



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

**“DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE
AGUA POTABLE DEL ÁREA DENOMINADA ‘VILLA
RESIDENCIAL II Y IV’ EN EL MUNICIPIO DE ENSENADA,
BAJA CALIFORNIA. MEDIANTE EL PROGRAMA EPANET.”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

SANDOVAL VÁZQUEZ LUIS JOSUÉ



**DIRECTOR DE TESIS:
M. en I. GERARDO TOXKY LÓPEZ
CIUDAD NEZAHUALCÓYOTL, EDO. DE MÉX.**

2018



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Prólogo

Los sistemas de abastecimiento son básicos para el desarrollo económico y social de los desarrollos habitacionales, reduce considerablemente la posibilidad de transmitir enfermedades; fomenta hábitos higiénicos. Contribuye a brindar las condiciones ambientales adecuadas para lograr el bienestar del hombre.

Los sistemas de abastecimiento están compuestos por instalaciones que permiten captar, purificar, almacenar y por último distribuir el agua a las localidades. Las instalaciones que proveen el agua a los consumidores son los sistemas de distribución de agua comúnmente llamados redes de distribución.

Por otro lado, el uso de nuevas tecnologías acelera los procesos de cálculo y calibración de los modelos hidráulicos, en el presente trabajo se emplea el programa EPANET.

Agradecimientos

A Dios

A mi madre

A familiares y amigos

Al Maestro Gerardo Toxky López

A la Universidad Nacional Autónoma de México

A la Facultad de Estudios Superiores Aragón

Al Maestro Luis Pomposo Viguera Muñoz

A Jaime Lichi Casas

A la vida

Índice

Introducción	1
Objetivos	3
Objetivo general	3
Objetivos específicos.	3
Capítulo 1.	
Descripción del Fraccionamiento Villa Residencial II y IV, Ensenada, Baja California.....	4
1.1. Datos históricos	4
1.2. Categoría política	5
1.3. Posición geográfica	6
1.4. Datos socioeconómicos generales de la región	7
1.4.1. Evolución demográfica de Ensenada	8
1.4.1.1. Agricultura y ganadería.....	8
1.4.1.2. Pesca	8
1.4.1.3. Turismo.....	8
1.4.2. Principales actividades de Ensenada.....	8
1.4.3. Educación.....	10
1.4.4. Salud	10
1.5. Características físicas.	10
1.5.1. Extensión.....	10
1.5.2. Orografía.....	11
1.5.3. Hidrografía.....	11
1.5.4. Clima.....	12

Capítulo 2.

Bases de cálculo y diseño	13
2.1. Población actual	13
2.2. Periodo de diseño	14
2.2.1. Vida útil	15
2.3. Población futura	17
2.3.1. Método de crecimiento por población	17
2.4. Dotación	18
2.5. Variaciones de consumo	19
2.5.1. Coeficiente de variación diaria	19
2.5.2. Coeficiente de variación horaria	20
2.6. Gastos de diseño.....	21
2.6.1. Gasto medio diario.....	22
2.6.2. Gasto máximo diario.....	22
2.6.3. Gasto máximo horario.....	23
2.7. Descripción de la fuente de abastecimiento seleccionada.....	24
2.8. Elección del tipo de tubería.....	25
2.9. Datos de proyecto.....	25

Capítulo 3.

Capacidad de regularización	27
3.1. Definición de tanque elevado.....	27
3.2. Diseño del tanque elevado por el método analítico	28

Capítulo 4.

Línea de alimentación.....	33
4.1. Potencia de la bomba	33

Capítulo 5.

Consideraciones generales para una red de distribución.....	37
5.1. Sistemas de redes de distribución	37
5.2. Tipos de redes de distribución.....	38
5.2.1. Sistema ramificado.....	38
5.2.2. Sistema en malla	39
5.2.3. Sistema combinado	40
5.3. Componentes de una red de distribución	41
5.4. Velocidades del sistema	42
5.5. Presiones del sistema.....	43
5.6. Ecuaciones fundamentales	44
5.6.1. Ecuación de continuidad para un flujo permanente	44
5.6.2. Ecuación de Bernoulli.....	45
5.6.3. Ecuación de cantidad de movimiento	48
5.7. Ecuaciones de pérdidas de energía por fricción.....	49
5.7.1. Darcy – Weisbach.....	50
5.7.2. Chezy - Manning.....	53
5.7.3. Hazen - Williams	54
5.8. Rugosidad para diferentes materiales.....	54
5.9. Pérdidas de energía locales	56
5.10. Métodos para el cálculo de redes de distribución.....	57
5.10.1. Análisis estático o de flujo permanente	58
5.10.2. Análisis Dinámico o flujo no permanente.	59
5.11. EPANET aplicado al análisis de redes de distribución	60
5.11.1. Acerca de EPANET	60
5.11.2. Comandos básicos para configurar un proyecto	62
5.11.3. Pasos para utilizar EPANET	63

Capítulo 6.

Cálculo hidráulico en EPANET en estado dinámico	64
6.1. Trazo de la red de distribución.....	64
6.2. Gasto por unidad de área de la red	65
6.3. Gasto máximo horario en flujo no permanente.....	68
6.4. Datos de entrada de elementos en EPANET.....	69
6.4.1. Configuración del proyecto.....	69
6.4.2. Datos de nodos.....	70
6.4.3. Datos de tuberías.....	70
6.4.4. Datos de tanque de regularización elevado.....	71
6.4.5. Datos del embalse	72
6.4.6. Datos de la bomba.....	72
6.4.7. Datos de demanda horaria.....	73
6.5. Simulación hidráulica.....	74
6.5.1. Gastos del sistema.....	78
6.5.2. Presiones del sistema	79
6.5.3. Velocidades.....	80
6.5.4. Pérdidas unitarias	81
6.5.5. Elaboración de mapas temáticos.....	82

Capítulo 7.

Diseño de Cruceros	88
Conclusiones y recomendaciones.....	92
Referencias bibliográficas	93
Anexo.....	95

Lista de figuras

Figura 1. Toponimia de Ensenada.	5
Figura 2. Fraccionamiento Villa Residencial II y IV.	6
Figura 3. Escuela Primaria Eliseo Schieroni.	7
Figura 4. Relieve de la región.	11
Figura 5. Hidrografía de la región.	12
Figura 6. Lotes de Villa Residencial del Real IV.	13
Figura 7. Lotes de Villa Residencial del Real II.	14
Figura 8. Variación horaria de la demanda en ciudades pequeñas.	21
Figura 9. Tanque elevado.	27
Figura 10. Grafica de curva característica.	36
Figura 11. Sistema por gravedad.	37
Figura 12. Sistema por bombeo.	38
Figura 13. Sistema ramificado.	39
Figura 14. Sistema en malla.	40
Figura 15. Sistema combinado.	40
Figura 16. Representación gráfica.	45
Figura 17. Representación gráfica.	46
Figura 18. Diagrama de Moody.	52
Figura 19. Diagrama de un modelo hidráulico de flujo permanente.	59
Figura 20. Diagrama de un modelo hidráulico de flujo permanente.	60
Figura 21. Comandos básicos de EPANET.	63
Figura 22. Trazo de la red.	65
Figura 23. Distribución de la demanda por áreas de influencia de los nudos.	66
Figura 24. Ventanas para configurar los valores de entrada.	69
Figura 25. Ventana de Conexión.	70
Figura 26. Ventana de tubería.	70
Figura 27. Ventana de depósito tanque.	71
Figura 28. Tanque.	71
Figura 29. Ventana de Embalse.	72
Figura 30. Profundidad del pozo.	72
Figura 31. Editor de curva.	72
Figura 32. Editor de patrones.	73
Figura 33. Opciones de tiempo.	73
Figura 34. Cotas y longitud.	76
Figura 35. Diámetros y demanda base.	77

Figura 36. Gastos de la red.	78
Figura 37. Presiones de la red.	79
Figura 38. Velocidades de la red.	80
Figura 39. Perdidas unitarias de la red.	81
Figura 40. Mapa de contorno de cotas topográficas.	82
Figura 41. Perfil longitudinal de la cota.	83
Figura 42. Balance de caudales.	83
Figura 43. Caudal en las líneas T2.	84
Figura 44. Caudal en las líneas T18.	84
Figura 45. Velocidad en T2.	85
Figura 46. Velocidad en T14.	85
Figura 47. Presiones en 0:00, 8:00 y 24:00 horas.	86
Figura 48. Perdidas unitarias en T8.	87
Figura 49. Perdidas unitarias en T16.	87
Figura 50. Cruceros 1 y 2.	88
Figura 51. Cruceros del 4 al 7.	89
Figura 52. Cruceros 8 y 12.	90
Figura 53. Cruceros 13 y 18.	91

Lista de tablas

Tabla 1. Censo de Fraccionamiento Villa residencial IV.	7
Tabla 2. Censos de Ensenada.	8
Tabla 3. Periodo de diseño.	15
Tabla 4. Vida útil.	16
Tabla 5. Periodo de diseño seleccionado.	16
Tabla 6. Población futura.	18
Tabla 7. Consumos domésticos per cápita.	19
Tabla 8. Ley de variación horaria para poblaciones pequeñas.	20
Tabla 9. Gastos que usa cada sistema.	21
Tabla 10. Resultado de gastos.	24
Tabla 11. Datos de proyecto.	26
Tabla 12. Aplicación del método analítico con volúmenes (bombeo de 8 h).	31
Tabla 13. Curva de rendimiento.	36
Tabla 14. Velocidades máximas permisibles en tuberías.	43
Tabla 15. Rugosidad Darcy-Weisbach para algunos materiales.	55
Tabla 16. Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams y Manning para algunos materiales.	56
Tabla 17. Coeficientes de pérdidas menores.	57
Tabla 18. Resultados de demanda por nodo.	67
Tabla 19. Gasto máximo horario en flujo no permanente.	68
Tabla 20. Resultados de las tuberías en 8:00 Hrs.	74
Tabla 21. Resultados de Nudo en 8:00 Hrs.	75

Lista de siglas y símbolos

CONAGUA	Comisión Nacional del Agua
INEGI	Instituto Nacional de Estadística y Geografía
CESPE	Comisión Estatal de Servicios Públicos de Ensenada
ISEP	Instituto de Servicios Educativos y Pedagógicos
SEBS	Secretaría de Educación y Bienestar Social
SEE	Sistema Educativo Estatal
PIAE	Programa Integral del Agua de Ensenada
SIATL	Simulador de Flujos de Agua de Cuencas Hidrográficas
SIG – PIAME	Sistema de Información Geográfica del Programa Integral del Agua del Municipio de Ensenada
IMTA	Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
EPA	Environmental Protection Agency
PVC	Policloruro de vinilo
PE	Polietileno
PEAD	polietileno de alta densidad
Q	Caudal
V	Velocidad
A	Área
Q_{med}	Gasto medio diario
Q_{Md}	Gasto máximo diario
Q_{Mh}	Gasto máximo horario
mca	Metros columna de agua.
l.p.s.	Litros por segundo.
H.P.	Caballo de potencia
Hf	Perdida por fricción
CVD	Coeficiente de variación diaria
CVH	Coeficiente de variación horaria

Glosario

Agua potable	Agua sanitariamente segura y de sabor agradable.
Gasto o Caudal	Volumen de agua por unidad de tiempo.
Dotación	Volumen de agua de uso diario asignada a una persona o unidad de consumo.
Hidrografía	Rama de la geografía física que trata del estudio de las aguas en el globo terráqueo.
Pozo	Perforación vertical en general de forma cilíndrica que se hace en tierra, especialmente para sacar agua procedente de manantiales subterráneos.
Población futura	Proyección demográfica a corto o mediano plazo, utilizando los indicadores estadísticos de mortalidad, fecundidad y migraciones.

Introducción

La ingeniería en los últimos años ha visto la implementación de numerosos paquetes informáticos con el fin de facilitar el diseño y cálculo de sistemas físicos, tales como las redes de distribución de agua potable, cuyo análisis antiguamente se realizaba de forma tediosa y compleja. Con el objetivo de acelerar el proceso de cálculos hidráulicos surgió EPANET que nos proporciona una simulación del comportamiento hidráulico de tuberías, embalses y tanques a lo largo de un periodo de tiempo, el presente trabajo tiene como análisis el diseño de la red de distribución de agua potable para el desarrollo habitacional de Villa Residencial II y IV, en Ensenada, Baja California.

Para la realización de este proyecto fue necesario la recopilación de datos de población, topografía, hidrográficos y climatológicos de Villa Residencial II y IV extraídos de datos de INEGI. Estos datos sirvieron para efectuar el diseño y cálculo de la red de distribución. Todo el diseño y cálculo se plasma en los planos que se incluyen en los anexos.

Si bien las redes de distribución de agua potable están relacionadas con mejorar el abastecimiento de agua en la población, el enfoque primordial en este trabajo es el comportamiento y simulación hidráulica de la red de distribución de agua potable a través de EPANET respetando las normas de CONAGUA.

El presente trabajo está constituido por 7 capítulos, a continuación, se hace una breve descripción de cada uno de ellos.

En el Capítulo 1 se describe la historia de la población, también se hace mención de las características hidrográficas y orográficas de la zona. En el Capítulo 2 se determina la población futura y cálculo de gastos de diseño para el presente proyecto. En el Capítulo 3 se calcula la capacidad de regularización, en el Capítulo 4 se diseña el diámetro de la línea de alimentación y la potencia que requerirá la bomba para la extracción del agua. En el Capítulo 5 se diseña la red de distribución.

En el capítulo 6 se presentan los resultados obtenidos por el programa EPANET y por último en el Capítulo 7 se diseñan los cruceros de la red de distribución.

Objetivos

Objetivo general

Diseñar la red de distribución de agua potable de Villa Residencial II y IV, en Ensenada, Baja California, para analizar la simulación hidráulica y ajustarlos a los parámetros de velocidad, presión y pérdidas unitarias que señala CONAGUA.

Objetivos específicos.

- Recopilar los datos topográficos, hidrográficos y climatológicos de la población para ingresarlos como datos de entrada en EPANET.
- Determinar la población de proyecto para calcular los gastos de diseño.
- Determinar de la capacidad de regularización para obtener la carga total de bombeo.
- Diseñar los circuitos de la red de distribución para obtener un mejor rendimiento en velocidades y presiones de la red de distribución.

Capítulo 1.

Descripción del Fraccionamiento Villa Residencial II y IV, Ensenada, Baja California

El desarrollo Villa Residencial II Y IV son unidades habitacionales que se desarrollaron por el crecimiento de la población de la ciudad de Ensenada.

Otro aspecto importante que resaltar de la zona, es que se encuentra en etapa de urbanización y la traza urbana en algunas zonas es bastante irregular.

1.1. Datos históricos

La ciudad de Ensenada pertenece al municipio del mismo nombre en el estado de Baja California. “Lo que hoy se conoce como la ciudad de Ensenada, en el pasado inició con el nombre de San Mateo, siendo el 17 de septiembre de 1542 cuando los navíos españoles llegaron a la bahía de Todos Santos al mando de Juan Rodríguez Cabrillo, donde llevaron a cabo una ceremonia de posesión de la toma de la corona española en dicho lugar.” (Laydi, 2017)

A principios de noviembre de 1602, el navegante Sebastián Vizcaíno descubrió, bautizó y elaboro el primer mapa de la bahía de “Ensenada de Todos los Santos”, nombre que perdura hasta nuestros días.

Ensenada toma relevancia por el descubrimiento de la zona minera en el Valle de San Rafael. “Desde 1850 un grupo de sonorenses ya había encontrado vestigios de oro al este de Ensenada. En el mes de junio de 1870 Ambrosio del Castillo, originario de Hermosillo Sonora, descubre oro en el valle de san Rafael, lugar que pronto sería conocido en su honor como Real

del Castillo. Esta población se encuentra ubicada a 48 kilómetros al este de la bahía de Ensenada. Las noticias sobre los descubrimientos fueron anunciadas en los periódicos del sur de California, y se difundieron por toda la región.” (Gobierno de Baja California, 1998)

El 15 de mayo de 1882 se fundó legalmente Ensenada. “Otro momento relevante en dicho lugar fue cuando el presidente de la República Mexicana decretó el 15 de diciembre de 1883, una nueva ley donde señaló que la colonización permitía la entrada de capitales extranjeros al país, esto con el objetivo de desarrollar las zonas áridas y poco habitadas del territorio nacional. Fue así como el alemán nacionalizado mexicano de nombre Luis Huller, obtuvo la concesión de deslindar terrenos en áreas que tenían toda la superficie que actualmente es el estado de Baja California, lo cual se dio en el año de 1884.” (Laydi, 2017)

El escudo del municipio de Ensenada mostrado en la figura 1. representa “Entrada de mar en la tierra formando seno.”



Figura 1. Toponimia de Ensenada.
Fuente: (Gobierno de Baja California, 1998)

1.2. Categoría política

Villa Residencial II y IV son fraccionamientos pertenecientes a la ciudad de Ensenada que es cabecera del municipio del mismo nombre, ubicado en el Estado de Baja California.

1.3. Posición geográfica

Los fraccionamientos Villa Residencial II y IV se encuentran al sur de la ciudad de Ensenada como se muestra en la figura 2. con las siguientes coordenadas geográficas:

Villa Residencial IV: Latitud: 31°46'32" y Longitud: 116°34'23" con una altitud de 50 metros sobre el nivel del mar.

Villa Residencial II: Latitud: 31°46'14" y Longitud: 116°34'16" con una altitud de 47 metros sobre el nivel del mar.



Figura 2. Fraccionamiento Villa Residencial II y IV.

Fuente: (INEGI, 2010), “SIATL” [Mapa en línea], http://antares.inegi.org.mx/analisis/red_hidro/siatl/

La forma de llegar desde el centro de la ciudad de Ensenada a estos fraccionamientos es por Calzada de las Águilas y Av. Reforma para llegar a la carretera Transpeninsular y desviarse por Zertuche hacia Borgoña llegando a la población de estudio.

1.4. Datos socioeconómicos generales de la región

Villa residencial II y IV son poblaciones rurales con viviendas unifamiliares y una parte del suelo es dedicado a desarrollar actividades agrícolas y ganaderas, en el sector educativo cuentan con una escuela primaria de nombre “Elíseo Schieroni” cuya fachada se muestra en la figura 3.

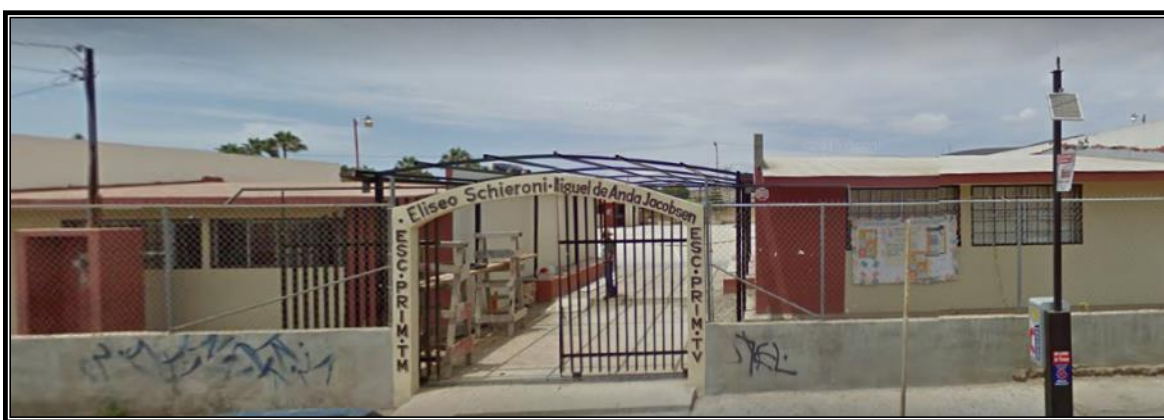


Figura 3. Escuela Primaria Eliseo Schieroni.

Fuente: Imagen obtenida del sitio web <https://www.google.com.mx/maps>

Los fraccionamientos Villa residencial II y IV al ser poblaciones nuevas no cuentan con datos censales que puedan reflejar la situación actual de estos poblados. En la tabla número 1 se muestran los datos del censo del fraccionamiento Villa residencial IV, en el año de 1995 el fraccionamiento Villa residencial IV era poblada por 31 personas.

Tabla 1. Censo de Fraccionamiento Villa residencial IV.

Evento Censal	Fuente	Total de Habitantes	Hombres	Mujeres
1995	Conteo	31	16	15
2000	Censo	0	0	0

Fuente: (INEGI, 2010), “Archivo Histórico de Localidades Geoestadísticas” [base de datos en línea], <http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/geoestadistica>

1.4.1. Evolución demográfica de Ensenada

La población de la ciudad de Ensenada, en el año de 2010 era de 279765 habitantes, de los cuales el 49.8% correspondía a los hombres y el 50.2% a las mujeres. En la tabla 2, se muestran los censos efectuados desde el año 1900 hasta el año de 2010.

Tabla 2. Censos de Ensenada.

Evento Censal	Fuente	Total de Habitantes	Hombres	Mujeres
1900	Censo	1726	991	735
1910	Censo	2170	1338	832
1921	Censo	2178	1134	1044
1930	Censo	3042	1787	1255
1940	Censo	4616	2260	2356
1950	Censo	18150	8993	9157
1960	Censo	42561	21267	21294
1970	Censo	77687	-	-
1980	Censo	120483	59350	61133
1990	Censo	169426	83596	85830
1995	Conteo	192550	95434	97116
2000	Censo	223492	110534	112958
2005	Conteo	260075	129043	131032
2010	Censo	279765	139411	140354

Fuente: (INEGI, 2010), “Archivo Histórico de Localidades Geoestadísticas” [base de datos en línea], <http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/geoestadistica>

1.4.2. Principales actividades de Ensenada

La ciudad de Ensenada sobresale por tener una buena actividad económica. Los sectores principales que han favorecido el desarrollo de la ciudad son la agricultura y la ganadería, debido a que las características del suelo son buenas para desarrollar dichas actividades. Otro sector emergente es el comercio, el cual está orientado al mercado interno, en donde destacan los giros al menudeo de comercio de productos no alimenticios, tabaco y ventas comerciales de todo tipo.

1.4.2.1. Agricultura y ganadería

Las condiciones favorables en cuanto clima y suelo de esta región facilitan la actividad dentro del sector agrícola y ganadero. Aquí se explotan una gran variedad de cultivos. Los cultivos de alta producción son la fresa, el tomate, la vid, y el olivo.

1.4.2.2. Pesca

Ensenada cuenta con factores ambientales propicios para la actividad de pesca y acuicultura.

“La pesca es otra actividad que ha logrado impulsar a Ensenada, en donde se da la exportación de productos del mar. Las especies que participan en la pesca tienen un alto rendimiento en volumen, así como de mediano y bajo valor económico. Las especies que más se capturan son la sardina, macarela, bonita y algas marinas, las de gran valor económico son el erizo, camarón, langosta, pepino y abulón.” (Laydi, 2017)

1.4.2.3. Turismo

Ensenada se caracteriza por su constante actividad en el sector turístico, el acceso a la ciudad por vía terrestre, vía aérea o mediante la llegada cruceros y yates, permiten que miles de turistas al año la visiten para disfrutar la variedad de sus atractivos entre que los destacan el avistamiento de la ballena gris, el paseo a la Bufadora, la práctica de la pesca deportiva, deportes acuáticos o simplemente un día en la playa.

1.4.3. Educación

“la Encuesta Intercensal 2015 realizada por el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), en Ensenada había un total de 356 mil 142 habitantes de 15 años y más en 2015, de los cuales 95.9% sabía leer y escribir y 3.6% era analfabeta, 0.5% correspondía al no especificado.

Más de la mitad de la población en este rango de edad (15 años y más) contaba con algún grado de educación básica, alrededor de un cuarto tenía al menos un grado aprobado en estudios técnicos o comerciales con secundaria terminada, preparatoria o bachillerato (general o tecnológico) o normal básica; otro tanto importante se concentraba en quienes contaban con educación superior conformada por la población que tenía al menos un grado aprobado en estudios técnicos o comerciales con preparatoria terminada, profesional (licenciatura, normal superior o equivalente), especialidad, maestría o doctorado.” (COPLADE, 2017)

1.4.4. Salud

“En 2015 hubo un total de 486 mil 639 habitantes según los resultados de la Encuesta Intercensal en Ensenada, de los cuales 85.9% de ellos estaban afiliados a alguna institución de salud.” (COPLADE, 2017)

1.5. Características físicas.

1.5.1. Extensión

Villa residencial II y IV tiene una superficie de 0.566 km²., el tipo de suelo es Cambisol y “Se caracteriza por presentar en el subsuelo una capa con terrones que presentan vestigios del tipo de roca subyacente y que además tiene pequeñas acumulaciones de arcilla, carbonato de calcio, fierro y manganeso.” (INEGI, 2004, pág. 12)

1.5.2. Orografía

En la figura 4. se muestra el mapa orográfico de la región, la cual se encuentra en la mesa de Chapultepec a una altitud de 49 m sobre el nivel del mar.

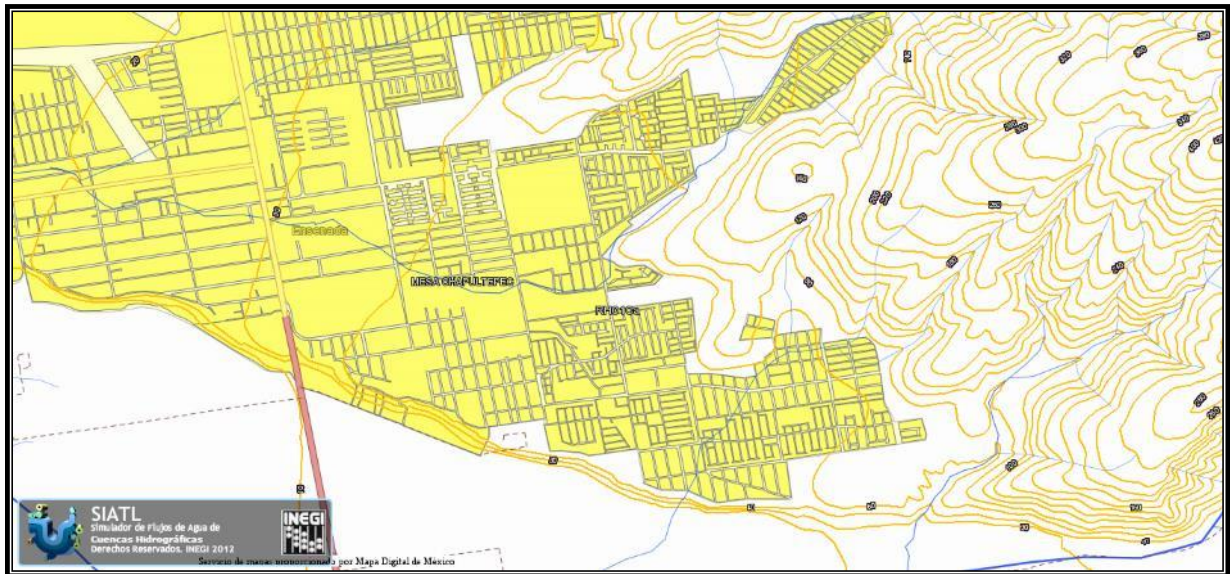


Figura 4. Relieve de la región.

Fuente: (INEGI, 2010), “SIATL” [Mapa en línea], http://antares.inegi.org.mx/analisis/red_hidro/siatl

1.5.3. Hidrografía

La comunidad se encuentra cercana al arroyo San Carlos. Durante la época de lluvias hay numerosos cauces temporales. Existe un pozo cercano a la población, llamado Ejido Chapultepec, el cual se tomó en cuenta para el diseño de la red de distribución de agua potable. En la figura 5. se muestra el mapa hidrográfico de la zona de estudio.

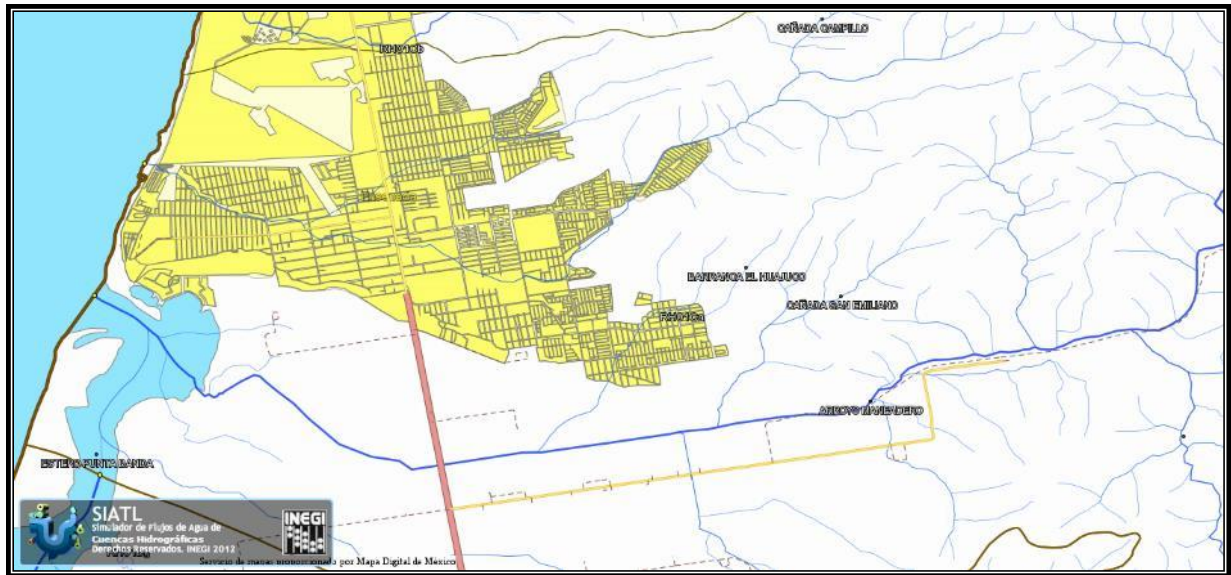


Figura 5. Hidrografía de la región.

Fuente: (INEGI, 2010), “SIATL” [Mapa en línea], http://antares.inegi.org.mx/analisis/red_hidro/siatl

1.5.4. Clima

El clima en la ciudad de Ensenada es mediterráneo seco, con precipitaciones muy escasas que se presentan en los meses que son más fríos que son noviembre, diciembre, enero y febrero. “La temperatura promedio anual es de 13°C y en época de invierno es muy frío. Los meses más cálidos y secos son de junio a septiembre, con una temperatura media anual de 22°C.” (Laydi, 2017)

Capítulo 2.

