



# **UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO**



## **FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

### **TESIS**

**“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE  
CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO  
DE HUIRAMBA)”**

**Para obtener el título de:**

**Ingeniero Civil**

**PRESENTA:**

**Julio César Reyes Hernández**

**ASESOR:**

**Doctor en caminos canales y puertos. Constantino Domínguez  
Sánchez**

**Tesis apoyada por el Consejo Estatal, Tecnología e Innovación de  
Michoacán (CECTI)**







## AGRADECIMIENTOS

*A Dios*

*Por darme vida, paciencia, inteligencia, sabiduría y fuerzas para poder terminar la meta planteada de concluir mis estudios.*

*A mis padres*

*Por darme su cariño y comprensión, por obligarme a seguir estudiando cuando ya no quería seguir, por el sacrificio tan grande que hicieron para poder pagar los gastos de mis estudios y que gracias a eso hoy valoro más lo que cuesta ganar el dinero, pero sobre todo gracias por creer en mí, por todo gracias a mi Mamá Emilia Alejandra Hernández Jiménez y a mi Papá Antonio Reyes Peña gracias a ustedes soy un Ingeniero los amo.*

*A mis hermanos*

*Por creer que podría lograrlo y que no dejaron que me diera por vencido y también por todos esos sacrificios hechos para que yo pudiera seguir estudiando muchas gracias a Jesús Reyes Hernández, Ma. Guadalupe Reyes Hernández, Antonio Reyes Hernández y Ma. Alejandra Reyes Hernández los quiero a todos.*

*A mi asesor*

*Por darme las herramientas cuando fui su alumno y por el gran apoyo brindado en el día a día de este largo camino que es la tesis, por compartirme sus conocimientos. Dr. Constantino Domínguez Sánchez*

*A mi novia*

*A esa mujer que encontré en mi camino aun sin buscarla, por darme su cariño y amor durante este tiempo y apoyarme en todas mis decisiones para poder seguir adelante, te amo, gracias Julia Inocencia Cortés Sereno*

*A mis amigos*

*Por el gran apoyo y por haber hecho de estos cinco años en la carrera más agradables y que no fueran solo tareas, trabajos y estudiar para exámenes, esos momentos de verlos cada día fueron días de risas y alguna discusión fueron buenas distracciones para soportar todo. Gracias compañeros y grandes amigos de la sección 8, sección 6 y sección 1.*

*A mis profesores*

*Por los conocimientos compartidos y apoyos para lograr las metas planteadas.*

*A mis amigos que encontré en el Laboratorio de Hidráulica*

*Gracias compañeros fue una etapa muy buena de mi vida gracias también por los conocimientos compartidos durante esos 3 años y medio que convivimos. Gracias profesores, tesis tas y servicio social que conocí pero antes que eso son unos muy buenos amigos gracias a todos.*



## ÍNDICE

<b>I.- INTRODUCCIÓN</b> .....	5
<b>II.- ANTECEDENTES GENERALES</b> .....	6
<b>a) GENERALIDADES DEL ESTADO DE MICHOACÁN DE OCAMPO</b> .....	6
<b>1. LA DOTACIÓN Y DEMANDA DEL AGUA POTABLE EN EL ESTADO</b> .....	6
<b>2. DOTACIONES</b> .....	13
<b>3. COBERTURA DE AGUA POTABLE</b> .....	14
<b>4. DISMINIÓN DE PÉRDIDAS EN UNA RED DE AGUA POTABLE</b> .....	15
<b>b) CASO PARTICULAR DE HUIRAMBA</b> .....	17
<b>1. PROBLEMÁTICA RED EXISTENTE DE LA CABECERA MUNICIPAL DE HUIRAMBA</b> .....	23
<b>III.- FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED EXISTENTE</b> .....	24
<b>a) DESCRIPCIÓN DE LA RED</b> .....	24
<b>b) ANÁLISIS DE RESULTADOS</b> .....	32
<b>c) RESULTADOS DE LA RED EXISTENTE.</b> .....	36
<b>IV.- FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED CON SECTORIZACIÓN CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS.</b> .....	37
<b>a) SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS</b> .....	37
<b>b) PERÍODO DE DISEÑO</b> .....	38
<b>c) VIDA ÚTIL DE LA OBRA</b> .....	39
<b>d) CÁLCULO DE POBLACIÓN DE PROYECTO</b> .....	40
<b>e) CÁLCULO DE GASTOS DE DISEÑO</b> .....	50
<b>f) DISEÑO DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN.</b> .....	53
<b>g) PROPIEDADES DEL MATERIAL A EMPLEAR EN LA NUEVA RED.</b> .....	61
<b>h) FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMETRICOS EN RÉGIMEN PERMANENTE</b> .....	62
<b>i) FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMETRICOS EN RÉGIMEN NO PERMANENTE</b> .....	72
<b>1. RED CON SUMINISTRO DE 16 HORAS.</b> .....	73
<b>2. RED CON SUMINISTRO DE 8 HORAS.</b> .....	75
<b>3. RED CON SUMINISTRO DE 5 HORAS.</b> .....	78
<b>V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.</b> .....	83
<b>a) Conclusión de red de distribución existente.</b> .....	83
<b>b) CONCLUSIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMETRICOS EN RÉGIMEN PERMANENTE</b> .....	83



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS  
HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



<b>c) CONCLUSIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS EN RÉGIMEN NO PERMANENTE. ....</b>	<b>84</b>
<b>d) RECOMENDACIONES PARA LA RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA CABECERA MUNICIPAL DE HUIRAMBA. ....</b>	<b>85</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>86</b>

## RESUMEN

Se realizara un estudio de la red existente para conocer la eficiencia con la cual se opera en el municipio de Huiramba, esto con la finalidad de saber si existen anomalías dentro de la misma, esto a razón de varias quejas al organismo operador de agua potable del municipio y una vez conocidas estas anomalías poder buscar las posibles rectificaciones. Se realizara la simulación de la red existente y poder ver las distribuciones de presiones dentro de la localidad para poder identificar las zonas que tienen problemas con las bajas presiones, una vez obtenido esto se evaluarán las probables soluciones utilizando la sectorización con distritos hidrométricos que son los métodos que últimamente son los más empleados para la reducción de pérdidas de presión debidas a las fugas del gasto que transita por las líneas de la red y que consisten en realizar una sectorización colocando dispositivos de aforo al inicio y el punto más alejado del sector, para el conocimiento del gasto que entra y hacer una comparación con el gasto que se tiene en el punto más alejado. Después se simulara la red considerando las adecuaciones previamente discutidas y colocando los nuevos sectores para poder conocer el nuevo comportamiento de la misma y poder evaluar los resultados para poder saber si los cambios considerados fueron los ideales. Las simulaciones se realizarán considerando distintos periodos de suministro con respecto a la ley de variación de demanda para poblaciones pequeñas que nos da la CNA, los suministros son en forma permanente donde la demanda no varía respecto a los coeficientes de la ley de variación de demanda, un suministro de 16 horas, un suministro con variación de 8 horas y un suministro con variación de 5 horas en los que se harán los cálculos de las presiones en cada uno de los nodos y el cálculo de las velocidades en cada una de las líneas para poder conocer cuál es el escenario que presenta la mayor eficiencia para tener el menor número de anomalías posibles. Realizando las simulaciones con el software Epanet.

### PALABRAS CLAVE:

Red. Sectorización. Distrito Hidrométrico. Agua Potable. Municipio.

## ABSTRACT

A study of the existing network for the efficiency with which it operates in the town of Huiramba , place this in order to know if there are abnormalities in the same , that the rate of several complaints to the utility's drinking water municipality and once these anomalies known to look for possible corrections. Simulation of the existing network was done and to see the distribution of pressures within the site to identify areas that have problems with low pressure , after obtaining this probable solutions are evaluated using sectorization with hydrometric districts are methods that are ultimately used for the reduction of pressure loss due to leakage of expenditure lines passing through the network and include establishing an sectorization placing measurement devices at the beginning and the farthest point of the sector to knowledge of spending hard and make a comparison with the expense that is taken into the farthest point . After simulating the network is considering the previously discussed adjustments and placing new sectors to meet the new behavior of it and evaluate the results to see if the changes were considered ideal. Simulations were carried out considering different periods of supply with respect to the law of variation of demand for small populations gives the CNA , supplies are permanently where demand does not vary with respect to the coefficients of variation of the law of demand , a supply of 16 hours, variation of supply with a supply 8 hours with 5-hour variation in the estimates of the pressures in each of the nodes and the calculation of the velocities in each of the lines to be made to know what is the scenario that has the highest efficiency to have the fewest possible anomalies . Performing simulations with Epanet software.

## KEYWORDS:

Network. Sectorisation. Hydrometer District. Potable Water. Municipality



## I.- INTRODUCCIÓN

Se estima que la eficiencia de la red de abastecimiento de agua potable de la cabecera municipal de Huiramba es baja, aunque no se tienen datos que corroboren la certeza de esta problemática y cuál es el grado de la misma se tienen muchas quejas registradas en la oficina del oopas por parte de los pobladores de dicho lugar.

La principal queja registrada es que no se cuenta con la fuerza suficiente para que logre subir el agua hasta las zonas alejadas de la localidad. Otras más son reportes de fugas en distintos puntos de la red.

En este trabajo se pretende realizar una simulación funcionamiento hidráulico a partir del estado actual de la red. Posteriormente se hará el funcionamiento hidráulico de la red sustituyendo el material por otro que asegure un aumento en las presiones disponibles.

En el capítulo IV se hará la simulación de la red con sectorizaciones y distritos hidrométricos para la reducción de las pérdidas en toda la red, dentro de las simulaciones se tendrán distintos escenarios de tiempo siendo 16, 8 y 5 horas de suministro en los que se podrán observar las presiones y velocidades para los distintos horarios de suministro y así lograr el horario de suministro que mejor convenga a la población en función a presiones y velocidades.

Los objetivos generales son identificar los problemas de la red existente y resolverlos para que la población no sufra de la escasa agua.



## II.- ANTECEDENTES GENERALES

### a) GENERALIDADES DEL ESTADO DE MICHOACÁN DE OCAMPO

#### 1. LA DOTACIÓN Y DEMANDA DEL AGUA POTABLE EN EL ESTADO.

En el estado se tienen distintos usos consuntivos del agua entre los cuales se tienen en primer lugar al agrícola con un 87.9%, seguido del sector público con un 5.4% y el sector industrial con un valor de 3.7%, el 3% restante se subdivide entre el uso pecuario y el múltiple.

*Grafica 1 USOS CONSUNTIVOS DEL AGUA EN EL ESTADO DE MICHOACÁN DE OCAMPO.*



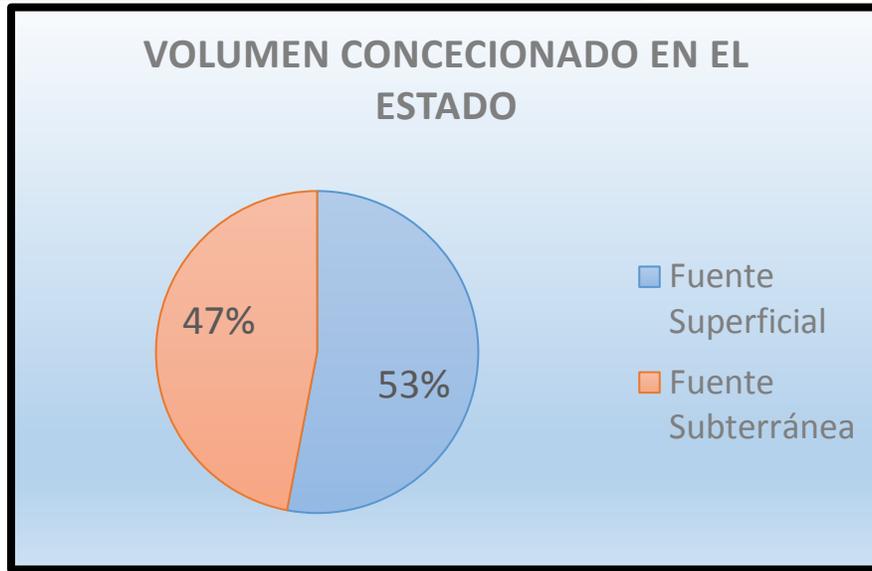
Respecto al volumen total concesionado en la entidad, éste asciende a 272 hm<sup>3</sup>/año, correspondiendo 53% a agua superficial (se incluyen los manantiales), y 47% a subterráneas. Sin embargo, el volumen extraído es muy superior al concesionado, siendo éste último 54% del total de agua extraída.



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Grafica 2 VOLUMEN CONCECIONADO EN EL ESTADO DE ICHOACÁN DE OCAMPO.



La fuente superficial es generalmente estudiada por el área de hidrología superficial la cual se encarga de la regulación y estudio de las cuencas, a través de los ciclos del agua. En el siguiente recuadro se indican algunas de las cuencas en el estado de Michoacán de Ocampo y sus municipios ubicados en las mismas. Se puede observar que el municipio de Huiramba pertenece a la cuenca cerrada Lago de Cuitzeo.

Tabla 1 CLASIFICACIÓN MUNICIPAL POR CUENCAS Y SUBREGIONES DE PLANEACIÓN.

Subregión de Planeación	Cuenca		Municipios (Clave y Nombre)
	Clave	Nombre	
Alto Lerma	12-D	Río Lerma 2	16031 Epitacio Huerta
	12-E	Río Lerma 3	16017 Contepec, 16041 Irímbo, 16050 Maravatío, 16080 Senguío, 16093 Tlalpujahua.
	12-Q	Cuenca Cerrada Lago de Pátzcuaro	16032 Erongarícuaro, 16073 Quiroga, 16066 Pátzcuaro, 16100 Tzintzuntzan
	12-R	Cuenca Cerrada Lago de Cuitzeo	16001 Acuitzio, 16040 Indaparapeo, 16003 Álvaro Obregón, 16048 Lagunillas, 16018 Copandaro de Galeana, 16053 Morelia, 16020 Cuitzeo, 16072 Queréndaro 16022 Charo, 16078 Santa Ana Maya, 16027 Chucándiro, 16088 Tarímbaro, 16036 Huandacareo, 16110 Zinapécuaro, 16039 Huiramba
Medio Lerma	12-L	Río Angulo	16004 Angamacutiro, 16054 Morelos, 16016 Coeneo, 16056 Nahuatzen, 16037 Huaniqueo, 16063 Panindicuaro, 16044 Jiménez, 16107 Zacapu
	12-M	Río Lerma 5	16071 Puruandiro, 16113 José Sixto Verduzco
	12-N	Río Lerma 6	16060 Numarán, 16069 La Piedad, 16067 Penjamillo, 16109 Zinaparo
Bajo Lerma	12-Ñ	Río Duero	16023 Chavinda, 16084 Tangamandapio, 16024 Cherán, 16085 Tangancicuaro 16025 Chilchota, 16094 Tlazazalca, 16043 Jacona, 16108 Zamora, 16070 Purepero
	12-P	Río Lerma 7	16011 Briseñas, 16074 Cojumatlán de Regules, 16028 Churintzio, 16076 Sahuayo, 16030 Ecuandureo, 16086 Tanhuato, 16042 Ixtlán, 16103 Venustiano Carranza, 16045 Jiquilpan, 16104 Villamar, 16051 Marcos Castellanos, 16105 Vista Hermosa, 16062 Pajacuaran, 16106 Yurecuaro



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”

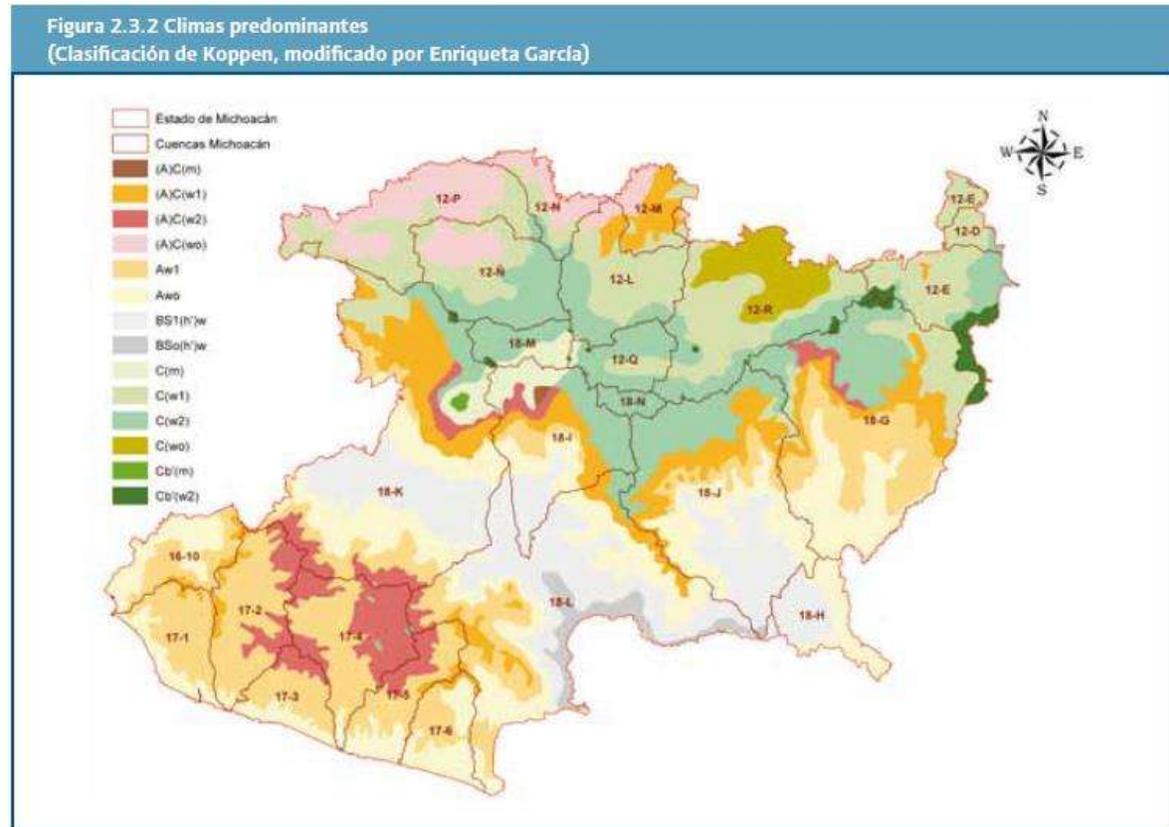


En lo que corresponde al clima en la zona norte del estado, correspondiente a la zona Lerma-Chapala, donde se predomina el clima templado subhúmedo. En estas zonas, se tiene Morelia, Pátzcuaro, La Piedad, Zamora.

En la zona media de Michoacán, correspondiente a la región hidrológica del Río Balsas predomina el clima cálido subhúmedo y semiárido cálido. Las principales localidades de esta zona son: Apatzingán, Huetamo, Nueva Italia, Tepalcatepec y Lombardía.

En el siguiente mapa se pueden observar los distintos climas que se tienen en el estado.

*Figura 1 CLIMAS PREDOMINANTES EN EL ESTADO..*



Programa hídrico visión 2030 del estado de Michoacán de Ocampo (pag. 20)

La precipitación media en el estado varía entre los 400 a 2 000 milímetros anuales, registrándose los valores más bajos en la franja central de las cuencas 18-KRío Tepalcatepec y 18-L Bajo Río Balsas. En las Cuencas de la Costa de Michoacán predominan precipitaciones entre 800 a 1 200 mm/año; y en el norte del estado, en las cuencas de la zona hidrológica Lerma Chapala, la precipitación varía desde los 600 hasta los 1 200 mm/año. El 89% de la Lluvia ocurre de junio a octubre.

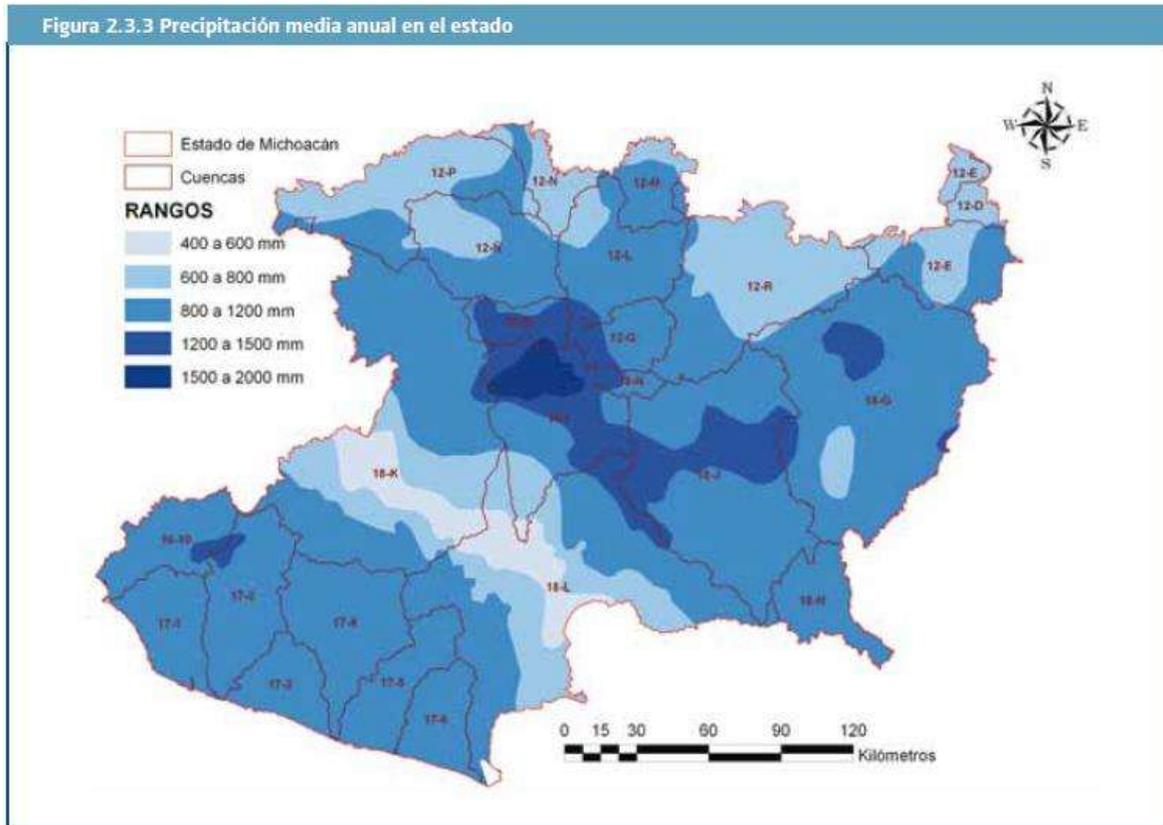


## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



En el siguiente mapa se muestra la precipitación de las distintas regiones del estado de Michoacán de Ocampo.

*Figura 2 PRESIPITACIÓN MEDIA ANUAL EN EL ESTADO.*



Programa hídrico visión 2030 del estado de Michoacán de Ocampo (pag. 21)

La evaporación potencial es incluso mayor que la precipitación. Por ello, en el ciclo hidrológico juega un papel muy importante la infiltración y la recarga subterránea como una forma de mantener las reservas de agua durante la temporada de estiaje que además abastece a las corrientes y cuerpos de agua superficiales mediante el escurrimiento base de los ríos.



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



En la siguiente tabla se muestran algunas magnitudes del escurrimiento y el rendimiento para algunas de las regiones hidrológicas del estado.

*Tabla 2 CUENCAS HIDROLÓGICAS EN MICHOACÁN.*

Región hidrológica	Cuenca		Escurrimiento total (hm <sup>3</sup> /año)	Escurrimiento Estatal*(hm <sup>3</sup> /año)	Rendimiento (hm <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /año)
	Clave	Nombre			
RH 12 Lerma Santiago	12-D	Río Lerma 2	460.3	49.6	0.18
	12-E	Río Lerma 3	369.1	227.8	0.13
	12-Q	C.C. Lago de Pátzcuaro	152.3	152.3	0.14
	12-R	C.C. Lago de Cuitzeo	452.6	416.3	0.12
	12-L	Río Angulo	284.0	284.0	0.14
	12-M	Río Lerma 5	482.1	66.0	0.07
	12-N	Río Lerma 6	233.2	88.0	0.12
	12-Ñ	Río Duero	457.8	457.8	0.21
	12-P	Río Lerma 7	943.9	408.6	0.14
		Subtotal		3 835.3	2150.4
RH16 Armería-Coahuayana	16-10	Río Coahuayana-Michoacán	468.4	468.4	0.34
RH17 Costa de Michoacán	17-1	Río Águila-Ostula	191.1	191.1	0.14
	17-2	Río Coalcomán	540.8	540.8	0.27
	17-3	Ríos Marmeyera-Tupitina	167.2	167.2	0.16
	17-4	Río Nexpa	370.8	370.8	0.16
	17-5	Río Chula	196.4	196.4	0.14
	17-6	Río Acapulcan	157.3	157.3	0.15
		Subtotal		1 623.6	1 623.6
RH18 Balsas	18-G	Río Cutzamala	2 246.5	1 424.2	0.21
	18-H	Medio Río Balsas	3 921.3	205.3	0.18
	18-I	Río Cupatitzio	1 118.6	1 118.6	0.42
	18-J	Río Tacámbaro	917.9	917.9	0.17
	18-K	Río Tepalcatepec	1 734.0	1 155.6	0.15
	18-L	Bajo Río Balsas	1 261.1	687.0	0.09
	18-M	C.C. Paracho-Nahuatzen	83.2	83.2	0.10
	18-N	C.C. Zirahuén	40.2	40.2	0.14
	Subtotal		11 322.8	5 632.0	0.17
<b>Total Estatal</b>			<b>17 250.1</b>	<b>9 874.4</b>	<b>0.15</b>

Programa hídrico visión 2030 del estado de Michoacán de Ocampo (pag. 26)



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



En la siguiente tabla se muestran distintas cuencas del estado de Michoacán de Ocampo con sus respectivas obras como lo son los bordos y presas.

*Tabla 3 CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO DE PRESAS Y BORDOS POR CUENCAS.*

Subregión de Planeación	Cuenca		Presas			Bordos		
	Clave	Nombre	Núm.	Cap. Total hm <sup>3</sup>	Cap. Útil hm <sup>3</sup>	Núm.	Cap. Total hm <sup>3</sup>	Cap. Útil hm <sup>3</sup>
Alto Lerma	12-D	Río Lerma 2	3	539.00	298.40	14	3.08	2.54
	12-E	Río Lerma 3	15	51.43	38.95	57	8.39	6.91
	12-Q	C. C. Lago de Pátzcuaro	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
	12-R	C. C. Lago de Cuitzeo	12	129.29	96.94	9	2.92	2.40
	Subtotal		30	719.72	434.29	80	14.39	11.85
Medio Lerma	12-L	Río Angulo	7	235.55	205.00	4	4.97	4.09
	12-M	Río Lerma 5	9	39.31	25.84	13	2.40	1.98
	12-N	Río Lerma 6	15	30.07	17.81	10	1.87	1.54
	Subtotal		31	304.93	248.65	27	9.24	7.61
Bajo Lerma	12-Ñ	Río Duero	13	34.29	17.99	18	4.05	3.34
	12-P	Río Lerma 7	25	119.46	92.99	14	5.76	4.74
	Subtotal		38	153.75	110.98	32	9.81	8.08
Costa de Michoacán	16-10	Río Coahuayana Mich.	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
	17-1	Ríos Aguila-Ostula	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
	17-2	Río Coalcomán	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
	17-3	Ríos Marmeyera-Tupitina	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
	17-4	Río Nexpa	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
	17-5	Río Chula	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
	Subtotal		0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
	Medio Balsas	18-G	Río Cutzamala	7	256.90	193.70	4	1.48
	18-H	Medio Río Balsas	1	8.50	6.51	0	0.00	0.00
Subtotal		8	265.40	200.21	4	1.48	1.21	
Bajo Balsas	17-6	Río Acapulcan	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
	18-I	Río Cupatitzio	3	4.70	4.20	0	0.00	0.00
	18-J	Río Tacámbaro	1	0.00	0.00	0	0.00	0.00
	18-K	Río Tepalcatepec	3	681.75	501.00	0	0.00	0.00
	18-L	Bajo Río Balsas	4	12 776.50	5 190.35	0	0.00	0.00
	18-M	C. C. Paracho-Nahuatzen	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
	18-N	C. C. Zirahuén	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
Subtotal		11	13 462.95	5 695.55	0	0.00	0.00	
<b>Total</b>			<b>118</b>	<b>14 906.75</b>	<b>6 689.68</b>	<b>143</b>	<b>34.91</b>	<b>28.76</b>

Fuente: Dirección Local Michoacán, CONAGUA 2007.

Programa hídrico visión 2030 del estado de Michoacán de Ocampo (pag. 27)

El agua subterránea, en Michoacán se cuentan con 21 acuíferos, que concentran una recarga de 1,946.9 hm<sup>3</sup>/año. De acuerdo a la información oficial de la CONAGUA, correspondiente al año 2002, de los 21 acuíferos, ocho se encontraban sobreexplotados.

De estos últimos, resaltan los acuíferos Pastor Ortiz-La Piedad y Ciudad Hidalgo-Tuxpan como los casos más severos, repercutiendo negativamente en los costos de extracción, por el abatimiento en los niveles de agua en los pozos profundos; lo que en algunos casos se traduce también en hundimientos en las zonas urbanas, afectando las edificaciones. Esta situación pone en riesgo el abasto de agua a la población, que utiliza primordialmente este tipo de fuente por presentar una mejor calidad. Destaca el caso del acuífero Morelia-Queréndaro y Lagunillas-Pátzcuaro, donde se estima que la población de las localidades de Morelia y Pátzcuaro, continuará creciendo por lo menos en el horizonte al 2030. El



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



volumen total sobreexplotado es de 225.4 hm<sup>3</sup>/año, en tanto, que el disponible es de 608.7 hm<sup>3</sup>/año.

Tabla 4 BALANCE HIDRÁULICO DE LOS ACUIFEROS, AÑO 2002.

