

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL

**DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE
PARA AUGUSTO VALENCIA, CANTÓN VINCES, PROVINCIA DE LOS RÍOS**

BOLÍVAR PATRICIO LÁRRAGA JURADO

QUITO, 2016

DEDICATORIA

A la memoria de mis queridos e
inolvidables padres:

Fanny Gloria Jurado Ayala (†)

Rubén Olmedo Lárraga Lascano (†)

AGRADECIMIENTO

A la Facultad de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, especialmente a los señores Profesores por sus conocimientos impartidos.

INDICE	VII
CAPITULO I	1
INTRODUCCION	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 OBJETIVOS DEL ESTUDIO.....	2
1.3 ALCANCE	3
CAPITULO II.....	5
ESTUDIO SOCIO – ECONOMICO.....	5
2.1 SITUACIÓN GEOGRÁFICA DE LA POBLACIÓN.....	5
2.1.1 Ubicación geográfica	5
2.1.1.a Orografía	6
2.1.1.b Temperatura.....	8
2.1.1.c Pluviosidad.....	8
2.1.1.d Humedad relativa	15
2.2 POBLACIÓN ACTUAL	19
2.3 ANÁLISIS SOCIO-ECONÓMICO.....	19
2.3.1 Actividades económicas	20
2.3.2 Prestación de servicios.....	20
2.3.3 Crecimiento urbano.....	20
2.3.4 Disponibilidad de servicios.....	21
2.3.4.a Energía eléctrica	22
2.3.4.b Establecimientos educacionales.....	22
2.3.4.c Transporte.....	23
2.3.4.d Teléfono	23
2.4 INFRAESTRUCTURA SANITARIA EXISTENTE.....	24
2.4.1 Sistema de agua potable	24
2.4.2 Sistema de eliminación de excretas	25
2.5 ESTADO SANITARIO ACTUAL DE LA POBLACIÓN	25
CAPITULO III	27
BASES DE DISEÑO	27
3.1 EVALUACIÓN DE LAS POSIBLES FUENTES DE ABASTECIMIENTO.....	27
3.2 AREA DE DISEÑO.....	31
3.3 PERIODO DE DISEÑO.....	32

3.4 ANALISIS POBLACIONAL	34
3.4.1 Población actual	35
3.4.2 Población futura	36
3.5 DOTACIONES	37
3.5.1 Consumo medio diario (cmd)	41
3.5.2 Consumo máximo diario (CMD)	42
3.5.3 Consumo máximo horario (CMH)	43
3.6 CAUDALES DE DISEÑO	44
CAPITULO IV	47
DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	47
4.1 CAPTACIÓN	47
4.1.1 Estudios hidrológicos y geofísicos	59
4.2 CALIDAD DEL AGUA	69
4.3 EQUIPOS DE BOMBEO	91
4.4 CÁLCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE DE RESERVA	116
4.5 CÁLCULO DE LA ALTURA DE LA TORRE PARA EL TANQUE ELEVADO	123
4.6 RED DE DISTRIBUCIÓN	126
CAPÍTULO V	133
PRESUPUESTO ESTIMATIVO	133
5.1 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	133
5.2 LISTA DE MATERIALES	134
5.3 FÓRMULA POLINÓMICA	139
5.4 PRESUPUESTO ESTIMATIVO	146
CAPÍTULO VI	150
IMPACTO AMBIENTAL	150
6.1 CONDICIONES AMBIENTALES EXISTENTES	151
6.2 ANÁLISIS DE LOS IMPACTOS: POSITIVOS Y NEGATIVOS	153
6.3 MEDIDAS DE MITIGACIÓN	158
6.3.1 Generales	159
6.3.2 Captación	159
6.3.3 Planta de tratamiento	160
6.3.4 Obras civiles e instalación de tuberías	160
CAPITULO VII	162

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	162
BIBLIOGRAFÍA	165

INDICE DE CUADROS

Cuadro 2.1 Valores mensuales de temperatura de aire a la sombra (°C)	10
Cuadro 2.2 Valores mensuales de evaporación (mm)	11
Cuadro 2.3 Valores mensuales de precipitación (mm)	12
Cuadro 2.4 Valores mensuales de nubosidad (Octavos)	13
Cuadro 2.5 Valores mensuales de humedad relativa (%)	14
Cuadro 2.6 Establecimientos educacionales	22
Cuadro 3.1 Aspectos cuantitativos	29
Cuadro 3.2 Aspectos cualitativos	29
Cuadro 3.3 Ventajas y desventajas de las aguas subterráneas	30
Cuadro 3.4 Vida útil sugerida para los elementos de un sistema de agua potable	34
Cuadro 3.5 Cantones de la Provincia de Los Ríos	35
Cuadro 3.6 Crecimiento poblacional	36
Cuadro 3.7 Consumo doméstico máximo	40
Cuadro 3.8 Porcentajes de fugas a considerarse en el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable	42
Cuadro 3.9 Variaciones de consumo	44
Cuadro 3.10 Caudales de diseño para los elementos de un sistema de agua potable	45
Cuadro 4.1 Diámetros recomendados para la tubería de revestimiento de pozos	50
Cuadro 4.2 Sección de la tubería más económica para bombeo	57
Cuadro 4.3 Norma INEN 1108	79
Cuadro 4.4 Normas de calidad organoléptica del agua potable según la S.S.A.	81
Cuadro 4.5 Requerimientos de cloro	90
Cuadro 4.6 Cálculo de la curva del sistema	100
Cuadro 4.7 Curva característica de la bomba	101
Cuadro 4.8 Variaciones del volumen de almacenamiento	119
Cuadro 4.9 Cálculo de las horas de bombeo y volúmenes de reserva al inicio del sistema	121
Cuadro 4.10 Cálculo de horas de bombeo y volumen de reserva al término del período de diseño	122
Cuadro 4.11 Distribución del gasto en los nudos	124

INDICE DE GRAFICOS

Gráfico 2.1 Mapa de ubicación del proyecto	6
Gráfico 2.2 Mapa de cuencas hidrográficas del Ecuador	7
Gráfico 2.3 Cuenca del río Guayas y subcuencas hidrográficas	15
Gráfico 4.1 Esquema de ubicación de sondajes eléctricos verticales	49
Gráfico 4.2 Tipos de rejillas para pozos	51
Gráfico 4.3 Cortes longitudinal y transversal de rejilla de ranura continua	51
Gráfico 4.4 Valores de precipitación media mensual (mm)	63
Gráfico 4.5 Valores mensuales de evaporación (mm)	64
Gráfico 4.6 Modelos de bombas sumergibles	93
Gráfico 4.7 Esquema del sistema de bombeo	95
Gráfico 4.8 Esquema de operación del sistema	102

DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA AUGUSTO VALENCIA, CANTÓN VINCES, PROVINCIA DE LOS RIOS

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 ANTECEDENTES

En nuestro país la falta de agua potable y saneamiento ambiental han sido hasta hoy una de las mayores necesidades en la población, y que han causado trastornos en la salud, el bienestar y el desarrollo, y además es motivo de descontento social, constituyendo un gran reto para los gobiernos nacional y seccionales venideros que deberán enfrentar y solucionar este problema.

Las condiciones sanitarias en los sectores urbanos son superiores a las de los sectores rurales, existiendo una diferencia de nivel de salud, que favorece el éxodo de la población rural hacia los centros urbanos. Además la presencia de enfermedades reducibles y con carácter endémico, que unidas a la deficiente alimentación y precarias condiciones económicas y de vivienda impulsan al campesino a buscar mejores condiciones de vida. Por esto la provisión de agua potable dentro de las viviendas, es uno de los medios para prevenir eficazmente el fenómeno de la migración de las masas rurales hacia los grandes centros poblados, al contribuir en la transformación del medio hacia el logro de mejores condiciones sanitarias, sociales y económicas del individuo que forma parte de la comunidad rural.

Es una necesidad creciente el dotar de agua potable a las diferentes poblaciones, ya que con esto se mejora el problema sanitario y se eleva la calidad de vida.

Además, en lo que se refiere al abastecimiento de agua, varios sectores urbanos y rurales de nuestro país enfrentan el grave problema de la escasez de fuentes superficiales, o el alto costo que significa el tratamiento de estas aguas. El problema es mayor cuando es

necesario construir proyectos costosos con extensas líneas de conducción y plantas de tratamiento aprovechando las fuentes superficiales existentes para el abastecimiento de pequeñas comunidades, lo que termina en una altísima inversión por habitante servido.

Este problema de abastecimiento de agua se puede solucionar en la mayoría de los casos, especialmente en las zonas del litoral y amazónicas, para pequeñas poblaciones, con el aprovechamiento de las aguas subterráneas. Aplicando estas soluciones se obtiene una gran reducción en los costos de inversión de las obras, lo que contribuye a la factibilidad de los proyectos.

Este es el caso de la localidad de Augusto Valencia que al momento se abastecen del agua perteneciente a la parroquia urbana de Vinces y que desde hace aproximadamente cuatro años atrás tienen cortes en el servicio y continuamente les llega sucia que a decir de los usuarios “el agua sale del color de la tierra, parecida al chocolate, al jugo de tamarindo o negra”, y deben dejar las llaves abiertas hasta que el agua se aclare y mejore su calidad. Tienen que comprar agua envasada para beber ya que la que les llega por las tuberías no es confiable, razón por la que los habitantes de este predio reclaman por un mejor servicio.

Anteriormente se han aprovechado las aguas subterráneas existentes en esta localidad pero de una manera anti técnica razón por la que han fracasado en estos proyectos. Para solucionar este problema se presenta este estudio como una alternativa para la dotación de agua a este sector.

1.2 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.2.1 Objetivo general

- Elaborar un estudio completo para el diseño del sistema de agua potable de la localidad de Augusto Valencia.

1.2.2 Objetivos específicos

- Establecer de manera aproximada el número de personas que serán atendidas con este nuevo sistema de agua potable.
- Determinar la solución apropiada de abastecimiento de agua potable, para las condiciones predominantes en la zona de estudio.
- Aprovechar de la mejor manera los recursos existentes en este predio como es el caso de las aguas subterráneas, lo que es apropiado por el bajo número de habitantes a servir. Se puede decir que esta es una potente alternativa para la dotación ya que adicionalmente estas aguas necesitan un menor grado de tratamiento y también se evitarían grandes inversiones como la de la conducción en caso de usarse aguas superficiales.
- Elaborar un estudio técnico en base a un análisis físico, químico y bacteriológico de las aguas que van a ser usadas, para de este modo determinar el tratamiento apropiado que se debe aplicar y de ser necesario, dimensionar la planta de tratamiento con sus procesos específicos, para garantizar la calidad del agua entregada, la que deberá cumplir las normas o requisitos establecidos para su potabilización.
- Conservar y evitar el deterioro del recurso agua subterránea.

1.3 ALCANCE

Este estudio es una alternativa para proporcionar una solución a la dotación de agua potable para la localidad de Augusto Valencia del cantón Vinces, que está conformada por personas de escasos recursos económicos que anteriormente aprovechaban el agua sin tratamiento de un pozo y un sistema de distribución anti técnico que en su momento no abastecía a la población; en la actualidad se abastecen de una tubería principal proveniente de Vinces pero tienen cortes en el suministro y el agua les llegaba contaminada, por lo que

sus habitantes necesitan con urgencia una solución definitiva para su abastecimiento, que contenga el tratamiento y distribución del líquido vital.

En el desarrollo de este diseño se realizará un estudio socioeconómico de la población y se ubicará la infraestructura sanitaria existente para luego hacer una evaluación de las posibles fuentes de abastecimiento, determinar la captación y hacer un análisis de la calidad del agua, continuando con el cálculo de los componentes del sistema de agua potable.

Además se realizará un presupuesto detallado de la obra civil y un estudio del impacto ambiental ocasionado.

Se concluirá con la elaboración de planos detallados del diseño.

CAPITULO II

ESTUDIO SOCIO – ECONOMICO

2.1 SITUACIÓN GEOGRÁFICA DE LA POBLACIÓN

La localidad de Augusto Valencia se encuentra en el cantón Vinces, provincia de Los Ríos, en la región litoral, dentro de la cuenca del río Guayas, y está ubicada al Sur de su cabecera cantonal a 3 Km al Sur-este de la ciudad de Vinces sobre la vía que une a esta con la población de San Juan, la que se halla sobre la carretera Quevedo - Babahoyo.

Actualmente ocupa un área aproximada de 14 hectáreas en un terreno con topografía plana dividido en 695 lotes que son propiedad de igual número de familias. Para llegar a este lugar se dispone de una carretera asfaltada y dentro de la localidad las calles son lastradas y de tierra afirmada.

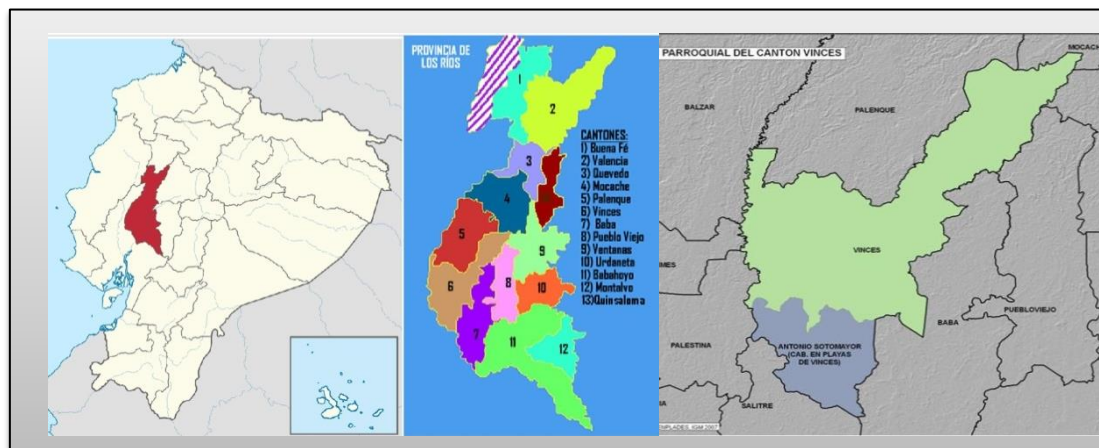
2.1.1 Ubicación geográfica

La localidad de Augusto Valencia se encuentra ubicada en el cantón Vinces, provincia de Los Ríos, a 3 Km al Sur-Este de la ciudad de Vinces y con una población aproximada de 3000 habitantes.

Esta urbe se encuentra ubicada entre las coordenadas geográficas 79° 45' de longitud Oeste y 01° 32' de latitud Sur, a una altitud promedio de 41 m.s.n.m. (INAMHI, 2012).

GRÁFICO No. 2.1

MAPA DE UBICACIÓN DEL PROYECTO



Los límites de la zona en estudio son: Norte zona pantanosa, al Sur vía a Babahoyo, al Este terrenos baldíos, y al Oeste Vinces.

2.1.1.a Orografía

La provincia de Los Ríos está asentada sobre la depresión ancha y plana de la extensa cuenca hidrográfica del río Guayas, formada por capas de sedimentos cuaternarios de productos detríticos provenientes de la erosión de la cordillera occidental, acarreados por las aguas torrenciales y fluviales, sedimentos que permitieron el desarrollo de acuíferos de gran extensión y de permeabilidad generalmente alta (Burbano, Becerra , & Pasquel , 2012).

Estos terrenos son los que ahora integran la base de la mayor parte de los fértiles terrenos del litoral.

GRAFICO No. 2.2

MAPA DE CUENCAS HIDROGRAFICAS DEL ECUADOR



Fuente: Mapa base: I.G.M., SENAGUA, INAMHI

En general el relieve no presenta mayores accidentes geográficos, la mayor parte del terreno es llano y hay ondulaciones topográficas que constituyen pequeñas colinas.

El relieve tiene mayor altura hacia el norte y el Este en que colinda con las estribaciones de la cordillera occidental de los Andes. Las mayores elevaciones no llegan a los 500 m.s.n.m. y se derivan de las mencionadas estribaciones. El relieve de la provincia presenta dos grandes aspectos: a) La región de las Sabanas, y b) La región de las lomas (Romero Palacio, 1989, pág. 1006).

La zona del cantón Vinces pertenece a la región de las Sabanas y está a una altura promedio de 65 m.s.n.m.

2.1.1.b Temperatura

El clima de esta localidad es el perteneciente a la zona climática calificada como tropical monzónica. En la estación del verano que comprende los meses de Junio hasta Diciembre la temperatura es moderada y el clima es seco y, mientras que el invierno es caluroso y muy lluvioso que provoca inundaciones, abarcando los meses de Diciembre a Junio. La ubicación climática a la que corresponde es la subregión cálido-húmeda (Romero Palacio, 1989).

La temperatura media en esta región es de 25,8 °C, correspondiendo los meses más fríos a los de Julio y Agosto con 17 °C y los más calurosos, Marzo y Abril con 26 °C en promedio. Estos datos se presentan en el cuadro No. 2.1

En una zona periférica del Suroccidente de la ciudad de Vinces está ubicada la estación meteorológica perteneciente al INAMHI asignada con el código MO-466 y de sus registros históricos comprendidos entre los años 2000 al 2012 se ha tomado la respectiva serie para analizar varios factores climáticos que se detallan a continuación. Se debe indicar que el anuario del año 2012 fue publicado en el año 2015 y es el último en estar disponible a la fecha del presente estudio.

Evaporación: La evaporación promedio en este sector es de 1486.58 mm anuales, teniéndose en todos los meses una evaporación similar, lo que denota la existencia de aguas subterráneas ya que en los meses sin lluvias se tienen valores de evaporación cercanos a los meses lluviosos, debiendo anotar que no se registran datos para el año 2004, lo que se presenta en el cuadro No. 2.2.

2.1.1.c Pluviosidad

Las precipitaciones mínimas se producen entre los meses de Agosto y Septiembre hasta con 0,00 mm y la máxima de 848,6 mm entre los meses de Febrero y Marzo. La precipitación promedio anual es de 1457.22 mm.

La zona del proyecto se encuentra a una distancia aproximada de 6 Km en línea recta de la estación meteorológica de Vinces con código MO-466 de donde se han obtenido los datos de precipitaciones mensuales desde el año 2000 al año 2012. Estos datos se presentan en el cuadro No. 2.3.

Nubosidad: La nubosidad promedio en esta zona es de 6,9 octavos, este valor se mantiene entre 6 y 7 durante todo el año, como se puede ver en el cuadro No. 2.4.

CUADRO No. 2.1

VALORES MENSUALES DE TEMPERATURA DE AIRE A LA SOMBRA [°C]

ESTACION VINCES INAMHI	LATITUD: 1 32' 57" S
	LONGITUD: 79 45' 0" W
	ALTURA: 14 msnm

AÑO	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEM	OCTUBR	NOVIEMB	DICIEMB	V. ANUAL	MAXIMA	MINIMA		
2000	25.70	25.90	26.40	26.60	25.60	24.30	23.20	24.10	24.50	25.40	25.30	26.40	25.30	29.6	SEPT	---	---
2001	25.90	26.50	26.80	27.00	25.70	23.80	23.80	23.70	24.70	24.60	25.90	26.30	25.40	31.3	ABR	12.10	AGO
2002	27.00	26.10	27.00	26.60	26.70	25.00	24.70	24.20	25.20	25.50	25.90	26.60	25.90	32.3	ENE	18.90	AGO
2003	26.30	26.50	27.10	27.00	26.40	24.70	24.30	24.50	24.70	25.80	25.90	26.50	25.80	35	NOV	16.50	JUL
2004	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2005	27.80	26.50	26.90	27.20	25.90	24.80	24.60	24.30	25.20	25.00	25.90	26.50	25.90	32.3	ENE	18.90	SEP
2006	26.90	26.50	27.50	27.10	26.20	24.90	24.20	25.10	25.90	26.10	25.80	27.30	26.10	32.8	DIC	19.80	OCT
2007	26.60	27.20	26.80	27.20	26.10	24.80	24.90	24.00	24.90	24.50	25.30	25.70	25.70	31.6	ABR	19.20	AGO
2008	24.80	25.70	26.60	26.60	25.70	25.30	25.10	25.00	25.30	25.40	25.70	26.60	25.70	30.8	ABR	19.20	NOV
2009	26.20	26.10	26.70	27.20	26.40	25.40	25.10	25.30	25.50	25.80	26.00	27.30	26.10	31.6	ABR	17.40	SEP
2010	26.70	27.00	27.30	27.50	27.00	25.30	25.10	24.50	25.30	25.50	24.90	25.30	26.00	31.1	ABR	18.30	JUL
2011	26.00	26.30	27.60	26.90	26.80	26.00	25.40	24.50	25.50	24.80	25.70	26.90	26.00	32.2	MAR	20.30	AGO
2012	25.60	25.90	27.10	27.20	26.90	26.10	24.90	24.50	25.10	25.40	26.10	27.00	26.00	31.5	DIC	20.20	AGO

CUADRO No. 2.2

VALORES MENSUALES DE EVAPORACION [mm]

ESTACION VINCESINAMHI	LATITUD: 1 32' 57" S
	LONGITUD: 79 45' 0" W
	ALTURA: 14 msnm

AÑO	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPT	OCTUB	NOVIEM	DICIEMB	VALOR ANUAL	MAXIMA EN 24 HORAS
2,000	135.50	109.60	123.80	120.90	101.50	87.60	93.90	133.00	148.80	167.30	170.20	157.30	1,549.40	7.70 21 AGO
2,001	129.40	123.30	141.80	139.90	91.80	87.40	109.60	117.20	148.70	157.20	163.20	146.30	1,555.80	6.90 8 MAR
2,002	144.70	102.60	109.90	113.60	127.10	127.60	131.20	140.50	146.10	143.20	150.10	133.20	1,569.80	7.50 15 ENE
2,003	103.20	94.60	119.80	137.70	117.20	92.40	106.60	108.60	154.60	161.40	156.20	132.10	1,484.40	7.70 1 OCT
2,004	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---		
2,005	137.80	100.50	111.80	106.50	120.80	106.30	114.40	137.30	160.70	143.30	159.90	134.80	1,534.10	8.80 16 SEP
2,006	114.40	89.00	142.90	143.20	125.80	106.10	113.20	139.80	152.40	176.00	---	---		7.70 30 MAR
2,007	104.80	111.80	98.70	117.60	90.20	87.30	117.00	120.20	109.10	147.10	138.80	144.10	1,386.70	8.30 22 NOV
2,008	66.00	99.00	123.50	118.80	99.30	105.80	107.00	111.20	117.10	135.90	154.40	157.10	1,395.10	8.20 26 FEB
2,009	150.10	85.00	109.50	133.00	133.20	103.00	115.80	121.90	147.00	158.40	157.70	147.00	1,516.60	8.10 3 OCT
2,010	104.30	81.00	117.00	111.70	101.60	87.30	108.30	116.10	118.00	159.50	116.10	101.90	1,322.80	8.00 17 OCT
2,011	108.60	102.80	165.40	126.90	131.80	96.70	91.40	105.30	131.90	140.80	162.60	167.70	1,531.90	8.00 2 NOV
2,012	79.90	112.40	134.30	136.80	135.10	103.70	103.80	114.50	138.80	147.30	147.60	151.60	1,505.80	8.00 3 DIC

CUADRO No. 2.3

VALORES MENSUALES DE PRECIPITACION [mm]

ESTACION VINCES INAMHI	LATITUD: 1 32' 57" S
	LONGITUD: 79 45' 0" W
	ALTURA: 14 msnm

AÑO	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUB	NOVIEM	DICIEM	TOTAL ANUAL	MAXIMA EN 24 HORAS	# DIAS
2000	110.60	283.30	412.20	186.40	41.50	9.80	0.00	0.00	1.70	0.00	0.00	29.90	1,075.40	139.20	7 MAR ---
2001	514.20	320.80	404.50	312.50	40.90	0.00	3.10	0.00	0.00	0.00	0.00	5.80	1,601.80	94.50	24 FEB ---
2002	157.80	647.00	848.60	435.20	109.80	2.80	1.60	0.00	0.00	4.70	1.80	90.80	2,300.10	144.90	5 FEB ---
2003	206.40	282.80	236.20	113.90	27.30	11.80	4.70	18.60	0.00	1.60	139.70	72.00	1,115.00	138.60	29 NOV ---
2004	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2005	53.50	116.30	385.60	414.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	197.30	1,167.40	100.50	23 ABR ---
2006	425.00	524.70	258.50	54.10	20.60	10.60	0.00	1.50	0.00	0.00	5.00	37.70	1,337.70	125.40	25 ENE 83
2007	200.10	123.00	379.20	246.00	32.30	4.80	3.40	0.00	0.00	0.00	7.60	54.80	1,051.20	82.20	6 FEB ---
2008	563.60	444.90	371.10	326.80	93.20	1.70	0.00	11.30	0.40	10.40	1.80	26.90	1,852.10	76.40	2 ENE ---
2009	391.80	238.70	180.70	45.10	51.80	12.00	0.00	0.00	0.00	4.70	0.00	111.10	1,035.90	69.20	22 MAR ---
2010	190.80	436.80	329.70	309.30	40.90	9.10	8.60	0.50	1.20	0.00	1.80	343.20	1,671.90	114.90	16 DIC ---
2011	305.70	302.20	98.10	356.70	1.60	35.80	28.60	0.00	0.30	1.50	0.40	87.50	1,218.40	93.30	19 ENE ---
2012	393.20	431.40	748.90	247.30	169.30	47.10	2.00	0.00	2.00	1.20	5.40	11.90	2,059.70	140.40	21 MAR ---

CUADRO No. 2.4

VALORES MENSUALES DE NUBOSIDAD [OCTAVOS]

ESTACION VINCES INAMHI

LATITUD: 1 32' 57" S

LONGITUD: 79 45' 0" W

ALTURA: 14 msnm

AÑO	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPIEM	OCTUB	NOVIEM	DICIEMB	V. ANUAL
2000	7	7	7	7	7	7	7	6	7	6	6	7	7
2001	7	7	7	7	7	7	7	7	6	6	6	7	7
2002	7	8	7	7	8	6	7	6	6	7	7	7	7
2003	7	7	7	6	7	7	7	7	6	7	6	7	7
2004	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2005	7	7	7	7	7	6	6	6	6	7	6	7	7
2006	7	8	7	7	6	7	6	7	6	6	7	7	7
2007	8	7	7	7	8	8	6	7	6	7	7	7	7
2008	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2009	8	7	7	6	7	6	6	7	6	5	5	7	6
2010	7	8	7	7	7	7	7	7	7	6	7	7	7
2011	7	7	5	7	6	7	7	7	6	7	6	7	7
2012	8	7	7	7	7	7	7	7	6	7	6	7	7

CUADRO No. 2.5

VALORES MENSUALES DE HUMEDAD RELATIVA [%]

ESTACION VINCESINAMHI	LATITUD: 1 32' 57" S
	LONGITUD: 79 45' 0" W
	ALTURA: 14 msnm

AÑO	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEM	OCTUBR	NOVIEMB	DICIEMB	V. ANUAL	MAXIMA	MINIMA		
2000	88	89	90	90	91	91	90	88	85	86	84	85	88	100	24 SEP	54	18 DIC
2001	91	91	92	92	96	97	97	97	89	80	79	79	90	100	11 ENE	55	8 NOV
2002	81	89	88	89	89	89	88	87	87	86	86	87	87	100	2 ABR	59	7 MAR
2003	91	90	90	88	89	91	89	89	85	84	84	87	88	100	11 FEB	65	30 MAR
2004	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---			
2005	85	90	92	91	91	91	90	90	87	87	85	84	88	100	11 FEB	56	27 SEP
2006	87	91	89	89	90	90	90	88	89	94	93	88	89	100	5 NOV	57	16 NOV
2007	93	94	96	96	91	88	84	84	80	78	77	77	86	100	29 ENE	47	27 NOV
2008	89	87	86	86	88	86	85	84	84	81	78	77	84	100	3 ENE	55	29 NOV
2009	84	87	86	83	83	83	83	81	80	79	76	79	82	100	26 ENE	39	11 OCT
2010	87	91	89	89	90	88	85	82	81	82	83	85	86	100	8 ENE	56	28 JUL
2011	87	88	83	88	85	89	89	89	78	77	72	72	83	100	1 JUN	48	5 DIC
2012	85	86	84	84	85	84	83	81	77	77	75	74	81	100	24 ENE	51	25 DIC

* Los datos presentados en los cuadros anteriores fueron recopilados de los anuarios meteorológicos publicados por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI. Años 2000 a 2012.

2.1.1.d Humedad relativa

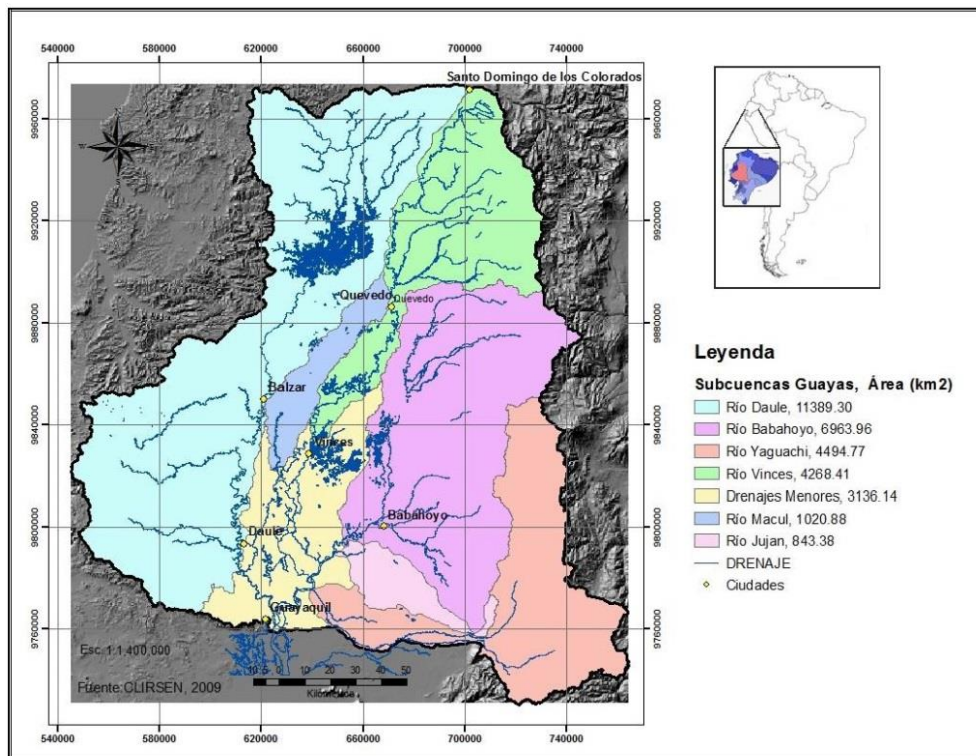
La humedad relativa promedio es del 86%, correspondiendo a los meses de Junio y Julio los más húmedos con 83%, y los meses de Octubre y Noviembre los de menor humedad en el aire con el 78%, según se observa en el cuadro No. 2.5.

Recursos hídricos:

La localidad de Augusto Valencia se encuentra en el sistema hidrográfico del río Vinces, perteneciente a la vertiente del Océano Pacífico, cuenca del río Guayas, subcuenca del río Vinces con un área de drenaje de 4268 Km².

GRÁFICO No. 2.3

CUENCA DEL RÍO GUAYAS Y SUBCUENCAS HIDROGRÁFICAS



Fuente: Mapa base: CLIRSEN.

En la provincia de Los Ríos existe la red fluvial más accidentada y atiborrada de la costa que convierte a estas tierras en las más fértiles del Ecuador, además, estos ríos son aptos para la pesca y la navegación. Asimismo se forman extensas superficies que son inundadas cada año durante la época invernal debido al aumento de caudal en los ríos, que inclusive llegan a salirse de su curso. Estas partes bajas que son inundadas, se constituyen en una fuente de recarga natural de los acuíferos generalizados que se presentan a lo largo de toda la parte baja de la Cordillera Occidental (INEC, 1996).

Estos ríos nacen en la Cordillera Occidental de Los Andes y el principal de ellos es el Babahoyo cuyos dos principales afluentes en la llanura son el Caracol y el San Pablo, recibiendo los aportes de otros afluentes como el Vinces, Pueblo Viejo, Zapotal y Yaguachi, que al unirse con el Daule forman el gran río Guayas (Prefectura de Los Ríos, 2012, pág. 55).

El río Vinces pasa aproximadamente a cuatro kilómetros de la población en estudio.

Hidrogeología:

Para determinar la mejor forma de aprovechamiento de los recursos hídricos y dado que la extracción de los recursos subterráneos es función de la cantidad media anual de agua que se infiltra en el suelo, llamado también recarga, es necesario conocer el proceso de circulación y almacenamiento del agua en el subsuelo, y la cantidad restante de la precipitación que se pierde por escorrentía, evaporación o transpiración de las plantas.

Geológicamente la zona presenta una morfología semiplana sin rasgos estructurales importantes, con una cobertura cuaternaria de espesor variable constituido por depósitos aluviales y terrazas, sedimentados sobre estratos terciarios del grupo Daule. Arenas de variada granulometría y arcillas constituyen la base litológica.

Como se mencionó anteriormente, el río Vinces pasa a una corta distancia de la zona en estudio y recorre una planicie de inundación de carácter uniforme que por su

constitución litológica se considera a la zona con altas probabilidades para la presencia de aguas subterráneas, sin embargo, debido a la permeabilidad media de los depósitos superficiales permiten establecer que la infiltración es aceptable, sin constituir acuíferos con grandes caudales; prueba de esto es que en esta amplia zona geológica de idénticas características se encuentran aguas subterráneas explotadas con rendimientos no muy altos.

De acuerdo al informe de los estudios de prospección geofísica realizados por la Subsecretaría de Saneamiento Ambiental (S.S.A.), se puede conocer que el suelo del acuífero seleccionado está formado por tres horizontes definidos, uno superior constituido por arcillas y arenas con ausencia de humedad, luego un horizonte de arena media a variada de buena permeabilidad, con condiciones para la circulación y almacenamiento de aguas subterráneas con intercalaciones de arcillas a manera de interdigitaciones de poca potencia, siendo esta la zona de interés hidrogeológico, y finalmente un estrato semipermeable de limo arcilla.

Calidad de las aguas:

La calidad del agua es determinante al momento de decidir el aprovechamiento o no de este recurso, por lo que se realizan análisis físico-químicos y bacteriológicos para cuantificar sus características. En el Capítulo IV punto 4.2 se presentan los resultados de los análisis de las muestras tomadas del pozo existente, lo que se ha tomado como propio para el nuevo pozo a perforar debido a que estos están separados por aproximadamente 400 metros, razón por la que se asume que captan el agua del mismo acuífero.

Al comparar los valores del reporte del análisis del agua con los límites tolerables permitidos por diferentes organismos como la S.S.A. se nota que están dentro de los parámetros establecidos a excepción del anhídrido carbónico libre, manganeso y los fosfatos; comparados con la norma INEN el valor del manganeso es apenas mayor con 0,54 mg/l al límite máximo permisible.

Flora y fauna:

La provincia de Los Ríos se encuentra dentro de la faja tropical monzónica que se extiende desde casi Quevedo hacia el Sur y bordeando el zócalo inferior de la cordillera hasta la Provincia de El Oro aunque en faja más estrecha.

Esta área climatovegetativa es el asiento de la agricultura tropical intensiva del Ecuador. En las llanuras existen cultivos de arroz, maíz, algodón, pastizales, mientras que en las lomas o partes más altas los cultivos son de café, cacao, banano y frutas tropicales. En las selvas y bosques se tienen árboles frutales, los que sirven para construcciones, ebanistería, el caucho, enredaderas, bejucos y plantas menores; características que son comunes en la zona de influencia por su topografía plana (Romero Palacio, 1989).

En el área circundante al proyecto predomina la presencia de animales domésticos como ganado vacuno, caballar, porcino, además de la avicultura; se puede apreciar varias especies de aves silvestres, mencionando también que en los ríos se explota la pesca.

Salud pública:

Dentro de esta localidad no existen centros médicos, pero por su cercanía a la ciudad de Vinces, estas personas acuden a su hospital, a sus cinco subcentros de salud, a clínicas particulares, al puesto de salud y a cuatro dispensarios médicos. Las enfermedades más frecuentes en este sector son las de origen hídrico e infecciones de vías respiratorias y la piel.

El Municipio de Vinces ha dotado a esta localidad del servicio de recolección de basura dos días a la semana por medio de una volqueta o en ciertas ocasiones un recolector, por lo que los moradores de este sector se ven obligados a arrojar los desechos en los lotes vacíos e incinerarlos, creando un grave problema sanitario y representa un impacto negativo al medio ambiente por el manejo anti técnico de la basura.

Características generales del ambiente urbano:

La localidad de Augusto Valencia ocupa una superficie de 14,18 hectáreas y está conformada por 695 lotes destinados exclusivamente a vivienda popular. Este sector no está consolidado totalmente ya que existen algunos lotes vacíos. Se tiene el trazado de las calles pero estas son de tierra afirmada y algunas lastradas.

2.2 POBLACIÓN ACTUAL

La fuente de información más confiable son los datos de los censos nacionales realizados en los años de 1950, 1962, 1974, 1982, 1990, 2001 y 2010, pero esto no es suficiente ya que las poblaciones se hallan sujetas a permanente cambio y transformación debido a factores diversos como fuentes de trabajo, vías de comunicación, servicios públicos, de la situación económica actual, de la posible expansión de la agricultura y otros, que dificultan pronosticar la población de diseño. La construcción de un nuevo sistema de agua es un estímulo significativo para su desarrollo.

Para determinar el número de habitantes que serán atendidos con el agua potable se procedió a realizar una encuesta en la que además se investigó su actividad económica, analfabetismo, ocupación, si son o no propietarios o arrendatarios de su vivienda y los servicios sanitarios básicos con que cuentan.

2.3 ANÁLISIS SOCIO-ECONÓMICO

El análisis socio-económico se realizó en conjunto con la encuesta poblacional con el fin de recibir directamente de la población los datos generales y elementales de esta comunidad.

La información adicional que es importante para el planeamiento y ejecución del proyecto, se consiguió por medio de entrevistas y conversaciones con líderes y moradores del sector involucrado.

2.3.1 Actividades económicas

La población económicamente activa (PEA) de la zona en estudio es del 56% de toda la población, siendo la principal actividad la agricultura con un 90% de la PEA, seguido por el 6% en el comercio y el restante 4% se dedican a actividades como obreros y empleados.

La principal actividad económica es el cultivo de banano de exportación en las haciendas cercanas seguidas muy de lejos por el cacao, café, y cítricos.

2.3.2 Prestación de servicios

De los formularios utilizados para la valoración de las condiciones actuales se nota que la mayoría de esta población trabaja en las plantaciones de banano, pequeños comerciantes, y ganadería. En lo que se refiere a trabajos específicos, según sea el requerimiento se ha notado que no existe mano de obra calificada, especialmente en lo relacionado a un sistema de agua potable.

Para cualquier trabajo que requieren los pobladores, utilizan personal local, por lo que en muchos casos se generan fuentes de empleo entre los mismos pobladores. No existe personal técnico especializado, debido a que no se interesan mucho por la educación, dando prioridad al trabajo tanto los jóvenes como los adultos.

2.3.3 Crecimiento urbano

La información que proporcionan los censos realizados por el INEC no es suficiente para conocer cómo crece la población debido a que por la constante división

geográfica en la provincia de Los Ríos para crear nuevos cantones, el de Vinces ha ido perdiendo territorio y también población, que han pasado a los nuevos cantones, dando datos erróneos de un decrecimiento poblacional, por este motivo se procedió a realizar una encuesta socio-económica que refleja una población de 2914 habitantes; número que al relacionarlo con el área de este sector arroja una densidad poblacional de 205,5 hab/Ha. Se ha determinado que para el año 2036 la población residente será de 4170 habitantes.

Vivienda:

En general las viviendas se hallan dispersas por toda la zona, pero se puede apreciar que existe una concentración en los sectores central y Este. Estas construcciones usan mayoritariamente para estructuras y paredes la madera y la caña picada, observándose en pocas viviendas el uso del ladrillo y el bloque. En las estructuras superiores de las casas se emplea la madera y como cubiertas colocan planchas de zinc. En los pisos colocan tablas de madera, caña picada y en menor proporción el hormigón.

Varias viviendas presentan características especiales debido al problema de las inundaciones que se dan en el invierno, por esto las han construido sobre puntales de madera o columnas de hormigón.

2.3.4 Disponibilidad de servicios

La localidad de Augusto Valencia por encontrarse contigua a Vinces, tiene disponibles los servicios de energía eléctrica y facilidades a transporte, teléfono, correo, Internet, cuatro periódicos locales, centros educativos y médicos, cuerpo de Bomberos, bancos, mercados, áreas deportivas, canales de televisión con cobertura nacional como Canal uno, Teleamazonas, Ecuavisa, Telecentro, GamaTV y otros con alcance regional, radios locales como Ondas de Quevedo, Ondas del Trópico, Radio Vinces, Radio Cristal de Ventanas y otras de Quito y Guayaquil en frecuencia modulada.

La provincia de Los Ríos cuenta con 187 establecimientos de salud, de los que 16 están ubicados en el Cantón Vinces clasificados como: un hospital cantonal y una

clínica particular que son establecimientos con internación; cuatro subcentros de salud urbanos, 3 Subcentros de salud rurales, tres dispensarios y cuatro clínicas, que son establecimientos sin internación. La tasa de médicos por 10.000 habitantes en la provincia de Los Ríos es de 11,4 con 831 médicos, siendo la segunda más alta de la Región Costa, lo que ha mejorado sustancialmente en los últimos años.

2.3.4.a Energía eléctrica

La energía eléctrica se toma directamente de las redes de abastecimiento a la ciudad de Vinces que es atendida por la empresa eléctrica CNEL que a su vez integra el Sistema Nacional Interconectado. Este servicio se presta las 24 horas del día y la energía para las acometidas domiciliarias se la toma desde los postes existentes en las calles principales, si cuentan con alumbrado público.

2.3.4.b Establecimientos educacionales

Debido a que en esta zona no existen establecimientos educacionales, estos estudiantes asisten a las instalaciones en Vinces que comprenden 29 planteles preprimarios, 113 primarios y 16 colegios, los datos registrados para el año lectivo 2011 - 2012 son:

CUADRO 2.6 ESTABLECIMIENTOS EDUCACIONALES

	PLANTELES	PROFESORES	ALUMNOS
Inicial	29	135	336
Básica	113	395	16721
Bachillerato	16	347	3182
Total	158	877	20239

FUENTE: Archivo Maestro de Instituciones Educativas (AMIE) 2011 - 2012

Existe una extensión universitaria en Vinces que depende de la Universidad de Guayaquil, el Instituto Técnico Agropecuario Vinces (ITAV) y además un Centro Asociado de la Universidad Técnica Particular de Loja para estudios a distancia.

2.3.4.c Transporte

Esta población debido a su ubicación dispone para su acceso de una carretera asfaltada en buenas condiciones que es la que nace de la carretera Quevedo-Babahoyo en el sector de San Juan y con un recorrido de 28 Km. en dirección a Vinces. Además cuenta con varias vías asfaltadas hacia Quevedo, Babahoyo, Palestina, Palenque, Pueblo Viejo, Ventanas; también dispone de varios caminos de verano de suelo afirmado que conducen a pequeños poblados.

Las calles de este poblado son en su mayoría de tierra afirmada o lastradas, no cuentan con aceras.

La localidad de Augusto Valencia no cuenta con el servicio de transporte público por lo que recurren al servicio de mototaxis y camionetas de alquiler de Vinces. Debido a que uno de los límites de la zona tratada está sobre la vía San Juan-Vinces, su población tiene acceso a las cooperativas de transporte que sirven en el ámbito parroquial, cantonal y provincial.

2.3.4.d Teléfono

Este sector si tiene servicio telefónico, pero utilizan el sistema de Vinces que posee una central telefónica marca Alcatel-Lucent modelo Litespan con capacidad para 2.580 líneas de las cuales 1956 están asignadas a los abonados. Las llamadas de larga distancia nacional se las realiza con centro de conexión en Guayaquil; de igual forma utilizan los servicios de correo e internet. En general el servicio es bueno y tiene una adecuada cobertura.