Bases de cálculo y diseño

2.1. Población actual

La población actual de la comunidad está distribuida en 2513 lotes. Este dato se obtuvo contabilizando los lotes de las comunidades que se observan en la en las figuras 6 y 7, mediante Google Earth. Otro dato importante es el promedio de habitantes por vivienda de Ensenada Baja California obtenido por el censo que realizó INEGI en el año 2010. Con la información recabada se determinó la población actual multiplicando el número de viviendas por la densidad de vivienda, teniendo como resultado el siguiente:



**Figura 6. Lotes de Villa Residencial del Real IV.
Fuente: Imagen obtenida de Google Earth.**



**Figura 7. Lotes de Villa Residencial del Real II.
Fuente: Imagen obtenida de Google Earth.**

$$P_{actual} = No. de Viviendas * Habitantes por vivienda$$

$$P_{actual} = 2513 * 3.6 = 9046.8$$

La Población actual es de 9047 habitantes.

2.2. Periodo de diseño

Se entiende por Periodo Diseño, al tiempo en el cual se estima que las obras por construir serán eficientes. Es el tiempo que la obra debe servir para los propósitos de su diseño, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso o que se requieran ser eliminadas por insuficientes. En la tabla 3. se indica el periodo de diseño de algunas obras hidráulicas.

Tabla 3. Periodo de diseño.

Elemento	Periodo de diseño (años)
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 (*)
Red de atarjeas	a saturación (*)
Colector y Emisor	de 5 a 20
Planta de tratamiento	de 5 a 10

(*) En el caso de distribución secundaria y red de atarjeas, por condiciones de construcción difícilmente se podrá diferir la inversión.

Fuente: (CONAGUA, 2007, pág. 4)

2.2.1. Vida útil

En la tabla 4 se indica la vida útil de algunos elementos de un sistema de agua potable, considerando una buena operación y mantenimiento.

Tabla 4. Vida útil.

Elemento	Vida útil (años)
Pozo	
Civil	de 10 a 30
Electromecánica	de 2 a 20
Línea de conducción	de 20 a 40
Planta potabilizadora	
Civil	40
Electromecánica	de 5 a 20
Estación de bombeo	
Civil	40
Electromecánica	de 5 a 20
Tanque	
Superficial	40
Elevado	20
Distribución primaria	de 20 a 40
Distribución secundaria	de 15 a 30
Red de atarjeas	de 15 a 30
Colector y Emisor	de 20 a 40
Planta de tratamiento	
Civil	40
Electromecánica	de 15 a 20

Fuente: (CONAGUA, 2007, pág. 5)

El período de diseño adoptado para el proyecto fue de 20 años, de acuerdo al manual de CONAGUA, y que aparece en la siguiente tabla.

Tabla 5. Periodo de diseño seleccionado.

Datos generales	
Año de proyecto	2016
Periodo de diseño	20 años
Horizonte de proyecto	2036

Fuente: Realización propia.

2.3. Población futura

Para el cálculo de la población futura, se utilizarán el número de habitantes obtenidos y el dato por determinar será para el año 2036, es decir, se proyectará la población a 20 años.

2.3.1. Método de crecimiento por población

Con el dato de la población de 9047 habitantes y la tasa de crecimiento anual para la entidad durante el período 2005-2010 del 2.3% se aplica a continuación el método de crecimiento por población, y los resultados se pueden observar en la tabla 6.

$$i = \left[\left(\frac{P_f}{P_o} \right)^{\frac{1}{t}} - 1 \right] 100$$

Dónde:

i = Tasa de crecimiento en el periodo t_i - t_{i+1}

P_f = Población futura.

P_o = Población inicial.

t = Tiempo, en años.

Tabla 6. Población futura.

Año	Año proyecto	Población proyectada
2016	1	9255.081
2017	2	9467.948
2018	3	9685.711
2019	4	9908.482
2020	5	10136.378
2021	6	10369.514
2022	7	10608.013
2023	8	10851.997
2024	9	11101.593
2025	10	11356.929
2026	11	11618.139
2027	12	11885.356
2028	13	12158.719
2029	14	12438.369
2030	15	12724.452
2031	16	13017.115
2032	17	13316.508
2033	18	13622.788
2034	19	13936.112
2035	20	14256.643
2036	21	14584.545

Fuente: Realización propia.

La población proyectada para el año 2036 es de 14,585 habitantes.

2.4. Dotación

Se entiende por dotación al volumen de agua que se destina a cada persona por día y se expresa en l/hab/día (litros por habitante por día).

Para obtener la dotación se toman varios factores como el clima, actividades productivas, nivel de vida, calidad de vida entre otros. La Comisión Nacional del Agua propone las siguientes dotaciones, las que se muestran en la tabla 7.

Tabla 7. Consumos domésticos per cápita.

Clima	Consumo por clase económica (l/hab/día)		
	Residencial	Media	Popular
Cálido	400	230	185
Semicálido	300	205	130
Templado	250	195	100

Fuente: (CONAGUA, 2007, pág. 9)

La población pertenece a la clase popular y posee un clima cálido por lo que se toma un valor de dotación de 185 l/hab/día para el cálculo de los gastos de diseño.

2.5. Variaciones de consumo

Un sistema abastecimiento de agua potable es eficiente cuando en su capacidad está prevista la máxima demanda de una localidad. Para el diseño es importante conocer las variaciones mensuales, diarias y horarias del consumo.

2.5.1. Coeficiente de variación diaria

El consumo medio anual sufre transiciones en más y menos, pues hay días que, por el dinamismo, la temperatura u otro motivo, se demanda un consumo mayor al gasto medio diario; este consumo se estima que fluctúa entre 120% y 140%.

2.5.2. Coeficiente de variación horaria

A su vez el consumo de agua durante un día sufre variaciones en las distintas horas, por lo que el día de mayor consumo lo que interesa saber es en qué hora del día se requiere un mayor gasto. Se ha observado que en las horas de mayor actividad se alcanza hasta un 150% del gasto máximo diario.

En la tabla 8. y figura 8. se presentan las demandas para poblaciones pequeñas en México, cuyos datos fueron obtenidos por parte de CONAGUA y el IMTA, Las variaciones del consumo promedio están expresadas como porcentajes horarios del gasto medio.

Tabla 8. Ley de variación horaria para poblaciones pequeñas.

T (h)	q/Qmed	t (h)	q/qmed
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

Fuente: (CONAGUA, 2007, pág. 98)

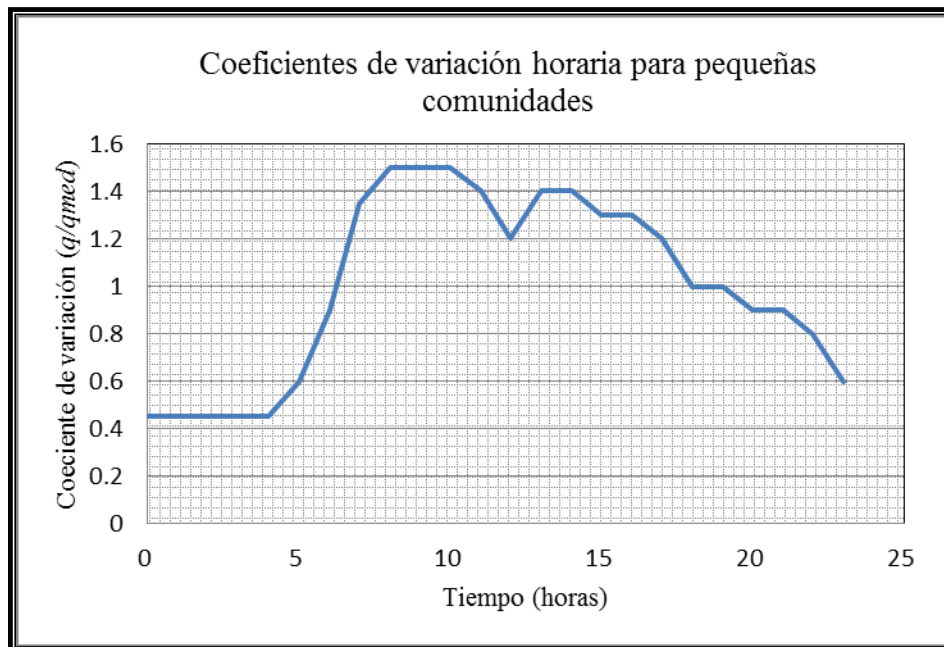


Figura 8. Variación horaria de la demanda en ciudades pequeñas.
Fuente: (CONAGUA, 2007)

2.6. Gastos de diseño

Los gastos de diseño se calculan tomando en cuenta la dotación y los coeficientes de variación diaria y horaria, las partes integrantes del sistema de agua potable se calculan con los siguientes gastos presentados en la tabla 9:

Tabla 9. Gastos que usa cada sistema.

Elemento	Gasto
Captación	Gasto máximo diario
Línea de conducción	Gasto máximo diario
Tratamiento	Gasto máximo diario
Regularización	Gasto máximo diario
Línea de alimentación	Gasto máximo horario
Red de distribución	Gasto máximo horario

Fuente: Cuadro resumido

2.6.1. Gasto medio diario

El gasto medio es la cantidad de agua que se consume en un día promedio al año.

La expresión que define el gasto medio diario es la siguiente:

$$Q_{\text{med}} = \frac{P * D}{86400}$$

Dónde:

Q_{med} = Gasto medio diario, en l/s.

D = Dotación, en l/hab/día.

P = Número de habitantes.

Un día equivale a 86,400 segundos.

Sustituyendo:

$$Q_{\text{med}} = \frac{14585 \text{ hab} * 185 \text{ l/hab/día.}}{86400 \text{ s/día}} = 31.2295 \text{ l.p.s.}$$

Gasto medio diario= 31.2295 l.p.s.

2.6.2. Gasto máximo diario

Es el máximo de consumo de agua durante 24 horas observado durante un período de un año. Para fines de diseño este gasto se obtiene multiplicando el gasto medio " Q_{Md} " y el coeficiente de variación diaria " CV_d ".

Este gasto se obtiene como:

$$Q_{Md} = CV_d * Q_{med}$$

Dónde:

Q_{Md} = Gasto máximo diario, en l/s.

CV_d = Coeficiente de variación diaria = 1.4

Sustituyendo:

$$Q_{Md} = 31.2295 \text{ l.p.s} * 1.4 = 43.7212 \text{ l.p.s.}$$

Gasto máximo diario= 43.7212 l.p.s.

2.6.3. Gasto máximo horario

Según Conagua: El 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 se utiliza, para calcular la red de distribución y se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q_{Mh} = CV_h * Q_{Md}$$

Dónde:

Q_{Mh} = Gasto máximo horario, en l/s.

CV_h = Coeficiente de variación horaria = 1.55

Sustituyendo:

$$Q_{Mh} = 43.7212 \text{ l.p.s} * 1.55 = 67.76786 \text{ l.p.s.}$$

Gasto máximo horario= 67.76786 l.p.s.

En la tabla 10 se muestran los gastos obtenidos para la población de estudio.

Tabla 10. Resultado de gastos.

Gasto Medio Diario	31.2295	l.p.s.	0.0312295	m ³ /s
Gasto Máximo Diario	43.7212	l.p.s.	0.0437212	m ³ /s
Gasto Máximo Horario	67.7679	l.p.s.	0.0677679	m ³ /s

Fuente: Realización propia.

2.7. Descripción de la fuente de abastecimiento seleccionada

Ensenada se localiza en una zona semidesértica con escasas lluvias. Este municipio el único que no recibe agua del río Colorado y todas sus fuentes de abastecimiento son pozos que con la sequía han disminuido considerablemente su producción.

“Según el PIAE, las fuentes de abastecimiento de agua para la ciudad de Ensenada se pueden clasificar como subterráneas y superficiales.

Las fuentes subterráneas corresponden a los acuíferos de Guadalupe, la Misión, Maneadero y Ensenada (con pozos en la ciudad) y la fuente superficial es la correspondiente al almacenamiento de agua de lluvia conocida como la presa “Emilio López Zamora”.

La principal fuente de abastecimiento para la ciudad de Ensenada son las aguas subterráneas de acuíferos cercanos a la ciudad, los cuales se encuentran sobreexplotados, tanto por las extracciones para riego de las zonas de los acuíferos, como por la falta de lluvias que recarguen dichos acuíferos.

El mayor déficit de regularización existe en la Zona Sur, en los fraccionamientos Villas del Real 4 a 7 y Villas del Rey. Otros fraccionamientos con déficit de regulación son Colinas del Mar, VI Ayuntamiento y Praderas del Ciprés.” (4 Vientos, 2015)

Por lo anterior se requiere diseñar para la población una red de distribución de agua potable accesible a ellos, es por esto que la fuente de abastecimiento considerada para esta zona es el pozo “Ejido Chapultepec”. Ubicado en la parcela No. 14 de Ejido Chapultepec, municipio de Ensenada Baja California.

2.8. Elección del tipo de tubería

En este estudio se emplearán las características de la tubería de polietileno de alta densidad tipo RD-13.5 con un módulo de elasticidad de 5200 kg/cm² y una presión de prueba de 28.3 kg/cm².

2.9. Datos de proyecto.

El resumen de los datos básicos de proyecto se presenta en la tabla 11.

Tabla 11. Datos de proyecto.

Datos de proyecto	
Estado	Baja California.
Municipio	Ensenada
Ciudad	Ensenada
Localidad	Fraccionamiento Villa Residencial II y IV
Carta topográfica:	H11B12
Tipo de población	Rural
Número de habitantes	9,047
Población de proyecto o futura	14,585
Dotación	185 l/hab/día
Gasto medio diario	31.23 l.p.s.
Gasto máximo diario	43.72 l.p.s.
Gasto máximo horario	67.77 l.p.s.
Coefficiente de variación diaria (C.V.D.)	1.4
Coefficiente de variación horaria (C.V.H)	1.55
Tipo de captación	Pozo
Sistema	Bombeo
Tanque de regularización y/o almacenamiento	Elevado
Capacidad del tanque	200 m ³
Capacidad de la cisterna	1900 m ³

Fuente: Resultados.

Capítulo 3.

Capacidad de regularización

“La regularización tiene por objeto lograr la transformación de un régimen de aportaciones (de la conducción) que normalmente es constante, en un régimen de consumos o demandas (de la red de distribución) que siempre es variable.” (CONAGUA, 2007, pág. 18)

3.1. Definición de tanque elevado

Los tanques elevados se emplean cuando no es posible construir un tanque superficial, por no tener en la proximidad de la zona a servir un terreno con elevación adecuada. El término tanque elevado se refiere a la estructura que consiste en el depósito, la torre o estructura de apoyo y demás accesorios. Las torres y los tanques más comunes se construyen de acero o de concreto reforzado. Su capacidad oscila entre 10 y 1,000 m³ y su altura entre 10 y 20 m. Se ubican para mayor beneficio cerca del centro del área de consumo, pero en grandes zonas es aconsejable tener varios tanques distribuidos adecuadamente. (CONAGUA, 2007, pág. 63) En la figura 10. se muestra un esquema básico de tanque elevado.

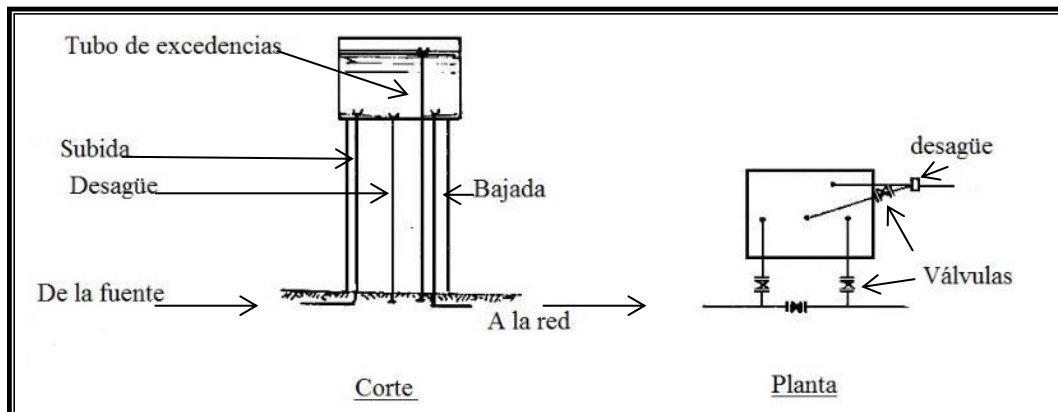


Figura 9. Tanque elevado.
Fuente: (Alegria, 1994, pág. 140)

3.2. Diseño del tanque elevado por el método analítico

“La capacidad del tanque está en función del gasto máximo diario y la ley de demandas de la localidad, calculándose ya sea por métodos analíticos o gráficos.” (CONAGUA, 2007, pág. 18)

El método analítico consiste en determinar la variación del volumen del tanque, dado el gasto de ingreso y la ley de variación horaria de la demanda que es expresada como un porcentaje del gasto medio demandado por la población.

El tanque de regulación en el Fraccionamiento Villa Residencial II y IV, cuyo gasto máximo diario es de 0.0437m³/s. para abastecer a la zona de proyecto, la fuente de alimentación es de un pozo y su período de operación es de 8 horas, a partir de las 10:00 de la mañana.

En la tabla 12. se muestran los resultados del cálculo, a continuación, se explica cómo se determinaron los valores de dicha tabla.

- En la primera columna se anotan los intervalos por hora en un día (una hora: 0 - 1, 1 - 2, 2-3...etc.).
- En la segunda columna se anota el gasto de entrada al tanque, el bombeo se considera para un periodo menor de 24 horas/día, el gasto se obtiene con la siguiente expresión:

$$Q_e = \frac{24 * Q_{Md}}{tb}$$

Dónde:

Q_e = Gasto de entrada, en m^3/s .

Q_{Md} = Gasto máximo diario, en m^3/s .

t_b = Tiempo de bombeo, en horas/día.

Sustituyendo:

$$Q_e = \frac{24 * 0.0437 \frac{m^3}{s}}{8} = 0.131 \frac{m^3}{s}$$

- En la tercera columna se calcula el volumen de agua que se acumula durante una hora multiplicándolo por el gasto indicado en la segunda columna.

$$V_e = 3600s * Q_e$$

Dónde:

V_e = Volumen de entrada, en m^3 .

Q_e = Gasto de entrada, en m^3/s .

Sustituyendo:

$$V_e = 3600s * 0.1311 \frac{m^3}{s} = 472.189 m^3$$

- En la cuarta columna se anotan los datos de la tabla 8. “Ley de variación horaria para poblaciones pequeñas”.

- A continuación, en la quinta columna se anotó el producto del gasto máximo diario por el coeficiente de variación horaria, el cual representa el gasto horario de demanda de la población.

$$Q_s = CVH * Q_{Md}$$

Dónde:

Q_s = Gasto demandado, en m^3/s .

CVH = Coeficiente de variación horaria.

Q_{Md} = Gasto máximo diario, en m^3/s .

- Conocido dicho gasto, se calculó el volumen demandado de agua por hora, el cual se anotó en la sexta columna de la tabla.

$$V_s = 3600s * Q_s$$

Dónde:

V_s = Volumen demandado, en m^3 .

Q_s = Gasto demandado, en m^3/s .

- En la séptima columna se anotó la resta entre el volumen de salida y el volumen de entrada. Se puede observar que algunos valores tienen signo negativo, lo cual se debe a que existe déficit, es decir, faltantes para cubrir la demanda.
- En la octava columna se anota la suma acumulada de las diferencias para encontrar el máximo déficit y el máximo superávit.

- En la novena columna se anota la suma del máximo déficit y el volumen acumulado de la octava columna. Se observa en la octava columna se inicia con el tanque vacío, y la novena columna tiene en cuenta el máximo déficit que pudiera presentarse por lo que no se tiene ningún valor negativo en dicha columna (no se presentan déficits).

Tabla 12. Aplicación del método analítico con volúmenes (bombeo de 8 h).

Tiempo (H)	Q_e (m^3/s)	V_e (m^3)	CVH	Q_s (m^3/s)	V_s (m^3)	$V_e - V_s$ (m^3)	V. acum. (m^3)	V. acum. (m^3)
0-1	0	0	0.45	0.020	70.83	-70.83	-70.83	1204.08
1-2	0	0	0.45	0.020	70.83	-70.83	-141.66	1133.25
2-3	0	0	0.45	0.020	70.83	-70.83	-212.49	1062.43
3-4	0	0	0.45	0.020	70.83	-70.83	-283.31	991.60
4-5	0	0	0.45	0.020	70.83	-70.83	-354.14	920.77
5-6	0	0	0.6	0.026	94.44	-94.44	-448.58	826.33
6-7	0	0	0.9	0.039	141.66	-141.66	-590.24	684.67
7-8	0	0	1.35	0.059	212.49	-212.49	-802.72	472.19
8-9	0	0	1.5	0.066	236.09	-236.09	-1038.82	236.09
9-10	0	0	1.5	0.066	236.09	-236.09	-1274.91	0.00
10-11	0.131	472.189	1.5	0.066	236.09	236.09	-1038.82	236.09
11-12	0.131	472.189	1.4	0.061	220.35	251.83	-786.98	487.93
12-13	0.131	472.189	1.2	0.052	188.88	283.31	-503.67	771.24
13-14	0.131	472.189	1.4	0.061	220.35	251.83	-251.83	1023.08
14-15	0.131	472.189	1.4	0.061	220.35	251.83	0.00	1274.91
15-16	0.131	472.189	1.3	0.057	204.62	267.57	267.57	1542.48
16-17	0.131	472.189	1.3	0.057	204.62	267.57	535.15	1810.06
17-18	0.131	472.189	1.2	0.052	188.88	283.31	818.46	2093.37
18-19	0	0	1	0.044	157.40	-157.40	661.06	1935.97
19-20	0	0	1	0.044	157.40	-157.40	503.67	1778.58
20-21	0	0	0.9	0.039	141.66	-141.66	362.01	1636.92
21-22	0	0	0.9	0.039	141.66	-141.66	220.35	1495.27
22-23	0	0	0.8	0.035	125.92	-125.92	94.44	1369.35
23-24	0	0	0.6	0.026	94.44	-94.44	0.00	1274.91
Sumas=		3777.512	24		3777.512			

El volumen de demanda de la población es, por hora:

$$V_s = 0.0437212 \frac{m^3}{s} \times 3,600 \text{ s} = 157.396 \text{ m}^3$$

$$\text{Y por día: } V_s = 0.0437212 \frac{m^3}{s} \times 86,400 \text{ s} = 3777.512 \text{ m}^3$$

Para satisfacer la demanda totalmente, se debe cumplir que $V_e = V_s$.

El gasto total que los pozos deben abastecer durante el intervalo de 8 horas es:

$$Q_s = \frac{V_s}{\text{intervalo (s)}} = \frac{3777.512 \text{ m}^3}{8 \text{ h} \times 3600} = 0.1312 \frac{m^3}{s}$$

El volumen que suministrará cada pozo al tanque por hora es de:

$$V = 0.1312 \frac{m^3}{s} \times 3,600 \text{ s} = 472.189 \text{ m}^3$$

La capacidad del tanque se determinó considerando los valores absolutos del máximo déficit encontrado en la octava columna y el máximo superávit, lo cual representa el volumen útil que deberá tener el tanque para regular la demanda. Se observa en la octava columna de la tabla 12 que el mayor déficit es de 1274.9 m^3 y se presenta a las 9 horas, antes de iniciar el abastecimiento al tanque y el máximo superávit es de 818.5 m^3 , al finalizar el abastecimiento del pozo.

A continuación, se determina el volumen de regularización:

$$|\text{Máximo déficit}| + \text{Máximo superávit} = |-1274.9| + 818.5 = 2093.4 \text{ m}^3$$

Se almacenará un volumen de 1900 m^3 en una cisterna y 200 m^3 en un tanque elevado. La altura del tanque estará en función de la presión más desfavorable en red de distribución.

Capítulo 4.

Línea de alimentación

La línea de alimentación se define como “La tubería que alimenta a la red de distribución y que parte del tanque y termina donde se hace la primera derivación a la red de distribución. El gasto que conduce esta línea es el máximo horario. (Alegria, 1994, pág. 149)

Para determinar el diámetro económico de bombeo se propone una velocidad de 1.2 m/s y con la aplicación de la fórmula de continuidad se tiene:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.04372}{1.2} = 0.0364 \text{ m}^2$$

Como $A = 0.7854d^2$ resulta $d = \sqrt{\frac{A}{0.7854}}$

O sea $d = \sqrt{\frac{0.0364}{0.7854}} = 0.215 \text{ m} = 215 \text{ mm}$

Este es el diámetro económico teórico calculado, pero al no existir en el mercado este diámetro se elige el diámetro comercial de 250 mm (10”).

4.1. Potencia de la bomba

La potencia de la bomba se calcula con la siguiente expresión.

$$Pb = \frac{Q * H}{76\eta}$$

Dónde:

Pb = Potencia de la bomba y del motor, en HP.

Q = Gasto de bombeo, en l/s.

H = Carga total de bombeo, en m.

η = Eficiencia del sistema de bombeo.

Para calcular la potencia de la bomba se utilizará el gasto máximo diario, la carga total de bombeo y una eficiencia del 80%

H= altura total del tanque + desnivel del terreno + profundidad del pozo + pérdida total de carga.

Para determinar la pérdida de carga “hf” utilizaremos la fórmula de Manning:

$$h_f = kLQ^2$$

Dónde:

$$k = 10.293n^2/D^{16/3}.$$

L = Longitud de conducción, en m.

Q = Gasto de bombeo en, l/s.

Para un diámetro de 250mm (10”); $k = \frac{102.93(0.009)^2}{0.254^{16/3}} = 1.24$

Como $L=177.45\text{m}$ y $Q=0.0437\text{m}^3/\text{s}$, sustituyendo se tiene:

$$h_f = (12.4)(177.45)(0.0437^2) = 0.421\text{m}$$

Para obtener las pérdidas menores se consideró el 5% de h_f :

$$\%h_f = 0.05(0.421) = 0.021\text{m}$$

La pérdida total de carga es:

$$h_{ft} = h_f + \%h_f = 0.421 + 0.021 = 0.442\text{m}$$

La altura total de carga es:

$$H = 26 + 0.55 + 75 + 0.442 = 101.99\text{ m}$$

La potencia requerida para el equipo de bombeo es:

$$Pb = \frac{43.72 * 101.99}{76 * 0.80} = 73.342\text{ H. P.}$$

En base a este resultado se seleccionó un equipo de bombeo con la potencia y altura requerida. El modelo seleccionado es de la marca AS pumps Modelo: 8ASH4r con una potencia de 75 H.P. cuya ficha técnica se encuentra en el catálogo “Bombas sumergibles y Turbinas verticales, curvas de operación” de la empresa AS pumps. Los datos de la curva característica que utilizaremos son los que se muestran en la tabla 13. Y se representan gráficamente en la figura 12.

Tabla 13. Curva de rendimiento.

Gasto (l.p.s.)	Altura (m)
0	148
10	140
20	136
30	128
40	114
50	90
54	78

Fuente: (AS pumps, pág. 19)

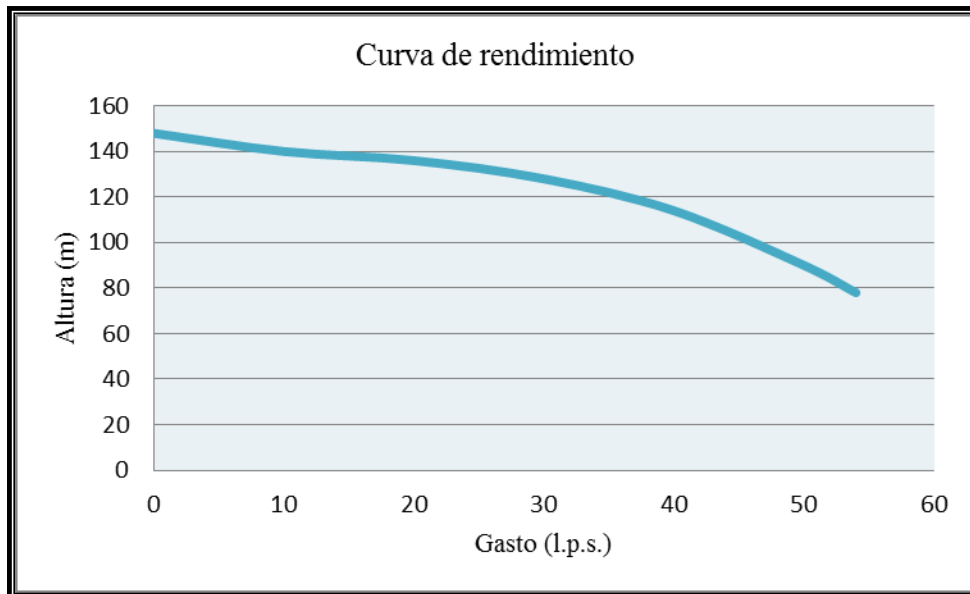


Figura 10. Grafica de curva característica.

Fuente: (AS pumps, pág. 19)

Capítulo 5.

Consideraciones generales para una red de distribución

5.1. Sistemas de redes de distribución

Una red de distribución es el conjunto de tuberías que se colocan bajo las calles de una población, de las que se derivan las tomas domiciliarias que entregan el agua a cada lote de la zona de proyecto. La red de distribución abastece todo el tiempo a la población, en cantidad suficiente, con la calidad requerida y a una presión apropiada. Las redes de distribución pueden ser por gravedad o bombeo.

El sistema de abastecimiento por gravedad es un tipo de suministro de agua, en la que, el agua baja desde el tanque de abastecimiento hasta la población. En la figura 11. se presenta un esquema general de un sistema por gravedad.

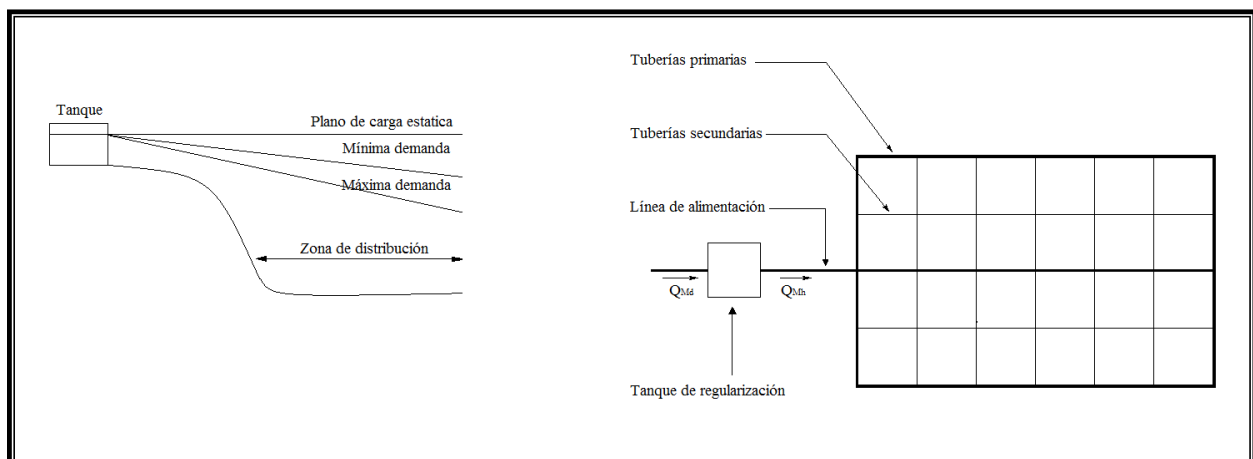


Figura 11. Sistema por gravedad.
Fuente: (Valdez, 1990, pág. 206)

Un sistema por bombeo eleva la presión del agua para vencer la resistencia que opone el circuito a su circulación. En la figura 12. se muestra un esquema por bombeo.

