ultrasónico, un sensor de nivel y una estación de recolección y envío de información.

6.9 ETAPAS DE IMPLEMENTACIÓN DEL PROYECTO PROPUESTO

Ha quedado evidenciado que el acueducto de Orotina requiere de obras urgentes y de gran envergadura, pero el hablar de etapas es algo difícil dada la urgencia existentes. A pesar de esto se proponen dos etapas de ejecución que más que etapas son un orden de prioridades.

Etapa I

- Construcción de la obra de toma, línea de conducción y desarenado de las aguas de la quebrada La Máquina.
- Construcción de puente sobre el Río Grande de Tárcoles para el paso de las tuberías de conducción
- Construcción de la planta depuradora con una capacidad de 40 l/seg, contiguo a los tanques existentes Manuel Ulloa.
- Construcción del Tanque elevado de 240 m³ y línea de interconexión, propuesto, contiguo a la planta para abastecer la zona 1.
- Separación de las zonas de presión.

Etapa II

- Cambio de las tuberías de mayor diámetro cuyos materiales ya son obsoletos o cumplieron su vida útil (HF, AC).
- Construcción del complemento de almacenamiento de 400 m³ contiguo a los tanques Manuel Ulloa existentes. (Este volumen se puede incorporar directamente en el tanque de aguas claras de la planta de tratamiento con la construcción de la misma).
- Cambio de las tuberías cuyos diámetros son inferiores a 50 mm.
- Cambio de aquellas tuberías mayores a 50 mm pero de materiales como hierro fundido o hierro galvanizado.
- Implementación de Telemetría.
- Completar la medición tanto de en los servicios fijos como también sustitución de hidrómetros dañados.
- Instalación de Hidrantes.

Etapa III

- Construcción de la nueva línea de 150 mm desde el Higuierón hasta el sitio de tanques y planta de tratamiento.

6.10 OBRAS PROPUESTAS

Las siguientes son las obras propuestas a ejecutar con el proyecto desarrollado.

- ⇒ Captación, línea de conducción y desarenador de la quebrada La Máquina, este proyecto lo desarrolla en la actualidad la Municipalidad.
- ⇒ Estudio y optimización de las dos líneas de conducción existentes entre el Higuierón y Orotina.
- ⇒ Diseño y construcción de un puente de 65 m de longitud que sirvan de soporte para el paso de la tubería por el Río Grande de Tárcoles.
- ⇒ Instalación de una válvula reguladora de presión y concentrar el abastecimiento de Los Llanos en una única salida con la presión regulada.
- ⇒ Diseño y construcción de la Planta Potabilizadora de 40 l/seg, con tecnología Cepis, para tratar las aguas de la quebrada La Máquina contiguo al sitio actual de tanques en Orotina.
- ⇒ Construcción del tanque elevado contiguo a la planta de tratamiento para abastecer la zona 1, el o los tanques deben ser metálico con una capacidad total de 240 metros cúbicos.
- ⇒ Interconexión del tanque elevado con la zona a abastecer, mediante la instalación de tubería, para esto se deben de instalar 260 metros en tubería de 150 mm y 1, 1171 metros en tubería de 100 mm, todo en tubería P.V.C. SDR 26.
- ⇒ Separación de las zonas de presión.
- ⇒ Construcción del complemento de almacenamiento de 400 metros cúbicos, mediante un tanque asentado contiguo a los existentes. Este almacenamiento puede ser adicionado al

volumen del tanque de aguas claras de la planta potabilizadora, pero esto se decide a la hora del diseño.

- ⇒ Sustitución de la tubería de mayor diámetro en la red que presenta materiales obsoletos o que han cumplido su vida útil, ver Cuadro 6.8.1.

Cuadro 6.10.1. Tubería de mayor diámetro a sustituir

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Material
250	597	AC
300	360	AC
250	934	HF
Totales	1,891	

Fuente: Elaboración propia.

- ⇒ Sustitución de todas aquellas tuberías de diámetro menor a 50 mm.
- ⇒ Construcción de la nueva línea de conducción desde el Higuerón hasta el sitio de la nueva planta, contiguo a los tanques Manuel Ulloa. Esta línea según la conformación dada en el Cuadro 6.2.1.

6.11 PRESUPUESTO DE LAS OBRAS A EJECUTAR, POR ETAPA

En el Cuadro 6.11.1 se muestran las obras a ejecutar y su presupuesto.

Cuadro 6.11.1 Presupuesto de obras del Plan Maestro

Presupuesto de mejoras al sistema de Orotina					
Nº	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo (US \$)	
				Unitario	Total
A	Obras nuevas de suministro				
1	Captación La Maquina 39 l/s	Unidad	1	62.314	62.314
2	Desarenador La Máquina 39 l/s	Unidad	1	62.069	62.069
3	Planta Tratamiento 40 l/s	Unidad	1	334.077	334.077
4	Interconexión toma La Máquina				
4,1	Tubería PVC SDR-26 150mm s/campo	m	9906	54	535.320
	Tubería PVC SDR-26 200mm s/campo	m	1600	78	124.816
5	Accesorios	gl			19.804
6	Estación de bombeo	l/s	10	15.000	150.000
7	Estudios adicionales	gl	1	5.000	5.000
	Subtotal				1.293.401
B	Obras de optimización				
1	Mejoras a la cloración	gl	1	15.000	15.000
2	Estudios de optimización de conducción	gl	1	10.000	10.000
3	Macromedición y telemetría	por punto	2	10.000	20.000
	Subtotal				45.000
C	Línea de conducción nueva				
1	Diseño de Línea de conducción				45.516
2	Línea de la conducción				
2,1	Tubería PVC SDR-26 150mm s/Campo	m	3712	54	200.615
2,2	Tubería PVC SDR-17 150mm s/Campo	m	1245	70	87.549
2,3	Tubería HD k-9 150mm s/Campo	m	6562	90	593.566
3	Accesorios	gl			26.452
4	Tanque Quiebragradiante				
4,1	Tanque Quiebragradiante	m3	3	710	2.130
	Subtotal				955.829
D	Ampliaciones de la red				
1	Restauración de la distribución de la Zona de Presión 1				
1,1	Tubería PVC SDR-26 50mm s/asfalto	m	1100	39	43.395
1,2	Tubería PVC SDR-26 100mm s/asfalto	m	1560	52	81.510
1,3	Tubería PVC SDR-26 150mm s/asfalto	m	860	73	62.728
2	Restauración de la distribución de la Zona de Presión 2				
2,1	Tubería PVC SDR-26 50mm s/asfalto	m	3337	39	131.652
2,2	Tubería PVC SDR-26 150mm s/asfalto	m	275	73	20.059
3	Válvulas hidráulicas				
3,1	Válvula reductora de presión 100mm	Unidad	1	7.060	7.060
4	Medidores	Unidad	700	125	87.500
5	Tanque				
5,1	Tanque elevado Zona 1		240	910	218.400
5,1	Tanque de Manuel Ulloa		400	420	168.000
5,2	Terreno para tanque		150	60	9.000
6	Accesorios	gl			10.180
	Subtotal				839.484
E	Mejoras a red existente				
1	Tuberías en malas condiciones				
1,1	Tubería PVC SDR-26 250mm s/asfalto	m	1535	117	179.756
1,2	Tubería PVC SDR-26 300mm s/asfalto	m	360	156	56.200
2	Desconexión de tubería	Unidad	28	150	4.200
3	Reconexión de previstas	Unidad	2.335	50	116.750
4	Cambio de válvulas				
4,1	Válvula compuerta 100mm @ 300m	Unidad	76	477	36.252
5	Hidrantes (radio 150m)				
5,1	Hidrante y accesorios	Unidad	64	1.500	96.000
6	Paso Aéreo de tubería				
6,1	Paso Aéreo de tubería (tuberías existentes)	ml	65	1.500	97.500
7	Accesorios	gl			7.079
	Subtotal				593.736
	Total 1				3.727.450
	Imprevistos 15 %				559.118
	Total 2				4.286.568
	Administración y supervisión				450.090
	Total 3				4.736.657

Fuente: Elaboración propia

6.12 CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DEL PLAN MAESTRO

En la figura 6.12.1 se muestra el cronograma propuesto para la ejecución de las obras.

Figura 6.12.1: Cronograma para la ejecución del Plan Maestro

ETAPAS	ACTIVIDADES	AÑOS																			Total		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19		20	
ETAPA I	Mejoras al sistema, programa de ANC y gestión del recurso hídrico																						
	Estudios finales para la definir la captación de Quebrada la máquina y tratamiento completo del agua, construcción de tanque de almacenamiento y sistema de rebombear. Construcción de paso sobre el río Tárcoles																						
ETAPA II	Elaboración de sistema de telemetría, cambio de diámetros y tuberías, instalación de válvulas para cierres de mantenimiento																						
ETAPA III	Cambio de medidores e instalación de hidrantes																						
COSTOS DE IMPLEMENTACION EN MILES DE US\$		477.457	477.457	477.457	863.980	1.167.635	702.586	303.655	303.655	0	12.408					12.408					12.408	4.811.107	

6.13 ASPECTOS AMBIENTALES

Los aspectos ambientales se muestran en el Anexo 10.

6.14 PROGRAMAS DE GESTIÓN DE LOS SISTEMAS

6.14.1 Plan para la reducción del agua no contabilizada.

Las premisas y proyecciones del Plan Maestro están basadas en una reducción significativa del agua no contabilizada. Por lo tanto es imprescindible ejecutar y mantener un plan en este sentido.

Este plan, que se describe en detalle en el Anexo N° 9, comprende los siguientes subproyectos:

1. Metodología de cálculo y desagregación de pérdidas
2. Censo de usuarios y catastro de micro medidores
3. Catastro de redes de agua potable y alcantarillado
4. Metodología de evaluación de sectores operativos
5. Modelación matemática de sistemas de agua potable
6. Pre -diseño de proyectos de macro medición y micro medición a nivel local
7. Programa de Uso racional del agua

En el Anexo 9, para cada uno de estos sub-proyectos, se definen:

- Objetivo
- Justificación
- Alcance
- Conceptos principales
- Actividades mínimas en oficina
- Actividades mínimas en campo
- Información técnica a entregar
- Productos

El alcance y complejidad de este programa requiere de su ejecución mediante contratos de consultoría, los cuales se justificarían para regiones o grupos de municipalidades. Lo anterior sin embargo no obvia que gran parte de los principios, objetivos y actividades puedan ser llevados a cabo individualmente por las municipalidades.

El costo estimado para la implementación del programa de agua no contabilizada es de 74,449.00 dólares

6.14.2 Programa de estudio y regularización de los recursos hídricos.

Este programa se propone con el objetivo de estudiar y caracterizar las nacientes actuales y definir las medidas de protección necesarias que aseguren su sostenibilidad en el tiempo. Dentro de las acciones de este programa se incluyen:

- Estudio hidrogeológico de las zonas de recarga de las fuentes.
- Definición de medidas de protección de las fuentes, incluyendo adquisición de terrenos para su protección y regularización del uso del suelo en las zonas de recarga.
- Normalización y legalización de las concesiones de agua.
- Normalización, legalización y adquisición cuando proceda, de los derechos, terrenos y servidumbres.

6.14.3 Implementación de la organización a ser propuesta (estudio en proceso independiente de esta consultoría) en el acueducto.

En paralelo a la presente consultoría, el IFAM ha contratado la ejecución de un estudio de organización y modelo tarifario para las municipalidades objeto del presente estudio. Las recomendaciones de esa consultoría, deberán ser implementadas por las municipalidades.

6.14.4 Seguimiento al Plan Maestro

El Plan Maestro no solo es un instrumento para definir las nuevas obras requeridas por los acueductos. Es también la principal herramienta de planificación para el desarrollo del sistema. En este sentido, la Municipalidad deberá dar seguimiento al Plan Maestro y definir las nuevas obras, los permisos para nuevas urbanizaciones y las obras a ser solicitadas a los desarrolladores urbanísticos en concordancia con el Plan. De especial importancia será regirse en función de las zonas de presión establecidas.