Clave	Acuífero		Recarga total media anual (hm <sup>3</sup> /año)	Descarga Natural comprometida (hm <sup>3</sup> )	Volumen anual concesionado REPDA (hm <sup>3</sup> /año)	Disponibilidad (hm <sup>3</sup> )	Valor Geo-hidroológico	Condición Geohidrológica
	Nombre							
1601	Maravatio-Contepec-Epitacio Huerta		109.8	-	42.15	67.65	0.38	Subexplotado
1602	Morelia -Queréndaro		221.28	-	225.58	-4.3	1.02	Sobreexplotado
1604	Lagunillas-Pátzcuaro		21.97	-	24.9	-2.93	1.13	Sobreexplotado
1605	Pastor Ortiz-La Piedad		28.7	0.11	127.43	-98.84	4.44	Sobreexplotado
1606	Zacapu		129.35	-	5.41	123.94	0.04	Subexplotado
1607	Ciénega de Chapala		14.4	-	72.01	-57.61	5	Sobreexplotado
1608	Zamora		308.5	180.18	77.59	50.73	0.25	Subexplotado
1609	Briseñas-Yurécuaro		121	2	132.96	-13.96	1.1	Sobreexplotado
1610	Ciudad Hidalgo-Tuxpan		38	13.66	66.13	-41.79	1.74	Sobreexplotado
1611	Tacámbaro-Turicato		33.07	-	4.36	28.71	0.13	Subexplotado
1612	Huetamo		3.48	-	2.49	0.99	0.71	Subexplotado
1614	Uruapan		97.3	29.5	17.35	50.45	0.18	Subexplotado
1615	La Huacana		5.5	-	4.74	0.76	0.86	Subexplotado
1616	Nueva Italia		99.2	0.28	5.03	93.89	0.05	Subexplotado
1617	Lázaro Cárdenas		15.74	-	9.58	6.16	0.61	Subexplotado
1618	Playa-Azul		5	-	0.27	4.73	0.05	Subexplotado
1619	Ostula		6	-	3.54	2.46	0.59	Subexplotado
1620	Apatzingán		494.4	94.61	221.84	177.95	0.45	Subexplotado
1621	Coahuayana		8.8	-	8.57	0.23	0.97	Subexplotado
1622	Cotija		134.8	92.73	43.05	-0.98	0.32	Sobreexplotado
1623	La Piedad		50.7	-	55.72	-5.02	1.1	Sobreexplotado
	Total		1 946.99	413.07	1 150.7			

Fuente: Balance Hidráulico de los Acuíferos de Michoacán, Departamento de aguas subterráneas, CONAGUA, 2007. (\*) Valores correspondientes al REPDA, al 30 de Abril de 2002.

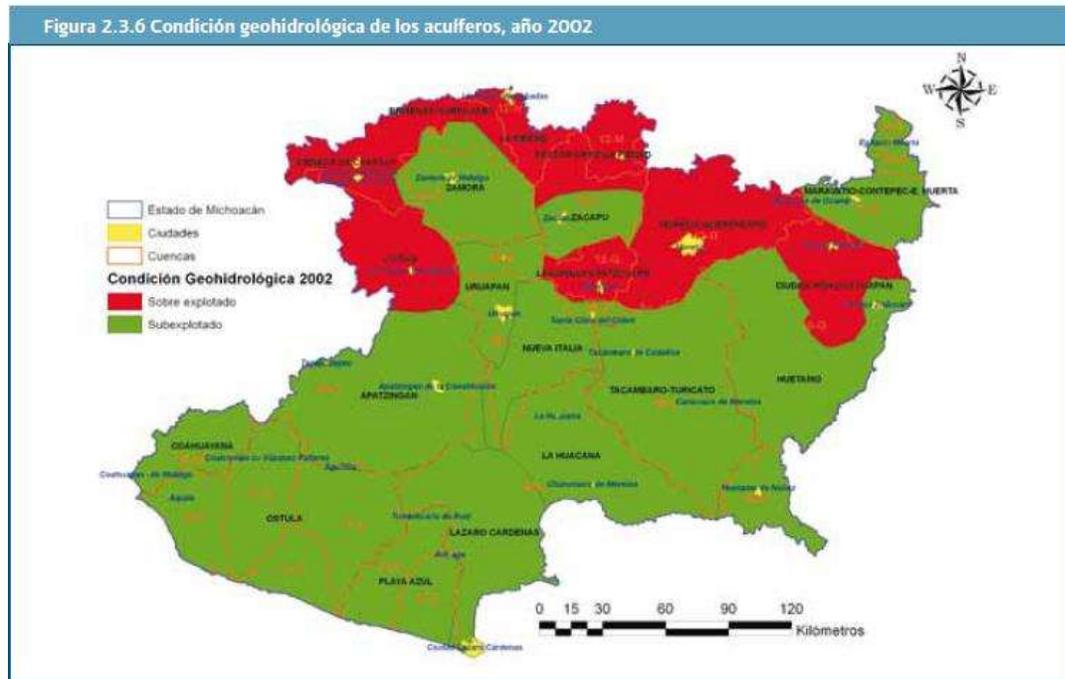
Programa hídrico visión 2030 del estado de Michoacán de Ocampo (pag. 29)



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Figura 3 *CONDICIÓN GEOHIDROLÓGICA DE LOS ACUIFEROS, AÑO 2002.*



Fuente: Balance Hidráulico de los Acuíferos de Michoacán, Departamento de aguas subterráneas, CONAGUA, 2007.

Programa hídrico visión 2030 del estado de Michoacán de Ocampo (pag. 30)

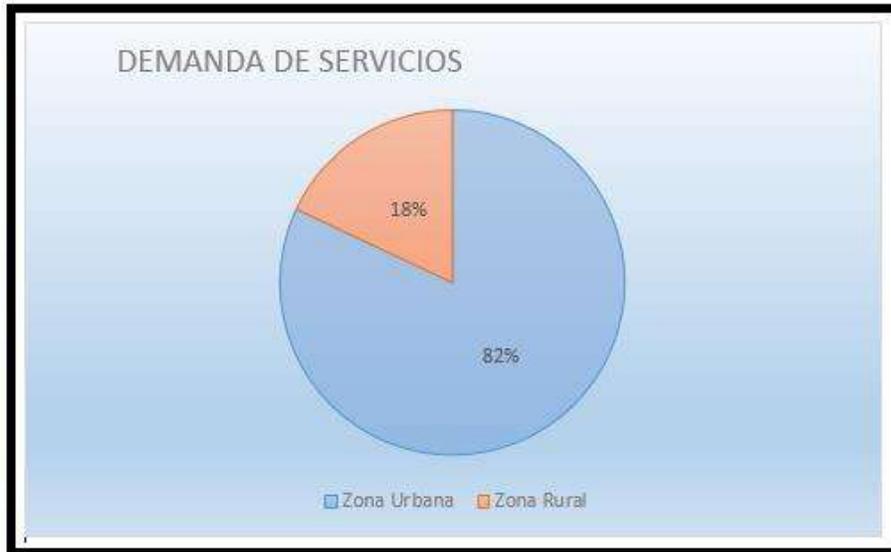
## 2. DOTACIONES

La dotación media de agua potable en el estado es 349 l/hab/día, 26% mayor que el promedio nacional (278 l/hab/día) teniéndose valores extremos de 162 l/hab/día en la cuenca cerrada Zirahuen y de 505 l/hab/día en la cuenca Aguila-Ostula.

Respecto a la demanda de este servicio, se estimó en 507 hm<sup>3</sup>/año para el año 2007, correspondiendo 82% a la zona urbana; y 18%, a la rural.



Grafica 3 DEMANDA DE SERVICIOS.



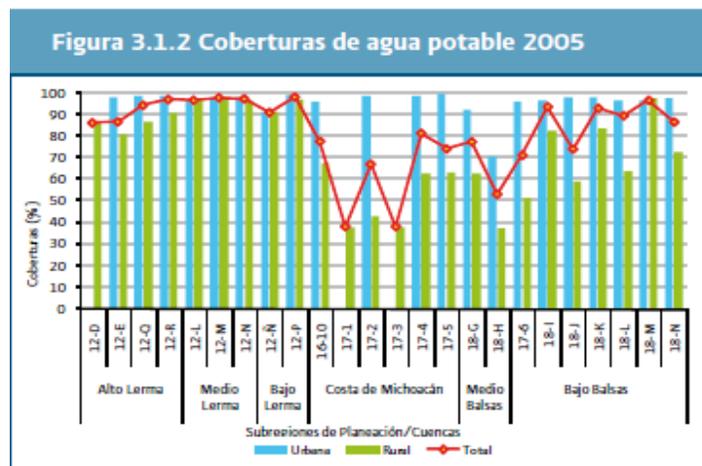
### 3. COBERTURA DE AGUA POTABLE

En Michoacán la cobertura global del servicio de agua potable fue de 90.8% en el año 2005, presentando valores de 96.3% y 79.3%, en la zona urbana y rural, respectivamente. Para finales de 2007 se estimó que la cobertura global fue de 91.6%; lo que significa un crecimiento de 0.8% en dos años.

Los municipios que presentan coberturas inferiores a 50% en la zona urbana son: Epitacio Huerta, Senguio, Chucándiro, Lagunillas, Morelos, Huaniqueo, Zinaparo, Churintzio, Chinicuila, Aquila, Aporo, Susupuato, Tuzantla, Tzitzio y Nuevo Urecho.

Los municipios que presentan coberturas inferiores a 50% en la zona rural son: Acuitzio, Chinicuila, Aquila, Coalcomán, Angangueo, Ocampo, Tiquicheo, Tuzantla, Tzitzio, Huetamo, San Lucas, Carácuero, Madero, Nocupétaro y Churumuco.

Figura 4 COBERTURAS DE AGUA POTABLE.





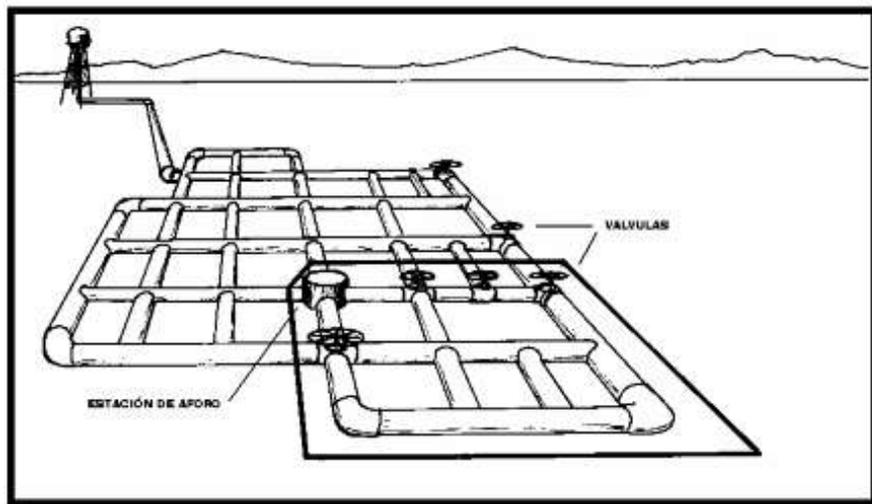
Uno de los principales problemas del subsector son las elevadas pérdidas de agua en los sistemas de abasto por insuficiente mantenimiento y rehabilitación de la infraestructura existente, se considera que la eficiencia física es de 59%. Si esta eficiencia pudiera incrementarse hasta un nivel deseable de 75%, y considerando además los diferentes climas y consumos recomendados por la CONAGUA para cada nivel socioeconómico, la dotación media deseable sería de 165 l/hab/día; es decir 47% de la real. La recuperación del agua que se pierde, principalmente en fugas, podría representar una reserva de agua futura, disminuyendo la necesidad de nuevas extracciones y preservando las fuentes de.

#### 4. DISMINIÓN DE PÉRDIDAS EN UNA RED DE AGUA POTABLE

Una de las problemáticas más comunes en una red de abastecimiento de agua potable es debido a la gran edad de las tuberías y la gran falta de cultura para la rehabilitación preventiva de la red de abastecimiento de agua potable.

Debido a que no se tiene esta cultura de prevención se han implementado distintos métodos para la localización de fugas y de aumentar la eficiencia de toda la red. Una de las formas para disminuir las pérdidas de presiones y de agua en una red de abastecimiento de agua potable es mediante sectorización y distritos hidrométricos.

*Figura 5 SECCIONAMIENTO DE UNA RED DE ABASTECIMIENTO.*



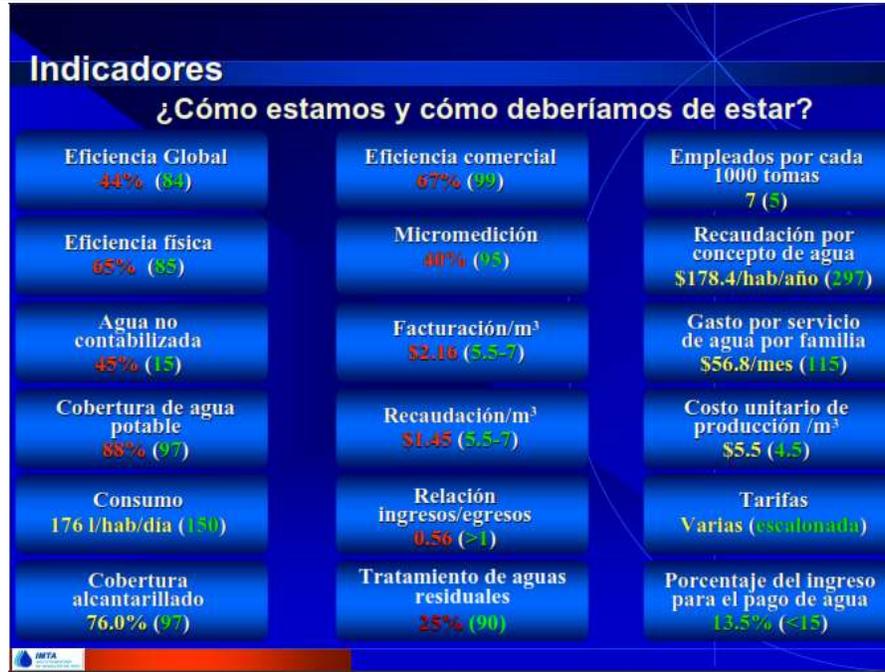
En México existen distintas ciudades que han implementado la sectorización mediante distritos hidrométricos para la eliminación de pérdidas de presión debidas a fugas en la red de abastecimiento de agua potable como lo son México, Chetumal, Querétaro, Reynosa, Cuernavaca, Guadalajara y León.

Según el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) se tienen distintos indicadores respecto del agua potable que se tienen en el año 2000 con respecto a lo que se deberían tener. En la siguiente figura se muestran los distintos indicadores.



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”

Figura 6 INDICADORES DE REDES DE AGUA POTABLE EN EL PAIS.



También se realizaron dentro del mismo estudio en el (IMTA) la eficiencia de sus redes de abastecimiento de agua potable en distintas ciudades del país.

Grafica 4 EFICIENCIA GLOBAL DE DIVERSAS CIUDADES DEL PAIS.



Recomendaciones clave para hacer más eficiente y eficaz la reducción de pérdidas de agua según el IMTA.



## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”

- Construir sectores en la red de distribución y los distritos hidrométricos con las tuberías secundarias.
- Integrar un grupo técnico dentro del organigrama con capacitación activa, recursos económicos y materiales, cuya única misión sea la de reducir y controlar las pérdidas de agua y hacer más eficiente el sistema.
- Elaborar anualmente el diagnóstico de pérdidas de agua potable y sistematizar permanentemente el programa de inversiones basado en sus resultados de equilibrio económico.

En el estado de Michoacán se tienen distintas localidades en las cuales se implementó la sectorización mediante distritos hidrométricos para la eliminación de fugas en el abastecimiento de agua potable.

Se realizaron estudios en la localidad de Pátzcuaro para la recuperación de agua potable mediante distritos hidrométricos para mejorar la eficiencia de la red de abastecimiento de agua potable mediante el monitoreo de la red para poder localizar las fugas que existen en la misma en distrito hidrométrico Itzi-Huiriatá.

En Quiroga se realizó el distrito hidrométrico Atenas II en el cual se realizaron los estudios previos para realizar la sectorización, así como las distintas evaluaciones de presiones para la verificación de pérdidas para su posterior rectificación. Las mediciones de las pérdidas son realizadas en distintos puntos estratégicos y medidos durante un periodo de tiempo, para la ubicación de las fugas y poder repararlas para mejorar la eficiencia en la red de abastecimiento de agua potable de la localidad de Quiroga para el distrito hidrométrico Atenas II.

### **b) CASO PARTICULAR DE HUIRAMBA.**

Huiramba se convirtió en municipio en 1950, está localizada al centro del estado, en las coordenadas 19° 33" de latitud Norte y 101° 26" de longitud Oeste, en una altura de 2100 Metros sobre el nivel del mar. Limita al Norte con TZINTZUNTZAN Y LAGUNILLAS, al este con MORELIA Y ACUITZIO, al sur con SALVADOR ESCALANTE Y TACAMBARO, y al oeste con PATZCUARO. Con una distancia a la capital del estado (Morelia) de 35 Km. Cuenta con una superficie territorial de 79.34Km<sup>2</sup>. FUENTE (PERIÓDICO OFICIAL DEL GOBIERNO CONSTITUCIONAL DEL ESTADO DE MICHOACÁN DE OCAMPO, TOMO CXXXVI JUEVES 30 DE JUNIO DEL 2005)



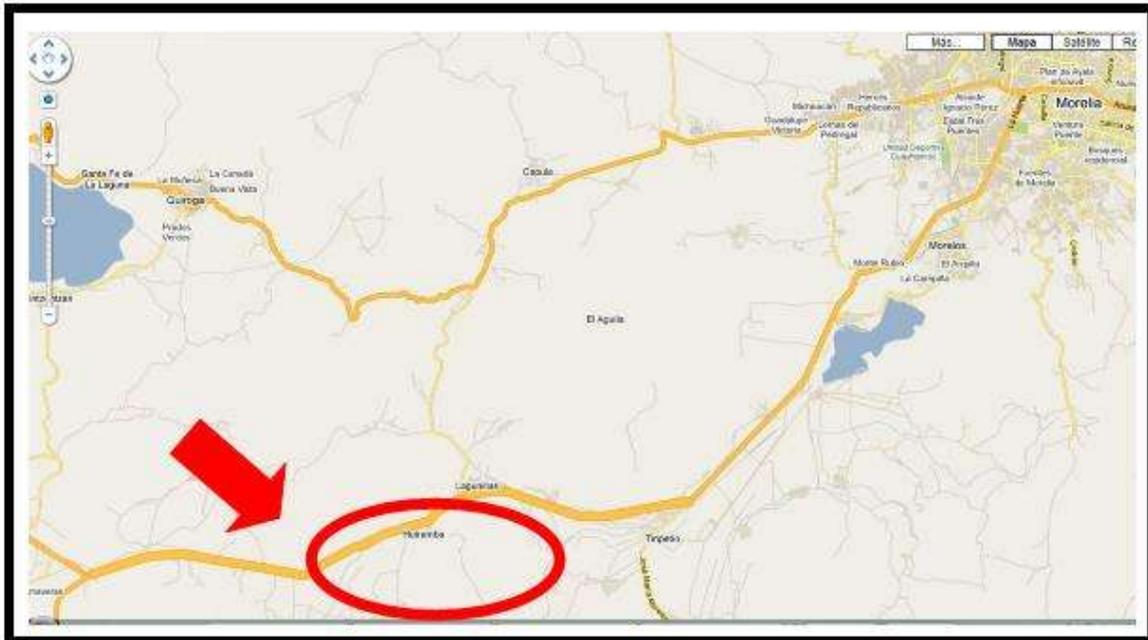
# “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Figura 7 MICROLOCALIZACIÓN DEL MUNICIPIO DE HUIRAMBA.



Figura 8 MACROLOCALIZACIÓN DEL MUNICIPIO DE HUIRAMBA.



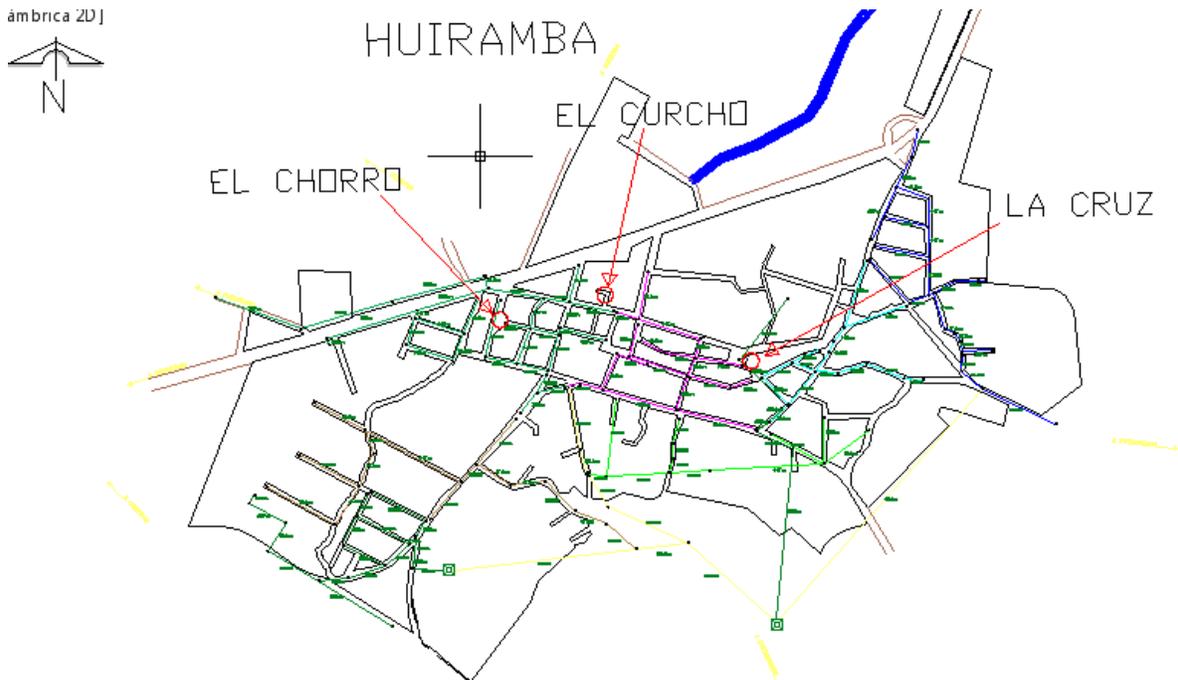
La hidrología que la compone es de manantiales de agua fría ubicados en la cabecera municipal.



## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”

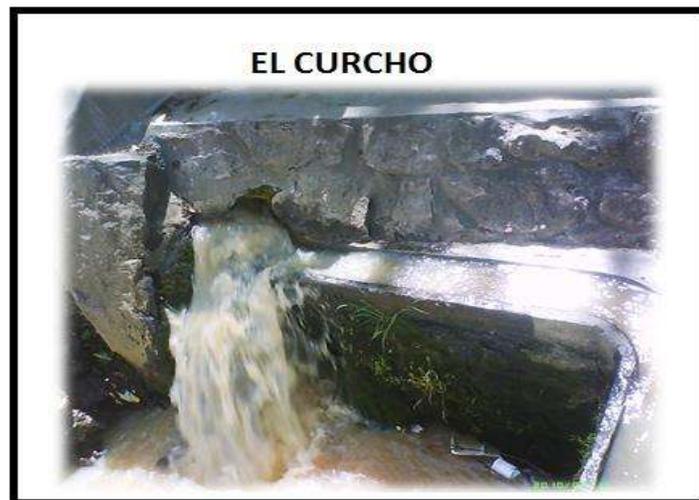


*Figura 9 CROQUIS DE LA TRAZA DE LA CIUDAD E IDENTIFICACION DE MANANTIALES..*



El Curcho. Se encuentra frente al Auditorio Municipal. Parte de su curso pasa por un jardín con quioscos administrado por el Ayuntamiento.

*Figura 10 MANANTIAL EL CURCHO*



El Chorro. A veces también es referido simplemente como "El Ojo de Agua ". Se encuentra a dos cuadras al oeste de Conjunto Parroquial.



*Figura 11 MANANTIAL EL CHORRO*



El ojo de agua la cruz. Se encuentra aproximadamente a dos cuadras al este de la Plaza principal. Hay un pequeño jardín alrededor del nacimiento.

*Figura 12 MANANTIAL EL OJO DE AGUA LA CRUZ*



Su clima es templado con lluvias en verano, con una precipitación pluvial de  $995.5\text{mm}^3$  anual y temperaturas que oscilan entre los  $2^\circ$  y  $25^\circ$  C. FUENTE (PERIÓDICO OFICIAL DEL GOBIERNO CONSTITUCIONAL DEL ESTADO DE MICHOACÁN DE OCAMPO, TOMO CXXXVI JUEVES 30 DE JUNIO DEL 2005)

La cabecera municipal cuenta con red de agua potable desde 1985 aproximadamente debido a que antes de este periodo solo se tenían llaves públicas en las cuales las personas se abastecían del vital líquido, después de los estudios correspondientes se construyó la red de agua potable misma que opera desde 1985 hasta estos días. La red se abastece del agua subterránea mediante un pozo con una profundidad de 80m, en 1985 se le adaptó una bomba superficial la cual era lubricada con aceite, con el pasar de los



## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”

años la bomba arrojaba aceite a los tanques y a los domicilios por lo que la antigua bomba superficial fue sustituida en 2008 por una bomba sumergible de alta eficiencia con una potencia de 125 HP y un diámetro de 6 pulgadas.

*Figura 13 FUENTE DE CAPTACION DE LA RED DE AGUA POTABLE DE HUIRAMBA (POZO PROFUNDO)*



La cabecera municipal de Huiramba dentro de su red de abastecimiento de agua potable se encuentra dividida en 7 sectores además cuenta con 7 válvulas de seccionamiento, válvulas de control, 2 tanques de abastecimiento superficiales, uno de ellos con capacidad de 190 m<sup>3</sup> el cual abastece 6 sectores además de estar conectado en el segundo tanque, el segundo tanque de 60 m<sup>3</sup> que abastece un sector, la tubería de la red es de acero con diámetros distintos, la tubería de la línea de conducción es de acero con un diámetro de 6 pulgadas.

*Figura 14 TANQUES SUPERFICIALES DEL MUNICIPIO DE HUIRAMBA.*





*Figura 15 UBICACIÓN DE VÁLVULAS EN LA RED DE HUIRAMBA.*



La cabecera municipal cuenta con una población de 7925 habitantes para el 2012 según el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI).

Dentro del periodo 2008 a 2010 se realizaron estudios de sólidos suspendidos dentro del pozo y de los manantiales existentes, en el pozo se obtuvo un resultado de 100 ppm y en el manantial el curcho se obtuvieron 160 ppm, en el manantial la cruz se obtuvo un resultado de más de 200 ppm y en el manantial el chorro se obtuvo 180 ppm de sólidos suspendidos. Dentro de ese mismo periodo se adaptó un dispositivo clorador en el cual se le inyecta hipoclorito al 13% a la línea de conducción.



*Figura 16 DISPOSITIVO CLORADOR.*



### 1. PROBLEMÁTICA RED EXISTENTE DE LA CABECERA MUNICIPAL DE HUIRAMBA.

Dentro de una red de agua potable pueden existir distintas problemáticas alrededor de está, dentro de las que destacan las bajas presiones, suministro de agua insuficiente, vejez de la red entre otros.

La principal problemática con la que se cuenta en la población es la de las bajas presiones en algunas zonas de la población, las bajas presiones se incrementan al llegar las épocas de sequías una de las probables causas de las bajas presiones son los cambios bruscos que existen en la red, además de las fugas que no son atendidas por no tener la economía ni la mano de obra suficiente para la ubicación de las mismas. También se tienen problemas con la edad de la red de tuberías de metal que se encuentra en operación desde 1985, la cual se va deteriorando con el pasar del tiempo.

En cuestiones de cantidades de agua disponible no existen problemas ya que la cabecera municipal de Huiramba está situada en tierras donde existen muchos manantiales.



### III.- FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED EXISTENTE

#### a) DESCRIPCIÓN DE LA RED

El estudio de la red existente comienza con la identificación de la red, tipos de materiales, años de trabajo, además de un plano con la ubicación de la red dentro de la población junto con las dotaciones.