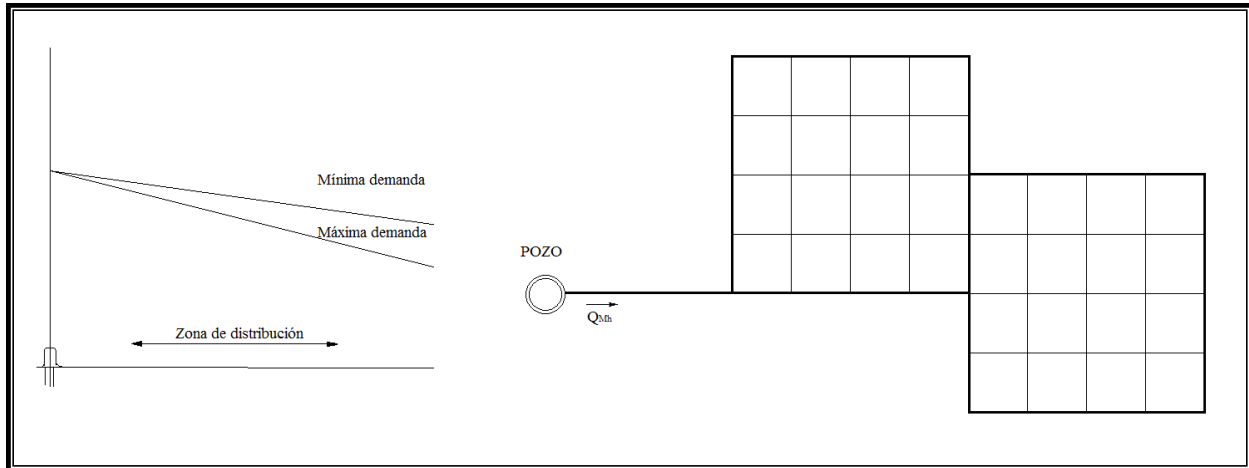


Figura 12. Sistema por bombeo.
Fuente: (Valdez, 1990, pág. 206)

5.2. Tipos de redes de distribución

Las redes de distribución se clasifican generalmente como sistemas en malla, ramificados y combinados. La configuración que se dé al sistema depende principalmente de la traza urbana de las calles, topografía, grado y tipo de desarrollo del área y localización de las obras de tratamiento y regularización.

5.2.1. Sistema ramificado

El tipo ramificado de red de distribución se muestra en la figura 13. cómo se observa, la estructura del sistema es similar a un árbol. La línea de alimentación o troncal es la principal fuente de suministro de agua, y de esta se derivan todas las ramas.

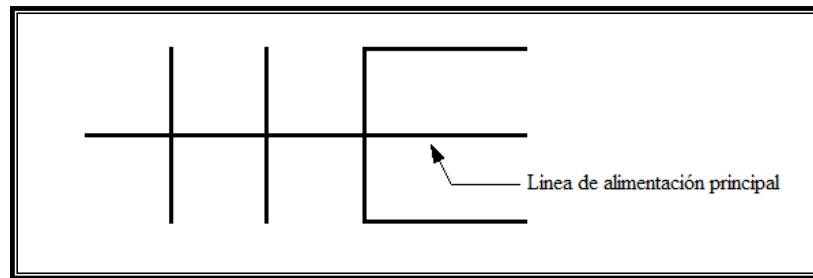


Figura 13. Sistema ramificado.
Fuente: (Valdez, 1990, pág. 204)

Aunque estos sistemas son simples de diseñar y construir, no son favorecidos en la actualidad por las siguientes razones:

- 1) En los extremos finales de las ramas se pueden presentar crecimientos bacterianos y sedimentación debido a estancamiento.
- 2) Es difícil que se mantenga una dosis de cloro residual en los extremos muertos de la tubería.
- 3) Cuando se hacen reparaciones a una línea individual en algún punto, deben quedar sin servicio las conexiones que se encuentran más allá del punto de reparación hasta que está sea efectuada.
- 4) La presión en los puntos terminales de las ramas puede llegar a ser indeseablemente baja.

5.2.2. Sistema en malla

El rasgo distintivo del sistema en malla, como el mostrado en la figura 14., es que todas las tuberías están interconectadas y no hay terminales o extremos muertos. En estos sistemas, el agua puede alcanzar un punto dado desde varias direcciones, superando todas las dificultades del sistema ramificado.

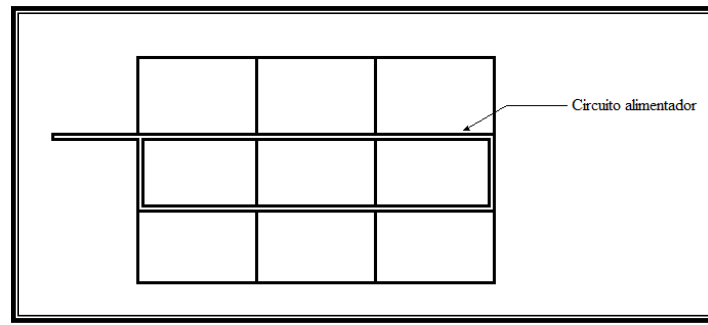


Figura 14. Sistema en malla.
Fuente: (Valdez, 1990, pág. 204)

5.2.3. Sistema combinado

De acuerdo con las características de la zona, en algunos casos se hacen ampliaciones a la red de distribución en malla con ramas abiertas, como se muestra en la figura 15., resultando un sistema combinado.

Este tipo de sistema tiene la ventaja de permitir el uso de alimentadores en circuito que suministran agua a un área desde más de una dirección. (Valdez, 1990, pág. 221)

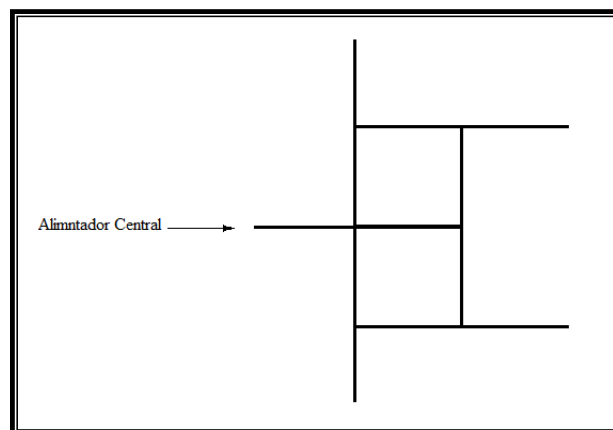


Figura 15. Sistema combinado.
Fuente: Aportación propia.

5.3. Componentes de una red de distribución

5.3.1. Tuberías

Un sistema de distribución está formado por una red de tuberías y a su vez esta se compone de tuberías de alimentación, principales y secundarias; esta designación depende de la magnitud de su diámetro y de su posición relativa con respecto a las demás tuberías, como se explica a continuación.

- a) Líneas de alimentación. Cuando la red trabaja por gravedad, la línea de alimentación parte del tanque de regularización y termina en el lugar donde se hace la primera derivación.
- b) Tuberías primarias. En el sistema de malla, son las tuberías que forman los circuitos, localizándose a distancias entre 400 y 600 m. en el sistema ramificado es la tubería troncal de donde se hacen las derivaciones. A estas líneas están conectadas las líneas secundarias o de relleno.
- c) Tuberías secundarias o de relleno. Una vez conectadas las tuberías de alimentación, a las tuberías restantes para cubrir el área de proyecto se les llama secundarias o de relleno.
- d) Tomas domiciliarias. Es la parte de la red gracias a la cual los habitantes de la población tienen agua en su propio predio.

5.3.2. Válvulas

Los tipos de válvulas comúnmente usadas en la red de distribución son las de compuerta, de expulsión de aire y retención. En general tres válvulas de compuerta se usan en las tuberías que concurren a cruces y dos válvulas en todos los térs; sin embargo, para un proyecto en particular se recomienda estudiar con todo cuidado la situación de las válvulas procurando utilizar el menor número posible de estos accesorios. La principal función de estas válvulas es aislar subsecciones del sistema para reparaciones y mantenimiento. En los puntos bajos de la red para desagüe y en los sitios altos se colocan válvulas de expulsión de aire; las válvulas de retención se usan para limitar el flujo de agua hacia una dirección. En los cruceros con válvulas debe construirse una caja adecuada para su operación, en función del diámetro, número de válvulas y su ubicación. (Valdez, 1990, pág. 205)

5.4. Velocidades del sistema

Las velocidades permisibles están gobernadas por las características del material del conducto y la magnitud de los fenómenos hidráulicos transitorios. Existen límites tanto inferiores como superiores. La velocidad máxima será aquella con la cual no deberá ocasionarse erosión. La velocidad mínima de escurrimiento será de 0.3 m/s, para evitar el asentamiento de las partículas que van suspendidas en el fluido. La velocidad máxima permisible para evitar erosión, en las diferentes tuberías, se indica en la tabla 14. (CONAGUA, 2007, pág. 17)

La velocidad recomendable para redes de distribución esta entre 1.2 y 1.8 m/s, los cuales se ajustan en cada caso particular.

Tabla 14. Velocidades máximas permisibles en tuberías.

Material de la 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
Acero con revestimiento	5.0
Acero sin revestimiento	5.0
Acero galvanizado	5.0
Asbesto-cemento	5.0
Fierro fundido	5.0
Hierro dúctil	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0
Plástico PVC	5.0

Fuente: (CONAGUA, 2007, pág. 18)

5.5. Presiones del sistema

Las presiones o cargas disponibles de operación, que se han de obtener en el diseño de la red para la red primaria, deberán ser suficientes para suministrar una cantidad de agua razonable en los pisos más altos de las casas, fábricas y edificios comerciales de no más de 6 pisos. Deberán estar comprendidas entre 1.5 a 4.0 kg/cm² (15 a 40 metros de columna de agua). (CONAGUA, 2007, pág. 136)

Para localidades urbanas pequeñas se admite una presión mínima de 1 kg/cm² (10 m.c.a.).

La presión máxima (carga estática) admisible no deberá ser mayor a 5 kg/cm² (50 m.c.a.).

5.6. Ecuaciones fundamentales

5.6.1. Ecuación de continuidad para un flujo permanente

La ecuación de continuidad expone que cuando un fluido fluye por un conducto de diámetro variable, su velocidad cambia debido a que la sección transversal varía de una sección del conducto a otra.

La ecuación de continuidad no es más que un caso particular del principio de conservación de la masa. Se basa en que el gasto (Q) del fluido ha de permanecer constante a lo largo de toda la conducción.

Dado que el gasto es el producto de la superficie de una sección del conducto por la velocidad con que fluye el fluido, tendremos que en dos puntos de una misma tubería se debe cumplir que:

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2$$

Dónde:

Q = Gasto, en m^3/s .

A = Superficie de las secciones transversales de los puntos 1 y 2 del conducto, en m^2 .

V = Velocidad del flujo en los puntos 1 y 2 de la tubería, en m/s .

Se puede concluir que, puesto que el gasto debe mantenerse constante a lo largo de todo el conducto, cuando la sección disminuye, la velocidad del flujo aumenta en la misma proporción y viceversa.

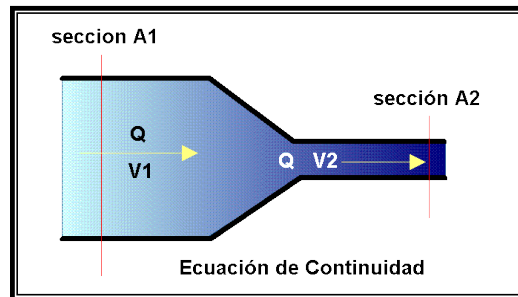


Figura 16. Representación gráfica.
Fuente: (E-ducativa, 2002)

En la figura 16. Se observa como la sección se reduce de A1 a A2. Teniendo en cuenta la ecuación anterior:

$$V_2 = V_1 * \frac{A_1}{A_2}$$

Es decir, la velocidad en el estrechamiento aumenta de forma proporcional a lo que se reduce la sección. (E-ducativa, 2002)

5.6.2. Ecuación de Bernoulli

El teorema de Bernoulli es una aplicación directa del principio de conservación de energía. Dicho de otra forma, que si el fluido no intercambia energía con el exterior (por medio de motores, rozamiento, térmica...), esta permanece constante. (E-ducativa, 2002)

El teorema considera los tres únicos tipos de energía que posee el fluido que pueden cambiar de un punto a otro de la conducción. Estos tipos son; energía cinética, energía potencial gravitatoria y la energía debida a la presión de flujo (hidroestática). Se verá cada una de ellas por separado:

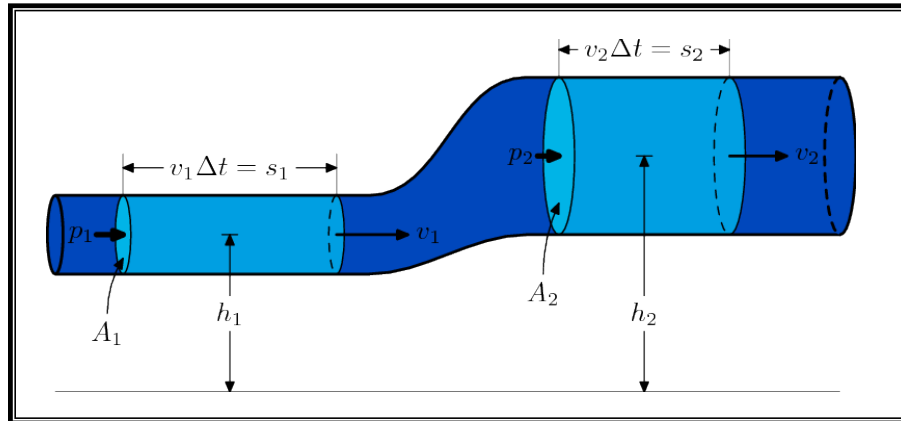


Figura 17. Representación gráfica.
Fuente: (E-ducativa, 2002)

Energía cinética (hidrodinámica) = Debida a la velocidad de flujo $\frac{1}{2}mv^2$

Energía potencial gravitatoria = Debida a la altitud del fluido mgh

Energía de flujo (hidrostática) = Debida a la presión a la que está sometido el fluido pV

Por lo tanto, el teorema de Bernoulli se expresa de la siguiente forma:

$$\frac{1}{2}mv^2 + mgh + pV = cte$$

Dónde:

v = Velocidad de flujo del fluido en la sección considerada, en m/s.

g = Constante de gravedad de 9.81m/s^2 .

h = Altura desde una cota de referencia, en m.

p = Presión a lo largo de la línea de corriente del fluido (p minúscula), en m.c.a.

ρ = Densidad del fluido, en kg/m^3 .

Al considerar dos puntos de la misma conducción (1 y 2) de la figura 17. la ecuación queda:

$$\frac{1}{2}mv_1^2 + mgh_1 + p_1V = \frac{1}{2}mv_2^2 + mgh_2 + p_2V$$

Donde m es constante por ser un sistema cerrado y V también lo es por ser un fluido incompresible. Dividiendo todos los términos por V , se obtiene la forma más común de la ecuación de Bernoulli, en función de la densidad del fluido:

$$\frac{1}{2}\rho v_1^2 + \rho gh_1 + p_1 = \frac{1}{2}\rho v_2^2 + \rho gh_2 + p_2$$

Una simplificación que en muchos casos es aceptable, es considerar el caso en que la altura es constante, entonces la expresión de la ecuación de Bernoulli, se convierte en:

$$\frac{1}{2}\rho v_1^2 + p_1 = \frac{1}{2}\rho v_2^2 + p_2$$

5.6.3. Ecuación de cantidad de movimiento

La ecuación de la cantidad de movimiento se deriva de la segunda ley de Newton. Esta ley expresa que la aceleración de un cuerpo es proporcional a la fuerza neta que actúa sobre él y es inversamente proporcional a su masa.

Los fluidos se mueven cuando sobre ellos se aplica una fuerza diferente de cero. Por ejemplo, cuando la presión en un lugar es superior que, en otro, el fluido tendera a desplazarse hacia el lugar de menor presión. La gravedad también puede hacer que un fluido se desplace: los líquidos fluyen cuesta abajo, cambiando su energía potencial en energía cinética. De igual manera, las diferencias de temperatura provocan que una parte del fluido tenga una densidad menor a diferencia de otra parte del fluido y el fluido más ligero tendera a subir.

Además, está presente la fricción. Cuando una capa de fluido se mueve con respecto a una capa adyacente, se desarrolla un esfuerzo viscoso tangente que hace que el flujo se mueva más rápido o lento. Algunas veces la viscosidad en los fluidos es cero. Estos fluidos sin viscosidad no existen en la naturaleza porque todos los fluidos reales son viscosos, pero con frecuencia es posible usar esta aproximación si los efectos de la viscosidad son pequeños. Sin embargo, se debe de tener cuidado porque ignorar la viscosidad en ocasiones conduce a respuestas equivocadas.

Las fuerzas externas son de dos tipos:

a) Las fuerzas de superficie que actúan sobre la masa del fluido pueden ser:

- i. Fuerzas que actúan normalmente a las fronteras de control y pueden ser medidas en términos de las intensidades de las presiones en los sistemas fluidos.
 - ii. Fuerzas que actúan paralelamente a las fronteras de control y que pueden ser medidas en función de los esfuerzos tangenciales.
- b) Fuerzas de cuerpo $F\sigma$, generalmente son del peso propio.

El principio de conservación de la cantidad de movimiento se deduce de la segunda ley de Newton:

$$F = m a$$

Dónde:

F = Fuerza en, $\text{kg}\cdot\text{m}/\text{s}^2$

m = Masa en, kg.

a = Aceleración en, m/s^2 .

5.7. Ecuaciones de pérdidas de energía por fricción

Las ecuaciones más utilizadas para determinar las pérdidas por fricción en México y en muchos otros países y las que utiliza el modelo matemático del software EPANET son las siguientes:

-Darcy-Weisbach (Para todo tipo de líquidos y regímenes)

- Hazen-Williams (Sólo para agua)

- Chezy-Manning (Para canales y tuberías de gran diámetro)

La ecuación básica de estas tres fórmulas es:

$$h_L = AQ^B$$

Dónde:

h_L = Pérdida de carga, en m.

Q = Gasto, en m³/s.

A = Coeficiente de resistencia.

B = Exponente de gasto.

5.7.1. Darcy – Weisbach

La forma general de la ecuación de Darcy-Weisbach es:

$$h_f = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g}$$

Dónde:

f = Coeficiente de rugosidad (adimensional),

L = Longitud de la tubería, en m.

d = Diámetro de la tubería, en m.

v = Velocidad del flujo en la tubería, en m/s.

g = Aceleración de la gravedad de 9.81 m/s².

El coeficiente de rugosidad f depende del tamaño promedio de las protuberancias de la pared interior de la tubería (ϵ , denominada rugosidad absoluta), el diámetro de la tubería, la velocidad del flujo y viscosidad del fluido que circula en la tubería; estos factores se resumen en la llamada rugosidad relativa (ϵ/d) y el número de Reynolds. ((CONAGUA, 2007, pág. 76)

$$R = \frac{Vd}{\nu}$$

Dónde:

R = Número de Reynolds, adimensional.

ν = Viscosidad cinemática de líquido, en m^2/s

Si el número de Reynolds del fluido en la tubería es menor a 2100, el flujo es laminar y se establece que

$$f = \frac{64}{R}$$

En general, el flujo en las redes de tuberías de agua potable es turbulento, por lo que para determinar f se emplea la ecuación de Colebrook y White

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2.0 \log \left[\frac{\epsilon / d}{3.7} + \frac{2.51}{R\sqrt{f}} \right]$$

La gráfica de esta ecuación permitió establecer el llamado diagrama o ábaco de Moody (figura 18.) que facilita la determinación de f .

Una fórmula explícita para estimar f con un error menor al 1% es la de Swamee y Jain:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log\left(\frac{\varepsilon/d}{3.7} + \frac{5.74}{R^{0.9}} \right) \right]^2}$$

Con la cual, el cálculo del coeficiente f es más sencillo. (CONAGUA, 2007, pág. 77)

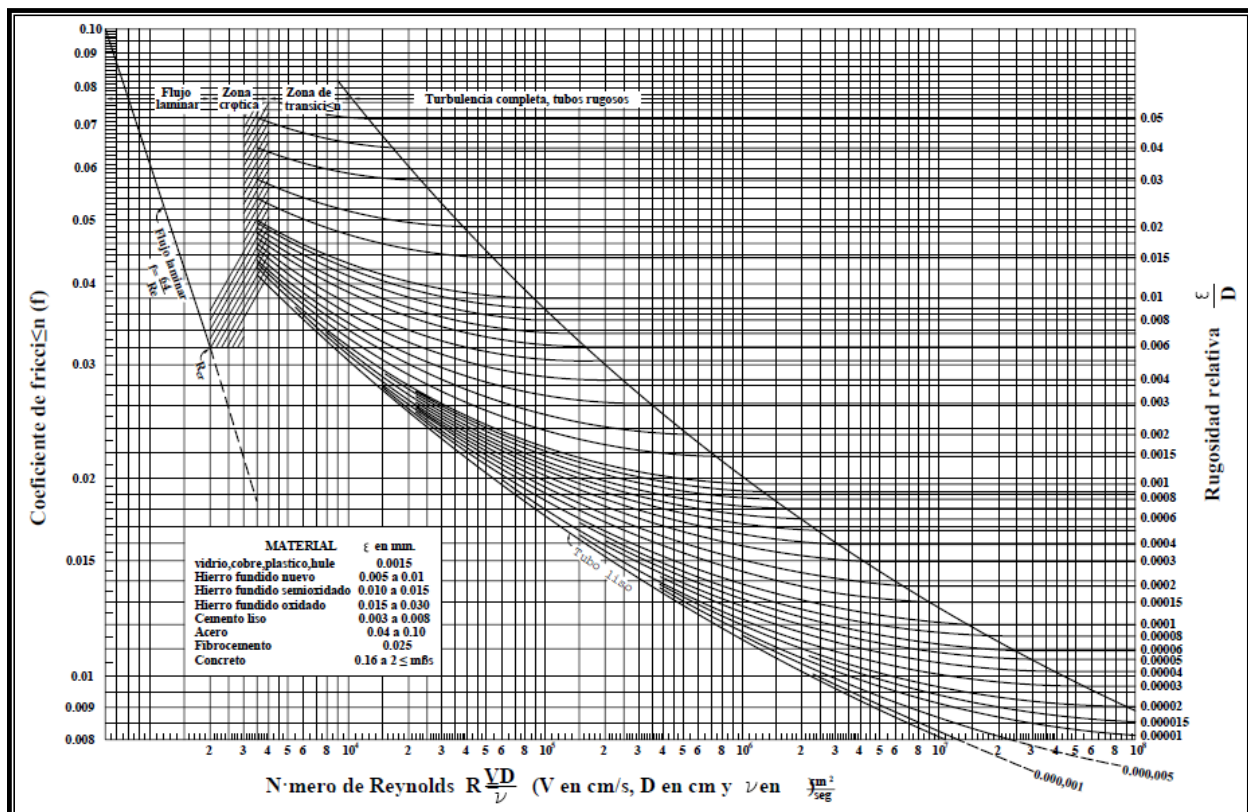


Figura 18. Diagrama de Moody.
Fuente: (CONAGUA, 2007, pág. 78)

5.7.2. Chezy - Manning

La fórmula de Chezy – Manning es la siguiente:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

V = Velocidad media en el conducto, en m/s

R = Radio hidráulico de la sección, en m

S = Pendiente de fricción.

Las ecuaciones de Manning son frecuentemente utilizadas en canales. Para el caso de las tuberías son admitidas cuando el canal es circular y está parcial o totalmente lleno, o cuando el diámetro de la tubería es muy grande. Uno de los inconvenientes de la fórmula es que sólo tiene en cuenta un coeficiente de rugosidad (n) obtenido empíricamente, y no las variaciones de viscosidad con la temperatura. La expresión es la siguiente:

$$h_f = kLQ^2$$

Dónde:

L = Longitud de conducción, en m.

Q = Gasto de bombeo en, l/s.

k = $10.293n^2/D^{16/3}$.

5.7.3. Hazen - Williams

El método de Hazen-Williams es útil en el cálculo de pérdidas de carga en tuberías para redes de distribución de diversos materiales, especialmente de fundición y acero. La fórmula de Hazen - Williams es la siguiente:

$$h_f = L^{0.54} \sqrt{\frac{Q}{0.0177CD^{2.63}}}$$

Dónde:

h_f = Pérdida de carga o de energía, en m.

Q = Gasto, en m^3/s .

C = Coeficiente de rugosidad, es adimensional.

D = Diámetro interno de la tubería, m.

L = Longitud de la tubería, en m.

5.8. Rugosidad para diferentes materiales

En el interior de los tubos comerciales existen protuberancias o irregularidades de diferentes formas y tamaños cuyo valor medio se conoce como rugosidad absoluta (K), y que puede definirse como la variación media del radio interno de la tubería.

Los experimentos de Nikuradse permitieron determinar el valor de esta rugosidad absoluta. Consistieron en producir una rugosidad artificial pegando en el interior de un tubo de vidrio (liso) áridos de diferentes granulometrías tamizados, es decir, de rugosidad conocida, hasta conseguir una pérdida de carga igual que la producida en un tubo comercial de un material determinado con igual longitud y diámetro que el de vidrio. Estos tubos artificialmente preparados se conocen como tubos arenisca.

Cuando una casa comercial da el valor de rugosidad K es en realidad la rugosidad media equivalente, lo que significa que se comporta del mismo modo que una tubería artificialmente preparada con la rugosidad absoluta K .

Un mismo valor de rugosidad absoluta puede ser muy importante en tubos de pequeño diámetro y ser insignificante en un tubo de gran diámetro, es decir, la influencia de la rugosidad absoluta depende del tamaño del tubo. Por ello, para caracterizar un tubo por su rugosidad resulta más adecuado utilizar la rugosidad relativa (ϵ), que se define como el cociente entre la rugosidad absoluta y el diámetro de la tubería. (OpenCourseWare, 2002)

$$\epsilon = \frac{K}{D}$$

Algunos valores del coeficiente de rugosidad de diferentes materiales se presentan en las tablas 15 y 16:

Tabla 15. Rugosidad Darcy-Weisbach para algunos materiales.

Material	Darcy-Weisbach ϵ (mm)
PVC y PE	0,0025
Fibrocemento	0,025
Fundición revestida	0,03
Fundición no revestida	0,15
Hormigón armado	0,1
Hormigón liso	0,025

Fuente: (EPA, 2004, pág. 28)

Tabla 16. Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams y Manning para algunos materiales.

Material	Hazen-Williams C (adimensional)	Manning n (adimensional)
Hierro colado	130 – 140	0,012 – 0,015
Hierro galvanizado	120	0,012 – 0,017
Plástico (PE, PVC)	140 – 150	0,011 – 0,015
Acero	140 – 150	0,015 – 0,017
Arcilla vitrificada	110	0,013 – 0,015

Fuente: (EPA, 2004, pág. 28)

5.9. Pérdidas de energía locales

Las pérdidas locales o menores en las tuberías (por ejemplo, debido a válvulas) corresponden a la disminución de energía por motivos distintos a la originada por la fricción y en sitios específicos, ya sea por el cambio de geometría o alteración de flujo. Su magnitud h_L es proporcional a la carga de velocidad aguas abajo dicho sitio, su expresión general (King, Wisler y Woodburn, 1948) es (CONAGUA, 2007, pág. 87):

$$h_L = k \frac{V^2}{2g}$$

Dónde:

k = Coeficiente de perdidas menores, es adimensional.

V = Velocidad del flujo, en m/s.

g = Aceleración de la gravedad de 9.81 m/s².

La tabla 17. muestra los coeficientes de perdidas menores de algunos colectores:

Tabla 17. Coeficientes de pérdidas menores.

Elemento	K
Válvula de globo, totalmente abierta	10.0
Válvula de ángulo, totalmente abierta	5.0
Válvula de retención de Clapeta, totalmente abierta	2.5
Válvula de compuerta, totalmente abierta	0.2
Codo de radio pequeño	0.9
Codo de radio mediano	0.8
Codo de radio grande	0.6
Codo a 45°	0.4
Codo cerrado con inversión del flujo	2.2
Te estándar – dirección de paso	0.6
Te estándar – dirección de desvío	1.8
Entrada recta	0.5
Salida brusca	1.0

Fuente: (EPA, 2004, pág. 29)

5.10. Métodos para el cálculo de redes de distribución

El tiempo es una variable fundamental en la simulación de redes de agua potable. Existen dos tipos de modelación: estática y dinámica.

Independientemente de la solución de las redes sea estático o dinámico, se debe emplear un método para resolver el sistema de ecuaciones o software y cumplir en todas las tuberías y nodos lo siguiente:

Para cada nodo $\sum Q \text{ entrada} = \sum Q \text{ salida}$

Para cada circuito $\sum HF = 0$

Para cada tubería $h_L = AQ^B$

5.10.1. Análisis estático o de flujo permanente

Se diseña con el Q_{Mh} , y se tiene demandas en los cruceros constantes a todo lo largo las 24 horas del día, este tipo de simulación es la que pide CONAGUA en proyectos nuevos en comunidades y fraccionamientos.

En este tipo de modelos se da por hecho que los gastos demandados e inyectados permanecen constantes, que no existen variaciones en la operación en la red, y que el nivel en los tanques es fijo. Es cierto que las redes de distribución de agua potable no permanecen invariables a lo largo del tiempo. No obstante, estos modelos se emplean frecuentemente para analizar el comportamiento de la red con los gastos máximos horarios, así se le somete a las condiciones más desfavorables. (CONAGUA, pág. 9)

En la figura 19. se muestra el diagrama general de un modelo hidráulico de flujo permanente.