2.4 INFRAESTRUCTURA SANITARIA EXISTENTE

2.4.1 Sistema de agua potable

Esta localidad inicialmente disponía de un sistema de agua entubada que se extraía de un pozo al que se le llamó con el nombre de Los Conejos, localizado dentro de esta área; realizando una perforación con un diámetro de 4" y una profundidad aproximada de 30 m. de donde se extraía por medio de una bomba eléctrica sumergida 2 l/s, caudal que no abastecía las necesidades de la población, y que debido a la sobreexplotación del acuífero comenzó a salir arena. A un costado del pozo se hallaba un tanque de reserva elevado de hormigón armado, ubicado a 4 m de altura y con capacidad para 5 m³, desde donde se realizaba la distribución del líquido a gravedad.

Posteriormente en el año 2006 el Municipio de Vinces contrata la perforación de un nuevo pozo de 50 m de profundidad, la instalación de una bomba sumergible y construcción de una torre de 9 m de altura con su respectivo tanque de reserva. El sistema se hallaba en funcionamiento, pero según los moradores, el agua les llegaba sucia, con arena y sin potabilizar. A las casas que estaban un poco alejadas del tanque de reserva no les llegaba el agua debido a la baja presión en las tuberías, por lo que utilizaban bombas para succionar el agua y poder abastecerse.

Fue designada una persona para el manejo del sistema, la que se encargaba de limpiar de maleza la zona de la bomba y de la torre, tener en funcionamiento la bomba que trabajaba todo el día, también limpiaba la arena acumulada en el tanque de reserva, operación en la que seguramente se producía contaminación en este depósito.

La red de distribución actual consta de ramales principales y secundarios con tubería de PVC de 63 mm de diámetro en toda su extensión, existiendo en ciertos tramos tubería expuesta o enterrada a muy poca profundidad como a 50 cm. Las conexiones domiciliarias han sido realizadas con tubería de polietileno de 1/2", encontrándose pequeñas fugas de agua. No cuentan con grifos públicos.

Actualmente se abastecen del agua que proviene de una tubería de Vinces pero el líquido les llega contaminado y tienen constantes cortes en el servicio, estos inconvenientes se describieron en el acápite 1.1 Antecedentes.

2.4.2 Sistema de eliminación de excretas

La evacuación de excretas es parte fundamental del saneamiento básico ambiental. Es una de las primeras medidas de carácter básico con la que se asegura una adecuada higiene, lo que deberá complementarse con un adecuado sistema de abastecimiento de agua.

En este sitio se cuenta con un plan de letrización de pozo seco, con lo que se realiza un manejo técnico para la eliminación de las excretas, evitando la contaminación del entorno. Pero existe la posibilidad de que se infiltren estos desechos hacia las capas bajas del subsuelo especialmente en la época de invierno que genera inundaciones, ya que el pozo del que se extrae el agua ocasionalmente está ubicado en la zona central de la localidad a 50 m. de profundidad y no ha sido sellado adecuadamente.

2.5 ESTADO SANITARIO ACTUAL DE LA POBLACIÓN

En lo que se refiere al uso de materiales de construcción, se usa mucho para estructuras y paredes la madera y la caña picada, siendo el problema fundamental de estos materiales su corto tiempo de duración, dando a notar las condiciones económicas en el sector. Se observa en algunas viviendas el uso del bloque y el ladrillo. En las estructuras superiores de las casas se emplea la madera y como cubiertas colocan zinc y muy poco el bijao (fibra natural de hojas de palma). En los pisos utilizan en su mayoría tablas de madera, caña picada y en menor cantidad el hormigón. Las escaleras de acceso a las casas son de caña y madera, las puertas y ventanas exteriores generalmente son de madera.

Las viviendas de un sector en especial presentan características diferentes que mucho tienen que ver con el problema de las inundaciones que se dan en ciertos años,

por esto las han construido elevadas sobre columnas de hormigón y otras en puntales de madera.

Cabe anotar que en el año 2008 el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda contrató a una empresa constructora particular para la edificación de 25 viviendas nuevas de una planta con columnas de hormigón, paredes de bloque y techo de zinc, además 12 mejoramientos de otras unidades en la localidad de Augusto Valencia, las que contaron con el aporte del bono de la vivienda del Estado.

Sobre la base de la encuesta sanitaria, socio-económica y poblacional realizada, se pueden determinar sus necesidades, siendo la más importante la de contar con los servicios básicos como agua potable, sistema de eliminación de excretas y recolección de basura.

La dotación de agua por medio del sistema existente no es eficaz ya que generalmente el agua no llega a los puntos más apartados debido al poco caudal disponible y al mal diseño de la red de distribución, existe además la posibilidad de que pasen pequeñas cantidades de arena y lodo, lo que con el tiempo y de continuar con este problema, se irá acumulando arena en las tuberías. Las conexiones domiciliarias en algunos casos son hechas sin los accesorios respectivos, lo que ocasiona fugas y contaminación del líquido en la red.

CAPITULO III

BASES DE DISEÑO

3.1 EVALUACIÓN DE LAS POSIBLES FUENTES DE ABASTECIMIENTO

Las aguas que se pueden usar para un abastecimiento son las superficiales como ríos, arroyos, lagunas, embalses, además de las subterráneas y manantiales. Dependiendo del tipo de fuente seleccionada se determinará la naturaleza de las obras del sistema como recolección, purificación, conducción y distribución.

El tipo de estructura de captación y el tipo de pretratamiento seleccionados deben estar justificados en consideración del tipo de la fuente de abastecimiento, sean aguas superficiales o subterráneas.

- **Abastecimientos superficiales:** generalmente son los más utilizados en ciudades grandes en las que las necesidades de agua cada vez son mayores, pero las fuentes, sean éstos ríos, lagos, embalses, no son seguros para el consumo humano y requieren de tratamiento, por ejemplo el agua de los ríos requiere por lo común de mayores recursos para su tratamiento, pues: “El agua que fluye en una corriente natural es por lo general turbia, puesto que arrastra en suspensión arena, limo, arcilla y otras materias” (Wheelabrator Clean Water Inc. , 1975, pág. 400). El agua de los lagos puede ser de buena calidad debido al efecto de la auto purificación por sedimentación y reposo, excepto cerca de sus márgenes, esto hace que la distancia que hay desde la orilla al punto donde puede obtenerse una agua satisfactoria, sea grande y el costo de las instalaciones para la toma resulte excesivo, a diferencia de las tomas directas de los ríos. Aquí se puede observar en una misma fuente ventajas y desventajas y solo el estudio técnico-económico de alternativas determinará la mejor solución.

- **Abastecimientos subterráneos:** Generalmente son las pequeñas comunidades las que emplean estas fuentes, por carecer de abastecimientos superficiales o por el alto costo que significa el tratamiento de estas aguas con una contaminación cada vez

creciente. Algunas veces se tiene el inconveniente de que esta agua subterránea es excesivamente dura, pero tienen la ventaja de proporcionar un líquido que requiere un menor grado de tratamiento, siendo más puras que las superficiales. Químicamente pueden ser inferiores, ya que su composición depende de la de los terrenos que atraviesan, pero: “las aguas de pozo necesitan una menor purificación que las de superficie, debido a que su tratamiento se ha adelantado por vía natural, al ser filtradas hasta un grado tal que no es fácil de alcanzar por filtración mecánica” (Wheelabrator Clean Water Inc. , 1975, pág. 399). Su captación y distribución son con frecuencia más accesibles por estar cerca o dentro de las poblaciones. Se las puede captar de:

- “De manantiales naturales
- De pozos
- De galerías filtrantes, estanques o embalses
- De pozos” (Fair, Geyer y Okun, 1990, pág. 31)

La cantidad está, regularmente en razón inversa de su calidad, los manantiales y pozos que dan agua de buena calidad han tenido una eficaz filtración y producen caudales pequeños, caso contrario cuando dan caudales grandes provienen de terrenos agrietados donde la filtración y purificación no son satisfactorias (Universidad Central del Ecuador, 1967).

CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS:

A.- Aspectos cuantitativos y de explotación

CUADRO No. 3.1

AGUAS SUPERFICIALES	AGUAS SUBTERRANEAS
Generalmente aportan mayores caudales	Generalmente disponen de caudales relativamente bajos
El caudal varía según la estación climática	El caudal permanece casi constante
En la mayoría de casos no requiere bombeo	Generalmente requieren bombeo
Los costos de bombeo son relativamente bajos	Los costos de bombeo son altos
Generalmente la captación debe hacerse distante del sitio de consumo	Se puede obtener en el sitio o muy cerca del lugar de la demanda

Fuente: Teoría y diseño de los abastecimientos de agua. Simón Arocha 1977, pág. 217

B.- Aspectos cualitativos

CUADRO No. 3.2

	AGUAS SUPERFICIALES	AGUAS SUBTERRANEAS
Turbiedad	Variable (baja o muy alta)	Prácticamente ninguna
Color	Variable	Constante, bajo o ninguno
Temperatura	Variable	Constante
Mineralización	Variable, generalmente muy alta	Constante, depende del tipo de suelos que atraviesa
Dureza	Generalmente baja	Dependiente del suelo, generalmente alta
Estabilización	Variable, generalmente algo corrosivas	Constante, generalmente algo incrustantes
Contaminación bacteriológica	Variable, generalmente contaminadas	Constante, generalmente poca o ninguna
Contaminación radiológica	Expuestas a la contaminación directa	Protegida contra la contaminación directa

Fuente: Teoría y diseño de los abastecimientos de agua. Simón Arocha 1977, pag 217

Las ventajas y desventajas de las aguas subterráneas se presentan en el siguiente cuadro:

CUADRO No. 3.3

Ventajas y desventajas de las aguas subterráneas

VENTAJAS	DESVENTAJAS
MEJOR CALIDAD: Generalmente no poseen organismos patógenos, ni necesitan de costoso tratamiento previo a uso doméstico, agrícola o industrial.	Mayores problemas, riesgos y desconocimiento en las labores de prospección y explotación.
MAYOR ESTABILIDAD: Su temperatura, condiciones físicas y químicas, volumen almacenado, no están sujetos a grandes fluctuaciones.	En muchas ocasiones, las cantidades obtenibles son insuficientes para las necesidades.
MENOR CONTAMINACIÓN: La contaminación de cualquier orden, sobre todo radioquímica y biológica es menos propicia.	De la misma manera que es más difícil su contaminación, una vez que ha ocurrido, es más difícil su recuperación.
UNICO RECURSO: En muchas ocasiones para determinados sitios puede constituirse en el único recurso.	

Fuente: Los pequeños sistemas de agua potable - Gerardo Nicola 1996

De acuerdo a las características mencionadas, el mejor diseño será aquel que reduzca al mínimo durante el período de diseño los inconvenientes referentes a cada fuente y haga más eficiente el servicio (Arocha Ravelo, 1977, pág. 309).

En conclusión se puede decir que para un abastecimiento de agua se pueden usar tanto las fuentes superficiales como las subterráneas, y la elección de la más apropiada dependerá de un estudio de las características antes citadas y otro de costos de construcción, operación y mantenimiento.

Descripción de la solución adoptada:

De las alternativas planteadas se elige la fuente de abastecimiento subterránea porque se la puede explotar en forma económica, técnica y eficaz, ya que según un estudio de prospección geofísica realizado por la Subsecretaría de Saneamiento Ambiental (S.S.A.) del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda determina que

existe agua en el subsuelo de la localidad en estudio; por esto el proyecto se vuelve económico debido a que no necesita una tubería de conducción larga ni tratamiento complejo del agua lo que se debería realizar al utilizar una fuente superficial.

El sistema de agua potable para la localidad de Augusto Valencia será ampliado y mejorado, para lo que se aprovecharán las aguas subterráneas por medio de la perforación de un pozo profundo.

El nuevo sistema deberá estar constituido básicamente de los siguientes componentes:

- a.- Captación
- b.- Estación de bombeo
- c.- Conducción
- d.- Tratamiento
- e.- Reserva
- f.- Red de distribución
- g.- Conexiones domiciliarias

Con la solución que se ha seleccionado se resuelve en forma óptima el problema de la falta de agua para abastecer a esta población hasta el término del período de diseño asumido, con lo que se satisface el déficit que experimenta este servicio.

El desarrollo de los puntos anteriores se presenta en el capítulo siguiente.

3.2 AREA DE DISEÑO

El área de diseño debe delimitarse tomando en cuenta las facilidades de ampliación del área que será servida por el proyecto, la cual estará acorde con los diseños y presupuestos de la red de distribución.

Se determina sobre la base del número de habitantes, de mapas censales, de datos de censos, o de recuentos, a los que se les aplica una proyección futura de densidades, se puede expresar en habitantes/hectárea.

En esta Localidad el área a servir es de 14,18 Ha. siendo ésta la de diseño por cuanto es la superficie total disponible, careciendo de expansión futura.

3.3 PERIODO DE DISEÑO

Los criterios que se van a seguir para desarrollar el presente diseño están basados en las Normas emitidas por la Subsecretaría de Saneamiento Ambiental S.S.A. del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, que es la entidad que se ha encargado de estudiar y establecer normas y especificaciones para estos proyectos en el ámbito nacional.

El período de diseño es el intervalo durante el cual, la capacidad del sistema será suficiente para atender las necesidades actuales y futuras de una localidad, tanto en caudal como en presiones suficientes sin necesitar aumentos en las obras. Pero en la primera etapa de ejecución se debe prever servir a las áreas actualmente consolidadas.

El período de diseño se puede determinar observando los siguientes factores:

- 1.- Vida útil de las estructuras y equipo que conforman el sistema.
- 2.- Variaciones del poder adquisitivo de la moneda.
- 3.- Índice de crecimiento poblacional de la localidad.
- 4.- Tasa de interés de los préstamos para la construcción del sistema.
- 5.- Funcionamiento de las obras en los primeros años, cuando no están trabajando a su máxima capacidad.
- 6.- Facilidad de ampliación basándose en las condiciones locales (Burbano G. , 1993).

Se debe considerar que los costos de las obras van en relación directa con el período de diseño, el cual no debe ser muy largo pues las inversiones serían excesivas, y la generación actual se vería obligada a pagar por obras que van a ser utilizadas en un lapso posterior por otras generaciones. Lo contrario sucedería si el período fuera muy

corto, por cuanto daría preocupaciones constantes a los pobladores, sobre las ampliaciones que deberán seguir haciéndose en el sistema para adaptarlo a las crecientes demandas.

La durabilidad de las obras a construirse dependerá esencialmente de la calidad de los materiales que se usen, de los métodos de construcción, de la capacidad de desgaste y resistencia a la corrosión, así como un adecuado mantenimiento. Todo lo anterior también influye directamente en la adopción del período de diseño, que evidentemente será diferente para los materiales y equipos.

Para obras de fácil ampliación como son: estaciones de bombeo, pozos profundos, conducciones de pequeño diámetro, plantas de potabilización, tanques de reserva, y tuberías de la red de distribución de pequeño diámetro, se recomienda períodos comprendidos entre 15 y 25 años; en tanto que para proyectos de mayor magnitud tales como: diques, obras de captación de aguas superficiales, conducciones de gran diámetro y ramales principales de la red de distribución que tengan gran diámetro, se recomiendan períodos mayores que pueden oscilar entre 20 y 50 años (Rivas Mijares , 1983).

Para determinar el período de diseño se presenta como guía la vida útil de los diferentes componentes de un proyecto:

CUADRO No. 3.4

VIDA UTIL SUGERIDA PARA LOS ELEMENTOS DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE

COMPONENTE	VIDA UTIL (AÑOS)
Diques grandes y túneles	50 a 100
Obras de captación	25 a 50
Pozos	10 a 25
Conducciones de hierro dúctil	40 a 50
Conducciones de asbesto cemento o PVC	20 a 30
Planta de tratamiento	30 a 40
Tanques de almacenamiento	30 a 40
Tuberías principales y secundarias de la red de hierro dúctil	40 a 50
de asbesto cemento o PVC	20 a 25
Otros materiales	Variables de acuerdo a especificaciones del fabricante

Fuente: Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes. S.S.A. Pág. 59

Por las características técnico-económicas de los componentes a ser utilizados, se considera conveniente adoptar un período de diseño de 20 años. Lo que se justifica por lo recomendado en las normas de diseño de la Subsecretaría de Saneamiento Ambiental.

3.4 ANALISIS POBLACIONAL

Un adecuado análisis del crecimiento poblacional es la base para determinar el tamaño de las obras a ejecutarse, por lo que al cometerse un error en defecto se genera obras que al poco tiempo de funcionamiento necesita ampliaciones; o error en exceso que se traduce en construcciones sobredimensionadas con altos costos innecesarios y el derroche de recursos.

3.4.1 Población actual

De acuerdo a los datos censales emitidos por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC) de la Cabecera parroquial de Vinces, se observa que la división político-administrativa de la provincia de Los Ríos ha sido muy numerosa, iniciando en 1950 con seis cantones y llegando al año 2007 con trece, producto de la división de los otros cantones y también de sus poblaciones, como se presenta en el Cuadro No. 3.5.

CUADRO No. 3.5

CANTONES DE LA PROVINCIA DE LOS RIOS

1950	1962	1974	1982	1990	1997	2007
Babahoyo	Babahoyo	Babahoyo	Babahoyo	Babahoyo	Babahoyo	Babahoyo
Baba	Baba	Baba	Baba	Baba	Baba	Baba
Puebloviejo	Puebloviejo	Puebloviejo	Puebloviejo	Puebloviejo	Puebloviejo	Puebloviejo
Quevedo	Quevedo	Quevedo	Quevedo	Quevedo	Quevedo	Quevedo
Urdaneta	Urdaneta	Urdaneta	Urdaneta	Urdaneta	Urdaneta	Urdaneta
Vinces	Ventanas Vinces	Ventanas Vinces	Ventanas Vinces	Ventanas Vinces Palenque	Ventanas Vinces Palenque Buena Fé Valencia Mocache Montalvo	Ventanas Vinces Palenque Buena Fé Valencia Mocache Montalvo Quinsaloma

Fuente: División Político-Administrativa de la República del Ecuador – INEC 1996

Se observa además que la población de la cabecera cantonal de Vinces sufre un decrecimiento de habitantes en 1990 debido a su división territorial para formar el cantón Palenque, como se puede ver en el cuadro No. 3.6. Por estos motivos la información censal de Vinces no es apta para calcular la tasa de crecimiento porque en la realidad esta población ha estado en constante aumento, sin presentar decrecimientos como lo indican los datos de los censos.

CUADRO No. 3.6

CRECIMIENTO POBLACIONAL

	1950	1962	1974	1982	1990	2001	2010
Provincia de Los Ríos	150260	250062	383432	455869	527559	650178	778115
Cantón Vinces	33623	42395	58499	66128	54234	61565	71736
Cabecera Cantonal Vinces	3748	5901	25337	30268	17512	24128	55443
Parroquia Antonio Sotomayor	----	12122	11838	13324	14573	14790	16293
Parroquia palenque	----	13828	21324	22536	* ---	* ---	* ---

Fuente: VI Censo de población y V de vivienda INEC 2010

*** La parroquia de Palenque fue declarada Cantón en 1990**

Para el sector específico de la Localidad de Augusto Valencia no existen datos de censos, por lo que se realizó un recuento de la población sobre la base de una encuesta socioeconómica, obteniendo datos verdaderos que dan seguridad del número de habitantes actuales.

La población actual es la correspondiente a los 512 lotes que ya cuentan con viviendas construidas, obteniendo un total de 2914 habitantes.

De los datos de la encuesta realizada se obtiene un promedio de 5,69 personas por cada vivienda, lo que se asume en seis miembros para los cálculos pertinentes.

3.4.2 Población futura

Para hacer una proyección de la población futura que tendrá un determinado pueblo o ciudad se realiza un estudio de su desarrollo en épocas anteriores, para lo que se puede hacer uso de datos suministrados por los censos nacionales de población, de vivienda, escolares o recuentos de la población, siendo este último el más confiable en el presente caso por tratarse de un lote de terreno con sus respectivos linderos.

La actividad más importante es la determinación del número de pobladores que se tendrá que servir dentro de un período de tiempo determinado, ya que este parámetro determina el alcance técnico, el control del proyecto y fundamentalmente la determinación de la población de diseño.

Se debe anotar que en esta localidad se tienen 695 lotes en los que se ha previsto construir igual número de viviendas unifamiliares, estableciendo que la población de saturación sería de 6 habitantes, determinando que la población futura será:

$$\text{No. lotes} = 695$$

$$\text{No. hab./lote} = 6 \text{ personas (población de saturación)}$$

$$P_f = 695 \text{ lotes} * 6 \text{ hab/lote}$$

$$P_f = 4.170 \text{ hab.}$$

De acuerdo a la encuesta realizada, se determina que no existe población flotante (por no tener gran afluencia de turistas o poblaciones localizadas en zonas de gran actividad turística) por ser una zona netamente residencial y tampoco estudiantil por no existir centros educativos en esta área. Por lo que a la población de saturación se la toma como la población futura.

3.5 DOTACIONES

La dotación es la cantidad de agua por día que se asigna como consumo a cada habitante, con la finalidad de definir la capacidad hidráulica de los componentes del sistema, la que viene expresada en litros/habitante/día.

Estará en función de los siguientes factores: 1.- Del clima, porque a mayor temperatura, será mayor el consumo. 2.- El nivel de vida de los pobladores (costumbres). 3.- Existencia del servicio de alcantarillado, que aumenta la

dotación entre un 60% al 70%. 4.- El tipo de actividad mercantil, comercial e industrial que aumenta el costo del servicio de abastecimiento. 5.- Costo del agua. 6.- El servicio intermitente influencia en la dotación. 7.- La calidad del agua. 8.- Las presiones del sistema de distribución. 9.- Existencia o no de medidores. 10.- La población flotante que influenciará en la dotación sobre todo en el aspecto comercial. 11.- Por la situación geográfica. 12.- Pérdidas y desperdicios. (Arocha Ravelo, 1977); (IEOS, 1993)

Para determinar el consumo de agua en una población se utilizan los datos estadísticos que en su mayoría son registrados por los diferentes municipios como la fuente de información más confiable, pero se deberá tomar en cuenta varios factores que afectan el consumo como son:

1.- Tipo de población: Una zona a ser habitada puede ser conformada por los sectores residencial, comercial e industrial y recreacional, variando los porcentajes constitutivos de acuerdo a las características de cada población. En la localidad de Augusto Valencia la población conforma el sector residencial. 2.- Factores socioeconómicos: Las características socioeconómicas de una población determinan el consumo, así en zonas de residencias individuales de lujo se registra un consumo alto, a diferencia de viviendas en el sector rural con clima frío, que no disponen de alcantarillado, donde se registran consumos mínimos. 3.- Factores meteorológicos: El consumo de agua aumenta en las regiones áridas o donde los veranos son calurosos y secos, y es menor en invierno o en lugares con clima frío. Así la temperatura de la zona hace variar en cierto modo el consumo de la población. 4.- Tamaño de la Población: Basándose en observaciones se ha determinado que en ciudades grandes se tienen mayores consumos de agua por habitante ya que aquí existen variados usos para el agua como las industrias con elevados gastos del líquido vital, así como riego de jardines, limpieza de calles, piscinas, etc., entonces el tamaño de la población incide en el consumo de agua. Adicionalmente la dotación de alcantarillado sanitario incrementa considerablemente el consumo debido a la facilidad de evacuación de las aguas servidas. 5.- Otros factores: Dentro del buen diseño de un sistema de agua potable se toma en cuenta la calidad del agua, sistemas

de medición y tarifas, un cuerpo administrativo, y otros, con lo que se garantiza un buen servicio. (Arocha Ravelo, 1977)

Para fijar los tipos de gasto del agua se debe estudiar los siguientes tipos de consumos.

a.- Consumo doméstico: Este consumo comprende el agua para cocina y bebida, baño y aseo personal, lavado de ropa, carros y limpieza, cuartos de baño y regadío de jardines. Este es el mayor consumo dentro del proyecto. b.- Consumo comercial e industrial: Este consumo varía según el tipo de comercio o industria, pudiendo variar entre el 15 y el 60% del consumo total. Dentro del área considerada no existen consumos de este tipo. c.- Consumo público: Está constituido por el consumo institucional y el consumo público general. El primero comprende a edificios públicos, escuelas, colegios y universidades estatales, complejos deportivos, etc. El consumo público general se refiere a riego de parques, baños públicos y limpieza de calles. No tiene costo para los beneficiados. d.- Consumo por incendios: La cantidad de agua que se usa anualmente para combatir incendios es pequeña, pero en ocasiones se requieren grandes cantidades por períodos cortos lo que influencia considerablemente en el consumo máximo, en el diseño de sistemas de distribución y de las unidades de reserva. Este consumo se puede cuantificar en función del tipo de edificaciones y viviendas, materiales constructivos, riesgos y posibilidades de ocurrencia de estos siniestros, lo que en esta zona es muy alto debido a que existen varias construcciones de madera. e.- Consumo por pérdidas en la red: En la red de distribución este tipo de pérdidas es inevitable y pueden ser producidas a través de los medidores, conexiones clandestinas, desperfectos en las válvulas, en tuberías principales de la red, y en general por descuido e irresponsabilidad de los usuarios. El valor adoptado está entre el 10% al 20% del consumo total. A lo largo de la red de distribución de esta localidad se ha podido observar algunas conexiones domiciliarias mal realizadas, o que no tienen los accesorios necesarios, lo que aparte de la fuga ocasiona una disminución en el caudal de salida (Arocha Ravelo, 1977); (Fair, Geyer y Okun, 1990).

Dotación:

Es el caudal de agua potable consumido diariamente, en promedio, por cada habitante, tomando en cuenta las pérdidas. Incluye los consumos doméstico, comercial, industrial y público (IEOS, 1993, pág. 49).

La dotación no es una cantidad fija, sino que se ve afectada por un sin número de factores que la hacen casi característica de una sola comunidad; sin embargo, se necesita conocer de ante mano estos factores para calcular las diferentes partes de un proyecto. (Rodríguez, 2001, pág. 36).

Como no se dispone de registros de consumo para esta comunidad, se toma los datos de las normas nacionales, que expresa a la dotación en lt/hab/día.

CUADRO No. 3.7

CONSUMO DOMESTICO MAXIMO

USO	CONSUMO (lt/hab/día)			
	CLIMA FRIO		CLIMA CALIDO	
	NORMAL	MAXIMO	NORMAL	MAXIMO
Bebida	2	3	2	3
Alimentación y cocina	8	8	10	10
Lavado de utensilios	8	8	8	8
Aseo corporal menor	6	12	10	15
Baño de ducha	21	32	40	60
Lavado de ropa	15	15	15	15
Inodoro	15	15	15	15
Total per-capita	75	93	100	125

Fuente: Normas de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural. Proyecto Washed. Quito 1995.

Los valores recomendados en las normas de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural de la S.S.A., tablas 5.2 y 5.3, para el nivel de servicio IIb clima cálido es de 100

l/hab/día. Según monitoreos realizados por la Subsecretaría de Saneamiento Ambiental en diferentes sistemas que se encuentran en funcionamiento, se ha observado que actualmente las comunidades han incrementado sus consumos, por lo que recomienda que para sistemas nuevos se asigne entre 80 y 150 lt/hab/día la dotación media futura. En nuestro caso se adopta una dotación básica de 100 lt/hab/día para toda la zona del proyecto porque tiene las mismas características socioeconómicas, temperatura, y topografía y además por el caudal limitado de la fuente.

Debido a que las condiciones socioeconómicas de la zona cambiarán, y mejorarán las conductas de higiene al final del período de diseño (20 años), se asumirá un incremento de 1 lt/hab/día por cada año. Por lo que:

Dotación futura = Dot. actual + 1.0 lt/hab/día * 20 años

Dotación futura = (100 + 20) lt/hab/día

Dotación futura = 120 lt/hab/día

3.5.1 Consumo medio diario (cmd)

Es el consumo durante 24 horas continuas, obtenido como promedio de los consumos diarios en un período de un año, expresado en litros por segundo (Arocha Ravelo, 1977), y se obtiene multiplicando la dotación media futura por la población al final del período de diseño según la ecuación:

$$\text{cmd} = f * (P * D) / 86400 \quad [\text{lt/s}]$$

donde: f = Factor de fugas

P = Población al final del período de diseño

D = Dotación futura (lt/hab/día)

El factor de fugas se toma de la tabla 5.4 de las normas de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural de la S.S.A., que es la siguiente:

CUADRO No. 3.8

PORCENTAJES DE FUGAS A CONSIDERARSE EN EL DISEÑO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

NIVEL DE SERVICIO	PORCENTAJE DE FUGAS
Ia y Ib	10%
IIa y IIb	20%

Fuente: Normas de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural. Proyecto Washed. Quito 1995. Pág. 24

En este caso el porcentaje de fugas corresponde al 20%.

$$\text{cmd} = 1.2 * 4170 \text{ hab} * 120 \text{ lt/hab/día} / 86400 \text{ s/día}$$

$$\text{cmd} = 6.95 \text{ lt/s}$$

3.5.2 Consumo máximo diario (CMD)

Es el consumo máximo durante 24 horas observado en un período de un año (Arocha Ravelo, 1977), sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado. Según (Proyecto Washed, 1995) el CMD se calcula multiplicando el factor de mayoración máximo diario (KMD) con un valor de 125%, por el consumo medio diario, de acuerdo con la expresión:

$$\text{CMD} = \text{KMD} * \text{cmd} [\text{lt/s}]$$

donde: KMD = Factor de mayoración máximo diario

$$\text{CMD} = 1.25 * \text{cmd}$$

$$\text{CMD} = 1.25 * 6.95 \text{ lt/s}$$

$$\text{CMD} = 8.69 \text{ lt/s}$$

3.5.3 Consumo máximo horario (CMH)

Es el consumo máximo durante una hora, del día de mayor consumo observado en un período de un año (Arocha Ravelo, 1977), sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado. Según (Proyecto Washed, 1995) el CMH se calcula multiplicando el factor de mayoración máximo horario (KMH) con un valor de 300% por el consumo medio diario futuro, para todos los niveles de servicio.

$$\text{CMH} = \text{KMH} * \text{cmd}$$

donde: KMH = Factor de mayoración máximo horario

$$\text{CMH} = 3 * 6.95 \text{ lt/s}$$

$$\text{CMH} = 20.85 \text{ lt/s}$$

Como se puede observar en el cuadro No. 3.9, el caudal de 8 l/s que será extraído del nuevo pozo cubre al consumo máximo diario hasta el año 2032 por lo que se necesitaría perforar otro pozo para la extracción de 0,87 l/s que es lo que se necesita para suministrar el líquido hasta el final del período de diseño. Mientras que el caudal máximo horario será cubierto con el volumen almacenado en el tanque de reserva.

CUADRO No. 3.9

VARIACIONES DE CONSUMO

AÑO	POBLAC hab.	DOTACION lt/hab./día	cmd lt/s	CMD lt/s	CMH lt/s	FUENTE lt/s
2016	2914	100	4.05	5.06	12.14	8
2017	2967	101	4.16	5.20	12.48	8
2018	3020	102	4.28	5.35	12.84	8
2019	3075	103	4.40	5.50	13.20	8
2020	3131	104	4.52	5.65	13.57	8
2021	3187	105	4.65	5.81	13.94	8
2022	3245	106	4.78	5.97	14.33	8
2023	3303	107	4.91	6.14	14.73	8
2024	3363	108	5.04	6.31	15.13	8
2025	3424	109	5.18	6.48	15.55	8
2026	3486	110	5.33	6.66	15.98	8
2027	3549	111	5.47	6.84	16.41	8
2028	3613	112	5.62	7.03	16.86	8
2029	3678	113	5.77	7.22	17.32	8
2030	3745	114	5.93	7.41	17.79	8
2031	3813	115	6.09	7.61	18.27	8
2032	3882	116	6.25	7.82	18.76	8
2033	3952	117	6.42	8.03	19.26	8
2034	4023	118	6.59	8.24	19.78	8
2035	4096	119	6.77	8.46	20.31	8
2036	4170	120	6.95	8.69	20.85	8

3.6 CAUDALES DE DISEÑO

El volumen de agua que aporte la fuente deberá ser el suficiente para garantizar la obtención de los caudales necesarios al final del período de diseño y así asegurar el abastecimiento ininterrumpido de agua con la menor inversión de recursos económicos.

Para el diseño de las diferentes partes constitutivas del sistema de agua potable se utilizarán los valores que recomiendan las normas de diseño de la S.S.A.

CUADRO No. 3.10

CAUDALES DE DISEÑO PARA LOS ELEMENTOS DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE

ESTRUCTURAS	CAUDALES
- Captación de aguas superficiales	CMD + 20%
- Captación de aguas subterráneas	CMD + 5%
- Conducción de aguas superficiales	CMD + 10%
- Conducción de aguas subterráneas	CMD + 5%
- Red de distribución	CMH
- Planta de tratamiento	CMD + 10%

Fuente: Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes. S.S.A. pág. 62

Caudal de captación:

$$Q_{cap.} = CMD + 5\%$$

$$Q_{cap.} = 8.69 * 1.05$$

$$Q_{cap.} = 9.12 \text{ lt/s}$$

Caudal de conducción (impulsión):

En general la capacidad de la conducción de aguas subterráneas se calcula para el consumo máximo diario más el 5% (IEOS, 1993). Pero en el presente caso no se puede calcular el caudal de bombeo debido a que se desconocen los valores históricos de los consumos diarios de la población ya que no disponían de medidores de agua. Estos valores generalmente se los grafica en una curva para establecer los períodos de bombeo.

Este valor se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Q \text{ bomb.} = \frac{1.05 * \text{CMD} * 24 \text{ horas}}{\text{No. horas de bombeo al día}}$$

Además se debe anotar que en este diseño se tiene la limitación del caudal de la fuente.

Caudal de tratamiento:

El caudal de tratamiento es el consumo máximo diario más el 10%, con este dato se dimensionarán los componentes destinados para el tratamiento de ser necesario.

$$Q \text{ trat.} = 8.69 + 10\%(8.69)$$

$$Q \text{ trat.} = 9.56 \text{ lt/s}$$

CAPITULO IV

DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

Las partes constitutivas de un sistema de abastecimiento público de agua potable comprenden diferentes unidades, las mismas que son seleccionadas de acuerdo a la ubicación y naturaleza de la fuente de aprovisionamiento, en este caso se ha optado por una fuente subterránea que se encuentra ubicada en los predios de la localidad en estudio y el sistema a desarrollar estará compuesto de las siguientes unidades:

- Captación de un pozo profundo.
- Estación de bombeo ubicada en el pozo, para lo que se utilizará una bomba eléctrica sumergible.
- Línea de impulsión desde la estación de bombeo hacia un tanque de reserva.
- Planta de potabilización.
- Tanque de reserva elevado de hormigón armado.
- Red de distribución que será a gravedad a partir del tanque de reserva elevado.
- Conexiones domiciliarias provistas de medidor para cada vivienda.
- Obras complementarias que comprenden el cerramiento de la estación de bombeo, línea de energía con transformador para la estación de bombeo.

4.1 CAPTACIÓN

- Captación:

La captación es una estructura destinada a recoger o extraer una determinada cantidad de agua de la fuente que se ha seleccionado y descargarla en la conducción del sistema de agua potable; estas obras pueden ser tanto para aguas superficiales como para subterráneas, teniendo para estas últimas un diseño especial de captación, que puede ser:

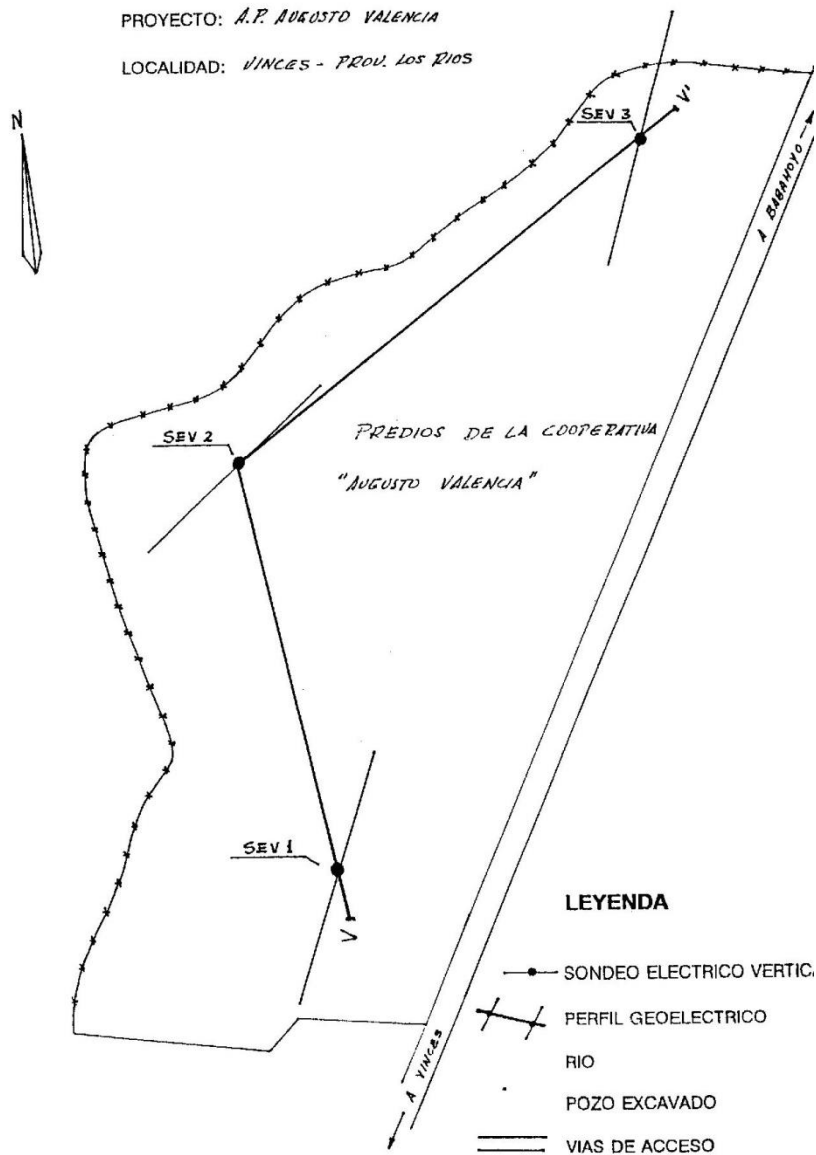
- Captación en vertientes

- Captación en galerías filtrantes
 - Captación en pozos someros y profundos
- (IEOS, 1993)

En el presente estudio se realizará la captación acorde a lo recomendado en el estudio de Prospección Geofísica ejecutado por la S.S.A., informe que se adjunta en el Anexo No. 1 que indica realizar la perforación de un pozo de 80 m. de profundidad, en una área cercana al Sondaje Eléctrico Vertical número 3 (SEV 3), localizada al Nor-Este de la localidad, en la cota 147,20 m, como se indica en el gráfico No. 4.1, en el que se recomienda un caudal de bombeo de 8 l/s, debido a que es el que presenta las mejores características litológicas en la zona.

GRAFICO No. 4.1

ESQUEMA DE UBICACIÓN DE SONDAJES ELECTRICOS VERTICALES



Cuando se realice la perforación para el nuevo pozo se deberá recubrir con tubería de acero para garantizar la hermeticidad necesaria para su protección y además “se perforarán 3 m. adicionales al nivel inferior de la rejilla, para facilitar el anclaje del pozo y disponer de un espacio libre para acumulación de sedimentos” (IEOS, 1993, págs. 137, 138).

El diámetro interno de la tubería de revestimiento se selecciona de acuerdo a la producción del pozo y con el diámetro externo de los tazones de la bomba a utilizarse, debiendo existir una holgura de por lo menos 5 cm entre los dos elementos mencionados (IEOS, 1993).

Basándose en lo recomendado en el cuadro No. 4.1, entonces se colocará una tubería de 200 mm (8 pulgadas).

CUADRO 4.1

DIÁMETROS RECOMENDADOS PARA LA TUBERÍA DE REVESTIMIENTO DE POZOS

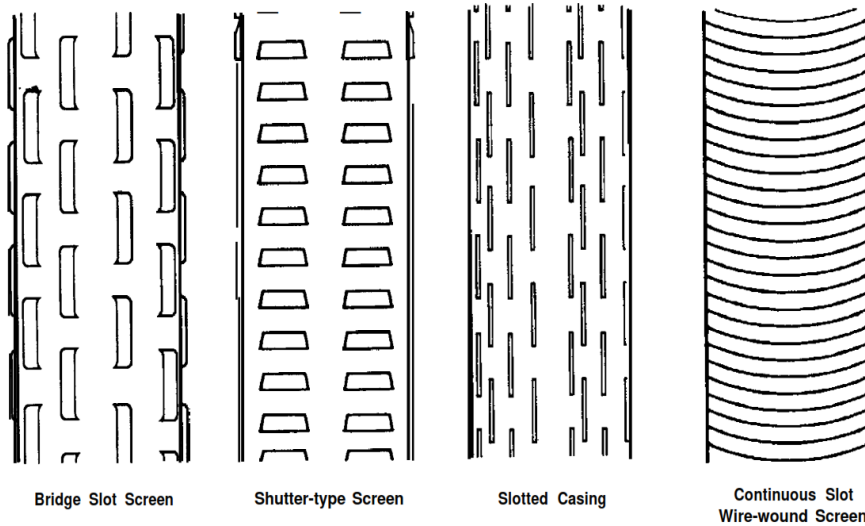
DIÁMETRO DE LA TUBERÍA mm	CAUDAL l/s
100	3 a 5
150	6 a 9
200	8 a 20
250	20 a 30
300	30 a 40
400	40 a 80
500	80 a 120
600	120 a 200

Fuente: Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes. S.S.A. pág. 137

Para la entrada del agua proveniente del acuífero al entubamiento se colocará un tamiz de ranura continua o rejilla que soporte la presión ejercida por las formaciones circundantes y los esfuerzos de columna, lo que se deberá definir por el tipo de abertura de la rejilla, sus dimensiones y material constitutivo, de acuerdo a las características del suelo con el que estará en contacto como arena uniforme, arena y grava homogéneas o heterogéneas, materiales gruesos, etc., para lo que se requiere de un análisis granulométrico de la arena del acuífero o el empaque de grava del pozo, los contenidos minerales del agua y la presencia de películas bacterianas; la longitud del tamiz se tomará en función del espesor del acuífero pero considerando si este es homogéneo o no homogéneo (IEOS, 1993).

GRAFICO No. 4.2

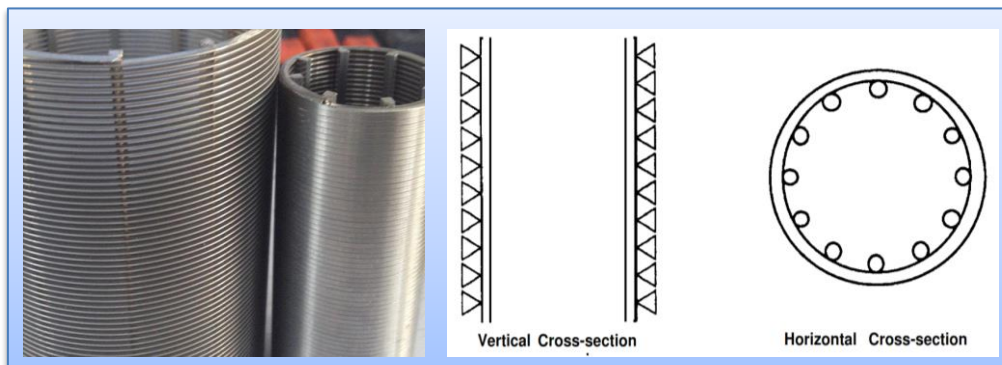
TIPOS DE REJILLAS PARA POZOS



Fuente: Handbook of Suggested Practices for the Design and Installation of Ground-Water Monitoring Wells. Pág. 97

GRAFICO No. 4.3

CORTES LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE UNA REJILLA DE RANURA CONTINUA



Fuente: Handbook of Suggested Practices for the Design and Installation of Ground-Water Monitoring Wells. Pág. 97

El diámetro de la rejilla se escogerá en función de la velocidad de entrada del agua a través de las ranuras de la rejilla, para de esa forma reducir las

pérdidas por fricción y las ratas de incrustación y corrosión (IEOS, 1993, pág. 139).