Por otro lado, las desviaciones respecto al plan, tales como crecimiento poblacional diferente al proyectado, establecimiento de urbanizaciones, asentamientos o en general consumos no previstos en el plan o variaciones en los caudales mínimos de las fuentes de producción, deberán ser documentados, de manera que el Plan Maestro pueda ser revisado y actualizado periódicamente, preferiblemente cada cinco años.

PARTE B: SISTEMA DE SANEAMIENTO

1 SISTEMA ACTUAL DE RECOLECCIÓN Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES

Al igual que otras ciudades o centros urbanos de mediana y alta densidad en el país, el manejo de las aguas negras (higiene y baños) en la ciudad se realiza por medio de tanques sépticos y drenajes. Pero en la zona central de la ciudad (cuadrantes centrales y zonas comerciales) el vertido de aguas jabonosas y en algunos casos el vertido del efluente del tanque séptico al alcantarillado pluvial (cunetas, caños y en algunos casos directamente a los colectores pluviales y algunas quebradas), son casos frecuentes de observar.

El vertido de aguas jabonosas a las diferentes cuentas hidrográficas sobre las que se encuentra fundada la ciudad es una actividad muy común y no es sancionada por la Municipalidad o el Ministerio de Salud de la zona. El uso del alcantarillado pluvial para evacuar aguas jabonosas es práctica común, a pesar de ser administrado por la Municipalidad, en incumplimiento de la legislación vigente.

La limpieza de los tanques sépticos es realizada por empresas privadas que se dedican a la recolección y disposición final de estos desechos, mediante la contratación directa realizada por el cliente pero no se cuenta con un adecuado control y seguimiento a la disposición final de dichas aguas o lodos de limpieza.

2 DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL

En resumen, la Ciudad no cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario ni tratamiento de aguas residuales. La mayoría de la población, más del 90%, así como urbanizaciones y locales comerciales utilizan el sistema de tanque séptico y en algunos casos las aguas residuales son descargadas directamente en las quebradas y ríos que atraviesan la ciudad.

Debido a la inexistencia de un sistema público de alcantarillado sanitario, los ríos de la zona presentan altos índices de contaminación, ya que además de recibir descargas directas de aguas negras, a éstas se suman las descargas de aguas jabonosas al drenaje pluvial.

Tal y como se ha indicado, en algunos casos las viviendas, especialmente de bajos recursos, ubicadas en las margenes de los ríos y quebradas no tienen tanque séptico adecuados (capacidad, tiempo de retención, disposición de entradas y salidas, etc) y descargan las aguas negras directo a los cauces, incrementando el efecto de contaminación y presión sobre el uso de los recursos hídrico, limitando totalmente su uso, al transporte y disposición final de aguas negras, dando como resultado final su contaminación y pérdida del ecosistema natural.

Las condiciones de crecimiento de la población en la ciudad han sido positivas, y acompañados por el crecimiento económico de la zona debido a su ubicación como ciudad de paso hacia el Pacífico Central y Sur por la carretera Colón-Caldera y Costanera Sur. Pero este, crecimiento de la población económica y de viviendas, también ha estado acompañado por la presión sobre los recursos hídricos y el uso del suelo de la ciudad debido al vertido de aguas jabonosas y en algunos casos, aguas de salida del tanque séptico, al sistema pluvial y quebradas de la zona.

Tal y como se ha indicado, la empresa privada, ha asumido la responsabilidad de la limpieza de los tanques sépticos pero no cuentan con facilidades de tratamiento final para los lodos de limpieza. El Ministerio de Salud, El AyA y las Municipalidades no han sido capaces de dirigir esfuerzos no solo en el control de la contaminación del recurso hídrico, impidiendo que los camiones de limpieza viertan sus desechos sin tratamiento a los ríos y quebradas de la zona, sino que peor aún no han sido capaces de aportar e implementar soluciones orientadas a brindar estas facilidades y apoyar adecuadamente estas pequeñas empresas que al final lo que han hecho ha sido el asumir las responsabilidades que tanto las Municipalidades, el AyA y las ASADAS han fallado, al brindar un adecuado o regular servicio de abastecimiento de agua, pero un deficiente desarrollo y apoyo a los sistemas de saneamiento básico.

Para la zona de Orotina y especialmente el Pacífico Central las condiciones de manejo de lodos de tanques sépticos son más críticas debido al rápido crecimiento turístico y residencial de la zona.

3 CONCEPTUALIZACION DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO

3.1 ÁREA EN ESTUDIO

En términos generales, el estudio genera tres áreas de interés:

- El área político-administrativa, generada a partir de la división territorial en distritos, cantones, provincias, áreas de influencia del gobierno local, zonas administrativas de acción ejecutiva, etc. Esta área es de mayor tamaño y su análisis se muestra en la Sección A-1.1)
- El área de cobertura del servicio de acueducto, obtenida a raíz del área actual de abastecimiento de agua y el crecimiento potencial del área de cobertura actual, considerando crecimiento demográfico, industrial, turístico, etc. Esta área es igual o menor tamaño que la anterior. Esta área fue establecida en la Sección A-1.2).
- El área de cobertura del proyecto de alcantarillado sanitario y tratamiento de aguas residuales. Esta área de estudio es igual o menor a las anteriores, debido a que no toda la población puede o debería ser cubierta por el sistema de alcantarillado sanitario, que está dirigida a la población ubicada en áreas estrictamente conflictivas o problemáticas desde el punto de vista de manejo de aguas negras, dando prioridad a los centros urbanos, según lo recomiendan los Términos de Referencia del Proyecto.

En años recientes, el crecimiento de la población ha ocurrido del centro hacia la periferia, debido al crecimiento económico de la zona, generando condiciones adecuadas para el desarrollo de viviendas. Es importante destacar que el sector central ha tenido un crecimiento comercial y de servicios muy acelerado.

Toda la ciudad se caracteriza por una topografía muy plana con pendiente uniforme en el eje Este-Oeste.

Los ejes principales de crecimiento han sido el eje Este-Oeste, principalmente la zona central y hacia el Oeste, para urbanizaciones. Hacia el sur la ciudad no puede desarrollarse debido a la autopista Colón-Caldera.

Dentro del área de estudio de saneamiento hay una cobertura casi total de los usuarios en cuanto al servicio de agua potable.

El área de estudio para alcantarillado sanitario, se ha delimitado considerando al menos los siguientes criterios:

- Problemática del uso de tanques sépticos especialmente el uso del sistema de drenajes (lotes pequeños, tipo de suelo, etc)
- Mayor densidad de población con uso de tanques sépticos u otros manejos clandestinos del agua residual (vertidos de aguas a ríos y quebradas, vertidos al sistema pluvial, etc).
- Problemática general del vertido de aguas jabonosas y negras al sistema pluvial, parcialmente tratadas (efluentes de tanques sépticos o de plantas de tratamiento con o sin mantenimiento)
- Hidrografía a fin que permita el drenaje por gravedad de los futuros sistemas de colectores
- Ubicación de la posible planta de tratamiento
- Cobertura del sistema de abastecimiento de agua potable, actual y máximo esperado.
- Debido al uso intensivo del alcantarillado pluvial para el vertido de las aguas jabonosas y en ocasiones el efluente del tanque séptico, otro criterio utilizado en la definición del área de estudio del proyecto de alcantarillado, ha sido la identificación de zonas de inundación por deficiente capacidad del alcantarillado pluvial, provocando la contaminación de toda la zona al desbordarse los conductos que llevan las aguas negras.
- Áreas de expansión futura y planes reguladores de uso del suelo y desarrollo urbano e industrial.
- Área de Protección de los manantiales que abastecen la ciudad.

Para la definición del área de proyecto del sistema de alcantarillado sanitario de la ciudad se consideró el área de ocupación actual y el área de posible expansión urbana futura, a lo largo de los ejes de desarrollo indicados y considerando los criterios municipales para dicha expansión.

La ciudad posee un relieve muy regular con pendientes suaves en sus márgenes, en las que hay muchas casas y la mayoría de ellas descargan sus aguas a los ríos que las bordean.

Basados en los aspectos indicados, el área de estudio del proyecto de alcantarillado fue demarcado y se muestra en la Figura 3.1.

3.2 PERIODO DE ALCANCE DEL PROYECTO Y POBLACIÓN BENEFICIADA

El proyecto ha sido evaluado para atender las necesidades de la población hasta el año 2030.

El estudio detallado del crecimiento de la población, se muestra en la Sección A-2) la proyección completa de población fue hecha para todas las ciudades que componen el presente estudio.

La proyección de la población, cubre en detalle el período 2010 - 2030. La metodología del cálculo de las proyecciones de población y de demanda de agua, se presenta en el Anexo 1: Estudios Demográficos, así como el método de la proyección seleccionada. La Sección A-2) del informe describe los supuestos de la proyección y presenta los principales resultados finales obtenidos.

La Ciudad cuenta con un crecimiento económico medio a alto, debido a su ubicación como ciudad de paso sobre la carretera al Pacífico Central, de muy rápido crecimiento económico y turístico.

En el área en estudio casi un 100% de la población es servida por el sistema de abastecimiento de agua. No existe un sistema de alcantarillado sanitario en la ciudad.

La ocupación urbana en su cuadrante central muestra un buen ordenamiento con un desarrollo regular en el eje Este Oeste, especialmente el sector oeste. Dentro del casco urbano coexisten usos múltiples del suelo: residencias, comercios que sirven para atender las necesidades básicas de la población e instituciones públicas.

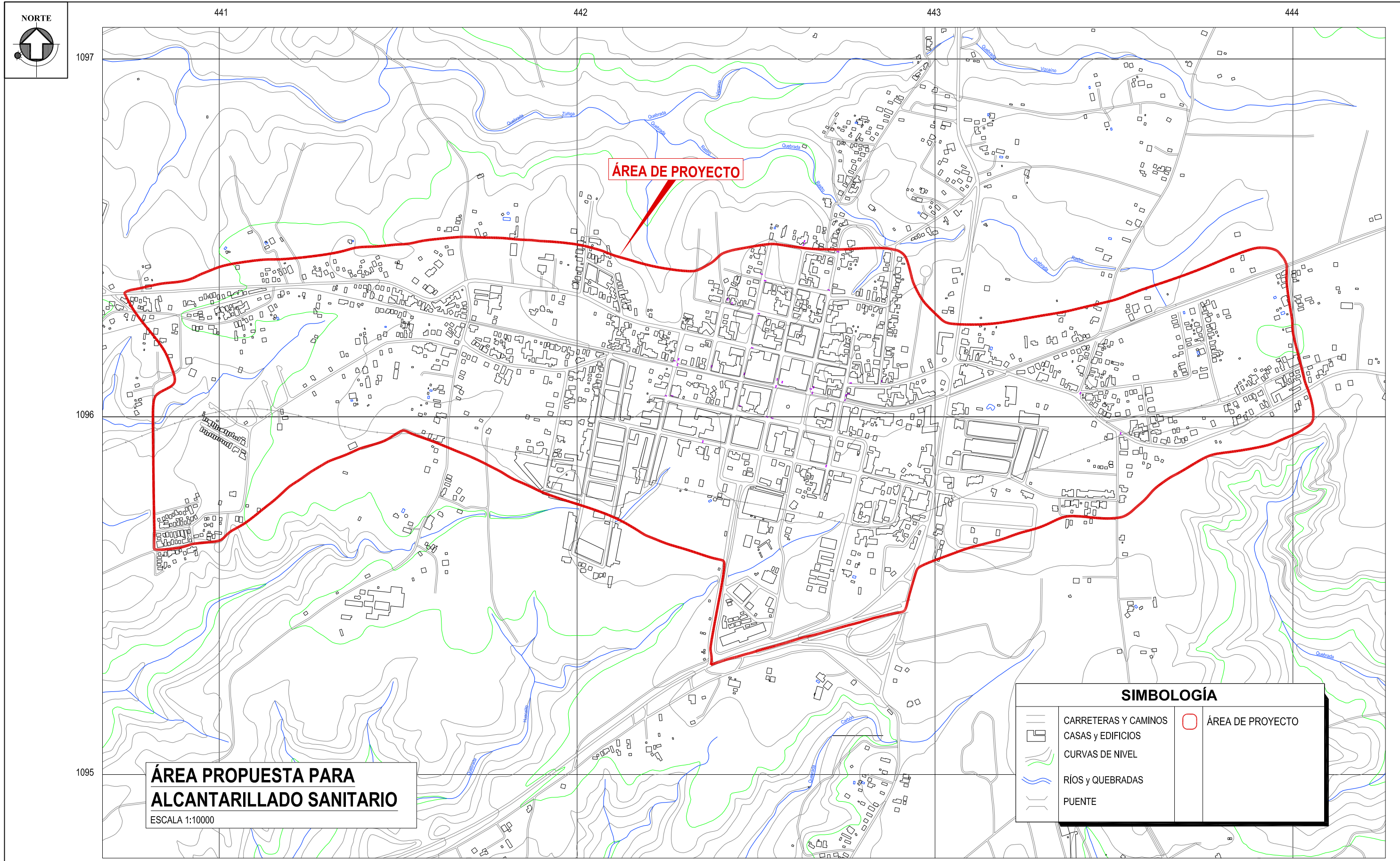
La ciudad cuenta con una cobertura casi total de abastecimiento de agua potable, sin embargo carece de un sistema de alcantarillado sanitario y de un manejo adecuado de lodos de la limpieza de tanques sépticos.