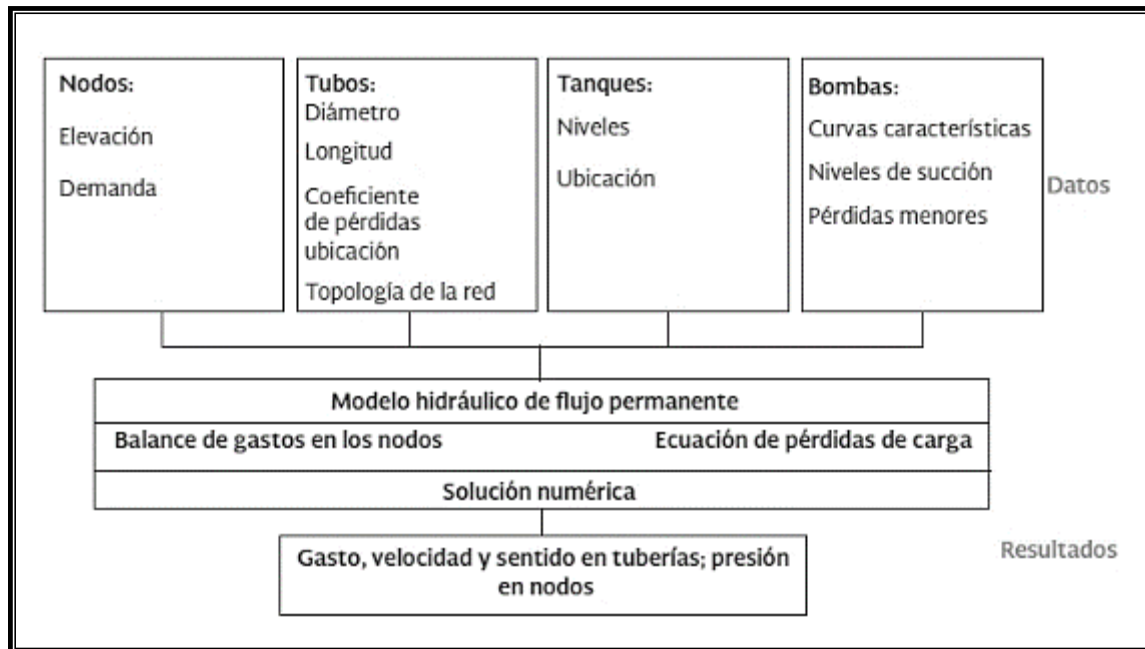


Figura 19. Diagrama de un modelo hidráulico de flujo permanente.
Fuente: (CONAGUA, s.f., pág. 11)

5.10.2. Análisis Dinámico o flujo no permanente.

“A diferencia de los modelos estáticos, en los modelos de tipo dinámico se permite la variación temporal de los gastos demandados e inyectados, de las condiciones operativas de la red y de los niveles en los tanques.” (CONAGUA, pág. 9)

En revisiones de redes podría caber el caso de realizar una simulación en modo dinámico, por ejemplo, se diseñaría con QMd y las variantes en el tiempo sería la ley de variaciones horarias de la comunidad en estudio multiplicadas por el CVD. En la figura 20. se muestra el diagrama general de un modelo hidráulico de flujo no permanente.

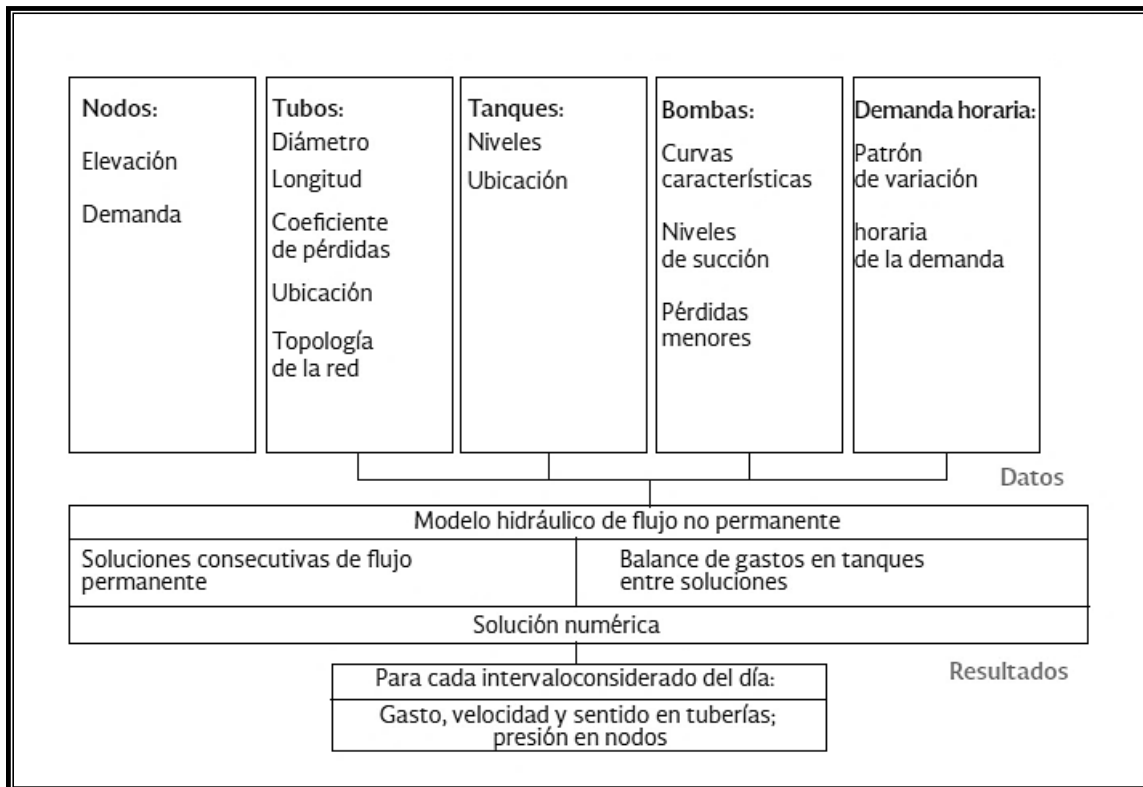


Figura 20. Diagrama de un modelo hidráulico de flujo permanente.
Fuente: (CONAGUA, pág. 11)

5.11. EPANET aplicado al análisis de redes de distribución

5.11.1. Acerca de EPANET

EPANET es un programa que ejecuta simulaciones en periodos amplios de la simulación hidráulica y de la calidad del agua en redes de suministro a presión. EPANET determina el gasto que circula por cada una de las tuberías, la presión en cada uno de los nudos, el nivel de agua en cada tanque y la concentración de diferentes componentes químicos a través de la red durante un establecido periodo de simulación ensayado en diferentes intervalos de tiempo.

EPANET, que puede utilizarse en los sistemas operativos de Windows, dispone de un espacio de trabajo integrado para la edición de los datos de entrada de la red, para el cálculo

hidráulico y las simulaciones de la calidad del agua, y para poder ver los resultados en una amplia variedad de formatos. Esta diversidad de formatos comprende planos de la red con códigos de colores, tablas de datos, gráficos con evoluciones temporales de diferentes variables, y mapas de isolíneas.

EPANET es un motor de análisis hidráulico actual que incluye las siguientes características:

- No hay límite en cuanto al tamaño de la red que puede procesarse.
- Las pérdidas de carga pueden calcularse mediante las fórmulas de Hazen-Williams, de Darcy-Weisbach o de Chezy-Manning.
- Considera pérdidas menores en accesorios.
- Acepta bombas de velocidad fija o variable.
- Determina el consumo energético y sus costes.
- Aprueba considerar varias válvulas, tales como válvulas de corte, de retención, y reguladoras de presión o gasto.
- Admite depósitos de geometría variable (esto es, cuyo diámetro varíe con el nivel)
- Considera diferentes tipos de demanda en los nudos, cada uno con su propia curva de modulación en el tiempo.
- Permite modelar tomas de agua cuyo gasto dependa de la presión (p.ej. rociadores)
- Admite leyes de control simples, basadas en el valor del nivel en los depósitos o en la hora prefijada por un temporizador, y leyes de control más complejas basadas en reglas lógicas.

El modelo de simulación hidráulica de EPANET calcula alturas en conexiones y gastos en las líneas para un conjunto fijo de niveles de depósitos, niveles de tanques, y demandas de agua a lo largo de una sucesión de instantes temporales. Desde un instante de tiempo los siguientes niveles de depósitos y demandas en las conexiones son actualizadas de acuerdo a los patrones de tiempo que se les ha asociado mientras que los niveles del tanque son actualizados

utilizando los datos solución de gasto. La solución de altura y gasto en un determinado punto a lo largo del tiempo supone el cálculo simultáneo de la conservación del gasto en cada conexión y la relación de pérdidas que supone su paso a través de las conexiones de todo el sistema. Este proceso, conocido como "equilibrado hidráulico de la red", requiere métodos iterativos de resolución de ecuaciones no lineales. EPANET utiliza el "Algoritmo del Gradiente" con éste propósito. (EPA, 2004, pág. 39)

EPANET ha sido desarrollado por:

Water Supply and Water Resources Division (formerly the Drinking Water Research Division) of the U.S. Environmental Protection Agency's National Risk Management Research Laboratory.

Traducido por el Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos de la Universidad Politécnica de Valencia.

5.11.2. Comandos básicos para configurar un proyecto

Los comandos básicos para el ingreso de datos, la visualización del proyecto y la obtención de resultados son los siguientes y se muestran en la figura 21:

1. Iconos para el análisis y consulta de resultados.
2. Iconos para seleccionar elementos e interpretación grafica del plano.
3. Iconos para modelar nodos, embalses, depósitos, bombas y válvulas.
4. Visor de datos y de plano.

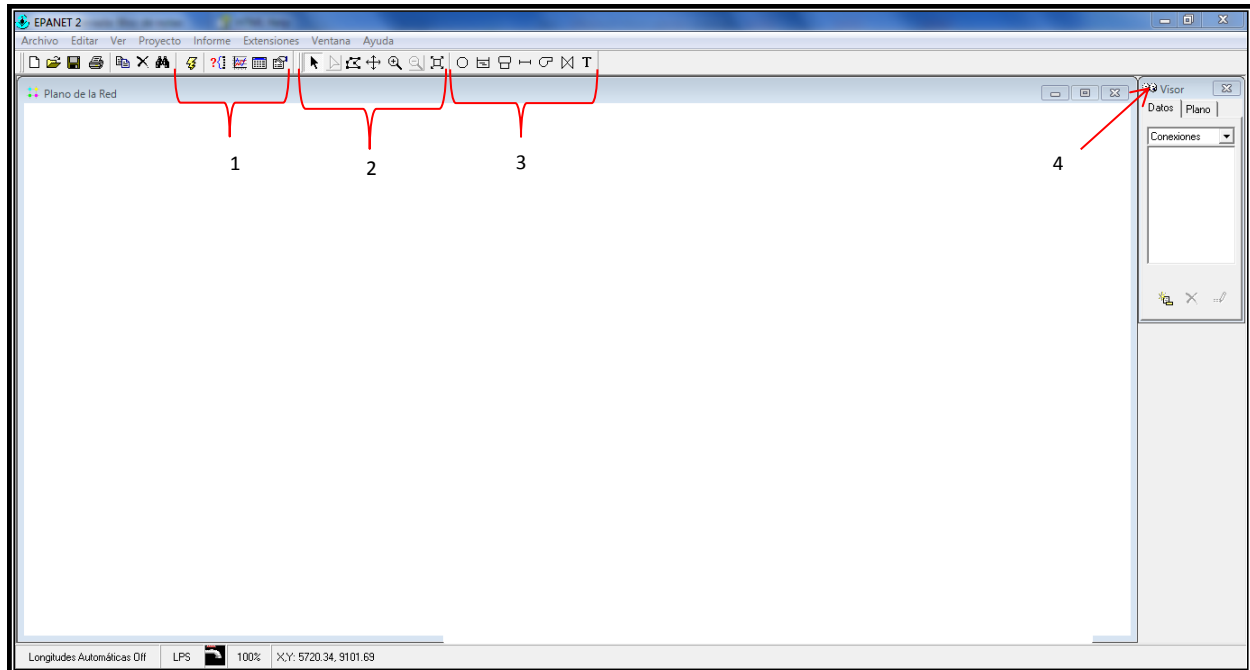


Figura 21. Comandos básicos de EPANET.
Fuente: Espacio de trabajo del programa EPANET 2

5.11.3. Pasos para utilizar EPANET

Los pasos que seguir regularmente para modelar un sistema de distribución de agua con EPANET son los siguientes:

- Trazar un esquema de la red o importar una descripción básica del mismo desde un fichero de texto.
- Editar las propiedades de los elementos que configuran el sistema en el editor de propiedades.
- Describir el modo de operación del sistema (arranque o parada de bombas, abertura o cierre de válvulas, etc.) mediante leyes de control.
- Seleccionar las opciones de cálculo (ecuaciones de cálculo de pérdidas de energía, sistema de unidades)
- Realizar el análisis hidráulico, rodando el programa.
- Observar los resultados en tablas o gráficas

Capítulo 6.

Cálculo hidráulico en EPANET en estado dinámico

6.1. Trazo de la red de distribución

Basado en la topografía del lugar se localizó el tanque de regularización en la parte más alta de la población. Para el trazo de la red, se buscaron las calles más densamente pobladas donde pasarán las tuberías principales, las calles restantes se cubrirán con tubería de relleno y estas no se toman en cuenta en el cálculo hidráulico.

Es importante no perder de vista que solo se proyectó la instalación de tuberías en las calles que tengan más de 12 casas habitación. La densidad de la población es un factor importante para definir la distancia entre nodos y estas oscilan 100m y 400m. Los nodos principales se enumeraron secuencialmente, comenzando por el tanque de regularización.

Las tuberías principales se trazaron buscando el camino más corto hacia las zonas de gravedad hidráulica, es decir, de mayor consumo, con objeto de que, al ser servidas directamente por esas líneas, cuyos diámetros tienen grandes capacidades de conducción, se descarguen las secundarias con la consiguiente economía de diámetros en éstas y, por tanto, del costo de la red.

Las tuberías secundarias se trazaron buscando abastecer lo más directamente posible los predios. La red secundaria no se calcula hidráulicamente. Las tuberías de relleno son de 50 mm. Los materiales son los mismos que para las tuberías primarias. A continuación, en la figura 22. se muestra el plano del trazo de la red.

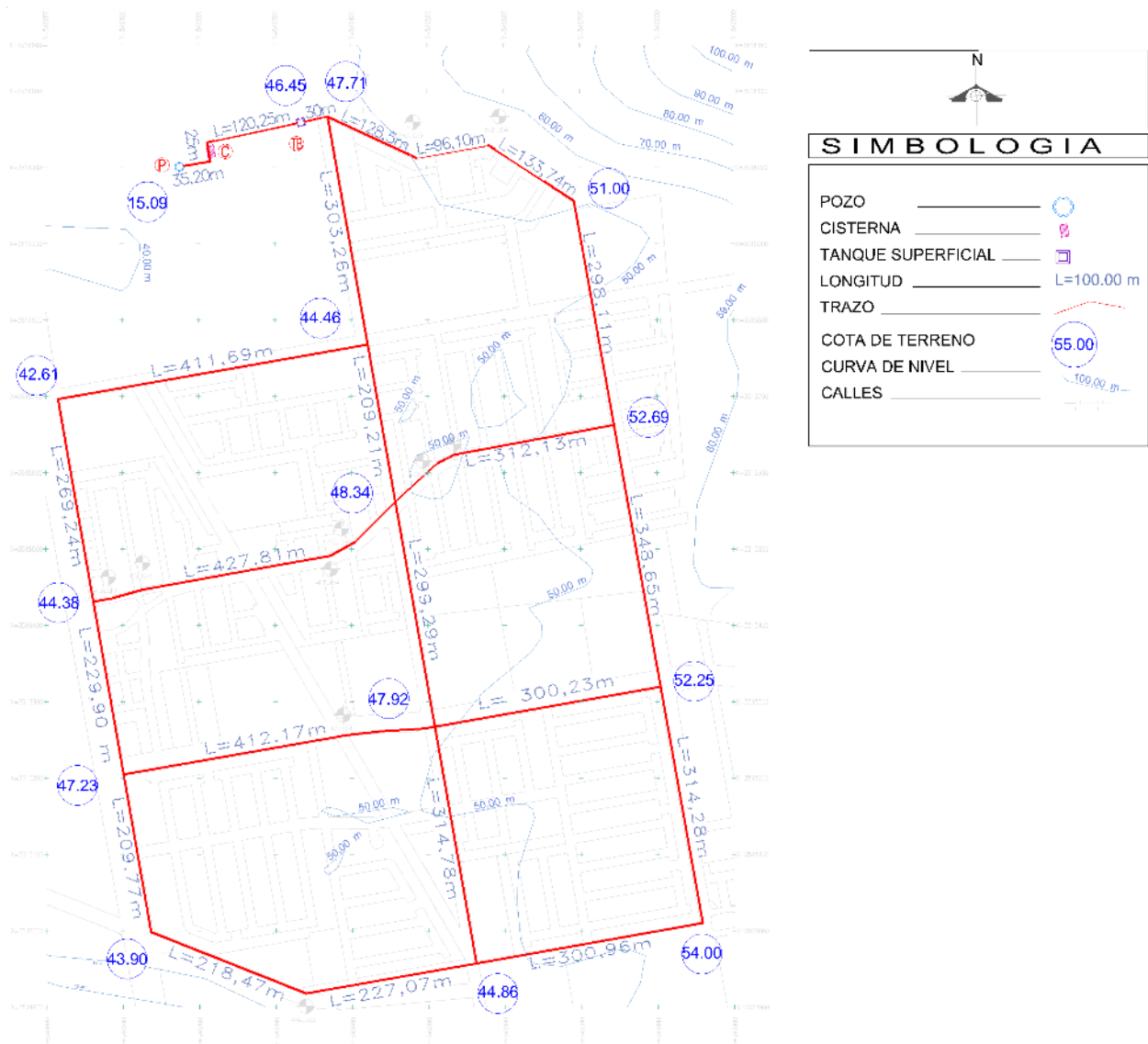


Figura 22. Trazo de la red.
Fuente: Realización propia.

6.2. Gasto por unidad de área de la red

Para facilitar el cálculo hidráulico de la red se asume que el consumo se extrae concentrado en sus nudos.

En este caso, se divide el área de la población en áreas tributarias como se observa en la figura 23. que sirven a cada uno de los nodos, despreciando las áreas deshabitadas.

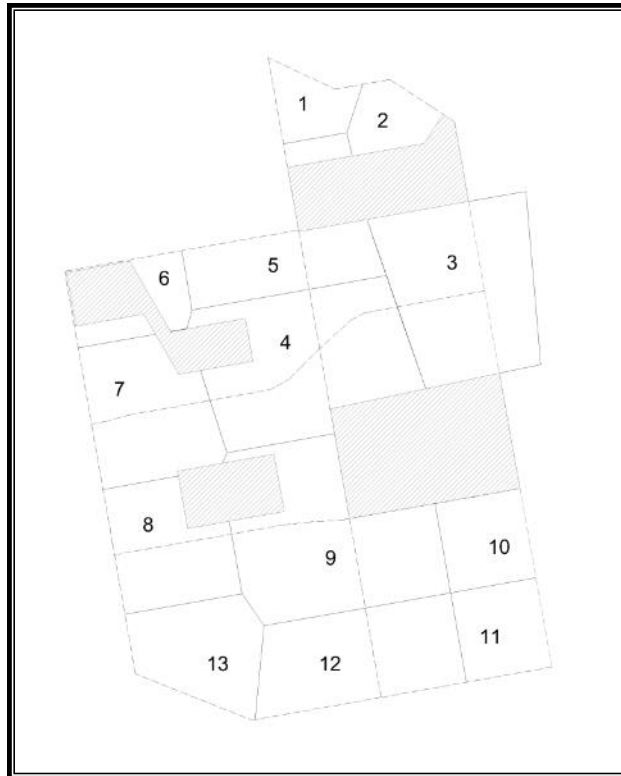


Figura 23. Distribución de la demanda por áreas de influencia de los nodos.
Fuente: Realización propia.

Para obtener el gasto unitario se divide el gasto de entrada a la red entre el área total.

$$q = \frac{Q_e}{A_T}$$

Dónde:

q = Gasto unitario, en m^3/s por unidad de área.

Q_e = Gasto de entrada, en m^3/s .

A_T = Área total de la población, en m^2 .

Sustituyendo: $q = \frac{43.7212}{532880.83} = 0.0000820$

La demanda es el resultado de multiplicar el área que sirve cada nudo por el gasto unitario.

$$Demanda = q * A$$

Dónde:

q = Gasto unitario, en m³/s por unidad de área.

A = Área por nudo, en m².

Tabla 18. Resultados de demanda por nudo.

Nodo	Área	Demanda
1	14185.11	1.164
2	17023.47	1.397
3	71139.23	5.837
4	76868.79	6.307
5	39130.42	3.211
6	13750.41	1.128
7	47629.32	3.908
8	38570.57	3.165
9	76117.68	6.245
10	23540.48	1.931
11	23586.08	1.935
12	55234.79	4.532
13	36104.47	2.962
Σ=	532880.83	43.721

Fuente: Resultados.

La sumatoria de demandas mostrada en la tabla 18. da como resultado el gasto máximo diario.

6.3. Gasto máximo horario en flujo no permanente

Para realizar la simulación de flujo no permanente el gasto máximo horario estará en función de la ley de variaciones horarias para comunidades pequeñas y el gasto máximo diario. En la tabla 19. se muestran observar estos valores.

Tabla 19. Gasto máximo horario en flujo no permanente.

Tiempo horas	G _{med} l.p.s.	G _{Md} l.p.s.	C.V.H.	G _{Mh} l.p.s.
0	31.23	43.72	0.45	19.67
1	31.23	43.72	0.45	19.67
2	31.23	43.72	0.45	19.67
3	31.23	43.72	0.45	19.67
4	31.23	43.72	0.45	19.67
5	31.23	43.72	0.60	26.23
6	31.23	43.72	0.90	39.35
7	31.23	43.72	1.35	59.02
8	31.23	43.72	1.50	65.58
9	31.23	43.72	1.50	65.58
10	31.23	43.72	1.50	65.58
11	31.23	43.72	1.40	61.21
12	31.23	43.72	1.20	52.47
13	31.23	43.72	1.40	61.21
14	31.23	43.72	1.40	61.21
15	31.23	43.72	1.30	56.84
16	31.23	43.72	1.30	56.84
17	31.23	43.72	1.20	52.47
18	31.23	43.72	1.00	43.72
19	31.23	43.72	1.00	43.72
20	31.23	43.72	0.90	39.35
21	31.23	43.72	0.90	39.35
22	31.23	43.72	0.80	34.98
23	31.23	43.72	0.60	26.23

Fuente: Resultados.

6.4. Datos de entrada de elementos en EPANET

Existe una gran variedad de fórmulas para calcular la resistencia al flujo en las tuberías, destacándose entre ellas las de Darcy-Weisbach, Hazen-Williams y Manning.

La CONAGUA, a través del I.M.T.A. realizó estudios para definir cuál de estas fórmulas simula mejor los fenómenos de escurrimiento; resultando la fórmula de Darcy-Weisbach como la más adecuada para conducciones a presión.

6.4.1. Configuración del proyecto

En las ventanas “Valores por defecto” de EPANET mostradas en la figura 24. se establecieron las siguientes consideraciones:

- Se modelará la red usando la ecuación de pérdidas de Darcy-Weisbach.
- El coeficiente de rugosidad para tuberías de P.E. es 0.0025
- Las unidades de gasto en l.p.s.

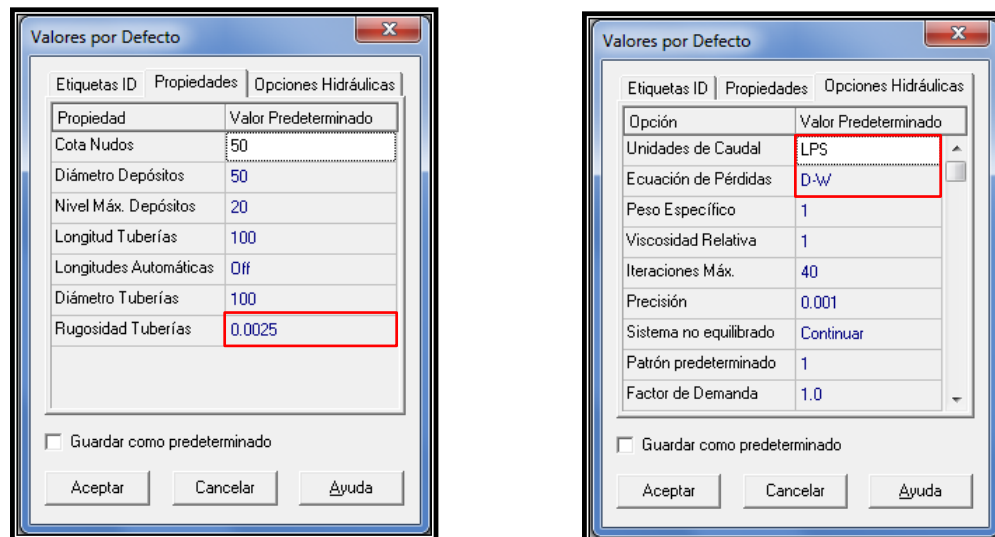
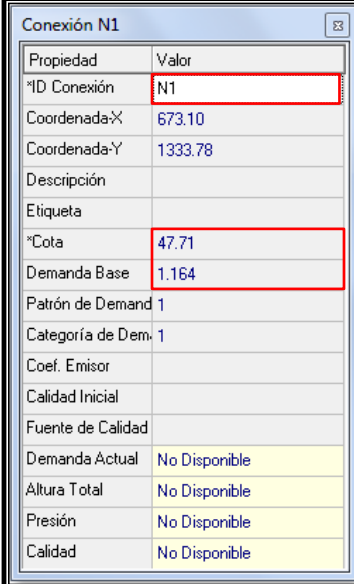


Figura 24. Ventanas para configurar los valores de entrada.
Fuente: EPANET.

6.4.2. Datos de nodos

Los datos considerados en la ventana de “Conexión” de EPANET mostrada en la figura 25. son:

- Cota del terreno.
- Demanda del nudo.




Propiedad	Valor
*ID Conexión	N1
Coordenada-X	673.10
Coordenada-Y	1333.78
Descripción	
Etiqueta	
*Cota	47.71
Demanda Base	1.164
Patrón de Demand	1
Categoría de Dem.	1
Coef. Emisor	
Calidad Inicial	
Fuente de Calidad	
Demanda Actual	No Disponible
Altura Total	No Disponible
Presión	No Disponible
Calidad	No Disponible

Figura 25. Ventana de Conexión.
Fuente: EPANET.

6.4.3. Datos de tuberías

Los valores de tuberías que se ingresaron en la ventana “Tubería” mostrada en la figura 26. son:

- Longitud.
- Diámetro.
- Rugosidad
- Coeficiente de pérdidas.



Propiedad	Valor
*ID Tubería	T3
*Nudo Inicial	N1
*Nudo Final	N2
Descripción	
Etiqueta	
*Longitud	355.09
*Diámetro	100
*Rugosidad	0.0025
Coef. de Pérdidas	0.8
Estado Inicial	Abierto
Coef. Flujo	
Coef. Pared	
Caudal	No Disponible
Velocidad	No Disponible
Pérd. Unit.	No Disponible
Factor fricción	No Disponible
Velo. de Reacción	No Disponible
Calidad	No Disponible
Estado	No Disponible

Figura 26. Ventana de tubería.
Fuente: EPANET.

6.4.4. Datos de tanque de regularización elevado

Los valores seleccionados en la ventana de “Depósito Tanque” mostrada en la figura 27. son la cota del terreno donde se ubica el tanque, el nivel inicial del agua, el centro del tanque y la altura total que se observan en el esquema de la figura 28.

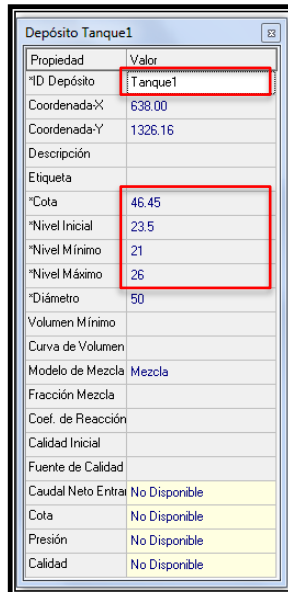


Figura 27. Ventana de depósito tanque.
Fuente: EPANET.

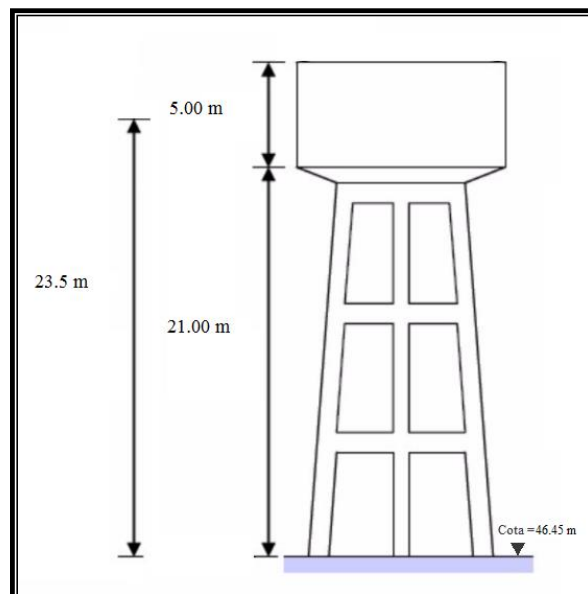


Figura 28. Tanque.
Fuente: Aportación propia.

6.4.5. Datos del embalse

En la ventana de “Embalse” mostrada en la figura 29. se ingresa la cota de profundidad del pozo que se observa en la figura 30.

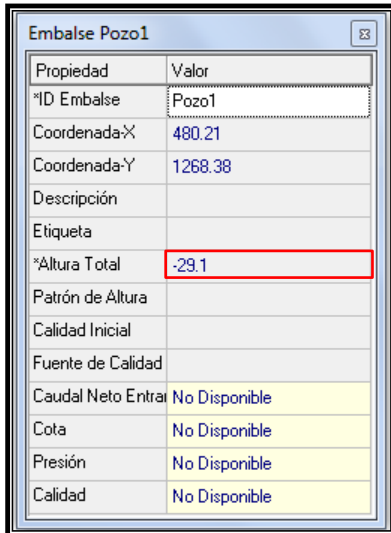


Figura 29. Ventana de Embalse.
Fuente: EPANET.

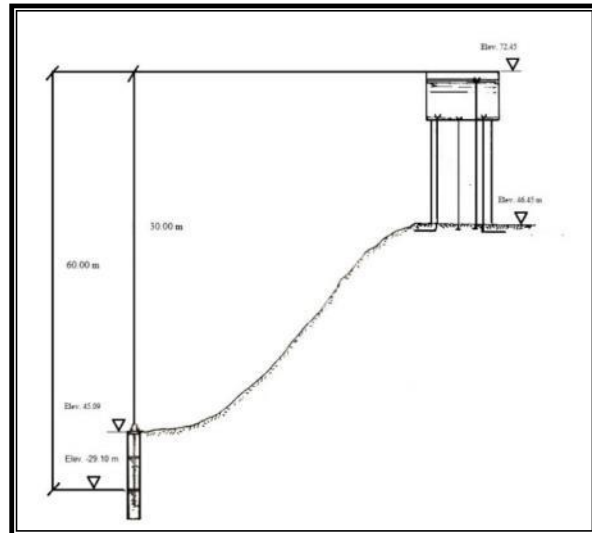


Figura 30. Profundidad del pozo.
Fuente: Realización propia.