Al seleccionar el material constitutivo de la rejilla se deben considerar los siguientes factores:

- Adecuada resistencia estructural
- Características químicas de las aguas subterráneas porque pueden causar corrosión o incrustaciones.
- Formación de una película bacteriana.

(Universidad Central del Ecuador, 1967)

La empaquetadura del pozo consiste en un recubrimiento exterior con arena hasta grava fina con un espesor de 7 cm mínimo y 20 cm máximo (IEOS, 1993).

Su granulometría se especificará luego de conocer la estructura de los acuíferos que atravesará para que pueda sostener el material más fino en las cercanías de la rejilla y, a su vez, que sea retenido por esta, con lo que se evitará que penetre arena formándose así una área de filtro graduado de estabilización, evitándose el bombeo de agua con arena y aumentando el tamaño útil y permeabilidad del pozo (Universidad Central del Ecuador, 1967).

Además se debe anotar que: “la tubería de revestimiento debe sobresalir, por lo menos, 0,5 m por encima del piso de la caseta de bombeo, el cual debe ubicarse en un nivel superior al del terreno natural y al de la máxima inundación registrada” (IEOS, 1993, pág. 141). Se debe indicar que el sitio donde se efectuará la perforación para el nuevo pozo está relativamente alto dentro de la localidad y no existe riesgo de inundación.

Una vez realizada la perforación del pozo se deberá correr registros eléctricos de potencial espontáneo (SP) y resistividad. De los resultados obtenidos se determinará la profundidad y el diseño del entubamiento.

La cantidad y calidad del agua extraída serán definidas solamente cuando se realicen la prueba de bombeo respectiva y el análisis físico- químico de las muestras tomadas.

Una vez terminada la perforación se aplica la limpieza del pozo para eliminar el lodo que queda adherido a las paredes del orificio, especialmente en el sector donde se colocará la rejilla. Este lodo obstruye parcialmente los poros del acuífero y enturbia el agua que va filtrándose hacia el pozo.

Existen varios métodos siendo el más empleado la aplicación de chorro de agua limpia a presión y aire comprimido. Este procedimiento incrementa la capacidad y mejora la eficiencia del pozo. Luego se coloca el empaque de grava en el espacio libre entre las paredes del pozo y la tubería de revestimiento para estabilizar las paredes de la perforación y evitar el paso de material fino (Universidad Central del Ecuador, 1967).

Luego de diseñar la captación se requieren obras adicionales complementarias del sistema que son estación de bombeo, conducción, tratamiento, reserva, red de distribución y conexiones domiciliarias, las que se describen a continuación.

- Estación de bombeo:

Se define como estación de bombeo al conjunto de estructuras, equipos y accesorios que hacen posible elevar el agua desde un nivel bajo hasta otro alto, o que introducen energía de presión dentro de un sistema hidráulico (Burbano G. , 1993, pág. 129).

En general las estaciones de bombeo están compuestas de las siguientes unidades:

- El equipo de bombeo
 - Línea de impulsión
 - Piezas especiales o complementarias
 - Las edificaciones y las fundaciones
- (Arocha Ravelo, 1977)

Para este caso, la estación de bombeo contará adicionalmente con un tanque de almacenamiento elevado que es necesario para proporcionar las presiones de servicio a la red de distribución. El exceso de agua bombeada durante las horas de menor consumo se almacenará para ser utilizada en las horas de máximo consumo. Este método permite bombear en períodos más o menos uniformes, lo que simplifica el diseño.

La estación estará ubicada en el sitio que indique el ensayo de prospección geofísica, como se detalló en el segundo párrafo del acápite 4.1 Captación, de la página 34. Se ha previsto la construcción de una caseta para proteger el equipo de bombeo de las condiciones climáticas, contaminación y manipuleo de personas no autorizadas. No se construirá la casa de guardián que generalmente se lo hace en este tipo de obras porque actualmente en este sector existen varias viviendas.

Además deberá ser bien iluminada y ventilada, tener suficiente espacio para el montaje y desmontaje de las bombas, las tuberías, y un tablero de control eléctrico.

- **Conducción (impulsión):**

La conducción es un componente del sistema que sirve para transportar el agua mediante un canal o tubería, desde la fuente de abastecimiento hasta los tanques de almacenamiento (Burbano G. , 1993), la planta potabilizadora o el sitio donde inicia la red de distribución.

Debido a que la captación es subterránea y se empleará un tanque de reserva elevado, la conducción se realiza mediante una línea de impulsión.

Para diseñar una conducción se necesita realizar un levantamiento topográfico planimétrico y altimétrico de la zona del proyecto para fijar el recorrido más conveniente de la conducción.

Realizar una clasificación del suelo donde se colocarán las obras de conducción para asegurar su estabilidad y protegerla de posibles daños estructurales y ataques químicos provenientes de la composición misma del suelo.

Obtener los resultados de los análisis del agua que se va a utilizar para definir el tipo de material más adecuado para la conducción, es decir, que soporte mejor los ataques físicos y químicos para que las tuberías tengan una vida útil mayor.

Además se debe determinar el caudal con el que trabajará el sistema al final del período de diseño o en este caso el disponible en el pozo y las horas de bombeo, para con estos datos diseñar la estructura destinada a la conducción y garantizar el abastecimiento de agua.

Para conducciones por bombeo: “el diámetro de la conducción se fijará de acuerdo con el estudio del diámetro más económico. En todo caso la velocidad máxima deberá ser menor o igual a 1,5 m/s.” (Burbano G. , 1993, pág. 70). Esto es para tener diámetros económicos y evitar sobrepresiones que en tuberías largas produce golpe de ariete.

El pozo y el tanque de reserva elevado no se encuentran en el mismo sitio por lo que se debe diseñar la tubería de conducción para enviar el agua del pozo a la reserva, para esto se ha escogido la menor distancia posible pero siguiendo el recorrido de las calles, donde se excavarán las zanjas para colocar la tubería, esta distancia es de 525 m.

Para dimensionar la tubería de conducción se tendrá en cuenta que:

Si el diámetro es pequeño la pérdida de carga es grande y entonces habrá que usar una bomba de carga elevada que logre vencer las pérdidas, siendo por esta razón muy elevado el costo de la impulsión. Por el contrario si el diámetro de la tubería es grande, la pérdida de carga es pequeña y la altura a elevar el agua será menor, lo que se traducirá en menor costo de bombeo, pero con una tubería de mayor diámetro y precio. En resumen en el primer caso, la tubería es barata y el costo de bombeo es grande; en el segundo, sucede lo inverso: la tubería es costosa y el costo de bombeo es reducido. Lo que se debe procurar es que la suma de ambos costos dé un costo anual mínimo. El diámetro de la tubería correspondiente a este caso se llama diámetro económico de la línea de conducción (Rodríguez, 2001, pág. 207).

En el cuadro 3.8 se puede ver que el pozo de 8 l/s cubre el consumo máximo diario hasta el año 2032 por lo que es necesario perforar otro pozo, que con seguridad será de las mismas características que el primero, para cubrir los requerimientos de la localidad hasta el final del período de diseño.

A esta tubería se la diseñará con la fórmula de Hazen Williams como se presenta a continuación:

$$J = \left(\frac{Q}{0.28 * C * D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = J * L$$

$$V = 0.35 * C * D^{0.63} * J^{0.54}$$

Donde: hf = Pérdidas por fricción [m]

L = Longitud de la tubería [m]

Q = Caudal [m³/s]

C = Coeficiente de Hazen Williams

D = Diámetro interno [m]

V = Velocidad del flujo [m/s]

J = Gradiente hidráulico

CUADRO No. 4.2

SELECCIÓN DE LA TUBERIA MAS ECONOMICA PARA BOMBEO

DATOS :

L	=	525
h est.	=	65
C	=	140
Qbombeo etapa1		13,87
Qbombeo etapa2		18,24
costo Kw/ h	=	0,08

Tub Φ	USD \$ / m
200	66,7
160	55,9
110	48,4
1 Hp	300

DESCRIPCION	Unid.	horas = 12			horas = 24		
		DIAMETROS mm			DIAMETROS mm		
		187,6	150	103,2	187,6	150	103,2
A) PRIMER PERIODO 2.012 a 2.022							
Caudal a bombear	lt/s	13,87	13,87	13,87	6,93	6,93	6,93
Gradiente hidraulica	%	0,14	0,42	2,59	0,04	0,12	0,72
Perdidas por friccion	m	0,74	2,20	13,60	0,21	0,61	3,77
Altura dinamica de bombeo	m	65,74	67,20	78,60	65,21	65,61	68,77
Potencia de bombas (q x H) / 0,102	Kw	9	9	11	4	4	5
Eficiencia	%	0,70	0,70	0,70	0,77	0,77	0,77
Potencia de motores con el % efic.	Kw	12,77	13,05	15,27	5,76	5,79	6,07
Bomba y motor seleccionados	Hp	17,03	17,40	20,35	7,68	7,72	8,10
Horas de operación anual		4380,00	4380,00	4380,00	8760,00	8760,00	8760,00
COSTO DE OPERACIÓN ANUAL		4474,22	4573,62	5349,06	4034,33	4059,38	4254,79
Horas de operación en 10 años		43800,00	43800,00	43800,00	87600,00	87600,00	87600,00
COSTO DE OPERACIÓN DE PRIMEROS 10 AÑOS		44742,17	45736,23	53490,58	40343,30	40593,80	42547,90
B) SEGUNDO PERIODO 2.022 a 2.032							
Caudal a bombear	lt/s	18,24	18,24	18,24	9,12	9,12	9,12
Gradiente hidraulica	%	0,23	0,70	4,30	0,07	0,19	1,19
Perdidas por friccion	m	1,23	3,66	22,59	0,34	1,01	6,26
Altura dinamica de bombeo	m	66,23	68,66	87,59	65,34	66,01	71,26
Potencia de bombas (q x H) / 0,102	Kw	11,85	12,28	15,67	5,84	5,90	6,37
Eficiencia	%	0,70	0,70	0,70	0,77	0,77	0,77
Potencia de motores con el % efic.	Kw	16,92	17,54	22,38	7,59	7,67	8,28
Bomba y motor seleccionados	Hp	22,56	23,39	29,84	10,12	10,22	11,04
Horas de operación anual		4380,00	4380,00	4380,00	8760,00	8760,00	8760,00
COSTO DE OPERACIÓN ANUAL		5929,83	6147,08	7841,80	5318,33	5373,07	5800,14
Horas de operación en 10 años		43800,00	43800,00	43800,00	87600,00	87600,00	87600,00
COSTO DE OPERACIÓN DE SEGUNDOS 10 AÑOS		59298,29	61470,82	78418,05	53183,25	53730,73	58001,43
COSTO DE OPERACIÓN TOTAL A VALOR ACTUAL		104040,47	107207,05	131908,63	93526,55	94324,53	100549,33
C) COSTOS INICIALES							
Costo de la tubería		35017,50	29347,50	25410,00	35017,50	29347,50	25410,00
Costo de bombas y motores del primer periodo		5107,55	5221,03	6106,23	49500,00	49500,00	49500,00
Costo de bombas y motores del segundo periodo		6769,21	7017,22	8951,83	49500,00	49500,00	49500,00
COSTO INICIAL DE TUBERIAS Y BOMBAS		46894,27	41585,75	40468,06	134017,50	128347,50	124410,00
COSTO TOTAL PARA COMPARACION		150.934,73	148.792,80	172.376,69	227.544,05	222.672,03	224.959,33
DIAMETRO SELECCIONADO			160			160	

Del anterior análisis se selecciona el diámetro de 160 mm, que es la alternativa más económica para el proyecto.

Tratamiento:

El tratamiento del agua se realizará sobre la base de los análisis físico-químicos de las muestras tomadas del pozo que actualmente se explota, las que se asumirán como propias para el nuevo pozo a perforar. Este punto se desarrollará más adelante.

Reserva:

Debido a la topografía del terreno, en este sistema se requiere construir una reserva elevada, que permita mantener las presiones adecuadas en la red de distribución dentro de los límites de servicio que indiquen las normas. “El almacenamiento se ubicará lo más cerca posible de la población y del centro de gravedad de la demanda, en lugares cuya topografía minimice el costo, tanto de la reserva como de la red de distribución” (IEOS, 1993, pág. 253). Esto es para obtener las pérdidas de carga más o menos iguales en cualquier dirección en la red y que las presiones residuales en los puntos más alejados sean similares.

Este volumen de reserva se determina en la página 84 acápite 4.4 Cálculo del volumen del tanque de reserva.

Red de distribución:

La red de distribución puede ser de ramales abiertos o en mallas, dependiendo de la configuración de la localidad. En este estudio se utilizará redes cerradas o mallas debido a que el área a servirse está subdividida en otras más pequeñas generalmente con formas rectangulares. Este punto se desarrolla al final de este capítulo.

Conexiones domiciliarias:

Son tomas o derivaciones que conducen agua potable desde la tubería de distribución hasta un domicilio (IEOS, 1993, pág. 252).

Se realizarán conexiones con tubería de polietileno de baja densidad para los lotes que están con una vivienda habitada y que son 512, los que estarán dotados de medidor y los respectivos accesorios para su instalación como se indica en los planos respectivos.

4.1.1 Estudios hidrológicos y geofísicos

El estudio hidrológico estará: “destinado a la obtención de datos relativos a la ocurrencia, distribución y disponibilidad de aguas superficiales” (IEOS, 1993, pág. 54). De aquí se deriva el balance hídrico que establece la relación entre los aportes y las descargas de agua en una cuenca o región determinada, los que tienen que ser referidos a la misma unidad de volumen.

Debido a que los datos hidrológicos superficiales son de mucha importancia, se deben tener mediciones y registros, periódicos y constantes por varios años que reflejen las condiciones climáticas reales de la zona.

En el estudio de una fuente de agua subterránea debe investigarse el comportamiento hidrológico del sistema, las áreas colectoras superficiales y el movimiento de esta hacia los depósitos subterráneos.

Un acuífero no alterado por el bombeo está en equilibrio aproximado. El agua es añadida por recarga natural y eliminada por descarga natural. En años de agua abundante el nivel freático sube y en años de sequía el nivel del agua declina.

Zonas de protección del acuífero:

Las zonas de protección sanitaria en proyectos de agua potable buscan proteger las condiciones originales de las fuentes, las obras de captación y conducción, para que no exista contaminación y que sus características no sean alteradas. Se clasifican en:

- a) De protección inmediata: constituye la zona donde se perforará el pozo, siendo el territorio circundante con un radio de 15 m debido a que en este sector no existen posibilidades de contaminación y la capa freática se encuentra bien protegida. Solo tendrán acceso las personas encargadas de la operación y mantenimiento del sistema.

- b) De protección de la zona de aproximación: se considera el territorio de la cuenca o de abastecimiento del acuífero, es decir, la zona que influye directamente sobre la calidad del agua.
(IEOS, 1993, pág. 69)

Para este efecto se deben identificar las áreas superficiales de recarga, los conductos y depósitos subterráneos y determinar el comportamiento hidrológico del sistema. Entonces se debe establecer una zona de protección basándose en investigaciones sanitarias e hidrogeológicas tomando en consideración lo siguiente:

- El territorio de alimentación de la fuente.
 - La naturaleza de las capas geológicas.
 - La posición del nivel freático con relación al nivel de las aguas superficiales y de otros acuíferos.
 - La existencia de explotaciones mineras que alteren las condiciones hidrogeológicas naturales.
- (IEOS, 1993, pág. 69)

Dentro del territorio de protección inmediata está prohibido:

- La construcción de edificaciones, en especial para viviendas.
 - La salida de desagües.
 - La utilización de la fuente como abrevadero.
 - El arrojar desechos.
 - Lavar ropa.
 - La utilización de insecticidas, pesticidas y abonos orgánicos.
- (IEOS, 1993, pág. 70)

Condiciones hidrológicas de la zona:

La provincia de Los Ríos está dentro de la cuenca o depresión del Guayas que es una zona muy extensa con un área de 6.521 Km² de condiciones geológicas favorables (depósitos poco o no consolidados), esta zona además tiene una recarga natural notable procedente no solamente de las lluvias sino también de la infiltración resultante de

amplias superficies periódicamente inundadas durante el invierno. A lo largo de toda la falda de la Cordillera Occidental existen acuíferos generalizados, aunque con capacidades específicas localmente bajas.

La depresión central del río Guayas y de sus afluentes conforma el acuífero más extenso del Ecuador, con una área aproximada de 12.000 Km² se encuentran pozos con altos valores de producción, como el de la hacienda San Carlos con más de 200 l/s, y especialmente en la zona de Babahoyo con más de 50 l/s de producción.

Al clima de esta zona se la clasifica como tropical lluvioso con una temperatura media del aire a la sombra promedio de 25.8 °C, la humedad atmosférica de 87.5%, se realiza un balance hídrico con una precipitación media anual de 1457.22 mm (Gráfico No. 4.2), una evaporación de 1486.58 mm y una evapotranspiración potencial anual de 1512.7 mm, obteniendo deficiencia de agua en el suelo ya que la evapotranspiración potencial excede en 55,48 mm a la precipitación media anual. De acuerdo al clima de la zona del proyecto se puede notar que en el verano existe un nivel de humedad aproximado al que se tiene en invierno, como se puede apreciar en el gráfico No. 4.3.

Las condiciones climáticas de la zona son un invierno muy lluvioso desde Enero a Abril, y el verano de Mayo a Diciembre que es muy seco. Esta distribución es consecuencia de la convergencia de las dos masas de agua altamente contrastantes, la corriente de Humboldt y la de El Niño que han formado el intenso frente ecuatorial que rige el clima de esta parte de la costa sudamericana. La presencia de la corriente fría de Humboldt cerca de la costa produce una temperatura media anual un poco más baja que la normal para estas latitudes ecuatoriales. (INERHI, 1979).

En el invierno se tienen los valores más elevados de eliofanía y como consecuencia de este fenómeno el clima es más caluroso y se tienen los valores más altos de evapotranspiración. La estación seca abarca de 7 a 8 meses y la evapotranspiración es mayor que la precipitación, debido a que se tiene superávit de agua en el suelo. Esto se debe a que la zona está atravesada por varios ríos y existen pantanos y grandes áreas que son inundadas en el invierno, además a 10 Km de esta

localidad se cuenta con uno de los humedales más extensos del país, como es el Humedal Abras de Mantequilla con una extensión de 22.500 Has.

GRAFICO 4.4 VALORES DE PRECIPITACION MEDIA MENSUAL [mm]

CODIGO INAMHI: M0466
ESTACION: Vñces
LATITUD: 1 32' 57" S
LONGITUD: 79 45' 0" W
ALTURA: 14 m.s.n.m.
ZONA CLIMATICA: Tropical monzónica
PERIODO: 2000 - 2012

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
MEDIA	292.73	345.99	387.78	254.00	52.43	12.13	4.33	2.66	0.47	2.01	13.63	89.08
MAX.	563.60	647.00	848.60	435.20	169.30	47.10	28.60	18.60	2.00	10.40	139.70	343.20
MIN.	53.50	116.30	98.10	45.10	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.80
%	20.09	23.74	26.61	17.43	3.60	0.83	0.30	0.18	0.03	0.14	0.94	6.11

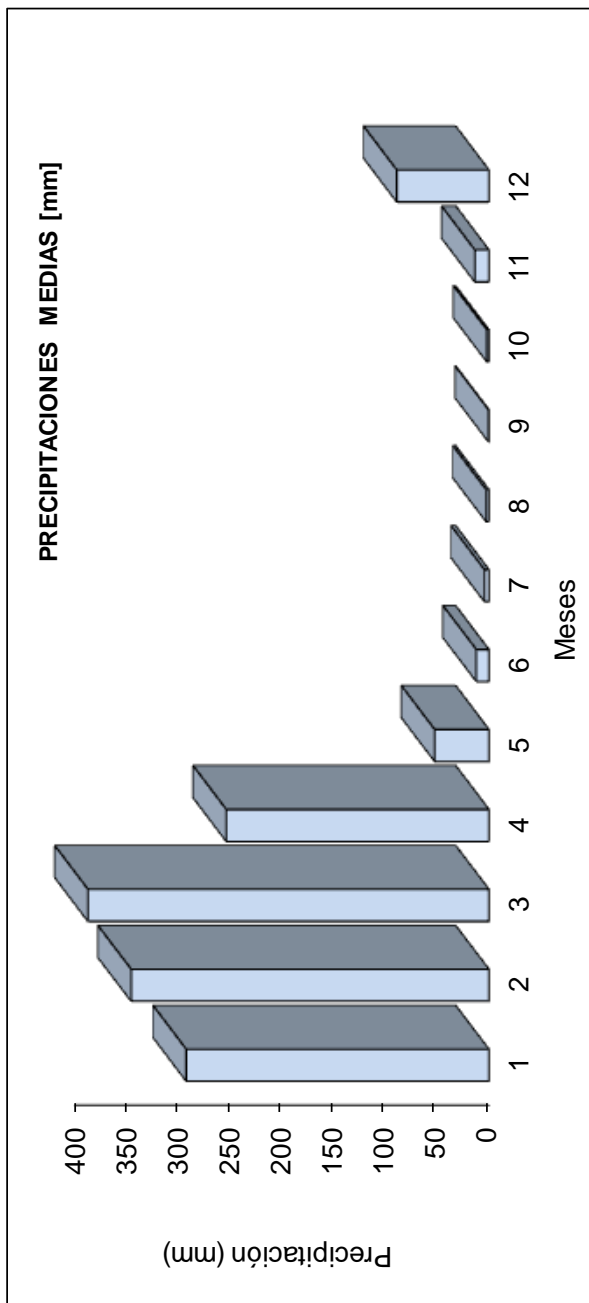
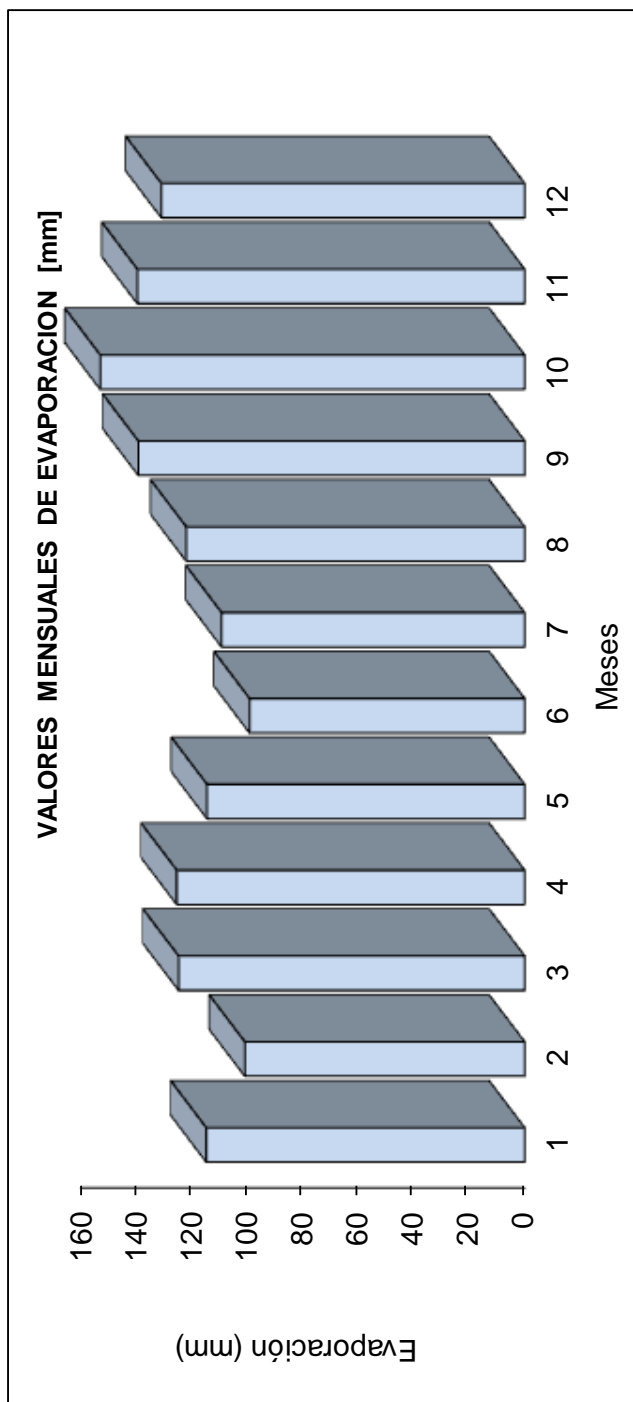


GRAFICO 4.5 VALORES MENSUALES DE EVAPORACION [mm]

CODIGO INAMHI: M0466
ESTACION: Vínces
LATITUD: 1 32'57" S
LONGITUD: 79 45'0" W
ALTURA: 14 m.s.n.m.
ZONA CLIMATICA: Tropical monzónica
PERIODO: 2000 - 2012

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
MEDIA	114.89	100.97	124.87	125.55	114.62	99.27	109.35	122.13	139.43	153.12	139.73	131.09
%	3.89	3.42	4.23	4.26	3.89	3.36	3.71	4.14	4.73	5.19	4.74	4.44



Recarga:

La recarga de un acuífero puede resultar de la penetración de la lluvia a través del suelo a la capa freática, por percolación de los ríos o por otras corrientes de agua superficial, o por movimientos vertical o lateral de otro manto con agua subterránea. La intensidad de la recarga potencial es grande en la estación lluviosa que generalmente supera la velocidad con que el agua se mueve lateralmente en el acuífero, por lo que este se sobresatura y la recarga disponible es rechazada. (Universidad Central del Ecuador, 1967, pág. V/2)

En el área de recarga el nivel freático está en o cerca de la superficie y en las partes bajas habrá manantiales que descarguen el exceso de agua, o pantanos que la retengan, o existirá abundante vegetación que sacan el agua de la zona de saturación y transpiran en exceso. Es evidente que al extraer agua subterránea por medio de un pozo se crea un déficit de esta, por lo que más agua se infiltra desde los manantiales que se derramarán menos, o los ríos perderán más agua, o la vegetación será más escasa. (Universidad Central del Ecuador, 1967, pág. V/2)

Los factores esenciales que controlan la acción de un acuífero parecen ser:

- 1.- La distancia y el carácter de la recarga
 - 2.- La distancia al lugar de la descarga natural
 - 3.- El carácter del cono de depresión en el acuífero dado
- (Universidad Central del Ecuador, 1967, pág. V/2)

Bajo condiciones naturales, previas al desarrollo de pozos, los acuíferos están en un estado de equilibrio dinámico aproximado, por lo que al extraer agua de estos se impone una nueva descarga a un sistema estable, que se balancea con un aumento en la recarga del acuífero, una disminución en la descarga natural, por pérdida de almacenamiento en el acuífero o por combinación de estos (Universidad Central del Ecuador, 1967).

También puede ser estabilizado el cono de depresión alrededor de un pozo en funcionamiento cuando el acuífero es alimentado por un río o por un lago. Esto se da cuando el cono de depresión se extiende debajo de un área del fondo del río, creando un contacto entre el agua del acuífero y el agua del río. El agua del río se infiltra verticalmente por el fondo permeable hasta el acuífero bajo la influencia del gradiente hidráulico; este caudal aumenta mientras el cono de depresión se ensancha; cuando la recarga del acuífero es igual al caudal del pozo, el cono de depresión y el nivel de bombeo se ponen estables.

En caso de existir déficit de las reservas de agua subterránea se puede recargar los acuíferos construyendo obras especiales como son los pozos de recarga, presas de corte sobre las corrientes, fosas o zanjas de trasminación y zonas naturales o artificiales de arena o grava donde se verterá el agua para su infiltración hacia los acuíferos agotados.

De las condiciones existentes en la zona en estudio se ha determinado una permeabilidad media a buena en los depósitos superficiales, lo que permite establecer que la infiltración es aceptable, pero sin constituir acuíferos con grandes caudales, también se puede deducir que estos acuíferos tienen un importante aporte de la cordillera Occidental que es permanente, además hacia el Sur del paralelo $1^{\circ} 40'$ S dentro de la cuenca del río Guayas, se extiende una zona plana constituida por depósitos aluviales recientes, en parte inundados periódicamente, lo que se puede transformar en una buena recarga de los acuíferos.

Se puede apreciar también la presencia del río Vinces distante pocos kilómetros de la zona del proyecto que transporta en promedio un caudal mínimo de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ y un máximo aproximado de $289 \text{ m}^3/\text{s}$ llegando en casos excepcionales hasta los $880 \text{ m}^3/\text{s}$, demostrando ser un río muy caudaloso.

Además en la provincia de Los Ríos se tienen, entre los más caudalosos los ríos: “Vinces, Pueblo Viejo, Zapotal y Yaguachi que forman la red fluvial más densa e intrincada de la costa” (INEC, 1996, pág. 31), existiendo también cursos intermitentes con actividad real durante el invierno, los que son con seguridad una buena fuente de recarga.

Métodos geofísicos de prospección:

En la prospección geofísica se aplican las ciencias físicas para el estudio de la parte más superficial de la corteza terrestre, son métodos de reconocimiento no destructivos y estos facilitan la búsqueda de toda clase de minerales útiles para el hombre. Debido a que las formaciones geológicas difieren en sus propiedades gravitacionales, magnéticas, sísmicas, eléctricas, acústicas y radiactivas, se aprovechan estas características particulares en cada material para clasificarlos geológicamente.

Los métodos geofísicos se clasifican en:

a.- Métodos gravimétricos:

Se basa en la fuerza de gravedad y analiza cómo cambia la energía actuante de la componente vertical del campo gravitacional planetario. Un ejemplo se puede observar en los depósitos minerales, cuando tienen densidad elevada, hacen aumentar localmente el valor de la gravedad.

El método gravimétrico se emplea como un método de reconocimiento general en prospección petrolífera, mientras en minería se suele emplear generalmente como método de comprobación u complementario (Cantos Figuerola, 1978, pág. 26)

b.- Métodos magnéticos:

El campo magnético terrestre existe debido a que la tierra es un gran imán natural, y las pequeñas variaciones de este campo pueden indicar la presencia en el subsuelo de sustancias magnéticas u otros minerales asociados a éstas, que generalmente están junto a las rocas ígneas; con este método se puede determinar su basamento y profundidad, aportando al estudio de la geología regional y estructural (Cantos Figuerola, 1978). “Los métodos magnéticos se utilizan como recursos para el reconocimiento general en prospección petrolífera y de reconocimiento y detalle en prospección minera” (Cantos Figuerola, 1978, pág. 26)

c.- Métodos sísmicos:

El principio de la refracción sísmica se basa en que las ondas de choque atraviesan los diferentes materiales de la tierra tales como arena, arcilla, areniscas y calizas, a diferentes velocidades. Cuanto más denso es el material, más rápidamente atravesarán las ondas; pudiendo determinar la existencia de diferentes capas de materiales subsuperficiales (Wheelabrator Clean Water Inc. , 1975).

Las ondas sísmicas o de choque son producidas mediante la colocación de una carga explosiva en un hoyo poco profundo o golpeando el terreno con un pesado mazo. Se emplea un sismógrafo para registrar el tiempo de llegada de la onda de choque a través de una distancia medida desde el punto de la explosión o golpe. Luego se calcula la velocidad de la primera parte de la onda de choque. Al comparar las velocidades medidas a varias distancias entre el punto de explosión y el detector, se obtiene una base para estimar las condiciones geológicas del subsuelo (Wheelabrator Clean Water Inc. , 1975, pág. 201).

Los métodos sísmicos se dividen en dos clases: de reflexión y de refracción. El método sísmico de reflexión es el más empleado en prospección petrolífera y es un método de detalle.

El método sísmico de refracción es un método de reconocimiento general y de detalle, sobre todo en prospección petrolífera, pero su empleo es más reducido.

(Cantos Figuerola, 1978, pág. 27)

Los métodos sísmicos se ejecutan especialmente en trabajos de ingeniería civil (fundaciones o embalses, túneles, carreteras, etc.).

d.- Métodos eléctricos:

Utilizan las variaciones de las propiedades eléctricas de las rocas, y minerales, en especial su resistividad. Generalmente (...) emplean un campo

artificial eléctrico creado en la superficie, por el paso de una corriente continua en el subsuelo (Cantos Figuerola, 1978, pág. 27).

Se emplean como métodos de reconocimiento y de detalle sobre todo en prospección de aguas subterráneas, y así mismo en la testificación eléctrica de las perforaciones de pozos de agua y en la detección de minerales de conductividad metálica (Cantos Figuerola, 1978, pág. 27).

Ciertas condiciones de campo que podrían reducir el éxito de la exploración mediante resistividad eléctrica, son por ejemplo, la presencia de conductos enterrados como tubería y cables, además de vallas con postes metálicos, líneas aéreas de transmisión eléctrica de alto voltaje y el agua que percola a través del suelo después de una lluvia (Wheelabrator Clean Water Inc. , 1975, pág. 200).

La Subsecretaría de Saneamiento Ambiental ha realizado los estudios de Prospección Geofísica en la localidad de Augusto Valencia del cantón Vinces en la Provincia de Los Ríos, como un aporte para la determinación del sitio para la perforación del pozo que complementará el sistema de abastecimiento de agua potable. Los resultados de ese informe se describen en el anexo 1.

4.2 CALIDAD DEL AGUA

El agua cruda es la que se encuentra en la naturaleza, ya sea superficial, subterránea o atmosférica, pero por regla general no reúnen los requisitos necesarios para considerarlas como potables, por lo que son sometidas a tratamientos específicos en una planta potabilizadora, dependiendo de sus cualidades físicas, químicas, radiológicas, biológicas y microbiológicas (IEOS, 1993).

Luego de este proceso el agua es apta para el consumo humano, es decir, se han eliminado las bacterias, metales o elementos que tienen efectos nocivos para la salud

humana, además se corrige el color, sabor, olor y turbiedad que crean inconvenientes en los usuarios. Se reduce la dureza y efecto corrosivo o incrustante que influye notoriamente en la duración equipos, tuberías y accesorios.

Se puede resumir que el agua es potable cuando: “sea clara, transparente, inodora e insípida (condiciones físicas); que disuelva bien el jabón, sin formar grumos; que cueza bien las legumbres; que no contenga sustancias tóxicas o venenosas (condiciones químicas) y que no esté contaminada (condiciones bacteriológicas)” (Rivas Mijares , 1983, pág. 204).

A toda fuente de abastecimiento se le deberá tomar muestras para aplicarle los exámenes físico-químicos y bacteriológicos requeridos, las que deben ser captadas bajo ciertas condiciones mínimas según el examen a realizar. Además se deben establecer los volúmenes mínimos de las muestras, así para los análisis físico-químicos se requieren no menos de dos litros de agua, y para el bacteriológico cien centímetros cúbicos aproximadamente (Rivas Mijares , 1983).

Aplicando un tratamiento adecuado al agua obtenida del pozo, se puede cambiar sus características de modo que se enmarque dentro de las normas establecidas para el consumo humano. Para una mejor comprensión, se describen a continuación ciertas cualidades que mencionan las normas.

ANALISIS DE LAS MUESTRAS DE AGUA DEL POZO EXISTENTE:

a) Calidad física:

- Color:

El color en una muestra de agua es debido en gran parte a la presencia de materias en suspensión y a la acción de bacterias productoras de color. Debe distinguirse el color real que es el producido por las sustancias en solución como sales de hierro y manganeso, y no puede ser removido sino mediante procesos químicos. El color aparente o total es el que incluye, además del

color real, el producido por sustancias en suspensión, puede ser removido en parte por sedimentación y filtración (Rivas Mijares , 1983).

El color del agua proveniente de pozos se mantiene constante durante todo el año, como en el caso del pozo los Conejos de donde proviene la muestra. El agua tomada para el análisis se mostraba a simple vista incolora, pero con pocas partículas pequeñas de arena y grava producto de la sobreexplotación de la fuente. Según (IEOS, 1993, pág. 43) en la escala U. Pt-Co el límite recomendable es de 5 mg/l. Siendo el valor de la muestra de 2,50 mg/l por lo que cumple con la norma.

- Turbiedad:

La turbiedad es producida por elementos en suspensión y se presenta por la disminución de la transparencia del líquido, puede ser producida por algas u otras materias orgánicas vivas o muertas, además de arcillas y limos (Rivas Mijares , 1983).

La cantidad y características de la turbiedad dependerán de la naturaleza de los suelos a través de los cuales haya circulado el agua y de la velocidad de arrastre del líquido. Su eliminación por decantación dependerá del tamaño y densidad de las partículas que producen la turbiedad (Rivas Mijares , 1983, pág. 206).

El tratamiento más aconsejado es la coagulación, la floculación y finalmente la filtración.

El valor de turbiedad obtenido de la muestra se encuentra en 4,5 mg/l en la escala U.N.T. y está por debajo de los mínimos requeridos por la norma.

- Olor y sabor:

Las causas de los olores y sabores del agua tienen dos orígenes: naturales que son los provocados por algas, hojas, pasto, hongos viscosos y vegetación en

estado de descomposición; y la segunda provocados por el hombre a causa de las algas de cloaca y los desechos industriales (Steel & McGhee, 1981).

Al momento de tomar la muestra no se detectó anomalías con estos factores.

- Temperatura:

Es muy importante para el desarrollo de las diversas reacciones que se llevan a efecto dentro del agua, como la solubilidad de las sales y las reacciones biológicas que se realizan a temperaturas óptimas (PUCE, 1984).

En el presente caso este factor no tiene mucha importancia ya que la temperatura de las aguas subterráneas se mantiene casi constante y menor a la del ambiente. Afirma (Universidad Técnica Federico Santa María, (s. f.)) “se estima que una temperatura del agua entre 5 y 15 °C es agradable al paladar”.

b) Calidad química:

- pH:

La alcalinidad y acidez de un agua se expresa frecuentemente en términos de pH, el cual indica la intensidad de esa alcalinidad o acidez. La acidez es causada por iones de H, positivamente cargados, y la alcalinidad por los iones OH, negativamente cargados. El mayor o menor grado de disociación mostrará un mayor o menor pH dentro de su rango de positividad o negatividad. pH 7 indica que el agua es neutra (Rivas Mijares , 1983, pág. 208).

Es así que al aumentar la acidez se aumenta el valor de (H) y, por lo tanto, el pH disminuye.

Según (IEOS, 1993) indica que el límite tolerable del pH de una agua estará comprendido entre 6.5 a 8.5. Para los valores registrados del pH en el agua del pozo es de 7.09, el mismo que está dentro de los límites permitidos.

- Alcalinidad:

La alcalinidad en el agua está representada por el contenido de bicarbonatos, carbonatos e hidróxidos y se utiliza el indicador anaranjado de metilo que comunica una coloración de amarillo a anaranjado cuando la alcalinidad ha sido neutralizada por completo. La alcalinidad fenolftaleínica es la de bicarbonatos, y se denomina así porque se mide con fenolftaleína como indicador comunicando al agua una coloración rosada. La alcalinidad se expresa en mg/l. como CaCO_3 y la producen generalmente los carbonatos y bicarbonatos de calcio, sodio y magnesio (Rivas Mijares , 1983).

- Dureza:

“La dureza de un agua se debe a la concentración de iones de calcio y magnesio, expresados como carbonato de calcio CaCO_3 ” (Universidad Central del Ecuador, 1967, pág. XI/6). Dura se denomina al agua que contiene mayor cantidad de estos iones y blanda o suave aquella que los contenga en menor escala.

La dureza puede ser de dos clases: carbonática o temporal, cuando el Ca y el Mg se encuentran en combinación con el ion bicarbonato HCO_3 y el ion carbonato CO_3 formando sales, esta se suprime haciendo hervir el agua. No carbonática o permanente cuando existe la presencia de Ca y Mg pero en combinación con los iones SO_4 , Cl, NO_3 , y PO_4 formando sales, como no le afecta la ebullición se llama permanente. La dureza total es la suma de la temporal y la permanente.

La dureza es un factor sin ninguna importancia en el agua potable dentro del aspecto sanitario, sin embargo, los inconvenientes que presenta el agua dura son varios:

- Produce mayor consumo de jabón
- Se necesita mayor tiempo para la cocción de alimentos
- Produce picaduras y estrías en tuberías de conducción y en utensilios de cocina

- En la industria causa incrustaciones en las calderas de vapor (Steel & McGhee, 1981)

La dureza del agua de la muestra cumple con las normas.

- Anhídrido carbónico:

El anhídrido carbónico CO₂ se disuelve en el agua cuando ésta pasa a través de materias orgánicas en estado de descomposición. La presencia excesiva de este elemento en las aguas provoca una potencialidad de corrosividad en las mismas. El anhídrido carbónico libre puede eliminarse por aireación o por la adición de cal, mientras que el inestable se elimina por ablandamiento del agua. Aparte de su carácter corrosivo no produce efectos en las aguas naturales, excluyendo que en presencia de los rayos solares puede estimular el crecimiento abundante de algas en las aguas (Rivas Mijares , 1983).

El anhídrido carbónico presente en la muestra de agua es de 15,21 mg/l como CaCO₃ que es un poco superior al máximo permitido de 5 mg/l como CaCO₃, por lo que será ligeramente corrosiva.

- Fosfatos:

Los fosfatos se clasifican bajo el término común PO₄ pero comprenden varias especies iónicas.

Los fosfatos pueden estar en las aguas naturales por disolución de los minerales o por descomposición de la materia orgánica muerta en la naturaleza. La polución ocasionada por el hombre es causa más frecuente de concentraciones elevadas de fosfato, puede ser por las secreciones del hombre y animales, los detergentes que se introducen en los cuerpos de agua con las aguas residuales, el arrastre de abonos artificiales y vegetales de las zonas agrícolas y finalmente los fosfatos usados para la estabilización de las aguas incrustantes y corrosivas.

Los fosfatos son sustancias esenciales para el crecimiento de organismos en el agua, con una concentración superior a 0,01 mg/l es suficiente para que las algas comiencen a reproducirse en forma peligrosa. Se tienen también, numerosos informes sobre la interferencia de los polifosfatos sobre el proceso de coagulación.

- Hierro y manganeso:

La presencia de hierro en el agua produce sabor, mancha los tejidos, ocasiona incrustaciones en las tuberías de agua y puede ser perjudicial para los procesos industriales. El agua que contiene anhídrido carbónico y atraviesa materiales que contienen hierro lo disuelven formando bicarbonato ferroso que se oxida fácilmente convirtiéndose en hidróxido férrico que se precipita como sedimento de herrumbre (Steel & McGhee, 1981).

El hierro y el manganeso pueden estar presentes en las aguas subterráneas en concentraciones inestables en estado disuelto, casi siempre en forma bivalente. Al entrar el agua en contacto con el aire los iones Fe y Mn se oxidan y se precipitan en forma de óxidos o eventualmente en el caso del hierro como hidróxido.

En los abastecimientos públicos de agua estos minerales son objetables ya en pequeñas concentraciones, debido al sabor que imparten al agua, porque manchan la ropa lavada y las piezas sanitarias y estimulan los crecimientos orgánicos. El manganeso se oxida produciendo un sedimento que obstruye las tuberías.

La presencia de manganeso en la muestra es de 0,94 mg/l siendo superior al límite establecido en la norma de 0,1 mg/l.

Características bacteriológicas:

Desde el punto de vista sanitario las condiciones bacteriológicas son las más importantes, esto se debe a que el agua potable debe carecer totalmente de microorganismos patógenos que pueden ser transmisores de enfermedades.

El análisis bacteriológico determina los gérmenes por mililitro de agua en agar a 36 °C cada 24 horas y nos da como resultado el número de colonias aeróbicas presentes en el agua y pueden o no ser coliformes (Steel & McGhee, 1981). También determina el número más probable (NMP) de coliformes fecales por cada 100 ml.