Con base en la información de la población proyectada del sistema de abastecimiento de agua, y considerando la superposición de las áreas características ya citadas, y suponiendo una distribución uniforme de la población por cada sector censal proyectado, se obtuvieron los resultados de la población actual y crecimiento futuro, mostrado en el siguiente Cuadro.

Cuadro 3.1: Proyección de la población para el área de saneamiento.

No	DESCRIPCION	2010	2015	2020	2025	2030
	Población del Área de Saneamiento (hab)	9.318	10.105	10.916	11.753	12.615
	Población del Área de Alcantarillado (hab)	7.454	8.084	8.733	9.403	10.092

Fuente: Elaboración Propia.



ÁREA DE PROYECTO

**ÁREA PROPUESTA PARA
ALCANTARILLADO SANITARIO**
ESCALA 1:10000

SIMBOLOGÍA	
	CARRETERAS Y CAMINOS
	CASAS y EDIFICIOS
	CURVAS DE NIVEL
	RÍOS y QUEBRADAS
	PUENTE
	ÁREA DE PROYECTO

3.3 CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES

3.3.1 Análisis del consumo de agua potable

Previo a la estimación de la producción de aguas residuales dentro del área de cobertura del proyecto de saneamiento, es necesario considerar los resultados del análisis de demandas y consumos de agua potable en el área en estudio, detallados en la Sección A-3), en virtud de que la primera es consecuencia de la segunda, es decir, que el agua residual nace por el uso del agua dentro de los centros de consumo (viviendas, comercios, industrias, etc).

En Costa Rica, se han establecido cinco categorías de consumo. Estas han sido adoptadas por la mayoría de las entidades encargadas de la administración de los servicios de abastecimiento de agua, no sólo para el control del servicio, sino, también para la formulación del sistema tarifario correspondiente. Las características de cada categoría se resumen a continuación:

- Domiciliar: Comprende el consumo de agua para uso doméstico que se presenta en las casas de habitación.
- Ordinaria: Abarca todos aquellos establecimientos que no son casas de habitación y en los que se hace un uso similar al de éstas.
- Reproductiva: Esta categoría incluye todos los abonados comerciales e industriales que utilizan el agua como una parte directa de su propia actividad lucrativa y para las que el agua constituye materia prima e interviene como elemento para la elaboración de sus productos o la prestación de sus servicios.
- Preferencial: Incluye el consumo de agua por parte de instituciones de beneficencia o educación, servicios de culto etc.
- Gobierno: Comprende el consumo de agua por parte de las instituciones descentralizadas del estado y las oficinas del gobierno central.

Considerando las proyecciones de población y los factores de demanda, consumo y crecimiento de la cobertura de los servicios, los resultados obtenidos de los estudios sobre demandas y consumos, para el área a servir por el alcantarillado sanitario, se resumen en el siguiente cuadro.

Cuadro 3.2: Consumos de agua potable dentro del Área de Saneamiento

No	DESCRIPCION	2010	2015	2020	2025	2030
	Población del Área de Saneamiento (hab)	9.318	10.105	10.916	11.753	12.615
	Población del Área de Alcantarillado (hab)	7454	8084	8733	9403	10092
	Dotación global (lppd)	408	368	352	336	336
	Dotación sin pérdidas (lppd)	254	247	243	243	242
	Caudal agua potable Área Saneamiento (l/seg)	27,36	28,91	30,74	33,01	35,33
	Caudal agua potable Área Alcantarillado (l/seg)	21,89	23,13	24,59	26,41	28,27

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.2 Producción de Aguas Negras

El concepto de Producción Per Cápita de Aguas Negras será utilizado como base para el cálculo de la cantidad total de aguas negras producidas en el área de proyecto. Se considera que una parte porcentual del volumen de agua potable que ingresa a los servicios desde el sistema de abastecimiento ingresará al sistema de recolección y tratamiento en la forma de desechos líquidos. La conversión del volumen de agua potable consumido por la población a volumen de aguas negras producidas por ella misma se obtiene a partir de la aplicación de un coeficiente de retorno, o valor porcentual de conversión al sistema.

Al igual que se ha explicado en secciones anteriores, el Área de Saneamiento incluye dos áreas de estudio y desarrollo, el área cubierta por alcantarillado sanitario y el área que continuará con tanques sépticos y drenajes. El cálculo del volumen de limpieza de los tanques sépticos, se ha fundamentado en los siguientes criterios:

- Todas las familias cuenta con al menos un tanque séptico (TS) convencional con un volumen mínimo de 1.50 veces el caudal promedio diario de aguas negras (según lo establece el CFIA y el Ministerio de Salud)
- Todos los TS deben ser vaciados una vez al año, en al menos el 75% de su volumen total, dejando en el tanque séptico, al menos un volumen mínimo de lodos activos que permitan la continuidad.
- Cada familia básica en vivienda unifamiliar está constituida por 4 personas

Basados en las estimaciones actuales y futuras de los consumos de agua, y tomando en cuenta los factores de retorno definidos para el proyecto y mostrados en el Anexo 2: Criterios de Diseño, se obtuvieron los caudales de aguas residuales producidos por el área de saneamiento en estudio, que se resumen en el siguiente cuadro, incluyendo los volúmenes de limpieza de tanques sépticos que deben ser tratados en la nueva planta de tratamiento, para aquella población que no va a ser beneficiada con el sistema de alcantarillado sanitario.

Cuadro 3.3: Caudales de aguas residuales en el Área de Saneamiento

No	DESCRIPCION	2010	2015	2020	2025	2030
	Población del Área de Saneamiento (hab)	9.318	10.105	10.916	11.753	12.615
	Población del Área de Alcantarillado (hab)	7454	8084	8733	9403	10092
	Caudal aguas residuales Área Saneamiento (l/seg)	21,89	23,13	24,59	26,41	28,27
	Caudal aguas residuales Área Alcantarillado (l/seg)	17,51	18,50	19,67	21,12	22,61
	Caudal Limpieza de Tanques Sépticos (m3/d)	1,17	1,23	1,31	1,41	1,51

Fuente: Elaboración Propia.

4 LEGISLACIÓN APLICABLE AL PROYECTO

Con respecto a la legislación relacionada con la conceptualización, diseño, construcción y operación del proyecto, en el Anexo 2 se detallan las normas y leyes más relevantes.

5 CONCEPTUALIZACION DEL PROYECTO

El sistema fue concebido acorde con los parámetros y criterios de proyecto definidos en el Anexo 1: Criterios de Diseño

El objetivo del proyecto de saneamiento es el de atender al mayor porcentaje de población, pues una solución de saneamiento tiene que abarcar toda el área, pues la población puede sufrir riesgos de salud cuando la cobertura del sistema es reducida.

El sistema de recolección de aguas negras propuesto es de tipo convencional, separativo, donde los efluentes se transportan hasta una planta de tratamiento. El sistema de tratamiento busca alcanzar los índices de reducción de carga orgánica, coliformes y nutrientes definidos en la legislación vigente y en los usos del agua del cuerpo receptor, aguas abajo del punto de descarga.

El área de proyecto fue fraccionada en cuencas principales, según se muestra en los planos del Anexo 8 – Planos de Obra a Nivel de Plan Maestro, que corresponden al área de influencia de los que serán colectores principales, así como las principales unidades del sistema.

El sistema propuesto está conformado por dos seis cuencas principales y tres o cuatro colectores principales proyectados por las calles principales y orillas de las quebradas, y con diversas estaciones de bombeo para el trasvase de algunas cuencas o sub-cuencas menores. Por este motivo, en el presente estudio se procuró seguir las pendientes de las cuencas hasta el límite de ocupación de las mismas, y conducir sus desechos hasta un colector principal, hacia donde todas las aguas negras son conducidas a la futura planta de tratamiento.

Tomando en consideración las características de ocupación de la ciudad, con grandes áreas de expansión al oeste y este de la ciudad, se propone la construcción del sistema en etapas, atendiendo, en una primera etapa, el cuadrante central, los sectores aledaños en dirección este-oeste especialmente los sectores central y oeste. Además de esto debe ser prevista la ejecución de obras en la planta de tratamiento para el caudal de las cuencas de las áreas de expansión que serán conducidas hacia ella, así como también el cambio de tuberías existentes para atender este aumento de caudal afluente.

En el Anexo 8 se muestran el Área de Alcantarillado y las cuencas de drenaje de la red de alcantarillado sanitario preliminarmente propuestas.

El uso de estaciones de bombeo, según las normas de diseño consideradas, responde a la necesidad de elevar el nivel de profundización de las tuberías y/o efectuar trasvases desde los puntos de recolección de desechos en las subcuencas de aporte hasta las líneas de flujo por gravedad en cuencas ubicadas sobre terrenos con elevaciones superiores, que conducen las aguas hacia la planta de tratamiento.

Cada uno de los sistemas de bombeo de aguas negras, a ser propuestos, están constituidos básicamente por tres unidades principales: Cámara de tratamiento preliminar, Estación de bombeo y Línea de impulsión. Además, los equipos de bombeo serán del tipo sumergible.

Para el sistema de tratamiento se proponen sistemas de bajo costo de mantenimiento, operación y control operativo y que en los últimos años han tomado auge a raíz del crecimiento de los sistemas de tratamiento en las industrias del país.

En el Anexo 8 se muestran los sitios para la ubicación de la planta de tratamiento del proyecto de saneamiento.

Para el dimensionamiento de las plantas de tratamiento, entre las opciones existentes y de mayor uso en el país, especialmente en el sector industrial, se seleccionó en principio las que tienen potencial para atender el grado de tratamiento definido en el Reglamento de Vertido y Reuso de Aguas Residuales (Decreto N° 26042-S-MINAE), o sea:

- $DBO_5 < 50,0 \text{ mg / l}$
- $SST < 50,0 \text{ mg / l}$

La tecnología actual de tratamiento dispone de varios procesos capaces de atender los niveles de eficiencia exigidos.

De lo expuesto se concentró la atención en las lagunas de estabilización facultativas, las lagunas aireadas, y los lodos activados de aireación extendida, alternativas que serán analizadas desde el punto de vista económico, en la etapa siguiente del estudio, a fin de seleccionar la que se propondrá como solución.

En cualquier opción de tratamiento, en la entrada de la planta existirá un tratamiento preliminar compuesto por rejillas y un canal Parshall para medición de caudal, el tratamiento final de lodos de la planta y lodos de limpieza de tanques sépticos y la desinfección del agua mediante sistemas de Ultra Violeta.