6.4.6. Datos de la bomba

En el “Editor de curva” mostrado en la figura 31. se ingresa la curva característica de la bomba de la tabla 13. “Curva de rendimiento”.

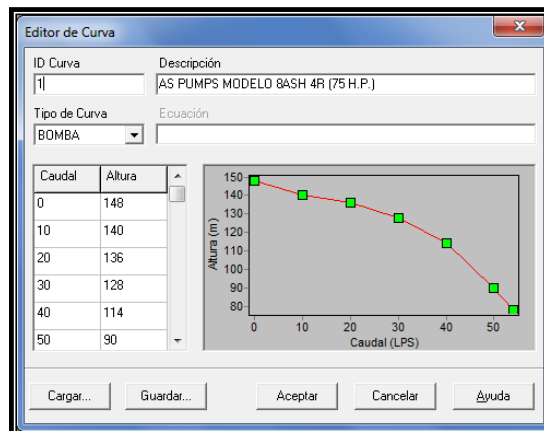


Figura 31. Editor de curva.
Fuente: EPANET.

6.4.7. Datos de demanda horaria

En el editor de patrones mostrado en la figura 32. los datos introducidos son:

- Patrón de variación.
- Horaria de la demanda.

Se diseñó con el patrón de demandas horarias para comunidades pequeñas de la tabla 8. “Ley de variación horaria para poblaciones pequeñas”.

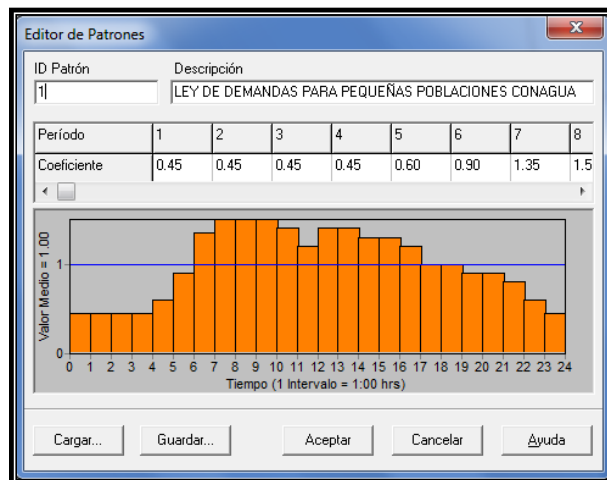


Figura 32. Editor de patrones.
Fuente: EPANET.

En la ventana de “Opciones de tiempo” mostrado en la figura 33. la duración del periodo extendido es de 72 horas y el intervalo de patrones es de 1 hora.

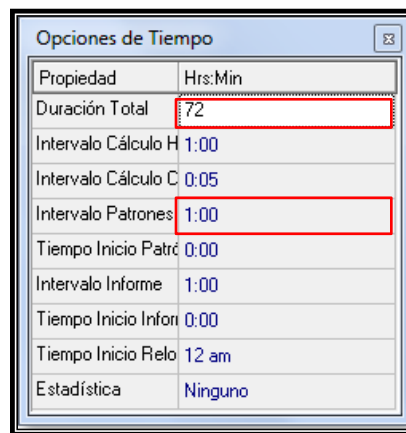


Figura 33. Opciones de tiempo.
Fuente: EPANET.

6.5. Simulación hidráulica

La simulación se realizará en un periodo de 72 horas, cuyo gasto máximo horario se presenta a las 8:00, 9:00 horas y 10:00 horas. En este análisis se parte del trazo de la red propuesta, la cual representa el esquema de abastecimiento de agua potable de una pequeña población, y está formada por 14 nudos y 21 líneas, cuyas características están contenidas en las tablas 20 y 21.

Tabla 20. Resultados de las tuberías en 8:00 Hrs.

Nudo Inicial	Nudo Final	ID Línea	Longitud M	Diámetro Mm	Gasto l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
Tanque	N1	T1	35.92	250	65.58	1.34	5.19
N1	N2	T3	355.09	100	6.30	0.80	6.28
N2	N3	T4	298.11	100	4.21	0.54	3.02
N5	N4	T6	209.21	250	47.69	0.97	2.91
N5	N6	T7	411.69	100	5.02	0.64	4.14
N6	N7	T8	269.24	100	3.33	0.42	2.00
N7	N8	T11	229.90	150	11.59	0.66	2.65
N3	N10	T12	348.65	150	10.18	0.58	2.10
N10	N9	T13	300.23	75	2.83	0.64	5.91
N8	N9	T14	412.17	60	1.20	0.43	3.77
N10	N11	T15	314.28	100	4.45	0.57	3.34
N11	N12	T16	300.96	50	1.55	0.79	14.10
N9	N12	T17	314.78	75	4.05	0.92	11.18
N13	N12	T18	445.54	50	1.20	0.61	8.99
N8	N13	T19	209.77	100	5.64	0.72	5.10
N1	N5	T2	300.53	250	57.54	1.17	4.09
N0	T1	T0	145.25	250	45.99	0.94	2.72
N4	N9	T10	299.29	100	9.38	1.19	12.69
N4	N7	T9	427.81	150	14.12	0.80	3.82
N4	N3	T5	312.13	150	14.73	0.83	4.14
Pozo	N0	B1	//	//	45.99	0.00	-99.63

Fuente: Resultados de EPANET.

Tabla 21. Resultados de Nudo en 8:00 Hrs.

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura M	Presión M
N1	1.75	69.95	22.24
N2	2.10	67.71	16.71
N3	8.76	66.82	14.13
N4	9.46	68.11	19.77
N5	4.82	68.72	24.26
N6	1.69	67.01	24.40
N7	5.86	66.47	22.09
N8	4.75	65.87	18.64
N9	9.37	64.31	16.39
N10	2.90	66.08	13.83
N11	2.90	65.04	11.04
N12	6.80	60.79	15.93
N13	4.44	64.80	20.90
N0	0	70.53	24.59
Pozo	-45.99	-29.10	0
Tanque	-19.59	70.13	23.68

Fuente: Resultados de EPANET.

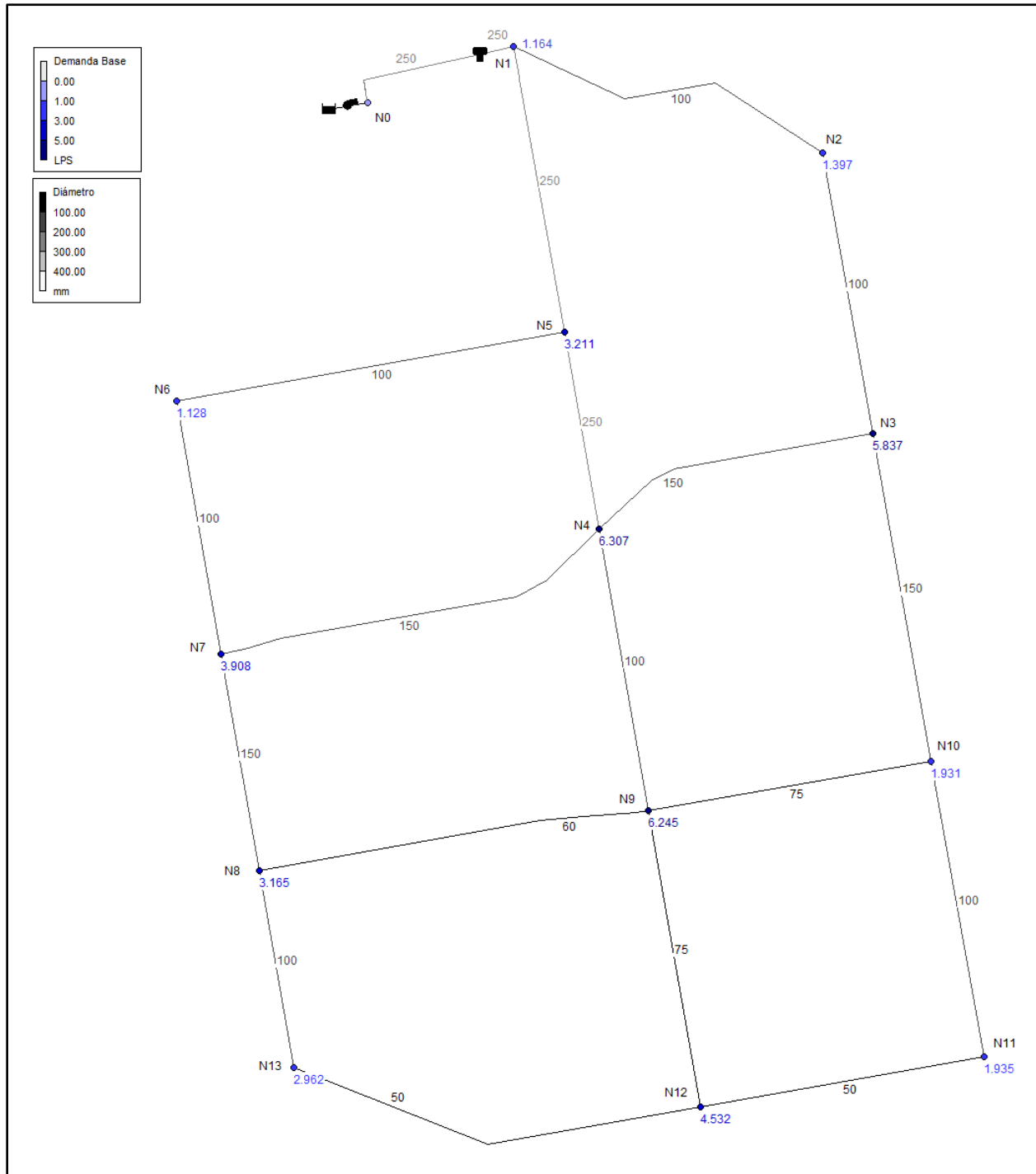


Figura 35. Diámetros y demanda base.
Fuente: Datos de entrada en EPANET.

Corriendo el programa se pueden visualizar los resultados.

6.5.1. Gastos del sistema

Los gastos representados en el mapa de la figura 36. a las 8 horas son los siguientes:

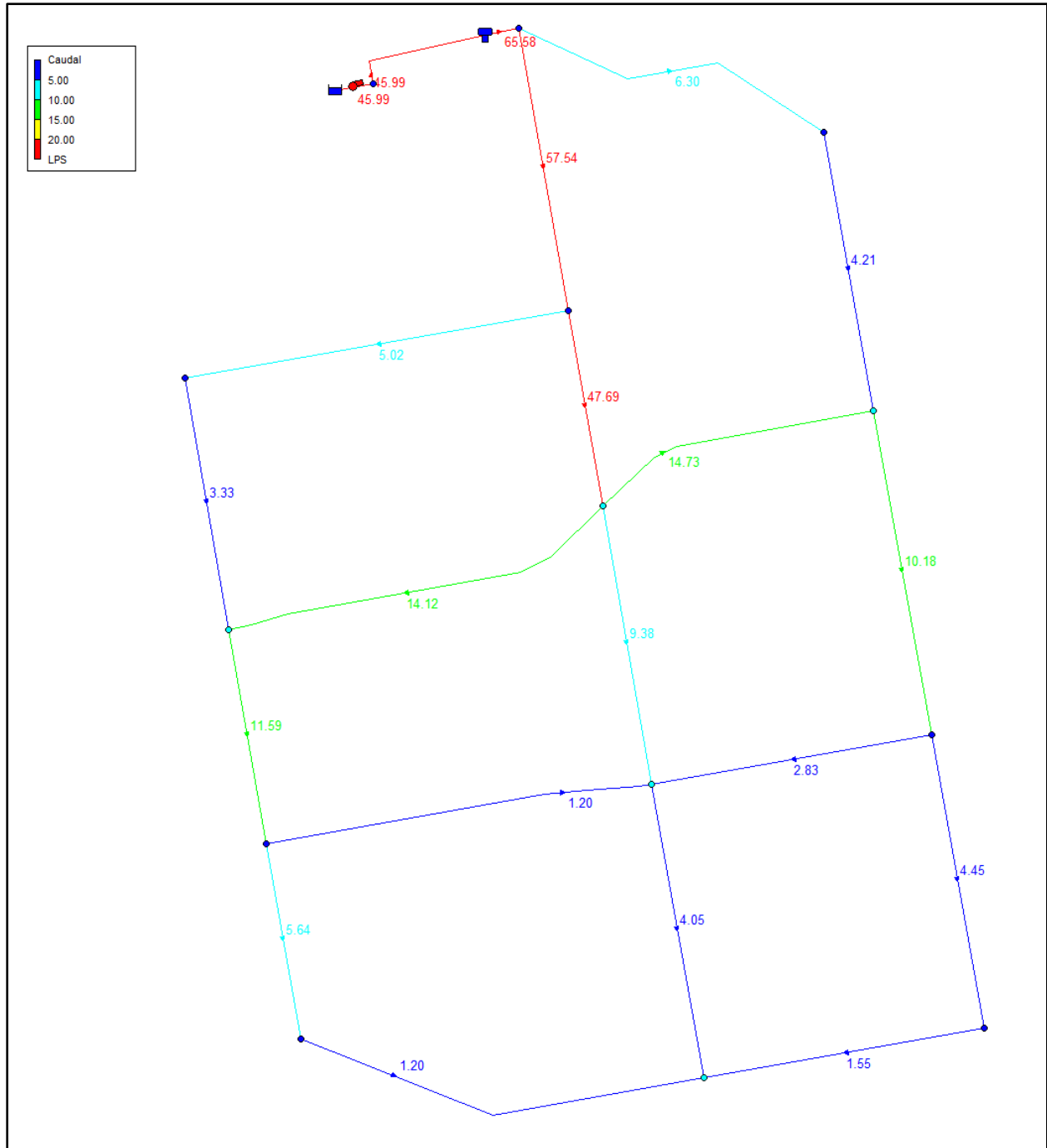


Figura 36. Gastos de la red.
Fuente: Resultados de EPANET.

6.5.2. Presiones del sistema

Las presiones están dentro del rango de la norma. La figura 37. muestra la presión máxima del modelo a las 8 horas es de 24.40 m.c.a. en el nodo 6 y la mínima es de 11.04 m.c.a. en el Nodo 11.

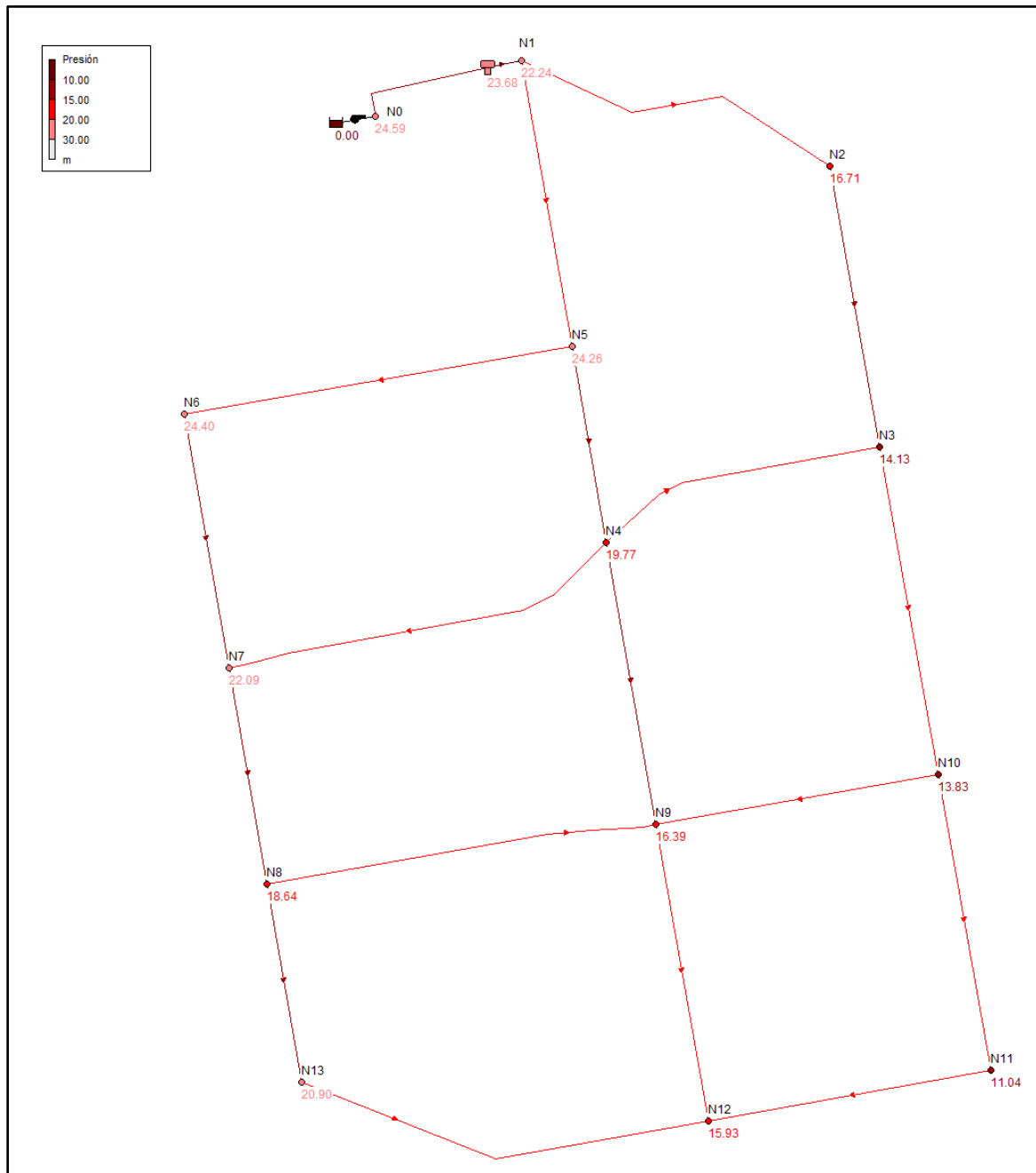


Figura 37. Presiones de la red.
Fuente: Resultados de EPANET.

6.5.3. Velocidades

En la figura 38. Se observa que las velocidades están en el rango de la norma y estas no rebasan el 1.5 m/s permitido. La velocidad máxima es de 1.34 m/s en la tubería del tanque a la red y la velocidad mínima es de 0.42 m/s que va de la conexión N6 al nodo N7.

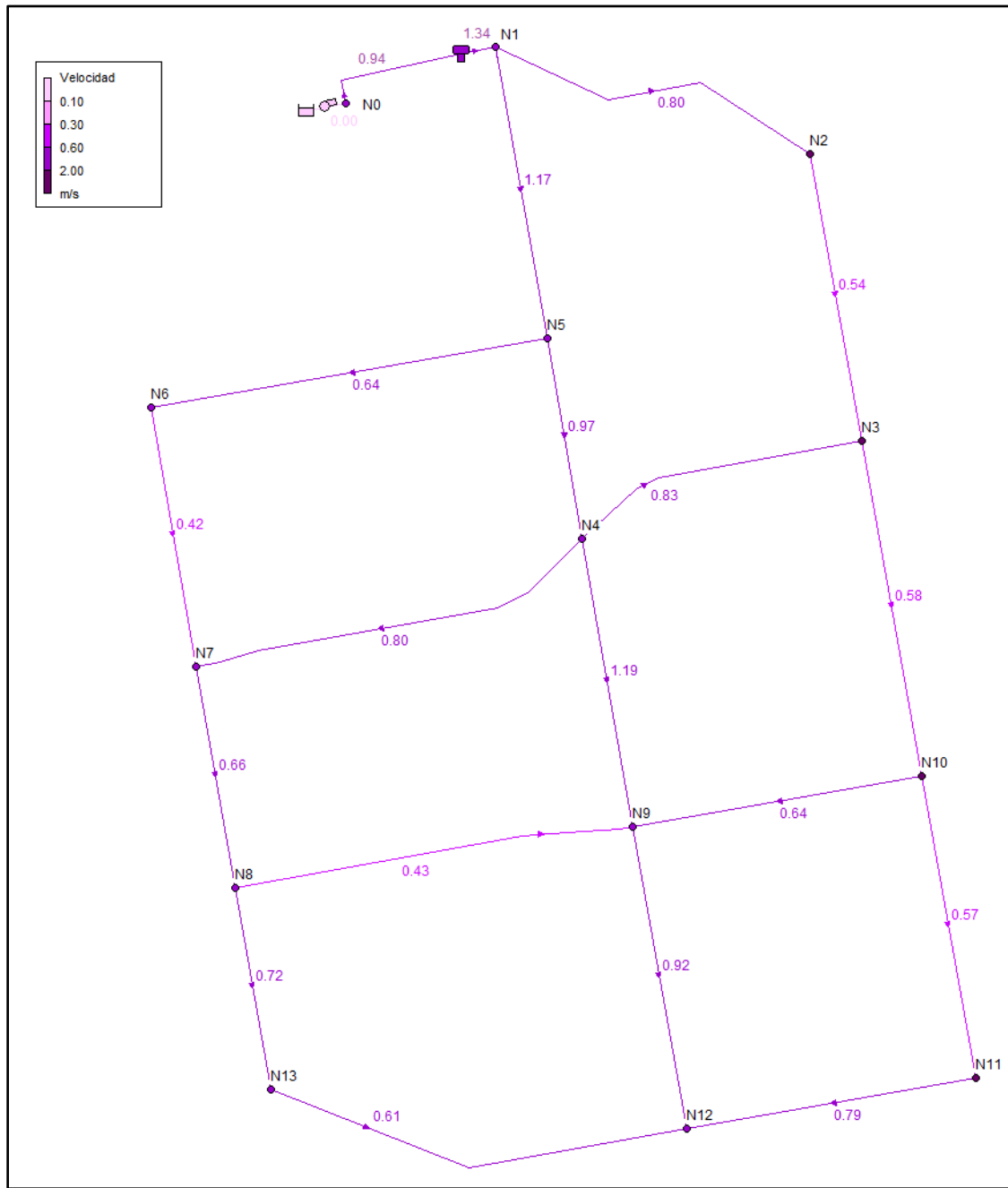


Figura 38. Velocidades de la red.
Fuente: Resultados de EPANET.

6.5.4. Pérdidas unitarias

La pérdida máxima recomendable para diámetros menores a 40 cm es de 10 m/km mientras que diámetros mayores a 40 cm es de 30 m/km. En la figura 39. se observa que la pérdida máxima de este sistema es de 12.69 m/km.

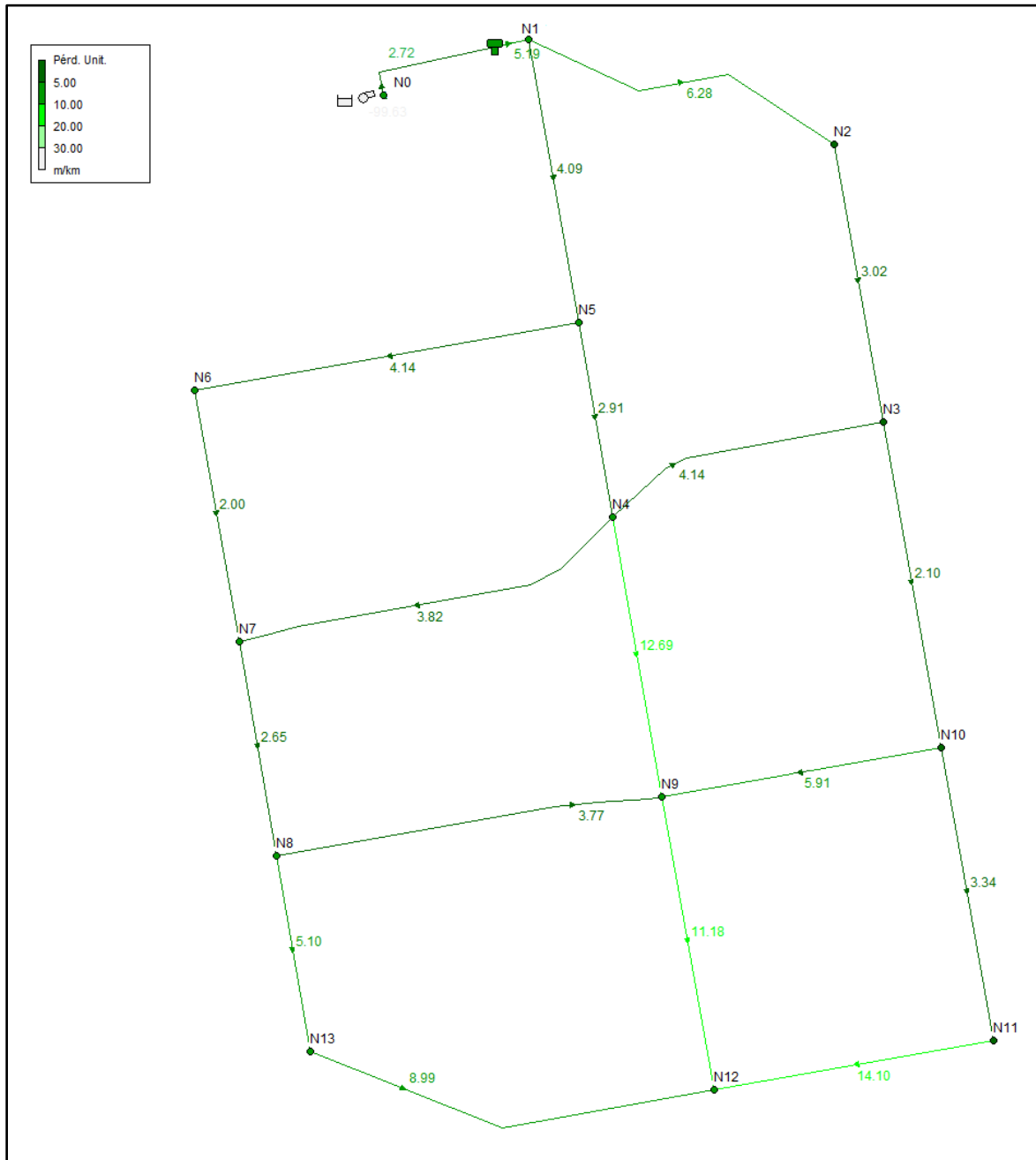


Figura 39. Pérdidas unitarias de la red.
Fuente: Resultados de EPANET.

Para la elaboración de los planos se tomaron en cuenta los valores obtenidos en la red a las 8 horas, debido a que es la hora de mayor demanda que se presenta en la zona.

6.5.5. Elaboración de mapas temáticos

En el presente trabajo se analizarán los nudos y tuberías más significativos con la finalidad de visualizar el comportamiento de la red.

6.5.5.1. Mapa Temático Topográfico

Como puede observarse en la figura 40. el terreno descende de forma escalonada de este a oeste, presentando un desnivel de 12 metros, la cota mayor es de 54 metros y la menor de 42 metros sobre el nivel del mar.

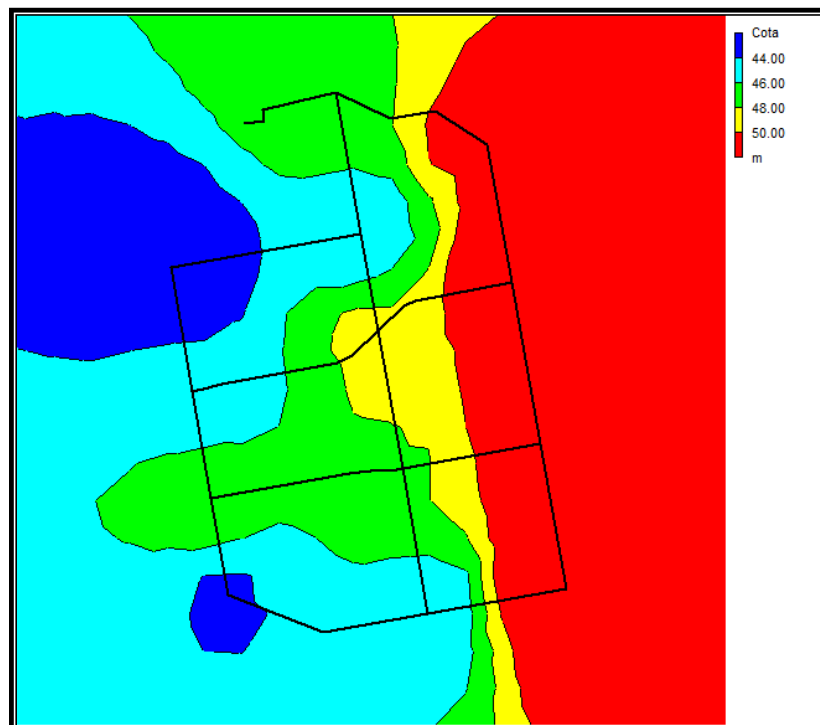


Figura 40. Mapa de contorno de cotas topográficas.
Fuente: Resultados de EPANET.

El perfil longitudinal del terreno que va del tanque al Nudo 12 presenta un desnivel moderado como se observa en la figura 41.

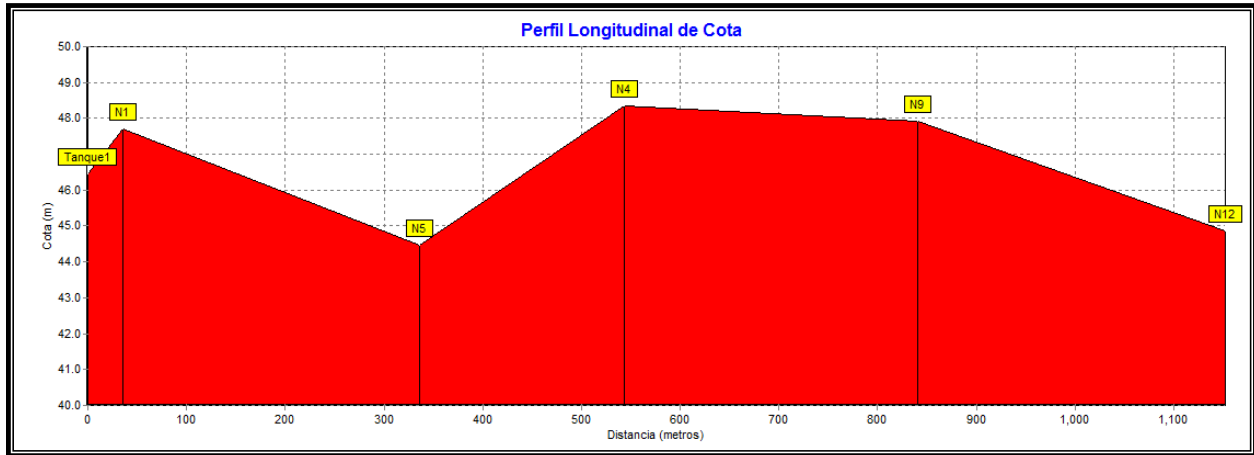


Figura 41. Perfil longitudinal de la cota.
Fuente: Resultados de EPANET.