*Figura 17 CROQUIS DE TRAZA DEL POBLADO Y DE LA RED EXISTENTE.*

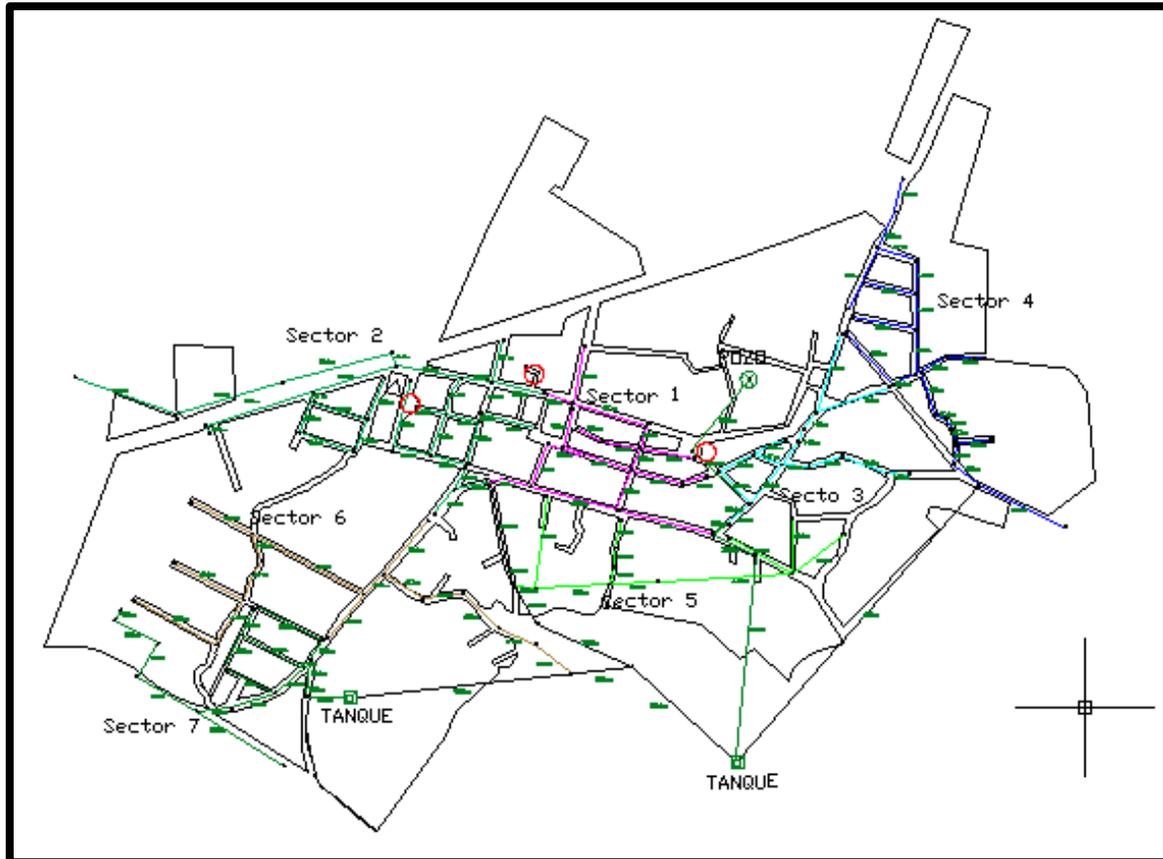
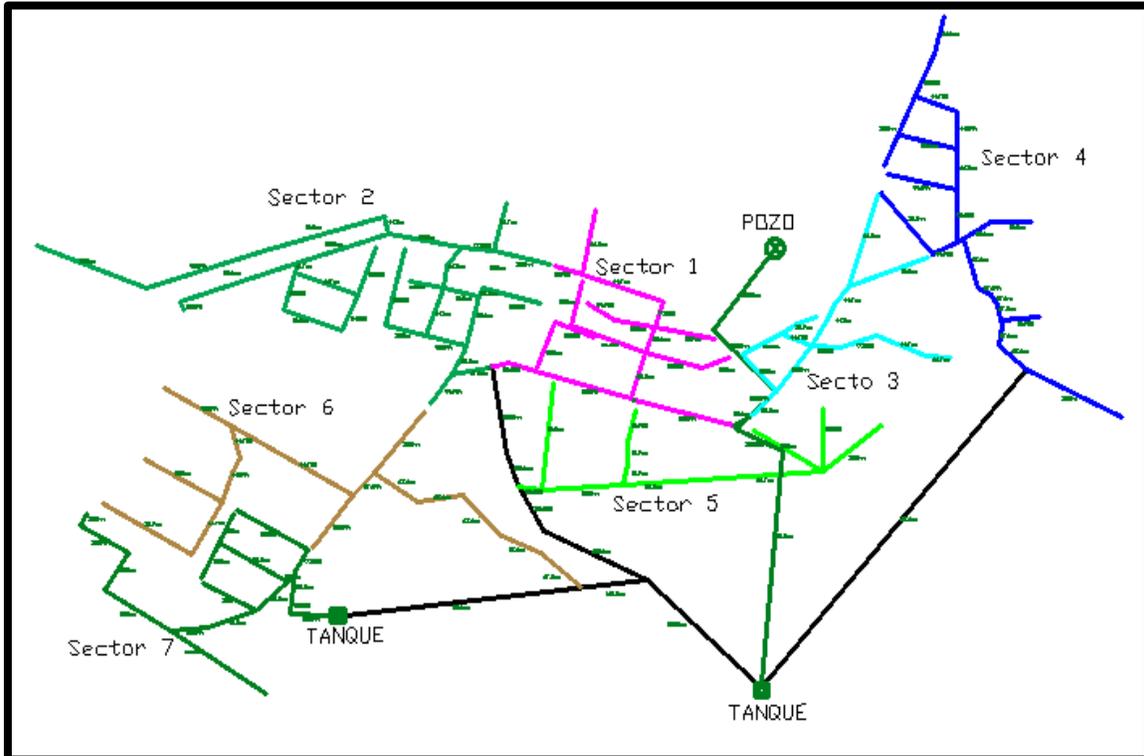




Figura 18 RED DE DISTRIBUCIÓN Y SU SECTORIZACIÓN.



La línea de conducción está conectada del pozo hasta el tanque de  $190 \text{ m}^3$  con un desnivel de  $80 \text{ m}$  entre el pozo y el tanque, que al sumar la profundidad del pozo nos da un desnivel de  $160 \text{ m}$ , de este tanque se llena el segundo tanque mediante un tubería de  $6$  pulgadas de diámetro que está conectada del tanque de  $190 \text{ m}^3$  al segundo tanque de  $60 \text{ m}^3$ , la capacidad de la bomba es de  $36 \text{ l/s}$  la cual se opera cada tercer día desde las  $5:00 \text{ am}$  hasta las  $3:30 \text{ pm}$ . Durante el cual se distribuye por periodos de tiempo a los distintos sectores mediante las distintas válvulas existentes.

Los tanques existentes son trapezoidales con forma piramidal, la bomba es una bomba sumergible, las líneas de la red son hechas de acero con una edad de  $28$  años.

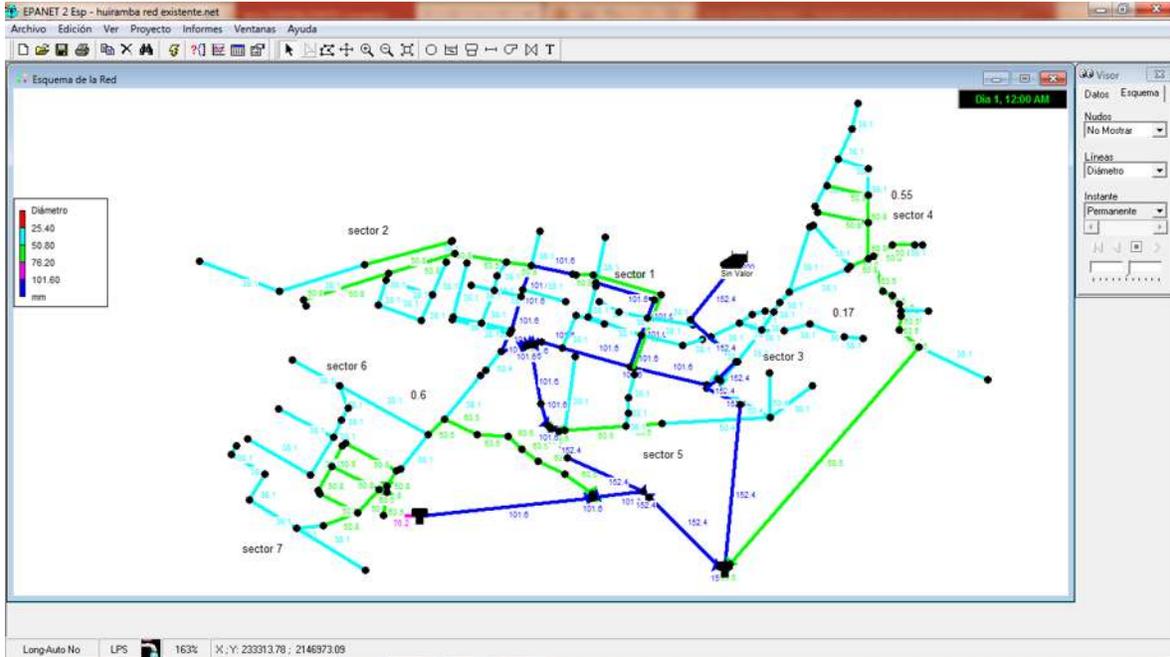
Con todo lo anterior se dibuja la red en Epanet la cual se muestra en la siguiente figura.



# “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Figura 19 ESQUEMA DE MODELACION EN EPANET CON DIÁMETROS EXISTENTES.



Una vez colocados los diámetros existentes se colocan las cotas de cada uno de los nodos.

Las elevaciones de cada uno de los nodos pueden ser obtenidos de varias formas, una de ellas es el levantamiento topográfico, otra es haciendo uso de otras herramientas informaticas. Para este estudio se obtuvieron esos valores con el software Google Eart y Global Mapper.

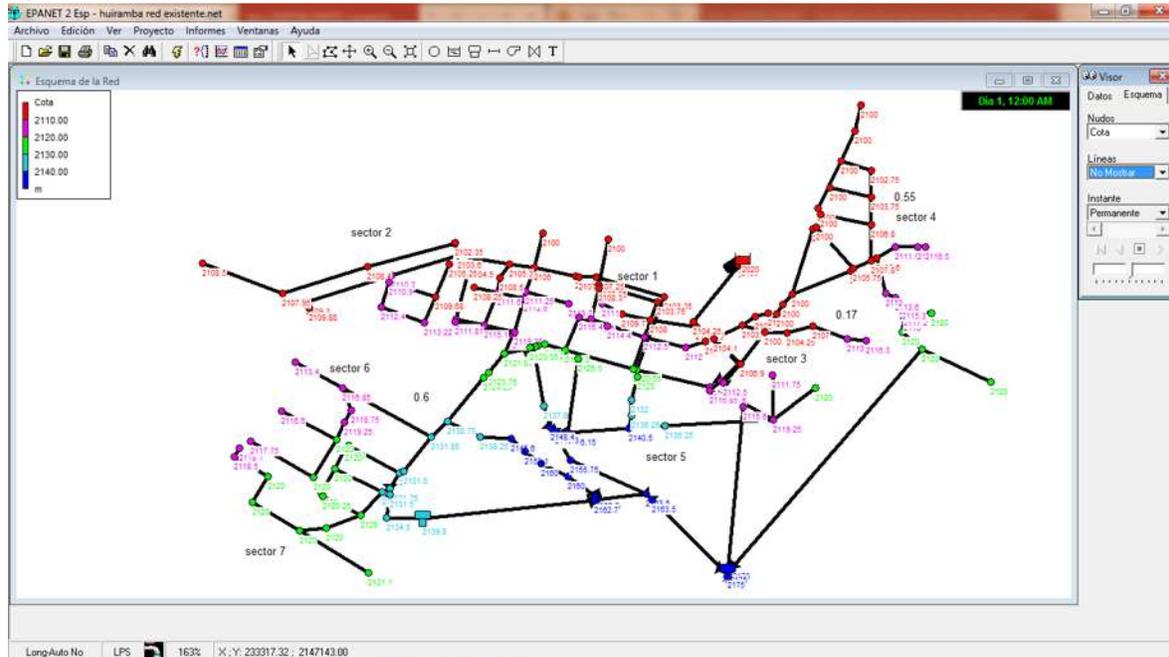


“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



La siguiente imagen muestra cómo se colocan las cotas en nudos, pozo y tanques.

*Figura 20 ESQUEMA DE MODELACION EN EPANET CON COTAS EN NODOS EXISTENTES.*



En la imagen se puede observar los distintos valores de las cotas de los nodos, también ubicados en la escala de colores de la esquina superior izquierda.

Para conocer la operación y gastos de la red se realizaron reuniones de trabajo con el personal del oopas de la cabecera municipal de Huiramba

De esas reuniones se pudo conocer que no se cuenta con un estudio preciso de las demandas para ninguno de los sectores. No obstante se pudo recoger la información siguiente:

*Tabla 5 DEMANDA BASE DE LA RED EXISTENTE.*

	Demanda base		Demanda base
Sector 1	6 l/s	Sector 5	3 l/s
Sector 2	6 l/s	Sector 6	3 l/s
Sector 3	6 l/s	Sector 7	3 l/s
Sector 4	4 l/s		



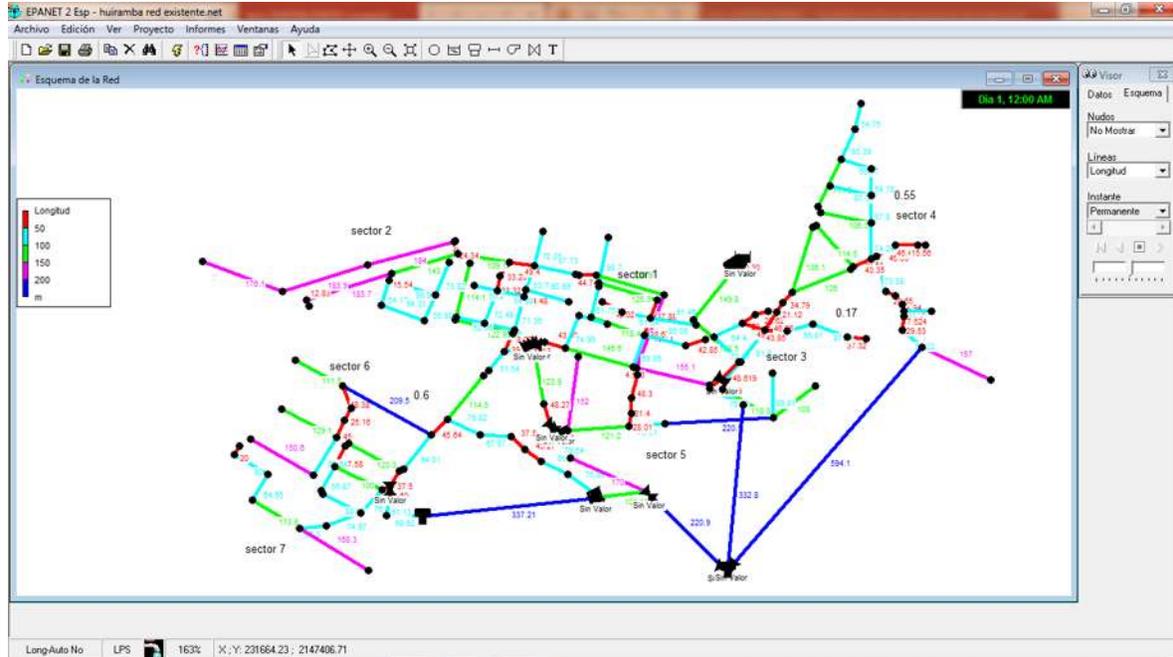
## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Las demandas fueron colocadas en puntos específicos para una mejor distribución por las tuberías.

En la siguiente imagen se pueden observar los valores de las longitudes de las líneas de la red.

Figura 21 ESQUEMA DE MODELACION EN EPANET CON LONGITUDES EN TUBERIAS DE LA RED.



En la figura xx se puede observar con la gráfica de colores los valores de cada uno de las longitudes de las líneas de las redes.

Las rugosidades de los materiales pueden expresarse por la altura media de las irregularidades del material (rugosidad absoluta).

Por otro lado, los tubos de fierro fundido por ejemplo, cuando nuevos ofrecen menor resistencia al escurrimiento que cuando han sido usados. Con el uso, esos tubos se obstruyen, se oxidan y en la superficie pueden surgir “tubérculos”, (fenómeno de corrosión). Estas condiciones se agravan con el tiempo. Modernamente han sido empleados revestimientos internos especiales con el objeto de eliminar o aminorar los inconvenientes de la corrosión.

Otro fenómeno que puede ocurrir en las tuberías es la disposición progresiva de sustancias contenidas en las aguas y la formación de capas adherentes – incrustaciones – que reducen el diámetro útil de los tubos y aceleran la rugosidad.



Figura 22 ESQUEMA DE MODELACION EN EPANET CON LONGITUDES EN TUBERIAS DE LA RED.



En nuestro caso la rugosidad se obtiene con la ecuación siguiente:

ECUACIÓN 1

$$\varepsilon_t = \varepsilon + at_{\text{años}}$$

Se calcula la rugosidad con una edad de tuberías de 28 años, con una rugosidad de 0.03 para fierro fundido para la ecuación de Darcy-Weisbach, y utilizando el valor de “a” según la recomendación de la literatura.

Tabla 6 CÁLCULO DE RUGOSIDAD.

$\varepsilon$ tubo nuevo	años	a	$\varepsilon_t$
0.1	28 años	0.055	1.64
<b>0.1</b>	<b>28 años</b>	<b>0.07</b>	<b>2.06</b>
0.1	28 años	0.18	5.14

Se utilizara el valor correspondiente a un valor medio de “a” del grupo II de 0.07, con el cual nos arroja un valor de  $\varepsilon_t = 2.06$ .

Fuente (<http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/confinado/rugosidadabsoluta.html>)

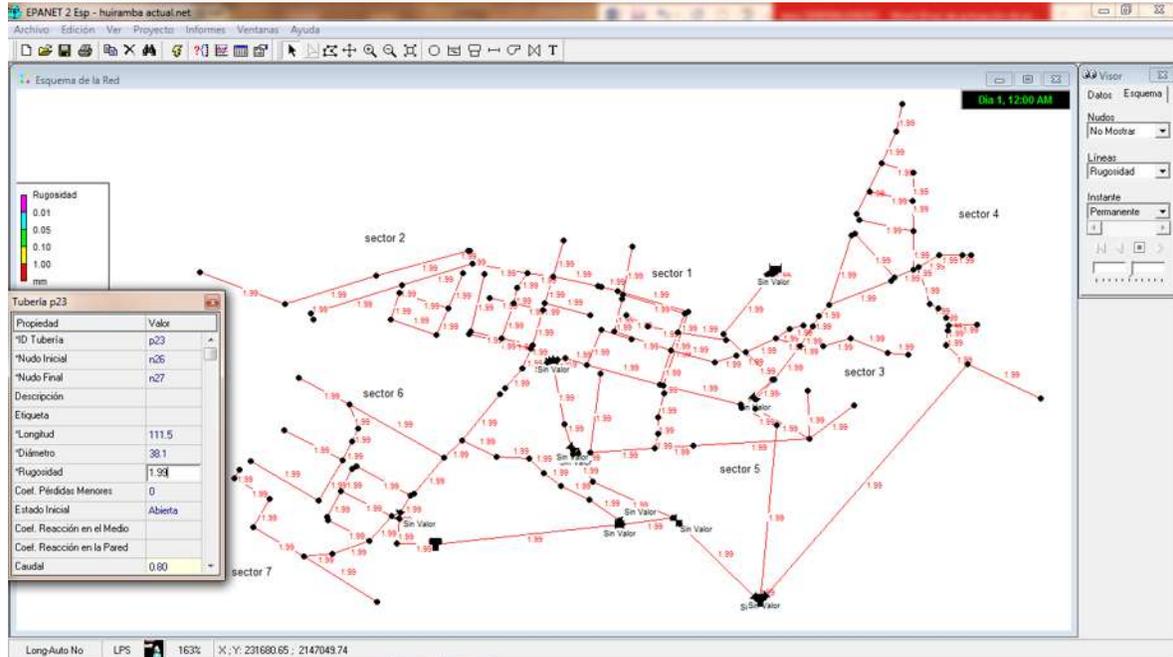
En la siguiente imagen se muestran las líneas con el valor de la rugosidad calculada.



# “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”

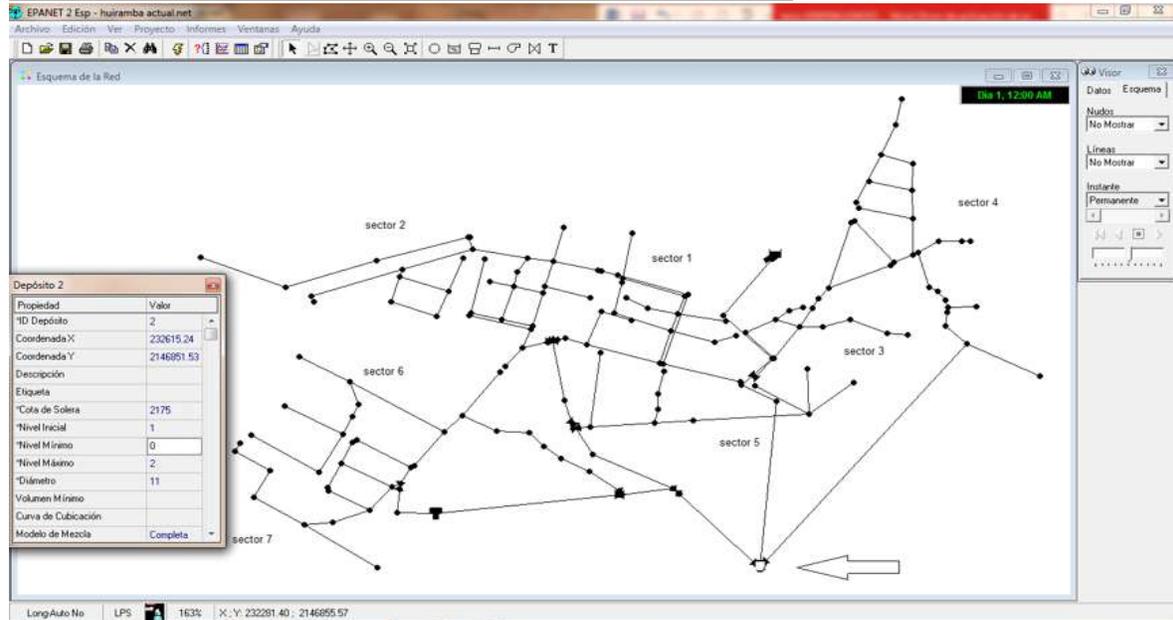


Figura 23 ESQUEMA DE MODELACION EN EPANET CON RUGOSIDADES CALCULADAS.



También se ingresan los valores de tanques, como lo son: Diámetro del tanque, cota de solera (nivel de la plantilla del tanque), nivel inicial, nivel mínimo y nivel máximo. En la siguiente imagen se muestra todos estos valores.

Figura 24 ESQUEMA DE MODELACION EN EPANET CON LOS DATOS DE TANQUES.



Los valores del diámetro son referentes a dimensiones reales de tanques ubicados en el poblado. Si el tanque existente es de una geometría distinta a la aceptada en Epanet, se



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



realizara el cálculo del diámetro que corresponda al valor de su volumen de la siguiente forma.

El volumen de estos tipos de tanques es:

ECUACIÓN 2

$$V = \frac{h}{3} (A + A' + \sqrt{A(A')})$$

Donde:

V= Volumen

h= altura.

A= área de base inferior.

A'= área de base superior.

Teniendo los volúmenes de cada uno de los depósitos se puede conocer los diámetros, sabiendo que:

ECUACIÓN 3

$$V=A*h$$

Entonces sabiendo que valores de:

los tanques cuentan con

V	h	A
190 m3	2 m	95 m2
60 m3	2 m	30 m2

Para un cilindro tenemos que el área corresponde a la de un círculo, por lo que si despejamos el diámetro no resulta:

ECUACIÓN 4

$$D = \sqrt{\frac{A(4)}{\pi}}$$

Con esto nos resulta:

A	D
95 m2	11.00 m
30 m2	6.18 m

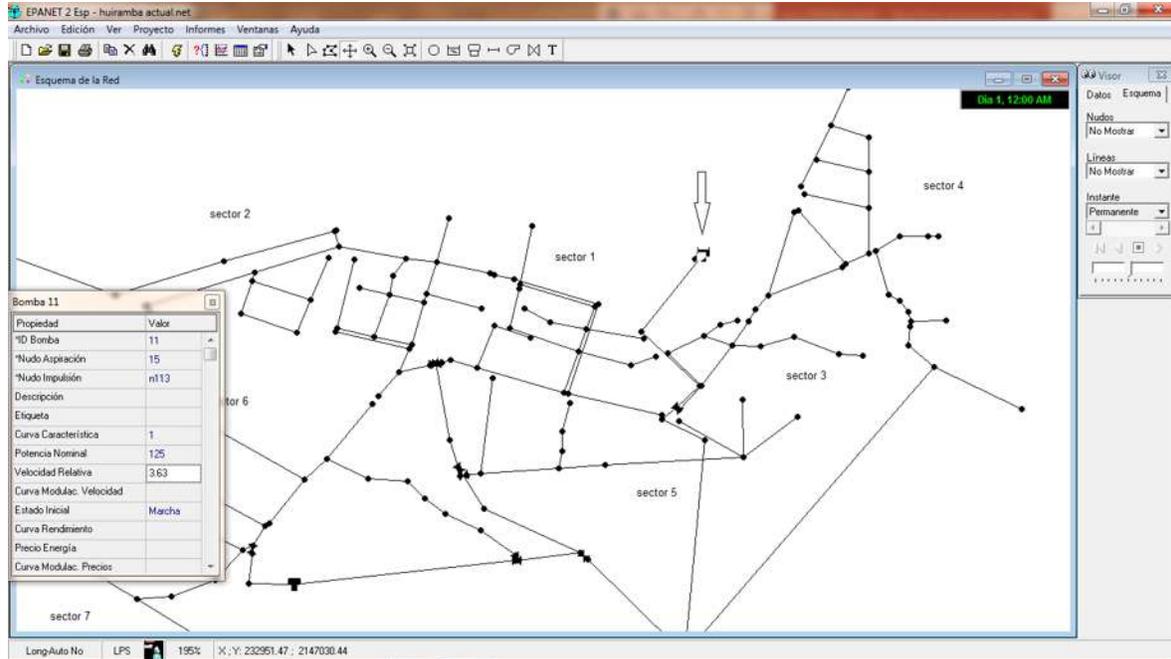
Estos son los datos que se colocan en Epanet.



# “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Figura 25 ESQUEMA DE MODELACION EN EPANET CON DE BOMBA.



La curva característica, la potencia y la velocidad, son datos que proporciono el director del oopas.

## b) ANÁLISIS DE RESULTADOS

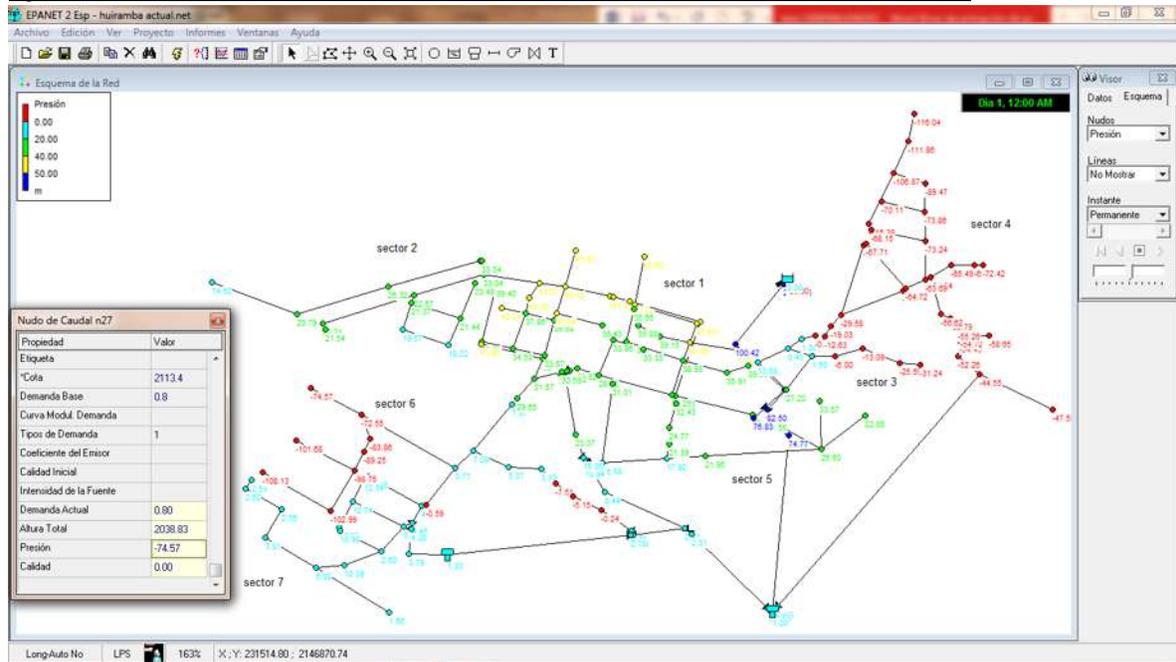
En la siguiente figura se puede observar los resultados obtenidos para el funcionamiento de la red atendiendo a las condiciones características de la red existente.



## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Figura 26 ESQUEMA DE MODELACION EN EPANET CON VALORES DE PRESIONES EN RED EXISTENTE.



Aquí nos muestra los valores de presiones en nodos, donde los de color rojo son valores de presiones negativas. Teniendo presiones negativas en los sectores 3, 4 y 6.

La comparación de los resultados arrojados por Epanet se hará contra valores medidos directamente en la red.

Para lo cual se midieron presiones en distintos puntos de la red para comparar los valores de presiones reales con las que arroja el programa.

Se tomaron varias presiones. En el sector 6 en la calle Lázaro Cárdenas se midieron valores de 0.6 kg/cm<sup>2</sup> que corresponde a 6 m.c.a., en el sector 4 en la calle Pino Suarez se obtuvieron valores de .55 kg/cm<sup>2</sup> que corresponde a 5.5 m.c.a., en el sector 3 en la calle Lona Vicario se obtuvo una presión de 0.17 kg/cm<sup>2</sup> que corresponde a 1.7 m.c.a. y en la zona centro correspondientes a los sectores 1 y 2 se obtuvieron valores de presiones de 1 kg/cm<sup>2</sup>, correspondientes a 10 m.c.a.



*Figura 27 TOMA DE LECTURAS DE PRESIONES EN LAS VIVIENDAS DE HUIRAMBA.*



Las presiones arrojadas por Epanet en los sectores 3, 4 y 6 son negativas, se pueden interpretar como un déficit de agua en ese punto. En todos esos puntos donde se tienen presiones negativas no se cuenta con agua, por lo tanto los datos no son reales.

Con los datos anteriores de presiones medidas directamente en la red se puede observar que los resultados de la simulación no coinciden con los medidos, si bien son bajas pero no llegan a tener valores negativos en los sectores 3, 4 y 6. Las razones por las cuales Epanet arroja datos distintos a los reales son:

Las medidas para garantizar que los resultados se parezcan a lo que pasa en la red, se modificarán algunos diámetros y se cambiarán las rugosidades de la red para poder igualar las presiones de Epanet a las presiones reales de la red.

Cambiando algunos valores de rugosidades y colocando algunas válvulas se tienen los siguientes valores de presiones.

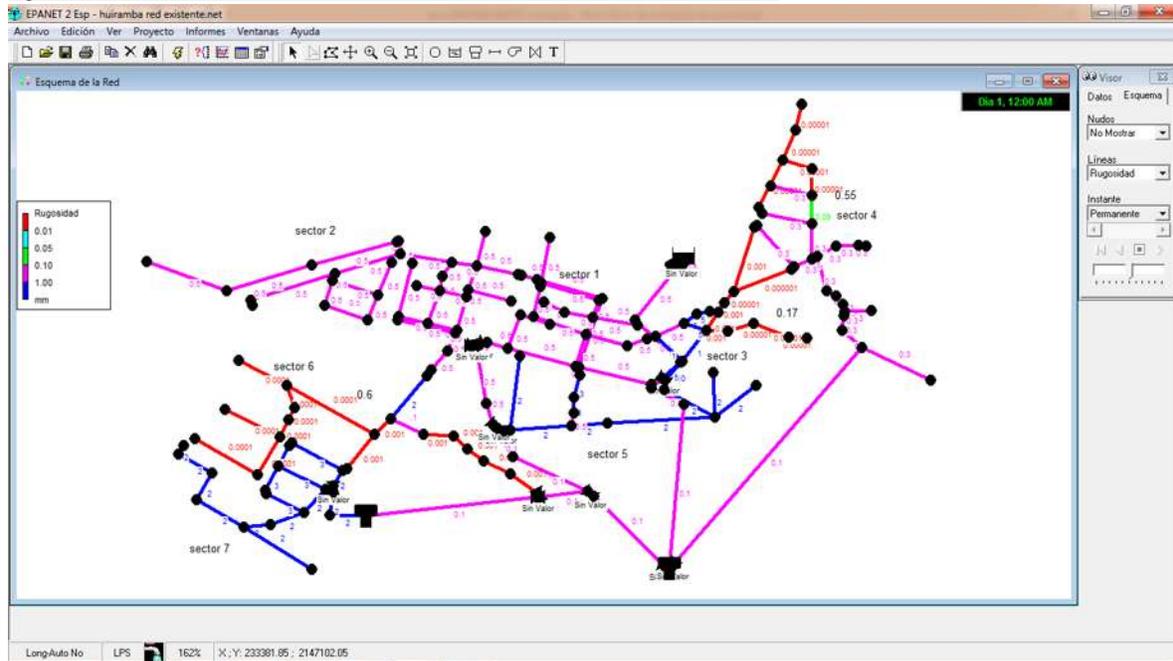
En la siguiente imagen se muestran los valores de rugosidades con lo que se garantizan la igualdad de presiones.