“En las aguas subterráneas el número de bacterias disminuye a medida que aumenta la profundidad y distancia desde el sitio de infiltración o desde la fuente de contaminación bacteriológica” (Motyka & Jarrin, 1992, pág. 37). Por este motivo en el análisis bacterial de la muestra únicamente se han detectado gérmenes totales por 10 colonias/ml que es mucho menor al límite expresado en la norma.

La determinación de estas características puede ser definitiva en el rechazo de una fuente o determinada captación, cuando su índice coliforme alcanza valores de más de 50000 NMP/100 ml de bacterias coliformes se clasifica como contaminación muy intensa que hace inaceptable el agua, pudiéndose utilizar estas aguas únicamente en casos extremos (IEOS, 1993).

La importancia de esta calidad se magnifica en el área rural por cuanto constituye la principal causa del deterioro de la salud y hasta la muerte. En las estadísticas vitales del Ecuador del INEC para el sector rural se reporta que en promedio el 12% de las causas de muerte se las atribuye a enfermedades de origen hídrico en general.



**MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA
SUBSECRETARIA DE SANEAMIENTO AMBIENTAL
DIVISION DE LABORATORIOS
REPORTE DE ANALISIS DE AGUAS**

DATOS DE LA MUESTRA

MUESTRA Nº 12

Origen de la muestra	Pozo No 2	Recolectada por	
Fecha de recolección	07-03-12	Hora recolección	13H30
Fecha ingreso Laboratorio			
Temperatura muestra		Temperatura ambiental	
Lluvias	SI <input type="checkbox"/>	NO <input type="checkbox"/>	
Solicitada por	Dirección Nacional Proyectos	División	
Proyecto	A.P. Augusto Valencia	Cuenta Nº	
Provincia	Los Ríos	Cantón	Babahoyo
Parroquia		Localidad	

ANALISIS FISICO - QUIMICOS

1) CARACTERISTICAS FISICAS

PARAMETRO	EXPRESADO COMO	LIMITE TOLERABLE mg/L	RESULTADO	PARAMETRO	EXPRESADO COMO	LIMITE TOLERABLE mg/L	RESULTADO
Color	U. Pt-Co	5-15	2.50	PH	UNIDADES	6.5-8.5	7.09
Turbiedad	U. N.T.	5	4.50	Temperatura	°C		20.0

2) CARACTERISTICAS QUIMICAS

PARAMETRO	EXPRESADO COMO mg/L	LIMITE TOLERABLE mg/L	RESULTADO mg/L	PARAMETRO	EXPRESADO COMO mg/L	LIMITE TOLERABLE mg/L	RESULTADO mg/L
Alcalinidad Total	CaCO3		180.00	Hierro Coloidal	Fe +++		0.31
Alcal. Bicarbonatos	CaCO3	250	180.00	Magnesio	Mg ++	50-150	14.87
Alcal. Carbonatos	CaCO3	120	0.00	Manganeso	Mn. ++	0.1	0.94
Alcal. Hidróxidos	CaCO3	0	0.00	Nitrog-Amoniacal	N-NH3 +	0.50	0.20
Anhidrido Carbónico Libre	CaCO3	5	15.21	Nitrog. Nitrate	N-NO3 -	5	1.27
Calcio	Ca ++	75-200	25.70	Nitrog. Nitrite	N-NO2 -	0.10	0.00
Cloruros	Cl -	250	4.54	Potasio	K +	10-500	2.28
Dureza total	CaCO3	150-500	125.46	Sodio	Na +	10-115	31.00
Dureza Cálcica	CaCO3	150-500	64.26	Sólidos totales		500-1000	295.00
Fluor	F -	*	0.10	Sólidos disueltos		500-1000	279.00
Fosfatos	PO4 ≡	0.3	0.64	Sulfatos	SO4 =	250	0.00
Hierro total	Fe +++	0.3	0.37	Otros			
Hierro soluble	Fe +++		0.06	Conductividad	µS/cm a 20°C	1.250	290.00

ANALISIS BACTERIOLOGICO

PARAMETRO	EXPRESADO COMO	LIMITE PERMISIBLE	RESULTADO
GERMENES TOTALES	COLONIAS / ml	< 100	
COLIFORMES TOTALES	<input type="checkbox"/> NC MF / 100 ml	10	
	<input type="checkbox"/> NMP / 100 ml	9	
COLIFORMES FECALES	<input type="checkbox"/> NC MF / 100 ml	0	
	<input type="checkbox"/> NMP / 100 ml	0	

CONCLUSIONES

Indice Langelier - 0.75
ver el reverso la nota correspondiente al número 2,3,9,10,16

ROMA MOLINA/CH
Químico

Microbiólogo

[Firma]
Jefe Laboratorio

CONCLUSIONES

NOTA No.

1. Satisface las normas físico-químicas de potabilidad de agua establecidas en cuanto a los parámetros analizados.
2. No satisface las normas físico-químicas establecidas de potabilidad de agua en cuanto a los parámetros analizados.
3. Concentración elevada de hierro, presentan problemas estéticos
4. Concentración elevada de nitratos; no se recomienda para ingestión de niños recién nacidos, debido al riesgo metahemoglobinemia infantil.
5. Concentración elevada de cloruros, produce un sabor salado al agua
6. Alcalinidad elevada produce un sabor salado al agua.
7. Concentración elevada de sulfatos, produce perturbaciones gastro-intestinales.
8. Concentraciones elevadas de dureza, provoca incrustaciones en tubería y dificulta la disolución de jabones.
9. Concentraciones elevadas de manganeso, provocan alteraciones estéticas.
10. Concentraciones elevadas de fosfatos, producen crecimiento de algas y plantas.
11. Satisface las normas microbiológicas de potabilidad de agua establecidas.
12. Existe contaminación de tipo microbiológico, se recomienda inspección, protección y aumento del nivel de cloro en el sistema de distribución, Después de esta medida nuevos análisis deberán ser analizados.
13. Agua contaminada no apta para consumo humano.
14. Debido al elevado número de bacterias, se recomienda inspección, protección y desinfección
15. El agua es incrustante
16. El agua es corrosiva.

* **OBSERVACIONES:**

TEMPERATURA MEDIA MAXIMA DIARIA EN °C	LIMITES RECOMENDADOS PARA FLUOR EN mg/L F
12.1 - 14.6	1.5
14.7 - 17.5	1.3
17.7 - 21.4	1.2
21.5 - 26.2	0.8
25.3 - 32.5	0.8

OBSERVACION: Las técnicas para los análisis realizados se basan en los "METODOS ESTANDAR PARA EL EXAMEN DE AGUAS Y AGUAS DE DESECHO" -17ma. Edición Publicación APHA, AWWA, WPCF.

ABREVIATURAS: N.M.P: Número más probable

NC.MF: Número de Colonias, membrana filtrante

CUADRO No. 4.3

NORMA INEN 1108

PARAMETRO	UNIDAD	LIMITE MAXIMO PERMITIDO
Características Físicas		
Color	Unidades de color verdadero (UTC)	15
Turbiedad	NTU	15
Olor	---	No objetable
Sabor	---	No objetable
Inorgánicos		
Antimonio, Sb	mg/l	0.02
Arsénico, As	mg/l	0.01
Bario, Ba	mg/l	0.7
Boro, B	mg/l	0.5
Cadmio, Cd	mg/l	0.003
Cianuros, CN ⁻	mg/l	0.07
Cloro libre residual*	mg/l	0.03 a 1.5 ¹⁾
Cobre, Cu	mg/l	2.0
Cromo, Cr (cromo total)	mg/l	0.05
Fluor, F	mg/l	1.5
Manganeso, Mn	mg/l	0.4
Mercurio, Hg	mg/l	0.006
Molibdeno, Mo	mg/l	0.07
Niquel, Ni	mg/l	0.07
Nitratos, NO ₃	mg/l	50
Nitritos, NO ₂	mg/l	3.0
Plomo, Pb	mg/l	0.01
Selenio, Se	mg/l	0.01
Uranio, U	mg/l	0.015

* Cuando se utiliza cloro como desinfectante y luego de un tiempo mínimo de contacto de 30 minutos

1) Es el rango en el que debe estar el cloro libre residual luego de un tiempo mínimo de contacto de 30 minutos.

Residuos de desinfectantes

	UNIDAD	Límite máximo permitido
Cloro	mg/l	5
Monocloramina, di y tricloramina	mg/l	3

Requisitos microbiológicos

	Máximo
Coliformes totales (1) NMP/100 cm ³	< 1.1*
Coliformes fecales NMP/100 cm ³	< 1.1*
Cryptosporidium, número de quistes/100 litros	ausencia
Giardia lamblia, número de quistes/100 litros	ausencia

* < 1.1 Significa que en el ensayo del NMP utilizando 5 tubos de 20 cm³ ó 10 tubos de 10 cm³ ninguno es positivo.

(1) En el caso de los grandes sistemas de abastecimiento, debe dar ausencia en el 95% de las muestras, tomadas durante cualquier período de 12 meses.

CUADRO No. 4.4

**NORMAS DE CALIDAD ORGANOLEPTICA
DEL AGUA POTABLE SEGÚN LA S.S.A.**

COMPONENTE O CARACTERISTICA	UNIDAD	LIMITE RECOMENDABLE	LIMITE PERMISIBLE
Acido Sulfhídrico (SH ₂)	mg/l	0	0.05
Aluminio (Al)	mg/l	0.2	0.3
Cloruros (Cl)	mg/l	---	250
Clorofenoles	mg/l	---	0.002
Cobre (Cu)	mg/l	---	1
Color	UCV Pt-Co	5	15
Detergentes expresados como SAAM	mg/l	---	0.50
Dureza	mg/l (CaCO ₃)	150	500
Hierro (Fe)	mg/l	0.3	0.5
Manganeso (Mn)	mg/l	0.05	0.1
Oxígeno disuelto	mg/l	6	80% saturación
pH		7 – 8.5	6.5 – 8.5
Sabor y olor	---	No objetable	No objetable
Sulfatos (SO ₄ ²⁻)	mg/l	250	400
Temperatura	°C	---	No exceda 5°C de la temperatura ambiental media de la región
Total de sólidos en disolución			
Turbiedad	mg/l	250	1000
Zinc	UNT	1	10
	Mg/l	1.5	5

Tratamiento:

Según los resultados de los análisis físico-químicos y bacteriológicos del agua se observa que sobrepasan los requerimientos exigidos por la norma los contenidos de anhídrido carbónico libre, fosfatos y manganeso por lo que se ha previsto el tratamiento mediante aeración y posteriormente la desinfección mediante la adición de cloro.

- Aeración:

La aeración es un proceso de tratamiento del agua superficial o subterránea que consiste en modificar las concentraciones de sustancias volátiles contenidas en ella. En resumen es el proceso de introducir aire al agua (IEOS, 1993).

Según Rojas Romero (1999, pág. 27), en su libro Purificación del agua indica que las funciones más importantes de la aeración son:

- Transferir oxígeno al agua para aumentar el OD
- Disminuir la concentración de dióxido de carbono (CO₂)
- Disminuir la concentración de H₂S
- Remover gases como metano (CH₄), cloro y amoníaco
- Oxidar hierro y manganeso
- Remover compuestos orgánicos volátiles
- Remover sustancias volátiles productoras de olores y sabores.

Los aeradores pueden ser de varios tipos como:

- Aeradores de cascada
- Aeradores de bandejas o charoles (con o sin medio de contacto)
- Aeradores de escalones
- Aeradores de surtidores (de orificio o de boquilla)
- Aeradores de difusión (inyección de aire comprimido)

(IEOS, 1993)

Aerador de bandejas:

Se escoge esta opción debido a que es la más apropiada para remover el anhídrido carbónico y el manganeso presentes en el agua, y estará compuesto por una serie de bandejas o charoles con medio de contacto que incrementan al máximo la superficie de fricción entre el aire y el agua, se requiere una muy buena ventilación, pero se deben evitar desperdicios por efecto del viento. Se emplea entre 3 y 9 charoles y el espaciamiento entre estos varía

entre 30 y 60 cm dependiendo del tiempo total de contacto que se desea obtener (IEOS, 1993).

Las bandejas tendrán el fondo perforado o de malla, y portarán trozos sólidos de 5 a 15 cm de diámetro para mejorar la eficiencia de intercambio de gases, absorber sustancias orgánicas, neutralizar químicamente el agua, o promover la acción catalítica de películas de óxido mangánico en la oxidación del manganeso (IEOS, 1993, pág. 198).

Se obtienen mejores resultados si el lecho de contacto es arena manganésica o pirolusita que es un óxido de manganeso, también se utiliza piedra triturada o esferas de material cerámico. “El medio de contacto se dispondrá en los charoles o en las cestas de malla de alambre, en capas de aproximadamente 0,15 m a 0,2 m de espesor, y en una área de 0,05 a 0,15 m²/l/s” (IEOS, 1993, pág. 199).

El conjunto estará soportado por una estructura de perfiles de hierro.

Según indica IEOS (1993) “la carga hidráulica superficial variará entre 100 y 200 m³/m²/día (...) y el valor escogido para el diseño se determinará, preferentemente, mediante pruebas de campo” (pág. 199).

Pero por estudios realizados recientemente y por experiencias realizadas en proyectos nacionales se ha determinado que esta carga es muy baja por lo que actualmente se están tomando valores entre 300 y 1000 m³/m²/día.

Este aerador se ubica generalmente sobre una estructura de hormigón simple formando un estanque que sirve para recolectar el agua aerada, y conducirla mediante una tubería hasta un filtro y luego al tanque de reserva para su posterior proceso de desinfección.

Para el presente proyecto asumimos una carga hidráulica superficial de 600 m³/m²/día por cuanto el clima cálido de la zona favorecerá el intercambio de gases, incrementándose notablemente su eficiencia.

La remoción de CO₂ en estos aereadores se puede calcular aproximadamente mediante la ecuación de Scott:

$$C_n = C_o * 10^{-k*n}$$

Donde:

C_n = concentración de CO₂ en ppm después de pasar a través de “n” bandejas;

C_o = concentración de CO₂ en ppm inicial;

K = coeficiente de transferencia de gases que depende de la ventilación, temperatura, turbulencia, separación entre bandejas, y otras características de la instalación. Varía de 0.12 a 0.16.

n = número de bandejas incluida la de distribución
(IEOS, 1993, pág. 199)

Datos: C_n = 5 mg/l (límite máximo recomendado en normas)

C_o = 15.21 mg/l (resultado de los análisis)

k = 0.14 adoptado

$$5 = 15.21 * 10^{-1.14*n}$$

$$\text{Log}(5/15.21) = -0.14 * n$$

$$n = 3.45$$

Asumo 4 bandejas

- Cálculo del tiempo de exposición:

$$t = \sqrt{\frac{2 * H * n}{g}}$$

Donde: t = tiempo de exposición (seg)

H = altura total de caída (m)

N = número de descensos

$$t = \sqrt{\frac{2 * 1.80 * 4}{9.81}}$$

$$t = 1.21 \text{ s}$$

- Cálculo del área de contacto

Los caudales de diseño para los elementos de un sistema de agua potable según las normas de la S.S.A. se detallan en el acápite 3.6, Cuadro No. 3.9, siendo para la planta de tratamiento el consumo máximo diario más 10% siendo:

$$Q_{\text{tratamiento}} = 8,69 \text{ l/s} + 10\% (8,69 \text{ l/s}) = 9.56 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{tratamiento}} = 9.56 \text{ l/s} * \frac{1\text{m}^3}{1000\text{lt}} * \frac{86400\text{s}}{1\text{día}}$$

$$Q_{\text{tratamiento}} = 825.98 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Carga}_{\text{superficial}} = \frac{\text{Caudal}(\text{m}^3 / \text{día})}{\text{Area}_{\text{de}_{\text{contacto}}}(\text{m}^2)}$$

$$\text{Area}_{\text{de}_{\text{contacto}}} = \frac{825.98(\text{m}^3 / \text{día})}{600\text{m}^3 / (\text{m}^2 * \text{día})}$$

$$\text{Area de contacto} = 1,38 \text{ m}^2$$

Asumiendo bandejas de aireación cuadradas de 1,20 m de lado

$$A_{\text{bandeja}} = 1,2 * 1,2 = 1,44 \text{ m}^2$$

Número de aeradores requeridos (N):

$$N = \frac{1.38\text{m}^2}{1.44\text{m}^2}$$

$$N = 0,95$$

Por lo que se adopta un aerador que estará compuesto por 3 bandejas perforadas que contendrán andesita como medio de contacto y otra ubicada sobre estas con el mismo número de orificios y vacía que distribuirá el agua de una manera uniforme hacia las inferiores. Para cada bandeja se toma una altura de 22 cm y la separación entre las bases de cada una de estas será de 40 cm.

Ahora se comprueba el número y el diámetro de los orificios en el fondo de las bandejas tomando una altura máxima de agua sobre los orificios de 0,10 m.

Se utiliza la ecuación para descarga de orificios sumergidos, donde C es un coeficiente de contracción con un valor de 0.60.

$$\text{No. de orificios} = \frac{\textit{Longitud _bandeja}}{(\textit{diámetro _orificio} + \textit{espacio _entre _orificios})}$$

Asumimos el diámetro de un orificio en 0.8 cm y el espaciamiento entre estos de 5 cm.

$$\text{No. de orificios} = \frac{1.20\text{m}}{(0.008\text{m} + 0.05\text{m})}$$

$$\text{No. de orificios} = 9,23 \text{ u}$$

Como las bandejas son cuadradas, el número total de perforaciones en cada una es 9,23 * 9,23 = 85,19 u, asumiendo un valor de 90 orificios.

Procedemos a verificar el diámetro de los orificios:

$$\frac{Q}{No.Orificios} = C \times A_0 \times \sqrt{2 \times g \times h}$$

$$A_0 = \frac{0.00956 m^3 / s}{90 \times 0.6 \times \sqrt{2 \times 9.81 m / s^2 \times 0.1 m}}$$

$$A = 9,023 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 9.023 \times 10^{-5}}{\pi}}$$

$$D = 10.72 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$D = 10.72 \text{ mm}$$

Se asumen 90 orificios con un diámetro de 11 mm espaciados 5 cm en los dos sentidos de la bandeja.

Desinfección:

Con la desinfección se persigue eliminar todo organismo patógeno que provoque enfermedades. Los métodos empleados son la ebullición del agua, oxidación química con cloro, yodo, ozono, dióxido de cloro, bromo y permanganato de potasio, irradiación ultravioleta, aplicación de iones metálicos de plata, cobre y mercurio, etc (Steel & McGhee, 1981).

El más empleado en nuestro medio rural es la cloración porque no tiene inconvenientes como los otros métodos, sus ventajas son:

- Destruye los organismos patógenos causantes de enfermedades.
- En concentraciones adecuadas no es tóxico para personas y animales, no produce sabor desagradable ni olor objetable.
- Tiene efecto residual para proteger de posibles contaminaciones en la red de distribución.
- Presenta técnicas de valoraciones prácticas, rápidas y exactas para medir su concentración en el agua.
- Tiene bajos costos de operación y mantenimiento, es de fácil transporte y almacenamiento.
- Bajo costo de adquisición.

La acción bactericida del cloro es función de algunos factores que limitan su rendimiento, como el tipo y concentración de los microorganismos a eliminar, el tiempo de contacto entre el agua y el desinfectante, concentración del producto químico, el pH del agua y su temperatura (Rodríguez, 2001).

La demanda de cloro es la cantidad mínima de cloro activo que es necesario añadir al agua para la eliminación de las bacterias. Conceptualmente es la diferencia entre la cantidad de cloro agregado al agua y la cantidad de cloro (libre y combinado disponible) residual después de un período de tiempo determinado (Steel & McGhee, 1981).

Se consigue una desinfección completa al aplicar el agente desinfectante en cantidad suficiente como para producir un valor residual de 0,1 mg/l a 0,5 mg/l, luego de un tiempo de contacto mínimo de 20 minutos, o en el punto más alejado de la red de distribución (IEOS, 1993).

Para este sistema se ha elegido el hipoclorito de calcio como agente desinfectante por razones económicas y la facilidad de operación y mantenimiento, y debido a que:

- El caudal de agua a tratarse es pequeño.

- El costo elevado del equipo mezclador del cloro en gas con el agua.
- Los equipos para cloro gas requieren mantenimiento especializado, difícil de conseguir en nuestro medio rural.
- Estos equipos tienen una vida útil aproximada de 5 años, por lo que se deben reemplazar, encareciendo el tratamiento del agua. (IEOS, 1993)

El hipoclorito de calcio tiene un 70% de cloro activado y posee una alta solubilidad en el agua; esta solución se puede aplicar mediante un hipoclorador tipo IEOS que consiste en un pequeño tanque prefabricado con un sistema dosificador flotante, que se instala dentro de la caseta de bombeo que generalmente se la ubica bajo la torre del tanque elevado.

Para que la mezcla se realice correctamente se ha previsto ubicar el hipoclorador a un lado del tanque de la reserva superficial y conectar la manguera de la solución de cloro directamente sobre este depósito. El tiempo de retención para lograr un buen poder desinfectante se cumple ya que el agua que llega del aereador al tanque de reserva se demora en vaciar más de 20 minutos, con lo que se asegura una buena desinfección.

Cálculo de la cantidad de cloro:

De acuerdo al análisis bacteriológico del agua se determina que no necesita aplicación de cloro por no contener coliformes y los gérmenes totales son la décima parte del límite permitido, pero para mantener un poder desinfectante en el punto más alejado de la red de distribución se asume una dosificación de 1 p.p.m. basado en las siguientes recomendaciones:

CUADRO 4.5

REQUERIMIENTOS DE CLORO

FUENTE DE ABASTECIMIENTO	DOSIFICACION (p.p.m.)
Aguas provenientes de cursos superficiales bastante contaminados	2,5 – 3,0
Aguas provenientes de cursos superficiales	1,2 – 2,0
Represas naturales o artificiales sin exceso de algas	1,0 – 1,5
Agua filtrada o proveniente de pozos o vertientes	0,5 – 1,0
Piscinas en general	2,5 – 3,0

Fuente: Ingeniería Sanitaria aplicada a saneamiento y salud pública UNDA – OPAZO

Del cuadro anterior se asume una dosificación de 1,0 p.p.m.

La cantidad de cloro diario es:

$$Q_{\text{trat}} = 9.56 \text{ l/s}$$

$$Q = 9.56 \text{ l/s} * 86400 \text{ s/día} * 1 \text{ m}^3/1000 \text{ l}$$

$$Q = 825.98 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$825.98 \text{ m}^3/\text{día} * 1,0 \text{ gr/m}^3 * 1 \text{ Kg}/1000 \text{ gr} = 0,83 \text{ Kg/día}$$

Como la concentración del hipoclorito de calcio es de 70%, entonces:

$$\text{Peso de cloro} = 0,83 \text{ Kg/día} / 0,70$$

$$\text{Peso de cloro} = 1.18 \text{ Kg/día} \sim 1,20 \text{ Kg/día}$$

Debido a que la cantidad de agua para la disolución del cloro es bastante alta ya que la concentración de cloro recomendada es del orden del 0,3%, se ha seleccionado un tanque hipoclorador de 500 litros de capacidad que se colocará dentro de una caseta ubicada cerca de los tanques de reserva superficial.

Como el proceso de cloración se realizará durante las horas de bombeo, el contenido del hipoclorador será vaciado a gravedad en ese tiempo.

Con este tiempo de vaciado se calculará el diámetro del orificio en el flotador para que descargue todo el volumen del tanque mientras se realiza el bombeo de agua en el pozo.

Como se mencionó anteriormente se debe conseguir que el cloro residual en el punto más alejado de la red esté entre 0,1 mg/l a 0,5 mg/l, lo que se debe comprobar una vez que el sistema entre en funcionamiento.

4.3 EQUIPOS DE BOMBEO

Una estación de bombeo es el conjunto de estructuras, equipos y accesorios que permiten elevar el agua desde un nivel inferior a uno superior (aguas subterráneas o superficiales), o que introducen energía de presión en un sistema hidráulico (Burbano G. , 1993, pág. 129)

Para seleccionar el tipo de bomba adecuada para un sistema se necesita recolectar los siguientes datos:

- 1.- La altura dinámica total de bombeo
- 2.- Largo y diámetro de la tubería de impulsión
- 3.- Tipo de líquido y temperatura máxima por bombear
- 4.- Caudal requerido.

La mayoría de las instalaciones para agua potable se equipan con bombas centrífugas horizontales o verticales, o tipo turbina de pozo profundo. Para las condiciones específicas de este proyecto se debe tomar en consideración que el agua se

extraerá de un pozo de 80 m. de profundidad hacia un tanque de reserva elevado, por lo que se utilizará una bomba del tipo sumergible, que se considera la más adecuada.

Bombas sumergibles:

Con el desarrollo de motores eléctricos que pueden funcionar dentro del agua, se los ha acoplado a las bombas de pozo profundo, que son bombas centrífugas cuyo eje es vertical y sobre el cual se apoya un determinado número de impulsores o tazones que están sumergidos y elevan el agua por etapas, eliminando así los largos ejes de transmisión exigidos por las bombas centrífugas del tipo turbina vertical. Esencialmente una bomba sumergible consta de un motor eléctrico angosto que se halla situado por debajo de la toma de la bomba y que está unido a esta mediante un eje corto, quedando la rejilla de captación intermedia entre el motor y la bomba (Universidad Central del Ecuador, 1967).

GRAFICO No. 4.6

MODELOS DE BOMBAS SUMERGIBLES



La instalación de una sumergible es más fácil, ya que se conecta únicamente el tubo de salida y los cables eléctricos. Estos cables son blindados y a prueba de agua, se los debe seleccionar de acuerdo con la carga, voltaje y largo requerido. Es recomendable colocar una válvula check o de retención a la salida de la bomba.

Debido al diseño compacto de los equipos sumergibles es importante considerar los puntos siguientes:

- a) Los motores sumergidos son enfriados por el agua que penetra, por lo que el flujo libre del agua debe ser mantenido alrededor del motor.

- b) Estos motores son construidos para un solo voltaje y soportan variaciones del 10%, por lo que al seleccionar el calibre del cable se deben considerar las pérdidas de tensión.
- c) Para instalar una bomba sumergible el pozo debe estar bien desarrollado ya que al bombear arena o partículas abrasivas en suspensión en el agua, los impulsores se dañan prematuramente ya que giran a velocidades de alrededor de 3.000 rpm que son altas.
- d) Son equipos con eficiencias relativamente bajas por lo que los costos de energía eléctrica se hacen mayores.

La principal ventaja de las bombas de motor sumergido es la eliminación del largo eje impulsor y de sus dispositivos de guía que se necesitan en las bombas convencionales de turbina vertical, cuyo motor está en la superficie, por lo que son afectadas por las desviaciones que pudiesen existir en el alineamiento del pozo afectando la vida útil de los cojinetes y generando vibraciones durante el funcionamiento.

Además de su funcionamiento silencioso.

Las bombas sumergibles son más costosas, y se debe realizar el desmontaje total para cualquier tipo de revisión o reparación de la bomba o del motor, lo que es complicado y caro.

El cálculo del tipo de bomba sumergible requerida se basa en el esquema del sistema de bombeo detallado en el gráfico No. 4.7, para lo que se procede de la siguiente manera:

ESQUEMA DEL SISTEMA DE BOMBEO

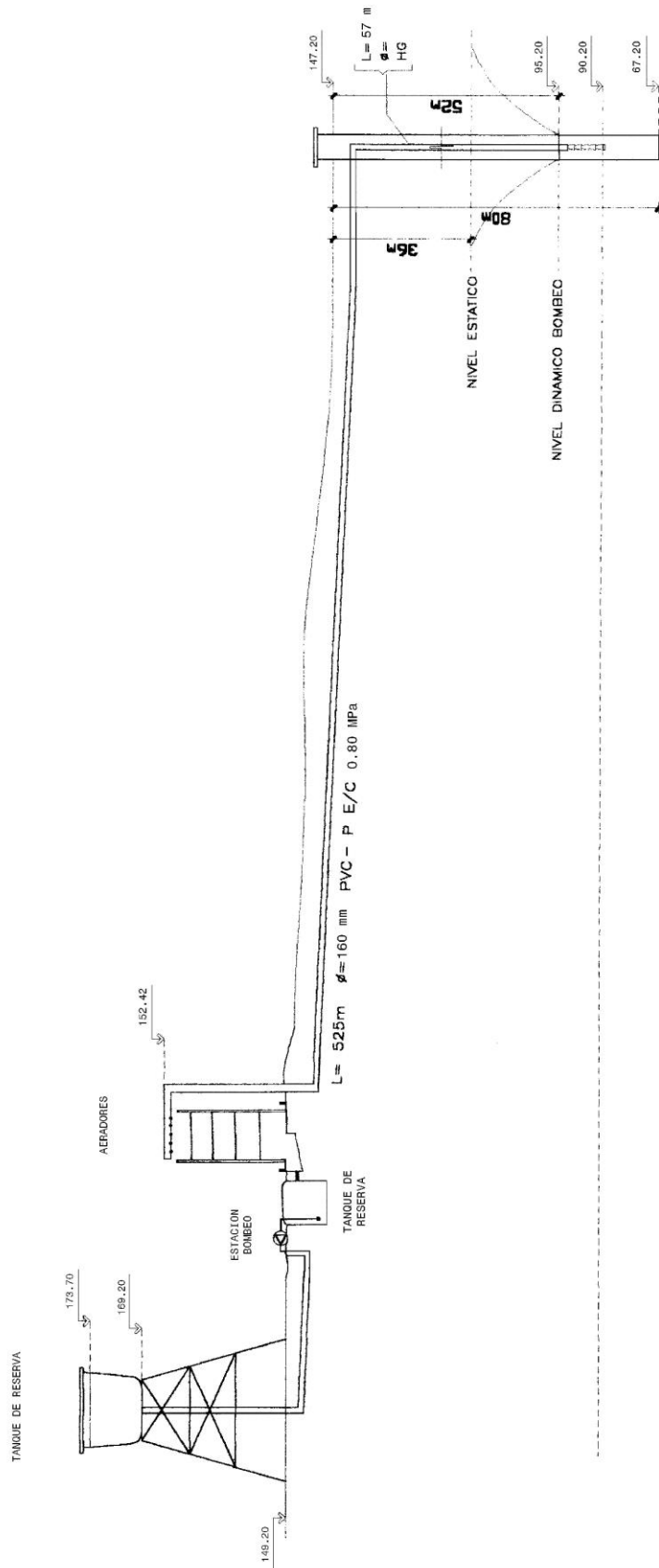


GRAFICO No. 4.7

1.- Cálculo de la altura dinámica total:

Esta carga total de bombeo se debe calcular en la forma más exacta posible, para asegurarse de la capacidad necesaria, y para determinar la potencia requerida. Para esto se debe considerar las pérdidas producidas en accesorios y tuberías, se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\text{HDT} = H_{\text{estática}} + \Sigma hf$$

Donde:

HDT = Altura dinámica total

$H_{\text{estática}}$ = distancia vertical entre el nivel de suministro y la parte superior de la tubería de descarga sobre los aereadores.

Σhf = Pérdidas por fricción en las tuberías y pérdidas localizadas debido a piezas especiales y accesorios.

Las pérdidas localizadas se pueden valorar por varios métodos como por medio de la fórmula:

$$hf = K * \frac{v^2}{2g}$$

donde K es un coeficiente obtenido experimentalmente y depende de la velocidad y la forma geométrica del accesorio analizado. “V” es la velocidad del fluido dentro del elemento, y “g” es la aceleración de la gravedad.

Otro método consiste en expresar las pérdidas producidas por la forma del accesorio en una longitud equivalente dada en metros o en número de diámetros.

- Pérdidas de carga en tubería de impulsión:

1) Pérdidas de carga en accesorios

ACCESORIOS	CANT. U	φ INT. mm.	LONG. EQUIV. m.	LONG. TOTAL. m
Codo 90° HG	4	150	4.9	19.6
Válvula check bronce	1	150	12.5	12.5
Válvula de compuerta br.	1	150	1.1	1.1
Codo 45° HG	1	150	2.3	2.3
Tee	1	150	3.4	3.4
Universal	2	150	4.9	9.8
Adaptador HG-PVC	1	150	4.9	4.9
TOTAL :				53.6 m

En el cuadro anterior se ha utilizado el criterio de longitud equivalente para valorar la pérdida de carga en los accesorios.

Determinación de pérdidas:

Como los accesorios son de hierro galvanizado, C = 110

$$hf = L * \left(\frac{Q}{0.28 * C * D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 53.6 * \left(\frac{0.00912}{0.28 * 110 * 0.150^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 0.16 \text{ m}$$

2) Pérdidas de carga en la tubería de impulsión de PVC (C=140), que va desde la caseta de bombeo del pozo profundo hasta los aereadores.

$$hf = 525 * \left(\frac{0.00912}{0.28 * 140 * 0.150^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 1.02 \text{ m}$$

- 3) Pérdidas de carga en la tubería de HG, que va desde la salida de la bomba sumergida hasta la caseta de bombeo y que está en posición vertical.

La boca de salida para la tubería de impulsión de las bombas es roscada por lo que se ha seleccionado a este segmento de tubería en hierro galvanizado y además porque no existe tubería de PVC unión roscable para este diámetro.

$$hf = 57.00 * \left(\frac{0.00912}{0.28 * 110 * 0.150^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 0.17 \text{ m}$$

Con estos datos se procede a calcular la altura dinámica total (HDT).

$$HDT = H_{\text{estática}} + \Sigma hf$$

$$HDT = 62.22 + (0.16 + 1.02 + 0.17)$$

$$HDT = 63.57 \text{ m}$$

Para seleccionar la bomba adecuada se utilizan las curvas características contenidas en las cartillas de los distribuidores de estos equipos, donde se ingresa con el caudal (8 l/s ó 126,80 gal/min) y la altura dinámica total. Se adjunta a continuación una copia del catálogo de la bomba que se ha seleccionado, es de la marca Franklin modelo 150ST6 de 10 HP, de 5 fases o impulsores, 6 pulgadas de diámetro y 4 pulgadas para la tubería de descarga. El motor sumergible es marca Franklin 6C3F de 10 HP, 230 voltios con tres fases y 60 Hz.

Punto de operación del equipo de bombeo sumergido:

Este punto se obtiene al graficar la curva característica de la bomba (H-Q) y la curva del sistema, ambas en las mismas unidades. El punto de operación del sistema lo determina la intersección entre estas dos curvas.

Curva del sistema:

Primero se calcula la curva del sistema usando la fórmula de Hazen-Williams aclarando que la tubería vertical que va desde la bomba sumergida hasta la caseta de bombeo será de hierro galvanizado y desde la caseta hacia los aereadores (línea de impulsión) se empleará tubería de PVC.

$$hf = L * \left(\frac{Q}{0.28 * C * D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$J = \left(\frac{Q}{0.28 * C * D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = J * L$$

Ecuación del sistema:

$$HDT = H_s + hf_{PVC} + hf_{HG} + hf_{accesorios}$$

Donde: Hf = Pérdidas en tuberías y accesorios

CUADRO No. 4.6

CALCULO DE LA CURVA DEL SISTEMA

Q [l/s]	HDT [m]
0.00	62.22
0.50	62.24
1.00	62.30
1.50	62.40
2.00	62.52
2.50	62.68
3.00	62.86
3.50	63.08
4.00	63.32
4.50	63.58
5.00	63.88
5.50	64.20
6.00	64.54
6.50	64.92
7.00	65.31
7.50	65.73
8.00	66.18
8.50	66.65
9.00	67.14

Curva de la bomba seleccionada:

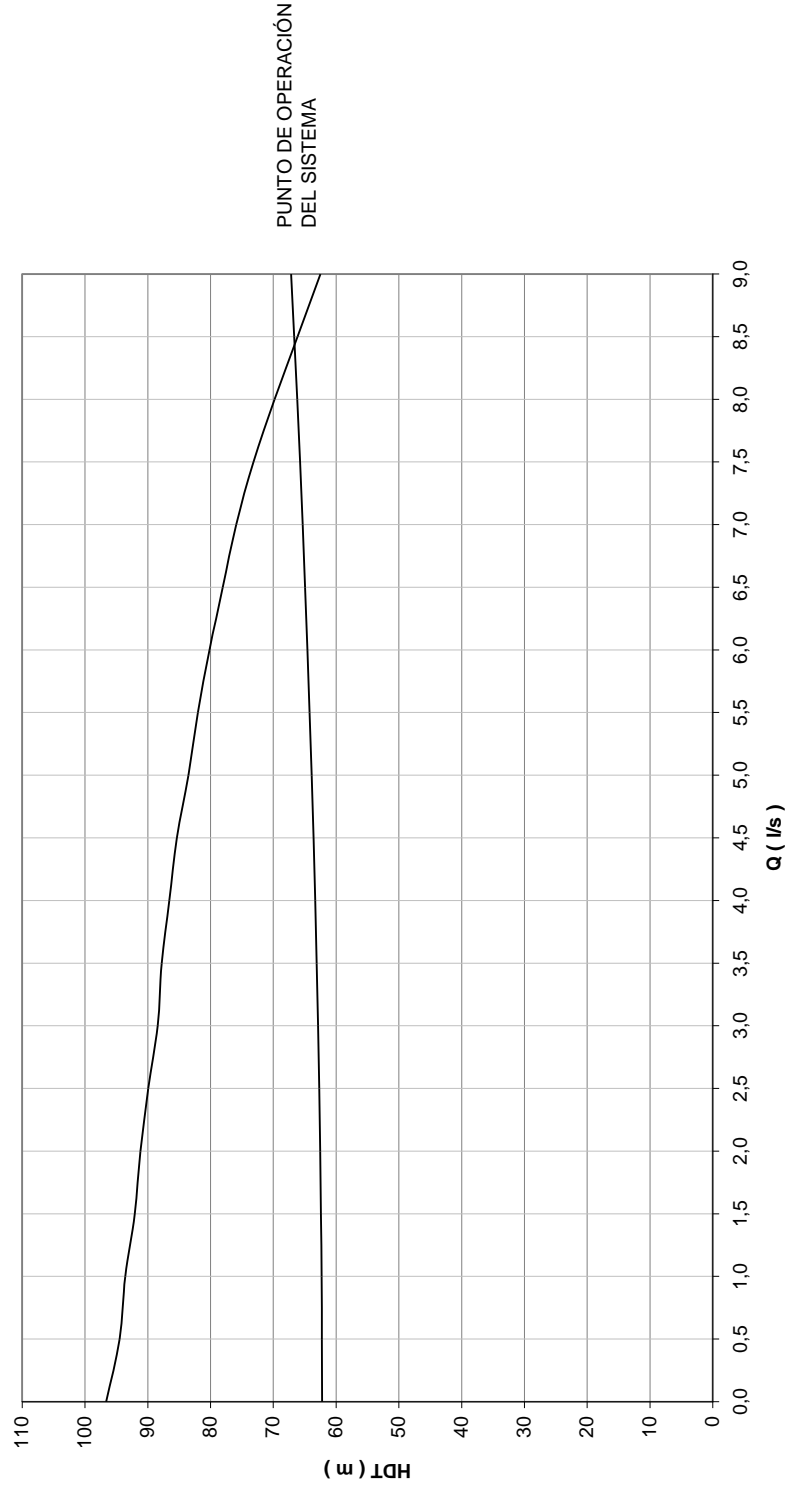
Para graficar la curva característica de la bomba se toma los valores de caudal y altura del catálogo correspondiente.

CUADRO No. 4.7

CURVA CARACTERÍSTICA DE LA BOMBA

Q (l/s)	H (m)
0.00	96.62
0.50	94.49
1.00	93.57
1.50	92.05
2.00	91.14
2.50	89.92
3.00	88.39
3.50	87.78
4.00	86.56
4.50	85.34
5.00	83.52
5.50	81.99
6.00	80.16
6.50	78.03
7.00	75.90
7.50	73.15
8.00	69.80
8.50	66.14
9.00	62.48

GRAFICO No. 4.6
ESQUEMA DE OPERACIÓN DEL SISTEMA



Como se puede observar en el gráfico No. 4.5 el punto de operación del sistema se encuentra en $Q = 8.4$ l/s y $H = 67$ m.

A continuación se adjunta la información de los catálogos de la bomba seleccionada.

Submersible Turbine Pumps

6" Submersible Turbine Pump

100 to 375 GPM

PAGE: SP-200
DATE: Mar 1, 2009



FPS

ST series

Features:

- 100% Franklin factory tested.
- Ductile iron discharge and suction bracket.
- Ductile iron bowls bolt together for easy service.
- Stainless upthrust bolt provides exceptional upthrust protection.
- Bronze discharge bearing is grease packed for maximum bearing protection.
- Fluted rubber bearings in all bowls.
- Suction inlet located above bottom bearing prevents abrasives from entering the bearing.
- Suction bracket design allows easy access to coupling.
- Bronze bracket bearing is protected with stainless steel sand collar.
- Stainless steel impellers with stainless steel taper lock secures impeller to shaft.
- Stainless steel pump shaft for increased durability.
- Shaft coupling is keyed to pump by set screws and is splined to fit motor shaft.
- All models have 6" motor fit.
- 4" Discharge tapping FNPT.

Model Number Explanation

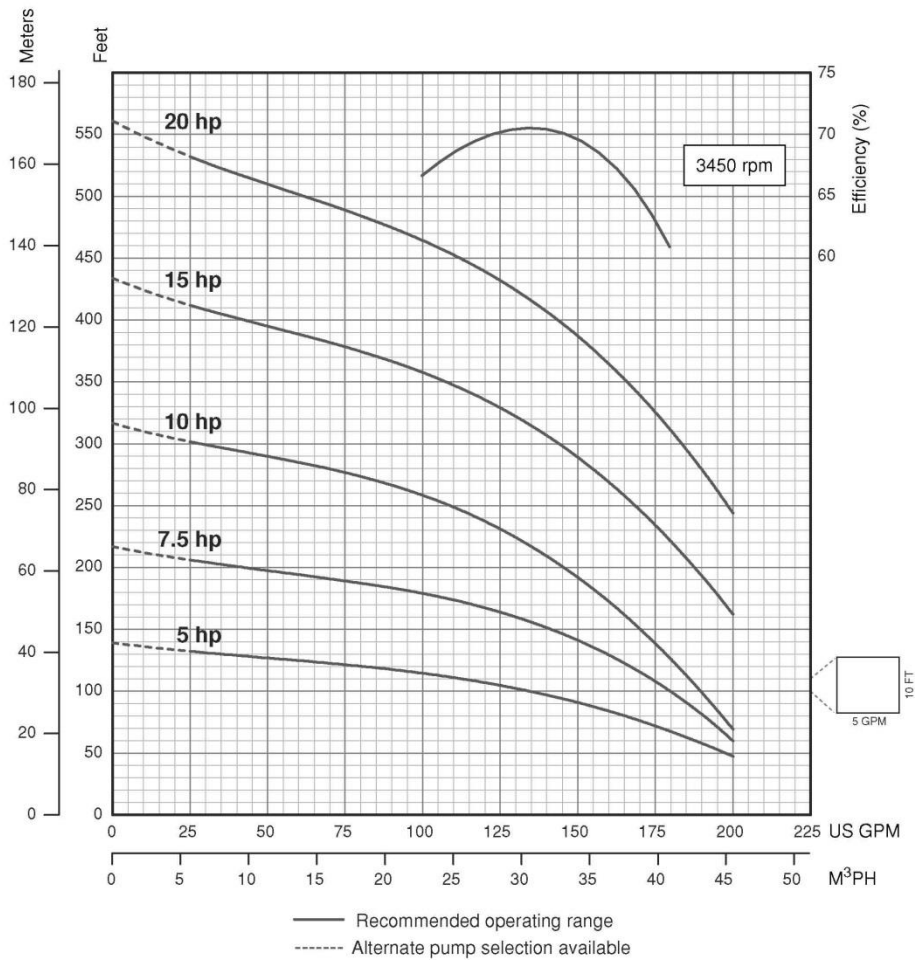
Example: 175ST10D6B-0464

- 175 = GPM
- ST = Sub Turbine
- 10 = Horsepower
- D = Ductile Iron
- 6 = 6" Pump
- B = Impeller Trim
- 04 = Number of stages
- 6 = 6" Motor
- 4 = 4" Discharge

Submersible Turbine Pumps

Model 150ST6 Performance

PAGE: SP-209
DATE: Mar 1, 2009



Note: Performance based on:
- Fresh water, 68°F
- 6" motor / 3450 rpm



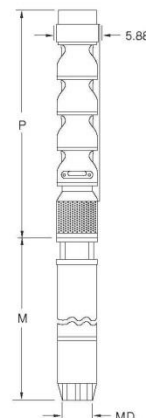
Submersible Turbine Pumps

Model 150ST6 Performance

Dimension Information

HP	Stages	Trim	Motor Size	P	M*	MD*	Motor Wt	Pump Wt
				Inches	Inches	Inches	Lbs.	Lbs.
5	2	1A, 1B	6"	26.32	22.90	5.38	101	64
7.5	3	2A, 1B	6"	31.07	24.20	5.38	108	76
10	5	B	6"	40.57	25.40	5.38	116	88
15	6	4A, 2B	6"	45.27	28.00	5.38	129	107
20	7	A	6"	50.02	30.60	5.38	135	119

Note: *MD diameter = Franklin Electric Motor, M = Maximum Length of Franklin Electric Motor



Specifications

Minimum Well I.D.	6"
Minimum Submergence Above Inlet	10 Feet
Discharge	4" NPT
Maximum Working Pressure	Standard: 350 psi Double Bolted: 675 psi

Note: Refer to Franklin Electric AIM data for motor cooling requirements.