6.5.5.2. Mapas temáticos de caudales

En la figura 42. se muestra que el gasto se presenta de forma cíclica durante el periodo de 72 horas, el mayor consumo se presenta entre las 7 a 9 am con un gasto de 65 l.p.s. y el menor consumo se presenta a las 0 horas con un gasto de 20 l.p.s. de cada día. El gasto necesario para la línea de alimentación es constante y es de 46 l.p.s.

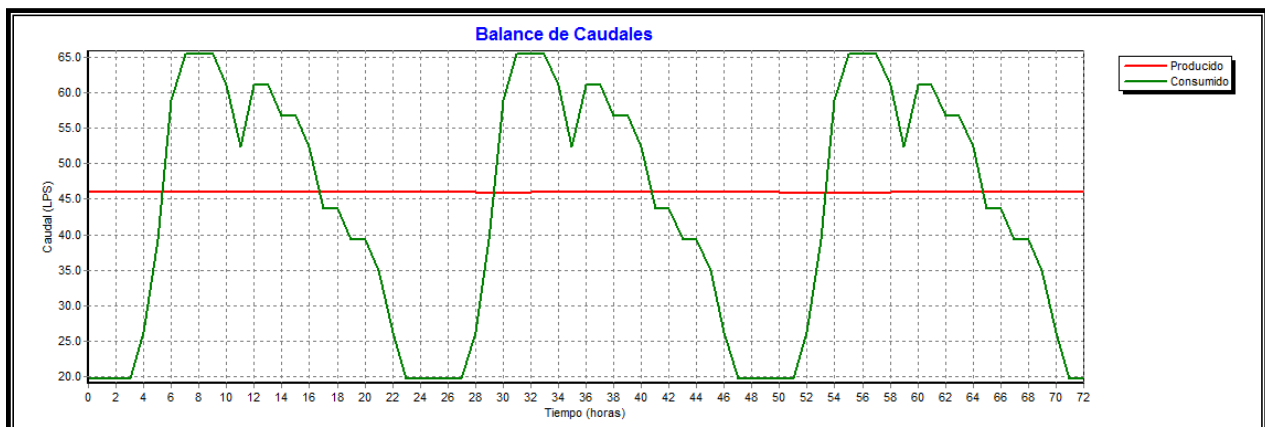


Figura 42. Balance de caudales.
Fuente: Resultados de EPANET.

En la figura 43. se muestra la tubería con mayor caudal en toda la red a lo largo de la simulación, cuyo mayor consumo está en el horario de 7 a 9 am con un caudal de 57.54 l.p.s. y el menor consumo se presenta a las 0 horas con un caudal de 17.28 l.p.s. de cada día de simulación.

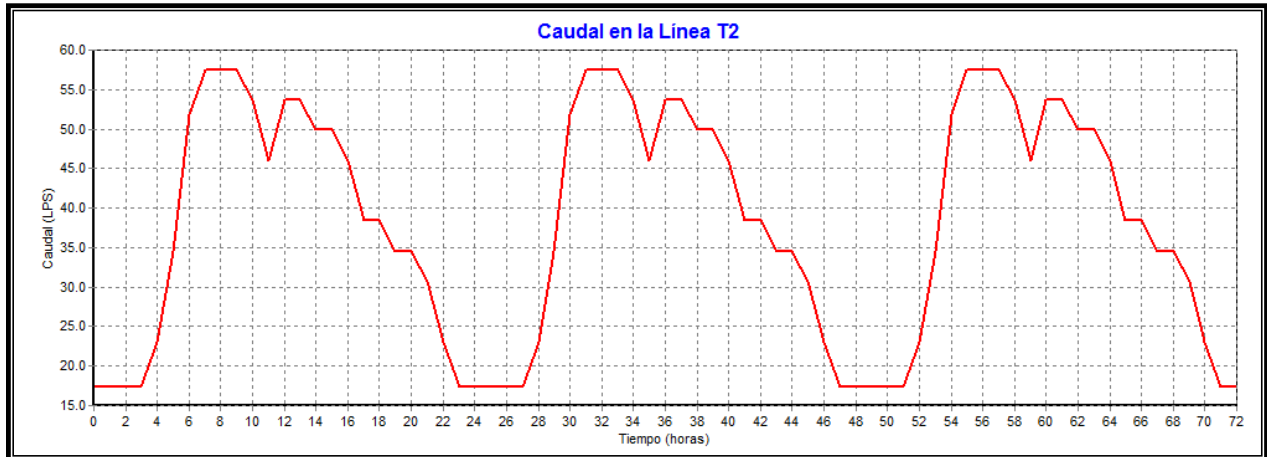


Figura 43. Caudal en las líneas T2.
Fuente: Resultados de EPANET.

En la figura 44. se muestra la tubería con menor caudal en toda la red a lo largo de la simulación, cuyo mayor consumo está en el horario de 7 a 9 am con un caudal de 1.20 l.p.s. y el menor consumo se presenta a las 0 horas con un caudal de 0.36 l.p.s. de cada día de simulación.

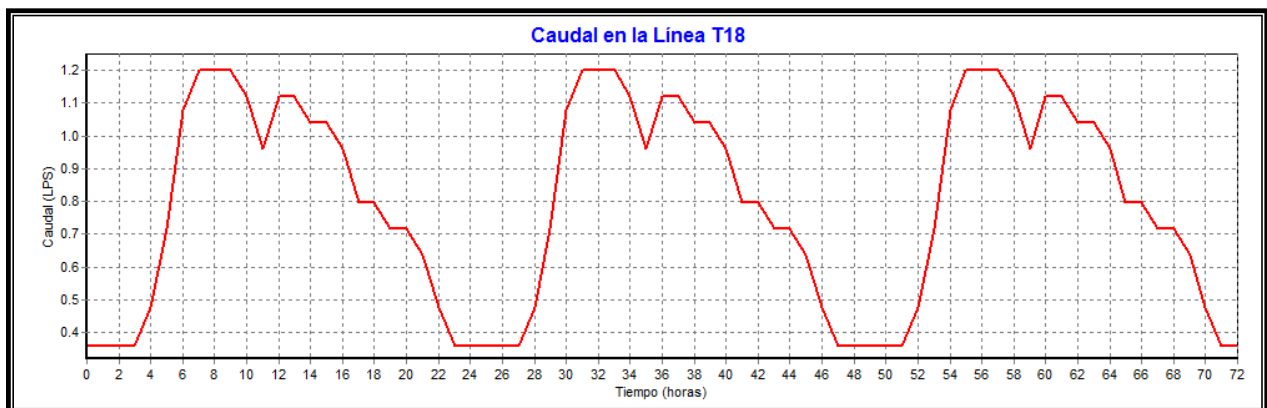


Figura 44. Caudal en las líneas T18.
Fuente: Resultados de EPANET.

6.5.5.3. Mapas temáticos de velocidades

En la gráfica de la figura 45. se muestra la tubería con la mayor velocidad en toda la red a lo largo de la simulación. La mayor velocidad que presenta en la tubería T2 es 1.17m/s a las 8 horas y la menor velocidad es de 0.35 a las 0 horas durante la simulación de 72 horas.

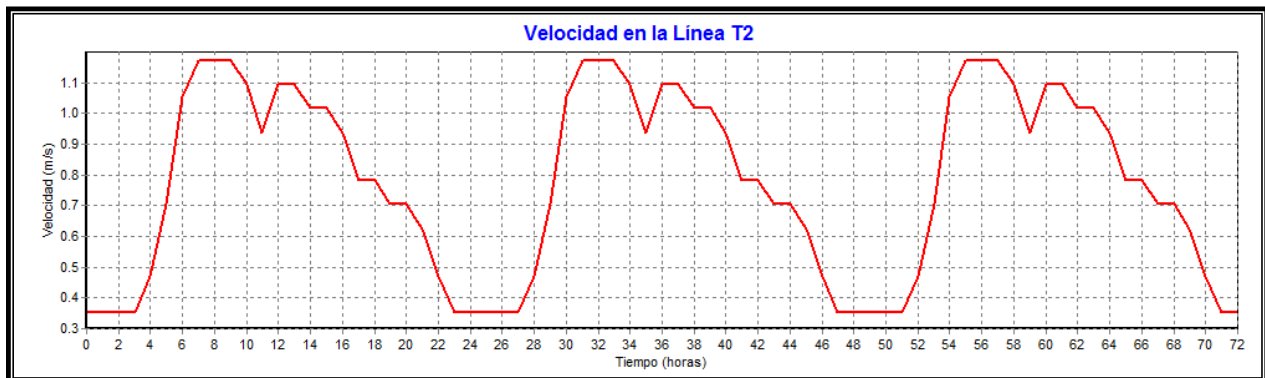


Figura 45. Velocidad en T2.
Fuente: Resultados de EPANET.

En la gráfica de la figura 46. se muestra la tubería con la menor velocidad en toda la red a lo largo de la simulación. La mayor velocidad que presenta en la tubería T14 es 0.43m/s a las 8 horas y la menor velocidad es de 0.13 a las 0 horas durante la simulación de 72 horas.

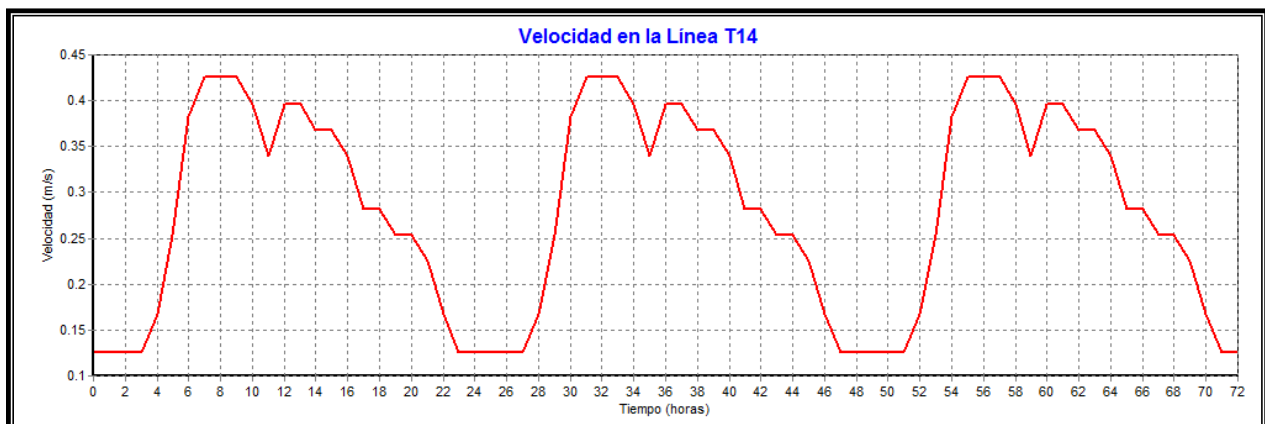


Figura 46. Velocidad en T14.
Fuente: Resultados de EPANET.

6.5.5.4. Mapas temáticos de presiones

Los mapas de presiones que se muestran en la figura 47. Son respectivamente de las 0:00, 8:00 y 24:00 horas.

El primer recuadro de la figura 47. muestra el comienzo de la simulación a las 0:00 horas, la parte central de la red presenta presiones en un rango de 15 a 20 m.c.a., y en el extremo derecho de la red se presentan presiones en un rango de 10 a 15 m.c.a. mientras que los nodos del extremo izquierdo se muestran presiones en un rango de 20 a 30 m.c.a.

El segundo recuadro de la figura 47. muestra el comportamiento de la simulación a las 8:00 horas, a esta hora se presenta la mayor demanda en la red y por lo tanto las presiones ascienden en la mayoría de los nodos, este rango de presiones es de 15 a 30 m.c.a. aunque la parte inferior derecha de la red presenta presiones de 10 a 15 m.c.a.

El ultimo recuadro de la figura 47, muestra la simulación a las 24:00 horas donde las presiones dominantes son de 20 a 30 m.c.a. aunque el extremo derecho de la red presenta presiones de 15 a 20 m.c.a.

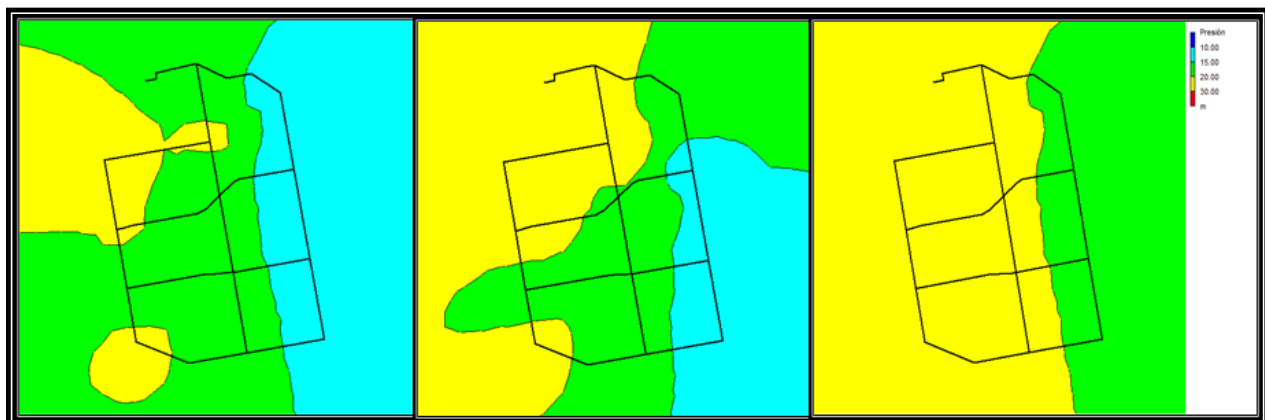


Figura 47. Presiones en 0:00, 8:00 y 24:00 horas.
Fuente: Resultados de EPANET.

6.5.5. Mapas temáticos de pérdidas unitarias

En la gráfica de la figura 48. se muestra la tubería con la menor pérdida unitaria en toda la red a lo largo de la simulación. Se observa que la mayor pérdida unitaria que se presenta en la tubería es 2m/km a las 8 horas y la menor pérdida unitaria es de 0.22m/km a las 0 horas durante la simulación de 72 horas.

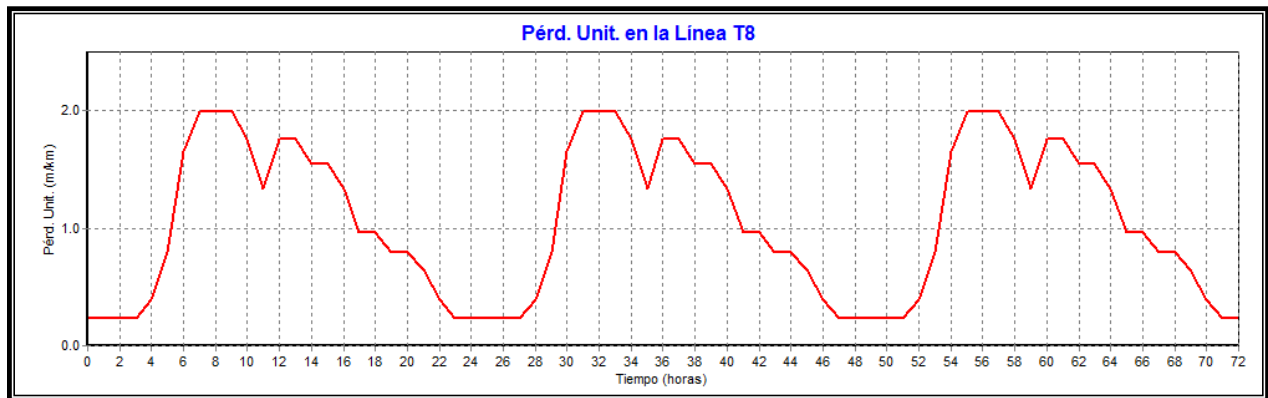


Figura 48. Perdidas unitarias en T8.
Fuente: Resultados de EPANET.

En la gráfica de la figura 4. se muestra la tubería con la mayor pérdida unitaria en toda la red a lo largo de la simulación. Se observa que la mayor pérdida unitaria que se presenta en la tubería es 14.10m/km a las 8 horas y la menor pérdida unitaria es de 1.69m/km a las 0 horas durante la simulación de 72 horas.

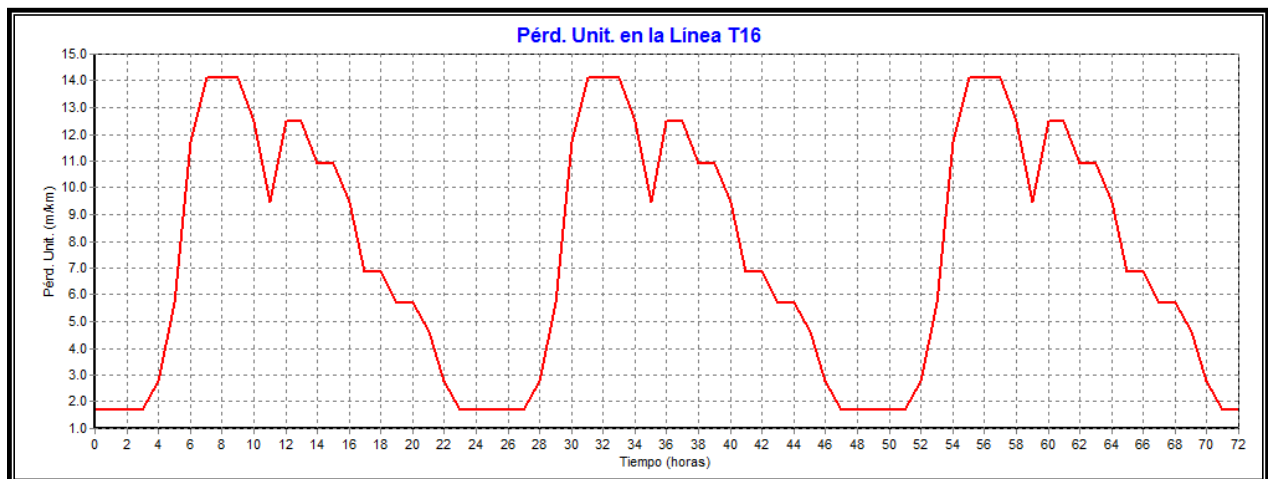


Figura 49. Perdidas unitarias en T16.
Fuente: Resultados de EPANET.

Capítulo 7.

Diseño de Cruceros

Los cruceros sirven para hacer las conexiones de las tuberías de la red, para cambios de dirección y de diámetro, interconexiones, instalación de válvulas de seccionamiento, etc.

- Los cruceros se diseñaron de acuerdo a la red propuesta.
- Las válvulas se asignaron de acuerdo al tipo de conexión, diámetro de la tubería y el número permitido de válvulas por circuito.
- El tipo de caja se asignó de acuerdo al número de válvulas y forma de acomodo de estas.

El dibujo de los cruceros de la red se muestra en las figuras 54, 55, 56 y 57

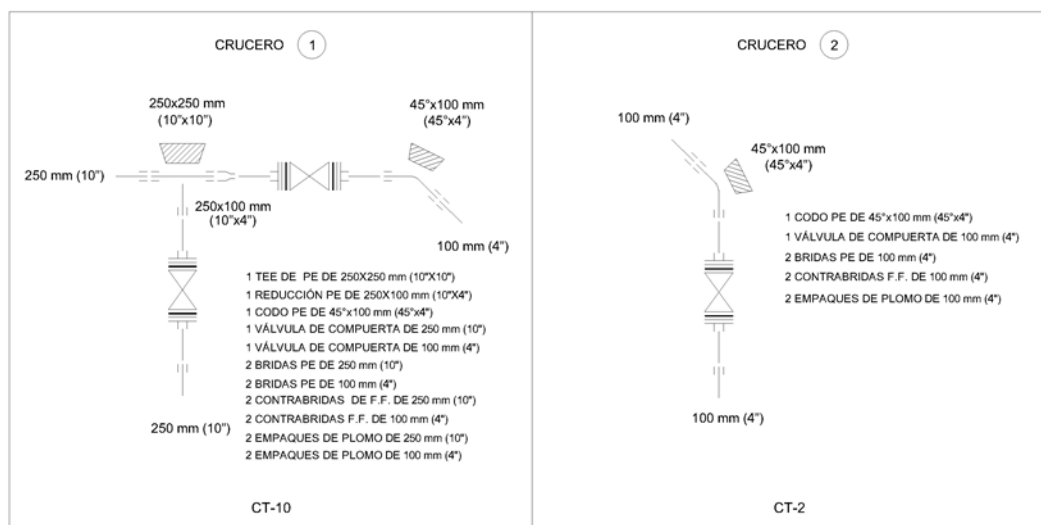


Figura 50. Cruceros 1 y 2.
Fuente: Realización propia.

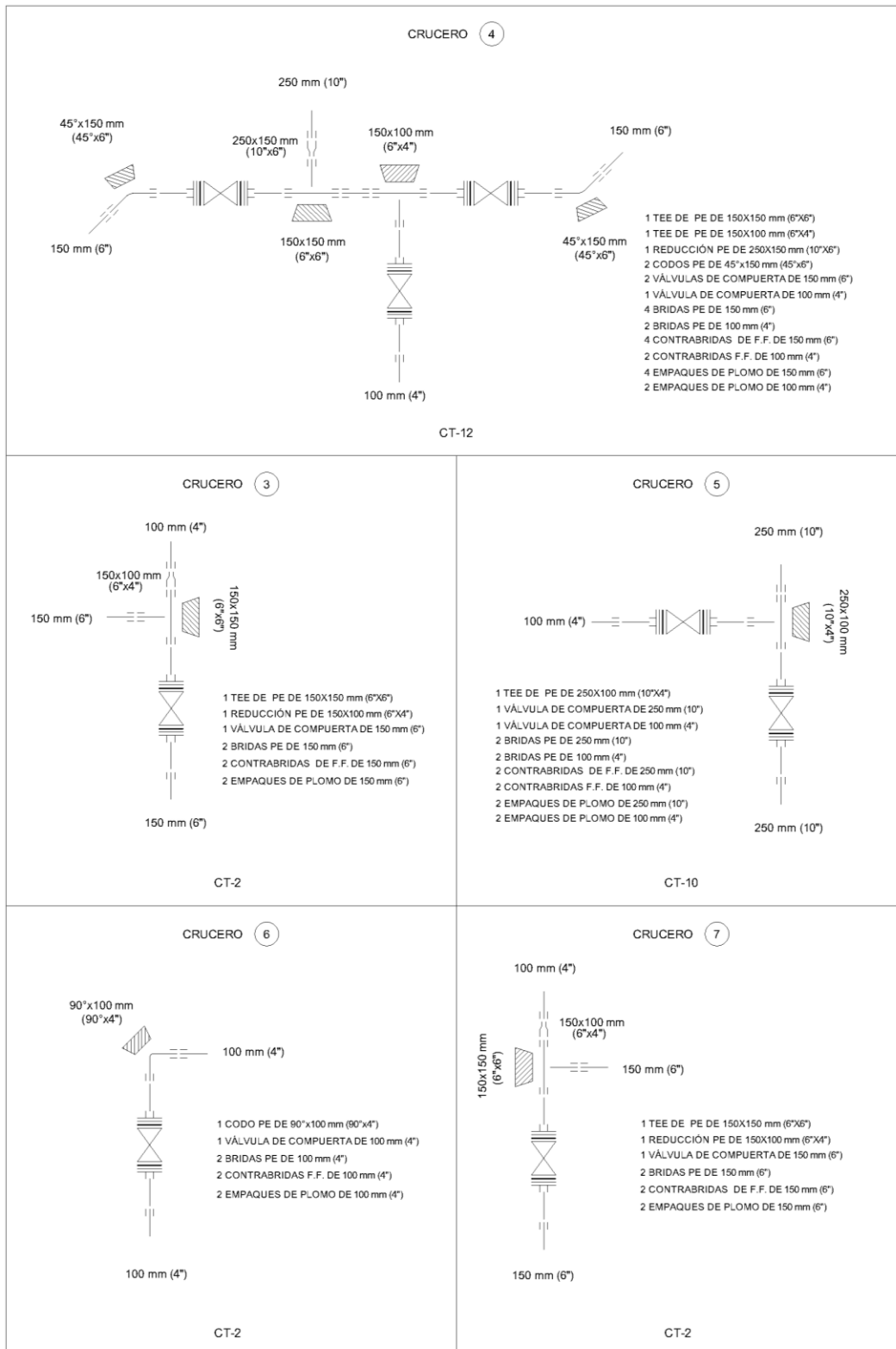


Figura 51. Cruceros del 4 al 7.
Fuente: Realización propia.

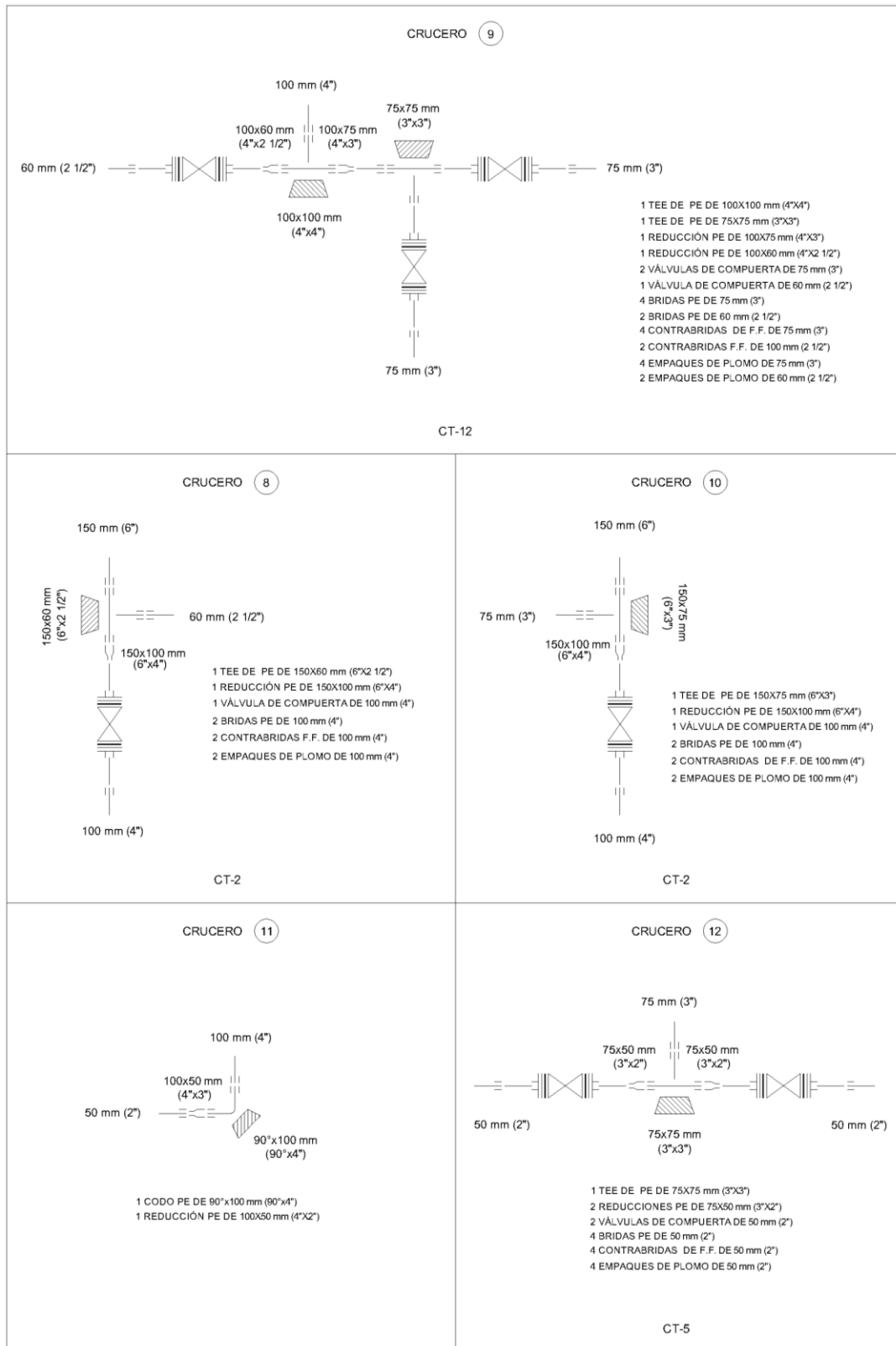


Figura 52. Cruceros 8 y 12.
Fuente: Realización propia.



Figura 53. Cruceros 13 y 18.
Fuente: Realización propia.

Conclusiones y recomendaciones

La principal finalidad en la elaboración del proyecto fue la de diseñar la red de distribución de agua potable que cubriera las necesidades y requerimientos de la Villa Residencial II y IV.

Se recabó información estadística e informática en organizaciones gubernamentales, instituciones estatales y nacionales como el INEGI, CONAGUA y CESPE, con la finalidad de obtener datos de población, clima, dotación, etc. Para determinar los habitantes de la zona de proyecto, se realizó el conteo de lotes de cada una de las manzanas que conforman el proyecto.

Para los cálculos de la red de distribución se empleó el programa EPANET. Este puede ser utilizado para determinar los parámetros de diseño de redes de agua potable por medio de simulaciones hasta obtener una que cumpla con los parámetros de diseño establecidos por CONAGUA. El programa tiene una gran variedad de formas para representar los resultados por lo que lo hace una herramienta gráfica muy didáctica. La única desventaja de EPANET que no genera planos.

Una de las recomendaciones esenciales para el uso de EPANET es convertir los archivos DWG usando epaCAD para agilizar el trazo de la red. También se recomienda hacer una revisión en la dirección de las tuberías para no generar gastos negativos. Aunque las normativas de CONAGUA permitan hacer la simulación estática siempre es conveniente simular una red en un periodo de tiempo para ver qué tipo de bomba en realidad se necesita.

Referencias bibliográficas

4 Vientos. (9 de Julio de 2015). *¿Por qué no tenemos agua en Ensenada?* Recuperado el 30 de Mayo de 2017, de 4 Vientos Periodismo en Red: <http://www.4vientos.net/2015/07/09/por-que-no-tenemos-agua-en-ensenada/>

Alegria, P. L. (1994). *Abastecimiento de agua potable y disposición y eliminación de excretas*. México: INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL .

AS pumps. (s.f.). *Bombas sumergibles y turbinas verticales* . Mexico.

CONAGUA. (2007). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. "Diseño, construcción y operación de tanques de regulación para abastecimiento de agua potable"*. México: ISBN: 978-968-817-880-5.