# “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



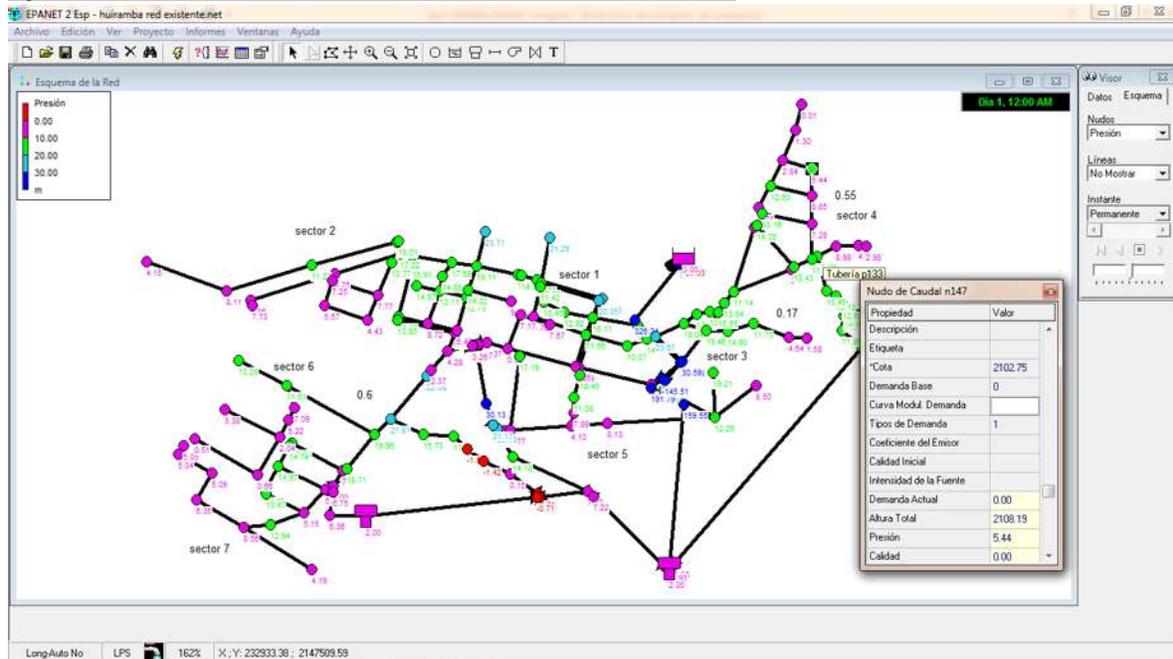
Figura 28 ESQUEMA DE MODELACION EN EPANET CON NUEVAS RUGOSIDADES.



Con los cambios de rugosidades en las líneas nos arrojan presiones similares a las reales.

La siguiente imagen nos muestra las presiones obtenidas.

Figura 29 ESQUEMA DE MODELACION EN EPANET CON PRESIONES REALES.





## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



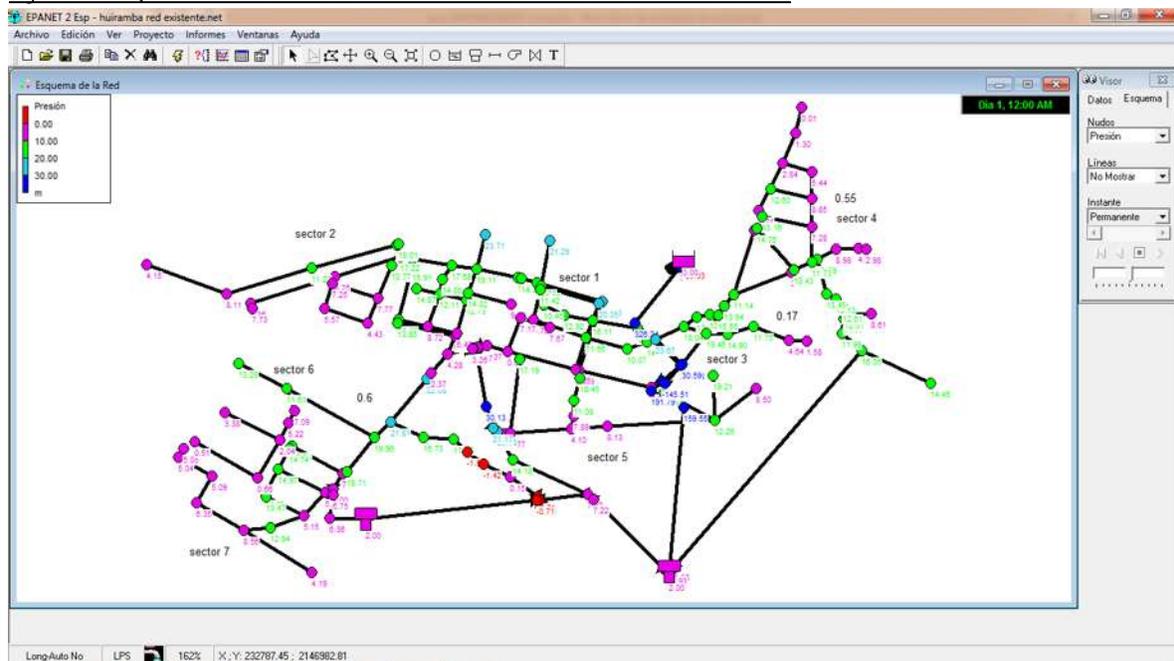
Se muestra que el sector 4 con el software Epanet nos arroja presiones entre 1.3-11.7, con una media de 6.5m.c.a., y el valor medido con el manómetro es de 5.5m.c.a., con una diferencia de 1m.c.a. lo cual es aceptable.

### c) RESULTADOS DE LA RED EXISTENTE.

En la imagen podemos observar los valores de las presiones, en las cuales podemos darnos cuenta de las bajas presiones que existen en la red ya que en toda la red tenemos valores entre 0.15-30.c.a., siendo el rango de 0-20m.c.a., en el que se tiene el mayor número de nodos.

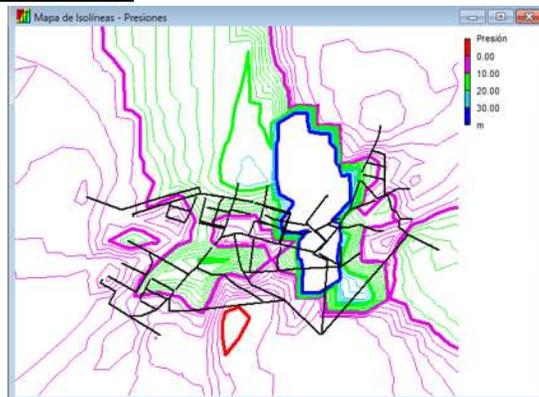
La imagen siguiente muestra los valores de las presiones en una escala grafica de colores.

*Figura 30 ESQUEMA DE MODELACION EN EPANET CON VALORES DE PRESIONES.*



La siguiente imagen muestra valores de presiones en un mapa de isolíneas.

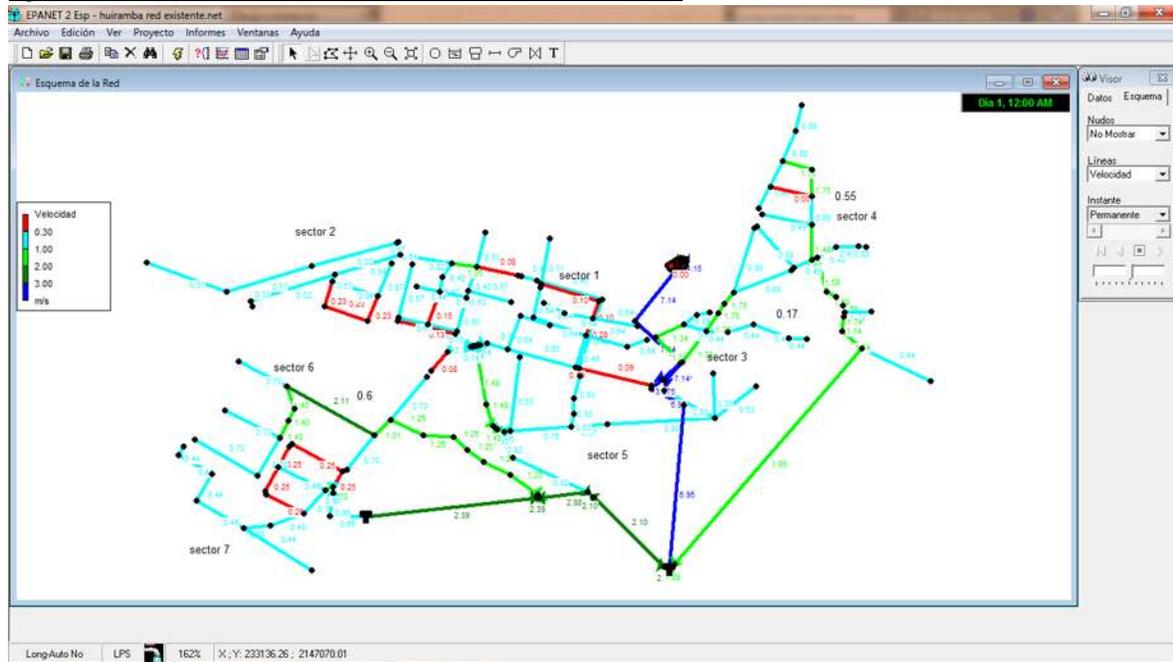
*Figura 31 MAPA DE ISOLINEAS DE PRESIONES*



En la siguiente imagen se muestran los valores de las líneas con escala gráfica.



Figura 32 ESQUEMA DE MODELACION EN EPANET CON VELOCIDADES



Se observan los valores de las velocidades en un rango de 0 a 1 m/s, en la mayoría de los valores de las líneas. En las líneas de abastecimiento las velocidades son mayores a 1 m/s pero menores a 3 m/s

## IV.- FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED CON SECTORIZACIÓN CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS.

### a) SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS

Se entiende por sectorización a la formación de zonas de suministro autónomas, más no independientes, dentro de una red de distribución, es decir, la partición de la red de abastecimiento de agua potable en muchas pequeñas redes con el fin de facilitar su operación.

- El trazo de los sectores se realiza siguiendo unas pequeñas recomendaciones a considerar:
- Zonas de presión existentes.
- Zonas con diferentes niveles de consumo.
- Cotas topográficas avenidas importantes.
- Zonas con tuberías muy viejas. Cada sector debe estar alimentado por una sola línea.



## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



- De preferencia se debe colocar una estación hidrométrica al comienzo de cada sector.

Todas y cada una de estas pequeñas redes se definen como distritos hidrométricos o sector, el cual debe estar perfectamente delimitado por medio de válvulas de seccionamiento y/o tapones, estación de aforo para conocer el caudal de entrada, identificación de puntos viables para monitorear la presión de operación del sistema.

Un distrito hidrométrico es una zona aislada hidráulicamente de la red de distribución con movimientos de válvulas y que se emplean para diagnosticar y detectar pérdidas de agua en un sistema de distribución. Todo esto para garantizar la misma calidad de servicio al total de los usuarios contenidos en los distintos distritos hidrométricos.

El método de distritos hidrométricos puede ser utilizado como una extensión del balance del agua o, como un método de detección de fugas. Su propósito es evaluar si un sector del sistema tiene grandes cantidades de fugas.

Los beneficios de la implantación de distritos hidrométricos son:

- Ahorro de agua al reducir considerablemente las fugas físicas en la red.
- Los bombeos son estables dando como consecuencia un aumento considerable de la vida útil de los equipos.
- Control de seccionamientos de presiones en la red y la reducción de fugas y recuperación de volúmenes.
- Actualización del control del padrón de usuarios y así la eliminación de tomas clandestinas.

En el caso particular de Huiramba se tomó la sectorización considerando zonas de igual presión y con valores similares de demanda base en cada uno de los sectores así como del tipo de zona que existe como por ejemplo la zona centro y las orillas de la localidad como se puede observar en la figura 18.

Se deben de colocar dispositivos de aforo al inicio y fin de cada uno de los sectores para su correcto funcionamiento y monitoreo de los gastos de entrada y así lograr tener un mejor control de fugas. De no ser así se deben dejar las adaptaciones en la red para la posterior colocación de los dispositivos de medición.

### **b) PERÍODO DE DISEÑO**

El periodo de diseño es el intervalo de tiempo durante la cual nuestra obra llega a su saturación, este periodo debe ser menor a la vida útil.

Este periodo de diseño está vinculado con aspectos económicos y financieros.

En la siguiente tabla se muestran los valores recomendables para los periodos de diseño para las distintas obras de agua potable y alcantarillado.



*Tabla 7 PERIODO DE DISEÑO.*

TABLA 1.1 PERÍODO DE DISEÑO	
ELEMENTO	PERÍODO DE DISEÑO (años)
Fuente	
Pozo	5
Embalse (presa)	hasta 50
Línea de conducción	de 5 a 20
Planta potabilizadora	de 5 a 10
Estación de bombeo	de 5 a 10
Tanque	de 5 a 20
Distribución primaria	de 5 a 20
Distribución secundaria	a saturación (*)
Re e atarjeas	a saturación (*)
Colector y Emisor	de 5 a 20
Planta de tratamiento	de 5 a 10

Teniendo un valor de 5 a 20 años para la red primaria.

### **c) VIDA ÚTIL DE LA OBRA**

La vida útil es el tiempo que se espera que la obra sirva a los propósitos de diseño, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan caro el uso.

Toda obra civil por pequeña que sea tiene un periodo de vida útil, la vida útil de una obra no es más que el periodo de años durante los cuales la obra tendrá un funcionamiento adecuado.

El tiempo de vida útil se conoce tomando en cuentas todas y cada uno de los factores, características y posibles riesgos de cada obra en particular, para así conocer el valor de la vida útil de nuestro proyecto.

En la siguiente tabla del Lib01 de la CNA pag. 22 se muestran los distintos valores de vida útil en años para las distintas obras de sistemas de agua potable.



Tabla 8 VIDA ÚTIL.

TABLA 1.2 VIDA ÚTIL	
ELEMENTO	VIDA ÚTIL (años)
<b>Pozo</b>	
Civil	de 10 a 30
Electromecánica *	de 2 a 20
<b>Línea de conducción</b>	de 20 a 40
<b>Planta potabilizadora</b>	
civil	40
Electromecánica *	de 5 a 20
<b>Estación de bombeo</b>	
civil	40
Electromecánica *	de 5 a 20
<b>Tanque</b>	
superficial	40
elevado	20
<b>Distribución primaria</b>	de 20 a 40
<b>Distribución secundaria</b>	de 15 a 30
<b>Red de atarjeas</b>	de 15 a 30
<b>Colector y Emisor</b>	de 20 a 40
<b>Planta de tratamiento</b>	
civil	40
electromecánica	de 15 a 20

Siendo de 20 a 40 años para redes primarias y de redes secundarias de 15 a 30 años.

#### **d) CÁLCULO DE POBLACIÓN DE PROYECTO**

Para obtener el cálculo de la población se busca la información que proporciona el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Información (INEGI), relativa de cuando menos los últimos tres censos disponibles, en función de la información de los censos obtenidos se procede al cálculo de la proyección de población en función de los distintos métodos existentes para el cálculo de población.

Tabla 9 CENSOS DE POBLACIÓN DEL MUNICIPIO DE HUIRAMBA.

CENSOS HUIRAMBA			
Año	Habitantes	Hombres	Mujeres
2012	7925	3883	4042
2010	7,925	3,883	4,042
2005	7,369	3,567	3,802
2000	6,711	3,182	3,529
1995	6,616	3,261	3,355
1990	6,030	3,033	2,997



"ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS  
HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)"



1.- Método aritmético. En este método se considera que el incremento de población es constante y consiste en obtener el promedio anual en años anteriores y aplicarlos al futuro en base a las formulas siguientes:

$$P_f = P_a + IN \quad \text{ECUACIÓN 5}$$

Donde:

$P_f$  = Población futura

$P_a$  = Población actual

$I$  = Incremento promedio:  $\frac{ID}{nD}$

$$ID = \frac{(PD - P(D-1))}{N}$$

Donde:

$ID$  = Incremento decenal

$PD$  = Población de cada decena

$P(D-1)$  = Población de la decena anterior

$N$  = Años transcurridos desde  $PD$  Y  $P(D-1)$

Con los datos obtenidos del INEGI se tienen lo siguiente.

Tabla 10 INCREMENTOS DE POBLACIÓN.

No.	AÑO	POBLACIÓN	INCREMENTO
1	1990	6,030	
2	1995	6,616	117.20
3	2000	6,711	19.00
4	2005	7,369	131.60
5	2010	7,925	111.20
6	2012	7,925	379.00

Aplicando la fórmula  $P_f = P_a + I_N$  se obtiene la población futura.

Tabla 11 POBLACIÓN FUTURA CON MÉTODO ARITMÉTICO.

Año futuro	Habitantes
P2013 =	7925 Hab.
P2014 =	8228 Hab.
P2015 =	8304 Hab.
P2018 =	8531 Hab.



"ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS  
HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)"



P2020 =	8683 Hab.
P2022 =	8835 Hab.
P2024 =	8986 Hab.
P2026 =	9138 Hab.
P2028 =	9289 Hab.
P2030 =	9441 Hab.

2.- Método geométrico. El principio en que se basa este método es el de considerar que la población tendrá un incremento análogo, al que sigue un capital aumentado en sus intereses, esto siguiendo la fórmula de interés compuesto en el que el rédito es el factor de crecimiento.

$$P_f = P_a (1 + r)^n \quad \text{ECUACIÓN 6}$$

Donde:

$P_f$  = Población futura

$P_a$  = Población actual

$r$  = Taza de crecimiento

$n$  = Años transcurridos

$$(1 + r) = (P_D / (P_{(D-1)}))^{(1/n)}$$

Donde:

$P_D$  = Población de cada decena

$P_{(D-1)}$  = Población de la decena anterior

$n$  = Años transcurridos desde  $P_D$  Y  $P_{(D-1)}$

Con los datos obtenidos del INEGI se tienen lo siguiente.

*Tabla 12 CÁLCULO DE (1+r) PARA MÉTODO GEOMÉTRICO.*

No.	AÑO	POBLACION	(1 + r)
1	1990	6030	
2	1995	6616	1.01872
3	2000	6711	1.00286
4	2005	7369	1.01888
5	2010	7925	1.01465
6	2012	7925	1.00000
			5.0551

$(1 + r)_{PROM.} =$	1.01102293
---------------------	------------



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Aplicando la fórmula de  $P_f = P_a (1 + r)^n$

Tabla 13 POBLACIÓN FUTURA CON MÉTODO GEOMÉTRICO

Año futuro	Habitantes
P2013 =	8012 Hab.
P2014 =	8101 Hab.
P2015 =	8190 Hab.
P2018 =	8464 Hab.
P2020 =	8651 Hab.
P2022 =	8843 Hab.
P2024 =	9039 Hab.
P2026 =	9240 Hab.
P2028 =	9444 Hab.
P2030 =	9654 Hab.

3.- Método del mínimo cuadrado. Sustituyendo en la fórmula del método aritmético;  $pf = pa + in$ , lo siguiente:

$$yc = pf;$$

$$a = i;$$

$$x = n;$$

$$b = pa$$

Obtenemos:

$$yc = b + ax \quad \text{ECUACIÓN 7}$$

Que es la función de regresión lineal, para la línea recta, donde tenemos las siguientes ecuaciones normales:

$$\sum y_o = a \sum x_o + nb$$

$$\sum x_o y_o = a \sum x_o^2 + b \sum x_o$$

Resolviendo las ecuaciones para "a" y "b" obtenemos las siguientes formulas:

$$a = (n \sum x_o y_o - \sum x_o \sum y_o) / (n \sum x_o^2 - (\sum x_o)^2)$$

$$b = ((\sum y_o) / n) - ((\sum x_o) / n) a$$



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Aplicando lo anterior:

No.	AÑO 1960	POBLACION (Yo)	Xo	Xo <sup>2</sup>	Xo Yo
1	1990	6030	30	900	180,900
2	1995	6616	35	1,225	231,560
3	2000	6711	40	1,600	268,440
4	2005	7369	45	2,025	331,605
5	2010	7925	50	2,500	396,250
SUMA :		34,651	200	8,250	1,408,755

Sustituyendo de las ecuaciones de “a” y “b”.

a =	90.8600
b =	3,295.8000

Sustituyendo en la ecuación  $Y_c = b + ax$

Tabla 14 POBLACIÓN FUTURA CON MÉTODO DEL MÍNIMO CUADRADO.

Año futuro	Habitantes
P2013 =	8111 Hab.
P2014 =	8202 Hab.
P2015 =	8293 Hab.
P2018 =	8566 Hab.
P2020 =	8747 Hab.
P2022 =	8929 Hab.
P2024 =	9111 Hab.
P2026 =	9293 Hab.
P2028 =	9474 Hab.
P2030 =	9656 Hab.

4.- Método de la curva exponencial. Sustituyendo en la fórmula del método geométrico;

$pf = pa + (1 - r)^n$ , lo siguiente :

$$a = pa$$

$$b = (1 + r) :$$

$$y = pf ;$$

$$t = n$$



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Obtenemos:

$$y = a b^t \quad \text{ECUACIÓN 8}$$

Que es la fórmula de regresión lineal, para la curva exponencial, donde tenemos las siguientes ecuaciones normales:

$$\sum \log y_o = n \log a + \log b \sum t$$

$$\sum t \log y_o = \log a \sum t + \log b \sum t^2$$

Resolviendo las ecuaciones para "log a" y "log b" obtenemos las siguientes formulas:

$$\log b = ( \sum t \log y_o - \sum t \log y_o ) / ( \sum t^2 - \sum t^2 )$$

$$\log a = ( ( \sum \log y_o ) / n ) - ( ( \sum t ) / n ) \log b$$

Aplicando lo anterior:

No.	AÑO 1960	POBLACION (Yo)	log Yo	t	t <sup>2</sup>	t log Yo
1	1990	6,030	3.780317	30	900	113.409519
2	1995	6,616	3.820595	35	1,225	133.720842
3	2000	6,711	3.826787	40	1,600	153.071490
4	2005	7,369	3.867409	45	2,025	174.033385
5	2010	7,925	3.898999	50	2,500	194.949964
SUMA :		34,651	19.194108	200	8,250	769.185200

Sustituyendo en las ecuaciones de "log a" y "log b":

log a =	0.005684	a =	<b>1.013173</b>
log b =	3.611480	b =	<b>4,087.70920</b>

Sustituyendo en la ecuación  $Y = a b^t$

Tabla 15 POBLACIÓN FUTURA CON MÉTODO CURVA EXPONENCIAL.

Año futuro	Habitantes
P2013 =	8179 Hab.
P2014 =	8287 Hab.
P2015 =	8396 Hab.
P2018 =	8732 Hab.
P2020 =	8964 Hab.
P2022 =	9202 Hab.



"ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS  
HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)"



P2024 =	9446 Hab.
P2026 =	9696 Hab.
P2028 =	9953 Hab.
P2030 =	10217 Hab.

En base a los cálculos de los distintos métodos anteriores se obtuvo la siguiente tabla.

Tabla 16 POBLACIÓN A FUTURO CON LOS DISTINTOS MÉTODOS.

METODOS UTILIZADOS	A Ñ O S			
	2,013	2,014	2,015	2,018
1.- METODO ARITMETICO	7,925	8,228	8,304	8,531
2.- METODO GEOMETRICO:	8,012	8,101	8,190	8,464
3.- METODO DEL MINIMO CUADRADO	8,111	8,202	8,293	8,566
4.- METODO DE LA CURVA EXPONENCIAL.	8,179	8,287	8,396	8,732
SUMA :	32,228	32,818	33,183	34,293
PROMEDIO :	8,057	8,204	8,296	8,573
<b>POB. PROY.</b>	<b>8,057</b>	<b>8,204</b>	<b>8,296</b>	<b>8,573</b>

La proyección de la población.

Tabla 17 PROYECCIÓN DE POBLACIÓN.

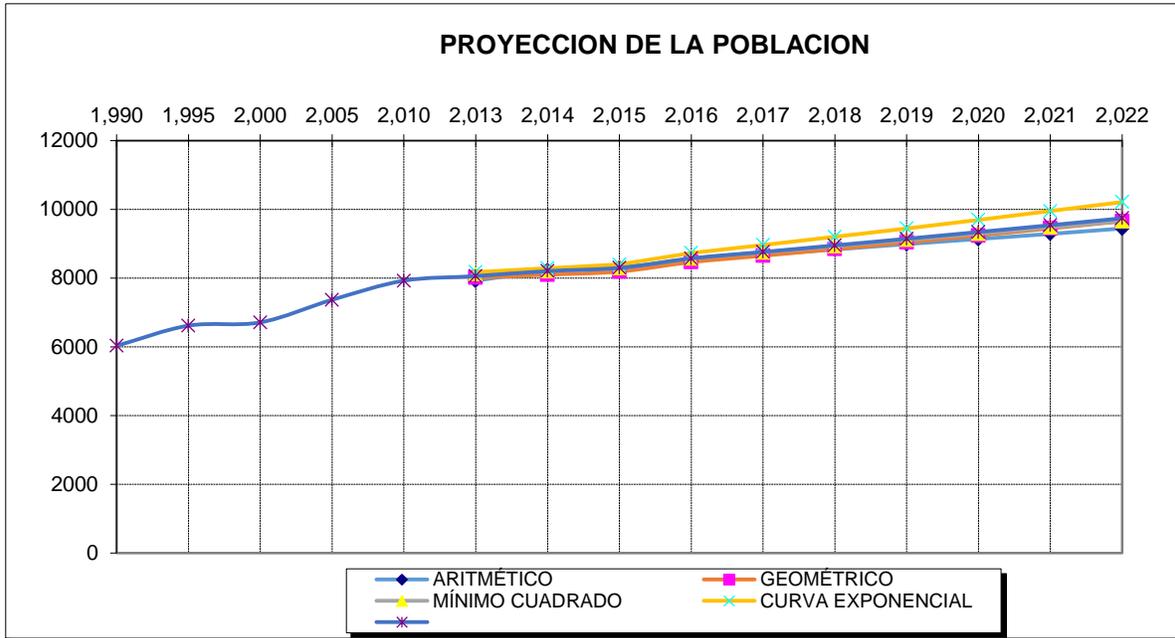
No.	AÑO	MÉTODO				PROMEDIO
		ARITMÉTICO	GEOMÉTRICO	MÍNIMO CUADRADO	CURVA EXPONENCIAL	
	1,990					6,030
	1,995					6,616
	2,000					6,711
	2,005					7,369
	2,010					7,925
1	2,013	7,925	8,012	8,111	8,179	8,057
2	2,014	8,228	8,101	8,202	8,287	8,204
3	2,015	8,304	8,190	8,293	8,396	8,296
4	2,018	8,531	8,464	8,566	8,732	8,573
5	2,020	8,683	8,651	8,747	8,964	8,761
6	2,022	8,835	8,843	8,929	9,202	8,952
7	2,024	8,986	9,039	9,111	9,446	9,145
8	2,026	9,138	9,240	9,293	9,696	9,341
9	2,028	9,289	9,444	9,474	9,953	9,540
10	2,030	9,441	9,654	9,656	10,217	9,742



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Grafica 5 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN..



Para tener el método que nos del menor error se compararan los valores de los años reales con respecto a los calculados utilizando los métodos antes mencionados. Se calcula el error con el método Error Estándar de Ajuste con la siguiente formula.

Ecuación 13.

$$EEA = \sqrt{\frac{\sum (P_{real} - P_{calculada})^2}{n_j - m}}$$

Donde:

EEA = error estándar de ajuste.

$P_{real}$  = población real de años censados por INEGI.

$P_{calculada}$  = población calculada con el método en estudio durante años censados por INEGI.

$m$  = variables de las que depende la ecuación para el cálculo de la población según el método empleado.

$n_j$  = número de datos utilizados.

Sustituyendo los valores según el método empleado se obtuvo la siguiente tabla

Tabla 18 PROYECCION DE POBLACIÓN A AÑOS PASADOS.

Método Aritmético			Método Geométrico		
Año	calculado	Real	Año	calculado	Real
P1990 =	6409 Hab.	6030	P1990 =	6227 Hab.	6030
P1995 =	6788 Hab.	6616	P1995 =	6578 Hab.	6616



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS  
HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



P2000 =	7167 Hab.	6711	P2000 =	6948 Hab.	6711
P2005 =	7546 Hab.	7369	P2005 =	7340 Hab.	7369
P2010 =	7925 Hab.	7925	P2010 =	7753 Hab.	7925

Método del Mínimo Cuadrado			Método de la Curva Exponencial		
Año	Habitantes	Real	Año	Habitantes	Real
P1990 =	6022 Hab.	6030	P1990 =	6053 Hab.	6030
P1995 =	6476 Hab.	6616	P1995 =	6463 Hab.	6616
P2000 =	6930 Hab.	6711	P2000 =	6900 Hab.	6711
P2005 =	7385 Hab.	7369	P2005 =	7366 Hab.	7369
P2010 =	7839 Hab.	7925	P2010 =	7864 Hab.	7925

De los cuales se obtuvieron los valores de error con el método de E.E.A (error estándar de ajuste), para cada uno de los métodos para conocer cuál es el método que nos arroja el menor error para poderlo emplear en el cálculo de gastos.

Tabla 19 ERROR ESTANDAR DE AJUSTE.