Es importante destacar que el diseño final del sistema de tratamiento debe contemplar no solo el proceso de las aguas residuales del área en estudio, sino que además contemplará la capacidad y componentes de tratamiento requeridos para atender el tratamiento de lodos de limpieza de tanques sépticos, para una población equivalente a la cubierta por el acueducto municipal.

6 CARACTERIZACIÓN DE LOS CUERPOS RECEPTORES

6.1 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

Se realizaron estudios hidrológicos para valorar si el cuerpo receptor identificado para el vertido de las aguas negras tratadas es de flujo permanente, mediante la estimación de los caudales mínimos estimados para una probabilidad de ocurrencia del 50%, y la valoración del caudal máximo de crecidas para un periodo de retorno de 1:25 años, para efectos de ubicación de los puentes-canal y las zonas de inundación de los sitios de bombeo, colectores por riberas o laderas de los ríos y de la planta de tratamiento.

En el siguiente cuadro se muestran los resultados obtenidos, que demuestran que el caudal es de flujo continuo al contar con un caudal base igual o superior al caudal de diseño final de la planta de tratamiento.

Cuadro 6.1: Caudales máximos y mínimos del cuerpo receptor recomendado

Caudal aguas negras (l/s)	Rio receptor	Área cuenca (km ²)	Elevación (msnm)	Caudales del rio	
				Mínimo (l/s)	Máximo (m ³ /s)
22,64	Q. Aguacate	1,11	140,00	9,50	26.3

Fuente: Elaboración propia y anexo 3.

En el Anexo 3 se muestran los estudios hidrológicos realizados.

6.2 ESTUDIOS DE CALIDAD DEL AGUA

Se tomaron muestras compuesta del agua del cuerpo receptor, en el punto indicado en la Figura 3.1 y Lámina S-01, propuesta para el vertido de las aguas residuales tratadas, y los resultados se adjunta en el Anexo 11.

7 PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA

7.1 REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO

7.1.1 Consideraciones generales

El sistema de recolección de aguas negras propuesto es de tipo convencional, separativo, donde los efluentes se transportan hasta una planta de tratamiento.

El sistema de tratamiento propuesto y su ubicación buscan alcanzar los índices de reducción de carga orgánica, coliformes y nutrientes definidos en la legislación.

El área del proyecto fue fraccionada en varias cuencas principales. El trazado de los colectores y redes secundarias, así como las principales unidades del sistema, se muestran en las siguientes secciones de este informe.

Las aguas de desecho drenan por gravedad a través de casi toda el área, debido a las condiciones topográficas de la zona.

En el estudio consideró la implantación de redes de alcantarillado sanitario en toda el área identificada en secciones anteriores (en el cuadrante central y algunos barrios y urbanizaciones periféricos), donde se ubica la mayor densidad de población del área en estudio.

La red de alcantarillado sanitario fue dividida en diferentes componentes, según se detalla a continuación:

- Tramos iniciales: caracterizados por pozos de 0,80 m de diámetro interno o terminales de limpieza convencional, y tuberías de PVC SDR 41 de 150 mm de diámetro y profundidad mínima de 1,20 y máxima de 2,00 m.
- Redes Secundarias, con una cobertura inicial en toda cuenca y sub-cuenca, con longitudes de tramos máximas de 500 m y diámetros de 150 mm en PCV SDR 41 o ASTM 3034.
- Redes Primarias, que recolectan tanto las redes secundarias, como nuevos vertidos en su recorrido y generalmente conforman los inicios de los colectores y emisarios finales a la planta de tratamiento. Estas redes generalmente están conformadas por diámetros de 200 a 250 mm en PCV SDR 41 o ASTM 3034.
- Colectores finales, son las conducciones finales desde la red de alcantarillado hasta la planta de tratamiento. Estas conducciones son en tuberías PVC SDR 41 o ASTM 3034 de 200 a 350 mm de diámetro y mayores, según la población servida y las condiciones geomorfológicas de los alineamientos y sitios utilizados para su instalación.
- Emisarios de aguas tratadas, comprende las conducciones en SDR 41 o ASTM 3034 de 200 a 350 mm de diámetro y mayores, según la población servida y las condiciones geomorfológicas de los alineamientos y sitios utilizados para su instalación

Para los sistemas de tratamiento se efectuó un análisis económico de las propuestas ya identificadas, principalmente al considerar las diferencias tecnológicas entre cada opción de tratamiento evaluada, los costos de inversión, operación y mantenimiento.

7.1.2 Cuencas y redes de alcantarillado

El sistema de recolección está conformado por 4 cuencas principales de drenaje, 3 estación de bombeo y algunas sub-cuencas menores.

La red estará orientada según el drenaje natural y geomorfología de la ciudad

El área total de las cuencas de drenaje miden 23,18 Ha, y la red que la cubre presenta la siguiente distribución y características.

Cuadro 7.1: Características de la red de alcantarillado propuesta.

Pozos	Pozos Metros básicos	Pozos Metros adicionales	Longitud Tuberías (m)				Total
			Tramos Iniciales (150mm)	Redes de Alcantarillado		Colectores y Emisarios 200 mm	
				150 mm	200 mm		
329,0	329,0	444,2	7.900,1	15.645,8	2.761,0	2.566,4	28.873,3

Fuente: Elaboración Propia.

En la Figura 3.1 se muestran el área de cobertura, mientras que en la Lámina S-01 se muestran las cuencas y sub-cuencas de drenaje, en conjunto con la ubicación de la planta de tratamiento y la orientación y configuración de la red de alcantarillado sanitario propuesto y colectores del alcantarillado sanitario de la ciudad.

7.2 ESTACIONES DE BOMBEO

Cada uno de los sistemas de bombeo de aguas negras, recomendados, están constituidos básicamente por tres o más unidades principales: cámara de tratamiento preliminar, estación de bombeo y línea de impulsión.

- a) La cámara de tratamiento comprende un sistema de separación de sólidos y otros materiales flotantes, por medio de rejillas y un desarenador, para separar las partículas precipitables. Los elementos que componen esta unidad son los siguientes:
 - Estructura de concreto: será del tipo enterrada y estará provista de una tapa de acceso y una escalera. La geometría de esta estructura será similar a la de los pozos de registro del sistema de colectores.
 - Sistema de entrada: estará provisto de rejillas para la separación de sólidos y otros materiales flotantes.
 - Cámara de desarenación: tendrá capacidad para separar las partículas de mayor magnitud, cuyo arrastre puede ocasionar problemas operativos en el resto de las unidades del sistema de bombeo.
- b) La estación de bombeo considera el uso de un cárcamo de bombeo y un sistema electromecánico, que permite la evacuación de los desechos líquidos efluentes de la cámara de pretratamiento. Los elementos principales de esta unidad son los siguientes:

- Sistema de entrada: estará compuesto por un accesorio “y” y una tubería de acceso que permitirá la disipación de energía en el flujo. La altura de descarga de la tubería, que ingresa al pozo de bombeo, deberá ser de 10 centímetros sobre el nivel mínimo de succión requerido por el equipo de bombeo seleccionado. Esto se recomienda con el propósito de evitar fluctuaciones bruscas, en la superficie libre del líquido por bombear.
 - Pozo de bombeo: consistirá en una estructura de concreto enterrada con capacidad para almacenar el volumen de desechos. Incluye la tapa y escalera de acceso.
 - Equipo de bombeo: contará con al menos dos unidades motor-bomba sumergibles, con capacidad para bombear el caudal determinado para la primera etapa operativa. Una de estas unidades se considera equipo de reserva, de tal modo que cada una de ellas tenga la capacidad total requerida.
 - Sistema de levante de equipos: consiste en una columna guía de acero y un acople automático que permitirá la colocación o desmontaje de los equipos de bombeo, desde el nivel exterior de la estructura de la estación.
 - Tubería de rebalse: se proporcionará para situaciones de emergencia en las que, por razones operativas, el nivel de los desechos líquidos aumenta excesivamente en el pozo de bombeo.
 - Control de niveles: comprenderá todos los elementos electromecánicos necesarios para la automatización del funcionamiento de las estaciones consideradas. El nivel mínimo corresponde a la altura mínima de succión requerida por los equipos. El nivel máximo concuerda con el volumen de bombeo por utilizar.
 - Sistema de ventilación: estará constituido por una tubería prevista para la evacuación de los gases producidos por la descomposición de la materia orgánica trasegada.
 - Protección eléctrica: se dispondrá de los elementos necesarios para la protección de las unidades de bombeo contra el alto nivel del flujo almacenado, cambio de voltaje, aumento de presión y altas temperaturas.
 - Instalación eléctrica: comprenderá todos los elementos eléctricos, (cables, tablero de control, poste de concreto, transformadores y extensión de líneas de alimentación), que se requieren para el adecuado funcionamiento del resto de los componentes ya descritos.
- b) El sistema de impulsión estará constituido por los siguientes elementos:
- Caja de válvulas: estará provista de una válvula de retención destinada a evitar la inversión del flujo, una válvula de compuerta para las actividades de mantenimiento previstas en la línea y los niples, y accesorios (en hierro dúctil) requeridos para su interconexión.
 - Tubería de impulsión: se considera el uso de tubería de PVC SDR 26, como recomendación preliminar. Incluye los accesorios, mecanismos operativos y bloques de anclaje requeridos.

En las Láminas S-01 y S-03 se muestran la ubicación de las estaciones de bombeo y sus cuencas de drenaje y los detalles de las estructuras de la estación de bombeo.

Las principales características del sistema de bombeo se muestra en el siguiente cuadro.

Cuadro 7.2: Características de las estaciones de bombeo.

E.B.	Caudales de Bombeo (m3/hora)			Impulsión		Número	Potencia (HP)	
	Mínimo	Promedio	Máximo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Equipos	Unitaria	Instalada final
EB-1	22,44	44,88	67,32	604,00	100,00	3,00	20,00	60,00
EB-2	25,34	50,68	76,02	420,00	100,00	3,00	20,00	60,00
EB-3	2,51	5,01	7,52	415,00	50,00	3,00	2,00	6,00

Estación de bombeo						
Longitud (m)	Ancho (m)	Prof Útil (m)	Prof Total (m)	Vol. cisterna (m3)	Caudal Bombeo (m3/minuto)	Tiempo Vaciado (minutos)
5,10	2,20	1,50	4,30	16,83	50,00	10,10
5,10	2,20	1,50	4,30	16,83	50,00	10,10
5,10	2,20	1,50	4,30	16,83	50,00	10,10

Fuente: Elaboración Propia.

7.3 SISTEMA DE TRATAMIENTO

7.3.1 Consideraciones generales

Tal y como se ha indicado en la Sección 5, el sistema de tratamiento identificado, así como sus diferentes alternativas busca alcanzar los índices de reducción de carga orgánica, coliformes y nutrientes definidos en la legislación vigente y en los usos del agua del cuerpo receptor, aguas abajo del punto de descarga, considerando si el cuerpo receptor es de flujo permanente o discontinuo orientando los resultados bajo el concepto de Caudales Mínimos.

Se han propuesto tres posibles soluciones de procesos unitarios de tratamiento, considerando la tecnología actual y los niveles de eficiencia exigidos, por lo que se concentró la atención en las lagunas de estabilización facultativas, las lagunas aireadas, y los lodos activados de aireación extendida, alternativas que fueron analizadas desde el punto de vista económico.

En cualquier opción de tratamiento, en la entrada de la planta existirá un tratamiento preliminar compuesto por rejillas y un canal Parshall para medición de caudal, el tratamiento final de lodos de la planta y lodos de limpieza de tanques sépticos y la desinfección del agua mediante sistemas de Ultra Violeta.

7.3.2 Análisis de alterativas

Es importante destacar que el diseño final del sistema de tratamiento contemplará no solo el proceso de las aguas residuales del área en estudio, sino que además contemplará la capacidad y componentes de tratamiento requeridos para atender el tratamiento de lodos de limpieza de tanques sépticos, para una población dentro del área de estudio del sistema de acueducto municipal y no cubierta por el proyecto de alcantarillado sanitario.