Materials of Construction

Part Name	Common Material Name	Material Spec Number
Discharge Bracket	Ductile Iron	A536 65-45-12
Top Bowl	Ductile Iron	A536 65-45-12
Intermediate Bowl	Ductile Iron	A536 65-45-12
Bearings, Disch. & Suction	Bronze	B505 C932
Impeller	Stainless Steel	A743 CF-8
Pump Shaft	Stainless Steel	A582 416
Suction Bracket	Ductile Iron	A536 65-45-12
Bowl Bearing	Rubber	Nitrile
Sand Collar	Stainless Steel	A276
Suction Screen	Stainless Steel	A666
Cable Guard	Stainless Steel	A666
Shaft Coupling	Stainless Steel	A276
Upthrust Bolt	Stainless Steel	A320 304
Taper Lock	Stainless Steel	A276
Bolting	Stainless Steel	A320 304

MI8015



Franklin Electric

400 East Spring Street, Bluffton, IN 46714
Tel: 260.824.2900 Fax: 260.824.2909
www.franklin-electric.com

Sumergencia:

Para garantizar que no entrará aire a la bomba y se produzca el fenómeno de cavitación se debe colocar a ésta, una cierta distancia bajo el nivel del cono de depresión. La velocidad de flujo dentro de la tubería de succión debe ser controlada, procurando que no exceda de 1,5 m/s, de lo contrario se producen remolinos a la entrada de esta tubería ingresando aire hacia la bomba, lo que le ocasiona un pronto desgaste, pérdidas en su eficiencia, corrosión acelerada de la tubería de succión, entre otros.

Los equipos de bombeo que se instalen en el pozo, deben asegurar una sumergencia mínima de 1 m con respecto al nivel de bombeo. El dispositivo de succión de la bomba no deberá ubicarse frente a las secciones de rejilla (IEOS, 1993, pág. 141).

El diseño debe prever la instalación de sistemas de medición de niveles de agua en el interior del pozo, manómetros en la línea de descarga y un dispositivo de medición de caudales (IEOS, 1993, pág. 141).

Se deberá definir un perímetro de protección sanitaria que es la línea cerrada ideal, materializada con una cerca que delimita la superficie de terreno que rodea al sitio de la captación (IEOS, 1993, pág. 55).

Con esto se garantiza la seguridad sanitario-epidemiológica. En esta área se debe planificar la evacuación de las aguas lluvias fuera de los límites impuestos y tomar todas las precauciones para excluir cualquier posibilidad de contaminación ya que existen viviendas alrededor de esta zona.

Como no existe la posibilidad de contaminación de esta nueva fuente subterránea, se adoptará el límite del perímetro de protección inmediata a una distancia mínima de 15 m alrededor de la estación de bombeo.

Cálculo de la segunda estación de bombeo:

Se necesita diseñar una segunda estación de bombeo para impulsar el agua desde los tanques de reserva que se encuentran enterrados y que reciben el agua de los aereadores, hacia el tanque que se instalará sobre la torre de 20 m de altura.

Como el caudal de bombeo es $Q_b = 9.12$ l/s, se calcula el diámetro de la tubería de succión:

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.00912}{\pi * 1.5}}$$

$$D = 0.088 \text{ m} = 88 \text{ mm}$$

Diámetro comercial adoptado $D = 4''$ HG

Ahora se calcula la velocidad real del agua con el diámetro adoptado (diámetro nominal interno = 102 mm).

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

$$V = \frac{4 * 0.00912}{\pi * 0.102^2}$$

$$V = 1.12 \text{ m/s}$$

1) Pérdidas de carga en tubería de succión:

$$hf = L * \left(\frac{Q}{0.28 * C * D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 17.50 * \left(\frac{0.00912}{0.28 * 110 * 0.102^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 0.35 \text{ m}$$

2) Pérdidas de carga en accesorios, línea de succión

ACCESORIOS	CANT. U	φ INT. mm.	LONG. EQUIV. m.	LONG. TOTAL. m
Codo 90° HG	1	102	3.4	3.4
Válvula de pie c/coladera	1	102	23	23.0
TOTAL :				26.4 m

$$hf = 26.40 * \left(\frac{0.00912}{0.28 * 110 * 0.102^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 0.52 \text{ m}$$

3) Pérdidas de carga en tubería de descarga, se asume un diámetro de 3 pulgadas

$$hf = 32.90 * \left(\frac{0.00912}{0.28 * 110 * 0.0779^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 2.41 \text{ m}$$

4) Pérdidas de carga en accesorios, línea de descarga

ACCESORIOS	CANT. U	φ INT. mm.	LONG. EQUIV. m.	LONG. TOTAL. m
Codo 90° HG	2	78	2.5	5.0
Válvula de compuerta	1	78	0.5	0.5
Codo 45° HG	2	78	1.2	2.4
Válvula check	1	78	6.3	6.3
TOTAL :				14.20 m

$$hf = 14.20 * \left(\frac{0.00912}{0.28 * 110 * 0.0779^{2.63}} \right)^{1.85}$$

$$hf = 1.04 \text{ m}$$

Altura estática:

$$H_s = 173.70 - 147.15$$

$$H_s = 26.55 \text{ m}$$

$$HDT = H_s + \sum hf$$

$$HDT = 26.55 + (0.35 + 0.52 + 2.41 + 1.04)$$

$$HDT = 30.87 \text{ m}$$

Con los datos del caudal y la altura dinámica total se consulta en los catálogos de los fabricantes de bombas para seleccionar el equipo adecuado, que es de la marca Berkeley modelo B2T_M de 7.5 HP, tipo centrífuga de 3450 rpm con motor eléctrico. Se adjunta a continuación una copia del catálogo de la bomba que se ha seleccionado.



TYPE B CENTRIFUGAL PUMPS PUMP PERFORMANCE



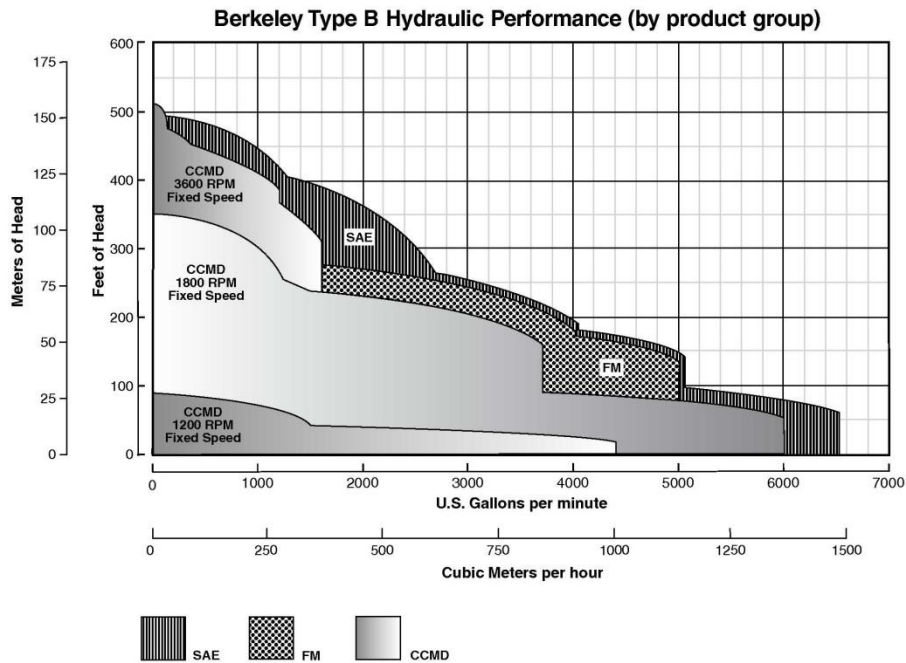
CCMD
Close Coupled Motor Drive



FM
Frame Mount



ENGINE DRIVE
SAE





PUMP MODEL NOMENCLATURE

NAME PLATE EXAMPLE:

B 4 G P B H S**B** – TYPE OF CONSTRUCTION
B = "Back Pull-Out" Design**4** – DISCHARGE SIZE (Inches)

NOMINAL IMPELLER DIAMETER (Inches)

G – 3" = A 7" = W 11" = F 15" = EX 18" = EY
4" = M 8" = Y 12" = G 15.5" = XT 19" = EZ
5" = X 9" = Z 13" = J 16" = ET 20" = EE
6" = T 10" = E 14" = N 17" = EW

TYPE OF DRIVE

P – P = Electric Motor – Pump Attached Directly to Motor Frame
D = Engine Drive – Pump Attached Directly to Engine Frame
R = Frame Mounted Belt or Flexible Coupling Drive
RM = Special Duty Mounting Frame**B** – SPECIAL FEATURES (Optional)
B = Hydraulically Balanced Impeller Design
K = Self-Priming

RELATIVE CAPACITY OF IMPELLER

H – LL = Very Low
L = Low
M = Medium (Often Omitted)
H = High
HH = Very High**2** – NUMBER OF STAGES (Optional)
(Single stages not indicated)**S** – SHAFT SEAL (Optional)
S = Mechanical Seal (Packed Stuffing Box is not indicated)**10** – HORSEPOWER OF MOTOR OR ENGINE (Optional)
(Normally indicated on Engine Driven Pumps only)

The model configurations above illustrate the complete range of closed coupled product identification numbers.

PUMP SIZE EXAMPLE:

4" x 6" x 13" B H**4"** – DISCHARGE SIZE (Inches)**6"** – SUCTION SIZE (Inches)

NOMINAL IMPELLER DIAMETER (Inches)

13" – 3" = A 7" = W 11" = F 15" = EX 18" = EY
4" = M 8" = Y 12" = G 15.5" = XT 19" = EZ
5" = X 9" = Z 13" = J 16" = ET 20" = EE
6" = T 10" = E 14" = N 17" = EW**B** – SPECIAL FEATURES (Optional)
B = Hydraulically Balanced Impeller Design

RELATIVE CAPACITY OF IMPELLER

H – LL = Very Low
L = Low
M = Medium (Often Omitted)
H = High
HH = Very High



CENTRIFUGAL PUMPS

B SERIES

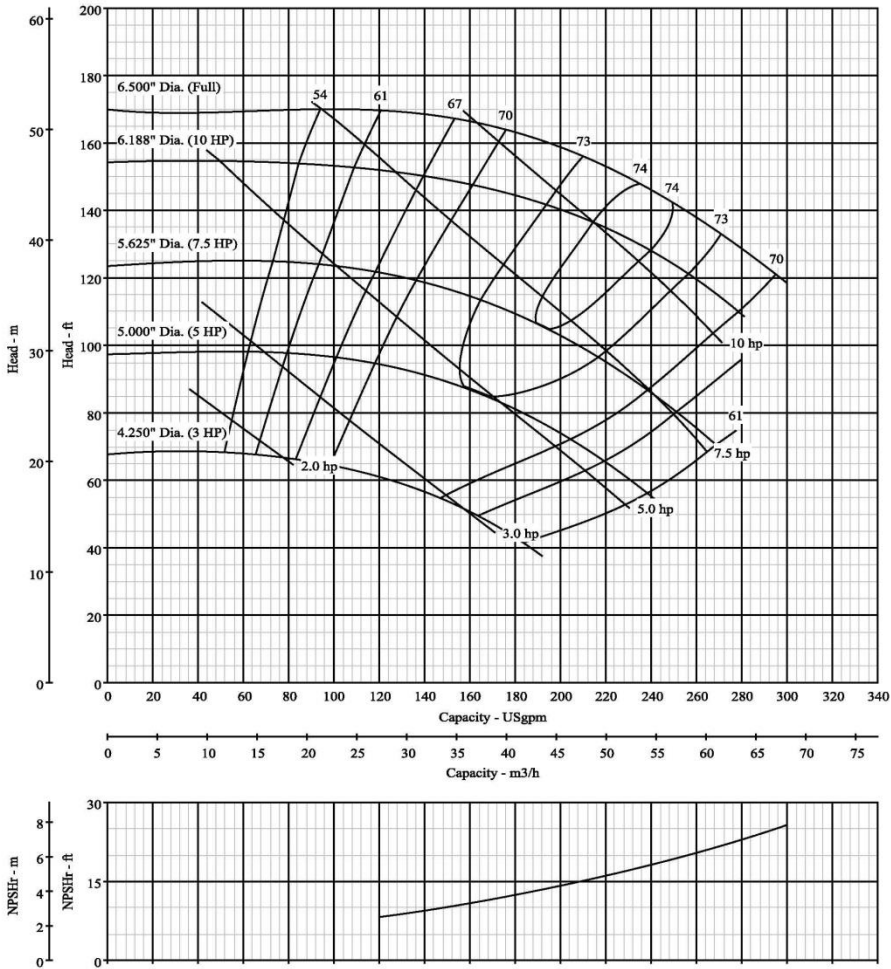
Pump Size: 2 x 2-1/2 x 6 M

Model: B2T_M

Curve No. 8578

Type	CCMD	FM CPLG	FM BELT	SAE	Hydraulic	AC Engine
Model	B2TPM					B2TQMS-13.5 (6.10" Diameter Impeller)

Nominal RPM: 3450
 Based on Fresh Water@ 68 deg. F.
 Maximum Working Pressure: 150 PSI



Golpe de ariete:

Las tuberías de conducción están sujetas a sobrepresiones que se producen cuando se arrancan o se paran las bombas, se abren o se cierran las válvulas, o se dan cortes imprevistos de energía eléctrica que provocan paradas violentas del equipo de bombeo, lo que crea cambios bruscos en la velocidad del líquido, causando aumento o disminución de presión interna a todo lo largo de la tubería, produciendo el golpe de ariete.

Las ondas de compresión o depresión producidas viajan alternadamente a lo largo del conducto con velocidades de hasta 1100 m/s en tuberías de hierro (Burbano G. , 1993), por lo que este efecto es recibido dentro del sistema como un impacto. Este fenómeno viene acompañado de un ruido desagradable.

Con exceso de presión se incrementan las fuerzas sobre las paredes del tubo provocando roturas o fugas por las uniones, en el caso contrario, al tener disminución de presión se pueden producir aplastamientos en la tubería o infiltraciones por las uniones.

Se debe calcular la sobrepresión que soportan las tuberías para seleccionar el mecanismo apropiado para reducir este efecto, como puede ser:

- Mantener la velocidad del flujo menor a 1 m/s.
- Proveer de un sistema aliviador como válvulas de retención, de vaivén, válvulas aliviadoras de presión, válvulas de control positivo, tanques de equilibrio, cámaras de aire comprimido, etc.
- Utilizar materiales con mayor módulo de elasticidad y/o tuberías con mayores espesores.
- Instalar dispositivos especiales en la bomba que permitan reducir lentamente la velocidad del motor y del agua en un eventual corte de energía eléctrica.

Para calcular las sobrepresiones, primero se determina la velocidad de propagación de la onda con la ecuación:

$$a = \frac{1425}{\left[1 + \frac{D * El}{e * Et}\right]^{1/2}}$$

Donde:

a = velocidad de propagación de la onda (m/s)

D = diámetro interior de la tubería (cm)

e = espesor de la tubería (cm)

El = módulo de elasticidad volumétrico del agua Kg/cm²)

Et = módulo de elasticidad de las paredes de la tubería (Kg/cm²)

A continuación se analizan los siguientes casos:

a.- Si T es mayor o igual que 2L/a, la sobrepresión se calcula con la ecuación:

$$h = \frac{2 * L * v}{g * T}$$

b.- Si T es menor que 2L/a, la sobrepresión se calcula con la ecuación:

$$h = \frac{a * v}{g}$$

Donde:

T = tiempo de cierre de válvula (seg.)

L = longitud de la tubería (m)

h = sobrepresión debida al golpe de ariete (m)

v = velocidad máxima del agua (m/s)

(Burbano G. , 1993)

Datos:

$$D = 15.00 \text{ cm}$$

$$e = 0.50 \text{ cm}$$

$$E_I = 2.1 * 10^4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{t \text{ PVC}} = 3.14 * 10^4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L = 525 \text{ m}$$

$$v = 0.52 \text{ m/s}$$

$$a = \frac{1425}{\left[1 + \frac{15.0 * 2.1 * 10^4}{0.52 * 3.14 * 10^4} \right]^{1/2}}$$

$$a = 316.34 \text{ m/s}$$

$$2 * L / a = 2 * 525 / 310.49 = 3.32 \text{ seg.}$$

Asumiendo que la bomba se detenga en un tiempo igual al crítico,

$$\text{Luego: } T > \frac{2L}{A}$$

$$h = \frac{2 * L * v}{g * T}$$

$$h = \frac{2 * 525 * 0.52}{9.81 * 3.38}$$

$$h = 16.76 \text{ m}$$

$$\Delta h = \text{cota sup. aireador} - \text{cota terreno pozo}$$

$$\Delta h = 151.43 - 147.20$$

$$\Delta h = 4.23 \text{ m}$$

$$\text{Sobrepresión actuante} = 16.76 + 4.23$$

$$= 20.99 \text{ m}$$

$$= 2.1 \text{ Kg/cm}^2$$

Esta sobrepresión es menor a la presión de trabajo admisible de la tubería de 150 mm que es de 8.16 Kg/cm^2 , por lo que no se presentará ningún problema en los conductos, porque la sobrepresión será absorbida por las paredes de la tubería.

4.4 CÁLCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE DE RESERVA

La reserva es un determinado volumen de agua almacenado en las horas de menor demanda para satisfacer el gasto en las horas de mayor demanda o picos horarios, además permite disponer de un volumen de agua para combatir incendios y para casos de emergencia como daños de tuberías de conducción o de estaciones de bombeo (Burbano G. , 1993).

Con el tanque de reserva elevado se logra un diseño económico del sistema de distribución y se mantienen las presiones adecuadas en todos los puntos de la red, con espesores y diámetros de tuberías económicos. Se ubicará el tanque junto al pozo que actualmente se explota por ser un punto central de la zona y por ser un lote de terreno comunitario, desde donde se distribuirá a gravedad a la red de distribución, con lo que se consiguen pérdidas de carga más o menos iguales en cualquier dirección debido a que la topografía de la zona es plana.

Volumen de regulación (V_r):

Este volumen debe ser determinado en base a estadísticas de los consumos obtenidos por los registradores de caudal que funcionan en los abastecimientos de las ciudades, debido a que las variaciones en el consumo son estacionales, mensuales, diarias y horarias, lo que es provocado por las condiciones ambientales y culturales de cada región (Arocha Ravelo, 1977).

Como no se dispone de los datos de registro de consumo se utilizarán los valores sugeridos por (IEOS, 1993, pág. 62) que indican que: “la capacidad de almacenamiento para poblaciones menores a 5.000 habitantes será el 30% del volumen consumido en un día, considerando la demanda media diaria al final del período de diseño”. En ningún caso, el volumen de almacenamiento será inferior a 10 m³.

$$V_r = 0,30 * \text{Dot } f * \text{Pob } f$$

$$V_r = 0,30 * 120 \text{ l/hab/d} * 4170 \text{ hab} * 0.001 \text{ m}^3/\text{l}$$

$$V_r = 150 \text{ m}^3$$

Volumen de protección contra incendios (V_i):

En nuestro medio se puede considerar en función del tipo de edificaciones y viviendas, riesgos y posibilidades de ocurrencia de siniestros de este tipo. Debido a que algunas viviendas construidas en esta localidad son de madera y caña y otras del tipo mixtas, es importante tomar en cuenta este caudal.

Para determinar el volumen de reserva para incendios en poblaciones menores a 10.000 habitantes, se adopta un caudal de 5 l/s durante un tiempo de protección de 2 horas, que será suministrado por bocas de fuego (Burbano G. , 1993, pág. 78).

$$V_i = 5 \text{ l/s} * 2 \text{ H} * 0.001 \text{ m}^3/\text{l} * 3600 \text{ s/H}$$

$$V_i = 36 \text{ m}^3$$

Volumen de emergencia (Ve):

Este volumen adicional permite mantener con agua la red pese a daños ocasionados en la conducción, bombas, etc. pero debe estar en función del tiempo necesario para reparar el daño ocurrido. Para la localidad de Augusto Valencia no se considera este volumen, ya que las normas recomiendan que para poblaciones con menos de 5.000 habitantes no se calcule ningún volumen para emergencias. “Para comunidades con menos de 5 000 habitantes no se calculará ningún volumen para emergencias.” (IEOS, 1993, pág. 63)

El volumen total de almacenamiento será:

$$V_t = V_r + V_i$$

$$V_t = 150 + 36$$

$$V_t = 186 \text{ m}^3$$

Se adopta $V = 200 \text{ m}^3$

En el presente diseño se ha proyectado construir dos tanques semi enterrados con una capacidad de 100 m³ cada uno, teniéndose que construir al inicio del proyecto los dos tanques como se puede observar en el cuadro 4.8, con lo que se cubrirán los volúmenes de consumo hasta el final del período de diseño. Estos serán de ferrocemento de acuerdo a los planos tipo respectivos. Además es necesario contar con un tanque de reserva de 50 m³ colocado sobre una torre con una elevación suficiente como para conseguir las presiones mínimas en los puntos más desfavorables en la red de distribución, en este caso se asume un tanque de hormigón armado ya que para este volumen se tiene el plano tipo únicamente en este material. La altura de esta torre se calculará en el siguiente punto.

CUADRO 4.8

VARIACIONES DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO

AÑO	POBLAC hab.	DOTACION lt/hab./día	V. REGULAC m3	V. INCEND m3	V. TOTAL m3
2016	2914	100	87.4	36	123.4
2017	2967	101	89.9	36	125.9
2018	3020	102	92.4	36	128.4
2019	3075	103	95.0	36	131.0
2020	3131	104	97.7	36	133.7
2021	3187	105	100.4	36	136.4
2022	3245	106	103.2	36	139.2
2023	3303	107	106.0	36	142.0
2024	3363	108	109.0	36	145.0
2025	3424	109	112.0	36	148.0
2026	3486	110	115.0	36	151.0
2027	3549	111	118.2	36	154.2
2028	3613	112	121.4	36	157.4
2029	3678	113	124.7	36	160.7
2030	3745	114	128.1	36	164.1
2031	3813	115	131.5	36	167.5
2032	3882	116	135.1	36	171.1
2033	3952	117	138.7	36	174.7
2034	4023	118	142.4	36	178.4
2035	4096	119	146.2	36	182.2
2036	4170	120	150.1	36	186

Determinación del tiempo de bombeo:

La alimentación de los tanques será en forma discontinua con un bombeo parcial menor que 24 horas. El cálculo del tiempo de bombeo se lo realiza para el inicio y final del período de diseño.

Período de bombeo:

En primer lugar se debe calcular el tiempo que deberán trabajar las bombas durante el día, y luego determinar el horario durante el que funcionarán estos equipos, para lo que se debe obtener la curva de variaciones horarias de un día típico, que se la grafica mediante estadísticas de los consumos, la que permite construir la curva de consumos acumulados, sobre la que se realiza un análisis de los caudales de llegada y salida que provocan en el tanque de reserva un continuo ascenso y descenso del nivel del agua.

En el presente caso conviene tratar de asumir un solo período de bombeo por lo elevado de las horas requeridas, consiguiendo de este modo menores desajustes en los horarios normales de trabajo, y garantizando un normal abastecimiento.

He asumido como propia de la localidad en estudio una curva de demanda diaria que se tiene generalmente en poblaciones de la provincia de Los Ríos, debido a que no se cuenta con datos propios de esta localidad.

Antes de proceder a este cálculo se debe determinar que si la fuente produce 8 l/s, el caudal que se obtiene en una hora es de:

$$\begin{aligned} Q_{\text{hora}} &= 8 \text{ l/s} * 3600 \text{ s/h} * 0,001 \text{ m}^3/\text{l} \\ &= 28.8 \text{ m}^3/\text{h} \end{aligned}$$

Este análisis está sintetizado en una hoja de cálculo como se indica a continuación:

CUADRO No. 4.10

**CALCULO DE HORAS DE BOMBEO Y VOLUMEN DE RESERVA AL
TÉRMINO DEL PERÍODO DE DISEÑO**

Q. MAXIMO HORARIC	20,85 l/s	Q. T. REQUERIDO	600,48 M3/D
Q. M DIARIO	6,95 l/s	Q BOMBA	57,60 M3/H
DEMANDA	6,95 l/s	T. BOMBEO	10,43 HORAS
Q BOMBA	16,00 l/s	VOLUMEN INICIAL DE RESERVA	
RESERVA	200 M3	(INC.+EMERG)	36,00 M3

HORAS	CURVA TIPICA DE DEMANDA	INGRESO AL TANQUE	SALE DEL TANQUE	VOLUMEN EN TANQUE
0-1	0,021		12,59	124,50
1-2	0,021		12,59	111,91
2-3	0,022		12,93	99,32
3-4	0,024		14,27	86,39
4-5	0,027		15,95	72,12
5-6	0,034		20,14	56,18
6-7	0,042	57,53	25,18	36,03
7-8	0,067	57,60	40,29	68,38
8-9	0,059	57,60	35,25	85,69
9-10	0,053	57,60	31,90	108,04
10-11	0,049	57,60	29,38	133,74
11-12	0,048	57,60	28,54	161,96
12-13	0,046		27,70	191,02
13-14	0,046		27,70	163,33
14-15	0,046		27,70	135,63
15-16	0,048		28,54	107,93
16-17	0,049		29,38	79,39
17-18	0,052	31,61	31,06	50,01
18-19	0,056	57,60	33,57	50,57
19-20	0,060	57,60	36,09	74,59
20-21	0,046	57,60	27,70	96,10
21-22	0,036	57,60	21,82	126,00
22-23	0,028	50,47	16,79	161,78
23-24	0,022		13,43	195,47
	1,000	658,02	600,48	182,04

sugerencia 124,50
153,27

4.5 CÁLCULO DE LA ALTURA DE LA TORRE PARA EL TANQUE ELEVADO

De acuerdo con los requisitos para los tanques de reserva se necesita situar estos con relación al sistema de distribución, de tal manera que el caudal que suministre el tanque llegue a todos los puntos requeridos a través de tuberías con diámetros económicos y que además proporcionen presiones adecuadas. La topografía de la zona del proyecto tiene influencia ya que la existencia de zonas altas se analizará para lograr una mejor ubicación del tanque.

Para una zona con las características topográficas como la de estudio, que es plana: “el almacenamiento se ubicará lo más cerca posible de la población y del centro de gravedad de la demanda, en lugares cuya topografía minimice el costo, tanto de la reserva como de la red de distribución” (IEOS, 1993, pág. 253). Además es importante que: “en lo que a presión se refiere, se establece un mínimo de 10 m de columna de agua en los puntos y condiciones más desfavorables de la red” (IEOS, 1993, pág. 257).

Para determinar la altura de la torre para el tanque elevado se deberá asumir una elevación desde el nivel del terreno hasta el fondo del reservorio, lo que constituye la altitud de la torre donde se asentará el tanque, en este caso se toma 20 metros para realizar el análisis.

Luego de definir la geometría de las mallas y ubicar los nudos, se trazan mediatrices entre los nudos definiendo áreas que se multiplican por la densidad poblacional futura que es de 294 hab/Ha, obteniéndose el número de habitantes dentro de esa área al final del período de diseño, que al multiplicar por la DMH y la DMD por separado y dividir por la población de diseño, se tiene el caudal de aportación de cada nudo. Un resumen de estos cálculos se presenta en el cuadro No. 4.11.

CUADRO No. 4.11**DISTRIBUCIÓN DEL GASTO EN LOS NUDOS**

NUDO	AREA Ha.	POBLAC. hab.	CMD l/s	CMH l/s
2	0,28	82,34	0,172	0,412
3	0,43	126,45	0,264	0,632
4	0,38	111,75	0,233	0,559
5	0,58	170,56	0,355	0,853
6	0,96	282,31	0,588	1,412
7	0,92	270,55	0,564	1,353
8	0,52	152,92	0,319	0,765
9	0,53	155,86	0,325	0,779
10	0,98	288,19	0,601	1,441
11	0,75	220,56	0,460	1,103
12	0,75	220,56	0,460	1,103
13	0,94	276,43	0,576	1,382
14	1,12	329,37	0,686	1,647
15	0,75	220,56	0,460	1,103
16	0,27	79,40	0,165	0,397
17	0,24	70,58	0,147	0,353
18	0,44	129,39	0,270	0,647
19	0,54	158,80	0,331	0,794
20	0,74	217,62	0,453	1,088
21	0,75	220,56	0,460	1,103
22	0,49	144,10	0,300	0,720
23	0,4	117,63	0,245	0,588
24	0,42	123,51	0,257	0,618
25	0	0,00	0,000	0,000
	14,18	4170	8,69	20,85

Se asumen los diámetros mínimos de las tuberías principales considerando las recomendaciones para poblaciones entre 3001 a 20000 habitantes futuros, que es de 75 mm., y con los datos anteriormente calculados podemos ingresar a cualquier programa para el cálculo de redes de distribución, en este caso se usará el LOOP. Se calculará con el consumo máximo horario por ser este momento mayor al consumo máximo diario, como se observa en el cuadro anterior. En el punto 4.6 se realizará un análisis más detallado sobre estos dos consumos en el diseño de la red de distribución.

T I T L E : SISTEMA A.P. COOP. AUGUSTO VALENCIA CMH
 NO. OF PIPES : 34
 NO. OF NODES : 25
 PEAK FACTOR : 1
 MAX HEADLOSS/Km : 10
 MAX UNBAL(LPS) : .007

PIPE NO.	FROM Node	TO Node	LENGTH (M)	DIA (MM)	HWC	FLOW (LPS)	VELOCITY (MPS)	HEADLOSS (M/KM)	(M)
1	2	3	81.00	71	140	0.15	0.04LO	0.04	0.00
2	5	2	111.00	71	140	0.57	0.14LO	0.44	0.05
3	6	3	113.00	71	140	0.57	0.14LO	0.44	0.05
4	5	6	81.00	71	140	0.06	0.02LO	0.01	0.00
5	8	5	70.00	71	140	1.48	0.37	2.62	0.18
6	9	8	97.00	71	140	2.25	0.57	5.65	0.55
7	3	4	129.00	71	140	0.09	0.02LO	0.01	0.00
8	7	4	87.00	71	140	0.47	0.12LO	0.31	0.03
9	6	7	119.00	71	140	0.37	0.09LO	0.20	0.02
10	12	7	189.00	71	140	1.45	0.37	2.51	0.47
11	10	6	132.00	71	140	2.29	0.58	5.84	0.77
12	10	9	120.00	71	140	0.51	0.13LO	0.37	0.04
13	10	11	80.00	71	140	1.70	0.43	3.36	0.27
14	11	12	101.00	71	140	0.59	0.15LO	0.48	0.05
15	13	9	123.00	71	140	2.51	0.64	6.95	0.86
16	14	10	121.00	86	140	5.94	1.02	13.39HI	1.62
17	15	12	126.00	71	140	1.96	0.50	4.38	0.55
18	25	13	80.00	86	140	5.73	0.99	12.54HI	1.00
19	25	14	40.00	152	140	15.12	0.83	4.71	0.19
20	14	15	182.00	86	140	4.37	0.75	7.60	1.38
21	13	16	102.00	71	140	1.83	0.46	3.87	0.40
22	16	17	40.00	71	140	0.35	0.09LO	0.18	0.01
23	16	18	40.00	71	140	1.08	0.27LO	1.46	0.06
24	18	19	101.00	71	140	0.44	0.11LO	0.27	0.03
25	14	19	122.00	71	140	3.17	0.80	10.65HI	1.30
26	15	20	61.00	71	140	1.31	0.33	2.07	0.13
27	19	20	120.00	71	140	1.19	0.30	1.74	0.21
28	19	21	168.00	71	140	1.62	0.41	3.08	0.52
29	20	22	129.00	71	140	1.41	0.36	2.38	0.31
30	22	21	80.00	71	140	0.14	0.03LO	0.03	0.00
31	21	23	127.00	71	140	0.66	0.17LO	0.58	0.07
32	22	24	185.00	71	140	0.55	0.14LO	0.42	0.08
33	23	24	128.00	71	140	0.07	0.02LO	0.01	0.00
34	1	25	25.00	152	140	20.85	1.15	8.54	0.21

NODE NO.	FLOW (LPS)	ELEVATION (M)	H G L (M)	PRESSURE (M)
1 R	20.852	170.15	170.15	0.00
2	-0.412	150.18	167.30	17.12
3	-0.632	148.09	167.31	19.22
4	-0.559	148.22	167.30	19.08
5	-0.853	146.96	167.35	20.39
6	-1.412	147.37	167.36	19.99
7	-1.353	149.81	167.33	17.52
8	-0.765	147.32	167.53	20.21
9	-0.779	147.70	168.08	20.38
10	-1.441	146.60	168.13	21.53
11	-1.103	149.58	167.86	18.28
12	-1.103	149.60	167.81	18.21
13	-1.382	148.32	168.93	20.61
14	-1.647	150.00	169.75	19.75
15	-1.103	149.22	168.37	19.15
16	-0.397	151.84	168.54	16.70
17	-0.353	147.56	168.53	20.97
18	-0.647	147.02	168.48	21.46
19	-0.794	147.49	168.45	20.96
20	-1.088	147.11	168.24	21.13
21	-1.103	147.17	167.93	20.76
22	-0.720	146.38	167.93	21.55
23	-0.588	147.20	167.86	20.66
24	-0.618	146.80	167.85	21.05
25	0.000	150.15	169.94	19.79

Luego de ejecutar el programa se observa que en el nudo número 16 se tiene la menor presión en el sistema que es de 16.70 m y que a su vez es mayor a la presión mínima recomendada por las normas. Los valores calculados para la presión en los diferentes nudos puede variar el momento en que se realice el cambio en los diámetros de las tuberías para optimizar el sistema de la red, pero estos no serán muy significativos, por lo que la altura de 20 m para la torre del tanque es la adecuada para el presente caso.

4.6 RED DE DISTRIBUCIÓN

Generalidades:

Para el diseño de la red es imprescindible haber definido la fuente de abastecimiento y la ubicación tentativa del tanque de reserva, cumplidos estos requisitos se procederá al diseño de la red de distribución, que deberá cumplir con las siguientes finalidades:

- a) Suministro continuado de agua en caudal suficiente, para atender a la demanda máxima horaria aún en los puntos más alejados o desfavorables del sistema y para el período de diseño adoptado.
- b) Se debe evitar el servicio intermitente ya que da lugar a muchos inconvenientes como son los golpes de ariete, acumulación de depósitos de aire con reducción en la capacidad de las tuberías y formación de vacíos con el consiguiente peligro de contaminación.
- c) Mantener las presiones dentro de los límites convenientes para las diferentes zonas de demanda.
- d) Ofrecer caudales suficientes para el servicio contra incendios.
- e) Tener un sistema de válvulas de cierre de manera que permita el aislamiento y suspensión del servicio a la menor área posible, en caso de daños, y dentro de las conveniencias económicas.
- f) La calidad física, química y bacteriológica del agua no debe ser alterada en el sistema de distribución.
- g) Los materiales usados deben ser de tal calidad y como para asegurar una duración razonable.
- h) No deben existir interconexiones que puedan contaminar el agua.
- i) Los caudales de diseño para la red de distribución serán el correspondiente al consumo máximo diario más incendio y se comprobará para el consumo máximo horario.

(IEOS, 1993)

Tipos de redes:

Dependiendo de la topografía, la ubicación de las fuentes de abastecimiento y de la reserva, se puede determinar el tipo de la red de distribución, sea ramificada o de mallas.

- Tipo ramificado: son redes de distribución constituidas por un ramal troncal que se divide en unas conducciones secundarias y estas a su vez en conducciones terciarias. En estas redes la circulación del agua se efectúa constantemente en el mismo sentido, a partir del depósito hacia los extremos de las tuberías que pueden terminar en ramales ciegos.

Este tipo de red se utiliza cuando la topografía es tal que dificulta o no permite la interconexión entre mallas, y los gastos medios de consumo en cada tramo pueden determinarse conociendo la zonificación y asignando una dotación correspondiente de acuerdo a las normas.

- Tipo mallas: son aquellas redes constituidas por tuberías interconectadas formando mallas. Este tipo de red de distribución es el más conveniente y tratará siempre de lograrse mediante la interconexión de tuberías a fin de crear un circuito cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente. Consta de tuberías matrices y de relleno, siendo las primeras las que conducen el agua a las arterias principales del sistema, son de grandes diámetros y están intercomunicadas con tuberías de menor diámetro que son las de relleno.

(Arocha Ravelo, 1977).

Capacidad y presiones de servicio:

La capacidad de los sistemas de distribución comprende tanto los requerimientos de reserva o disponibilidad inmediata para combatir incendios, como de las fluctuaciones en las demandas domésticas, industriales, comerciales, etc.

Debido a que la topografía de la zona es plana, se optó por un solo tipo de presión, es decir que para el cálculo de la red, a la población no se le ha dividido en zonas alta, baja, o media, lo que es beneficioso para la economía del proyecto.

Sin embargo se han comprobado las presiones en los puntos críticos para que no sean menores a la presión dinámica mínima de 10 m. de columna de agua en condiciones más desfavorables de la red, ni mayores a la presión estática máxima de 70 m. de columna de agua y presión dinámica máxima de 50 m (Burbano G. , 1993).

Estas presiones aseguran que el agua llegue al segundo piso de las edificaciones y evita que las presiones excesivas deterioren en forma prematura la red de tuberías y los accesorios en el sistema.

Cálculo hidráulico de la red:

Las mallas se han calculado con el programa de computación denominado EPANET, que es un producto muy completo para la realización de análisis hidráulicos en periodo prolongado, que ofrece las siguientes prestaciones:

- No existe límite en cuanto al tamaño de la red a procesar
- Las pérdidas de carga pueden calcularse mediante las fórmulas de Hazen-Williams, de Darcy-Weisbach o de Chezy-Manning.
- Contempla pérdidas menores en codos, accesorios, etc.
- Admite bombas de velocidad fija o variable.
- Determina el consumo energético y sus costes.
- Permite modelizar varios tipos de válvulas, tales como válvulas de corte, de retención, y reguladoras de presión o caudal.

- Admite depósitos de geometría variable (esto es, cuyo diámetro varía con el nivel).
- Permite considerar diferentes tipos de demanda en los nudos, cada uno con su propia curva de modulación en el tiempo.
- Puede modelizar salidas de agua cuyo caudal dependa de la presión (p.ej. rociadores).
- Admite leyes de control simples, basadas en el valor del nivel en los depósitos o en la hora prefijada por un temporizador, y leyes de control más complejas basadas en reglas lógicas.
- Además, es una herramienta muy amplia para el análisis de la calidad el agua
(Rossman, pág. 2).

La interfaz de usuario bajo Windows de EPANET proporciona un editor gráfico que simplifica el proceso de trazar el esquema de la red y definir las propiedades de sus componentes. Ofrece además distintas opciones para interpretar y analizar los resultados de un análisis, como son el trazado de curvas de evolución, de perfiles longitudinales o de mapas de isolíneas, la confección de tablas con filtros, y la preparación de informes específicos orientados a la calibración, la evaluación del consumo energético o la valoración de las sustancias reactivas como lo indica el manual del programa *Ibid.*, pág. 1.

La red principal se calculó para las siguientes demandas:

a) Demanda Máxima Diaria + Incendio = 13,69 l/s

b) Demanda Máxima Horaria = 20,85 l/s

Los valores que se obtienen de este cálculo son la velocidad, repartición de caudales en la red, pérdidas hidráulicas, cotas piezométricas y las presiones en los nudos. Estos resultados se adjuntan en el anexo 2.

Materiales y piezas especiales:

La distribución se realizará empleando tuberías y accesorios de PVC-P E/C debido a que son livianas, de fácil transportación y almacenamiento, resistencia a la corrosión e incrustaciones como de colocación rápida y sencilla.

La presión de trabajo seleccionada es de 0.63 Mpa., siendo suficiente para que las tuberías soporten la presión para el momento y punto más desfavorable, es decir cuando todas las llaves estén cerradas y la presión estática actúe. Los diámetros internos de las tuberías utilizadas están entre 47 y 152 mm. Como recomienda (IEOS, 1993, pág. 260) “las tuberías deberán estar instaladas a una profundidad mínima de 1 m sobre la corona del tubo (...) deberán estar separadas de las de alcantarillado por lo menos 3 metros horizontalmente y 30 centímetros verticalmente, entre sus superficies exteriores”.

Las tuberías principales y secundarias se localizarán en los costados Norte y Este de las calzadas para evitar cruces con tuberías de alcantarillado, que generalmente se ubican en los costados opuestos (IEOS, 1993).

En los sitios donde se produzcan cambios de dirección, pendiente o diámetro, cruces, intersección de dos o más tuberías, en trayectos de pendiente longitudinal o transversal mayor a 8%, se deberán diseñar anclajes para asegurar su estabilidad (IEOS, 1993).

Las válvulas de la red serán de compuerta de bronce y cada una llevará una caja de hierro fundido para facilitar su localización y operación. Su ubicación se ha hecho para aislar sectores pequeños, en caso de reparaciones, sin afectar la distribución del agua al resto de la población.

Conexiones domiciliarias:

Simultáneamente con la red de distribución se instalarán las conexiones domiciliarias para prestar un servicio inmediato a la comunidad. Cada una de estas conexiones estará dotada de un collarín de PVC conectado a la red de distribución, de un tramo de tubería de polietileno de baja densidad que es flexible y estará curvada para que permita absorber las vibraciones del tránsito y posibles asentamientos del suelo y de un medidor domiciliario. Inicialmente se ha considerado 512 conexiones para igual número de viviendas habitadas y en el futuro se las realizará de acuerdo a las necesidades de los pobladores.

CAPÍTULO V

PRESUPUESTO ESTIMATIVO

La determinación de los costos de construcción es fundamental para la planeación y el control de la ejecución de obras civiles, y para elaborar un presupuesto bien fundamentado se necesita tener un criterio aproximado de los rendimientos de mano de obra para cada rubro a realizar además de una gran experiencia sobre el tema para que sea exitosa.

Con el uso indiscriminado de manuales de costos elaborados por gremios profesionales, entidades públicas y fabricantes de materiales, se obtienen presupuestos diferentes para una misma obra, por lo que se debe manejar esta información con un criterio cuidadoso para que la elaboración de costos sea justa y equitativa tanto para el contratante como para el contratista.

5.1 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Se utiliza el análisis de precios unitarios para determinar el costo de una obra de ingeniería, y es la estimación de los costos o precios de todos los componentes de una obra. En base a este presupuesto y previa presentación de las planillas de ejecución se realizan las facturaciones durante la ejecución del proyecto.