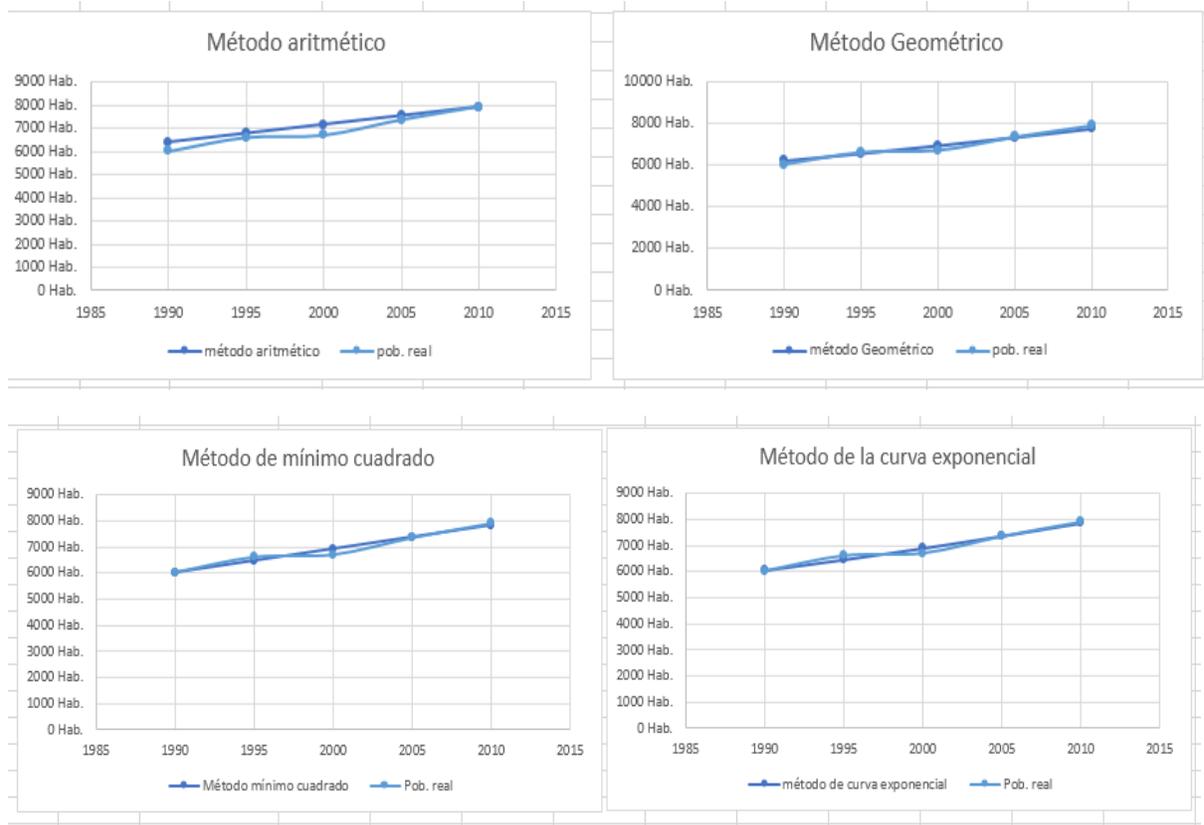
Método	E.E.A. (error estándar de ajuste)
Aritmético	454.1420483
Geométrico	251.7886805
Mínimo Cuadrado	194.1879244
Curva Exponencial	<b>177.9628825</b>



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



**Grafica 6 CURVA DE MEJOR AJUSTE**



Siendo el método de la curva exponencial el método que mejor se ajusta a la realidad, por lo que es el método a emplear para el cálculo de población a futuro para nuestra área en estudio (cabecera municipal de Huiramba).

**Tabla 20 PROYECCIÓN DE POBLACIÓN CON EL MÉTOD DE LA CURVA EXPONENCIAL**

Curva Exponencial			
Año futuro	Habitantes	Año futuro	Habitantes
P2013 =	8179 Hab.	P2023 =	9323 Hab.
P2014 =	8287 Hab.	P2024 =	9446 Hab.
P2015 =	8396 Hab.	P2025 =	9570 Hab.
P2016 =	8507 Hab.	P2026 =	9696 Hab.
P2017 =	8619 Hab.	P2027 =	9824 Hab.
P2018 =	8732 Hab.	P2028 =	9953 Hab.
P2019 =	8847 Hab.	P2029 =	10084 Hab.
P2020 =	8964 Hab.	P2030 =	10217 Hab.



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS  
HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



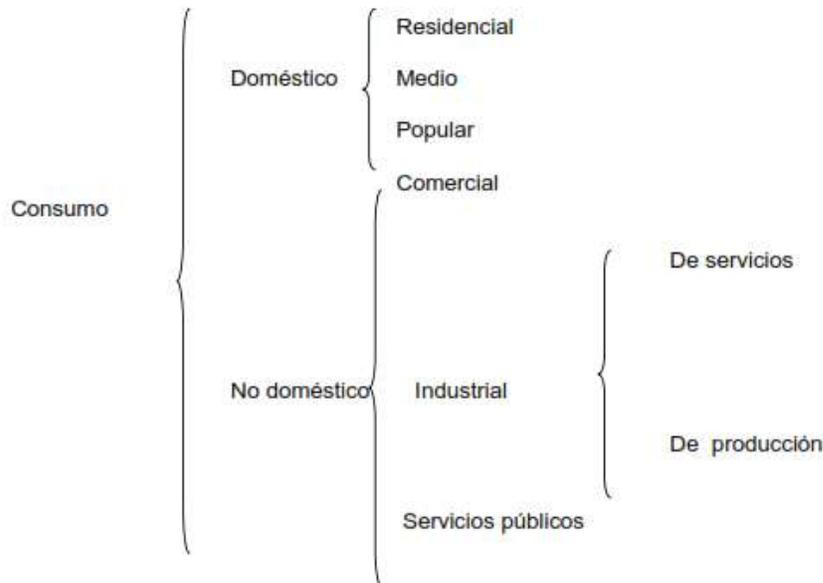
P2021 =	9082 Hab.	P2031 =	10352 Hab.
P2022 =	9202 Hab.	P2032 =	10488 Hab.

**e) CÁLCULO DE GASTOS DE DISEÑO**

Obtenida la población de proyecto se obtendrán los distintos gastos de diseño, para estos tendremos que contar con la demanda de agua en el Municipio de Huiramba Michoacán, (Cabecera Municipal de Huiramba).

El consumo está determinado de acuerdo con el tipo de usuarios con que se cuenta, se divide según su uso en: doméstico y no doméstico; el uso doméstico se subdivide según la clase socioeconómica de la población en residencial, medio y popular. El consumo no doméstico incluye el comercial, el industrial y de servicios públicos a su vez, todo esto se resume en el siguiente diagrama.

Esquema 1 CONSUMO DE AGUA POTABLE.



Los consumos se obtienen con base a los histogramas de los registros del organismo operador, en caso de no contar con esta información se podrá usar la “tabla 1.4 CONSUMOS DOMESTICO PER CAPITA”, del LIB01 de la CNA. La cual depende de la temperatura del lugar en estudio para la cual se obtendrá de la tabla 1.5 “CLASIFICACIÓN DE CLIMA POR SU TEMPERATURA”.



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



*Tabla 21 CLASIFICACIÓN DE CLIMAS POR SU TEMPERATURA..*

TABLA 1.5 CLASIFICACION DE CLIMAS POR SU TEMPERATURA	
TEMPERATURA MEDIA ANUAL (°C)	TIPO DE CLIMA
Mayor que 22	CALIDO
De 18 a 22	SEMICALIDO
De 12 a 17.9	TEMPLADO
De 5 a 11.9	SEMIFRIO
Menor que 5	FRIO

*Tabla 22 CONSUMOS DOMESTICOS PER CÁPITA.*

TABLA 1.4 CONSUMOS DOMESTICOS PER CÁPITA			
CLIMA	CONSUMO POR CLASE SOCIOECONOMICA (1/hab/día)		
	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
Cálido	400	230	185
Semicalido	300	205	130
Templado	250	195	100
<b>NOTAS:</b>			
1)	Para los casos de climas semifrío y frío se consideran los mismos valores que para el clima templado		
2)	El clima se selecciona en función de la temperatura media anual (Tabla 1.5)		

Huiramba cuenta con un clima templado con lluvias en verano y con temperaturas que oscilan entre 2° y 25°C., tomando un valor intermedio del rango de temperaturas es de 13.5° la cual dentro de la tabla se tiene un clima templado.

Teniendo en cuenta el clima y la clase socioeconómica se obtendrán los consumos de la tabla 1.4 “CONSUMOS DOMESTICO PER CAPITA”, del LIB01 de la CNA. Se obtiene un consumo de 100 lts/hab/día, con el cual se calcularan los gasto medio diario, gasto máximo diario y gasto máximo horario.

Gasto medio diario. El gasto medio diario es la cantidad de agua requerida para poder satisfacer las necesidades de la población en un día de consumo promedio.

El gasto medio diario se obtiene mediante la población de proyecto, la dotación y segundos.



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



ECUACIÓN 9

$$Q_{med} = \frac{P \cdot D}{86,400}$$

Donde:

$Q_{med}$  = Gasto medio diario, (lts/s)

P = Número de habitantes

D = Dotación, (lts/hab/día)

86,400=segundos/día

Con una población de 9742 habitantes y una dotación de 100 lts/hab/día, la dotación según la temperatura y la clase socioeconómica.

Sustituyendo valores obtenemos un gasto de:

$$Q_{med} = \frac{10488 \cdot 100}{86400} = 12.1389 \text{ lts / s}$$

Gasto máximo diario. Es el gasto que debe proporcionar la fuente de abastecimiento, y es utilizado para el diseño de la obra de captación, equipo de bombeo, conducción y el tanque de regularización. El gasto se obtiene con la siguiente ecuación.

ECUACIÓN 10

$$Q_{MD} = CV_d \cdot Q_{med}$$

Donde:

$Q_{MD}$  = Gasto máximo diario (lts/s)

$CV_d$  = Coeficiente de variación diaria

$Q_{med}$  = Gasto medio diario, (lts/s)

Sustituyendo y tomando en cuenta los valores del coeficiente de variación diaria que se mencionan más adelante obtenemos:

$$Q_{MD} = 12.1389 \cdot 1.4 = 16.9945 \text{ lts / s}$$

Gasto máximo horario. Es el requerido para satisfacer las necesidades de la población en el día de máximo consumo y a la hora de máximo consumo. Este gasto es utilizado para calcular las redes de distribución. Este gasto es obtenido de la siguiente ecuación.

ECUACIÓN 11

$$Q_{MH} = CV_h \cdot Q_{MD}$$



Donde:

$Q_{MH}$  = Gasto máximo horario (lts/s)

$CV_h$  = Coeficiente de variación horaria

$Q_{med}$  = Gasto medio diario, (lts/s)

Sustituyendo y tomando en cuenta los valores del coeficiente de variación horaria que se mencionan más adelante obtenemos:

$$Q_{MH} = 16.9945 * 1.55 = 26.3415 \text{ _lts / s}$$

Los coeficientes de variación diaria como horaria se obtienen haciendo un estudio de demanda de la localidad, si no se puede realizar lo mencionado anteriormente se pueden tomar de estudios realizados en el país por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, en donde se determinó la variación del consumo por hora y por día durante un periodo de tiempo representativo en cada una de las estaciones del año, calculándose los coeficientes por clase socioeconómica y por clima. De los análisis de usuario, clima y estaciones del año no existía una diferencia significativa por lo que se pueden tomar promedios que se muestran en la siguiente tabla que se puede encontrar en el LIB01 de la CNA. Tabla 1.6 “COEFICIENTES DE VARIACIÓN DIARIA Y HORARIA”.

Tabla 23 COEFICIENTE DE VARIACIÓN DIARIA Y HORARIA.

TABLA 1.6 COEFICIENTES DE VARIACIÓN DIARIA Y HORARIA	
CONCEPTO	VALOR
Coeficiente de variación diaria (CVc)	1.40
Coeficiente de variación horaria (CVh)	1.55

Estos coeficientes utilizados en el cálculo de los gastos máximos diario y horario.

#### **f) DISEÑO DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN.**

Este diseño se realiza para obtener las dimensiones de los depósitos de almacenamiento y regularización del sistema de abastecimiento de agua potable, mediante el conocimiento del volumen necesario para el correcto funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua potable cuando se tiene una variación horaria en la demanda.



## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



El tanque de regularización se diseña de forma tal que sea capaz de almacenar el agua que se acumula durante los intervalos de tiempo en los que los gastos demandados o de salida es menor al de entrada, y mantener un volumen mínimo el cual satisfaga las necesidades cuando el gasto de salida sea mayor al de entrada.

Para obtener el diseño del tan que de regularización es necesario contar con la ley de variación horaria que rige la zona. Si no se cuenta con la información necesaria para el cálculo de la variación se puede tomar la realizada por la CNA en el LIB14.

Para el cálculo del volumen de un tanque regulador se tienen dos métodos, método analítico y método gráfico.

### Método analítico:

Para llevarlo a cabo se elabora una tabla de cálculo, en dicha tabla se tiene en la primer columna el intervalo de tiempo, en la segunda se anota el gasto de entrada al tanque, en la tercera se calcula el volumen de agua que se acumula durante el intervalo con el gasto indicado en la segunda columna. Una vez que se tienen calculados los volúmenes disponibles en el tanque para satisfacer la demanda, se calculan los volúmenes demandados por la población. La ley de variación establecida se anota en la cuarta columna, en la quinta columna se anota el producto del gasto medio diario por el coeficiente de variación horaria el cual representa el gasto horario de demanda de la población, una vez conocido el gasto se calcula el volumen demandado de agua por hora. Una vez determinados los volúmenes disponibles en el tanque y los demandados por la población a cada hora. Lo anterior se puede hacer restando el volumen de salida del tanque al volumen de entrada al tanque, este valor se anota en la séptima columna, en la octava columna se anota una suma acumulada con sus respectivos signos. Para encontrar el volumen se sumara el valor absoluto del máximo déficit y el máximo superávit encontrados en la octava columna. (FUENTE. LIB14 DEL CNA pag 54.)

Una variación del método consiste en definir los porcentajes de los volúmenes disponibles y de demanda a cada hora y realizar el balance con base en dichos porcentajes, la ventaja radica en que no es necesario conocer los volúmenes de ingreso o de salida del tanque. (FUENTE. LIB14 DEL CNA pag 54.)

### Método gráfico:

Este método es semejante al analítico, pero en este se utiliza una gráfica en la que se trazan los volúmenes acumulados con respecto al tiempo. Este tipo de curva también es conocida como curva masa. (FUENTE. LIB14 DEL CNA pag 55.)

Las características de esta curva son.



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



1. La diferencia entre dos ordenadas mide el volumen entre ese intervalo de tiempo.

ECUACIÓN 12

$$V_2 - V_1 = \text{Volumen entre } t_1 - t_2$$

2. La pendiente de la tangente en un punto de la curva mide el gasto en ese punto.

ECUACIÓN 13

$$Q = \frac{dV}{dt} = \frac{V_2 - V_1}{t_2 - t_1}$$

3. La línea que une dos puntos de la curva tiene una pendiente que representa el gasto medio entre esos dos puntos.

Grafica 7 CURVA MASA VOLUMEN ACUMULADO VS TIEMPO.

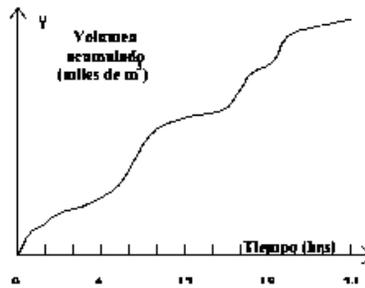


Figura 3.12 Curva masa.

El volumen se obtiene gráficamente combinando las curvas masa de ingresos y de salidas, trazándolas en un mismo sistema de ejes coordenados. Si la curva masa de entrada está por arriba de la salida representa un excedente, en caso contrario equivale a un faltante. (FUENTE. LIB14 DEL CNA pag 55.).

Para el estudio del tanque de regularización de la red en la Cabecera Municipal de Huiramba Michoacán se realizara con el método analítico anteriormente mencionado, con la ley de demanda calculada por la CNA.



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS  
HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



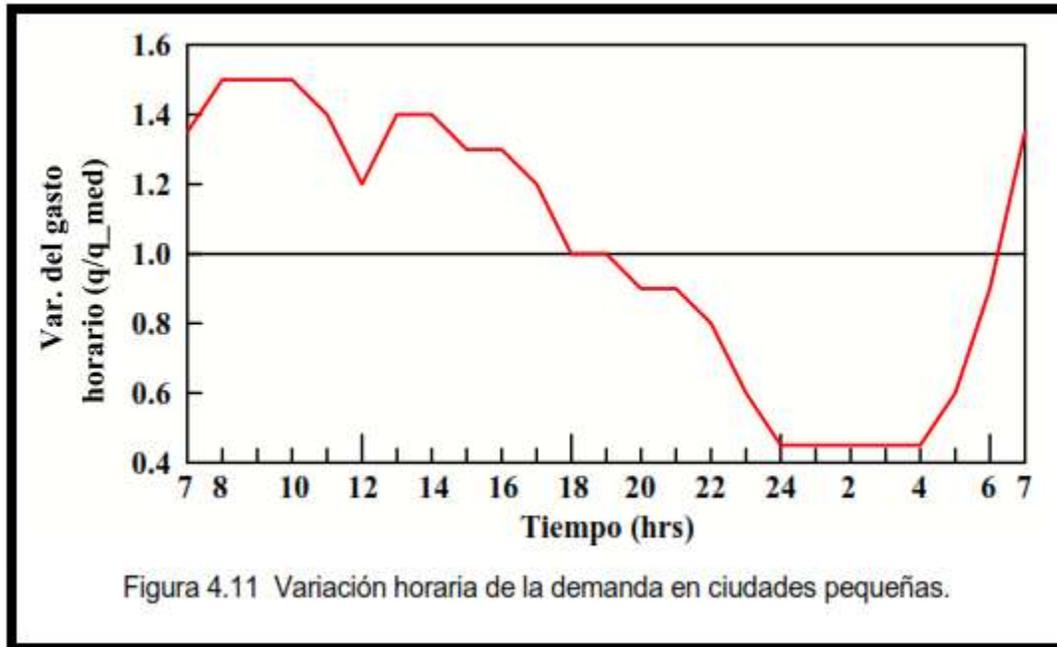
Tabla 24 LEY DE VARIACIÓN HORARIA PARA POBLACIONES PEQUEÑAS.

$t$ (hr)	$q/q_{med}$	$t$ (hr)	$q/q_{med}$
0	0.45	12	1.20
1	0.45	13	1.40
2	0.45	14	1.40
3	0.45	15	1.30
4	0.45	16	1.30
5	0.60	17	1.20
6	0.90	18	1.00
7	1.35	19	1.00
8	1.50	20	0.90
9	1.50	21	0.90
10	1.50	22	0.80
11	1.40	23	0.60

Grafica 8 VARIACIÓN HORARIA DE LA DEMANDA EN CIUDADES PEQUEÑAS.



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Se realizó el cálculo del volumen del tanque de regularización para distintos escenarios con distintos intervalos de tiempo. 5 horas, 8 horas, 16 horas.

Primero se realizó el cálculo con un intervalo de tiempo de 5 horas, el suministro en este intervalo de tiempo comenzaba a las 7:00 horas y terminaba a las 12:00 horas. En la tabla siguiente se muestra la información en donde la suma de la ley de suministro y ley de demanda deberán darnos 2400, que equivalen a las 24 horas que tiene un día.

Tabla 25 CÁLCULO DE CAPACIDAD DE TANQUE DE REGULARIZACIÓN PARA 5 HORAS.

5 hrs				
tiempo	Ley Suministro	ley de Demanda	Dif. entre Ley de S. contra Ley de D.	Acumulados
0:00-1:00	0	45	-45	-45
1:00-2:00	0	45	-45	-90
2:00-3:00	0	45	-45	-135
3:00-4:00	0	45	-45	-180
4:00-5:00	0	45	-45	-225
5:00-6:00	0	60	-60	-285
6:00-7:00	0	90	-90	-375
7:00-8:00	480	135	345	-30
8:00-9:00	480	150	330	300
9:00-10:00	480	150	330	630



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS  
HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



10:00-11:00	480	150	330	960
11:00-12:00	480	140	340	1300
12:00-13:00	0	120	-120	1180
13:00-14:00	0	140	-140	1040
14:00-15:00	0	140	-140	900
15:00-16:00	0	130	-130	770
16:00-17:00	0	130	-130	640
17:00-18:00	0	120	-120	520
18:00-19:00	0	100	-100	420
19:00-20:00	0	100	-100	320
20:00-21:00	0	90	-90	230
21:00-22:00	0	90	-90	140
22:00-23:00	0	80	-80	60
23:00-24:00	0	60	-60	0
Suma	2400	2400	0	

Para el cálculo del volumen del tanque es necesario conocer el valor máximo y mínimo de los valores acumulados de la tabla, los valores son los siguientes:

Máximo	1300	Mínimo	-375
--------	------	--------	------

Ahora se suman los valores absolutos del máximo mínimo, y se divide entre 100 para obtener los valores reales y no los porcentajes.

$$\frac{Máx + Mín}{100} = \frac{1300 + |-375|}{100} = 16.25$$

Obteniendo estos valores se procede a obtener el valor del volumen total del tanque de regularización necesario para el correcto funcionamiento de la red para las horas de suministros y que dependen de la ley de demanda.

$$V_{tanque} = \left( \frac{\max + \min}{100} \right) * Q_{MD} * N_{seg/hr}$$

Donde:

$N_{seg/hr}$  = segundos que tiene una hora.

$Q_{MD}$  = gasto máximo diario.

Sustituyendo los valores obtenemos lo siguiente:

$$V_{tanque} = 16.75 * 0.01699 * 3600 = 1024.77m^3$$



"ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS  
HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)"



Obteniendo un volumen total de 1024.77 m<sup>3</sup>, para valores constructivos redondeando obtenemos 1025 m<sup>3</sup>.

Para el análisis de la distribución dinámica para 8 y 16 hrs., se realiza el mismo procedimiento y el mismo formulario para encontrar el volumen respectivo para cada una de las simulaciones.

Análisis para un intervalo de 8 horas, iniciando a las 7:00 hrs y terminando a las 15:00 hrs.

Tabla 26 CÁLCULO DE CAPACIDAD DE TANQUE DE REGULARIZACIÓN PARA 8 HORAS.

8 hrs				
tiempo	Ley Suministro	ley de Demanda	Dif entre Ley de S. contra Ley de D.	Acumulados
0:00-1:00	0	45	-45	-45
1:00-2:00	0	45	-45	-90
2:00-3:00	0	45	-45	-135
3:00-4:00	0	45	-45	-180
4:00-5:00	0	45	-45	-225
5:00-6:00	0	60	-60	-285
6:00-7:00	0	90	-90	-375
7:00-8:00	300	135	165	-210
8:00-9:00	300	150	150	-60
9:00-10:00	300	150	150	90
10:00-11:00	300	150	150	240
11:00-12:00	300	140	160	400
12:00-13:00	300	120	180	580
13:00-14:00	300	140	160	740
14:00-15:00	300	140	160	900
15:00-16:00	0	130	-130	770
16:00-17:00	0	130	-130	640
17:00-18:00	0	120	-120	520
18:00-19:00	0	100	-100	420
19:00-20:00	0	100	-100	320
20:00-21:00	0	90	-90	230
21:00-22:00	0	90	-90	140
22:00-23:00	0	80	-80	60
23:00-24:00	0	60	-60	0
Suma	2400	2400	0	

Con valores máximos y mínimos de:



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Máximo	900	Mínimo	-375
--------	-----	--------	------

Sumando los valores absolutos obtenemos:

$$\frac{Máx + Mín}{100} = \frac{900 + |-375|}{100} = 12.75$$

Obteniendo este valor nos resulta el volumen total de:

$$V_{\text{tanque}} = 12.75 * 0.01699 * 3600 = 780.05m^3$$

Redondeando el valor del volumen obtenido para el correcto funcionamiento se obtiene un valor de 780 m<sup>3</sup>.

Análisis para un intervalo de 16 horas, iniciando a las 4:00 hrs y terminando a las 20:00 hrs.

Tabla 27 CÁLCULO DE CAPACIDAD DE TANQUE DE REGULARIZACIÓN PARA 16 HORAS.

16 hrs				
tiempo	Ley Suministro	ley de Demanda	Dif entre Ley de S. contra Ley de D.	Acumulados
0:00-1:00	0	45	-45	-45
1:00-2:00	0	45	-45	-90
2:00-3:00	0	45	-45	-135
3:00-4:00	0	45	-45	-180
4:00-5:00	150	45	105	-75
5:00-6:00	150	60	90	15
6:00-7:00	150	90	60	75
7:00-8:00	150	135	15	90
8:00-9:00	150	150	0	90
9:00-10:00	150	150	0	90
10:00-11:00	150	150	0	90
11:00-12:00	150	140	10	100
12:00-13:00	150	120	30	130
13:00-14:00	150	140	10	140
14:00-15:00	150	140	10	150
15:00-16:00	150	130	20	170
16:00-17:00	150	130	20	190
17:00-18:00	150	120	30	220



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



18:00-19:00	150	100	50	270
19:00-20:00	150	100	50	320
20:00-21:00	0	90	-90	230
21:00-22:00	0	90	-90	140
22:00-23:00	0	80	-80	60
23:00-24:00	0	60	-60	0
Suma	2400	2400	0	

Con valores máximos y mínimos de:

Máximo	320	Mínimo	-180
--------	-----	--------	------

Realizando la suma de los valores absolutos de los máximos y mínimos obtenemos:

$$\frac{Máx + Mín}{100} = \frac{320 + |-180|}{100} = 5$$

Teniendo este valor podemos calcular el volumen necesario para el tanque de regularización para tener un correcto funcionamiento en la red.

$$V_{\text{tanque}} = 5 * 0.01699 * 3600 = 305.90m^3$$

Redondeando el valor obtenido tenemos un nuevo valor de 306 m<sup>3</sup>.

### **g) PROPIEDADES DEL MATERIAL A EMPLEAR EN LA NUEVA RED.**

El nuevo material a emplear será de polietileno de alta densidad, con mayores rangos de presiones y temperaturas es el ideal sustituto del acero para procesos de conducción de fluidos en la industria.

Este material es 8 veces más ligero que el acero, soporta temperaturas superiores a los 80°C, con gran variedad de conexiones. Este material es utilizado en aplicaciones de agua potable desde los años 60's, y ha ido ganando la aprobación en los municipios desde entonces.

Algunas de las ventajas de la tubería de polietileno de alta densidad para las aplicaciones de agua son:

- Los tubos de PEAD pueden ser unido por termofusión al tope, que es tan fuerte o más fuerte que el tubo mismo, y es libre de fugas. Esto elimina los puntos potenciales de fuga cada 10-20 metros que se encuentra con PVC y de fibra de vidrio y las conexiones de espiga.



## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”

- El costo del ciclo de vida de los tubos de PEAD difiere de otros materiales de las tuberías debido a la “fuga de agua admisible” es cero en lugar de las tasas de fuga típicas de 10 a 20% de PVC y de fibra de vidrio.
- Las juntas de las tuberías de PEAD fundido, están restringiendo costosas maniobras de ensamble, arrastre y ensamble con maquinaria pesada.
- Juntas fusionadas de tubos PEAD, simplemente no se escapan, eliminando los problemas de infiltración y exfiltración con la mala experiencia en juntas de la tubería alternativa.
- La combinación de la flexibilidad y la unión libre de fugas permiten grandes ahorros de tiempo efectivos por su método de instalación que los tubos de PVC rígido y de fibra de vidrio no se puede utilizar con las conexiones de campana y espiga. Estos métodos de instalación alternativos los cuales no ofrecen otros sistemas: (Perforación Direccional Horizontal, Pipe Bursting, Sliplining, sumergidas o flotantes de tuberías, etc) se puede ahorrar mucho tiempo y dinero en la mayoría de las aplicaciones de agua potable.
- La tubería de polietileno se produce en tramos rectos de hasta 15 m de largo y enrollado en diámetros de hasta 6 “. Longitudes de más de 500 m en bobinas, están disponibles dependiendo del tamaño del diámetro a proporcionar, y obtener instalaciones de bajo costo.
- El polietileno es aproximadamente un octavo de la densidad del acero, que no requiere el uso de equipo pesado para su instalación.

Con todo esto mencionado la rentabilidad del PEAD es mejor que el del PVC y el del acero.

FUENTE ([www.tuberiasmoreno.com](http://www.tuberiasmoreno.com))

### **h) FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS EN RÉGIMEN PERMANENTE.**

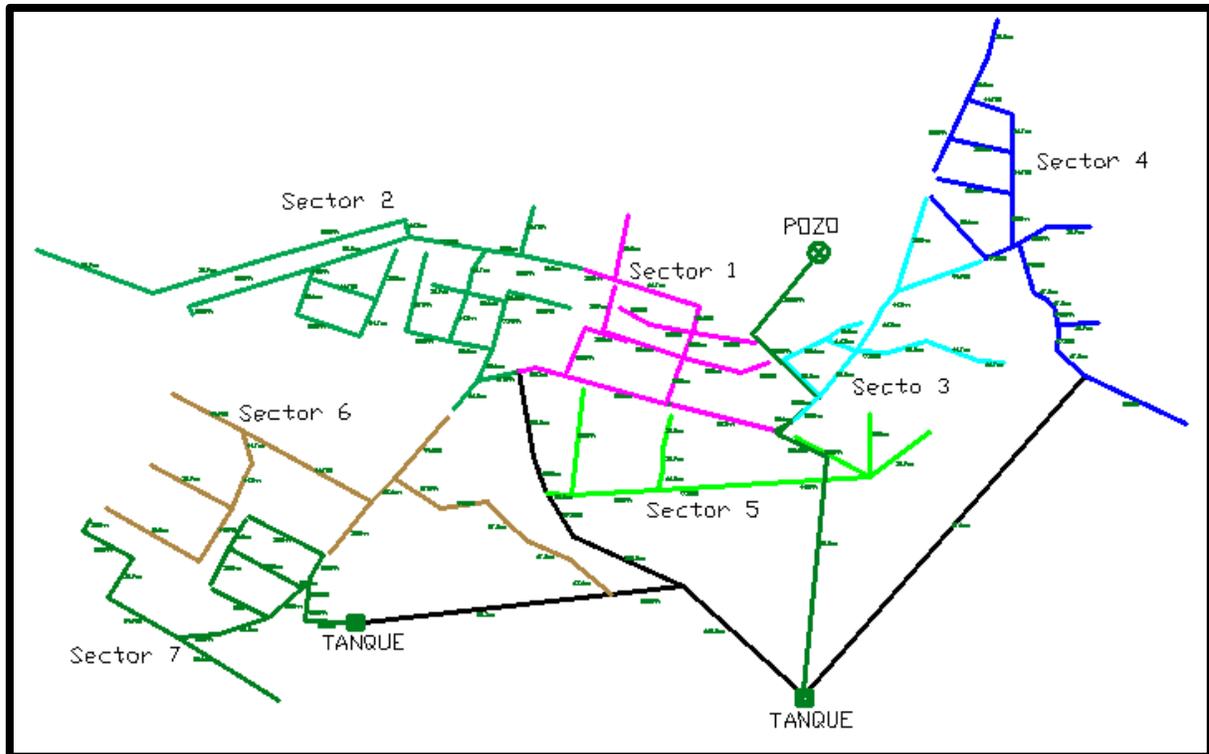
La red en flujo permanente es aquella en la cual la demanda de agua no cambia a lo largo del día, esta se mantiene constante y no se toma en consideración la ley de demandas.