A continuación se presentan las principales características de las soluciones de tratamiento propuestas.

- Lagunas de Estabilización Facultativas

De los métodos de tratamiento de desechos domésticos utilizados en los países de clima tropical, las lagunas de estabilización son uno de los procesos más económicos y eficientes que existen actualmente, teniendo también la gran ventaja de ser el proceso más eficiente para la reducción de microorganismos patógenos además de su simplicidad y facilidad en la operación.

Las lagunas de estabilización se adecuan perfectamente al clima tropical donde los fenómenos naturales no controlables que interfieren en los mecanismos de autodependencia de las lagunas como insolación, evaporación, ventilación, precipitación pluviométrica y temperatura, no interfieren de manera negativa en el proceso.

Las condiciones operacionales y algunas razones relacionadas con la cinética de degradación de la materia orgánica tornan a veces deseable la utilización de arreglos en el sistema, con el objetivo de obtener un efluente de mejor calidad.

El principal problema de este tipo de unidades de tratamiento es la enorme área o propiedad requerida y con topografía plana o de muy baja pendiente.

- Lagunas Aireadas

El tipo de laguna aireada que se analiza es el de mezcla completa que funciona como un proceso incipiente de lodos activados con la facilidad de poder optar a la recirculación de lodos y completa con ello un cambio de esquema de tratamiento reduciendo con el tiempo las inversiones.

El suministro de oxígeno lo llevan a cabo aireadores flotantes o de superficie, con alto rendimiento y baja potencia.

Estas unidades contarán con lagunas de sedimentación para facilitar las labores constructivas y reducir los costos de inversión.

El elevado tiempo de retención hidráulico y celular, permiten obtener efluente de alta calidad físico-química y bacteriológica, con bajos costos operativos y de mantenimiento, con excepción del costo de la energía eléctrica.

El principal problema de este tipo de unidades es que requiere de suministro eléctrico en alta tensión y trifásico, para efectos de lograr

- Lodos Activados de Aireación Extendida

Esta alternativa tiene la ventaja de compatibilizar el empleo de un sistema de lagunas como reactores (con el objeto de economizar obra de hormigón), diseñando el mismo como un sistema de lodos activados en la modalidad de aireación extendida. En ese sentido se tendrían lagunas aireadas funcionando en o en serie o en paralelo, dependiendo de la topografía, utilizando para la remoción de los sólidos generados en el proceso, unidades de sedimentación secundaria, realizando el tratamiento posterior de los lodos generados mediante espesado, digestión aeróbica y sistema mecánico de deshidratación.

Con este sistema se logran dos de las principales ventajas inherentes a los sistemas extensivos e intensivos de tratamiento. Por un lado, se logra la economía de los sistemas extensivos de tratamiento al utilizar una estructura de material térreo para los reactores, mientras que en lo que refiere a los sistemas intensivos de tratamiento se logra economizar en lo que respecta al área necesaria de tratamiento debido al empleo de aireación mecánica.

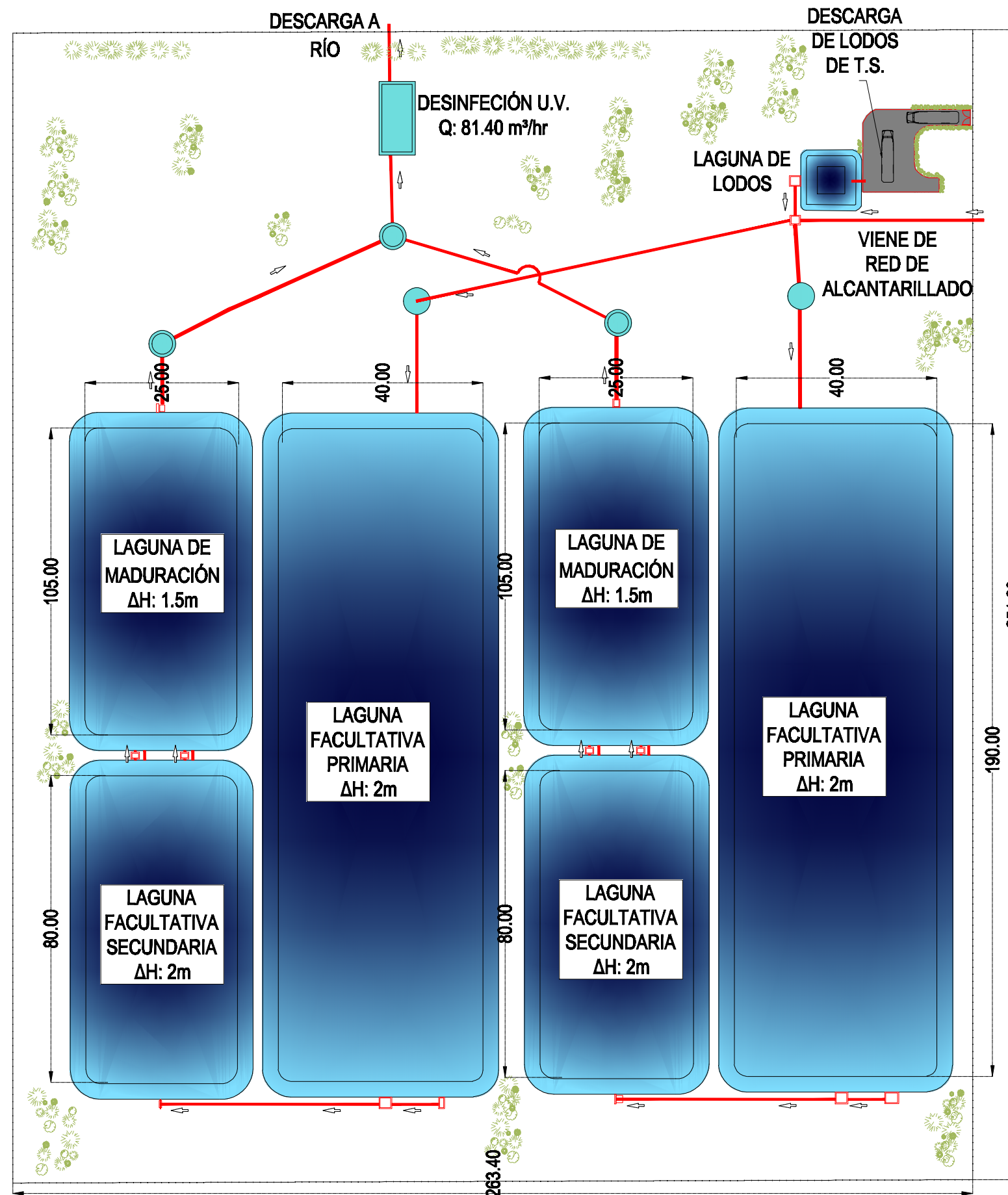
Se prediseñaron los sistemas de tratamiento propuesto y se consideró una configuración final de cada sistema, lo que con los retiros de linderos exigidos por la legislación vigente, permitió estimar los tamaños de lotes, que se resumen en el Cuadro 7.3.

En las Figuras 7.1, 7.2 y 7.3 se muestran la configuración de las soluciones de tratamiento propuestas para el proyecto. Con base en el diseño preliminar de las opciones de tratamiento, se llevó a cabo un análisis económico de las inversiones y gastos operativos de dichas opciones, basados en los costos de inversión y los costos de operación y mantenimiento, obtenidos a partir de los resultados del diseño preliminar de las obras, cuyos resultados se resumen en los siguientes cuadros.

Cuadro 7.3: Resumen del diseño preliminar de las alternativas de tratamiento

DESCRIPCION	OROTINA	DESCRIPCION	OROTINA
CARACTERISTICAS DEL PROYECTO		Módulos completos	2,00
Población cubierta por Alcantarillado Sanitario	10.092,00	- Longitud (m)	5,00
Caudal de Aguas Negras Promedio (m3/d)	1.953,50	- Ancho (m)	3,00
Caudal de Lodos de Tanques Sépticos (m3/d)	2,43	- Profundidad (m)	3,50
Carga Contaminante DBO (kg/d)	488,38	Potencia Total Instalada en Digestor (HP)	7,50
Carga Contaminante DQO (kg/d)	713,03	Desinfección por UV	
Carga de Sólidos Suspendidos (kg/d)	586,05	- Caudal (m3/hr)	81,40
Carga Nitrógeno Total (kg/d)}	80,74	- Concentración afluente (NMP.CF/100ml)	2,40E+09
LAGUNAS FACULTATIVAS		- Concentración efluente (NMP.CF/100ml)	< 1000
Módulos completos	2,00	Propiedad	
Lagunas Primaria		- Longitud (m)	95,80
- Longitud (m)	190,00	- Ancho (m)	156,80
- Ancho (m)	40,00	LODOS ACTIVADOS AIREACION EXTENDIDA	
- Profundidad (m)	2,00	Módulos completos	2,00
Laguna Secundaria		Tanque Bioselector	
- Longitud (m)	80,00	- Longitud (m)	3,50
- Ancho (m)	25,00	- Ancho (m)	1,70
- Profundidad (m)	2,00	- Profundidad (m)	3,50
Laguna de Maduración		Tanques de Aireación	
- Longitud (m)	105,00	- Módulos	2,00
- Ancho (m)	25,00	- Longitud (m)	30,00
- Profundidad (m)	1,50	- Ancho (m)	3,50
Desinfección por UV		- Profundidad (m)	3,50
- Caudal (m3/hr)	81,40	Potencia Total Instalada (HP)	70,00
- Concentración afluente (NMP.CF/100ml)	3,23E+04	Sedimentación Secundaria	
- Concentración efluente (NMP.CF/100ml)	< 1000	- Módulos	4,00
Propiedad		- Longitud (m)	7,60
- Longitud	251,52	- Ancho (m)	3,00
- Ancho	263,44	- Profundidad (m)	3,50
LAGUNAS AIREADAS		Adensador y Digestor Aeróbico Lodos	
Módulos completos	2,00	- Módulos	2,00
Laguna Aireada		- Longitud (m)	15,00
- Longitud (m)	45,00	- Ancho (m)	3,50
- Ancho (m)	25,00	- Profundidad (m)	3,50
- Profundidad (m)	3,00	Desinfección por UV	
Laguna de Sedimentación o Sedimentador		- Caudal (m3/hr)	81,40
- Longitud (m)	48,00	- Concentración afluente (NMP.CF/100ml)	2,40E+09
- Ancho (m)	14,00	- Concentración efluente (NMP.CF/100ml)	< 1000
- Profundidad (m)	1,50	Propiedad	
Potencia Total Instalada en Laguna (HP)	40,00	- Longitud (m)	97,8
Adensador y Digestor Aeróbico		- Ancho (m)	50,6

Fuente: Elaboración Propia.