El precio unitario de un rubro está compuesto por los costos directos que son producidos por los gastos en mano de obra, materiales, equipo y transporte; y por los costos indirectos que son la suma de gastos administrativos, técnicos, financieros y legales necesarios para la correcta realización de cualquier proceso productivo.

Este cálculo detallado se presenta en el Anexo No. 3.

5.2 LISTA DE MATERIALES

A continuación se presenta un listado completo de los materiales que se utilizarán para la ejecución del presente proyecto con su respectiva cantidad y precio unitario. Estos datos se obtuvieron de locales comerciales ubicados en el sitio de la obra, de publicaciones periódicas de la Cámara de la Construcción de Quito y de proyectos similares.

COD	MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	Arena Gruesa	m3	0.65	15	9.75
2	Grava	m3	0.95	15	14.25
3	Piedra	m3	0.08	18	1.44
4	Agua	lt.	325.90	0.0014	0.46
5	Cemento	kg	62,116.04	0.15	9,317.41
6	Cementina	kg	324.85	0.21	68.22
7	Cemento blanco	kg	241.41	0.35	84.49
16	Arena fina	m3	14.14	20	282.73
20	Yeso	Kg	136.05	0.46	62.58
23	Grava seleccionada para filtros	m3	3.41	75	255.94
25	Aditivo plastocrete 161 HE	kg	152.65	1.35	206.08
26	Litopón	Kg	2.84	0.8	2.27
28	Aditivo SIKA 1	kg	128.81	1.9	244.74
51	Puntal	u	36.05	1.7	61.28
52	Listón	u	48.06	1.3	62.48
53	Tablas de encofrado	u	330.86	2.5	827.15
61	Clavos	KG	586.57	2	1,173.13
62	Hierro	kg	10,620.96	1.3	13,807.25
63	Alambre de amarre	kg	0.00	2.1	0.00
70	Estacas-varios	global	579.20	0.28	162.18
72	Alambre de púas triple galvanizado	m	448.02	0.15	67.20
101	Ladrillo	u	40.00	0.25	10.00
106	Bloque vibroprensado 15x20x40 cm	u	1,138.80	0.45	512.46
151	Azulejo 20/20	m2	14.63	8.5	124.32
153	Inodoro tanque bajo blanco porcelana	u	1.00	68.6	68.60
154	Tubo de abasto	u	1.00	4.17	4.17
162	Tubería abasto inodoro	u	1.00	4.5	4.50
202	Tirafondo	u	65.00	0.11	7.15
206	Ganchos	u	72.48	0.32	23.19
260	Ventana de hierro sin rejilla	m2	4.68	30	140.40
281	Candado Tipo Barril 80 mm	u	2.00	15	30.00
352	Pintura esmalte	gl	2.10	18	37.76
354	thinner	gl	2.55	9	22.96
357	Polilimpia	gln	57.94	27.7	1,604.95
366	Pintura para cubierta asbesto-cemento	gln	2.60	18.72	48.67
370	Pintura anticorrosiva	gl	1.24	18.15	22.53
372	Polipega	gln	57.82	47.18	2,727.80
373	Latex vinyl acrílica	gl	69.87	18.21	1,272.30
376	Alambre galvanizado # 18	Kg.	526.45	2.67	1,405.63
406	Tubería PVC-S 160mm Desague	m	2.50	10.53	26.33
415	Tubería PVC-S 75mm Desague	m	9.00	3.9	35.10
449	CODO PVC 75MM X 90	U	6.00	2.89	17.34
450	UNION PVC 75 MM	U	3.00	1.78	5.34
468	Tapón hembra HG D=1/2"	u	2.00	0.42	0.84
482	Reductor PVC E/C 110 x90 mm	U	3.00	4.88	14.64
485	Collarín D= 90 mm x 1/2"	u	424.00	4.42	1,874.08
487	Collarín HF Ø=250,200,160,110,90,63 mm x 1/2"	u	0.00	20	0.00
493	Tapa sanitaria de tool 1/16" de 0.60 x0.60 m.	u	1.00	55	55.00
514	Permatex	onz	1.70	1.55	2.64
522	Tubería P.ros cable PVC 1/2 420 PSI	m	7.10	1.39	9.87
524	TEFLON	rollo	172.30	0.4	68.92
532	Codo HG D=½"	u.	2.00	0.27	0.54
550	LLAVE DE PASO D=1/2"	u	1.00	10.85	10.85
567	Tapón Hembra PVC-P 50 mm	u	1.00	0.61	0.61
569	Tee PVC-P E/C 50 mm	u	3.00	1.62	4.86
576	Tee HG. 1/2"	u.	3.00	0.59	1.77
585	CODO 90° HG 3"	U	1.00	12.4	12.40
586	CODO 90° HG 4"	U	3.00	17.6	52.80
596	TUBERIA PVC-P E/C 110 mm 0.63MPA	ml	40.00	6.36	254.40

604	REDUCCION PVC-P E/C DE 90 a 63 mm	U	7.00	2.11	14.77
608	CODO 45° HG 4"	U	4.00	17.85	71.40
609	TEE HG 3"	U	1.00	15.8	15.80
610	TEE HG 4"	U	3.00	27.3	81.90
612	UNIVERSAL HG 4"	U	1.00	76.12	76.12
618	VALVULA COMPUERTA Y VOLANTE BRONCE 4"	U	1.00	155	155.00
627	TUBERIA HG A-120 1/2"	M	3.50	3.91	13.69
657	CODO PVC ROSCABLE 1/2" X 90°	U	848.00	0.5	424.00
718	LIJA, VARIOS	GLOBAL	246.03	0.8	196.82
730	Esmalte	gl	3.51	18	63.18
733	Tablon de yumbingue	U	0.00	11.5	0.00
781	Unión hg 1/2	U	1.00	0.41	0.41
1090	REDUCCION PVC-S E/C 160-110MM	U	1.00	11.97	11.97
1107	TUBERIA PVC-S E/C DESAGUE 50mm	M	2.00	1.75	3.50
1213	UNIVERSAL HG 3"	U	10.00	41.11	411.10
1218	VALVULA CHECK BRONCE DE 1/2"	U	424.00	15.35	6,508.40
1252	CERRADURA TIPO LLAVE-BOTON KWITSET	U	1.00	18	18.00
1361	CODO HG DE 2" 90°	U	9.00	1.3	11.70
1391	TUBERÍA PVC PR DE 1/2"	M	1,272.00	1.12	1,424.64
1399	CODO PVC PR DE 1/2"	U	3.00	0.37	1.11
1441	VÁLVULA CORTADORA ROSETA DE 1/2" RW	u	0.00	9.624	0.00
1449	CINTA TEFLÓN	Rollo	0.00	0.6	0.00
1553	NEPLO DE HG A-120 1/2 X 5"	u	0.00	2.4	0.00
1602	Lija	hoja	1.47	0.5	0.74
1603	Sellador para madera	gln	0.17	17.25	3.00
1609	Llave angular de lavamanos	u	1.00	5	5.00
1611	Llave angular de inodoro FV.	u	1.00	5.71	5.71
1708	Cerradura Amaestrada Marca KWIKSET modelo BEL AIR	u	1.00	23.176	23.18
1754	Arena clasificada	M3	106.03	12	1,272.42
1755	Grava clasificada	M3	152.78	12	1,833.30
1759	Electrodos E 60-11	kg	66.01	4.98	328.73
2142	Llave de acera 1/2"	u	424.00	5.6	2,374.40
2244	TUBO HG Ø=2" PARA CERRAMIENTO	ML	224.01	4.53	1,014.77
2462	TAPON LA LL	U	0.00	12	0.00
2463	UNIÓN GIBault HF SIMÉTRICA	U	0.00	15	0.00
2467	ADAPTADOR MACHO PVC-PR 110mm a 4"	U	1.00	7	7.00
2491	MANÓMETRO ANTIMBRATORIO DE 0-100 PSI	u	1.00	50	50.00
2694	REDUCCION PVC-P E/C 63-50mm	u	26.00	0.8	20.80
2695	TEE PVC-P E/C 63mm	U	1.00	2.05	2.05
2699	CODO 90° PVC-P E/C 63mm L/R 1.0 Mpa	U	6.00	1.75	10.50
2740	TUBERIA PVC-P E/C 63 mm 0.80 MPa	ml	1,549.00	2.8	4,337.20
2758	TAPON HEMBRA PVC-P 32 mm	u	1.00	0.2	0.20
2768	TUBERIA PVC-P E/C 75 mm 0.63 Mpa	ML	737.00	3.23	2,380.51
2770	TUBERIA PVC-P E/C 50 mm 0.80 Mpa	ML	3,496.00	2.16	7,551.36
2778	TUBERIA PVC-P E/C 90 mm 0.63 Mpa	ML	383.00	4.57	1,750.31
2788	Piedra bola dprom.=10cm	m3	24.32	21.2	515.50
2805	Anillo de cera tipo americano	u	1.00	2.74	2.74
2936	Tubo para cerramiento de HG 1 1/2"	m	5.00	3.4	17.00
2937	Malla galvanizada 50/10 h=2,0 m	m2	312.83	9.86	3,084.47
2951	Tablero contrachapado 4x8x15	plancha	46.67	36.3	1,694.08
3226	INSTALACION TUBERIA ACERO 8"	M	80.00	3.15	252.00
3227	Cordon de suelda calificado	M	102.14	5.1	520.89
3228	TUBO DE ACERO 8"	M	80.00	57.45	4,596.00
3229	TAMIZ D=8" (HG TIPO RANURA CONTINUA)	M	1.00	67	67.00
3230	Analisis Qumico - bacteriologico	GLB	1.00	140	140.00
3231	Aceite quemado	GLB	152.68	0.5	76.34
3232	Alfajja de eucalipto 7x7 cm	M	0.22	1.25	0.28
3234	Caña rolliza 6 m	U	261.59	5	1,307.97
3235	Cuartón semiduro	U	337.28	2	674.56
3236	AGUA	m3	1,071.93	1	1,071.93
3237	Stell panel e = 0.40 mm	m2	36.24	14.3	518.23
3238	Puerta de tubo D= 1 1/2" con malla 50/10 210x90 cm	U	2.00	135	270.00

3239	Ventana de tubo D=1" con malla 50/10	m2	4.14	59	244.26
3240	INSTALACION TUBERIA ACERO 6"	m	56.00	3.4	190.40
3241	RECUBRIMIENTO TUBERIA ACERO 06"	m	56.00	25.45	1,425.20
3242	TUBO DE ACERO 6"	m	56.00	44.35	2,483.60
3243	VALVULA DE AIRE 4"	U	1.00	169.5	169.50
3244	MEDIDOR DE CAUDAL 4"	U	1.00	500	500.00
3245	VALVULA CHECK 4"	U	1.00	92.12	92.12
3246	UNION HG 4"	U	4.00	5	20.00
3247	BOMBA SUMERGIBLE 10 HP Q=8 l/s HDT=63,57 m	U	2.00	3316.32	6,632.64
3248	MALLA ARMEX R-64 (6.25X2.40)	PLN	1.69	20.64	34.96
3249	VIGA DE MADERA DE 10x15 CM	M	53.00	4.5	238.50
3250	VIGA DE MADERA DE 6x6 CM	M	27.00	3.5	94.50
3251	PLETINA 1 1/2" x 3/16"	M	8.00	1.6	12.80
3252	PLETINA PARA ZUNCHO 1 1/2" x 3/16"	M	8.40	1.55	13.02
3253	CABALLETE ESTANDAR ETERNIT	U	6.50	7.45	48.43
3254	Eternit (2.44 x 1.10) 6 ondas perfil 7	U	17.88	18.96	338.91
3255	LAVAMANOS OAKBROOK 4" - 8" BLANCO GLX	U	1.00	30.55	30.55
3256	SIFON Y DESAGUE CROMADO 1 1/4"	U	1.00	8.09	8.09
3257	SILICON 11 ONZ	U	0.10	4.68	0.47
3258	NEPLO HG 1/2" 5 cm	U	2.00	0.4	0.80
3259	PUERTA 0.60x2.0 M TIPO TAMBOR	U	2.00	125	250.00
3260	PUERTA 0.8x2.0 M TIPO TAMBOR	U	3.00	135	405.00
3261	FONDO DE YESO COLA	GI	0.33	9.54	3.10
3262	Cerradura kwikset llave-llave	U	3.00	34	102.00
3263	TUBERIA PVC-P E/C D=160 MM; 0,80 MPA	M	525.00	15.91	8,352.75
3264	CODO 90° PVC-P E/C 160mm	U	8.00	41	328.00
3265	TEE REDUCIDA PVC-P E/C 160x110 MM	U	1.00	67.41	67.41
3266	Placas de 0,3x0,3x0,006 m	U	16.00	6	96.00
3267	Placas de 0,20x0,30x0,006 m	U	16.00	4.5	72.00
3268	Pernos 3/8"x1 1/2"	U	64.00	0.4	25.60
3269	Angulo 75x75x6 mm L=1,26 m	U	20.00	17.51	350.20
3270	Angulo 75x75x6 mm L=1,97 m	U	4.00	27.38	109.52
3271	Angulo 75x75x6 mm L=1,32 m	U	20.00	18.35	367.00
3272	Platina de 75x75x6 mm L=1,78 m	U	8.00	12.83	102.64
3273	Platina de 75x75x6 mm L=0,30 m	U	4.00	2.52	10.08
3274	Placas de 0,23x0,07x0,06 m	U	22.00	2.6	57.20
3275	Charol de fibra de vidrio	U	4.00	41.91	167.64
3276	Electrodo # 7010 3/16	Kg	20.57	5.15	105.94
3277	Adaptador HG-PVC 160 mm	U	1.00	5.78	5.78
3278	Reductor 6" a 4" HG	U	1.00	17.6	17.60
3279	Cruz HG 4"	U	1.00	36.2	36.20
3280	Reductor de 4" a 2" HG	U	3.00	12.3	36.90
3281	Tramo corto HG 4" L=2,20 m	U	1.00	70.7	70.70
3282	Tramo corto HG 2" L=2,20 m	U	1.00	24.7	24.70
3283	Tramo corto HG "2 L=0,95 m	U	1.00	1	1.00
3284	Válvula de compuerta bronce 3"	U	8.00	118	944.00
3285	Tramo corto HG 3" L=4,90 m	U	1.00	97.17	97.17
3286	Tramo corto HG 3" perforada	U	3.00	15	45.00
3287	Tapón hembra HG 3"	U	3.00	2.25	6.75
3288	Tramo corto HG L=1,90 m	U	3.00	1	3.00
3289	Adaptador HG-PVC 3"	U	4.00	5.15	20.60
3290	Tramo corto HG 3" L=0,20 m	U	6.00	9.63	57.78
3291	Tramo corto HG 3" L=0,15 m	U	7.00	8.7	60.90
3292	Tramo corto HG 3" L=2,35 m	U	1.00	49.7	49.70
3293	Tramo corto HG 3" L=1,85 m	U	1.00	40.3	40.30
3294	Tramo corto HG 75 mm L=0,90 m	U	1.00	6.47	6.47
3295	Reductor PVC 160 mm a 75 mm	U	1.00	15.8	15.80
3296	Tramo corto PVC 160 mm L=0,25 m	U	2.00	3.98	7.96
3297	Cruz PVC 160 mm	U	1.00	78.84	78.84
3298	Material de reposición	M3	9.79	11	107.67
3299	Piedra (para cimientto y/o emperado)	M3	24.47	10.5	256.94
3300	Malla de gallinero	M2	13.84	1.1	15.22

3301	Malla electrosoldada 10x10x4	Kg	122.82	1.45	178.09
3302	Tubo PVC-P E/C 160 mm 0,63 Mpa	M	27.00	14.53	392.31
3303	Accesorios de entrada al tanque	Glb	1.00	55	55.00
3304	Válvula de pie 4" inc. cernidera	U	1.00	90.4	90.40
3305	Tramo corto HG 4" L=2,65 m	U	2.00	84.96	169.92
3306	Tramo corto HG 4" L=3,00 m	U	2.00	95.12	190.24
3307	Tramo corto HG 4" L=1,40 m	U	2.00	48.66	97.32
3308	Tramo corto HG 4" L=0,75 m	U	2.00	29.78	59.56
3309	Bisagra común 1"	U	2.00	0.85	1.70
3310	Disco de desbaste	U	0.05	4.75	0.24
3311	Disco de corte	U	0.05	4.98	0.25
3312	Flotador	U	1.00	11.3	11.30
3313	Tanque polietileno apilable 500 Lt	U	1.00	132.47	132.47
3314	Accesorios de entrada hipoclorador	Glb	1	110	110.00
3315	Accesorios de entrada a estación	Glb	1	115	115.00
3316	Accesorios salida de la estación	Glb	1	215	215.00
3317	Accesorios del desague de la estación	Glb	1	38	38.00
3318	Escalera exterior tipo bombero y pasamano	U	1	2300	2,300.00
3319	Tubería HG D=3" ASTM A-53	M	30.5	18.2	555.10
3320	Tramo corto PVC-P E/C D=160mm 0,80Mpa L=2,20m	U	2	35	70.00
3321	Tubería HG D=4" ASTM A-53	M	26.2	29.04	760.85
3322	Accesorios desague reserva	Glb	1	215	215.00
3323	Codo 90° PVC-P E/C 50 mm	U	3	0.99	2.97
3324	Codo 45° PVC-P E/C D=75 mm	U	2	2.63	5.26
3325	Codo 45° PVC-P E/C D=63 mm	U	2	1.87	3.74
3326	Codo 45° PVC-P E/C D=50 mm	U	3	0.97	2.91
3327	Tee PVC E/C D=90 mm	U	3	8.35	25.05
3328	Tee PVC E/C D=75 mm	U	4	4.2	16.80
3329	Tee reducida PVC-P E/C 63x50 mm	U	10	2.45	24.50
3330	Cruz PVC E/C D=90 mm	U	1	52.14	52.14
3331	Cruz PVC E/C D=75 mm	U	3	28.8	86.40
3332	Cruz PVC E/C D=63 mm	U	7	10.47	73.29
3333	Cruz PVC E/C D=50 mm	U	18	6.71	120.78
3334	Cruz reductora PVC E/C 110x90 mm	U	2	49.92	99.84
3335	Cruz reductora PVC E/C 90x63 mm	U	4	18.86	75.44
3336	Cruz reductora PVC E/C 63x50 mm	U	4	16.38	65.52
3337	Reducción PVC E/C 160x110 mm	U	1	17.7	17.70
3338	REDUCCION PVC E/C DE 90 a 75 mm	U	3	2.84	8.52
3339	REDUCCION PVC E/C 75x63 mm	U	4	1.87	7.48
3340	REDUCCION PVC E/C 75x50 mm	U	9	2.76	24.84
3341	Válvula de compuerta D=110 mm	U	1	218	218.00
3342	Válvula de compuerta D=90 mm	U	5	188	940.00
3343	Válvula de compuerta D=75 mm	U	9	144	1,296.00
3344	Válvula de compuerta D=63 mm	U	13	99	1,287.00
3345	Válvula de compuerta D=50 mm	U	29	79	2,291.00
3346	Boca de fuego 2"	U	5	309.77	1,548.85
3347	Adaptador polietileno-PVC 1/2"	U	424	3.58	1,517.92
3348	Caja de vereda hierro gris	U	424	14.75	6,254.00
3349	Medidor de agua potable 1/2"	U	424	45	19,080.00
3350	Neplo PVC roscable 10 cm 1/2"	U	424	0.85	360.40
3351	Toma de incorporación polietileno 1/2"	U	424	6.8	2,883.20
3352	Tubo polietileno 1/2"	U	2968	0.95	2,819.60
3353	Válvula de compuerta bronce 1/2"	U	424	9.45	4,006.80
3354	Platina 12x3 mm Peso=1,70 Kgx6m	U	5.67492	2.5	14.19
3355	Puerta de acceso peatonal tubo HG D=3" y malla	U	1	90	90.00
3356	Puerta de acceso vehicular tubo HG D=3" y malla	U	2	250	500.00
3357	Insumos eléctricos	U	1	1480	1,480.00
3358	Tramo corto HG 2" L=0.80 m	U	3	9.89	29.67
3359	TUBERIA PVC-P E/C D=110 MM; 0.80 MPA	M	6	6.91	41.46
3360	BENTONITA	Kg	1600	0.48	768.00

5.3 FÓRMULA POLINÓMICA

Mediante la aplicación de la fórmula polinómica de reajuste de precios se determina el incremento de costos generado entre la fecha de presentación de las ofertas y la fecha de pago de las planillas. Esta fórmula se elabora en base a los análisis de precios unitarios y una cuadrilla tipo.

El Reglamento General de la Ley Orgánica del Sistema Nacional de Contratación Pública, en el Capítulo VII, referente al Reajuste de Precios indica:

Artículo 126.- Sistema de reajuste.- Los contratos de ejecución de obras, adquisición de bienes o de prestación de servicios a que se refiere la Ley, cuya forma de pago corresponda al sistema de precios unitarios, se sujetarán al sistema de reajuste de precios previsto en este capítulo. En consecuencia, aquellos contratos, cuya forma de pago no corresponda al sistema de precios unitarios no se sujetarán al sistema de reajuste previsto en este capítulo.

Sección I

Reajuste de precios en obras

Artículo 127.- Reajuste en el caso de ejecución de obras.- En el caso de producirse variaciones en los costos de los componentes de los precios unitarios estipulados en los contratos de ejecución de obras que celebren las entidades contratantes, los costos se reajustarán, para efectos de pago del anticipo y de las planillas de ejecución de obra, desde la fecha de variación, mediante la aplicación de fórmulas matemáticas que constarán obligatoriamente en el contrato, en base a la siguiente fórmula general:

$$Pr = Po \left(p1 \frac{B1}{Bo} + p2 \frac{C1}{Co} + p3 \frac{D1}{Do} + p4 \frac{E1}{Eo} + \dots + pn \frac{Z1}{Zo} + px \frac{X1}{Xo} \right)$$

Los símbolos anteriores tienen el siguiente significado:

P_r = Valor reajustado del anticipo o de la planilla.

P_o = Valor del anticipo o de la planilla calculada con las cantidades de obra ejecutada a los precios unitarios contractuales descontada la parte proporcional del anticipo, de haberlo pagado.

p_1 = Coeficiente del componente mano de obra.

$p_2, p_3, p_4... p_n$ = Coeficiente de los demás componentes principales.

p_x = Coeficiente de los otros componentes, considerados como "no principales", cuyo valor no excederá de 0,200.

Los coeficientes de la fórmula se expresarán y aplicarán al milésimo y la suma de aquellos debe ser igual a la unidad.

B_o = Sueldos y salarios mínimos de una cuadrilla tipo, fijados por ley o acuerdo ministerial para las correspondientes ramas de actividad, más remuneraciones adicionales y obligaciones patronales de aplicación general que deban pagarse a todos los trabajadores en el país, exceptuando el porcentaje de la participación de los trabajadores en las utilidades de empresa, los viáticos, subsidios y beneficios de orden social; esta cuadrilla tipo estará conformada en base a los análisis de precios unitarios de la oferta adjudicada, vigentes treinta días antes de la fecha de cierre para la presentación de las ofertas que constará en el contrato.

B_1 = Sueldos y salarios mínimos de una cuadrilla tipo, expedidos por la ley o acuerdo ministerial para las correspondientes ramas de actividad, más remuneraciones adicionales y obligaciones patronales de aplicación general que deban pagarse a todos los trabajadores en el país, exceptuando el porcentaje de participación de los trabajadores en las utilidades de la empresa, los viáticos, subsidios y beneficios de orden social; esta cuadrilla tipo estará conformada sobre la base de los análisis de precios unitarios de la

oferta adjudicada, vigente a la fecha de pago del anticipo o de las planillas de ejecución de obra.

Co, Do, Eo,...Zo = Los precios o índices de precios de los componentes principales vigentes treinta días antes de la fecha de cierre para la presentación de las ofertas, fecha que constará en el contrato.

CI, DI, EI,...ZI = Los precios o los índices de precios de los componentes principales a la fecha de pago del anticipo o de las planillas de ejecución de obras.

Xo = Índice de componentes no principales correspondiente al tipo de obra y a la falta de éste, el índice de precios al consumidor treinta días antes de la fecha de cierre de la presentación de las ofertas, que constará en el contrato.

X1 = Índice de componentes no principales correspondiente al tipo de obra y a falta de éste, el índice de precios al consumidor a la fecha de pago del anticipo o de las planillas de ejecución de obras.

Artículo 128.- Fórmulas contractuales.- Las entidades contratantes deberán hacer constar en los contratos la o las fórmulas aplicables al caso con sus respectivas cuadrillas tipo, que se elaborarán sobre la base de los análisis de precios unitarios de la oferta adjudicada, definiendo el número de términos de acuerdo con los componentes considerados como principales y el valor de sus coeficientes.

Constarán como componentes principales aquellos que, independientemente o agrupados según lo previsto en los pliegos, tengan mayor incidencia en el costo total de la obra, su número no excederá de diez. Sin embargo, si la totalidad de componentes no alcanzara a esta cifra, se podrá considerar como principales a todos.

En el caso de fabricación de equipos y accesorios que se contraten para ser elaborados fuera del Ecuador y se incorporen definitivamente en el proyecto, cuyo precio se pague en moneda del país fabricante, se podrán elaborar fórmulas para reajustar los pagos, aplicando los precios o índices de precios de dicho país, calificados por el INEC.

Las condiciones de aplicación de la fórmula de reajuste de precios, serán establecidas de acuerdo con sus componentes y la localización de la obra.

Artículo 129.- Aplicación de la fórmula de reajuste de precios.- El reajuste de precios se realizará mensualmente o de acuerdo con los períodos de pago establecidos en el contrato y será efectuado provisionalmente sobre la base de los precios o índices de precios a la fecha de presentación de las planillas por la fiscalización o unidad de control de cada obra tramitándolo conjuntamente con la planilla (Ley Orgánica del Sistema Nacional de Contratación, 2013).

A continuación se presentan los cálculos para determinar la fórmula polinómica:

MANO DE OBRA DEL PROYECTO

COD	DESCRIPCION	COSTO TOTAL
20	Peón	92,765.54
60	Albañil	11,593.21
62	Pintor	1,986.80
63	Fierrero	2,701.14
64	Carpintero	966.21
67	Plomero	12,176.78
68	Electricista	132.00
70	Ayudante de perforador	1,045.11
71	Cadenero	529.54
95	Maestro mayor ejecución de obras civiles	6,390.27
122	Perforador	322.60
160	Inspector de obra	6,769.14
222	Topógrafo 2: título exper. mayor a 5 años(Estr.Oc.C1)	2,227.36
270	Op. de Retroexcavadora	292.80
350	Mecánico de equipo pesado caminero(Estr.Oc.C1)	146.40
354	Mecánico de equipo liviano (Estr.Oc.C3)	107.20
377	CHOFER: Volquetas	4.73

EQUIPO DEL PROYECTO

COD	DESCRIPCION	COSTO / h	COSTO TOTAL
1	Herramientas manuales (5% M.O.)		6,963.97
2	Compresor	19.6	156.80
3	Concretera 1 saco	3.1	383.86
4	Vibrador	2.45	128.81
6	Compactador manual	3	205.55
7	Equipo topográfico	10	483.79
8	Volquete de 8 m3	20	98.66
9	Bomba de prueba hidrostática	3.9	344.71
13	Soldadora	2.5	511.04
23	Compactador mecánico	3	10,682.07
25	Andamios	0.12	97.72
26	Dobladora	1	632.62
27	Cizalla	0.14	88.59
51	AMOLADORA	1.5	107.16
68	Compresor y soplete	1.01	6.28
77	Equipo de sondeo (dispositivo Schlumberger)	5	200.00
78	Equipo de perforación y bombeo	25	2,000.00
79	Broca común para perforación de pozos 8"	10	400.00
80	Tubería de perforación de pozos	7.5	600.00
81	Broca tungsteno perforación de pozos 12"	6.25	250.00
82	Bomba sumergible 4hp y accesorios	45	360.00
83	Tecele	0.6	19.20

5.4 PRESUPUESTO ESTIMATIVO

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
PERFORACION DE POZO PROFUNDO D=8"				
COMPROBACION GEOFISICA	GLB	1	766.18	766.18
PERFORACION DE POZO PILOTO D=8"	M	80	51.97	4157.6
RIMADO DE POZO A D=12"	M	80	38.09	3047.2
TUBERIA DE REVESTIMIENTO DE ACERO D=8"	M	80	82.2	6576
TAMIZ D=8" (HG TIPO RANURA CONTINUA)	M	1	90.92	90.92
EMPAQUE DE GRAVA SELECCIONADA	M3	3.25	104.75	340.44
LIMPIEZA Y DESARROLLO POZO CON AGUA-AIRE A PRESION	HORA	8	27.92	223.36
PRUEBA DE BOMBEO CON BOMBA ELECTRICA SUMERGIDA	HORA	8	62.54	500.32
ANALISIS FISICO-QUIMICO-BACTERIOLOGICO	GLB	1	168	168
BROCAL Y SELLO SANITARIO	U	1	158.74	158.74
CAPTACION				
CASETA DE BOMBEO				
LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO	M2	23	1.26	28.98
REPLANTEO Y NIVELACION	M2	23	1.14	26.22
EXCAVACION A MANO CIMIENTOS Y PLINTOS	M3	3.4	11.28	38.35
REPLANTILLO H. S. 140 Kg/cm2	M3	0.12	124.09	14.89
PLINTOS HS F'c=210 KG/CM2	M3	0.51	145.2	74.05
HORMIGON SIMPLE COLUMNAS F'c=210 Kg/cm2	M3	0.54	218.78	118.14
HORMIGON SIMPLE VIGAS INF. F'c=210 KG/CM2	M3	0.42	228.92	96.15
HORMIGON SIMPLE VIGAS SUP. F'c=210 KG/CM2	M3	0.42	305.76	128.42
ACERO DE REFUERZO	KG	314.22	2.83	889.24
MAMPOSTERIA DE BLOQUE e = 15 cm	M2	22.57	14.2	320.49
CONTRAPISO DE HS F'c=180 Kg/cm2	M2	2.58	21.01	54.21
MASILLADO Y ALISADO DE PISOS	M2	12.92	7.69	99.35
ENLUCIDO VERTICAL MORTERO 1:6 e = 1.5 cm	M2	45.14	8.95	404
CUBIERTA DE ESTILPANEL	M2	16.8	28.18	473.42
PUERTA DE TUBO D=1 1/2" CON MALLA 50/10 210x90 cm	U	1	187.75	187.75
CANDADO TIPO BARRIL 80MM	U	1	18.82	18.82
VENTANA DE TUBO D=1" CON MALLA 50/10	M2	2.07	72.86	150.82
ANCLAJE DE HORMIGON INCLUIDO ENCOFRADO	U	1	121.84	121.84
PINTURA DE CAUCHO LÁTEX VINYL ACRÍLICO	M2	45.14	5.02	226.6
PINTURA ANTICORROSIVA	M2	3.96	2.83	11.21
INSTALACION BOMBA SUMERGIBLE				
INSTALACIONES ELECTRICAS	M	56	87.84	4919.04
ACCESORIOS DE ESTACION DE BOMBEO	GLB	1	1625.56	1625.56
BOMBA SUMERGIBLE 10 HP Q=8L/S HDT=63.57m marca Franklin 1505	U	2	4243.97	8487.94
OFICINA JUNTA ADMINISTRADORA				
LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO	M2	60	1.26	75.6
REPLANTEO Y NIVELACION	M2	60	1.14	68.4
EXCAVACION A MANO CIMIENTOS Y PLINTOS	M3	6.9	11.28	77.83
REPLANTILLO H. S. 140 Kg/cm2	M3	0.35	124.09	43.43
PLINTOS HS F'c=210 KG/CM2	M3	1.3	145.2	188.76
HORMIGON SIMPLE COLUMNAS F'c=210 Kg/cm2	M3	1.1	218.78	240.66
HORMIGON SIMPLE VIGAS INF. F'c=210 KG/CM2	M3	1.15	228.92	263.26
HORMIGON SIMPLE VIGAS SUP. F'c=210 KG/CM2	M3	1.15	305.76	351.62
ACERO DE REFUERZO	KG	257.8	2.83	729.57
PAVIMENTO HS F'c=180 KG/CM2 MALLA ARMADA 6 MM	M3	2.42	176.59	427.35
MASILLADO Y ALISADO DE PISOS	M2	4.45	7.69	34.22
VEREDA PERIMETRAL e=10 CM F'c=140 KG/CM2	M2	32.5	19.31	627.58
ENCOFRADOS RECTOS	M2	14	21.41	299.74
MAMPOSTERIA DE BLOQUE e = 15 cm	M2	42.46	14.2	602.93
ENLUCIDO DE PAREDES CANALEADO DOS LADOS	M2	84.8	10.61	899.73
VIGA DE MADERA DE 10x15 CM	M	53	8.62	456.86
VIGA DE MADERA DE 6x6 CM	M	27	7.42	200.34
PLETINA DE 1 1/2" x 3/16"	M	8	4.37	34.96
PLETINA PARA ZUNCHO 1 1/2" x 3/16"	M	8	4.52	36.16
CUBIERTA DE ETERNIT	M2	32.5	18.55	602.88
AZULEJO	M2	14.2	18.48	262.42
LAVAMANOS BLANCO	U	1	81.44	81.44
INODORO BLANCO	U	1	109.7	109.7
PUNTO DE DESAGÜE PVC 75 MM	PTO	3	30.44	91.32
TUBERIA PVC DESAGUE Ø =160 MM	M	2.5	13.07	32.68

TUBERIA PVC-S E/C DESAGUE 50MM	M	2	6.49	12.98
PUNTO DE AGUA POTABLE 1/2"	U	2	25.55	51.1
ACOMETIDA AP D=1/2" DE HG	U	1	37.32	37.32
CAJA DE REVISION 60x60 CM	U	1	51.46	51.46
PUERTA 0,60x2,0 M TIPO TAMBOR	U	2	159.31	318.62
PUERTA 0,80x2,0 M TIPO TAMBOR	U	3	171.31	513.93
VENTANAS DE HIERRO	M2	4.68	49.09	229.74
PINTURA DE CAUCHO LÁTEX VINYL ACRÍLICO	M2	85	5.02	426.7
PINTURA PARA ETERNIT	M2	32.5	4.39	142.68
PINTURA EN VIGAS DE MADERA	M2	33	3.53	116.49
PINTURA ANTICORROSIVA EN VENTANAS	M2	4.91	2.96	14.53
PINTURA ESMALTE EN PUERTAS	M2	5.8	7.18	41.64
CERRADURA LLAVE-LLAVE	U	3	45.17	135.51
CERRADURA DE BANO INSTALADA	U	1	31.7	31.7
CERRADURA TIPO LLAVE-BOTON KWITSET	U	1	28.49	28.49
CONDUCCION				
LINEA DE IMPULSION				
REPLANTEO Y NIVELACION	M2	0.53	1.14	0.6
EXCAVACION A MANO DE ZANJA 70x100 CM	M3	472.5	13.88	6558.3
RASANTEO Y PREPARACION DEL FONDO DE LA ZANJA	M	525	1.4	735
SUM. E INST. TUB. PVC-P E/C D=160 MM 0.80 Mpa	M	525	51.12	26838
CODO PVC-P E/C 90° 160mm	U	6	52.32	313.92
TEE REDUCIDA PVC-P E/C 90° 160x110 mm	U	1	131.64	131.64
RELLENO MANUAL DE ZANJAS	M3	461.94	10.94	5053.62
PRUEBA HIDRAULICA DE LA TUBERIA	M	525	0.4	210
TRATAMIENTO Y TANQUES DE RESERVA				
AEREACION				
LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO	M2	67.5	1.26	85.05
REPLANTEO Y NIVELACION	M2	67.5	1.14	76.95
EXCAVACION A MANO H (0-2 M)	M3	1.87	10.42	19.49
HORMIGON SIMPLE F'c= 210 KG/CM2 SIN ENCOFRADO	M3	2.23	132.29	295.01
ENCOFRADOS RECTOS	M2	9.67	21.41	207.03
ENLUCIDO VERTICAL MORTERO 1:6 e = 1.5 cm	M2	9.6	8.95	85.92
ENLUCIDO INTERIOR MAS IMPERMEABILIZANTE	M2	19.08	9.59	182.98
ESTRUCTURA DEL AERADOR				
AERADOR DE ESTRUCTURA METALICA	Glb	1	1883.5	1883.5
CORDON DE SUELDA ELECTRICA	M	82.28	8.1	666.47
ACCESORIOS DE ENTRADA AERADOR	Glb	1	1329.96	1329.96
ACCESORIOS DE SALIDA AERADOR	Glb	1	703.2	703.2
ACCESORIOS DEL DESAGUE AERADOR	Glb	1	748.93	748.93
RESERVA SEMIENTERRADA (100 M3) FERROCEMENTO				
LOSA DE FONDO				
LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO	M2	101.15	1.26	127.45
REPLANTEO Y NIVELACION	M2	101.15	1.14	115.31
EXCAVACION A MANO H (0-2 M)	M3	7.94	10.42	82.73
EMPEDRADO BASE	M2	122.35	10.48	1282.23
REPLANTILLO H. S. 140 Kg/cm2	M3	3.03	124.09	375.99
HORMIGON SIMPLE F'c= 210 KG/CM2 SIN ENCOFRADO	M3	10.01	132.29	1324.22
MALLA EXAGONAL 1/2" GALLINERO	M	284.22	5.63	1600.16
MALLA ELECTROSOLDADA	Kg	41.83	2.6	108.76
ENLUCIDO PISO 1:2 + IMPERMEABILIZANTE e=2 cm	M2	50.63	12.05	610.09
PARED CILINDRICA Y COLUMNAS DE REFUERZO				
ACERO ESTRUCTURAL COLUMNAS	Kg	103.98	1.98	205.88
HORMIGON SIMPLE COLUMNAS F'c=210 Kg/cm2	M3	1.59	218.78	347.86
ENCOFRADO CURVO PAREDES	M2	111.05	24.94	2769.59
MALLA EXAGONAL 1/2" GALLINERO	M	133.54	5.63	751.83
MALLA ELECTROSOLDADA	Kg	75.14	2.6	195.36
ENLUCIDO INTERIOR MORTERO 1:2 + IMPERMEABILIZANTE e=2 cm	M2	101.56	8.7	883.57
ENLUCIDO EXTERIOR MORTERO 1:3 PALETEADO FINO	M2	121.71	9.04	1100.26
PINTURA DE CAUCHO LÁTEX VINYL ACRÍLICO	M2	121.71	5.02	610.98
LOSA DE CUBIERTA				
ACERO ESTRUCTURAL VIGAS	Kg	129.57	2.27	294.12
HORMIGON SIMPLE F'c= 210 KG/CM2 SIN ENCOFRADO	M3	4.18	132.29	552.97
ENCOFRADOS RECTOS	M2	4.18	21.41	89.49
ACERO ESTRUCTURAL LOSA	Kg	63.66	1.98	126.05

MACILLADO VIGAS MAS LOSA MORTERO 1:5	M2	57.48	7.73	444.32
MALLA EXAGONAL 1/2" GALLINERO	M	43.57	5.63	245.3
PINTURA DE CAUCHO LÁTEX VINYL ACRÍLICO	M2	57.48	5.02	288.55
CAMARA DE VALVULAS				
ENCOFRADOS RECTOS	M2	20.5	21.41	438.91
HORMIGON SIMPLE F'c= 210 KG/CM2 SIN ENCOFRADO	M3	1.63	132.29	215.63
ENLUCIDO EXTERIOR MORTERO 1:5	M2	14.25	7.97	113.57
ACERO ESTRUCTURAL LOSA e=8 mm	kG	12.5	1.98	24.75
ACCESORIOS DE ENTRADA				
TRAMO CORTO PVC-P E/C D=160 mm 0,8 Mpa L=2,20 m	M	2	24.42	48.84
ACCESORIOS ENTRADA AL TANQUE	Glb	1	83.45	83.45
ACCESORIOS DE SALIDA				
ACCESORIOS SALIDA DEL TANQUE	Glb	1	914.44	914.44
CASETA DE CLORACION				
REPLANTEO Y NIVELACION	M2	12.6	1.14	14.36
EXCAVACION A MANO H (0-2 M)	M3	0.92	10.42	9.59
MALLA CERRAMIENTO 50/10	M2	12.33	12.83	158.19
CONTRAPISO DE HS F'c=180 Kg/cm2	M2	0.46	21.01	9.66
MASILLADO Y ALISADO DE PISOS	M2	2.3	7.69	17.69
CUBIERTA DE ESTILPANEL	M2	2.64	28.18	74.4
PUERTA DE TUBO D=1 1/2" CON MALLA 50/10 180X60 cm	U	1	107.74	107.74
HIPOCLORADOR CON ACCESORIOS	U	1	272.23	272.23
ACCESORIOS DE ENTRADA				
ACCESORIOS DE ENTRADA HIPOCLORADOR	Glb	1	160.26	160.26
ESTACION DE BOMBEO ENTRE RESERVAS BAJA - ALTA				
LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO	M2	23	1.26	28.98
REPLANTEO Y NIVELACION	M2	23	1.14	26.22
EXCAVACION A MANO H (0-2 M)	M3	3.4	10.42	35.43
PLINTOS HS F'c=210 KG/CM2	M3	0.51	145.2	74.05
HORMIGON SIMPLE COLUMNAS F'c=210 Kg/cm2	M3	0.54	218.78	118.14
HORMIGON SIMPLE VIGAS INF. F'c=210 KG/CM2	M3	0.42	228.92	96.15
HORMIGON SIMPLE VIGAS SUP. F'c=210 KG/CM2	M3	0.42	305.76	128.42
ACERO DE REFUERZO	KG	314.22	2.83	889.24
MAMPOSTERIA DE BLOQUE e = 15 cm	M2	22.57	14.2	320.49
CONTRAPISO DE HS F'c=180 Kg/cm2	M2	2.58	21.01	54.21
MASILLADO Y ALISADO DE PISOS	M2	12.92	7.69	99.35
ENLUCIDO DE PAREDES CANALEADO DOS LADOS	M2	45.14	10.61	478.94
CUBIERTA DE ESTILPANEL	M2	16.8	28.18	473.42
PUERTA DE TUBO D=1 1/2" CON MALLA 50/10 210x90 cm	U	1	187.75	187.75
CANDADO TIPO BARRIL 80MM	U	1	18.82	18.82
VENTANA DE TUBO D=1" CON MALLA 50/10	M2	2.07	72.86	150.82
PINTURA DE CAUCHO LÁTEX VINYL ACRÍLICO	M2	45.14	5.02	226.6
PINTURA ANTICORROSIVA	M2	3.96	2.83	11.21
ACCESORIOS DE ENTRADA				
ACCESORIOS DE ENTRADA A ESTACION	Glb	1	165.56	165.56
ACCESORIOS DE SALIDA				
ACCESORIOS SALIDA DE LA ESTACION	Glb	1	285.56	285.56
ACCESORIOS DE DESAGUE ESTACION DE BOMBEO				
ACCESORIOS DEL DESAGUE DE LA ESTACION	Glb	1	73.16	73.16
RESERVA ELEVADA (50 M3)				
REPLANTEO Y NIVELACION	M2	64	1.14	72.96
EXCAVACION A MANO H (0-2 M)	M3	33.6	10.42	350.11
REPLANTILLO H. S. 140 Kg/cm2	M3	3.4	124.09	421.91
HORMIGON SIMPLE F'c= 210 KG/CM2 SIN ENCOFRADO	M3	82	132.29	10847.78
ACERO DE REFUERZO	KG	8469	2.83	23967.27
ENCOFRADO CURVO PAREDES	M2	66	24.94	1646.04
ENCOFRADOS RECTOS	M2	27	21.41	578.07
ESCALERA EXTERIOR Y PASAMANO	U	1	2842.66	2842.66
TAPA SANITARIA METALICA 60x60 cm	U	1	76.51	76.51
PINTURA DE CAUCHO LÁTEX VINYL ACRÍLICO	M2	810	5.02	4066.2
PINTURA ANTICORROSIVA	M2	10	2.83	28.3
ACCESORIOS ENTRADA TANQUE RESERVA				
TUBERIA HG D=3" ASTM A-53	M	30.5	27.74	846.07
ACCESORIOS ENTRADA TANQUE	Glb	1	187.68	187.68
ACCESORIOS TUBERIA DESAGUE RESERVA				

TUBERIA HG D=4" ASTM A-53	M	26.2	41.35	1083.37
ACCESORIOS DESAGUE RESERVA	Glb	1	284.18	284.18
RED DE DISTRIBUCION				
REPLANTEO Y NIVELACION DE LA RED	Km	6.23544	236.33	1473.62
EXCAVACION A MANO DE ZANJA 70x100 CM	M3	3739.2	13.88	51900.1
RASANTEO Y PREPARACION DEL FONDO DE LA ZANJA	M	6231	1.4	8723.4
SUM. E INST. TUB. PVC-P E/C D=160 mm 0,63 Mpa	M	25	20.39	509.75
SUM. E INST. TUB. PVC-P E/C D=110 mm 0,63 Mpa	M	40	9.95	398
SUM. E INST. TUB. PVC-P E/C D=90 mm 0,63 Mpa	M	383	7.4	2834.2
SUM. E INST. TUB. PVC-P E/C D=75 mm 0,63 Mpa	M	737	5.42	3994.54
SUM. E INST. TUB. PVC-P E/C D=63 mm 0,80 Mpa	M	1549	4.7	7280.3
SUM. E INST. TUB. PVC-P E/C D=50 mm 0,80 Mpa	M	3496	3.76	13144.96
CODO 90 PVC E/C D=63 mm	U	6	2.92	17.52
CODO 90 PVC E/C D=50 mm	U	3	1.81	5.43
CODO 45 PVC E/C D=75 mm	U	2	4.44	8.88
CODO 45° PVC E/C D=63 mm	U	2	3.06	6.12
CODO 45° PVC E/C D=50 mm	U	3	1.79	5.37
TEE PVC E/C D=160 mm	U	1	4.8	4.8
TEE PVC E/C D=90 mm	U	3	14.39	43.17
TEE PVC E/C D=75 mm	U	4	9.11	36.44
TEE PVC E/C D=63 mm	U	1	6.46	6.46
TEE PVC E/C D=50 mm	U	3	5.51	16.53
TEE REDUCIDA PVC E/C 63x50 mm	U	10	6.53	65.3
CRUZ PVC E/C D=90 mm	U	1	63.95	63.95
CRUZ PVC E/C D=75 mm	U	3	35.94	107.82
CRUZ PVC E/C D=63 mm	U	7	15.82	110.74
CRUZ PVC E/C D=50 mm	U	18	9.43	169.74
CRUZ REDUCTORA PVC E/C 110x90 mm	U	2	61.28	122.56
CRUZ REDUCTORA PVC E/C 90x63 mm	U	4	24.01	96.04
CRUZ REDUCTORA PVC E/C 63x50 mm	U	4	21.04	84.16
REDUCCIONES PVC E/C 160x110 mm	U	1	24.48	24.48
REDUCCIONES PVC E/C 110x90 mm	U	3	8.64	25.92
REDUCCION PVC E/C 90x63 mm	U	7	5.08	35.56
REDUCCION PVC E/C 90x75 mm	U	3	6.01	18.03
REDUCCION PVC E/C 75x63 mm	U	4	4.56	18.24
REDUCCION PVC E/C 75x50 mm	U	9	5.27	47.43
REDUCCION PVC E/C 63x50 mm	U	26	3.34	86.84
VALVULA DE COMPUERTA D=110 mm	U	1	276.76	276.76
VALVULA DE COMPUERTA D=90 mm	U	5	236.65	1183.25
VALVULA DE COMPUERTA D=75 mm	U	9	182.8	1645.2
VALVULA DE COMPUERTA D=63 mm	U	13	128.27	1667.51
VALVULA DE COMPUERTA D=50 mm	U	29	103.74	3008.46
TAPON HEMBRA PVC E/C D=50 mm	U	1	0.94	0.94
TAPON HEMBRA PVC E/C D=32 mm	U	1	0.38	0.38
BOCAS DE FUEGO	U	5	428.63	2143.15
ANCLAJES DE HS F'c=180 KG/CM2	U	24	22.37	536.88
RELLENO SUELO NATURAL	M3	3720.93	5.6	20837.21
CONEXIONES DOMICILIARIAS	U	424	220.54	93508.96
DESALOJO DE MATERIAL	M3	18.27	10.13	185.08
PRUEBAS HIDROSTÁTICAS	M	6231	0.34	2118.54
CERRAMIENTOS ESTACION DE BOMBEO Y RESERVAS				
REPLANTEO Y NIVELACION	M2	40.36	1.14	46.01
EXCAVACION A MANO H (0-2 M)	M3	11.95	10.42	124.52
HORMIGON CICLOPEO F'c=140 Kg/cm2	M3	47.79	102.67	4906.6
HORMIGON SIMPLE F'c=180 Kg/cm2	M3	6.35	128.82	818.01
ENCOFRADOS RECTOS	M2	44.8	21.41	959.17
CERRAMIENTO CON MALLA METALICA	M	149.34	53.78	8031.51
PUERTA DE ACCESO PEATONAL TUBO HG D=3" Y MALLA	U	1	133.48	133.48
PUERTA DE ACCESO VEHICULAR TUBO HG D=3" Y MALLA	U	2	338.51	677.02
INSTALACIONES ELECTRICAS	U	1	2291.09	2291.09
COSTO TOTAL				394686.69
SON:				
TRESCIENTOS NOVENTA Y CUATRO MIL SEISCIENTOS OCHENTA Y SEIS dolares SESENTA Y NUEVE centavos				

CAPÍTULO VI

IMPACTO AMBIENTAL

La evaluación de impacto ambiental de un proyecto de ingeniería constituye un conjunto de actividades técnicas y científicas que incluye el diagnóstico ambiental, la identificación, medición, la interpretación y la valoración de los impactos potenciales; y, la definición de medidas de mitigación y programas de monitoreo (BEDE, Metodología de evaluación de proyectos de agua potable a nivel de diseño definitivo, 1997, pág. 23).