La sectorización existente se respetó, debido a que los sectores están divididos en zonas que tienen las presiones parecidas, además de que los encargados mencionaron que las personas sabían ya el horario en el que se les suministraba el agua, y si se cambiara éste se tendría un problema con los pobladores.

*Figura 34 CROQUIS DE SECTORIZACIÓN*



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”

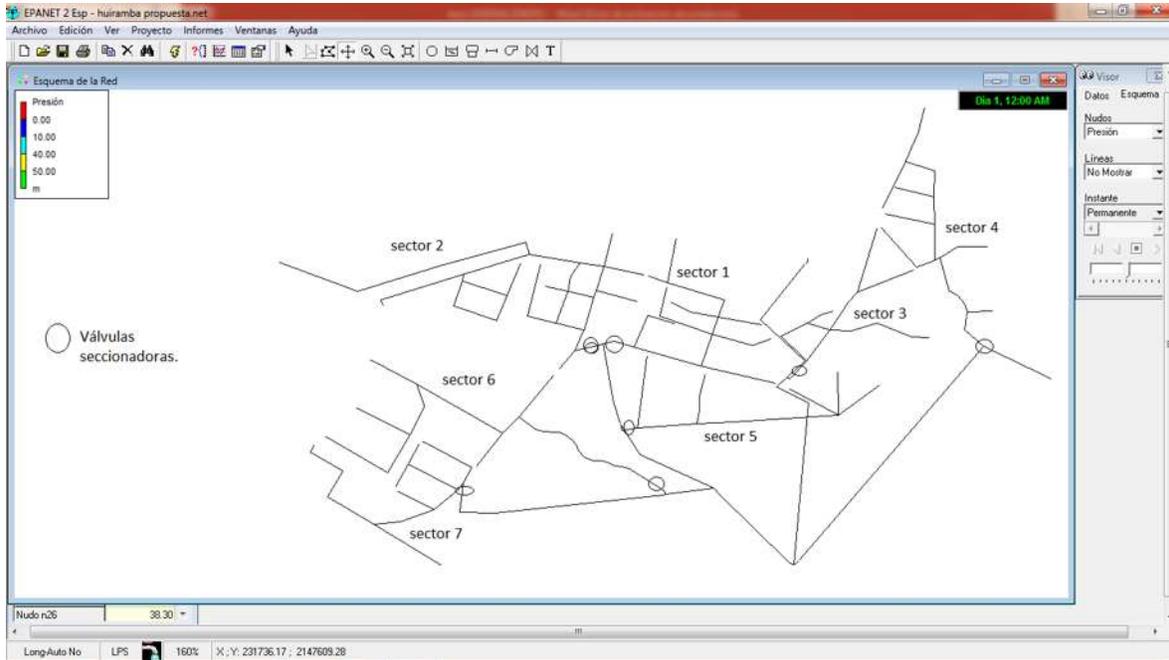


Se cuenta con 7 sectores, donde la línea negra son las líneas de abastecimiento. Los sectores están separados por válvulas, en la siguiente imagen se muestra la ubicación de las válvulas.

*Figura 35 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET UBICACIÓN DE VÁLVULAS SECCIONADORAS PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN PERMANENTE*



## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Para el mejoramiento de la red existente, se cambiarán todas las líneas de la red tanto primaria como secundaria por líneas nuevas de policarbonato de alta densidad.

Con el cambio de material en toda la red se eliminarán todos los problemas de fugas que existen en la red actual.

El análisis de la red se realizará en el software EPANET que se explicó en el capítulo III de este trabajo, como se mencionó en el párrafo anterior el análisis de la red se realiza con tubería de polietileno de alta densidad.

De las especificaciones de este material necesitamos conocer su rugosidad, esta información para el cálculo de las pérdidas por fricción en la red y su valor es de 0.007, también se ocupan los valores del diámetro interior para cada uno de los diámetros comerciales.

Enseguida la tabla con las especificaciones de diámetros internos de la (tubería moreno)

Tabla 28 ESPECIFICACIONES DE TUBERIA DE POIETILENO DE ALTA DENSIDAD DE TUBERIAS MORENO.



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



RELACION RD	RD 7.0	RD 7.3	RD 9	RD 11	RD 13.5	RD 15.5	RD 17	RD 21	RD 26	RD 32.5	RD 41													
Peso de Trabajo Kg/cm <sup>2</sup>	19	18	14	11	9	9	7	5	4	3.8	2.7													
Pañal	270	256	199	157	128	114	100	71	57	50	38													
Díametro Nominal (De) (Pulg.)	Díametro Exterior (De) (mm)	Tol +/-	ESPESOR (mm)	PESO (Kg/m)																				
1/2"	21.3	0.1	3.0	0.17	2.9	0.17	2.4	0.14	1.9	0.12	1.6	0.10	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	
3/4"	26.7	0.1	3.8	0.27	3.7	0.27	3.0	0.22	2.4	0.18	2.0	0.15	1.7	0.13	1.6	0.13	----	----	----	----	----	----	----	----
1"	33.4	0.1	4.8	0.43	4.6	0.42	3.7	0.34	3.1	0.29	2.5	0.24	2.1	0.21	2.0	0.20	1.6	0.16	----	----	----	----	----	----
1 1/4"	42.2	0.1	6.0	0.88	5.8	0.86	4.7	0.55	3.8	0.46	3.1	0.36	2.7	0.33	2.5	0.31	2.0	0.25	1.6	0.20	----	----	----	----
1 1/2"	48.3	0.2	6.9	0.90	6.6	0.86	5.4	0.73	4.4	0.61	3.6	0.50	3.1	0.44	2.8	0.40	2.3	0.33	1.9	0.28	1.6	0.23	----	----
2"	60.3	0.2	8.6	1.39	8.3	1.35	6.7	1.13	5.5	0.94	4.5	0.79	3.9	0.69	3.6	0.64	2.9	0.52	2.3	0.42	1.8	0.33	----	----
2 1/2"	73.0	0.2	10.4	2.04	10.0	1.97	8.1	1.65	6.6	1.37	5.4	1.14	4.7	1.01	4.3	0.93	3.5	0.76	2.8	0.62	2.3	0.51	----	----
3"	88.9	0.2	12.7	3.03	12.2	2.93	9.9	2.45	8.1	2.05	6.6	1.70	5.7	1.49	5.2	1.36	4.2	1.11	3.4	0.91	2.7	0.73	----	----
4"	114.3	0.5	16.3	5.01	15.7	4.85	12.7	4.04	10.4	3.39	8.5	2.82	7.4	2.48	6.7	2.26	5.4	1.84	4.4	1.52	3.5	1.22	2.8	0.98
6"	168.3	0.8	24.0	10.85	23.1	10.51	18.7	8.77	15.3	7.34	12.5	6.10	10.8	5.33	9.9	4.91	8.0	4.02	6.5	3.30	5.2	2.66	4.1	2.11
8"	219.1	1.0	31.3	18.42	30.0	17.78	24.3	14.83	19.9	12.42	16.2	10.30	14.1	9.06	12.9	8.34	10.4	6.80	8.4	5.55	6.7	4.46	5.3	3.55
10"	273.1	1.2	39.0	28.61	37.4	27.62	30.3	23.05	24.8	19.30	20.2	16.01	17.6	14.09	16.1	12.97	13.0	10.60	10.5	8.64	8.4	6.97	6.7	5.59
12"	323.8	1.4	46.3	40.26	44.4	38.88	36.0	32.47	29.4	27.12	24.0	22.55	20.9	19.84	19.1	18.24	15.4	14.88	12.5	12.19	10.0	9.83	7.9	7.82
14"	355.6	1.6	50.8	48.52	48.7	46.84	39.5	39.13	32.3	32.72	26.3	27.14	22.9	23.88	20.9	21.92	16.9	17.94	13.7	14.68	10.9	11.77	8.7	9.46
16"	406.4	1.8	58.1	63.42	55.8	61.31	45.2	51.16	37.0	42.83	30.1	35.49	26.2	31.22	23.9	28.65	19.4	23.53	15.6	19.10	12.5	15.43	9.9	12.30
18"	457.2	2.1	65.3	80.20	62.6	77.41	50.8	64.70	41.6	54.18	33.9	44.97	29.5	39.54	26.9	36.27	21.8	29.74	17.6	24.25	14.1	19.58	11.2	15.65
20"	508.0	2.3	72.6	99.06	69.7	95.73	56.4	79.82	46.2	66.86	37.6	55.43	32.8	48.84	29.9	44.80	24.2	36.69	19.5	29.85	15.6	24.07	12.4	19.26
22"	558.8	2.5	79.8	119.78	76.6	115.75	62.1	96.66	50.8	80.87	41.4	67.13	36.0	58.98	32.9	54.22	26.6	44.36	21.5	36.20	17.2	29.19	13.6	23.24
24"	609.6	2.7	87.1	142.62	83.5	137.66	67.7	114.97	55.4	96.21	45.2	79.94	39.3	70.24	35.9	64.54	29.0	52.76	23.4	42.99	18.7	34.63	14.9	27.77
26"	660.4	3.0	----	----	----	----	73.4	135.02	60.0	112.89	48.9	93.71	42.6	82.47	38.8	75.58	31.4	61.89	25.4	50.54	20.3	40.72	16.1	32.51
28"	711.2	3.2	----	----	----	----	79.0	156.51	64.6	130.90	52.7	106.75	45.9	95.70	41.8	87.69	33.9	71.95	27.4	58.71	21.9	47.31	17.3	37.62
30"	762.0	3.4	----	----	----	----	84.7	179.77	69.3	150.43	56.4	124.71	49.1	109.69	44.8	100.69	36.3	82.55	29.3	67.28	23.4	54.16	18.6	43.33
32"	812.8	3.7	----	----	----	----	90.3	204.45	73.9	171.12	60.2	141.98	52.5	125.09	47.1	113.02	38.7	93.88	31.3	76.65	25.0	61.72	19.8	49.20
34"	863.6	3.9	----	----	----	----	----	78.5	193.13	64.0	160.37	55.7	141.02	50.8	129.39	41.1	105.94	33.2	86.40	26.6	69.77	21.1	55.71	
36"	914.4	4.1	----	----	----	----	----	83.1	216.48	67.7	179.63	59.0	158.16	53.8	145.09	43.5	118.72	35.2	96.98	28.1	78.06	22.3	62.34	
40"	1016.0	4.6	----	----	----	----	----	92.4	267.44	75.3	221.98	65.5	195.10	59.6	179.19	48.4	146.76	39.1	119.70	31.3	96.59	24.8	77.03	
42"	1066.8	4.8	----	----	----	----	----	79.0	244.56	68.8	215.17	62.8	197.59	50.8	161.74	41.0	131.60	32.8	106.28	26.0	84.80			
48"	1219.2	5.5	----	----	----	----	----	90.3	319.45	78.7	281.26	71.7	257.83	58.1	211.40	46.9	172.30	37.5	138.87	29.7	110.71			

Colocando esto seleccionamos el RD para colocar los diámetros correspondientes.

El RD seleccionado es el de un RD 13.5, con el cual tenemos un valor de 9 kg/cm<sup>2</sup> que equivalen a 90 metros columna de agua.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de los valores de los diámetros a utilizar en la red.

Tabla 29 DIÁMETROS A UTILIZAR DE U RD 13.5 (9kg/cm<sup>2</sup>)



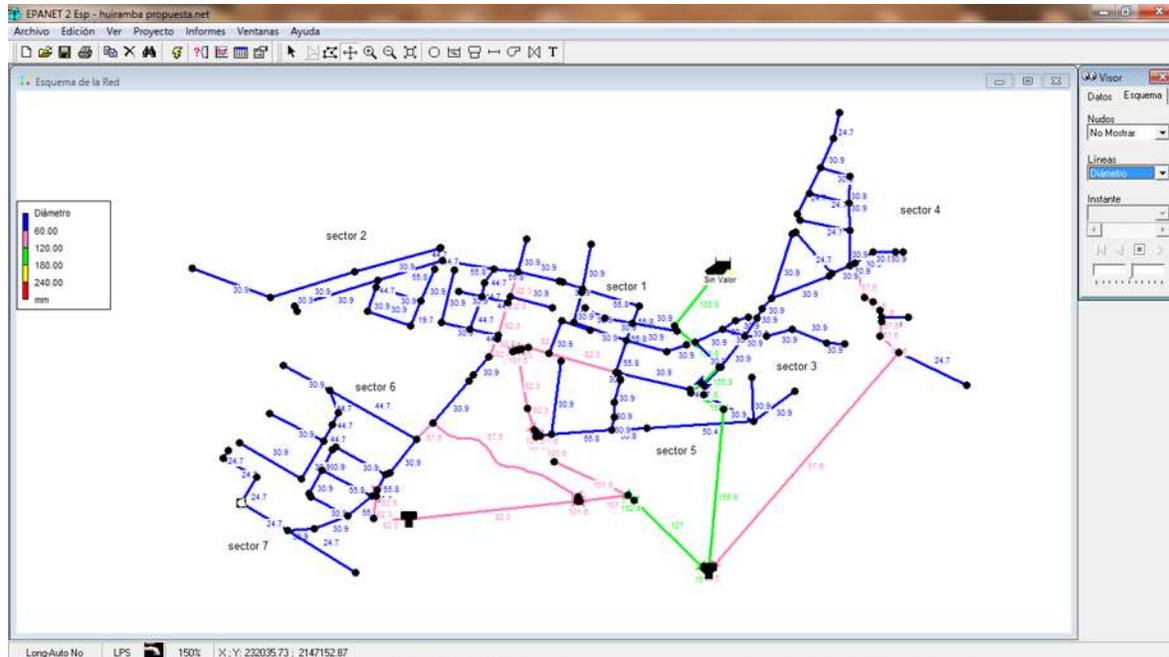
## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Nominal	Real (mm)	Espesor mínimo de pared (mm)	Diámetro interior nominal (mm)	Diámetro interior nominal (cm)
1/2	21.3	1.6	19.7	1.97
3/4	26.7	2	24.7	2.47
1	33.4	2.5	30.9	3.09
1 1/4	42.2	3.1	39.1	3.91
1 1/2	48.3	3.6	44.7	4.47
2	60.3	4.5	55.8	5.58
2 1/2	73	5.4	67.6	6.76
3	88.9	6.6	82.3	8.23
4	114.3	8.5	105.8	10.58
6	168.3	12.5	155.8	15.58
8	219.1	16.2	202.9	20.29
10	273.1	20.2	252.9	25.29
12	323.8	24	299.8	29.98

La siguiente imagen muestra los valores de los diámetros.

*Figura 36 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET DIÁMETROS PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN PERMANENTE.*



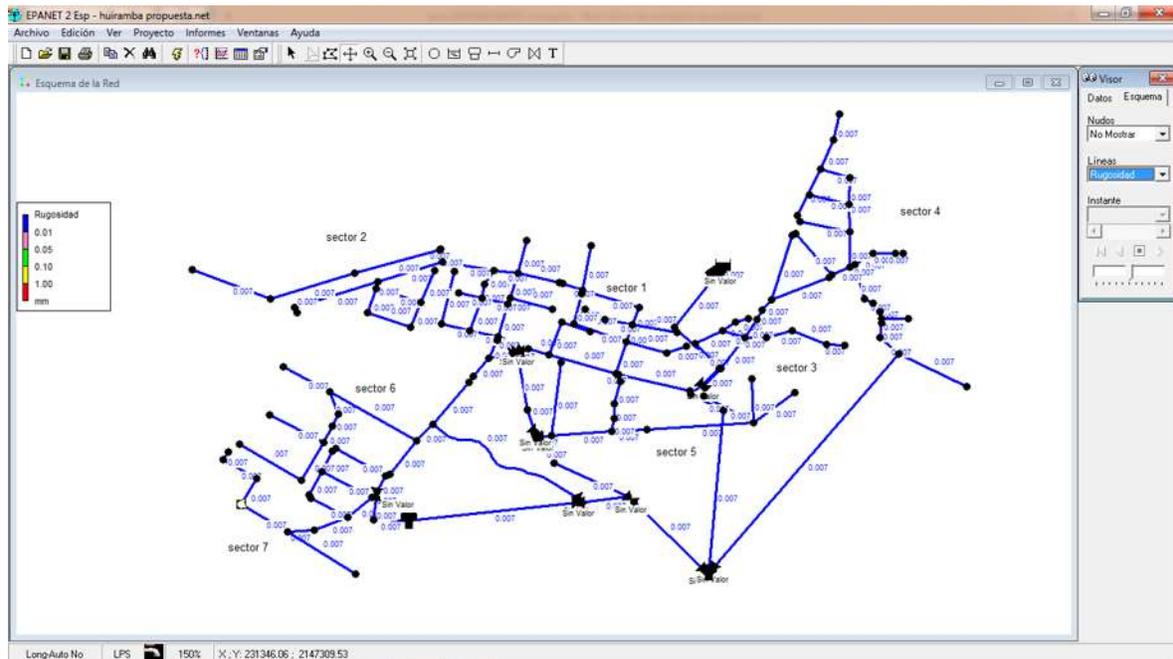
En la siguiente imagen se muestran los valores de la rugosidad en la red.



## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



*Figura 37 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET RUGOSIDADES PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN PERMANENTE.*



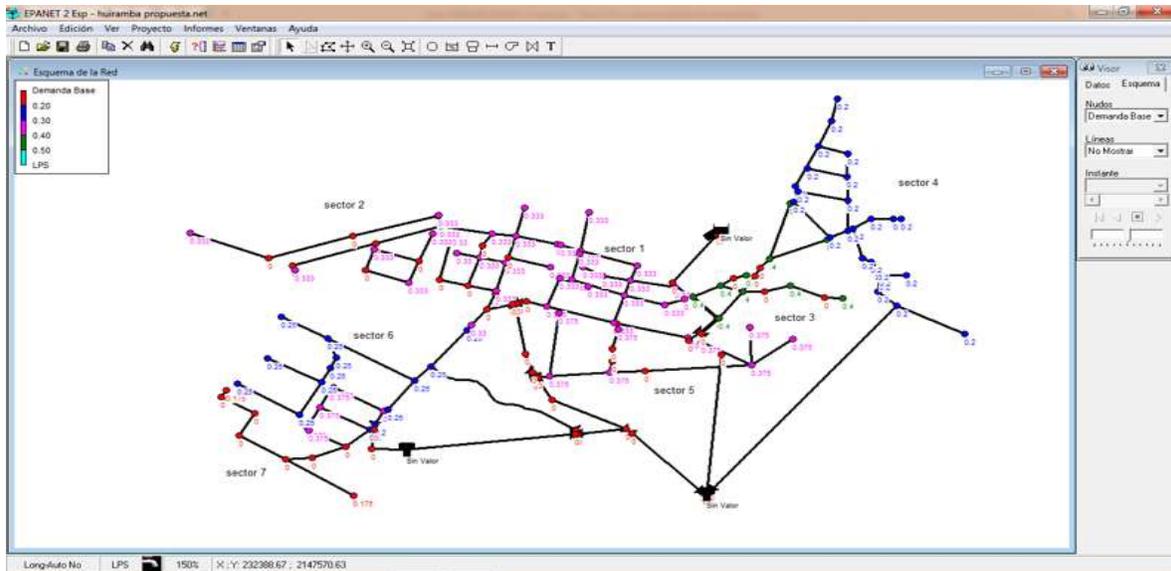
La rugosidad de todas las tuberías es de 0.007 correspondiente al polietileno de alta densidad.

En la siguiente imagen se muestran los valores de las demandas base que corresponden a los valores de gasto máximo horario calculado en el inciso d) de este capítulo. El gasto máximo horario depende de la población y de la dotación de la zona del pueblo en estudio, también de varios coeficientes que afectan al cálculo del mismo.

*Figura 38 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET DEMANDA BASE PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN PERMANENTE.*

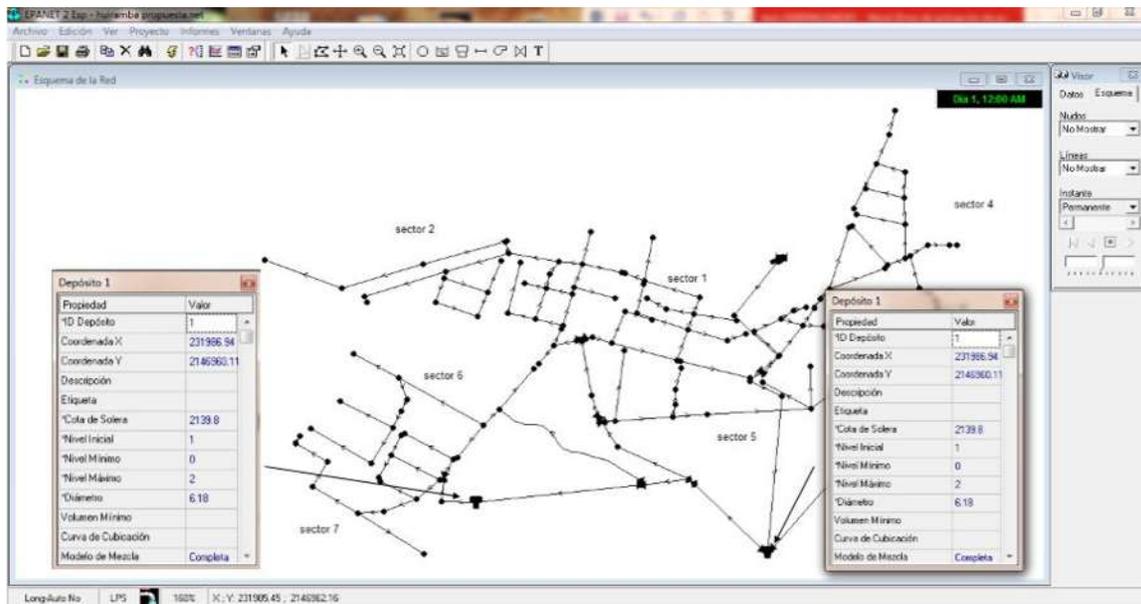


## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Se colocan los valores a los tanques de regularización, los valores corresponden al volumen según el diseño e el inciso “e)” de este capítulo. En la siguiente imagen se muestran los valores de los tanques de regularización.

*Figura 39 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET DATOS DE TANQUES SUPERFICIALES PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN PERMANENTE.*



Teniendo los valores de la red, tanto nudos como de líneas se corre el programa para conocer el valor de presiones y velocidades principalmente.

Con todos los valores nos arrojan las siguientes presiones que se pueden observar en la siguiente imagen.



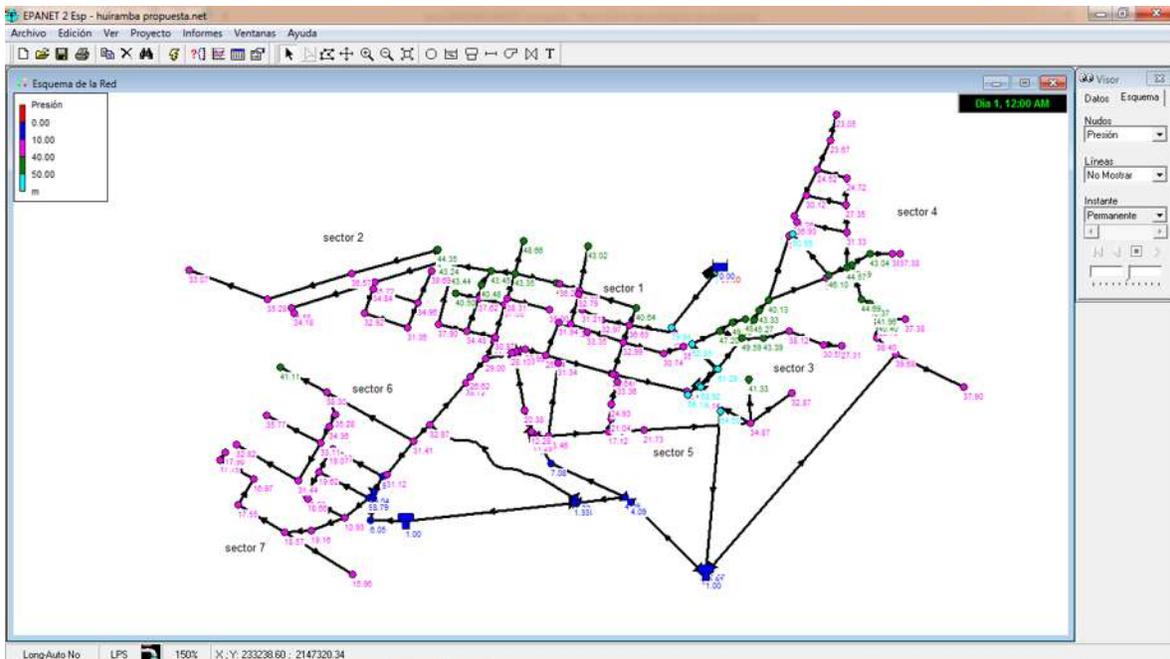
## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”

Figura 40 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET CON PRESIONES PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN PERMANENTE.

ID Nudo	Presión m												
Nudo n1	17.75	Nudo n5	35.28	Nudo n9	37.03	Nudo n13	31.36	Nudo n17	26.20	Nudo n21	38.12	Nudo n25	27.35
Nudo n2	16.97	Nudo n6	38.30	Nudo n10	38.31	Nudo n14	34.96	Nudo n18	32.79	Nudo n22	30.59	Nudo n26	24.72
Nudo n3	17.75	Nudo n7	41.11	Nudo n11	43.35	Nudo n15	30.69	Nudo n19	31.94	Nudo n23	27.31	Nudo n27	24.52
Nudo n4	17.98	Nudo n8	31.41	Nudo n12	40.66	Nudo n16	41.27	Nudo n20	33.35	Nudo n24	45.27	Nudo n28	23.67
Nudo n5	18.57	Nudo n9	31.12	Nudo n13	34.48	Nudo n17	36.23	Nudo n21	34.87	Nudo n25	40.13	Nudo n29	23.05
Nudo n6	19.16	Nudo n10	32.87	Nudo n14	37.50	Nudo n18	36.95	Nudo n22	32.87	Nudo n26	40.13	Nudo n30	23.26
Nudo n7	10.93	Nudo n11	38.72	Nudo n15	43.44	Nudo n19	41.33	Nudo n23	38.35	Nudo n27	38.35	Nudo n31	30.12
Nudo n8	9.00	Nudo n12	9.99	Nudo n16	37.62	Nudo n20	35.00	Nudo n24	39.14	Nudo n28	32.98	Nudo n32	36.93
Nudo n9	6.05	Nudo n13	4.09	Nudo n17	40.48	Nudo n21	29.05	Nudo n25	64.50	Nudo n29	39.66	Nudo n33	46.10
Nudo n10	9.04	Nudo n14	1.33	Nudo n18	43.45	Nudo n22	28.12	Nudo n26	64.19	Nudo n30	37.90	Nudo n34	50.56
Nudo n11	9.10	Nudo n15	7.08	Nudo n19	40.50	Nudo n23	27.99	Nudo n27	75.27	Nudo n31	38.40	Nudo n35	37.38
Nudo n12	18.00	Nudo n16	12.28	Nudo n20	43.24	Nudo n24	25.44	Nudo n28	79.91	Nudo n32	39.75	Nudo n36	12.46
Nudo n13	19.62	Nudo n17	11.28	Nudo n21	44.16	Nudo n25	28.84	Nudo n29	86.49	Nudo n33	40.40	Nudo n37	31.34
Nudo n14	19.07	Nudo n18	20.38	Nudo n22	44.35	Nudo n26	31.29	Nudo n30	68.92	Nudo n34	41.96	Nudo n38	21.04
Nudo n15	18.96	Nudo n19	28.15	Nudo n23	35.72	Nudo n27	32.99	Nudo n31	68.92	Nudo n35	43.37	Nudo n39	24.93
Nudo n16	18.69	Nudo n20	17.12	Nudo n24	34.88	Nudo n28	36.63	Nudo n32	61.29	Nudo n36	44.69	Nudo n40	33.36
Nudo n17	15.36	Nudo n21	21.73	Nudo n25	34.18	Nudo n29	40.64	Nudo n33	52.35	Nudo n37	47.19	Nudo n41	0.99
Nudo n18	32.82	Nudo n22	26.62	Nudo n26	36.57	Nudo n30	32.97	Nudo n34	47.20	Nudo n38	43.04	Nudo n42	1.33
Nudo n19	31.44	Nudo n23	29.00	Nudo n27	35.29	Nudo n31	31.21	Nudo n35	49.92	Nudo n39	38.69	Nudo n43	1.33
Nudo n20	33.11	Nudo n24	28.01	Nudo n28	33.07	Nudo n32	38.02	Nudo n36	49.95	Nudo n40	37.38	Nudo n44	11.28
Nudo n21	35.77	Nudo n25	30.58	Nudo n29	34.84	Nudo n33	30.74	Nudo n37	49.69	Nudo n41	44.57	Nudo n45	12.20
Nudo n22	34.36	Nudo n26	30.97	Nudo n30	32.52	Nudo n34	35.53	Nudo n38	43.39	Nudo n42	31.33	Nudo n46	28.23
Nudo n23	35.28	Nudo n27	37.03	Nudo n31	31.36	Nudo n35	26.20	Nudo n39	38.12	Nudo n43	27.35	Nudo n47	28.10

En la siguiente imagen se puede observar los nodos con sus respectivas presiones con una escala de colores.

Figura 41 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET CON DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN PERMANENTE.



Tenemos la mayor parte de los nodos en presiones entre valores de 10 m.c.a. y 50 m.c.a. como marca la normativa de la C.N.A, sin embargo se tienen 3 nodos con presiones alrededor de 9 m.c.a. en el sector 7.