PROYECTO:
Programa de Agua Potable y Saneamiento
para el Nivel Subnacional

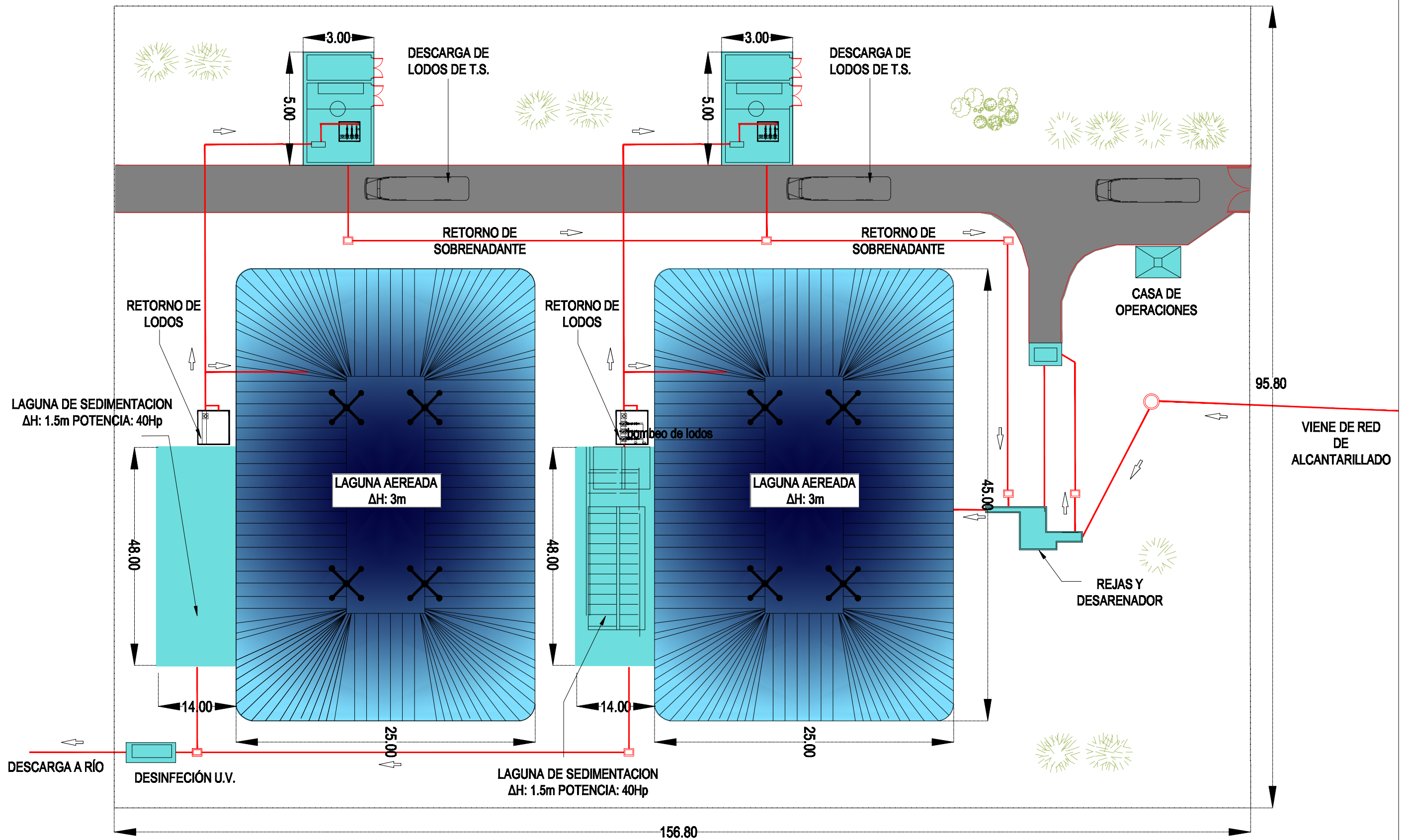
OROTINA



CONTENIDO:
PROPUESTA DE LAGUNAS
FACULTATIVAS

ESCALA:
ARCHIVO:
FIGURAS PLANTA DE
TRATAMIENTO.DWG
FECHA:
ABRIL 2010

FIGURA:
7.1



PROYECTO:
Programa de Agua Potable y Saneamiento
para el Nivel Subnacional

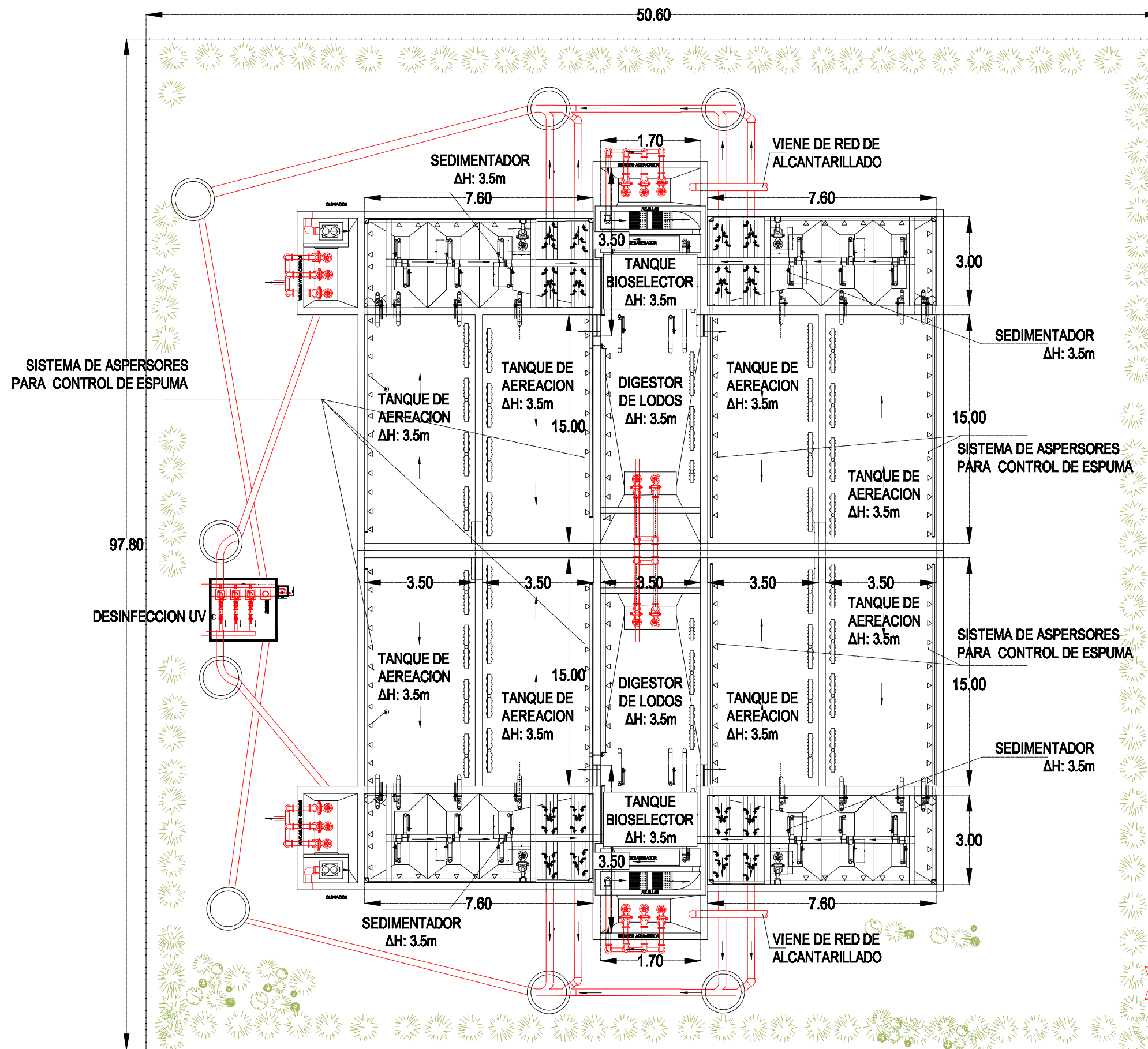
OROTINA



CONTENIDO:
PROPUESTA DE LAGUNA
AEREADA

ESCALA:
ARCHIVO:
FIGURAS PLANTA DE
TRATAMIENTO.DWG
FECHA:
ABRIL 2010

FIGURA:
7.2



PROYECTO:
Programa de Agua Potable y Saneamiento
para el Nivel Subnacional

OROTINA



CONTENIDO:
PROPUESTA DE LODOS
ACTIVADOS Y AEREACION
ESTENDIDA

ESCALA:
ARCHIVO:
FIGURAS PLANTA DE
TRATAMIENTO.DWG
FECHA:
ABRIL 2010

FIGURA:
7.3

Cuadro 7.3: Resumen de costos de inversión, operación y mantenimiento de las soluciones de tratamiento evaluadas.

LAGUNAS DE ESTABILIZACION

AÑO	No	Caudales miles m3/año		TOTAL INVERSIONES (\$)			GASTOS ANUALES (\$)			Flujo total de costos (\$)
		Planta de Tratamiento	Total	PLANTA DE TRATAMIENTO	Total (\$)	Acumulado (\$)	O Y M	ENERGIA	Total gastos anuales	
							2% de inversión acumulada	Kw-hr		
2.010	1	713	713	5.673.450	5.673.450	5.673.450	113.469	-	113.469	5.786.919
2.011	2	713	713		-	5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.012	3	713	713		-	5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.013	4	713	713	-	-	5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.014	5	713	713	-	-	5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.015	6	713	713	-	-	5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.016	7	713	713	-	-	5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.017	8	713	713	-	-	5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.018	9	713	713	-	-	5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.019	10	713	713	-	-	5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.020	11	713	713	-	-	5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.021	12	713	713	-	-	5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.022	13	713	713	-	-	5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.023	14	713	713	-	-	5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.024	15	713	713	-	-	5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.025	16	713	713	-	-	5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.026	17	713	713			5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.027	18	713	713			5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.028	19	713	713			5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.029	20	713	713			5.673.450	113.469	-	113.469	113.469
2.030	21	713	713	-	-	5.673.450	113.469	-	113.469	113.469

Fuente: Elaboración propia

LAGUNAS AIREADAS

AÑO	No	Caudales miles m3/año		TOTAL INVERSIONES (\$)			GASTOS ANUALES (\$)			Flujo total de costos (\$)
		Planta de Tratamiento	Total	PLANTA DE TRATAMIENTO	Total (\$)	Acumulado (\$)	O Y M	ENERGIA	Total gastos anuales	
							3% de inversión acumulada	Kw-hr		
2.010	1	713	713	1.358.716	1.358.716	1.358.716	40.761	18.614,65	59.376	1.418.092
2.011	2	713	713	-	-	1.358.716	40.761	18.614,65	59.376	59.376
2.012	3	713	713	-	-	1.358.716	40.761	18.614,65	59.376	59.376
2.013	4	713	713	-	-	1.358.716	40.761	18.614,65	59.376	59.376
2.014	5	713	713	-	-	1.358.716	40.761	18.614,65	59.376	59.376
2.015	6	713	713	3.500	3.500	1.362.216	40.866	18.614,65	59.481	62.981
2.016	7	713	713	-	-	1.362.216	40.866	18.614,65	59.481	59.481
2.017	8	713	713	-	-	1.362.216	40.866	18.614,65	59.481	59.481
2.018	9	713	713	-	-	1.362.216	40.866	18.614,65	59.481	59.481
2.019	10	713	713	-	-	1.362.216	40.866	18.614,65	59.481	59.481
2.020	11	713	713	7.000	7.000	1.369.216	41.076	18.614,65	59.691	66.691
2.021	12	713	713	-	-	1.369.216	41.076	18.614,65	59.691	59.691
2.022	13	713	713	-	-	1.369.216	41.076	18.614,65	59.691	59.691
2.023	14	713	713	-	-	1.369.216	41.076	18.614,65	59.691	59.691
2.024	15	713	713	-	-	1.369.216	41.076	18.614,65	59.691	59.691
2.025	16	713	713	3.500	3.500	1.372.716	41.181	18.614,65	59.796	63.296
2.026	17	713	713	-	-	1.372.716	41.181	18.614,65	59.796	59.796
2.027	18	713	713	-	-	1.372.716	41.181	18.614,65	59.796	59.796
2.028	19	713	713	-	-	1.372.716	41.181	18.614,65	59.796	59.796
2.029	20	713	713	-	-	1.372.716	41.181	18.614,65	59.796	59.796
2.030	21	713	713	7.000	7.000	1.379.716	41.391	18.614,65	60.006	67.006