CONAGUA. (2007). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. "Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario"*. México: ISBN: 978-968-817-880-5.

CONAGUA. (2007). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. "Redes de distribución"*. México: ISBN: 978-968-817-880-5.

CONAGUA. (30 de Enero de s.f.). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento "Modelación Hidráulica y de Calidad del Agua en Redes de Distribución"*. México: ISBN: 978-607-626-014-2. Recuperado el 31 de Mayo de 2017, de Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: <http://mapasconagua.net/>

COPLADE. (2017). *COPLADE*. Recuperado el 30 de Abril de 2018, de BAJA CALIFORNIA: <http://www.copladebc.gob.mx>

E-ducativa. (30 de Enero de 2002). *Ecuación de continuidad*. Recuperado el 30 de Mayo de 2017, de E-ducativa: <http://e-ducativa.catedu.es>

E-ducativa. (30 de Enero de 2002). *Teorema de Bernoulli*. Recuperado el 30 de Mayo de 2017, de E-ducativa: <http://e-ducativa.catedu.es>

EPA. (13 de Octubre de 2004). *EPANET 2 Manual de usuario*. Recuperado el 31 de Mayo de 2017, de EPANET.info: <http://epanet.info/manuales/>

GEOSAI. (30 de Enero de 2002). *Propiedades y aplicaciones de las tuberías de polietileno de alta densidad*. Recuperado el 30 de Mayo de 2017, de Soluciones Ambientales: <http://www.geosai.com/>

Gobierno de Baja California. (12 de Diciembre de 1998). *Ensenada*. Recuperado el 21 de Febrero de 2017, de Baja California Gobierno del estado: <http://www.bajacalifornia.gob.mx>

INEGI. (2004). *Guía para la Interpretación de Cartografía Edafología*. Recuperado el 29 de Mayo de 2017, de Instituto Nacional de Estadística y Geografía: <http://www.inegi.org.mx>

INEGI. (21 de Diciembre de 2010). *Archivo Histórico de Localidades Geoestadísticas*. Recuperado el 30 de Mayo de 2017, de Instituto Nacional de Estadística y Geografía: <http://www.inegi.org.mx>

INEGI. (23 de Marzo de 2010). *SIATL*. Recuperado el 30 de Mayo de 2017, de Instituto Nacional de Estadística y Geografía: http://antares.inegi.org.mx/analisis/red_hidro/siatl/#

Laydi, T. (24 de Octubre de 2017). *Ensenada*. Recuperado el 29 de Mayo de 2017, de Todos Los Municipios de México: <http://www.municipios.mx>

OpenCourseWare. (30 de Enero de 2002). *Conducciones cerradas*. Recuperado el 02 de Junio de 2017, de OpenCourseWare de la Universidad de Sevilla:
https://web.archive.org/web/*/http://ocwus.us.es/ingenieria-agroforestal/hidraulica-y-riegos/temario/Tema%202.Conducciones%20forzadas/tutorial_04.htm

Valdez, E. C. (1990). *Abastecimiento de Agua Potable*. México: Alfaomega .

Anexo

- i. Anexo de Memoria de cálculo Completa.
- ii. Anexo de Lista de piezas especiales.
- iii. Anexo de Cantidades de obra de la red de distribución.
- iv. Anexo de Planos:
 - a) Ubicación de red en Google Earth.
 - b) Curvas de nivel y coordenadas de la zona.
 - c) Red de distribución.
 - d) Plano de tipo de cajas.

Anexo de Memoria de cálculo

Los valores que se muestran son del periodo de 0 a 24 horas, ya que de 24 a 48 horas y de 48 a 72 horas presentan resultados similares.

Datos de entrada

ID Línea	Nudo Inicial	Nudo Final	Longitud m	Diámetro Mm
T1	Tanque	N1	35.92	250
T3	N1	N2	355.09	100
T4	N2	N3	298.11	100
T6	N5	N4	209.21	250
T7	N5	N6	411.69	100
T8	N6	N7	269.24	100
T11	N7	N8	229.90	150
T12	N3	N10	348.65	150
T13	N10	N9	300.23	75
T14	N8	N9	412.17	60
T15	N10	N11	314.28	100
T16	N11	N12	300.96	50
T17	N9	N12	314.78	75
T18	N13	N12	445.54	50
T19	N8	N13	209.77	100
T2	N1	N5	300.53	250
T0	N0	T1	145.25	250
T10	N4	N9	299.29	100
T9	N4	N7	427.81	150
T5	N4	N3	312.13	150
B1	Pozo	N0	//	//

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 0:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura M	Presión M
N1	0.52	69.93	22.22
N2	0.63	69.67	18.67
N3	2.63	69.57	16.88
N4	2.84	69.72	21.38
N5	1.44	69.79	25.33
N6	0.51	69.59	26.98
N7	1.76	69.53	25.15
N8	1.42	69.46	22.23
N9	2.81	69.27	21.35
N10	0.87	69.48	17.23
N11	0.87	69.36	15.36
N12	2.04	68.85	23.99
N13	1.33	69.33	25.43
N0	0	70.35	24.41
Pozo	-46.06	-29.10	0
Tanque	26.39	69.95	23.5

Resultados de Línea en 0:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	19.67	0.40	0.59
T3	1.87	0.24	0.72
T4	1.24	0.16	0.35
T6	14.35	0.29	0.34
T7	1.49	0.19	0.48
T8	0.98	0.12	0.23
T11	3.47	0.20	0.31
T12	3.05	0.17	0.25
T13	0.84	0.19	0.70
T14	0.35	0.13	0.45
T15	1.33	0.17	0.40
T16	0.46	0.24	1.69
T17	1.22	0.28	1.34
T18	0.36	0.18	1.08
T19	1.69	0.22	0.60
T2	17.28	0.35	0.47
T0	46.06	0.94	2.73
T10	2.83	0.36	1.50
T9	4.25	0.24	0.45
T5	4.43	0.25	0.48
B1	46.06	0	-99.45

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 1:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura M	Presión m
N1	0.52	69.98	22.27
N2	0.63	69.72	18.72
N3	2.63	69.62	16.93
N4	2.84	69.77	21.43
N5	1.44	69.84	25.38
N6	0.51	69.64	27.03
N7	1.76	69.58	25.20
N8	1.42	69.50	22.27
N9	2.81	69.32	21.40
N10	0.87	69.53	17.28
N11	0.87	69.40	15.40
N12	2.04	68.90	24.04
N13	1.33	69.38	25.48
N0	0	70.39	24.45
Pozo	-46.04	-29.10	0
Tanque	26.37	70	23.55

Resultados de Línea en 1:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	19.67	0.40	0.59
T3	1.87	0.24	0.72
T4	1.24	0.16	0.35
T6	14.35	0.29	0.34
T7	1.49	0.19	0.48
T8	0.98	0.12	0.23
T11	3.47	0.20	0.31
T12	3.05	0.17	0.25
T13	0.84	0.19	0.70
T14	0.35	0.13	0.45
T15	1.33	0.17	0.40
T16	0.46	0.24	1.69
T17	1.22	0.28	1.34
T18	0.36	0.18	1.08
T19	1.69	0.22	0.60
T2	17.28	0.35	0.47
T0	46.04	0.94	2.73
T10	2.83	0.36	1.50
T9	4.25	0.24	0.45
T5	4.43	0.25	0.48
B1	46.04	0	-99.49

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 2:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura M	Presión m
N1	0.52	70.03	22.32
N2	0.63	69.77	18.77
N3	2.63	69.66	16.97
N4	2.84	69.82	21.48
N5	1.44	69.89	25.43
N6	0.51	69.69	27.08
N7	1.76	69.62	25.24
N8	1.42	69.55	22.32
N9	2.81	69.37	21.45
N10	0.87	69.58	17.33
N11	0.87	69.45	15.45
N12	2.04	68.95	24.09
N13	1.33	69.43	25.53
N0	0	70.44	24.50
Pozo	-46.02	-29.10	0
Tanque	26.35	70.05	23.60

Resultados de Línea en 2:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	19.67	0.40	0.59
T3	1.87	0.24	0.72
T4	1.24	0.16	0.35
T6	14.35	0.29	0.34
T7	1.49	0.19	0.48
T8	0.98	0.12	0.23
T11	3.47	0.20	0.31
T12	3.05	0.17	0.25
T13	0.84	0.19	0.70
T14	0.35	0.13	0.45
T15	1.33	0.17	0.40
T16	0.46	0.24	1.69
T17	1.22	0.28	1.34
T18	0.36	0.18	1.08
T19	1.69	0.22	0.60
T2	17.28	0.35	0.47
T0	46.02	0.94	2.73
T10	2.83	0.36	1.50
T9	4.25	0.24	0.45
T5	4.43	0.25	0.48
B1	46.02	0	-99.54

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 3:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura M	Presión m
N1	0.52	70.07	22.36
N2	0.63	69.82	18.82
N3	2.63	69.71	17.02
N4	2.84	69.86	21.52
N5	1.44	69.93	25.47
N6	0.51	69.74	27.13
N7	1.76	69.67	25.29
N8	1.42	69.6	22.37
N9	2.81	69.42	21.50
N10	0.87	69.63	17.38
N11	0.87	69.50	15.50
N12	2.04	68.99	24.13
N13	1.33	69.47	25.57
N0	0	70.49	24.55
Pozo	-46	-29.10	0
Tanque	26.33	70.10	23.65

Resultados de Línea en 3:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	19.67	0.40	0.59
T3	1.87	0.24	0.72
T4	1.24	0.16	0.35
T6	14.35	0.29	0.34
T7	1.49	0.19	0.48
T8	0.98	0.12	0.23
T11	3.47	0.20	0.31
T12	3.05	0.17	0.25
T13	0.84	0.19	0.70
T14	0.35	0.13	0.45
T15	1.33	0.17	0.40
T16	0.46	0.24	1.69
T17	1.22	0.28	1.34
T18	0.36	0.18	1.08
T19	1.69	0.22	0.60
T2	17.28	0.35	0.47
T0	46	0.94	2.73
T10	2.83	0.36	1.50
T9	4.25	0.24	0.45
T5	4.43	0.25	0.48
B1	46	0	-99.59

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 4:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura M	Presión m
N1	0.7	70.11	22.4
N2	0.84	69.68	18.68
N3	3.5	69.50	16.81
N4	3.78	69.76	21.42
N5	1.93	69.87	25.41
N6	0.68	69.54	26.93
N7	2.34	69.44	25.06
N8	1.9	69.32	22.09
N9	3.75	69.01	21.09
N10	1.16	69.36	17.11
N11	1.16	69.15	15.15
N12	2.72	68.32	23.46
N13	1.78	69.11	25.21
N0	0	70.54	24.6
Pozo	-45.98	-29.10	0
Tanque	19.75	70.14	23.69

Resultados de Línea en 4:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	26.23	0.53	0.99
T3	2.50	0.32	1.21
T4	1.66	0.21	0.58
T6	19.12	0.39	0.56
T7	1.99	0.25	0.80
T8	1.31	0.17	0.39
T11	4.63	0.26	0.51
T12	4.06	0.23	0.41
T13	1.13	0.26	1.16
T14	0.47	0.17	0.75
T15	1.78	0.23	0.66
T16	0.62	0.31	2.79
T17	1.63	0.37	2.21
T18	0.48	0.24	1.78
T19	2.25	0.29	1
T2	23.04	0.47	0.78
T0	45.98	0.94	2.72
T10	3.77	0.48	2.48
T9	5.66	0.32	0.74
T5	5.91	0.33	0.80
B1	45.98	0	-99.64

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 5:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	1.05	70.11	22.40
N2	1.26	69.22	18.22
N3	5.25	68.86	16.17
N4	5.68	69.38	21.04
N5	2.89	69.62	25.16
N6	1.02	68.94	26.33
N7	3.52	68.72	24.34
N8	2.85	68.48	21.25
N9	5.62	67.85	19.93
N10	1.74	68.57	16.32
N11	1.74	68.14	14.14
N12	4.08	66.43	21.57
N13	2.67	68.05	24.15
N0	0	70.57	24.63
Pozo	-45.97	-29.10	0
Tanque	6.62	70.18	23.73

Resultados de Línea en 5:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	39.35	0.80	2.05
T3	3.76	0.48	2.50
T4	2.50	0.32	1.20
T6	28.65	0.58	1.16
T7	3	0.38	1.65
T8	1.98	0.25	0.80
T11	6.95	0.39	1.06
T12	6.10	0.35	0.84
T13	1.69	0.38	2.38
T14	0.72	0.25	1.52
T15	2.67	0.34	1.35
T16	0.93	0.47	5.69
T17	2.43	0.55	4.52
T18	0.72	0.37	3.64
T19	3.38	0.43	2.05
T2	34.54	0.70	1.62
T0	45.97	0.94	2.72
T10	5.64	0.72	5.10
T9	8.48	0.48	1.53
T5	8.85	0.50	1.66
B1	45.97	0	-99.67

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 6:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	1.57	70.04	22.33
N2	1.89	68.19	17.19
N3	7.88	67.45	14.76
N4	8.51	68.52	20.18
N5	4.33	69.02	24.56
N6	1.52	67.61	25
N7	5.28	67.17	22.79
N8	4.27	66.66	19.43
N9	8.43	65.37	17.45
N10	2.61	66.85	14.60
N11	2.61	65.98	11.98
N12	6.12	62.46	17.60
N13	4	65.78	21.88
N0	0	70.59	24.65
Pozo	-45.96	-29.10	0
Tanque	-13.06	70.19	23.74

Resultados de Línea en 6:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	59.02	1.20	4.28
T3	5.66	0.72	5.19
T4	3.78	0.48	2.49
T6	42.94	0.87	2.4
T7	4.52	0.57	3.43
T8	2.99	0.38	1.65
T11	10.43	0.59	2.19
T12	9.16	0.52	1.74
T13	2.55	0.58	4.9
T14	1.08	0.38	3.13
T15	4.01	0.51	2.77
T16	1.39	0.71	11.69
T17	3.64	0.82	9.26
T18	1.08	0.55	7.45
T19	5.08	0.65	4.22
T2	51.79	1.06	3.38
T0	45.96	0.94	2.72
T10	8.45	1.08	10.51
T9	12.71	0.72	3.16
T5	13.26	0.75	3.42
B1	45.96	0	-99.69

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 7:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	1.75	69.98	22.27
N2	2.10	67.75	16.75
N3	8.76	66.85	14.16
N4	9.46	68.14	19.80
N5	4.82	68.75	24.29
N6	1.69	67.05	24.44
N7	5.86	66.51	22.13
N8	4.75	65.90	18.67
N9	9.37	64.35	16.43
N10	2.90	66.12	13.87
N11	2.90	65.07	11.07
N12	6.80	60.83	15.97
N13	4.44	64.83	20.93
N0	0	70.56	24.62
Pozo	-45.97	-29.10	0
Tanque	-19.61	70.17	23.72

Resultados de Línea en 7:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	65.58	1.34	5.19
T3	6.30	0.80	6.28
T4	4.20	0.54	3.02
T6	47.70	0.97	2.91
T7	5.02	0.64	4.14
T8	3.33	0.42	2
T11	11.59	0.66	2.65
T12	10.18	0.58	2.10
T13	2.83	0.64	5.91
T14	1.20	0.43	3.77
T15	4.45	0.57	3.34
T16	1.55	0.79	14.10
T17	4.05	0.92	11.18
T18	1.20	0.61	8.99
T19	5.64	0.72	5.10
T2	57.54	1.17	4.09
T0	45.97	0.94	2.72
T10	9.38	1.19	12.69
T9	14.12	0.80	3.82
T5	14.73	0.83	4.14
B1	45.97	0	-99.66

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 8:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	1.75	69.95	22.24
N2	2.10	67.71	16.71
N3	8.76	66.82	14.13
N4	9.46	68.11	19.77
N5	4.82	68.72	24.26
N6	1.69	67.01	24.40
N7	5.86	66.47	22.09
N8	4.75	65.87	18.64
N9	9.37	64.31	16.39
N10	2.90	66.08	13.83
N11	2.90	65.04	11.04
N12	6.80	60.79	15.93
N13	4.44	64.80	20.90
N0	0	70.53	24.59
Pozo	-45.99	-29.10	0
Tanque	-19.59	70.13	23.68

Resultados de Línea en 8:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	65.58	1.34	5.19
T3	6.30	0.80	6.28
T4	4.21	0.54	3.02
T6	47.69	0.97	2.91
T7	5.02	0.64	4.14
T8	3.33	0.42	2
T11	11.59	0.66	2.65
T12	10.18	0.58	2.10
T13	2.83	0.64	5.91
T14	1.20	0.43	3.77
T15	4.45	0.57	3.34
T16	1.55	0.79	14.10
T17	4.05	0.92	11.18
T18	1.20	0.61	8.99
T19	5.64	0.72	5.10
T2	57.54	1.17	4.09
T0	45.99	0.94	2.72
T10	9.38	1.19	12.69
T9	14.12	0.80	3.82
T5	14.73	0.83	4.14
B1	45.99	0	-99.63

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 9:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	1.75	69.91	22.20
N2	2.10	67.68	16.68
N3	8.76	66.78	14.09
N4	9.46	68.07	19.73
N5	4.82	68.68	24.22
N6	1.69	66.97	24.36
N7	5.86	66.44	22.06
N8	4.75	65.83	18.60
N9	9.37	64.27	16.35
N10	2.90	66.05	13.80
N11	2.90	65.00	11.00
N12	6.80	60.76	15.90
N13	4.44	64.76	20.86
N0	0.00	70.49	24.55
Pozo	-46.00	-29.10	0.00
Tanque	-19.58	70.10	23.65

Resultados de Línea en 9:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	65.58	1.34	5.19
T3	6.30	0.80	6.28
T4	4.21	0.54	3.02
T6	47.69	0.97	2.91
T7	5.02	0.64	4.14
T8	3.33	0.42	2.00
T11	11.59	0.66	2.65
T12	10.18	0.58	2.10
T13	2.83	0.64	5.91
T14	1.20	0.43	3.77
T15	4.45	0.57	3.34
T16	1.55	0.79	14.10
T17	4.05	0.92	11.18
T18	1.20	0.61	8.99
T19	5.64	0.72	5.10
T2	57.54	1.17	4.09
T0	46.00	0.94	2.73
T10	9.38	1.19	12.69
T9	14.12	0.80	3.82
T5	14.73	0.83	4.14
B1	46.00	0.00	-99.59

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 10:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	1.63	69.90	22.19
N2	1.96	67.93	16.93
N3	8.17	67.13	14.44
N4	8.83	68.27	19.93
N5	4.50	68.81	24.35
N6	1.58	67.30	24.69
N7	5.47	66.83	22.45
N8	4.43	66.29	19.06
N9	8.74	64.92	17.00
N10	2.70	66.49	14.24
N11	2.71	65.56	11.56
N12	6.34	61.81	16.95
N13	4.15	65.35	21.45
N0	0.00	70.46	24.52
Pozo	-46.02	-29.10	0.00
Tanque	-15.10	70.06	23.61

Resultados de Línea en 10:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	61.21	1.25	4.58
T3	5.88	0.75	5.55
T4	3.92	0.50	2.66
T6	44.52	0.91	2.57
T7	4.69	0.60	3.66
T8	3.11	0.40	1.76
T11	10.82	0.61	2.34
T12	9.50	0.54	1.85
T13	2.64	0.60	5.23
T14	1.12	0.40	3.34
T15	4.16	0.53	2.95
T16	1.45	0.74	12.47
T17	3.78	0.86	9.88
T18	1.12	0.57	7.95
T19	5.27	0.67	4.51
T2	53.70	1.09	3.61
T0	46.02	0.94	2.73
T10	8.76	1.12	11.21
T9	13.18	0.75	3.37
T5	13.75	0.78	3.66
B1	46.02	0.00	-99.56

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 11:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	1.40	69.91	22.20
N2	1.68	68.42	17.42
N3	7.00	67.82	15.13
N4	7.57	68.68	20.34
N5	3.85	69.09	24.63
N6	1.35	67.95	25.34
N7	4.69	67.59	23.21
N8	3.80	67.18	19.95
N9	7.49	66.13	18.21
N10	2.32	67.33	15.08
N11	2.32	66.62	12.62
N12	5.44	63.77	18.91
N13	3.55	66.46	22.56
N0	0.00	70.43	24.49
Pozo	-46.03	-29.10	0.00
Tanque	-6.44	70.03	23.58

Resultados de Línea en 11:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	52.47	1.07	3.46
T3	5.03	0.64	4.20
T4	3.35	0.43	2.02
T6	38.17	0.78	1.94
T7	4.01	0.51	2.77
T8	2.66	0.34	1.34
T11	9.27	0.52	1.77
T12	8.14	0.46	1.41
T13	2.26	0.51	3.97
T14	0.96	0.34	2.54
T15	3.56	0.45	2.24
T16	1.24	0.63	9.48
T17	3.24	0.73	7.52
T18	0.96	0.49	6.05
T19	4.51	0.57	3.42
T2	46.04	0.94	2.73
T0	46.03	0.94	2.73
T10	7.51	0.96	8.51
T9	11.30	0.64	2.56
T5	11.79	0.67	2.77
B1	46.03	0.00	-99.53

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 12:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	1.63	69.86	22.15
N2	1.96	67.89	16.89
N3	8.17	67.09	14.40
N4	8.83	68.23	19.89
N5	4.50	68.77	24.31
N6	1.58	67.27	24.66
N7	5.47	66.79	22.41
N8	4.43	66.25	19.02
N9	8.74	64.88	16.96
N10	2.70	66.45	14.20
N11	2.71	65.52	11.52
N12	6.34	61.77	16.91
N13	4.15	65.31	21.41
N0	0.00	70.42	24.48
Pozo	-46.03	-29.10	0.00
Tanque	-15.18	70.02	23.57

Resultados de Línea en 12:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	61.21	1.25	4.58
T3	5.88	0.75	5.55
T4	3.92	0.50	2.66
T6	44.52	0.91	2.57
T7	4.69	0.60	3.66
T8	3.11	0.40	1.76
T11	10.82	0.61	2.34
T12	9.50	0.54	1.85
T13	2.64	0.60	5.23
T14	1.12	0.40	3.34
T15	4.16	0.53	2.95
T16	1.45	0.74	12.47
T17	3.78	0.86	9.88
T18	1.12	0.57	7.95
T19	5.27	0.67	4.51
T2	53.70	1.09	3.61
T0	46.03	0.94	2.73
T10	8.76	1.12	11.21
T9	13.18	0.75	3.37
T5	13.75	0.78	3.66
B1	46.03	0.00	-99.52

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 13:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	1.63	69.83	22.12
N2	1.96	67.86	16.86
N3	8.17	67.07	14.38
N4	8.83	68.21	19.87
N5	4.50	68.74	24.28
N6	1.58	67.24	24.63
N7	5.47	66.76	22.38
N8	4.43	66.23	19.00
N9	8.74	64.85	16.93
N10	2.70	66.42	14.17
N11	2.71	65.49	11.49
N12	6.34	61.74	16.88
N13	4.15	65.28	21.38
N0	0.00	70.39	24.45
Pozo	-46.05	-29.10	0.00
Tanque	-15.16	69.99	23.54

Resultados de Línea en 13:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	61.21	1.25	4.58
T3	5.88	0.75	5.55
T4	3.92	0.50	2.66
T6	44.52	0.91	2.57
T7	4.69	0.60	3.66
T8	3.11	0.40	1.76
T11	10.82	0.61	2.34
T12	9.50	0.54	1.85
T13	2.64	0.60	5.23
T14	1.12	0.40	3.34
T15	4.16	0.53	2.95
T16	1.45	0.74	12.47
T17	3.78	0.86	9.88
T18	1.12	0.57	7.95
T19	5.27	0.67	4.51
T2	53.70	1.09	3.61
T0	46.05	0.94	2.73
T10	8.76	1.12	11.21
T9	13.18	0.75	3.37
T5	13.75	0.78	3.66
B1	46.05	0.00	-99.49

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 14:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	1.51	69.82	22.11
N2	1.82	68.10	17.10
N3	7.59	67.40	14.71
N4	8.20	68.40	20.06
N5	4.17	68.87	24.41
N6	1.47	67.55	24.94
N7	5.08	67.14	22.76
N8	4.11	66.67	19.44
N9	8.12	65.46	17.54
N10	2.51	66.84	14.59
N11	2.52	66.03	12.03
N12	5.89	62.74	17.88
N13	3.85	65.84	21.94
N0	0.00	70.36	24.42
Pozo	-46.06	-29.10	0.00
Tanque	-10.78	69.96	23.51

Resultados de Línea en 14:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	56.84	1.16	4.00
T3	5.45	0.69	4.85
T4	3.64	0.46	2.33
T6	41.35	0.84	2.25
T7	4.35	0.55	3.20
T8	2.88	0.37	1.54
T11	10.05	0.57	2.05
T12	8.82	0.50	1.62
T13	2.45	0.56	4.58
T14	1.04	0.37	2.92
T15	3.86	0.49	2.59
T16	1.34	0.68	10.93
T17	3.51	0.79	8.66
T18	1.04	0.53	6.97
T19	4.89	0.62	3.95
T2	49.87	1.02	3.16
T0	46.06	0.94	2.73
T10	8.13	1.04	9.82
T9	12.24	0.69	2.95
T5	12.77	0.72	3.20
B1	46.06	0.00	-99.46

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 15:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión M
N1	1.51	69.80	22.09
N2	1.82	68.08	17.08
N3	7.59	67.38	14.69
N4	8.20	68.38	20.04
N5	4.17	68.85	24.39
N6	1.47	67.54	24.93
N7	5.08	67.12	22.74
N8	4.11	66.65	19.42
N9	8.12	65.44	17.52
N10	2.51	66.82	14.57
N11	2.52	66.01	12.01
N12	5.89	62.72	17.86
N13	3.85	65.82	21.92
N0	0.00	70.34	24.40
Pozo	-46.07	-29.10	0.00
Tanque	-10.77	69.94	23.49

Resultados de Línea en 15:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	56.84	1.16	4.00
T3	5.45	0.69	4.85
T4	3.64	0.46	2.33
T6	41.35	0.84	2.25
T7	4.35	0.55	3.20
T8	2.88	0.37	1.54
T11	10.05	0.57	2.05
T12	8.82	0.50	1.62
T13	2.45	0.56	4.58
T14	1.04	0.37	2.92
T15	3.86	0.49	2.59
T16	1.34	0.68	10.93
T17	3.51	0.79	8.66
T18	1.04	0.53	6.97
T19	4.89	0.62	3.95
T2	49.87	1.02	3.16
T0	46.07	0.94	2.73
T10	8.14	1.04	9.82
T9	12.24	0.69	2.95
T5	12.77	0.72	3.20
B1	46.07	0.00	-99.44

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 16:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	1.40	69.80	22.09
N2	1.68	68.31	17.31
N3	7.00	67.71	15.02
N4	7.57	68.57	20.23
N5	3.85	68.98	24.52
N6	1.35	67.84	25.23
N7	4.69	67.48	23.10
N8	3.80	67.07	19.84
N9	7.49	66.03	18.11
N10	2.32	67.22	14.97
N11	2.32	66.51	12.51
N12	5.44	63.66	18.80
N13	3.55	66.35	22.45
N0	0.00	70.32	24.38
Pozo	-46.07	-29.10	0.00
Tanque	-6.39	69.93	23.48

Resultados de Línea en 16:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	52.47	1.07	3.46
T3	5.03	0.64	4.20
T4	3.35	0.43	2.02
T6	38.17	0.78	1.94
T7	4.01	0.51	2.77
T8	2.66	0.34	1.34
T11	9.27	0.52	1.77
T12	8.14	0.46	1.41
T13	2.26	0.51	3.97
T14	0.96	0.34	2.54
T15	3.56	0.45	2.24
T16	1.24	0.63	9.48
T17	3.24	0.73	7.52
T18	0.96	0.49	6.05
T19	4.51	0.57	3.42
T2	46.04	0.94	2.73
T0	46.07	0.94	2.73
T10	7.51	0.96	8.51
T9	11.30	0.64	2.56
T5	11.79	0.67	2.77
B1	46.07	0.00	-99.42

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 17:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	1.16	69.82	22.11
N2	1.40	68.75	17.75
N3	5.84	68.32	15.63
N4	6.31	68.94	20.60
N5	3.21	69.23	24.77
N6	1.13	68.41	25.80
N7	3.91	68.15	23.77
N8	3.16	67.86	20.63
N9	6.24	67.10	19.18
N10	1.93	67.96	15.71
N11	1.93	67.45	13.45
N12	4.53	65.39	20.53
N13	2.96	67.34	23.44
N0	0.00	70.31	24.37
Pozo	-46.08	-29.10	0.00
Tanque	2.36	69.91	23.46

Resultados de Línea en 17:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	43.72	0.89	2.49
T3	4.19	0.53	3.02
T4	2.79	0.36	1.45
T6	31.82	0.65	1.40
T7	3.34	0.42	2.00
T8	2.21	0.28	0.96
T11	7.72	0.44	1.28
T12	6.78	0.38	1.01
T13	1.88	0.43	2.87
T14	0.80	0.28	1.83
T15	2.97	0.38	1.62
T16	1.03	0.53	6.86
T17	2.70	0.61	5.44
T18	0.80	0.41	4.38
T19	3.76	0.48	2.47
T2	38.37	0.78	1.96
T0	46.08	0.94	2.73
T10	6.27	0.80	6.15
T9	9.42	0.53	1.85
T5	9.83	0.56	2.00
B1	46.08	0.00	-99.41

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 18:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	1.16	69.83	22.12
N2	1.40	68.76	17.76
N3	5.84	68.32	15.63
N4	6.31	68.95	20.61
N5	3.21	69.24	24.78
N6	1.13	68.42	25.81
N7	3.91	68.16	23.78
N8	3.16	67.86	20.63
N9	6.24	67.11	19.19
N10	1.93	67.97	15.72
N11	1.93	67.46	13.46
N12	4.53	65.39	20.53
N13	2.96	67.34	23.44
N0	0.00	70.31	24.37
Pozo	-46.08	-29.10	0.00
Tanque	2.36	69.92	23.47

Resultados de Línea en 18:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	43.72	0.89	2.49
T3	4.18	0.53	3.02
T4	2.79	0.35	1.45
T6	31.83	0.65	1.40
T7	3.34	0.42	2.00
T8	2.21	0.28	0.96
T11	7.72	0.44	1.28
T12	6.78	0.38	1.01
T13	1.88	0.43	2.87
T14	0.80	0.28	1.84
T15	2.97	0.38	1.62
T16	1.03	0.53	6.86
T17	2.70	0.61	5.44
T18	0.80	0.41	4.38
T19	3.76	0.48	2.47
T2	38.37	0.78	1.96
T0	46.08	0.94	2.73
T10	6.27	0.80	6.15
T9	9.42	0.53	1.85
T5	9.83	0.56	2.00
B1	46.08	0.00	-99.41