Estas son herramientas necesarias para identificar y controlar efectos provocados que se caracterizan por la degradación progresiva del medio natural, provocando contaminación atmosférica, hídrica, geológica, y daños en el ecosistema. Por lo que para realizar estas evaluaciones es imprescindible obtener información confiable sobre las condiciones ambientales antes y después de que el proyecto sea ejecutado, pero estas últimas serán tan solo criterios adelantados sobre como impactaría el proyecto en el ambiente ya que este no ha sido realizado todavía.

Los objetivos del estudio de impacto ambiental son principalmente tres:

- a) Describir las condiciones ambientales existentes en la zona de influencia del proyecto antes de su construcción.
- b) Identificar y evaluar la magnitud e importancia de los impactos positivos y negativos que tendrá el proyecto en su zona de influencia.
- c) Identificar la alternativa óptima para las medidas de mitigación y otras medidas del plan de manejo ambiental.

(BEDE, Manual para la evaluación de estudios ambientales de proyectos de infraestructura urbana, 1991, pág. 8).

El propósito de estos objetivos es determinar la situación actual de los servicios con que cuenta la población, plantear alternativas de solución a los problemas existentes y seleccionar la que se adapte mejor tomando en consideración los aspectos técnico, económico y ambiental, con lo que se realizan los diseños definitivos de la alternativa seleccionada para cada proyecto.

En este capítulo se estudiará la interrelación entre proyecto y medio ambiente para determinar los efectos ambientales que se producen al construir este sistema de agua potable, así como presentar medidas preventivas y correctivas que minimicen los daños ambientales, para lo que se seguirán los lineamientos recomendados en el Manual para la Evaluación de Estudios Ambientales de Proyectos de Infraestructura urbana elaborado por el Banco del Estado.

6.1 CONDICIONES AMBIENTALES EXISTENTES

El cantón Vinces está ubicado al sur oeste de la provincia de Los Ríos a 362 Km de Quito y posee una superficie de 693 Km² y limita al norte con el cantón Palenque, al sur con el cantón Baba y la provincia del Guayas, al este los cantones de Ventanas, Pueblo Viejo y Baba y al Oeste la provincia del Guayas.

La localidad de Augusto Valencia se encuentra ubicada en el cantón Vinces y los límites de esta zona son: Norte zona pantanosa, Sur vía a Babahoyo, Este terrenos baldíos, y al Oeste Vinces. Ocupa una superficie de 14 hectáreas que son de propiedad de 695 familias con igual número de lotes de terreno.

El 54% del territorio del cantón proceden de formaciones geológicas Pichilingue, es decir, de formaciones aluviales, por tanto de permanentes zonas propensas a las inundaciones, a escorrentías y a procesos naturales de acumulación de materiales de arrastre ó de sedimentación aluvial. Desde la zona norte del cantón, sigue hasta el sur terrazas y forman sedimentaciones por lo que al ser una constante geológica, evitar esa sedimentación puede ayudar a contrarrestar las formaciones aluviales (G.A.D. Vinces, 2014, pág. 37).

El cantón Vinces pertenece a la zona climática denominada tropical monzónica donde el verano que es de clima seco y por lo general fresco va de junio a diciembre, mientras el invierno que es abundante en lluvias y muy caluroso abarca los meses de diciembre a junio. La ubicación climática a la que corresponde es la subregión cálido-húmeda.

En el acápite 2.1 del capítulo II se presenta un análisis de los factores meteorológicos de la región que abarca a la zona en estudio, presentando cuadros con series históricas tomadas de los anuarios meteorológicos publicados por el INAMHI.

La ubicación de Vinces por coordenadas geográficas es Longitud 79° 45' W, Latitud 02° 32' S, y está a una altura de 41 metros sobre el nivel del mar (INAMHI, 2012), siendo sus territorios generalmente planos que en determinados sitios son inundables en el invierno y con la presencia de pocas elevaciones que no pasan de los 500 metros.

En las partes altas de Santo Domingo de los Colorados se juntan los caudales de varios riachuelos que luego forman el río Quevedo que al pasar por la ciudad de Vinces toma su nombre. Sus afluentes son el río Bobo, el Toachi, el Lulo, el Quindingua, y el San Pablo. Las tierras que son atravesadas por estos ríos son muy fértiles. La localidad en estudio se encuentra a una distancia de 4 Km del río Vinces.

Dentro de los predios de esta localidad existen acuíferos que proporcionan agua de buena calidad y que es adecuada para el consumo humano por lo que anteriormente se han utilizado estos recursos para el abastecimiento de la comunidad.

En esta zona se observa que la flora y fauna nativa está desapareciendo paulatinamente debido a la introducción de cultivos como el banano, palma africana, cacao, maíz, entre otros y a la aparición de plagas y enfermedades fúngicas y la aplicación de productos químicos aplicados para su control que contaminan los suelos y con la lluvia llegan a los ríos afectando a la fauna acuática. Estos factores son los que afectan el equilibrio ecológico.

En el sector norte del cantón se puede observar la flora y fauna nativa debida principalmente a la presencia del Humedal Abras de Mantequilla declarado sitio Ramsar (14 de marzo de 2000) que ocupa una área de 67.177 has. y a la presencia de varios esteros, en contraste con la zona sur donde se conserva en menor cantidad los bosques pero se nota la presencia de gran variedad de aves.

Dentro de esta localidad no existen centros médicos pero ocupan los servicios disponibles en Vinces que fueron descritos en el capítulo II, acápite 2.3.4 Disponibilidad de servicios.

Determinación del área de influencia:

Se determinará un área de influencia ambiental relacionada con las construcciones del proyecto de agua potable, la cual abarca únicamente el perímetro de las obras. Pero para ciertos casos específicos como la generación de polvo que afecta la calidad del aire, se pueden ver afectados espacios mayores llegando hasta a afectar a toda la localidad.

6.2 ANÁLISIS DE LOS IMPACTOS: POSITIVOS Y NEGATIVOS

Los impactos ambientales son el resultado de los cambios que se producirán en el medio ambiente, producto de las diversas fases de construcción y operación y mantenimiento del sistema de agua potable.

En el presente proyecto la mayoría de los impactos ambientales serán de corta duración y de efecto reversible, por lo que la intensidad de los mismos se reducirá significativamente.

Impactos positivos:

Los impactos positivos más significativos en este proyecto de agua potable son:

- a) La construcción del sistema coadyuvará en forma definitiva a reducir los índices de morbilidad y mortalidad infantil por enfermedades de origen hídrico como las diarreas que afectan constantemente a esta población.
- b) Mejora del nivel general de salud de la población al consumir agua potable, lo que disminuye el riesgo de contraer diversas enfermedades.
- c) Conservación del recurso agua subterránea mediante un aprovechamiento técnico, control de la contaminación mediante el mantenimiento de las instalaciones y limpieza de estas y las áreas circundantes, además del control y disminución de pérdidas en el sistema.
- d) Reducción de gastos en consultas médicas y medicinas para la curación de enfermedades de origen hídrico.
- e) Al dotar de un servicio básico como es el agua potable a una población, se produce una mejora en la calidad de vida en sus habitantes al adquirir costumbres de higiene personal y doméstica.
- f) Hacer factible la realización de varias actividades productivas al tener el tiempo disponible que antes dedicaban a la obtención del agua.
- g) Estímulo al desarrollo local.
- h) Revalorización de la propiedad servida por la red de distribución de agua potable.
- i) Reducción de la emigración de los habitantes del sector que salen en busca de condiciones de vida más saludables.
- j) Creación de puestos de trabajo durante la construcción y operación del sistema de agua potable.

Los niveles de la salud y el socio-económico de la población se verán fortalecidos con el nuevo sistema de agua potable, ya que al erradicar un problema de

salud se impactará positivamente en el ahorro de energía y aumentará el desarrollo del sector.

Impactos negativos:

Estos impactos ambientales serán de corta duración y su intensidad se reducirá significativamente debido a que sus efectos son reversibles.

1.- Problemas relacionados a la localización y naturaleza de los componentes del sistema:

- a) Existe el peligro de hundimiento del suelo si se extrae del pozo un caudal mayor al recomendado por los estudios.
- b) Reubicación de los habitantes del sector donde se ubicarán los tanques de reserva elevados, ya que al momento existen varias viviendas.
- c) Alteración del régimen hidráulico subterráneo por el descenso del nivel freático.
- d) Tomar en cuenta la ubicación de los componentes del sistema para evitar la inundación de las obras del proyecto a causa de una pluviosidad exagerada en el sector.

2.- Problemas relacionados a la fase de diseño

Este tipo de problemas se da por un diseño inadecuado de los componentes del sistema.

- a) Protección insuficiente e inadecuada de la fuente de agua contra la contaminación por causas difíciles de controlar.
- b) Cambios en los niveles de los acuíferos o pérdida del área de recarga.

- c) Adición de químicos orgánicos e inorgánicos o de patógenos a las aguas subterráneas, por infiltración de lixiviados. Este inconveniente puede ser permanente durante el período de funcionamiento del sistema, al igual que el punto siguiente.
- d) Peligro de inundación de las obras del proyecto, por desborde de cursos de agua vecinos o por pluviosidad excesiva.

3.- Problemas relacionados a la fase de construcción

- a) Asignar áreas específicas para el almacenamiento temporal de la tierra de excavación y de materiales y desechos de construcción, evitando interferir áreas de drenaje.
- b) Eliminación final adecuada de los excedentes de tierra de excavación y de materiales y desechos de construcción.
- c) Analizar los riesgos laborales pertinentes a la técnica de construcción empleada, especialmente en los tanques de reserva elevados, para prevenir accidentes tales como caídas del personal o materiales, así como percances con grúas o equipos de izaje, o inhalación de gases o electrocución durante el proceso de soldadura.
- d) Generación de ruidos y vibraciones producto de la perforación del nuevo pozo y la excavación para colocar las tuberías. También se generará polvo que contaminará el aire, así como gases por el consumo de combustibles, la elaboración de hormigones o la producción de malos olores.
- e) Inadecuados relleno de zanjas y reconfiguración del terreno bajo el que se ha instalado la tubería.
- f) La falta de servicios sanitarios en los sitios de trabajo genera aguas servidas que sumados al mal manejo de grasas y aceites residuales de los equipos pueden contaminar las aguas subterráneas.

- g) Afectación a la fauna silvestre en pequeña magnitud debido a que se encuentra disminuida por la acción del hombre, y por lo limitado del área del proyecto.
- h) Interrupción temporal de actividades como tráfico, comercio y dotación de agua durante el tendido de tuberías.
- i) Interrupción prolongada o generación de peligros para el tránsito peatonal y vehicular por la apertura de zanjas.

4.- Problemas relacionados a las fases de operación y mantenimiento.

- a) Impacto producido por ruido, vibraciones y por la iluminación nocturna de la planta de tratamiento y estaciones de bombeo en el vecindario.
- b) Debido a una mala calibración del hipoclorador, o una inadecuada dosificación del cloro en la planta, o por falta de vigilancia del cloro residual, se puede distribuir agua inadecuadamente tratada.
- c) Para que el sistema tenga una correcta operación y un adecuado mantenimiento se debe emprender en un programa de capacitación a dos o más personas de modo que estos trabajadores se vayan alternando y no se descuiden de sus labores, además de dotarles del equipo de protección personal a los trabajadores que tengan contacto con agentes tóxicos peligrosos para la salud.
- d) En la etapa de operación del sistema se pueden presentar obstrucciones, roturas, filtraciones, agua estancada, maleza o materia orgánica alrededor de las estructuras del sistema que pueden producir contaminación o afectar al medio ambiente.
- e) Se necesita emprender en campañas de educación en higiene y saneamiento, basadas en las costumbres, tradiciones y creencias locales, tratando que este nuevo sistema de agua potable se ajuste al régimen económico y social de la localidad.

6.3 MEDIDAS DE MITIGACIÓN

Las medidas de mitigación son el conjunto de obras físicas, planes, proyectos específicos o componentes del sistema que se deben construir o materializar para reducir al mínimo, o eliminar totalmente, los impactos negativos del proyecto al ecosistema comprendido dentro de la zona de influencia del mismo. (BEDE, Manual para la evaluación de estudios ambientales de proyectos de infraestructura urbana, 1991, pág. 18).

Tendrá por objetivos fundamentales los siguientes:

- a) Mantener el sistema ambiental del área de influencia en condiciones similares a las anteriores de iniciar el proyecto.
- b) Se indicarán las medidas que permitirán evitar o mitigar los efectos negativos y de ser posible reforzar los positivos que resultaren de la construcción y operación del sistema. Esto se describe en los acápites siguientes.
- c) Aminorar los efectos negativos ocasionados sobre el entorno como consecuencia de la construcción y puesta en funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua, hasta hacerlos compatibles con la preservación de los procesos de funcionamiento y características fundamentales de los recursos naturales, socio-económicos y culturales afectables.
- d) Lograr un manejo integral e interrelacionado de los diferentes recursos existentes, mediante una acción técnica, administrativa, institucional política y social de los organismos involucrados y de la población existente en el área.

Las medidas ambientales más destacadas incluidas en el plan de mitigación de impactos son las que se describen a continuación:

6.3.1 Generales

Entre las medidas de mitigación de aplicación general se puede describir a las siguientes:

- a) Iniciar campañas de difusión del proyecto y de capacitación hacia la comunidad mediante cuñas radiales, publicaciones escritas o reuniones para conseguir la concientización y el apoyo de la población hacia el buen uso y conservación del recurso.
- b) El sitio donde se construya el campamento debe estar dotado de letrinas y de un sistema adecuado de recolección y disposición de residuos sólidos.
- c) Se debe tratar de contratar personal residente en la zona para evitar la intervención de extraños que puedan causar problemas dentro de la comunidad. Esta utilización de mano de obra local mejorará temporalmente las condiciones de empleo, aunque en magnitud pequeña.
- d) Para proteger la integridad de los trabajadores, se les deberá dotar de ropa de seguridad además de los implementos de protección necesarios para trabajar en sitios altos, asimismo impartir diariamente charlas a los trabajadores sobre los riesgos presentes en las labores que se van a ejecutar en la jornada para evitar los accidentes. Además en la fase de operación del sistema se deben minimizar los riesgos potenciales de accidentes empleando personal debidamente capacitado e implantar un sistema de supervisión.
- e) La directiva de la localidad o el Municipio deberá diseñar, implementar y conducir regularmente campañas educativas para el buen uso y conservación del recurso.

6.3.2 Captación

Se proponen las siguientes medidas de mitigación:

- a) Ruido ocasionado por la operación de la máquina empleada para la perforación del nuevo pozo, esta actividad deberá realizarse en horario diurno, es decir de 7h00 a 18h00 para minimizar las molestias a la población. Esta máquina deberá estar provista de los dispositivos necesarios para la reducción de ruido.
- b) Usar bombas sumergibles para la extracción del agua del pozo, debido a que los motores que las accionan por ser eléctricos no producen ruidos en las vecindades del pozo, lo que constituye una importante consideración en las áreas residenciales.
- c) Mantener las zonas de protección sanitaria respecto a la captación para evitar contaminación del pozo debido a aguas servidas, desechos sólidos o inundaciones.

6.3.3 Planta de tratamiento

- a) En la fase de operación del sistema de agua potable se deben reducir los riesgos potenciales de accidentes mediante la contratación de personal debidamente capacitado, además de ejercer una supervisión sistemática.
- b) Los operadores del sistema, que generalmente son dos, deberán revisar periódicamente que no se presenten obstrucciones, roturas, filtraciones, agua estancada, maleza, materia orgánica o basura alrededor de las estructuras del sistema que puedan producir contaminación o afectar al medio ambiente.
- c) El Municipio o la junta de aguas deberá promover regularmente campañas educativas para el buen uso y conservación del recurso.

6.3.4 Obras civiles e instalación de tuberías

- a) Contaminación atmosférica: Al realizar el movimiento de tierras se debe controlar la emisión de polvo manteniendo los materiales de la excavación húmedos,

mediante regado con mangueras o usando cubiertas de plástico contra el polvo. Los volquetes deben utilizar lonas para cubrir los escombros y materiales, y así evitar que el viento disperse las partículas más pequeñas. Los motores de la maquinaria a utilizar deberán estar bien calibrados para controlar las emisiones de humos provenientes del consumo de los combustibles y quema de aceites.

- b) Se debe controlar los desechos de grasas, aceites y combustibles generados por la maquinaria de obra, para evitar la contaminación de los acuíferos y el deterioro del entorno. Para esto se ubicarán los talleres fuera de lugares próximos al cuerpo de agua. En los sitios donde se almacenen grasas, aceites y combustibles se construirá una zanja alrededor para evitar derrames.
- c) Se deberá tratar de mantener el tránsito vehicular en las vías principales mediante una planificación adecuada del trabajo en las intersecciones afectadas, dejando otras habilitadas que permitan el acceso a ciertos sectores.
- d) Las excavaciones deberán ser cercadas con bandas de plástico de colores fuertes, las calles cerradas con vallas y en las noches alumbradas con mecheros para prevenir accidentes.
- e) Cuando las excavaciones impidan el tránsito peatonal y el cruce de las calles en tramos largos, se deberán instalar puentes temporales.

CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El estudio para el diseño del sistema de agua potable para la Cooperativa Augusto Valencia se ejecutó como una alternativa de abastecimiento para esta localidad debido a que anteriormente extraían el agua de un pozo que en su momento comenzó a tener fallas en su funcionamiento por lo que se conectaron a una tubería que viene desde la ciudad de Vinces pero actualmente el agua les llega sucia y contaminada además de tener constantes cortes en el suministro.

En este estudio se han aprovechado de la mejor manera los recursos existentes en esta zona como es el caso de las aguas subterráneas que existen bajo este predio, lo que es apropiado por el bajo número de habitantes a servir. Con esto se ha evitado la construcción de una larga y costosa tubería de conducción para trasladar el agua desde el río Vinces, además de una completa planta de tratamiento.

El sistema hidrológico presente en la zona, en especial el constituido por el río Vinces que es muy activo especialmente en el invierno, produce una recarga constante y aceptable para los acuíferos existentes, además se presentan pequeños cursos intermitentes de agua en el invierno y muchos empozamientos, constituyendo entornos que garantizan que el pozo que se construirá en la localidad de Augusto Valencia entregará el caudal requerido para cubrir las necesidades de esta población.

Con este nuevo sistema de abastecimiento de agua potable se entregará a todas las viviendas de la zona en estudio el líquido con el caudal y las presiones recomendadas por las normas y durante todo el día, lo que provocará una transformación socioeconómica, mejorando las condiciones de salud y produciendo un cambio en el nivel de vida de las familias de esta zona.

Se recomienda sugerir a los habitantes de esta localidad que se utilicen los resultados de esta alternativa de diseño para su sistema de agua potable ya que han sido

realizados técnicamente y basados en las normas nacionales para este tipo de estudios, situación que coadyuvará para la obtención de recursos económicos para la construcción de esta alternativa de abastecimiento.

Cuando inicie el funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua potable se recomienda verificar la calidad del líquido, determinar el valor del cloro residual y que esté dentro de las normas, lo que servirá para establecer la dosificación correcta del desinfectante en el tanque hipoclorador

Es aconsejable una calibración previa a la puesta en marcha del acueducto, supervisar el funcionamiento de todos los elementos constitutivos, de modo sistemático y frecuente para que el sistema trabaje satisfactoriamente.

La limpieza y mantenimiento del pozo será recomendable efectuar cada dos años, pero sin la utilización de ácidos fuertes para evitar daños en los tamices. Este procedimiento es necesario para prolongar la vida útil de esta obra.

Es aconsejable que cada cierto período de tiempo se realicen mediciones de la demanda del agua potable para verificar que se encuentre dentro de los parámetros de este estudio, caso contrario se deberán tomar los correctivos necesarios.

Se deberá sellar los pozos abandonados en esta localidad, ya que estos constituyen una fuente de contaminación directa del agua subterránea que se espera aprovechar para el nuevo sistema de agua potable de la Cooperativa Augusto Valencia.

Capacitar y concienciar a los habitantes de la localidad en el correcto manejo del agua y su conservación y adecuado uso del sistema, respetando el principio de eficiencia en la provisión y el aprovechamiento racional por parte de los consumidores, complementándose con un control mediante el uso de medidores de flujo colocados en cada vivienda. Para que la junta administradora de agua pueda realizar un plan de autogestión y sea capaz de generar, mantener y administrar este sistema, se impone un cobro mínimo por el consumo de agua y a cambio administra los recursos financieros, tecnológicos y del personal.

Se debe seleccionar el personal que se encargará de la operación y mantenimiento del sistema, de preferencia serán habitantes del sector, a quienes se les dictará cursos de capacitación y adiestramiento periódicos para conseguir un rendimiento óptimo en sus funciones.

Dotar de los equipos de protección personal a todos los trabajadores de acuerdo al trabajo que se planifique realizar durante el día de labores, además impartirles una charla sobre los riesgos presentes en las actividades a realizar.

La construcción de los aereadores es necesaria pero no indispensable debido a que la concentración de CO₂ presente en el agua del pozo no es alta, por lo que es recomendable en caso de que no exista el presupuesto suficiente para su financiación, no se los construya, y se dé más prioridad a la construcción de la red de distribución, reserva y desinfección.

BIBLIOGRAFÍA

- Aller, Truman, Bennet, & Hasckett. (1991). *Handbook of Suggested Practices for the Design and Installation of Ground-Water Monitoring*. Las Vegas, Nevada.
- Arocha Ravelo, S. (1977). *Teoría y diseño de los abastecimientos de agua*. Caracas: Ediciones Vega.
- Banco de Desarrollo del Ecuador. (1991). *Manual para la evaluación de estudios ambientales de proyectos de infraestructura urbana*. Quito.
- BEDE. (1991). *Manual para la evaluación de estudios ambientales de proyectos de infraestructura urbana*. Quito.
- BEDE. (1997). *Metodología de evaluación de proyectos de agua potable a nivel de diseño definitivo*. Quito.
- Burbano, G. (1993). *Criterios básicos de diseño para sistemas de agua potable y alcantarillado*. Quito.
- Burbano, N., Becerra, S., & Pasquel, E. (2012). *Introducción a la hidrogeología del Ecuador*. Quito.
- Cantos Figuerola, J. (1978). *Tratado de geofísica aplicada*. Madrid.
- Fair, Geyer y Okun. (1990). *Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales*. Mexico: Editorial Noriega Limusa.
- G.A.D. Vinces. (2014). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Vinces 2020*. Vinces.
- IEOS. (1993). *Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes*. Quito.
- INAMHI. (2012). *Anuario meteorológico*. Quito.
- INEC. (1996). *Cifrando y descifrando Los Ríos*. Guayaquil.
- INERHI. (1979). *Proyecto Churute, Provincia del Guayas. Estudio hidrológico*. Quito.
- Ley Orgánica del Sistema Nacional de Contratación. (2013). *Reglamento General*. Quito.
- Motyka, J., & Jarrin, J. (1992). *Método de prospección de aguas subterráneas*. Quito.
- Nicola Garcés, G. (1996). *Los pequeños sistemas de agua potable*.
- Prefectura de Los Ríos. (2012). *rendición de cuentas. Plan de ordenamiento territorial*, 55.

- Proyecto Washed. (1995). *Norma de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural*. Quito.
- PUCE. (1984). Revista de la Universidad Católica. *Número monográfico de Química*(39), 144.
- Rivas Mijares , G. (1983). *Abastecimientos de aguas y alcantarillados*. Caracas: Ediciones Vega.
- Rodriguez, P. (2001). *Abastecimiento de agua*. Oaxaca: Instituto Tecnológico de Oaxaca.
- Rojas Romero, J. (1999). *Potabilización del agua*. Mexico: Alfaomega.
- Romero Palacio, E. (1989). *Manual de información cultural, educativa, turística, industrial, comercial, agrícola y ganadera de la República del Ecuador* (Vol. 4). Madrid: Científica Latina - Editores Cia Ltda.
- Rossmann, L. (n.d.). *Epanet 2 Manual de usuario*. Retrieved from http://epanet.info/wp-content/uploads/2012/10/EPANET_Manual_Usuario.pdf
- Steel, E., & McGhee, T. (1981). *Abastecimiento de agua y alcantarillado*. Barcelona: Editorial Gustavo Gili S. A.
- Unda Opazo , F. (1969). *Ingeniería sanitaria aplicada a saneamiento y salud pública*. Mexico.
- Universidad Central del Ecuador. (1967). *Curso aprovechamiento de aguas subterráneas*. Quito.
- Universidad Técnica Federico Santa María. ((s. f.)). *El agua en la naturaleza*. Retrieved Diciembre 16, 2016, from http://descom.jmc.utfsm.cl/sgeywitz/subpaginas/Piping/AguaPotable/1_1ap.htm
- Wheelabrator Clean Water Inc. . (1975). *El agua subterránea y los pozos*. EUA.

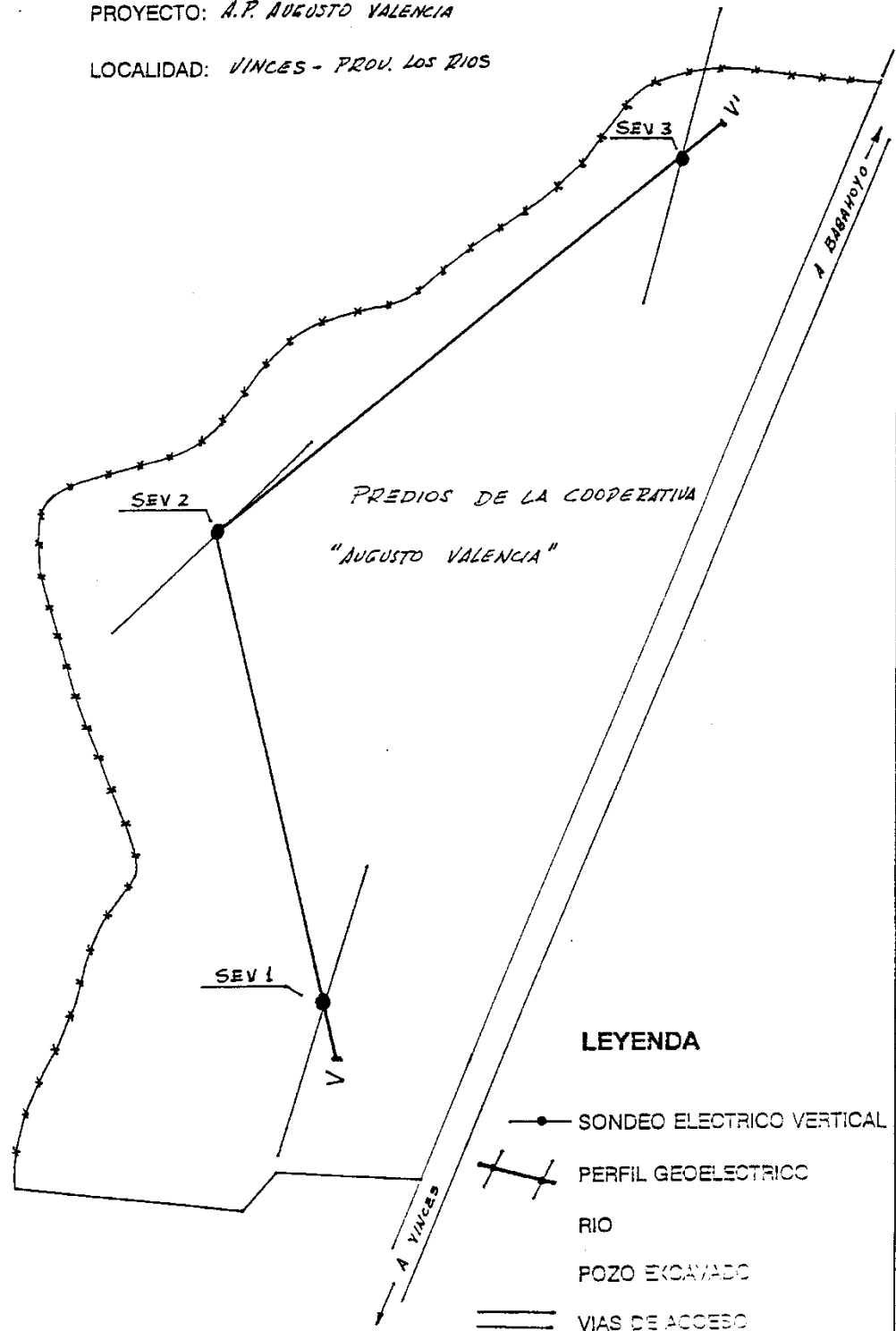
ANEXO 1

Estudio de Prospección Geofísica

ESQUEMA DE UBICACION

PROYECTO: A.P. AUGUSTO VALENCIA

LOCALIDAD: VINCES - PROV. LOS RIOS





MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA
SUBSECRETARIA DE SANEAMIENTO AMBIENTAL
DIRECCION DE PROYECTOS

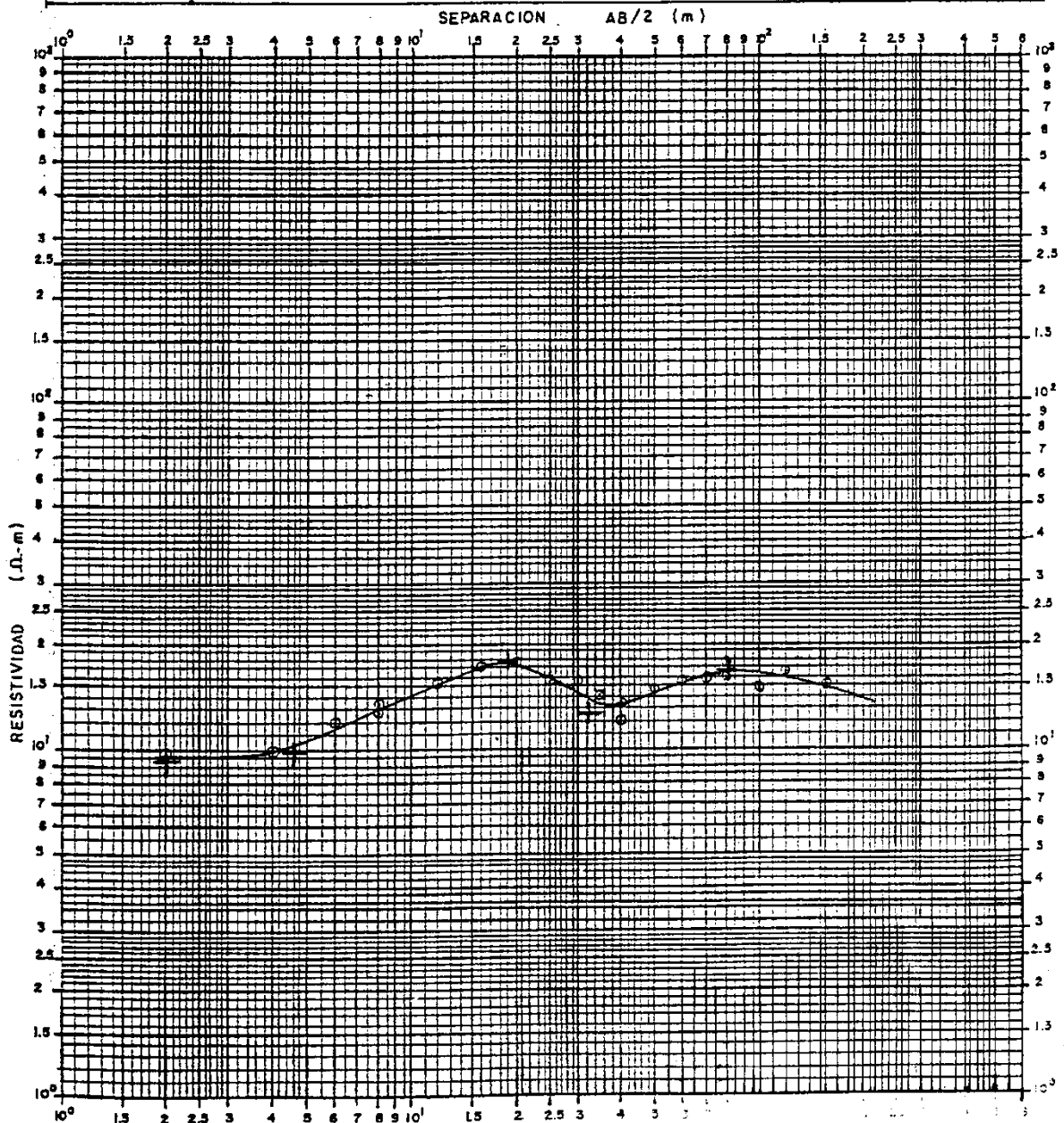
ANEXO 2 Pag 1 de 3

PROYECTO: COOP. A. VALENCIA PROVINCIA: LOS RIOS LOCALIDAD: VINCES

INTERPRETACION

S. E. V. 1 SITIO 1
ALTITUD _____ msnm.
FECHA 04-12-96 RUMBO: _____
OBSERVACIONES: _____

PROFUNDIDAD (m)	ESPESOR (m)	RESIST. APARENTE ($\Omega\cdot m$)
2.00	2.00	9.3
4.40	2.40	11.6
14.62	10.12	25.0
27.82	13.30	9.0
63.02	35.20	24.0
		13.2





MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA
SUBSECRETARIA DE SANEAMIENTO AMBIENTAL
DIRECCION DE PROYECTOS

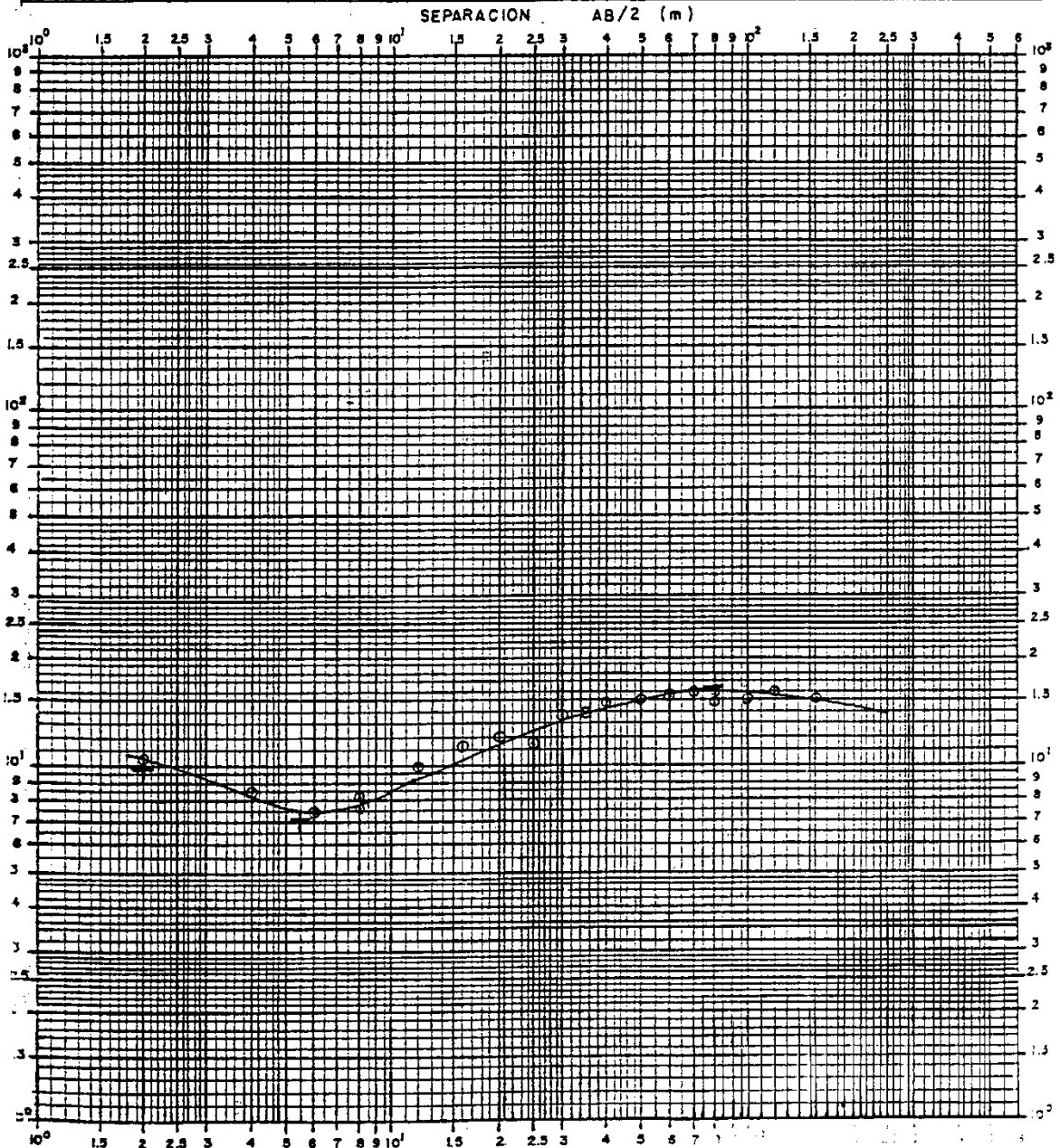
ANEXO 2 Pag 2 de 3

PROYECTO: COOP. A. VALENCIA PROVINCIA: Los Rios LOCALIDAD: VINCES

INTERPRETACION

S. E. V. 2 SITIO 2
ALTITUD _____ msnm.
FECHA 04-12-96 RUMBO: _____
OBSERVACIONES: _____

PROFUNDIDAD (m)	ESPESOR (m)	RESIST. APARENTE (kg/cm ²)
2.00	2.00	10
5.40	3.40	6.5
71.40	66.00	12.3
		12.3





MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA
SUBSECRETARIA DE SANEAMIENTO AMBIENTAL
DIRECCION DE PROYECTOS

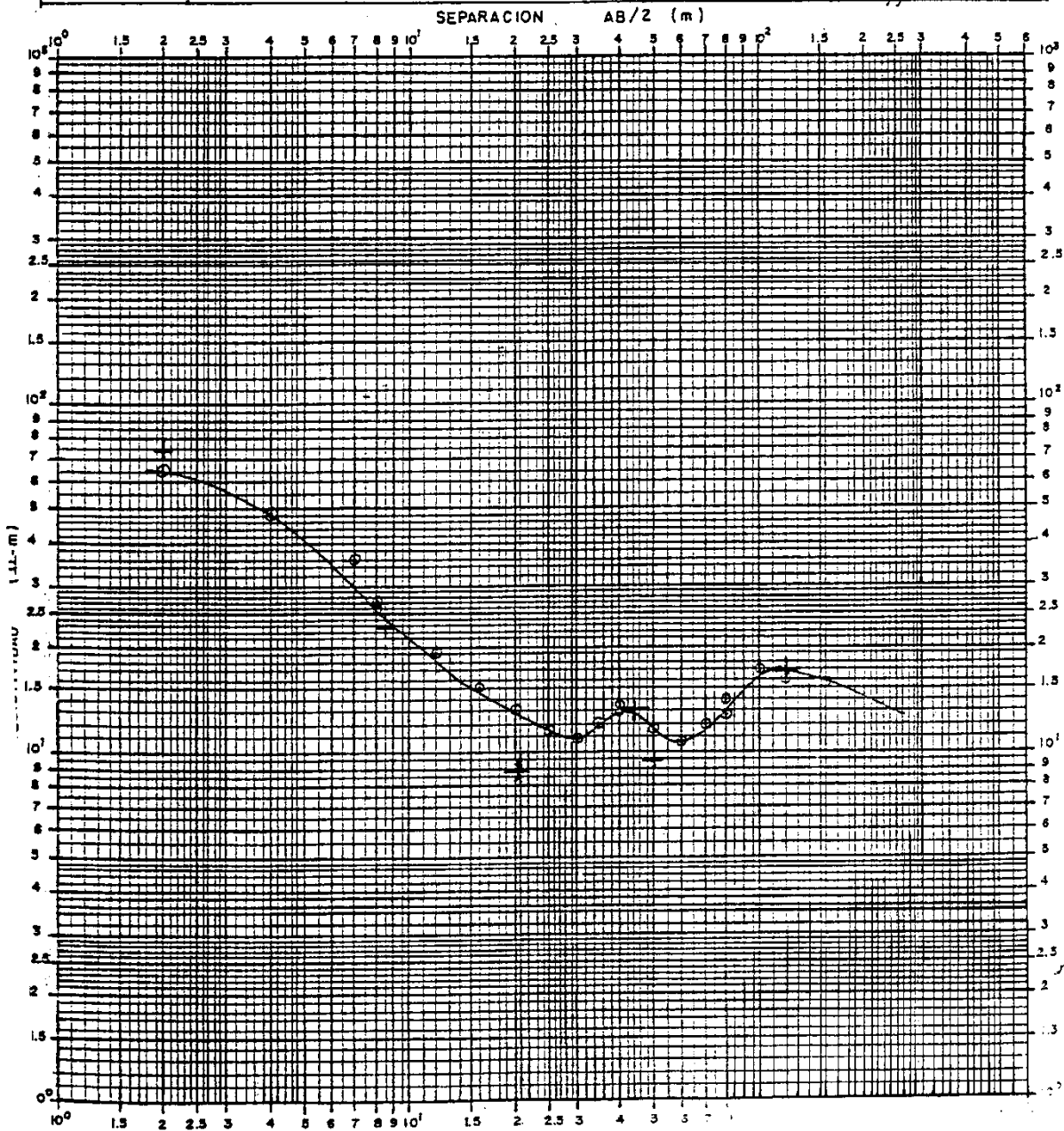
ANEXO 2 Pag 3 de 7

PROYECTO: COOP. AGUSTO VALENZUELA PROVINCIA: LOS RIOS LOCALIDAD: VINCES

INTERPRETACION

S. E. V. 3 SITIO 3
ALTITUD _____ msnm.
FECHA 04-12-96 RUMBO: _____
OBSERVACIONES: _____

PROFUNDIDAD (m)	ESPESOR (m)	RESIST. APARENTE (kg/cm ²)
2.00	2.00	72
9.20	7.20	22
21.95	12.75	7
31.65	14.70	32
43.25	6.60	4
65.75	22.50	48