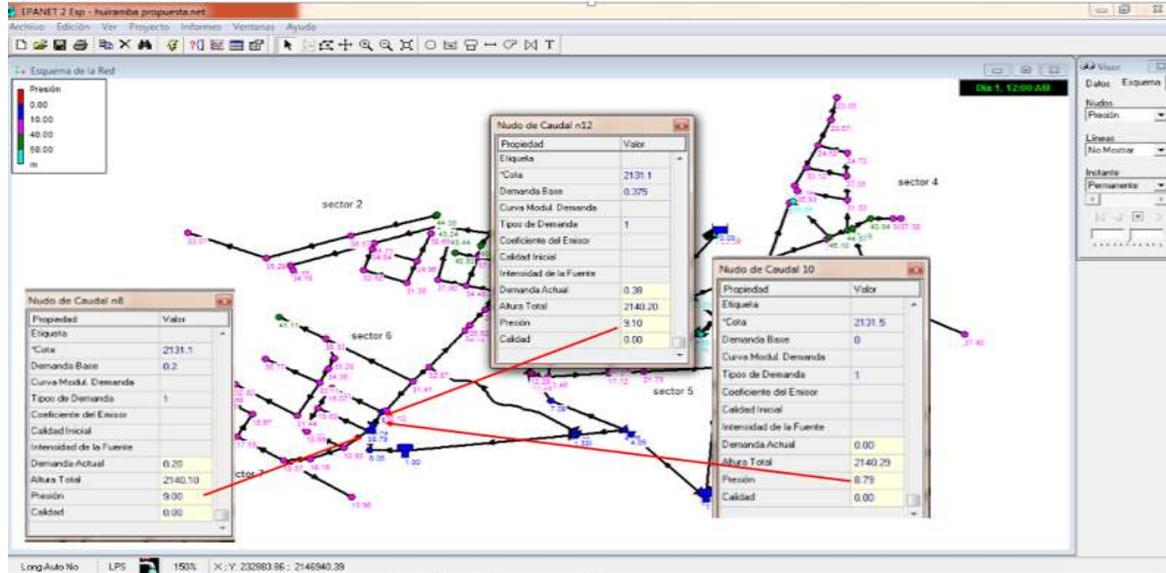


## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



La siguiente imagen muestra los nodos y las presiones de cada uno de ellos.

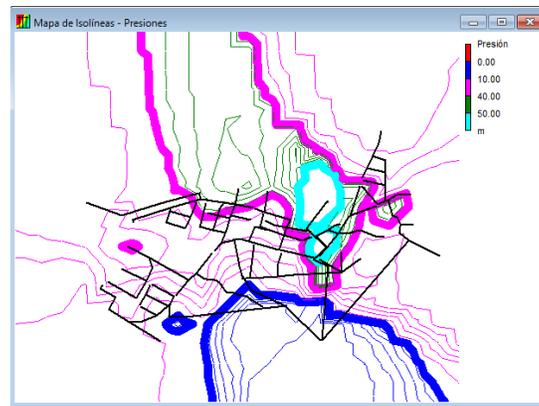
*Figura 42 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET UBICACIÓN DE NODOS CON PRESIONES BAJAS PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN PERMANENTE.*



Debido a que solo son 3 nodos y que se encuentran solo 1 metro debajo de la mínima se consideran aceptables.

En la siguiente imagen se muestra una gráfica con las isolíneas que marcan los distintos valores de las presiones.

*Figura 43 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET ISOLINEAS DE PRESION PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN PERMANENTE.*



En la siguiente imagen se pueden observar los valores de las velocidades que tienen las líneas de la red.

*Figura 44 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET CON VELOCIDADES PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN PERMANENTE.*



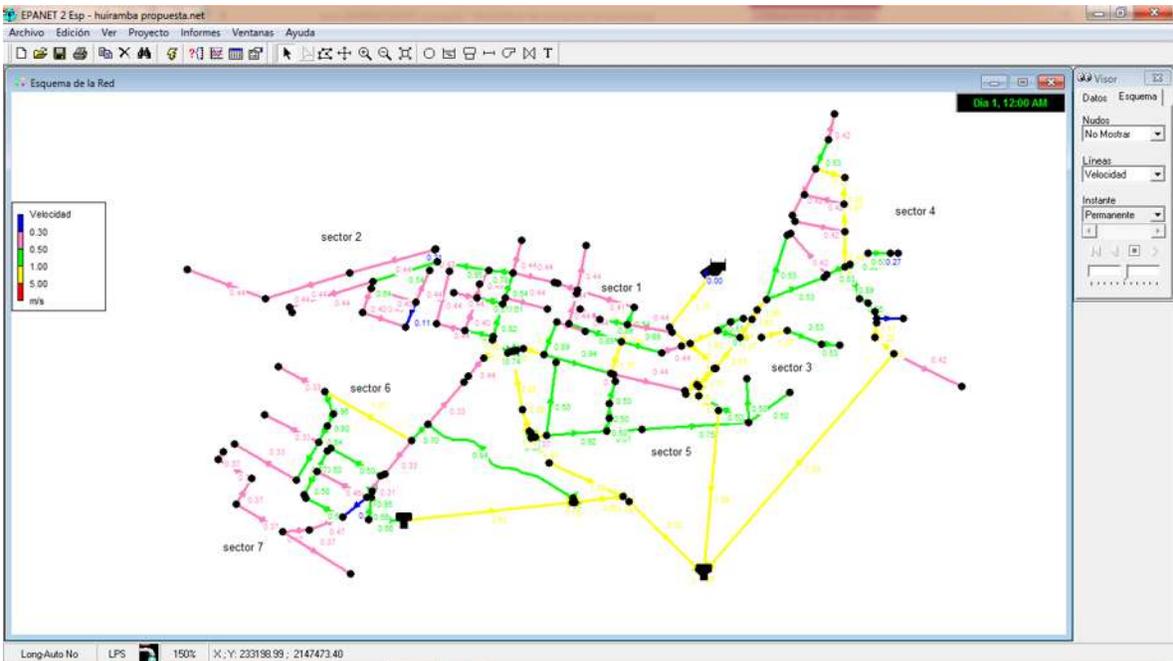
# “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



ID Línea	Velocidad m/s	ID Línea	Velocidad m/s	ID Línea	Velocidad m/s	ID Línea	Velocidad m/s	ID Línea	Velocidad m/s	ID Línea	Velocidad m/s
Tubería p1	0.37	Tubería p26	0.70	Tubería p59	0.78	Tubería p84	0.44	Tubería p109	3.33	Tubería p132	0.89
Tubería p2	0.37	Tubería p27	0.33	Tubería p60	0.95	Tubería p85	0.44	Tubería p110	2.17	Tubería p133	0.80
Tubería p3	0.37	Tubería p36	1.85	Tubería p61	0.42	Tubería p86	1.77	Tubería p111	1.63	Tubería p134	0.53
Tubería p4	0.37	Tubería p37	1.85	Tubería p62	0.21	Tubería p87	1.09	Tubería p112	0.53	Tubería p135	0.27
Tubería p5	0.47	Tubería p40	2.25	Tubería p63	0.54	Tubería p88	0.54	Tubería p113	0.53	Tubería p136	3.20
Tubería p6	0.47	Tubería p41	0.61	Tubería p64	0.44	Tubería p89	0.41	Tubería p114	2.63	Tubería p137	2.40
Tubería p7	0.30	Tubería p42	0.44	Tubería p65	0.44	Tubería p90	0.89	Tubería p115	0.57	Tubería p138	1.47
Tubería p10	0.31	Tubería p43	1.13	Tubería p66	0.44	Tubería p91	0.44	Tubería p116	1.07	Tubería p139	1.33
Tubería p11	0.50	Tubería p44	1.06	Tubería p67	0.44	Tubería p92	0.44	Tubería p117	1.07	Tubería p140	1.07
Tubería p13	0.50	Tubería p45	0.82	Tubería p68	0.44	Tubería p93	0.89	Tubería p118	0.53	Tubería p141	0.53
Tubería p14	0.50	Tubería p46	0.61	Tubería p69	0.40	Tubería p94	0.44	Tubería p119	0.53	Tubería p142	0.42
Tubería p15	0.50	Tubería p47	0.54	Tubería p70	0.40	Tubería p95	0.89	Tubería p120	1.60	Tubería p143	0.42
Tubería p16	0.37	Tubería p48	0.44	Tubería p71	0.11	Tubería p96	0.44	Tubería p121	1.60	Tubería p144	0.42
Tubería p17	0.33	Tubería p49	0.61	Tubería p72	0.44	Tubería p97	0.89	Tubería p122	1.60	Tubería p145	0.42
Tubería p18	0.67	Tubería p50	0.44	Tubería p73	0.49	Tubería p98	0.44	Tubería p123	0.53	Tubería p146	0.53
Tubería p19	0.33	Tubería p51	1.06	Tubería p74	0.64	Tubería p99	0.75	Tubería p124	0.53	Tubería p147	0.42
Tubería p20	0.64	Tubería p53	0.40	Tubería p75	0.44	Tubería p100	0.50	Tubería p126	0.27	Tubería p148	0.27
Tubería p21	0.80	Tubería p54	0.49	Tubería p77	0.44	Tubería p101	0.50	Tubería p127	1.28	Tubería p149	1.17
Tubería p22	0.96	Tubería p55	0.49	Tubería p78	0.44	Tubería p102	0.50	Tubería p128	1.23	Tubería p152	1.23
Tubería p23	0.33	Tubería p56	0.44	Tubería p81	1.13	Tubería p104	1.56	Tubería p129	1.06	Tubería p153	0.50
Tubería p24	1.27	Tubería p57	0.51	Tubería p82	1.13	Tubería p106	1.77	Tubería p130	1.00	Tubería p155	0.50
Tubería p25	0.33	Tubería p58	0.44	Tubería p83	0.94	Tubería p107	1.77	Tubería p131	0.95	Tubería p156	0.50
Tubería p26	0.70	Tubería p59	0.70	Tubería p84	0.44	Tubería p109	3.33	Tubería p132	0.89	Tubería p157	0.80

En la siguiente imagen se pueden observar los valores de las distintas velocidades.

*Figura 45 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDADES PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN PERMANENTE.*



Aquí se pueden observar los valores de las velocidades y distinguir los rangos de valores con escala de colores.

Las velocidades deben estar en los rangos que marca la C.N.A., Las velocidades permisibles están dadas por las características del material a emplear en la construcción de la red, y a



## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



la magnitud de los fenómenos transitorios. Existen límites inferiores y superiores. La velocidad mínima que podrá tener una línea de la red de abastecimiento de agua potable será de 0.3 m/s, esto para evitar la posible sedimentación de partículas suspendidas en el fluido. La velocidad máxima será regida por el tipo del material a utilizar, y será con la cual se evite la erosión en la tubería.

En la siguiente tabla del Lib01 de la CNA, “tabla 1.7 VELOCIDAD MÁXIMA PERMISIBLE”, se muestran los valores de las velocidades máximas emplear.

*Tabla 30 velocidad máxima permisible.*

TABLA 1.7 VELOCIDAD MÁXIMA PERMISIBLE	
TIPO DE TUBERÍA	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm. de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 60 cm. de diámetro o mayores	3.5
Concreto presforzado	3.5
Asbesto cemento	5.0
Acero galvanizado	5.0
Acero sin revestimiento	5.0
Acero con revestimiento	5.0
P.V.C. (policloruro de vinilo)	5.0
Poliétileno de alta densidad	5.0

Para el polietileno de alta densidad tenemos una velocidad máxima de 5 m/s, y tomando la velocidad mínima que marca la CNA tenemos una velocidad mínima de 0.3 m/s.

Las velocidades de la red de agua potable se encuentran entre los límites estipulados por la C.N.A.

### **i) FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMETRICOS EN RÉGIMEN NO PERMANENTE.**

Una red de agua potable esta en régimen no permanente cuando existen variaciones en las demandas a lo largo del día. Las variaciones corresponden a la variación con la cual se utiliza el agua a lo largo del día, y que no es la misma cantidad de agua que se gasta a las 2:00 am, que la que se gasta a las 12:00 pm.

Los coeficientes de variación que se ocupan dependen del tamaño de la población, de esto depende la cantidad de agua que se consume.

En la tabla 24 se muestran los valores de la ley de demanda para poblaciones pequeñas.

Los valores no son más que factores o coeficientes por los cuales se multiplica el gasto demandando, estos valores son los que hacen que exista la variación en velocidades y gastos que circulan las líneas de la red.



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Se realizan 3 simulaciones en Epanet con distintos periodos de tiempos de suministros, 16 horas iniciando el suministro de 4:00 hasta las 20:00 horas del día, de 8 horas iniciando el suministro a las 7:00 y hasta las 15:00 horas y de 5 horas iniciando el suministro a las 7:00 y hasta las 12:00 horas.

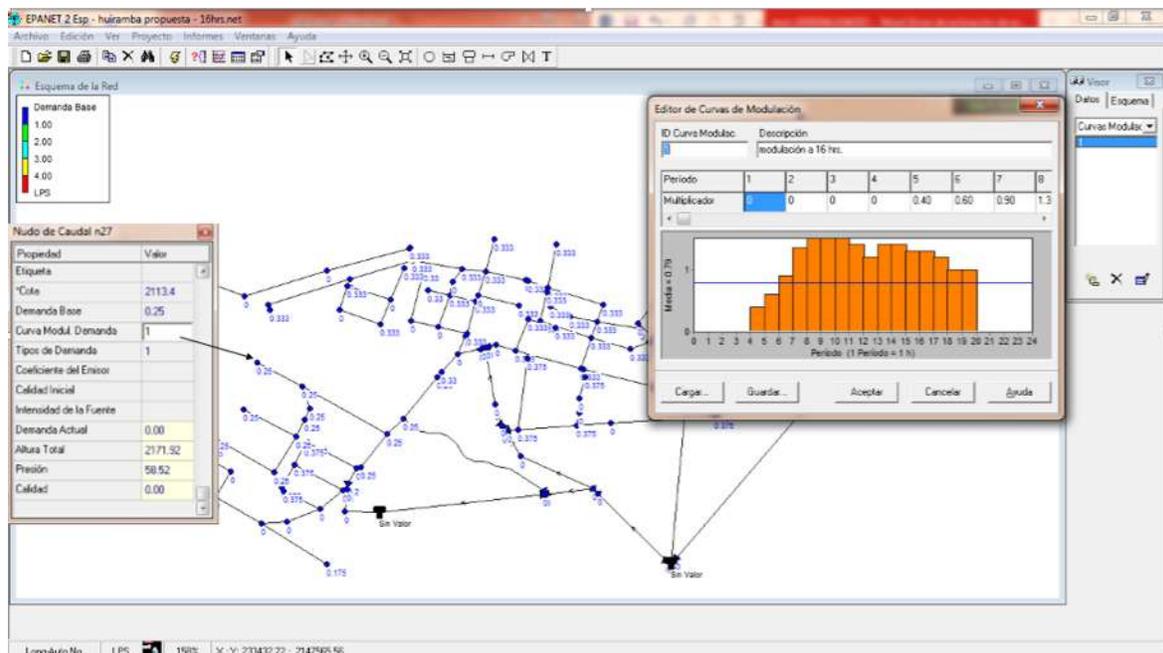
**1. RED CON SUMINISTRO DE 16 HORAS.**

Se realizara la simulación de la red considerando solo 16 horas, horas en las que se mantiene encendida la bomba para el suministro de los tanques y de los tanques a la red.

La bomba se enciende a las 4:00 horas para iniciar con el suministro de agua y se detiene el suministro a las 20 horas.

Para colocar los valores de los factores de la ley de demanda se coloca una curva de modelación en el programa y colocándole el valor de la curva de modulación a los nodos con una demanda base respectivas a las horas de inicio y termino de la modelación de para 16 horas.

Figura 46 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET CON LA GRAFICA DE CURVA DE MODULACIÓN PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN NO PERMANENTE CON SUMINISTRO DE 16 HORAS.

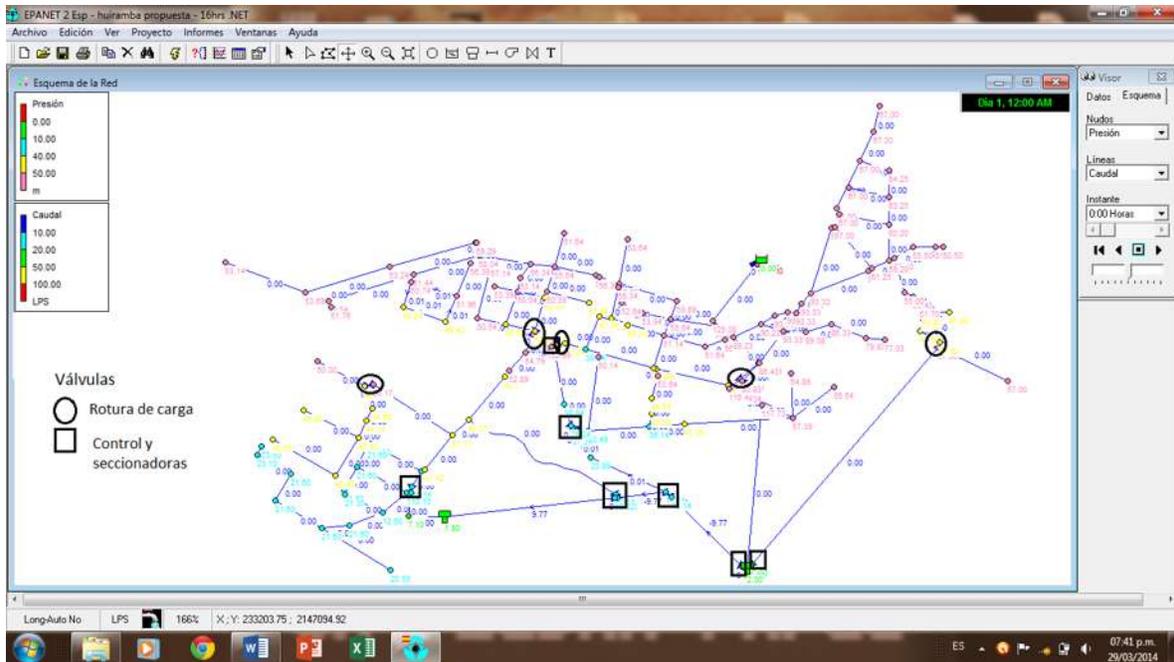


Se corre el programa verificando velocidades y presiones, comparándolas con lo dicho en el inciso “g)” del presente capítulo. Para lograr que las presiones se encuentren entre los límites que marca la ley, se colocaron distintas válvulas de rotura de carga, en la siguiente imagen se muestran las distintas válvulas.

Figura 47 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET UBICACIÓN DE VÁLVULAS DE ROTURA DE CARGA Y SECCIONADORAS PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN NO PERMANENTE CON SUMINISTRO DE 16 HORAS.



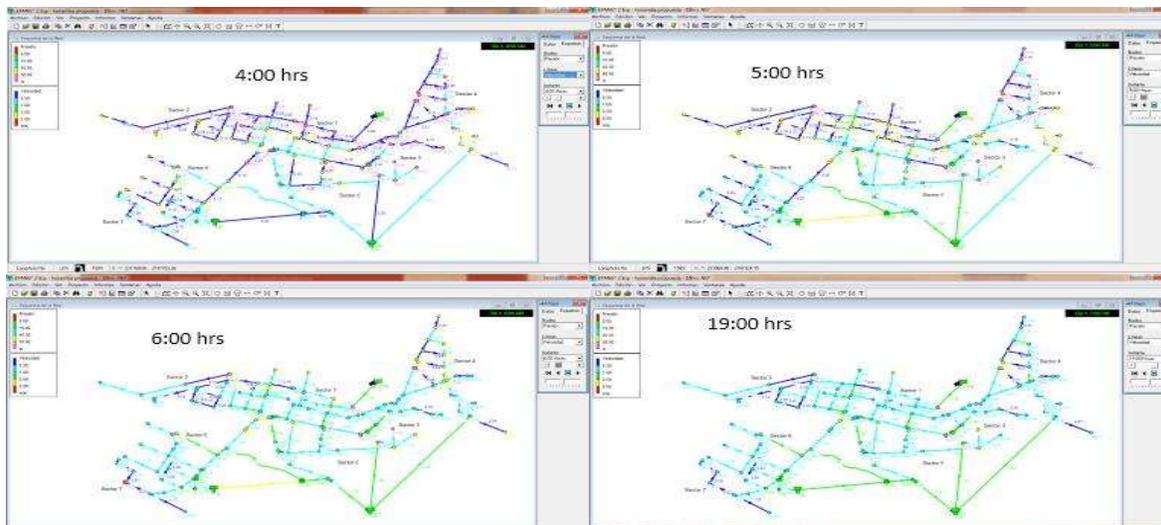
## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Se tienen valores de presiones distintas en cada una de las horas, donde tenemos horas en las que se satisface el rango de presiones y de velocidades, y donde estos rangos se sobrepasan.

En la siguiente imagen se muestran las presiones para las 4:00, 5:00, 6:00 y 19:00 de trabajo de la red.

*Figura 48 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET CON LA DISTRIBUCION DE PRESIONES PARA HORAS CRÍTICAS PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN NO PERMANENTE CON SUMINISTRO DE 16 HORAS.*



Aquí se observa que en las horas 4 y 5 se tienen presiones mayores a los 50 m.c.a. y velocidades menores a 0.3 m/s que nos marca la C.N.A., para que el diseño sea óptimo.

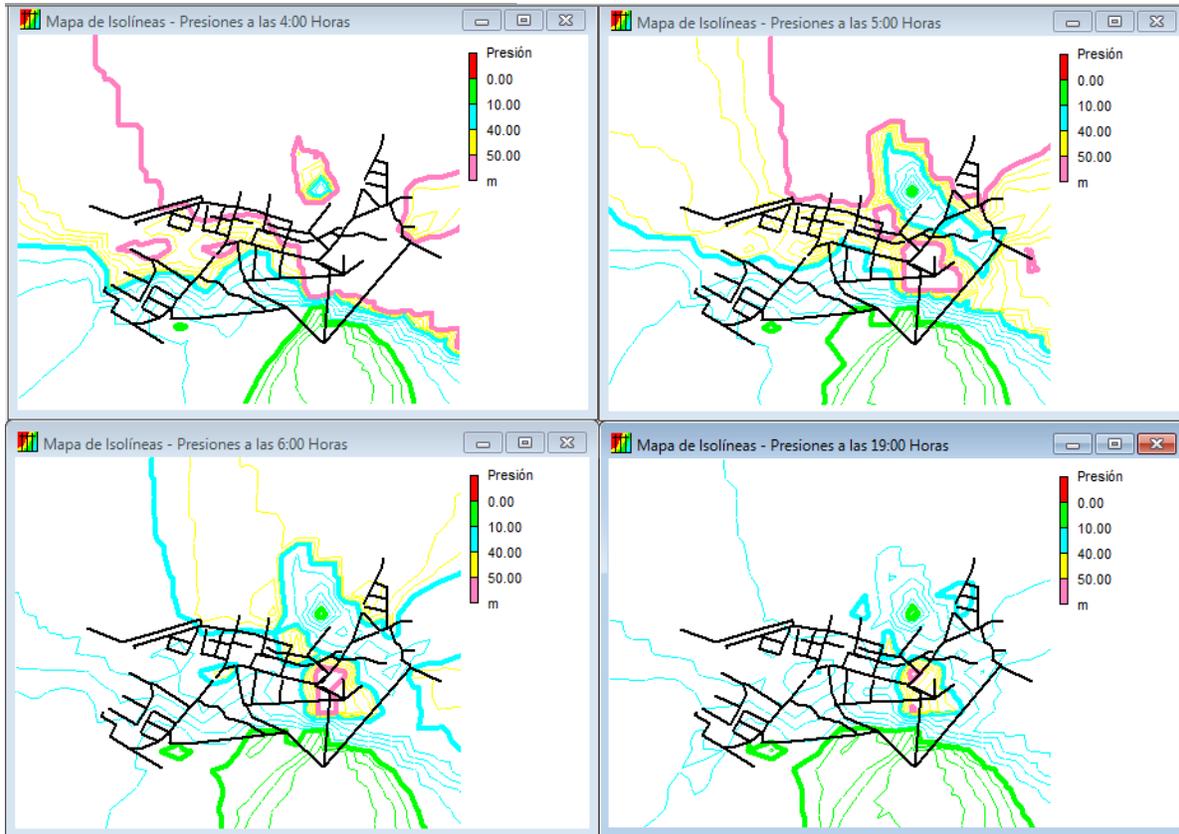


## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



En la siguiente imagen se muestran los valores de las presiones con isolíneas.

Figura 49 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET CON ISOLINEAS DE PRESIONES PARA HORAS CRÍTICAS PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN NO PERMANENTE CON SUMINISTRO DE 16 HORAS.



### 2. RED CON SUMINISTRO DE 8 HORAS.

Se realizara la simulación de la red considerando ahora 8 horas, horas en las que se mantiene encendida la bomba para el suministro de los tanques y de los tanques a la red.

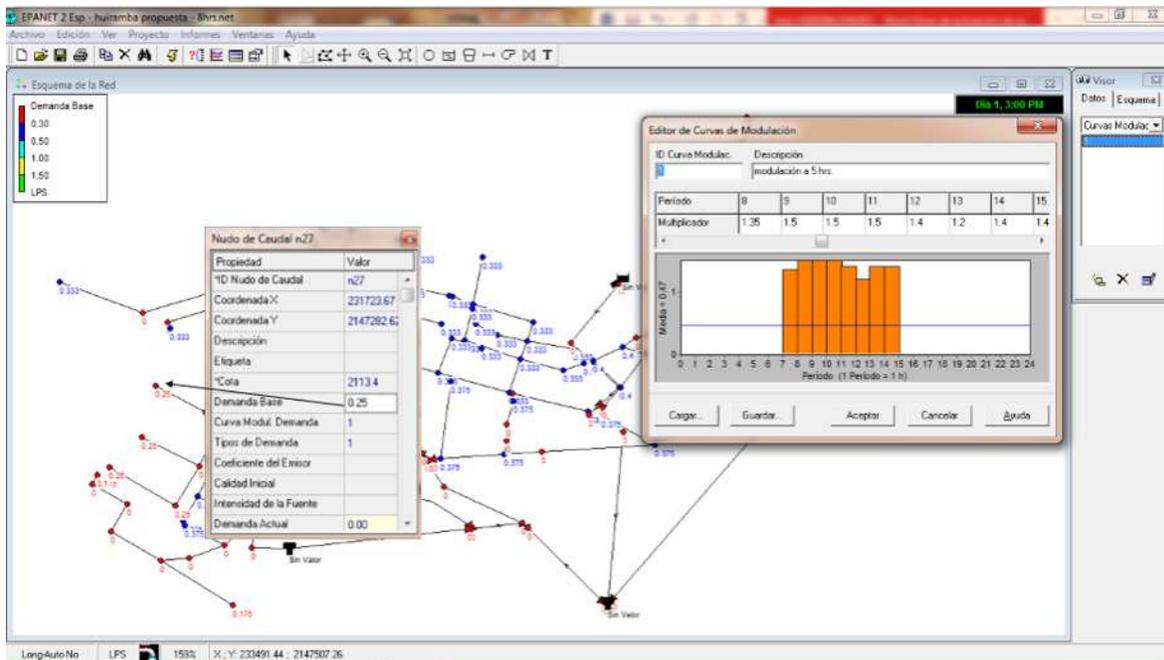
La bomba se enciende a las 7:00 horas para iniciar con el suministro de agua y se detiene el suministro a las 15 horas.

Para colocar los valores de los factores de la ley de demanda se coloca una curva de modelación en el programa y colocándole el valor de la curva de modelación a los nodos con una demanda base que corresponda a la hora de inicio y termino de la modelación de 8 horas.

Figura 50 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET CON LA GRAFICA DE CURVA DE MODULACIÓN PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN NO PERMANENTE CON SUMINISTRO DE 8 HORAS.



## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



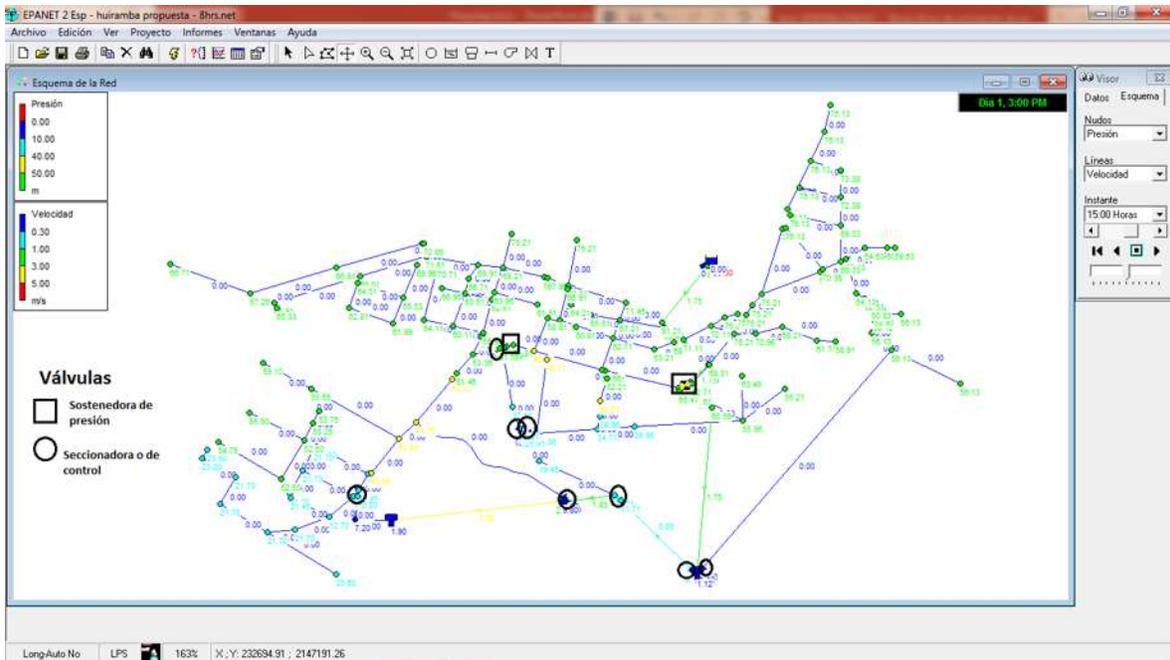
Cada nodo debe tener el valor de 1 en la casilla de curva de modulación de demanda que corresponde al número de la curva de modulación que se le coloca a los nodos con demandas base.

Se corre el programa para obtener los resultados y verificando velocidades y presiones, para lograr esto se colocaron válvulas sostenedoras de presión en distintas zonas, en la siguiente imagen se muestran las distintas válvulas colocadas.