Fuente: Elaboración propia

LODOS ACTIVADOS AIREACION EXTENDIDA

AÑO	No	Caudales miles m3/año		TOTAL INVERSIONES (\$)			GASTOS ANUALES (\$)			Flujo total de costos (\$)
		Planta de Tratamiento	Total	PLANTA DE TRATAMIENTO	Total (\$)	Acumulado (\$)	O Y M	ENERGIA	Total gastos anuales	
							4% de inversión acumulada	Kw-hr		
2.010	1	713	713	1.432.038	1.432.038	1.432.038	57.282	27.432,12	84.714	1.516.752
2.011	2	713	713	-	-	1.432.038	57.282	27.432,12	84.714	84.714
2.012	3	713	713	-	-	1.432.038	57.282	27.432,12	84.714	84.714
2.013	4	713	713	-	-	1.432.038	57.282	27.432,12	84.714	84.714
2.014	5	713	713	-	-	1.432.038	57.282	27.432,12	84.714	84.714
2.015	6	713	713	25.700	25.700	1.457.738	58.310	27.432,12	85.742	111.442
2.016	7	713	713	-	-	1.457.738	58.310	27.432,12	85.742	85.742
2.017	8	713	713	-	-	1.457.738	58.310	27.432,12	85.742	85.742
2.018	9	713	713	-	-	1.457.738	58.310	27.432,12	85.742	85.742
2.019	10	713	713	-	-	1.457.738	58.310	27.432,12	85.742	85.742
2.020	11	713	713	51.400	51.400	1.509.138	60.366	27.432,12	87.798	139.198
2.021	12	713	713	-	-	1.509.138	60.366	27.432,12	87.798	87.798
2.022	13	713	713	-	-	1.509.138	60.366	27.432,12	87.798	87.798
2.023	14	713	713	-	-	1.509.138	60.366	27.432,12	87.798	87.798
2.024	15	713	713	-	-	1.509.138	60.366	27.432,12	87.798	87.798
2.025	16	713	713	25.700	25.700	1.534.838	61.394	27.432,12	88.826	114.526
2.026	17	713	713	-	-	1.534.838	61.394	27.432,12	88.826	88.826
2.027	18	713	713	-	-	1.534.838	61.394	27.432,12	88.826	88.826
2.028	19	713	713	-	-	1.534.838	61.394	27.432,12	88.826	88.826
2.029	20	713	713	-	-	1.534.838	61.394	27.432,12	88.826	88.826
2.030	21	713	713	51.400	51.400	1.586.238	63.450	27.432,12	90.882	142.282

Fuente: Elaboración propia

Con base en los costos finales, se procedió con el cálculo del costo a valor presente, para un periodo de 20 años y una tasa interna de retorno del 12%, obteniéndose los siguientes resultados.

Cuadro 7.4: Resumen del análisis de costo efectivo

DESCRIPCIÓN	INVERSIONES (US\$)	VALOR PRESENTE (US\$)	COSTO UNIFORME (US\$/m3)
PLANTA DE TRATAMIENTO LAGUNAS FACULTATIVAS	5.673.450	5.923.633	1,085
PLANTA DE TRATAMIENTO LAGUNAS AIREADAS	1.358.716	1.668.061	0,305
PLANTA DE TRATAMIENTO DE LODOS ACTIVADOS AIREACION EXTENDIDA	1.432.038	1.964.918	0,359

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados obtenidos permiten inferir que la mejor solución de tratamiento para ser implementada en el proyecto será la alternativa de Lagunas Aireadas.

7.3.3 Proyecto propuesto de planta de tratamiento

El proyecto de tratamiento comprende las siguientes obras:

La planta de tratamiento propuesta consiste en:

- Pre-tratamiento constituido por cámara de llegada provisto de rejillas de doble retención y limpieza manual, así como dos canales desarenadores, operados en forma hidráulica, y utilizando como controlador de velocidad un vertedero proporcional.
- Tratamiento secundario, por medio de dos lagunas aireadas del tipo mezcla completa, que durante los primeros años de operación pueden operar como unidades facultativas y de aireación escalonada. Con suministro de aire mediante aireadores flotantes del tipo tornado.
- Una laguna de sedimentación, escavada en el terreno.
- Un sistema conjunto de espesamiento y digestión aeróbica de lodos, con aireadores de burbuja gruesa de fácil cambio y suministro de aire mediante soplantes (blowers) de desplazamiento positivo y una unidad de repuesto.
- Un sistema de desaguado de lodos, mediante floculación y filtros banda.
- Sistemas de bombeo para el retorno de agua del proceso de espesamiento, digestión y desaguado de lodos, al inicio del proceso.
- Desinfección final del agua tratada mediante unidades de emisión de radiación ultravioleta, con una unidad de repuesto o unidades de cloración.

La PT contará con unidades y elementos accesorios, que facilitarán su operación:

- Caminos de acceso
- Cerca de malla ciclón
- Calles asfaltadas de circunvalación
- Tuberías de conducción de aguas afluentes y efluentes a cada proceso unitario de tratamiento indicado y cabezales de descarga a la quebrada Aguacate.
- Tuberías para abastecimiento de agua potable
- Sistema de tuberías para aguas pluviales
- Sistema de alivio para sobrecargas hidráulicas por precipitación sobre las lagunas.
- Caseta de vigilancia de la entrada de la propiedad
- Torre de operaciones, consistente en un edificio de 3 pisos, con laboratorio para control de calidad del agua, oficinas de ingeniería, y centro de comando y control operacional de la planta de tratamiento
- Oficinas y bodegas para los empleados, con facilidades para cambio de ropa

Con el fin de facilitar la operación de la planta de tratamiento, se han proyectado los siguientes locales o casetas:

- Centro de operaciones y laboratorio de control de calidad
- Local de oficinas, bodega de la planta y vestuario
- Local de vigilancia
- Local de manejo de lodos, soplantes de aire del digestor y desaguado de lodos
- Local de desinfección del agua

En el Centro de operaciones se ubicarán las siguientes unidades operativas:

- La recepción de las instalaciones de tratamiento, y el laboratorio de control de calidad del agua de la planta de tratamiento.
- Oficinas de los profesionales e ingenieros responsables de la operación y una sala de reuniones
- El centro de comando y monitoreo operativo de la planta de tratamiento. En este sitio se operan los aireadores de las lagunas y se vigila el funcionamiento de todos los sistemas de bombeo, desaguado de lodos, desinfección por UV, etc.
- Contará además con servicios sanitarios en el primero y último piso.

El local de oficinas y bodega para los empleados u operadores, tiene por objeto brindar facilidades a los empleados y técnicos del proyecto, con baño completo, vestidor, bodega para herramientas y oficina para el técnico coordinador de la cuadrilla de mantenimiento.

El Local de vigilancia, estará ubicado en el camino de entrada a la propiedad, tendrá las facilidades necesarias para el control de accesos, con oficina y servicios sanitarios que estarán conectados a la tubería de alcantarillado sanitario afluente a la planta de tratamiento.

El local para desinfección; albergará las unidades de desinfección UV y los paneles de control de las mismas, y tendrá además facilidades para lavado del equipo y núcleo sanitario completo.

El local para manejo de lodos, se encuentra el filtro de bandas para deshidratación de los lodos así como las bombas de extracción de lodos de los digestores y el elevador de lodos desaguados al camión de volqueta de lodos deshidratado.

Además, en este local se ubican los soplantes que alimentan las parrillas de difusores de los digestores aeróbicos, así como los tableros eléctricos de los distintos equipos. Los soplantes son del tipo lóbulos rotativos (“roots”) y se tienen tres unidades, uno para cada digestor, y un cuarto como unidad alterna

En las Láminas S-01, S-02, S-03 se muestran los componentes más importantes del proyecto final

7.4 SISTEMA DE DISPOSICIÓN FINAL

Este sistema comprende la tubería final que conducirá las aguas tratadas, desde la planta de tratamiento hasta el cuerpo receptor, evaluado previamente para este fin.

Para las condiciones actuales del proyecto de tratamiento y ubicación de dichas instalaciones, se ha propuesto una tubería de conducción de PVC SDR 41 de 200 mm de diámetro, para el efluente tratado, además de una tubería paralela de 250 mm de diámetro para el manejo de los excedentes de aguas pluviales. Ambas tuberías descargarán sus aguas al cuerpo receptor evaluado.

7.5 ANÁLISIS DE REUSO DEL AGUA TRATADA

El reuso de las aguas residuales tratadas del proyecto se orienta básicamente a dar solución a la disposición final de las aguas considerando los siguientes aspectos:

- Capacidad de asimilación del cuerpo receptor y su régimen hidrológico (caudales mínimos)
- Uso del agua del cuerpo receptor, aguas abajo del punto de descarga
- Regulaciones específicas para el cuerpo receptor
- Disponibilidad de agua para otros usos que no sean la dilución y transporte de contaminantes
- La imposición del Cánón de Vertido, que constituye un impuesto sobre el uso y vertido de aguas residuales a cuerpos de agua nacionales.

Bajo estas condiciones específicas y para cada caso en consideración, el posible reuso de las aguas sería orientado a:

- Irrigación de zonas verdes de parques, durante las madrugadas, y según la normativa vigente en materia de calidad del agua. Para este sistema se utilizaría un riego del tipo por aspersión o aéreo.
- Irrigación en cultivos de contacto secundario y terciario, en el cual el agua no estará en contacto con los agricultores o cosechadoras, ni en contacto con el producto (ejem. Cultivos de frutas, floricultura,), utilizando para ello el sistema de irrigación por goteo al pie del cultivo.

- Uso del agua en la piscicultura, específicamente en el cultivo de tilapias, a corde con las experiencias del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, CEPIS; de la Organización Panamericana de la Salud.
- Generación hidroeléctrica

Para el caso específico de este proyecto de saneamiento, se propone el uso de cualquiera de las opciones indicadas.

8 EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES

La metodología aplicada para proceder a la identificación y evaluación de los impactos y riesgos ambientales, se desarrolla en base a los conocimientos de las actividades inherentes a este tipo de proyecto, su comportamiento en el ambiente, así como la vulnerabilidad del medio ambiente receptor, y durante las dos fases importantes del proyecto: construcción y operación.

En el Anexo 10 se detallan los aspectos ambientales identificados que influyen o afectan el proyecto.

9 ESTIMACIONES DE COSTOS

9.1 INTRODUCCIÓN

En general, los proyectos de ingeniería planificados a nivel de prefactibilidad o anteproyecto utilizan como parámetros de cálculo curvas de costos que se obtienen, en forma estadística, a partir de los gastos efectivamente realizados en una cantidad determinada de obras. Por otro lado, no siempre es posible contar con curvas de costos, ya sea porque no se tiene una serie de datos suficientes para la definición de la curva o porque estos no son adecuados para verificar su aplicabilidad. En Costa Rica, sin embargo, existe una serie de factores, tales como el relieve y las condiciones sísmicas, que involucran una variación importante de los costos para la ejecución de obras. En razón de lo anterior, es necesario analizar en cada caso cuál es la mejor alternativa para la definición de costos, ya sea curvas de costos o presupuestos específicos de obras.

Los costos definidos en este informe han sido determinados a través de la consulta de diferentes fuentes de información de Costa Rica, tanto de instituciones gubernamentales, como de la empresa privada y, también, por medio de la elaboración de presupuestos por partidas y para las diferentes opciones propuestas.

Los precios de materiales, mano de obra y equipos, así como los costos de ejecución de las obras propuestas, se determinaron con base en los datos obtenidos de las diferentes fuentes de información consultadas, así como al AyA, empresas constructoras, empresas encargadas del

suministro de equipos, compañías importadoras, y nuestros propios cálculos de presupuesto por partidas, a partir de las respectivas cotizaciones y la ubicación de los diferentes elementos que integran las obras propuestas, así como de la base de datos de costos del Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos.

Los cálculos ejecutados permitieron elaborar costos promedio para todos los elementos que componen el alcantarillado sanitario y que se utilizarán en esta fase de los estudios que son detallados a continuación.

Los cálculos ejecutados permitieron elaborar costos promedio para todos los elementos que componen el alcantarillado sanitario y que se utilizarán en esta fase de los estudios que son detallados a continuación.