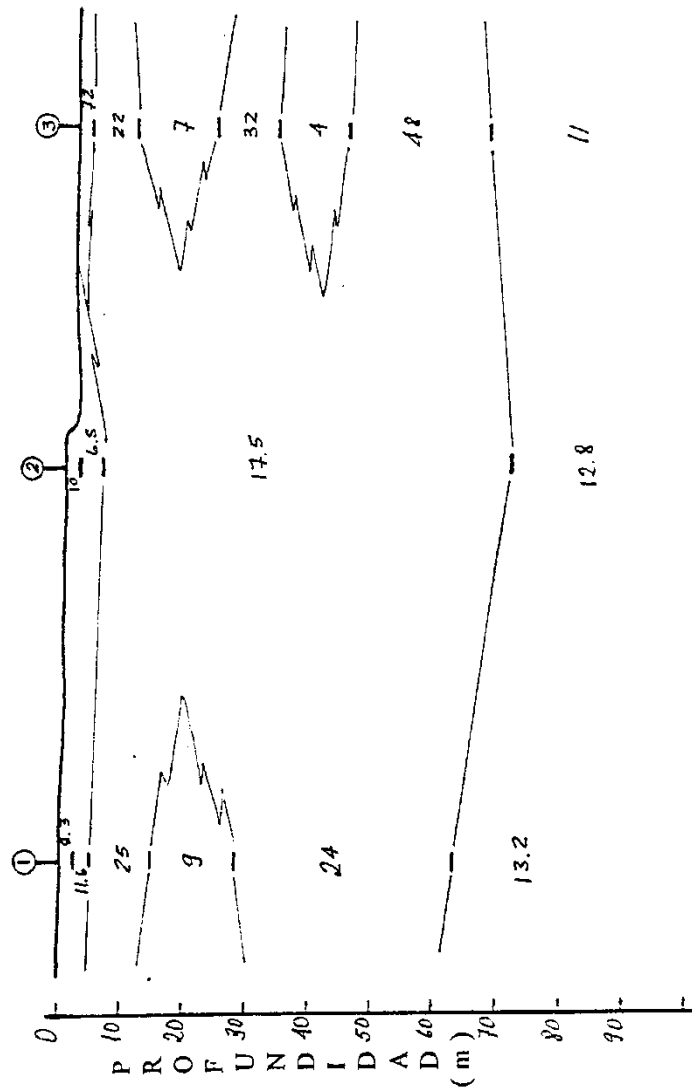


CORTE GEOELECTRICO V-V'

PROYECTO: A.P. COOP. AUGUSTO VALENCIA

LOCALIDAD: VINCES - PROV. LOS RIOS

ESCALAS H: 1:4000
V: 1:1000



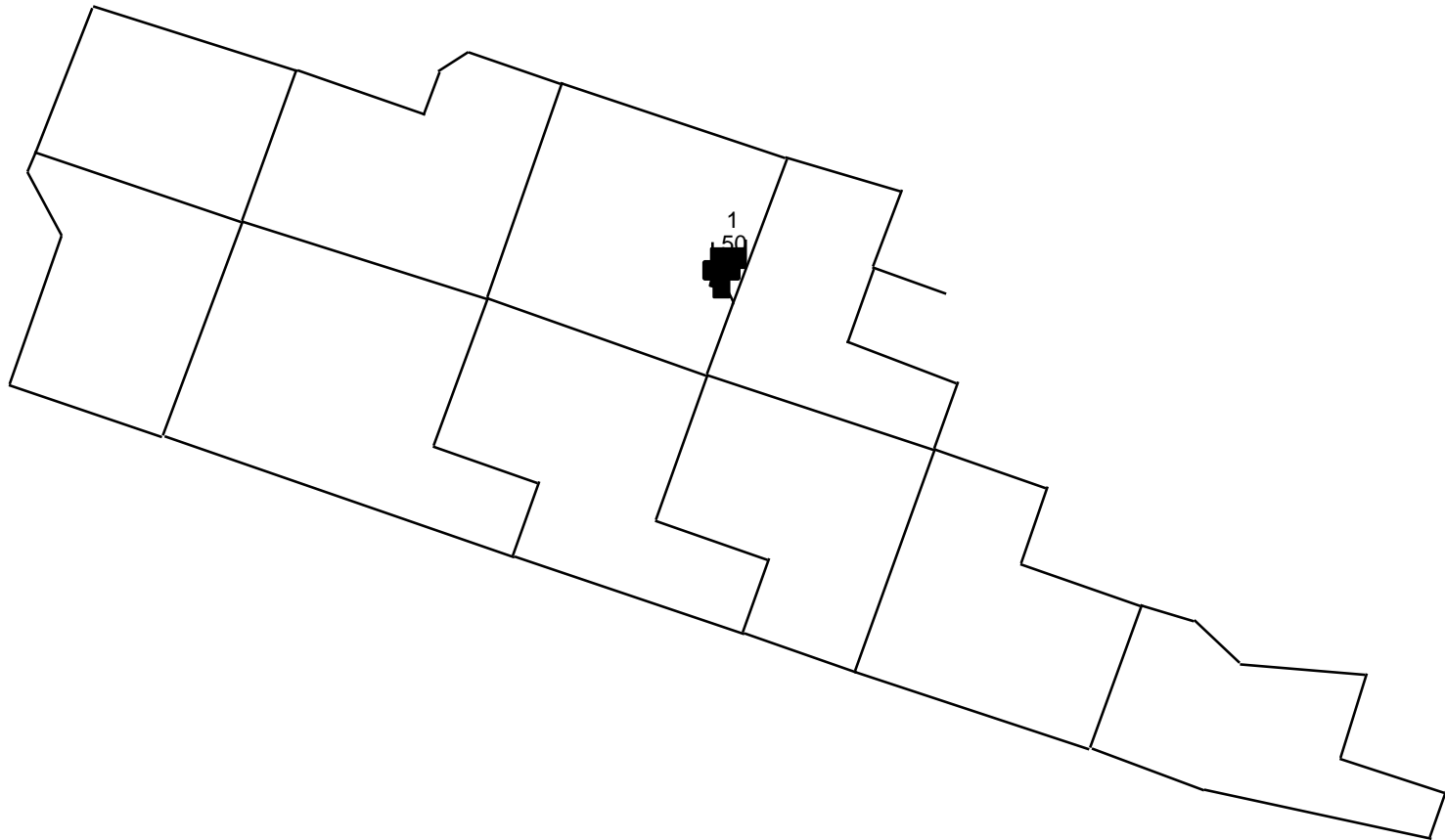
LEYENDA

- PERFIL TOPOGRAFICO
- SONDEO ELECTRICO VERTICAL
- CONTACTO LITOLOGICO
- VALOR DE RESISTIVIDAD
- POZO EXCAVADO
- SITIO RECOMENDADO

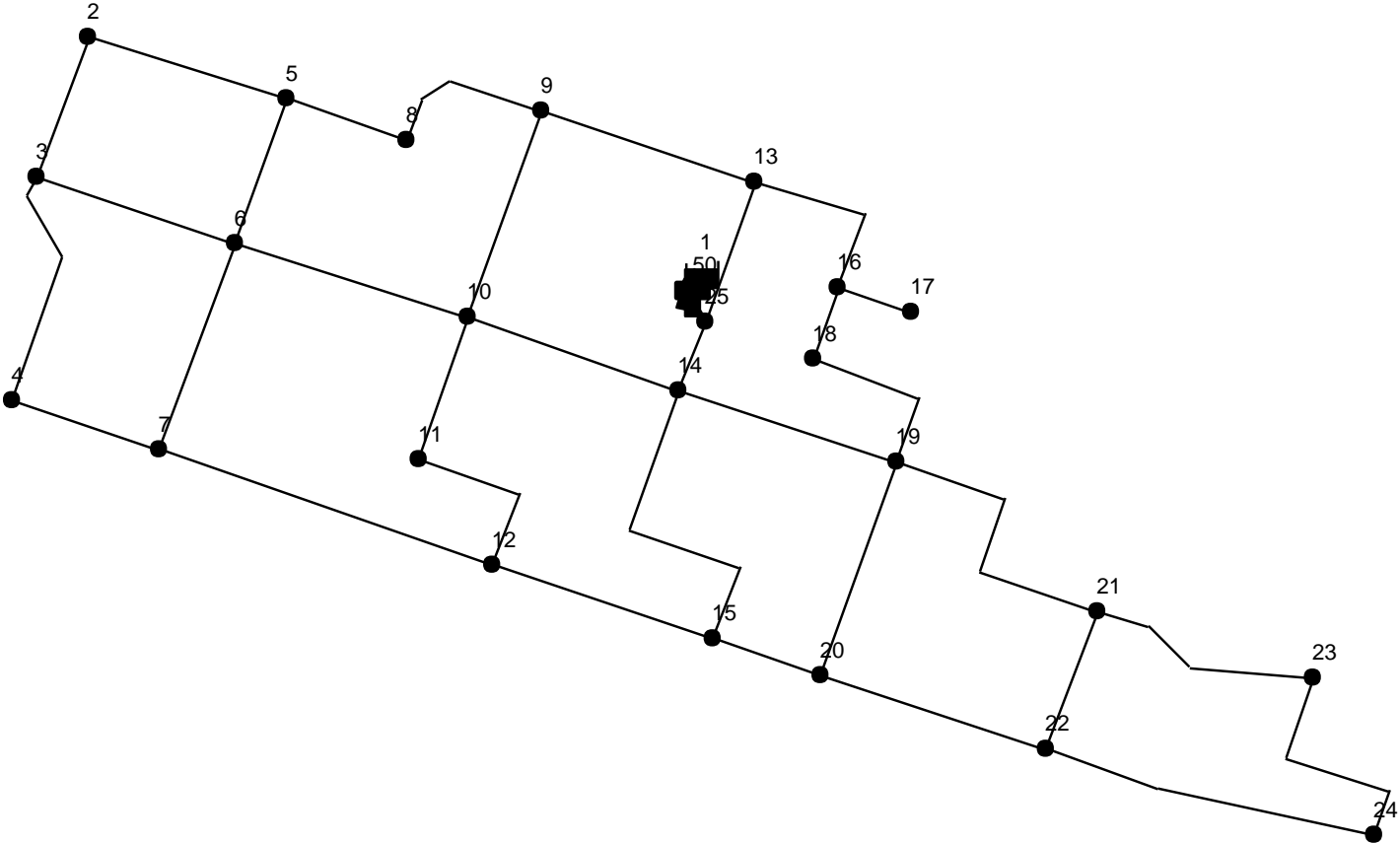
ANEXO 2

RESULTADOS DEL CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION

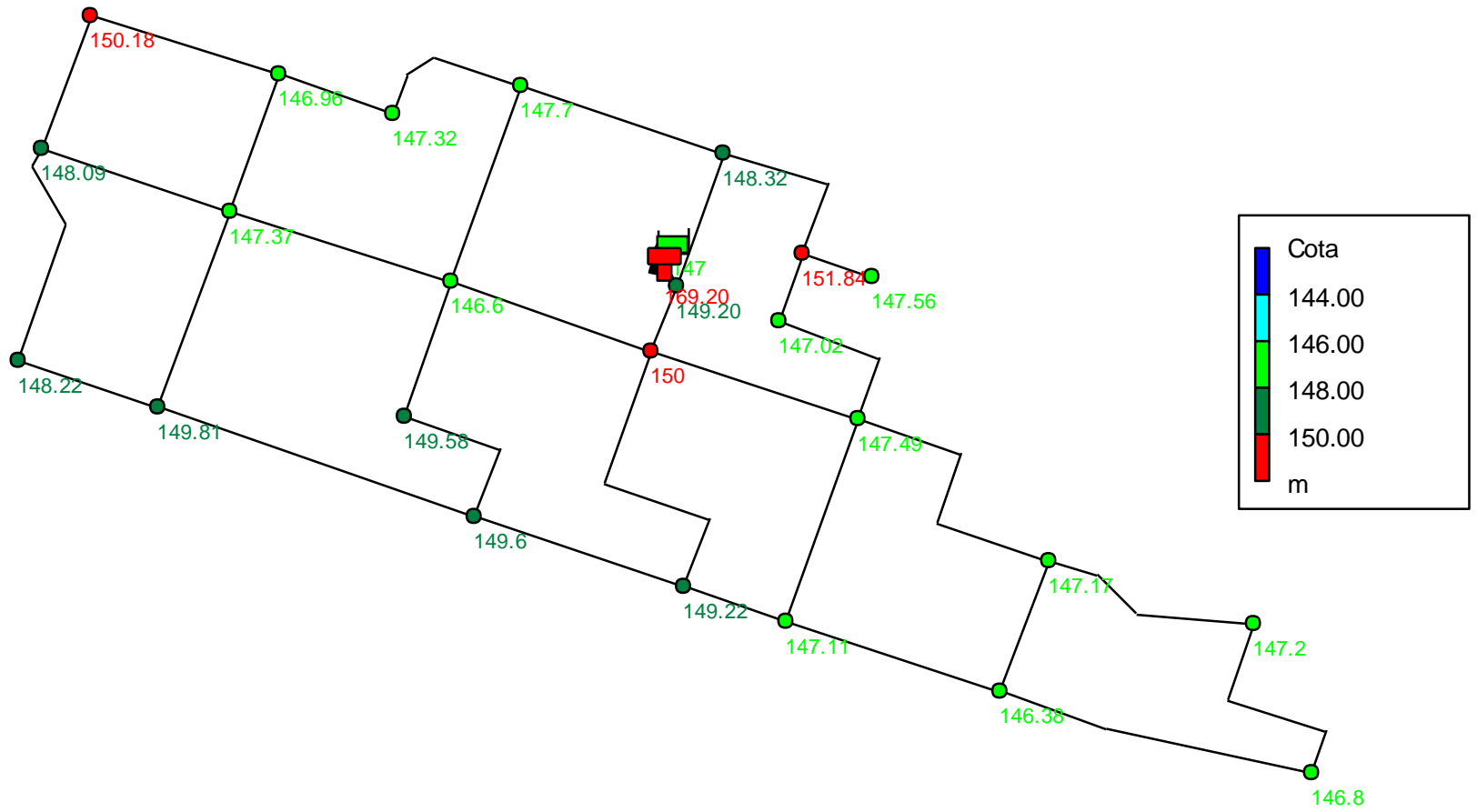
ESQUEMA DE LA RED



DETALLES DE LOS NUDOS



COTAS EN LOS NUDOS



Estado de los Nudos de la Red a las 8:00 Horas

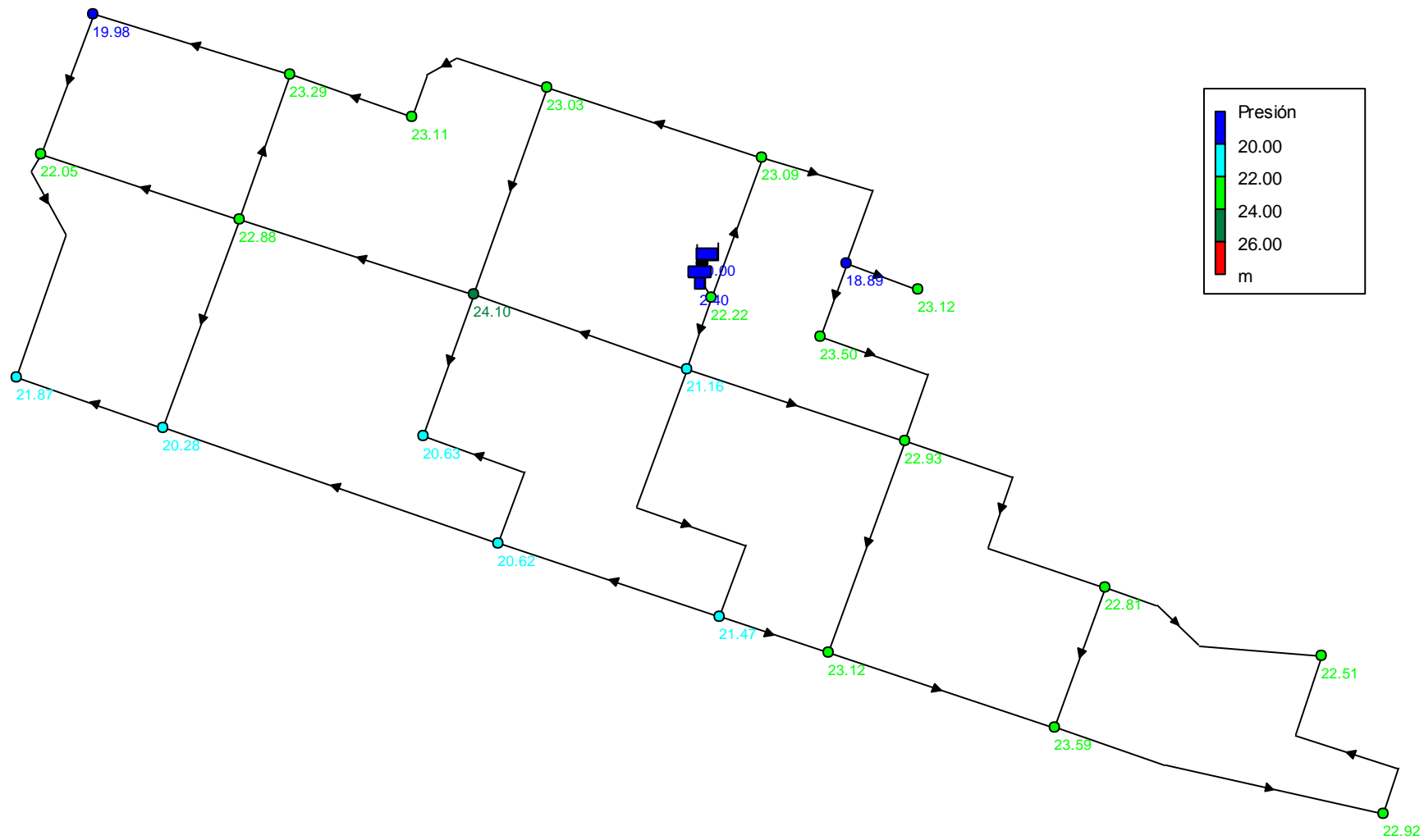
ID Nudo	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Nudo 5	0.78	170.25	23.29
Nudo 3	0.58	170.14	22.05
Nudo 6	1.30	170.25	22.88
Nudo 8	0.70	170.43	23.11
Nudo 9	0.72	170.73	23.03
Nudo 10	1.32	170.70	24.10
Nudo 4	0.51	170.09	21.87
Nudo 7	1.24	170.09	20.28
Nudo 11	1.02	170.21	20.63
Nudo 12	1.02	170.22	20.62
Nudo 15	1.02	170.69	21.47
Nudo 20	1.00	170.23	23.12
Nudo 22	0.66	169.97	23.59
Nudo 24	0.57	169.72	22.92
Nudo 23	0.54	169.71	22.51
Nudo 21	1.02	169.98	22.81
Nudo 19	0.73	170.42	22.93
Nudo 18	0.60	170.52	23.50
Nudo 14	1.52	171.16	21.16
Nudo 25	0.00	172.37	22.22
Nudo 16	0.36	170.73	18.89
Nudo 13	1.27	171.41	23.09
Nudo 17	0.33	170.68	23.12
Nudo 2	0.38	170.16	19.98
Embalse 1	-27.47	148.00	0.00
Depósito 50	8.28	172.55	2.40

Estado de las Líneas de la Red a las 8:00 Horas

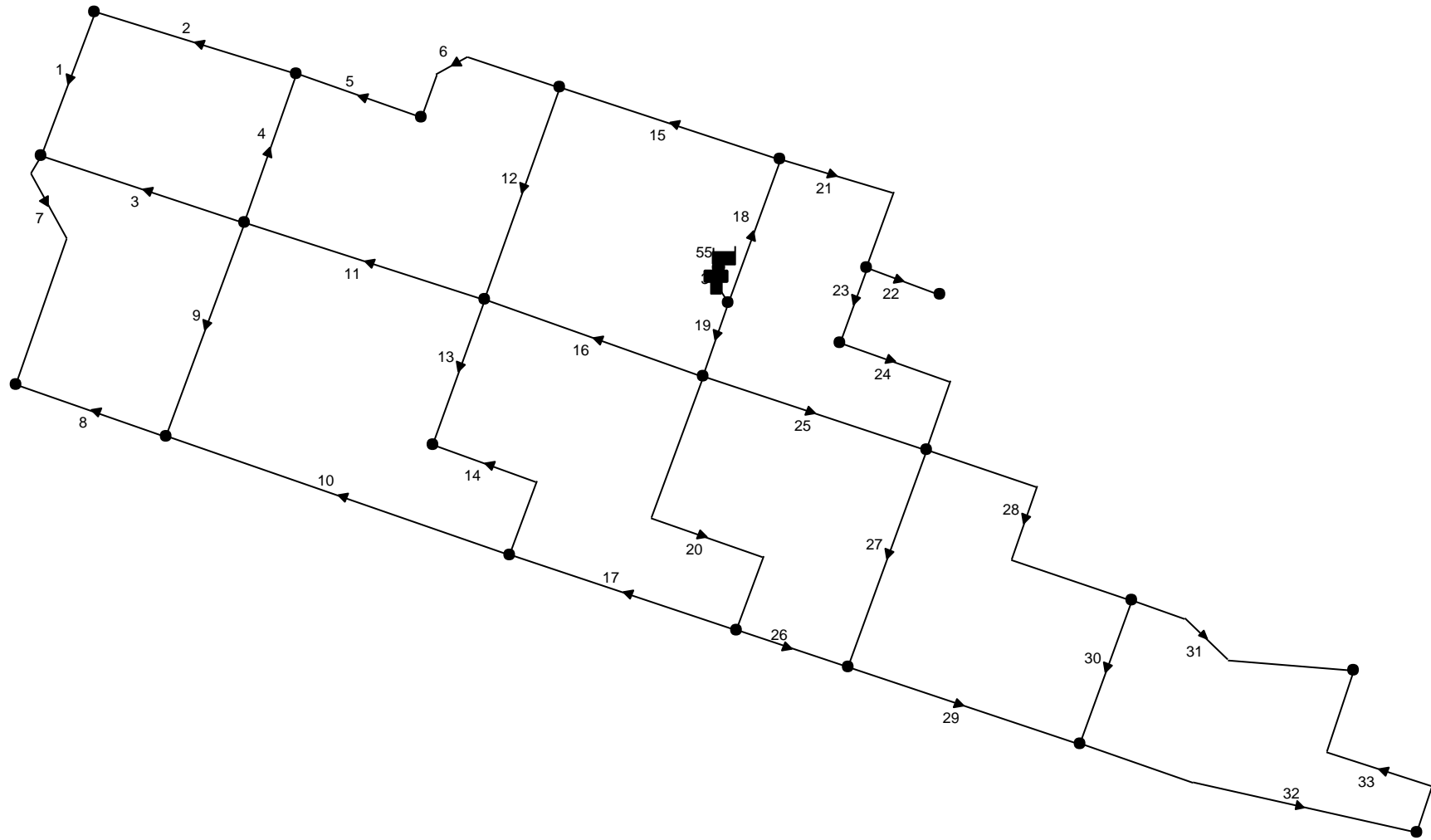
ID Línea	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérdida Unit. m/km	Estado
Tubería 8	-0.01	0.00	0.00	Abierta
Tubería 23	-1.34	0.49	5.24	Abierta
Tubería 26	-1.64	0.60	7.64	Abierta
Tubería 5	1.45	0.37	2.47	Abierta
Tubería 10	0.73	0.18	0.69	Abierta
Tubería 17	1.83	0.46	3.78	Abierta
Tubería 19	12.60	1.45	20.09	Abierta
Tubería 34	-19.19	1.06	7.23	Abierta
Tubería 22	0.33	0.19	1.16	Abierta
Tubería 32	-0.65	0.24	1.38	Abierta
Tubería 33	-0.08	0.05	0.09	Abierta
Tubería 31	0.46	0.26	2.18	Abierta
Tubería 7	0.51	0.19	0.87	Abierta
Tubería 3	-0.78	0.28	1.91	Abierta
Tubería 4	-0.02	0.01	0.01	Abierta
Tubería 11	-2.62	0.66	7.39	Abierta
Tubería 9	0.52	0.30	2.78	Abierta
Tubería 15	-3.29	0.83	11.25	Abierta
Tubería 12	0.42	0.15	0.61	Abierta
Tubería 16	-4.46	0.77	7.77	Abierta
Tubería 13	0.93	0.54	8.10	Abierta
Tubería 14	-0.08	0.05	0.09	Abierta
Tubería 21	2.03	0.74	11.31	Abierta
Tubería 24	0.74	0.27	1.76	Abierta
Tubería 25	2.14	0.78	12.47	Abierta
Tubería 20	4.48	0.77	7.84	Abierta
Tubería 28	1.59	0.58	7.21	Abierta
Tubería 29	1.20	0.44	4.25	Abierta

ID Línea	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérdida Unit. m/km	Estado
Tubería 27	0.56	0.32	3.13	Abierta
Tubería 30	0.12	0.07	0.17	Abierta
Tubería 18	6.59	1.13	16.00	Abierta
Tubería 6	-2.15	0.54	5.13	Abierta
Tubería 2	0.69	0.25	1.54	Abierta
Tubería 1	-0.31	0.11	0.36	Abierta
Bomba 55	27.47	0.00	-24.55	Abierta

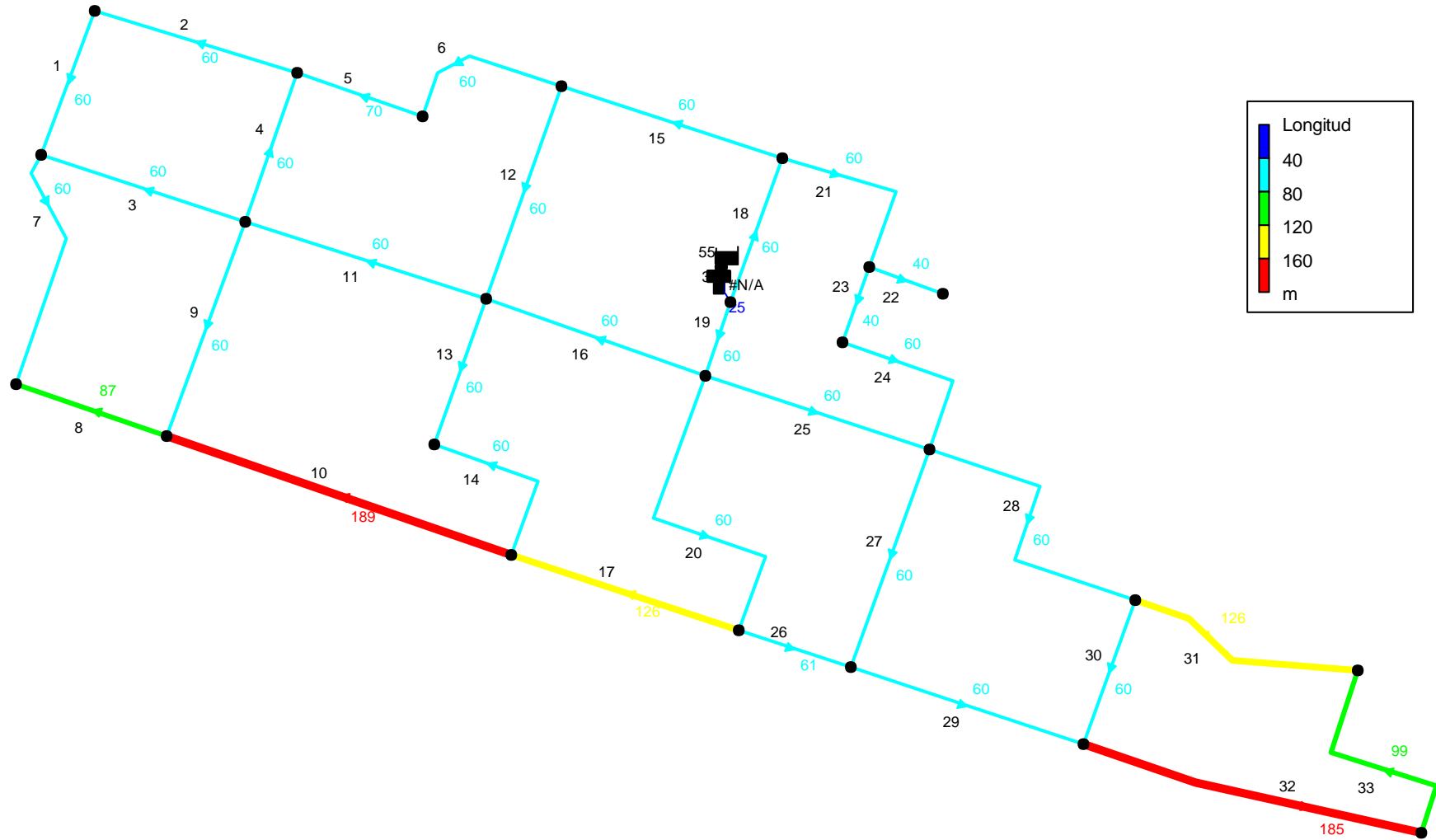
PRESIONES EN LOS NUDOS



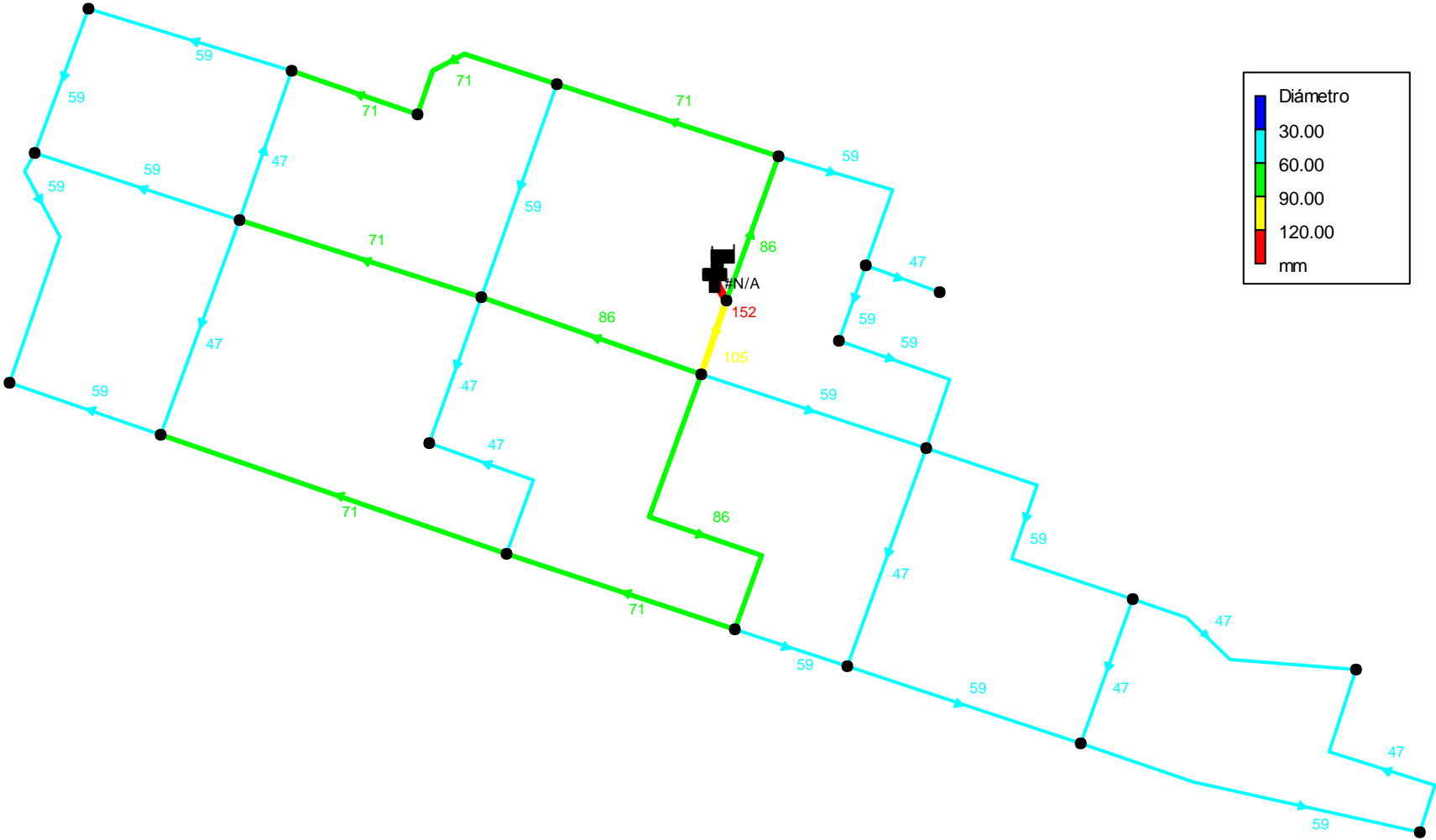
DETALLES DE LAS TUBERIAS



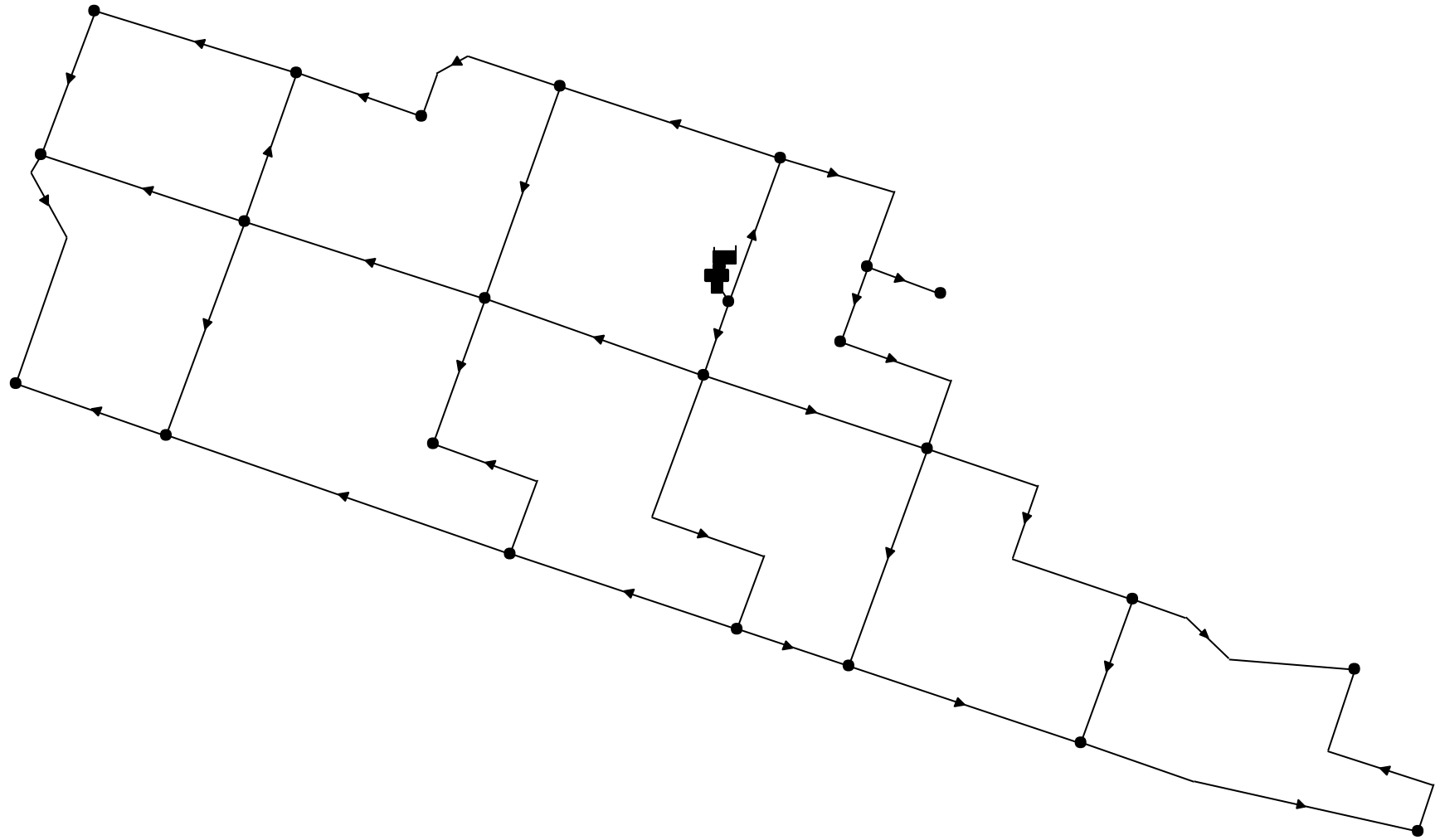
LONGITUD DE LAS TUBERIAS



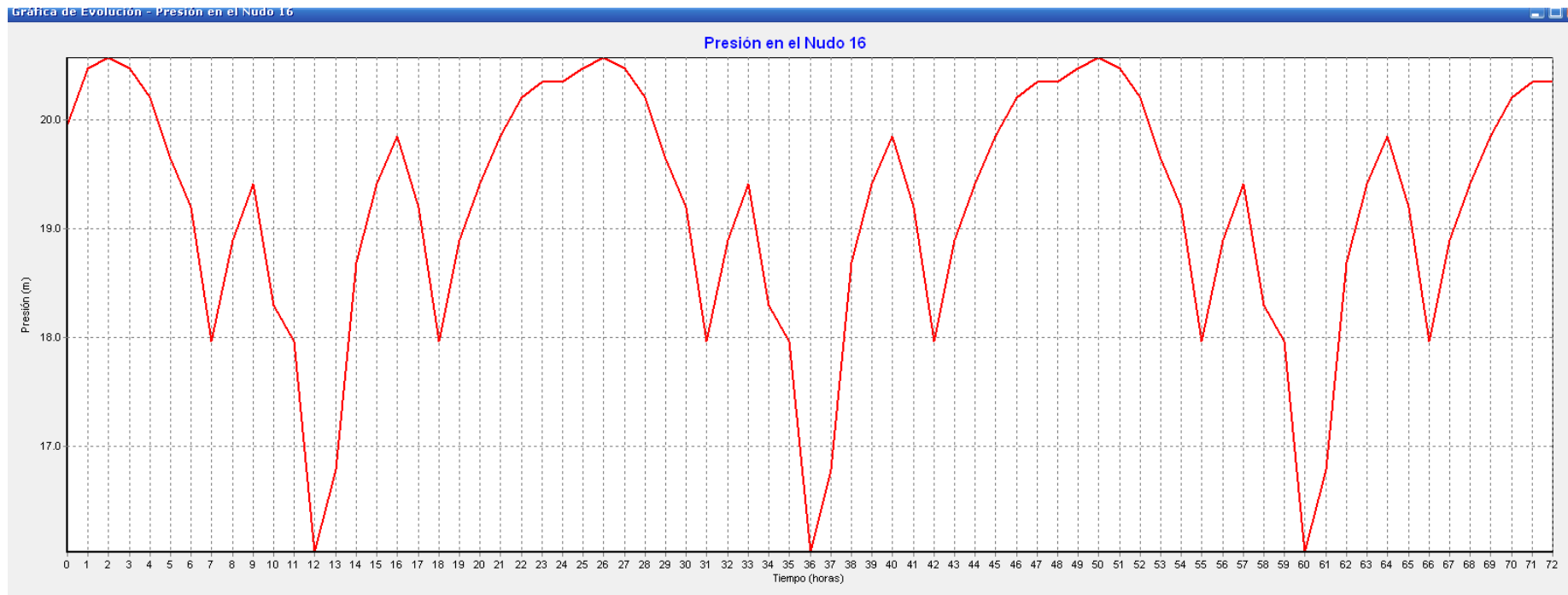
DIAMETRO DE LAS TUBERIAS



SENTIDO DE FLUJO EN LAS TUBERIAS



CURVA DE EVOLUCION PARA LA PRESION NUDO 16



CURVA DE EVOLUCION PARA LA VELOCIDAD TUBERIA 16