Figura 51 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET CON UBICACIÓN DE VÁLVULAS SOSTENEDORAS DE PRESIÓN Y SECCIONADORAS PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN NO PERMANENTE CON SUMINISTRO DE 8 HORAS.

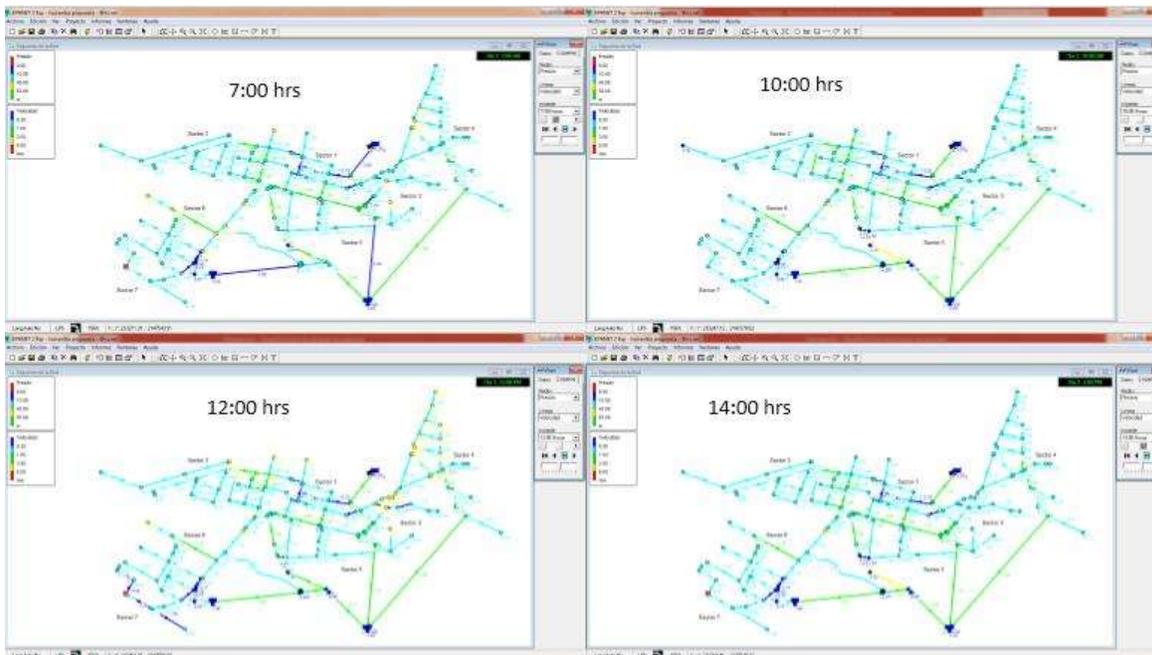


# “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Se tienen valores de presiones distintas en cada una de las horas. En la siguiente imagen se muestran las presiones para las 7:00, 10:00, 12:00 y 14:00 de trabajo de la red.

*Figura 52 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES PARA HORAS CRÍTICAS PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN NO PERMANENTE CON SUMINISTRO DE 8 HORAS.*



Aquí se observa que en las presiones y velocidades se encuentran dentro de los rangos expuestos por la C.N.A.

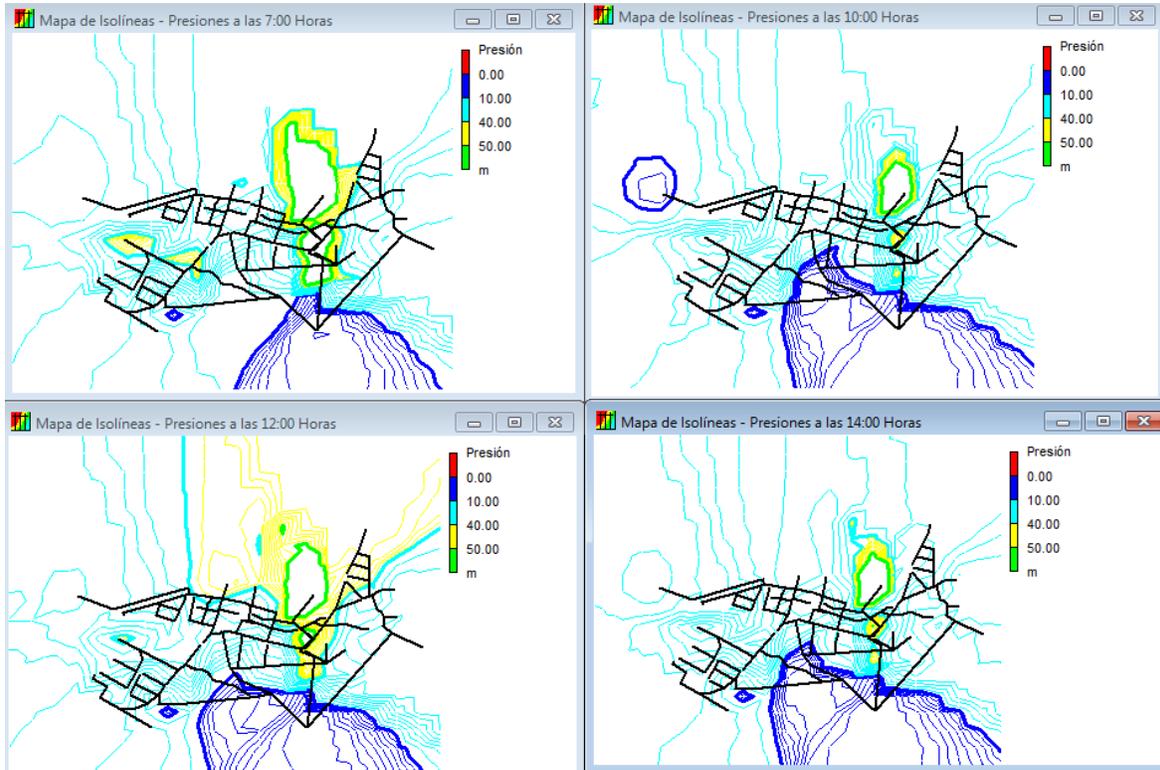


## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



En la siguiente imagen se muestran los valores de las presiones con isolíneas.

*Figura 53 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET ISOLINEAS DE PRESIONES PARA HORAS CRÍTICAS PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN NO PERMANENTE CON SUMINISTRO DE 8 HORAS.*



Aquí se observa que la mayor parte de los nodos pertenecen a los valores de entre 10 y 40 m.c.a.

### 3. RED CON SUMINISTRO DE 5 HORAS.

Se realizara la simulación de la red considerando ahora 5 horas, horas en las que se mantiene encendida la bomba para el suministro de los tanques y de los tanques a la red. Durante este periodo se suministra el agua a toda la red.

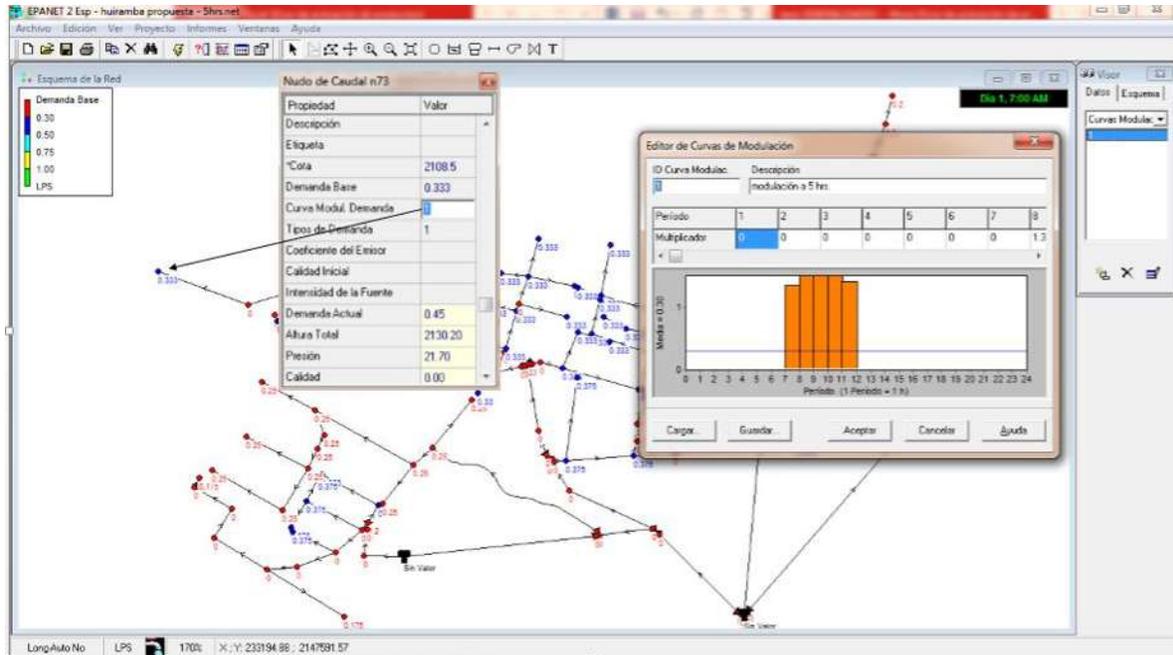
La bomba se enciende a las 7:00 horas para iniciar con el suministro de agua y se detiene el suministro a las 12:00 horas.

Para colocar los valores de los factores de la ley de demanda, se coloca una curva de modelación en el programa y colocándole el valor de la curva de modelación a los nodos con una demanda base que corresponda a la hora de inicio y termino de la modelación de 5 horas. En la siguiente imagen se observa la curva de modulación.

*Figura 54 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET COLOCACIÓN DE CURVA MODULADORA PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN NO PERMANENTE CON SUMINISTRO DE 5 HORAS.*



## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Cada nodo debe tener el valor de 1 en la casilla de curva de modulación de demanda que corresponde al número de la curva de modulación que se le coloca a los nodos con demandas base.

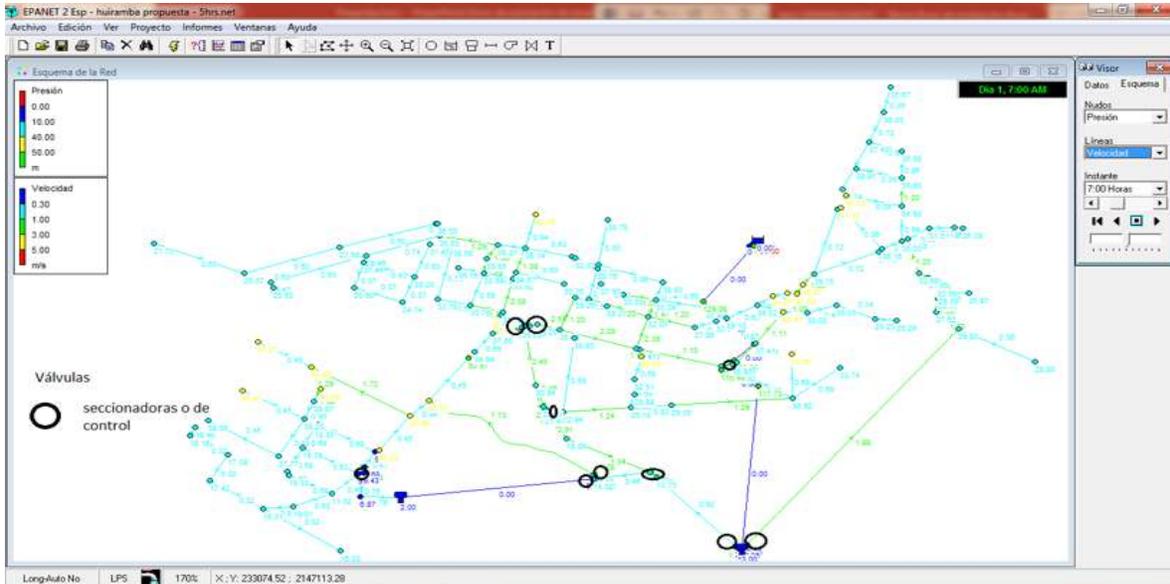
Se corre el programa para obtener los resultados y verificando velocidades y presiones.

Se tienen únicamente válvulas de seccionamiento o de control.

*Figura 55 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET UBICACIÓN DE VÁLVULAS SECCIONADORAS PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN NO PERMANENTE CON SUMINISTRO DE 5 HORAS.*

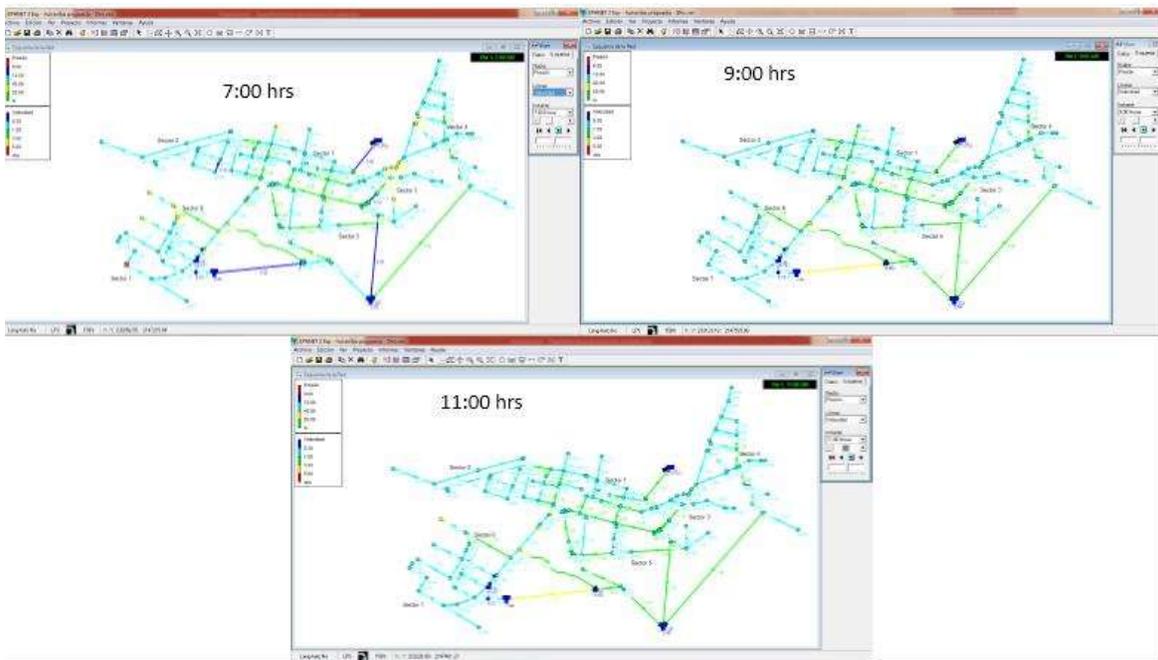


# “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Se tienen valores de presiones distintas en cada una de las horas. En la siguiente imagen se muestran las presiones para las 7:00, 9:00 y 11:00.

*Figura 56 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES PARA HORAS CRÍTICAS PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN NO PERMANENTE CON SUMINISTRO DE 5 HORAS.*



Aquí se observa que en las presiones y velocidades se encuentran dentro de los rangos expuestos por la C.N.A.

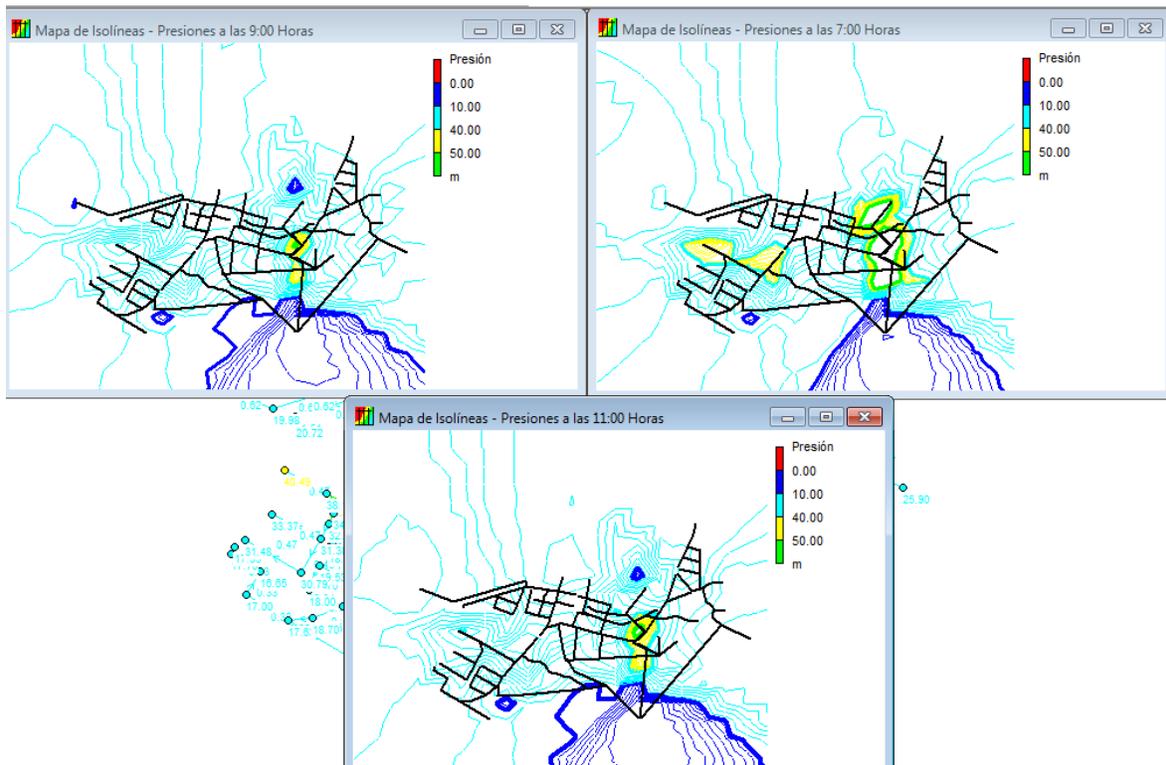
En la siguiente imagen se muestran los valores de las presiones con isóneas.



## “ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”



Figura 57 ESQUEMA DE MODELACIÓN EN EPANET ISOLINEAS DE PRESIONES PARA HORAS CRÍTICAS PARA SIMULACIÓN CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS A REGIMEN NO PERMANENTE CON SUMINISTRO DE 5 HORAS.



Aquí se observa que la mayor parte de los nodos pertenecen a los valores de entre 10 y 40 m.c.a.

En la siguiente figura se puede observar el plano de la red de abastecimiento con las adecuaciones correspondientes para el correcto funcionamiento de la misma.

Figura 58 PLANO TOPOGRAFICO DEL MUNICIPIO DE HUIRAMBA.



“ADECUACIÓN DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON DISTRITOS HIDROMÉTRICOS Y SECTORIZACIÓN (MUNICIPIO DE HUIRAMBA)”

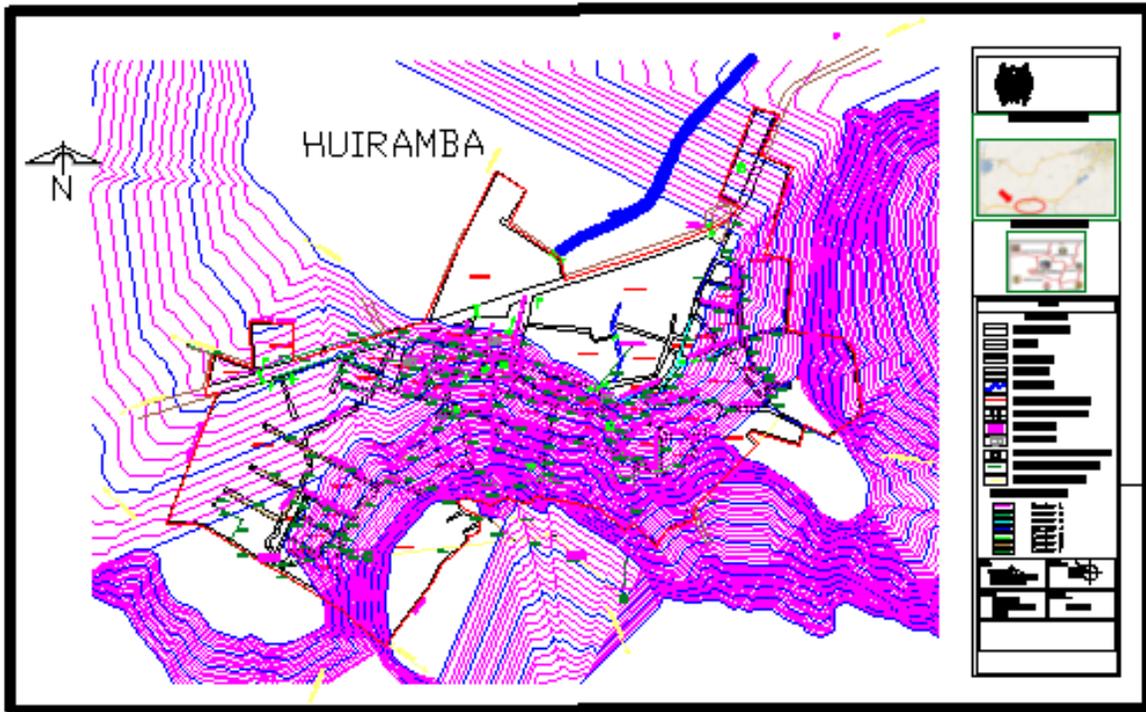
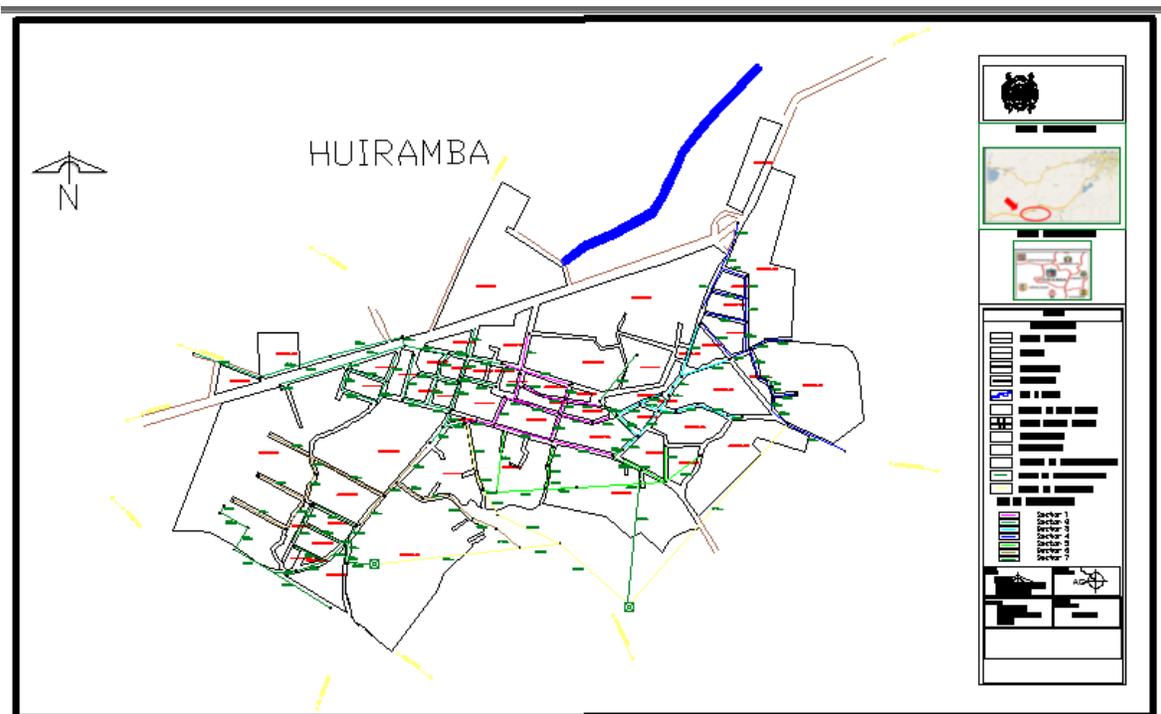


Figura 58 PLANO DE TRAZA CON RED DE DISTRIBUCIÓN Y SECTORIZACIÓN PARA EL MUNICIPIO DE HUIRAMBA.





## V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

### a) Conclusión de red de distribución existente.

La red de distribución existente en la cabecera municipal tiene muchas inconsistencias:

- Las líneas de conducción de toda la red son de un material muy corrosivo.
- La red excede el tiempo de vida útil para la cual fue diseñada.
- Los diámetros de las líneas son muy grandes.
- La red tiene varios tramos en los que se cuentan con dobles líneas con distintos diámetros.

Los resultados que nos arrojó el software Epanet sobre el análisis de la red de distribución de la cabecera municipal de Huiramba nos dice que las presiones que tienen cada uno de los nodos de la red oscilan entre los valores de 0 a 10 m.c.a., otro gran número oscila en los valores de 10 a 20 m.c.a. y solo unos cuantos se encuentran entre 20 y 30 m.c.a., y ningún nodo sobrepasa los valores de 30 m.c.a.

Tenemos un sector que se conecta a la línea de conducción que abastece al tanque de regularización.

Por los valores demasiado pequeños en las presiones, las velocidades pequeñas en algunas líneas ver figura 30 y 32., las inconsistencias donde destaca la gran edad de las tuberías y accesorios de la red que no ayudan al buen comportamiento de la red, todo esto nos señala que debe haber una rehabilitación o un nuevo diseño de toda la red.

### b) CONCLUSIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS EN RÉGIMEN PERMANENTE

Por los valores arrojados en las tuberías y los nodos en la red teniendo en cuenta los nuevos materiales a emplear y las nuevas demandas calculadas obtenemos las presiones y velocidades según las figuras 41 y 45.

Los valores de presiones y de velocidades son los valores óptimos, los valores entran entre los rangos de velocidades de 0.3m/s a 5 m/s, y los de las presiones de entre 10 y 50 m.c.a. el único inconveniente es que se presenta a régimen permanente y aquí se simula que durante todo el día la demanda es la misma, esto no es real pues la demanda a lo largo del día cambia pues habrá horas en las que no se gaste agua y horas en las que se gastan más de lo estipulado. Es por esto que aunque las presiones y velocidades se encuentren dentro de lo que marca la C.N.A. no es la más óptima para construir esta red con simulación permanente.



Las velocidades son:

### **c) CONCLUSIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED CON SECTORIZACIÓN Y DISTRITOS HIDROMÉTRICOS EN RÉGIMEN NO PERMANENTE.**

La red a régimen no permanente se tiene distintos escenarios:

- Red con suministro de 16 horas
- Red con suministro de 8 horas
- Red con suministro de 5 horas

#### **RED CON SUMINISTRO DE 16 HORAS**

La red con un suministro a 16 horas presente presiones menores a los 10 m.c.a. en algunos sectores y en algunos otros presenta presiones superiores a las permitidas por la C.N.A. en la figura 48 y 49 se muestran las presiones y velocidades para las horas críticas.

Para mantener las presiones dentro del rango se colocaron 5 válvulas de rotura de carga. Por no cumplir con los rangos de presiones y velocidades.

#### **RED CON SUMINISTRO DE 8 HORAS**

La red con simulaciones de 8 horas la mayor parte de los nodos de la red se encuentran entre valores dentro del rango que permite la C.N.A. pero en las horas donde comienza el suministro se tienen algunos valores que sobrepasan las presiones permitidas así como sus velocidades que salen dentro del rango permitido, en la figura 52 y 53 se observan las horas críticas de suministro.

Para obtener las presiones y velocidades se colocaron 2 válvulas sostenedoras de presión.

Los valores de velocidades y de presiones fuera de los rangos hacen nula su construcción.

#### **RED CON SUMINISTRO DE 5 HORAS**

En el suministro de 5 horas las velocidades y presiones se encuentran en sus rangos correspondientes que marca la C.N.A. las figuras 56 y 57 muestran los valores en las horas críticas durante el suministro.

En este suministro no se colocan válvulas adicionales para lograr las presiones de la red.



#### **d) RECOMENDACIONES PARA LA RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA CABECERA MUNICIPAL DE HUIRAMBA.**

La red existente por todas las inconsistencias que favorecían las fugas y presiones bajas en toda la red nos apunta a la segura y pronta sustitución de toda la red debida principalmente a la edad de la misma. Las bajas presiones están dadas a las constantes fugas que registra el oopas de Huiramba y muchas tantas fugas que no son registradas por no saltar a la superficie y que por lo tanto no se solucionan por no tener la economía o mano de obra suficiente para acudir a todas las llamadas de atención de fugas.

La simulación de la red con el nuevo material y los nuevos diámetros correspondientes al diseño de la red a régimen permanente no es viable porque el suministro de la red no tiene la misma demanda en el día lo cual lo hace irreal.

La simulación de la red en régimen no permanente se tienen a 16 horas que no se acepta por no cumplir los rangos de presiones a lo largo del suministro de agua, el suministro a 8 horas no se acepta por la misma razón de presiones fuera de los rangos que marca la CNA, además de que ambos tienen válvulas para poder garantizar y acercar las presiones a las aceptables. También el horario de operación de la bomba es mayor por lo cual encárese el servicio y poder mantener el servicio en estos periodos de tiempo lo hace poco probable debido a la poca economía del municipio.

La simulación de 5 horas es la que garantiza las presiones y las velocidades dentro de las horas de suministro y sin colocación de válvulas para garantizar que las presiones se encuentren en el rango marcado por la CNA. Y por tener un periodo de suministro en el cual se tendrá en funcionamiento la bomba.



## **BIBLIOGRAFÍA**

Programa Hídrico Visión 2030 del Estado de Michoacán de Ocampo

Reducción integral de pérdidas de agua potable. LEONEL OCHOA ALEJO, VICTOR BOURGUETT ORTIZ. IMTA (Instituto Mexicano de Tecnología del Agua)

Artículo Incremento de la eficiencia a través de distritos hidrométricos de distribución de agua potable. Nahún H. García, Leonel Ochoa, Victor Bourguett. IMTA (Instituto Mexicano de Tecnología del Agua)

PERIÓDICO OFICIAL DEL GOBIERNO CONSTITUCIONAL DEL ESTADO DE MICHOACÁN DE OCAMPO, TOMO CXXXVI JUEVES 30 DE JUNIO DEL 2005

PERIÓDICO OFICIAL DEL GOBIERNO CONSTITUCIONAL DEL ESTADO DE MICHOACÁN DE OCAMPO, TOMO CXXXVI JUEVES 30 DE JUNIO DEL 200

Manual de Epanet

<http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/confinado/rugosidadabsoluta.html>

[www.tuberiasmoreno.com](http://www.tuberiasmoreno.com)

Manuales de la CNA, lib01, lib27 y lib14