Cuadro 9.1: Costos Unitarios para el proyecto

Costos Unitarios Sanitarios			
Ítem	Descripción	Unidad	Costo \$
1	Pozos de Registro Metro básico	m	783
2	Pozos de Registro Metro Adicional	m	244
3	Costo de tubería de 150 en asfalto	m	115
4	Costo de tubería de 200 en asfalto	m	130
5	Costo de tubería de 250 en asfalto	m	143
6	Costo de tubería de 300 en asfalto	m	163
7	Acometida Domiciliar	Global	297
8	Estación de Bombeo Pequeña	Hp	26233
9	Estación de Bombeo Grande	Hp	3499

Fuente: Elaboración Propia

En el Anexo 6 se detallan los precios unitarios utilizados en la estimación final de costo de las obras del proyecto.

9.2 RED, COLECTORES Y EMISARIO

Para las redes de alcantarillados sanitarios, se presumieron profundidades de instalación entre los límites de norma, de 1.20 a 3,5 m y a partir de esta profundidad se consideró una estación de bombeo.

Los principales rubros considerados en la estimación y en la composición del costo de las redes y colectores, fueron los siguientes:

- Topografía de la ciudad.
- Demolición de pavimentos en los casos requeridos
- Desmonte y limpieza
- Excavación con maquinaria

- Excavación manual
- Excavación en roca (si se requiere)
- Ademado para zanjas con profundidades mayores a 1.50 m
- Encamado con lastre compacto
- Rellenos de lastre compacto
- Rellenos de tierra compacta
- Colocación de tubería
- Reposición de pavimentos en los casos requeridos
- Tipos de tuberías de la red de aguas negras:
 - Tubería de PVC ASTM 3034 de fabricación nacional, desde 150 mm hasta 375 mm de diámetro.
 - Tubería de concreto clase III y IV, ASTM C76, con refuerzo y de fabricación nacional, para diámetros mayores a 350 mm.
 - Tubería de hierro dúctil, norma AWWA C110 y C151, de fabricación extranjera, hasta 500 mm.

Los costos promedios determinados para este proyecto se resumen en el siguiente cuadro.

Cuadro 9.2: Costos de la red de alcantarillado sanitario

ID	Sistema	Costo \$ Pozos Metros básicos Diámetro 1.2m	Costo \$ Pozos Metros adicionales Diámetro 1.2m	Longitud Tuberías (m)				Costo Total \$
				Costo \$ Tramos Iniciales (150mm)	Redes de Alcantarillado		Colectores y Emisarios	
					Costo \$ 150 mm	Costo \$ 200 mm	Costo \$ 200 mm	
10	Orotina	257.607,0	108.372,6	908.509,2	1.799.268,6	359.163,5	333.845,9	3.766.766,9

Fuente: Elaboración Propia

9.3 ESTACIONES DE BOMBEO Y LÍNEA DE IMPULSIÓN

Normalmente los costos de las estaciones de bombeo, se determinan a partir de curvas de costos que relacionan costo con caudal. Sin embargo, en el caso de los sistemas de bombeo de aguas negras, el costo de los equipos requeridos varía considerablemente en función de las características de caudal y altura de bombeo.

Al tomar en consideración lo anterior, los costos de las estaciones de bombeo fueron determinados con base en nuestros propios cálculos y con la ayuda de los datos suministrados por los fabricantes y distribuidores de equipos.

A partir de los cálculos hidráulicos y dimensiones de los tanques cisternas y casetas de bombeo, se establecieron costos por metro cúbico de concreto para el metro básico y para el de metro cúbico adicional, ambos tomados como referencia para la estimación de los costos de otras estaciones de bombeo con dimensiones distintas a las indicadas anteriormente y utilizadas para el cálculo de costos.

Los principales ítems considerados en la composición del costo de las estaciones de bombeo y las líneas de impulsión fueron los siguientes:

- Lote para estación de bombeo
- Servidumbres de acceso
- Concreto para la estructura del pozo y la caja de válvulas
- Desmonte, destronque y limpieza
- Excavación manual
- Excavación con maquinaria
- Encamado
- Ademado
- Rellenos con lastre compacto
- Tapa metálica
- Escalera metálica
- Desalojo y reemplazo de pavimentos

Para el cálculo de costos de los equipos motor-bombas por ser utilizados en las estaciones de bombeo propuestas, así como la instalación electromecánica correspondiente en cada una de ellas, se determinó el rango promedio de variación de costos con respecto al producto Caudal x Carga Dinámica para diferentes cotizaciones recibidas de distintos distribuidores. Aunque la variación de costos es muy sensible al cambio de los parámetros utilizados, se considera suficiente, para este nivel de estudios.

Los principales ítems considerados en la composición del costo de las estaciones de bombeo y las líneas de impulsión fueron los siguientes:

- Instalación mecánica (cachera): tubería y accesorios de hierro dúctil
- Caja de válvulas de salida: válvula de retención, válvula de compuerta, unión flexible, tubería y accesorios menores de hierro dúctil
- Equipo motor-bomba sumergible
- Sistema de rieles para la colocación y desmontaje de los equipos
- Tablero de control
- Sistema eléctrico, cables, ductos y postiería
- Banco de transformadores y extensión de líneas primarias, si se requieren

Para las líneas de impulsión fue considerada una profundidad de colocación de 1 m, de acuerdo con las normas vigentes suministradas por AyA. En general se propuso el uso de tubería PVC SDR 26 en todos los casos; este criterio deberá ser revisado en las etapas posteriores del estudio.

Para el cálculo de los costos promedios de la obra gris se determinaron dos tipos de dimensiones básicas para las estaciones de bombeo:

- Tubería para las líneas de impulsión de PVC SDR 26
- Medición topográfica y nivelación del trazado propuesto

- Desalojo y reemplazo de pavimentos
- Desmonte, destronque y limpieza
- Excavación con maquinaria y manual
- Excavación en roca (si se requiere)
- Encamado con lastre compacto
- Rellenos de lastre compacto
- Rellenos de tierra compacta
- Tubería y colocación de esta
- Bloques de anclaje

Con base en la información disponible y el levantamiento de campo ejecutado, para este proyecto, se requiere la construcción de varias estaciones de bombeo cuyos costos se muestran en el siguiente cuadro.

Cuadro 9.3: Costo de Estaciones de Bombeo

Estaciones	Obra civil	Obra mecánica	Obra eléctrica	Impulsión	Total
EB-1	19.439	108.879	11.147	31.408	170.873,31
EB-2	19.439	108.879	11.147	21.840	161.305,31
EB-3	1.944	10.888	1.115	16.185	30.131,53

Fuente: Elaboración Propia

9.4 PLANTA DE TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN FINAL

El costo de las unidades de tratamiento recomendadas en el proyecto, se determinó con base en cálculo detallado de los diferentes elementos que componen este ítem y para cada tipo de tratamiento propuesto. A cada uno de ellos se le ha asignado un costo unitario, de acuerdo con los precios de los materiales y equipos necesarios y el monto actual de los gastos de construcción en Costa Rica.

Los principales rubros incluidos en el cálculo del costo del sistema de tratamiento son:

- Lote o propiedad
- Servidumbres de acceso
- Concreto para la estructura del pozo y la caja de válvulas
- Desmonte, destronque y limpieza
- Excavación con maquinaria
- Encamado
- Ademado
- Rellenos con lastre compacto
- Concreto estructural y encofrados para todos los componentes estructurales.
- Elementos metálicos
- Escalera metálica

- Instalación mecánica: tuberías, equipos electromecánicos (soplantes, bombas, etc).
- Caja de válvulas de salida: válvula de retención, válvula de compuerta, unión flexible, tubería y accesorios menores de hierro dúctil.
- Sistema de rieles para la colocación y desmontaje de los equipos.
- Electrificación y Tableros de control.
- Sistema iluminación exterior, cables, ductos y postería.
- Banco de transformadores y extensión de líneas primarias, si se requieren.
- Laboratorio de Control de calidad
- Edificio de operaciones
- Caseta para el sistema de manejo de lodos
- Caseta para el sistema de desinfección
- Talleres
- Instalación de tuberías de evaluación de lodos
- Aceras, calles pavimentadas, accesos, parqueos
- Cercas de malla ciclón,
- Sistemas de vigilancia
- Paisajismo

Para el cálculo de costos de los equipos electromecánicos que serían utilizados en la planta de tratamiento, así como la instalación electromecánica correspondiente en cada una de ellas, se determinó el rango promedio de variación de costos con respecto a la potencia total demandada por el completo de tratamiento.

En el siguiente cuadro se muestra el resumen de los costos de la planta de tratamiento.

Cuadro 9.4: Costos de la Planta de Tratamiento Lagunas Aireadas

ITEM	UNIDAD	COSTO UNITARIO US\$	CANTIDAD	COSTO US \$
Lastre de Sustitución	m3	22	-	-
Excavación	m3	12,00	8.634,60	103,615
Relleno	m3	22,00	-	-
Concreto reforzado	m3	750,00	170,40	127,800
Geomembrana Y Geotextil	m2	7,50	4.680,29	35,102
Longitud adicional de Colectores	m	120,00		-
Desinfección U.V.	m3/hr	70,00	81,40	5,697
Aereadores	u	2.500,00	4,00	10,000
Equipamiento Electromecánico	global	25.000,00		25,000
TOTAL				307,215

Fuente: Elaboración Propia

9.5 LOTES Y SERVIDUMBRES

Para efectos del proyecto, se requieren de diferentes propiedades para la implantación de las principales obras de bombeo y tratamiento, ya que las tuberías de redes, colectores e impulsión han sido propuestas por las calles y vías públicas de la ciudad.

Para los efectos del proyecto, se requiere la adquisición de las propiedades indicadas en el siguiente cuadro.

Cuadro 9.5: Propiedades mínimas del proyecto

SISTEMA	PROPIEDADES						PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
	ESTACIONES DE BOMBEO			PLANTA TRATAMIENTO				
	Longitud (m)	Ancho (m)	Área (m2)	Longitud (m)	Ancho (m)	Área (m2)		
Orotina	0,0	0,0	0,0			-		
EB-1	15,1	12,2	184,2			-	70,00	
EB-2	15,1	12,2	184,2			-	70,00	
EB-3	15,1	12,2	184,2			-	70,00	
Planta Tratamiento	0,0	0,0	0,0	156,8	95,8	15.021,44	70,00	
								1.051.500,80

Fuente: Elaboración Propia

9.6 ESTIMACIÓN PRELIMINAR DE COSTOS

Los costos de terrenos requeridos para servidumbres de acceso, estaciones de bombeo y plantas de tratamiento, se calcularon con base en los datos que fueron suministrados por las secciones anteriores, dando como resultado un monto total del proyecto de **US\$ 7.869.849** dólares, según se detalla en el cuadro adjunto.

Cuadro 9.6: Resumen de costos del proyecto

DESCRIPCION	COSTO (US\$)
ACOMETIDAS DOMICILIARES	666.588
REDES Y COLECTORES	3.766.767
ESTACIONES BOMBEO	362.310
PLANTA TRATAMIENTO	307.215
PROPIEDADES	1.090.187
SUBTOTAL	6.193.067
IMPREVISTOS (15%)	928,960
SUBTOTAL	7,122,027
ADMON E INGENIERÍA	747,813
TOTAL	7,869,849

Fuente: Elaboración Propia

10 CRONOGRAMA DE EJECUCION DE LAS OBRAS

Para los efectos de ejecución del proyecto a nivel de plan maestro, se detalla a continuación una propuesta preliminar para el desarrollo del proyecto

CRONOGRAMA PARA LA EJECUCION DEL PROYECTO

ETAPAS	ACTIVIDADES	AÑOS																			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
ETAPA I	Proceso de Licitación para el diseño, elaboración de planos, especificaciones técnicas, presupuesto, cartel de licitación	■																			
	Ejecución de los diseños totales y compra de propiedades		■																		
ETAPA II	Proceso de licitación para la Construcción de las obras de Saneamiento			■																	
	Construcción del proyecto de saneamiento				■	■															
ETAPA III	Operaciones y Mantenimiento de los sistemas de Saneamiento						■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
	Diseños ampliación y mejoras a red de alcantarillado en operación										■	■									
	Construcción de las ampliaciones a la red de alcantarillado sanitario y tratamiento												■	■							

Fuente: Elaboración Propia