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 19:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	1.05	69.85	22.14
N2	1.26	68.96	17.96
N3	5.25	68.60	15.91
N4	5.68	69.12	20.78
N5	2.89	69.36	24.90
N6	1.02	68.68	26.07
N7	3.52	68.46	24.08
N8	2.85	68.22	20.99
N9	5.62	67.59	19.67
N10	1.74	68.31	16.06
N11	1.74	67.89	13.89
N12	4.08	66.17	21.31
N13	2.67	67.79	23.89
N0	0.00	70.32	24.38
Pozo	-46.08	-29.10	0.00
Tanque	6.73	69.92	23.47

Resultados de Línea en 19:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	39.35	0.80	2.05
T3	3.76	0.48	2.50
T4	2.51	0.32	1.20
T6	28.65	0.58	1.16
T7	3.00	0.38	1.65
T8	1.98	0.25	0.80
T11	6.95	0.39	1.06
T12	6.10	0.35	0.84
T13	1.69	0.38	2.38
T14	0.72	0.25	1.52
T15	2.67	0.34	1.35
T16	0.93	0.47	5.69
T17	2.43	0.55	4.52
T18	0.72	0.37	3.64
T19	3.38	0.43	2.05
T2	34.54	0.70	1.62
T0	46.08	0.94	2.73
T10	5.64	0.72	5.10
T9	8.48	0.48	1.53
T5	8.85	0.50	1.66
B1	46.08	0.00	-99.42

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 20:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	1.05	69.86	22.15
N2	1.26	68.97	17.97
N3	5.25	68.61	15.92
N4	5.68	69.13	20.79
N5	2.89	69.37	24.91
N6	1.02	68.69	26.08
N7	3.52	68.48	24.10
N8	2.85	68.23	21.00
N9	5.62	67.61	19.69
N10	1.74	68.32	16.07
N11	1.74	67.90	13.90
N12	4.08	66.18	21.32
N13	2.67	67.80	23.90
N0	0.00	70.33	24.39
Pozo	-46.07	-29.10	0.00
Tanque	6.72	69.93	23.48

Resultados de Línea en 20:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	39.35	0.80	2.05
T3	3.76	0.48	2.50
T4	2.50	0.32	1.20
T6	28.65	0.58	1.16
T7	3.00	0.38	1.65
T8	1.98	0.25	0.80
T11	6.95	0.39	1.06
T12	6.10	0.35	0.84
T13	1.69	0.38	2.38
T14	0.72	0.25	1.52
T15	2.67	0.34	1.35
T16	0.93	0.47	5.69
T17	2.43	0.55	4.52
T18	0.72	0.37	3.64
T19	3.38	0.43	2.05
T2	34.54	0.70	1.62
T0	46.07	0.94	2.73
T10	5.64	0.72	5.10
T9	8.48	0.48	1.53
T5	8.85	0.50	1.66
B1	46.07	0.00	-99.43

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 21:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura M	Presión m
N1	0.93	69.89	22.18
N2	1.12	69.17	18.17
N3	4.67	68.88	16.19
N4	5.05	69.30	20.96
N5	2.57	69.49	25.03
N6	0.90	68.94	26.33
N7	3.13	68.77	24.39
N8	2.53	68.57	21.34
N9	5.00	68.06	20.14
N10	1.54	68.64	16.39
N11	1.55	68.30	14.30
N12	3.63	66.90	22.04
N13	2.37	68.22	24.32
N0	0.00	70.34	24.40
Pozo	-46.07	-29.10	0.00
Tanque	11.09	69.95	23.50

Resultados de Línea en 21:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	34.98	0.71	1.66
T3	3.34	0.43	2.02
T4	2.22	0.28	0.98
T6	25.47	0.52	0.94
T7	2.66	0.34	1.34
T8	1.76	0.22	0.65
T11	6.17	0.35	0.86
T12	5.42	0.31	0.68
T13	1.51	0.34	1.93
T14	0.64	0.22	1.24
T15	2.37	0.30	1.09
T16	0.82	0.42	4.63
T17	2.16	0.49	3.67
T18	0.64	0.32	2.95
T19	3.01	0.38	1.66
T2	30.71	0.63	1.31
T0	46.07	0.94	2.73
T10	5.02	0.64	4.13
T9	7.54	0.43	1.24
T5	7.87	0.45	1.34
B1	46.07	0.00	-99.44

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 22:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	0.70	69.93	22.22
N2	0.84	69.50	18.50
N3	3.50	69.33	16.64
N4	3.78	69.58	21.24
N5	1.93	69.70	25.24
N6	0.68	69.37	26.76
N7	2.34	69.26	24.88
N8	1.90	69.14	21.91
N9	3.75	68.84	20.92
N10	1.16	69.19	16.94
N11	1.16	68.98	14.98
N12	2.72	68.14	23.28
N13	1.78	68.93	25.03
N0	0.00	70.36	24.42
Pozo	-46.06	-29.10	0.00
Tanque	19.82	69.97	23.52

Resultados de Línea en 22:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	26.23	0.53	0.99
T3	2.50	0.32	1.21
T4	1.66	0.21	0.58
T6	19.12	0.39	0.56
T7	1.99	0.25	0.80
T8	1.31	0.17	0.39
T11	4.63	0.26	0.51
T12	4.06	0.23	0.41
T13	1.13	0.26	1.16
T14	0.47	0.17	0.75
T15	1.78	0.23	0.66
T16	0.62	0.31	2.79
T17	1.63	0.37	2.21
T18	0.48	0.24	1.78
T19	2.25	0.29	1.00
T2	23.04	0.47	0.78
T0	46.06	0.94	2.73
T10	3.77	0.48	2.48
T9	5.66	0.32	0.74
T5	5.91	0.33	0.80
B1	46.06	0.00	-99.46

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.

Resultados de Nudo en 23:00 Hrs:

ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	0.52	69.98	22.27
N2	0.63	69.73	18.73
N3	2.63	69.62	16.93
N4	2.84	69.77	21.43
N5	1.44	69.84	25.38
N6	0.51	69.64	27.03
N7	1.76	69.58	25.20
N8	1.42	69.51	22.28
N9	2.81	69.32	21.40
N10	0.87	69.53	17.28
N11	0.87	69.41	15.41
N12	2.04	68.90	24.04
N13	1.33	69.38	25.48
N0	0.00	70.40	24.46
Pozo	-46.04	-29.10	0.00
Tanque	26.37	70.00	23.55

Resultados de Línea en 23:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	19.67	0.40	0.59
T3	1.87	0.24	0.72
T4	1.24	0.16	0.35
T6	14.35	0.29	0.34
T7	1.49	0.19	0.48
T8	0.98	0.12	0.23
T11	3.47	0.20	0.31
T12	3.05	0.17	0.25
T13	0.84	0.19	0.70
T14	0.35	0.13	0.45
T15	1.33	0.17	0.40
T16	0.46	0.24	1.69
T17	1.22	0.28	1.34
T18	0.36	0.18	1.08
T19	1.69	0.22	0.60
T2	17.28	0.35	0.47
T0	46.04	0.94	2.73
T10	2.83	0.36	1.50
T9	4.25	0.24	0.45
T5	4.43	0.25	0.48
B1	46.04	0.00	-99.50

Los Resultados de demanda, altura y presión de cada nodo en cada hora se muestran en la tabla derecha.

Los Resultados de caudal, velocidad y pérdida unitaria de cada tubería en cada hora se muestran en la tabla izquierda.








Resultados de Nudo en 24:00 Hrs:















ID Nudo	Demanda l.p.s.	Altura m	Presión m
N1	0.52	70.03	22.32
N2	0.63	69.77	18.77
N3	2.63	69.67	16.98
N4	2.84	69.82	21.48
N5	1.44	69.89	25.43
N6	0.51	69.69	27.08
N7	1.76	69.63	25.25
N8	1.42	69.56	22.33
N9	2.81	69.37	21.45
N10	0.87	69.58	17.33
N11	0.87	69.46	15.46
N12	2.04	68.95	24.09
N13	1.33	69.43	25.53
N0	0.00	70.45	24.51
Pozo	-46.02	-29.10	0.00
Tanque	26.35	70.05	23.60

Resultados de Línea en 24:00 Hrs:

ID Línea	Caudal l.p.s.	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
T1	19.67	0.40	0.59
T3	1.87	0.24	0.72
T4	1.24	0.16	0.35
T6	14.35	0.29	0.34
T7	1.49	0.19	0.48
T8	0.98	0.12	0.23
T11	3.47	0.20	0.31
T12	3.05	0.17	0.25
T13	0.84	0.19	0.70
T14	0.35	0.13	0.45
T15	1.33	0.17	0.40
T16	0.46	0.24	1.69
T17	1.22	0.28	1.34
T18	0.36	0.18	1.08
T19	1.69	0.22	0.60
T2	17.28	0.35	0.47
T0	46.02	0.94	2.73
T10	2.83	0.36	1.50
T9	4.25	0.24	0.45
T5	4.43	0.25	0.48
B1	46.02	0.00	-99.55

Anexo de Lista de piezas especiales

PIEZAS ESPECIALES DE LA RED DE DISTRIBUCION				
SIMBOLO	CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD
	CODO DE PE DE 22°30':	DE 150 mm (6") Ø	PZA	2.00
	CODO DE PE DE 45°:	DE 50 mm (2") Ø	PZA	1.00
		DE 100 mm (4") Ø	PZA	5.00
		DE 150 mm (6") Ø	PZA	2.00
	CODO DE PE DE 90°:	DE 100 mm (4") Ø	PZA	2.00
	TEE DE PE:	DE 75 mm X 75 mm (3" X 3") Ø	PZA	2.00
		DE 100 mm X 100 mm (4" X 4") Ø	PZA	1.00
		DE 150 mm X 60 mm (6" X 2 1/2") Ø	PZA	1.00
		DE 150 mm X 75 mm (6" X 3") Ø	PZA	1.00
		DE 150 mm X 100 mm (6" X 4") Ø	PZA	1.00
		DE 150 mm X 150 mm (6" X 6") Ø	PZA	3.00
		DE 250mm X 100 mm (10" X 4") Ø	PZA	1.00
		DE 250mm X 250 mm (10" X 10") Ø	PZA	1.00
	REDUCCIÓN DE PE:	DE 75 mm X 50 mm (3" X 2") Ø	PZA	2.00
		DE 100 mm X 50 mm (4" X 2") Ø	PZA	2.00
		DE 100 mm X 60 mm (4" X 2 1/2") Ø	PZA	1.00
		DE 100 mm X 75 mm (4" X 3") Ø	PZA	1.00
		DE 150 mm X 100 mm (6" X 4") Ø	PZA	4.00
		DE 250 mm X 100 mm (10" X 4") Ø	PZA	1.00
		DE 250mm X 150 mm (10" X 6") Ø	PZA	1.00
	BRIDA DE PE:		PZA	4.00
		DE 60 mm (2 1/2") Ø	PZA	2.00
		DE 75 mm (3") Ø	PZA	4.00
		DE 100 mm (4") Ø	PZA	14.00
		DE 150 mm (6") Ø	PZA	8.00
		DE 250 mm (10") Ø	PZA	4.00
	CONTRABRIDA DE FIERRO:	DE 50 mm (2") Ø	PZA	4.00
		DE 60 mm (2 1/2") Ø	PZA	2.00
		DE 75 mm (3") Ø	PZA	4.00
		DE 100 mm (4") Ø	PZA	14.00
		DE 150 mm (6") Ø	PZA	8.00
		DE 250 mm (10") Ø	PZA	4.00

PIEZAS ESPECIALES DE LA RED DE DISTRIBUCION				
SIMBOLO	CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD
	EMPAQUE DE PLOMO:	DE 50 mm (2") Ø	PZA	4.00
		DE 60 mm (2 1/2") Ø	PZA	2.00
		DE 75 mm (3") Ø	PZA	4.00
		DE 100 mm (4") Ø	PZA	14.00
		DE 150 mm (6") Ø	PZA	8.00
		DE 250 mm (10") Ø	PZA	4.00
	VALVULA DE COMPUERTA:	DE 50 mm (2") Ø	PZA	2.00
		DE 60 mm (2 1/2") Ø	PZA	1.00
		DE 75 mm (3") Ø	PZA	2.00
		DE 100 mm (4") Ø	PZA	7.00
		DE 150 mm (6") Ø	PZA	4.00
		DE 250 mm (10") Ø	PZA	2.00
	TORNILLOS CON CABEZA Y TUERCA HEXAGONAL DE: 15.90 mm (5/8") DE Ø X 63.5 mm (2 1/2") DE LARGO		PZA	40.00
	TORNILLOS CON CABEZA Y TUERCA HEXAGONAL DE: 15.90 mm (5/8") DE Ø X 76.2 mm (3") DE LARGO		PZA	112.00
	TORNILLOS CON CABEZA Y TUERCA HEXAGONAL DE: 19.10 mm (3/4") DE Ø X 76.20 mm (3") DE LARGO		PZA	64.00
	TORNILLOS CON CABEZA Y TUERCA HEXAGONAL DE: 22.20 mm (7/8") DE Ø X 88.90 mm (3 1/2") DE LARGO		PZA	48.00
	CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS TIPO 2 DE : 1.00 m X 0.90 m SEGÚN NORMA		PZA	6.00
	CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS TIPO 5 DE : 1.3m X 0.90m SEGÚN NORMA		PZA	1.00
	CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS TIPO 10 DE : 1.30 m X 1.20 m SEGÚN NORMA		PZA	2.00
	CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS TIPO 12 DE : 1.40 m X 1.11 m SEGÚN NORMA		PZA	2.00
	CONTRAMARCO SENCILLO DE: DE 1.10 m CON CANAL DE 100 mm (4")		PZA	8.00
	CONTRAMARCO DESCENTRADO DE: DE 1.40 m CON CANAL DE 100 mm (4")		PZA	4.00
	CONTRAMARCO SENCILLO DE: DE 1.80 m CON CANAL DE 100 mm (4")		PZA	4.00
	MARCO CON TAPA DE FO.FO. DE: DE 0.50 m x 0.50 m DE 75 kg		PZA	18.00

Anexo de Cantidades de obra de la red de distribución

RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PRODUCTO DE BANCO	m ³	757.18
RELLENO A VOLTEO CON MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN	m ³	414.38
CONCRETO SIMPLE DE 150 kg/cm ² (ATRAQUES)	m ³	0.87
TUBERÍA DE PE RD-32.5 DE 50 mm (2") Ø	m	746.50
TUBERÍA DE PE RD-32.5 DE 60 mm (2 1/2") Ø	m	412.17
TUBERÍA DE PE RD-32.5 DE 75 mm (3") Ø	m	618.01
TUBERÍA DE PE RD-32.5 DE 100 mm (4") Ø	m	2160.72

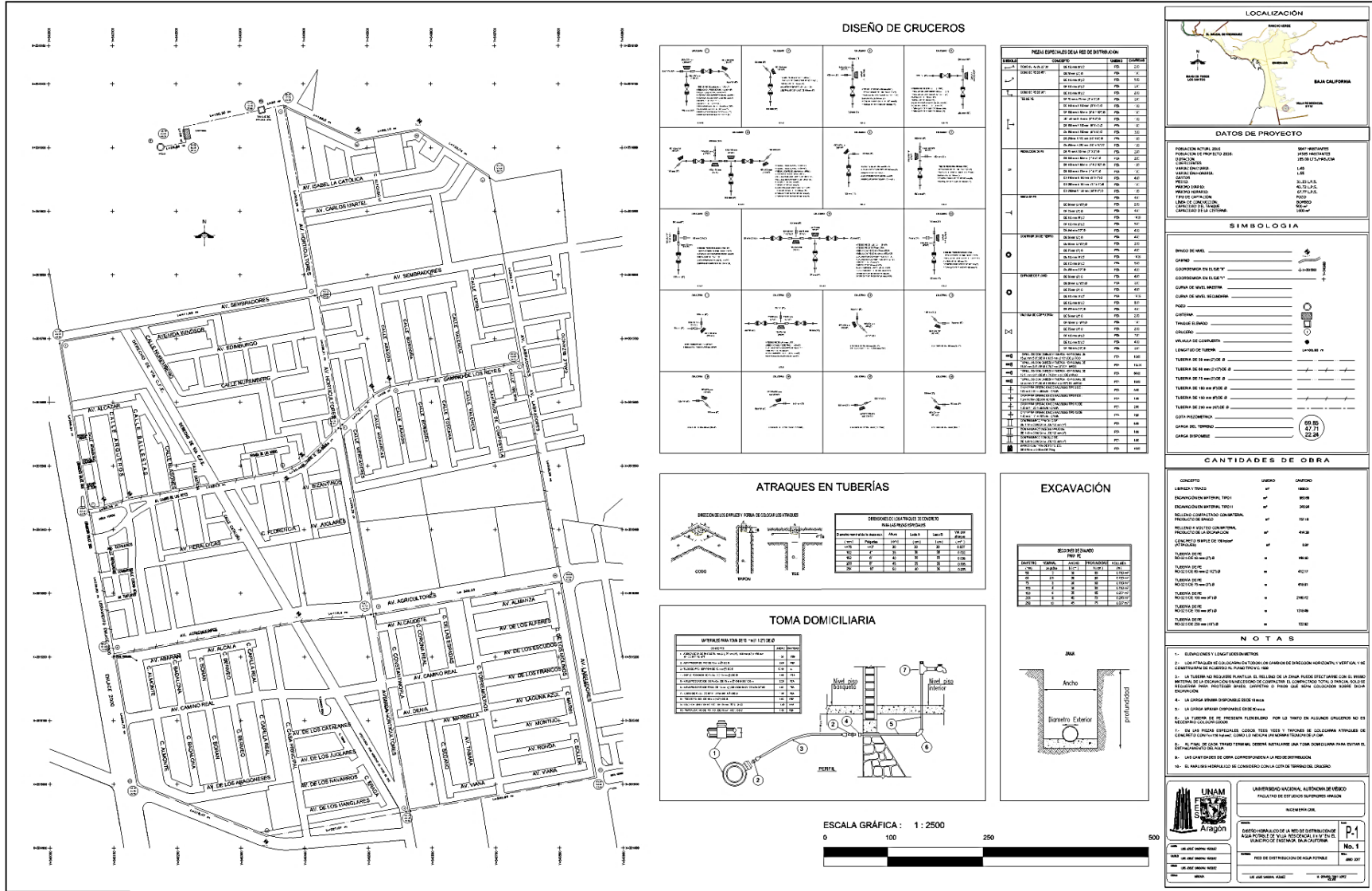
Representación gráfica de la red en el mapa de Google Earth.



DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DEL ÁREA DENOMINADA "VILLA RESIDENCIAL II Y IV" EN EL MUNICIPIO DE ENSENADA, BAJA CALIFORNIA. MEDIANTE EL PROGRAMA EPANET



DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DEL ÁREA DENOMINADA "VILLA RESIDENCIAL II Y IV" EN EL MUNICIPIO DE ENSENADA, BAJA CALIFORNIA. MEDIANTE EL PROGRAMA EPANET



LOCALIZACIÓN

DATOS DE PROYECTO

POBLACION ACTUAL, 2008	5000 HABITANTES
POBLACION PROYECTA 2030	5000 HABITANTES
COORDENADA	14.8
COORDENADA LONGITUDINAL	108.1
AREA DE DISEÑO	5.0 HA
PROYECTO DISEÑO	NO. 1
FECHA DE EMISION	NOV. 2010
EMISION DE PROYECTO	NOV. 2010
PROYECTO	NO. 1
PROYECTO	NO. 1

SIMBOLOGIA

BRINCO DE NIVEL

CAPADO

COORDENADA EN UTM Y

COORDENADA EN LATITUD

CURVA DE NIVEL MUESTRA

CURVA DE NIVEL REGULADA

POZO

CAJON

TUBERIA DE 30 cm Ø

TUBERIA DE 45 cm Ø

TUBERIA DE 60 cm Ø

TUBERIA DE 75 cm Ø

TUBERIA DE 90 cm Ø

TUBERIA DE 105 cm Ø

TUBERIA DE 120 cm Ø

TUBERIA DE 135 cm Ø

TUBERIA DE 150 cm Ø

TUBERIA DE 165 cm Ø

TUBERIA DE 180 cm Ø

TUBERIA DE 210 cm Ø

TUBERIA DE 240 cm Ø

TUBERIA DE 270 cm Ø

TUBERIA DE 300 cm Ø

CAJON DISPONIBLE

99.95
47.26

CANTIDADES DE OBRA

CONCRETO	MEDIO	CANTIDAD
LIMPIEZA Y TRAZO	m ²	1000
FORMACION DE BARRERA 150x1	m ²	1000
FORMACION DE BARRERA 150x1	m ²	1000
MOLDEO COMPLETO CON ARMADO, PROTECCION DE BARRERA	m ²	1000
MOLDEO Y BARRERA CON ARMADO, PROTECCION DE BARRERA	m ²	1000
CONCRETO BRINCO DE 150x150	m ²	1000
TUBERIA DE 30 cm Ø	m	1000
TUBERIA DE 45 cm Ø	m	1000
TUBERIA DE 60 cm Ø	m	1000
TUBERIA DE 75 cm Ø	m	1000
TUBERIA DE 90 cm Ø	m	1000
TUBERIA DE 105 cm Ø	m	1000
TUBERIA DE 120 cm Ø	m	1000
TUBERIA DE 135 cm Ø	m	1000
TUBERIA DE 150 cm Ø	m	1000
TUBERIA DE 165 cm Ø	m	1000
TUBERIA DE 180 cm Ø	m	1000
TUBERIA DE 210 cm Ø	m	1000
TUBERIA DE 240 cm Ø	m	1000
TUBERIA DE 270 cm Ø	m	1000
TUBERIA DE 300 cm Ø	m	1000

NOTAS

- 1.- ELEVACIONES Y LONGITUDES EN METROS
- 2.- LAS TUBERIAS DE 30 CM Ø SON DE TIPO DE BARRERA CON ANILLOS DE BARRERA HORIZONTAL Y VERTICAL Y DE COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL PUNZO TIPO B.
- 3.- LAS TUBERIAS DE 45 CM Ø SON DE TIPO DE BARRERA CON ANILLOS DE BARRERA HORIZONTAL Y VERTICAL Y DE COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL PUNZO TIPO B.
- 4.- LAS TUBERIAS DE 60 CM Ø SON DE TIPO DE BARRERA CON ANILLOS DE BARRERA HORIZONTAL Y VERTICAL Y DE COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL PUNZO TIPO B.
- 5.- LAS TUBERIAS DE 75 CM Ø SON DE TIPO DE BARRERA CON ANILLOS DE BARRERA HORIZONTAL Y VERTICAL Y DE COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL PUNZO TIPO B.
- 6.- LAS TUBERIAS DE 90 CM Ø SON DE TIPO DE BARRERA CON ANILLOS DE BARRERA HORIZONTAL Y VERTICAL Y DE COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL PUNZO TIPO B.
- 7.- LAS TUBERIAS DE 105 CM Ø SON DE TIPO DE BARRERA CON ANILLOS DE BARRERA HORIZONTAL Y VERTICAL Y DE COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL PUNZO TIPO B.
- 8.- LAS TUBERIAS DE 120 CM Ø SON DE TIPO DE BARRERA CON ANILLOS DE BARRERA HORIZONTAL Y VERTICAL Y DE COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL PUNZO TIPO B.
- 9.- LAS TUBERIAS DE 135 CM Ø SON DE TIPO DE BARRERA CON ANILLOS DE BARRERA HORIZONTAL Y VERTICAL Y DE COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL PUNZO TIPO B.
- 10.- LAS TUBERIAS DE 150 CM Ø SON DE TIPO DE BARRERA CON ANILLOS DE BARRERA HORIZONTAL Y VERTICAL Y DE COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL PUNZO TIPO B.
- 11.- LAS TUBERIAS DE 165 CM Ø SON DE TIPO DE BARRERA CON ANILLOS DE BARRERA HORIZONTAL Y VERTICAL Y DE COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL PUNZO TIPO B.
- 12.- LAS TUBERIAS DE 180 CM Ø SON DE TIPO DE BARRERA CON ANILLOS DE BARRERA HORIZONTAL Y VERTICAL Y DE COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL PUNZO TIPO B.
- 13.- LAS TUBERIAS DE 210 CM Ø SON DE TIPO DE BARRERA CON ANILLOS DE BARRERA HORIZONTAL Y VERTICAL Y DE COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL PUNZO TIPO B.
- 14.- LAS TUBERIAS DE 240 CM Ø SON DE TIPO DE BARRERA CON ANILLOS DE BARRERA HORIZONTAL Y VERTICAL Y DE COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL PUNZO TIPO B.
- 15.- LAS TUBERIAS DE 270 CM Ø SON DE TIPO DE BARRERA CON ANILLOS DE BARRERA HORIZONTAL Y VERTICAL Y DE COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL PUNZO TIPO B.
- 16.- LAS TUBERIAS DE 300 CM Ø SON DE TIPO DE BARRERA CON ANILLOS DE BARRERA HORIZONTAL Y VERTICAL Y DE COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL PUNZO TIPO B.

UNAM Aragón

LABORATORIO NACIONAL AUTÓNOMO DE ENSAYO
FACULTAD DE INGENIERÍA SUPERIOR AVANZADA

INSTRUMENTAL

PROYECTO: DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DE VILLA RESIDENCIAL II Y IV EN EL MUNICIPIO DE ENSENADA, BAJA CALIFORNIA

No. 1

FECHA: 2010

PROYECTO: DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DE VILLA RESIDENCIAL II Y IV EN EL MUNICIPIO DE ENSENADA, BAJA CALIFORNIA

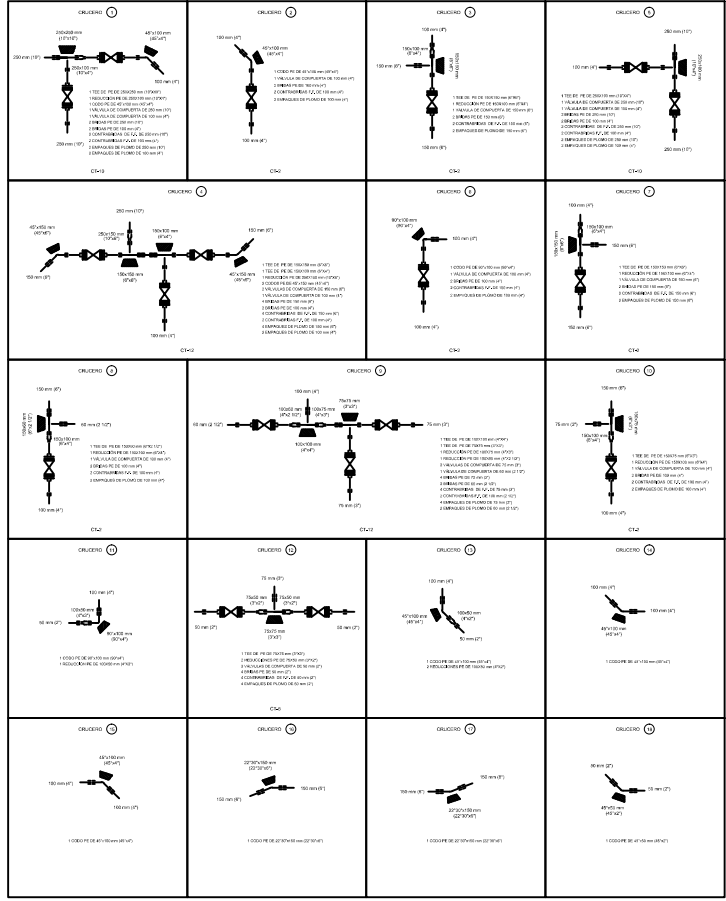
No. 1

FECHA: 2010

Página 127



DISEÑO DE CRUCEROS



PIEZAS ESPECIALES DE LA RED DE DISTRIBUCION			
SYMBOLO	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
(Symbol)	CODO DE PE DE 90°	DE 150 mm (Ø) / DE 100 mm (Ø) / DE 75 mm (Ø) / DE 50 mm (Ø) / DE 40 mm (Ø)	PSA, 2.50 / PSA, 1.50 / PSA, 1.00 / PSA, 0.50 / PSA, 0.25
(Symbol)	TEE DE PE	DE 150 mm (Ø) / DE 100 mm (Ø) / DE 75 mm (Ø) / DE 50 mm (Ø) / DE 40 mm (Ø)	PSA, 3.00 / PSA, 2.00 / PSA, 1.50 / PSA, 0.75 / PSA, 0.38
(Symbol)	REDUCCION DE PE	DE 150 mm (Ø) a 100 mm (Ø) / DE 100 mm (Ø) a 75 mm (Ø) / DE 75 mm (Ø) a 50 mm (Ø) / DE 50 mm (Ø) a 40 mm (Ø)	PSA, 2.00 / PSA, 1.50 / PSA, 1.00 / PSA, 0.50
(Symbol)	BRIDA DE PE	DE 150 mm (Ø) / DE 100 mm (Ø) / DE 75 mm (Ø) / DE 50 mm (Ø) / DE 40 mm (Ø)	PSA, 0.50 / PSA, 0.30 / PSA, 0.15 / PSA, 0.075 / PSA, 0.04
(Symbol)	CONTAMINADOR DE FERRO	DE 150 mm (Ø) / DE 100 mm (Ø) / DE 75 mm (Ø) / DE 50 mm (Ø) / DE 40 mm (Ø)	PSA, 0.20 / PSA, 0.15 / PSA, 0.10 / PSA, 0.05 / PSA, 0.025
(Symbol)	EMPAQUE DE PLASTICO	DE 150 mm (Ø) / DE 100 mm (Ø) / DE 75 mm (Ø) / DE 50 mm (Ø) / DE 40 mm (Ø)	PSA, 0.10 / PSA, 0.075 / PSA, 0.05 / PSA, 0.025 / PSA, 0.0125
(Symbol)	VALVULA DE COMPRESA	DE 150 mm (Ø) / DE 100 mm (Ø) / DE 75 mm (Ø) / DE 50 mm (Ø) / DE 40 mm (Ø)	PSA, 0.50 / PSA, 0.30 / PSA, 0.15 / PSA, 0.075 / PSA, 0.04
(Symbol)	TORNILLOS CON CABEZA Y TUBERA HORIZONTAL DE 150 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 150 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 150 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 150 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 150 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 150 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 150 mm (Ø)		PSA, 40.00 / PSA, 25.00 / PSA, 15.00 / PSA, 10.00 / PSA, 7.50
(Symbol)	TORNILLOS CON CABEZA Y TUBERA HORIZONTAL DE 100 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 100 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 100 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 100 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 100 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 100 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 100 mm (Ø)		PSA, 40.00 / PSA, 25.00 / PSA, 15.00 / PSA, 10.00 / PSA, 7.50
(Symbol)	TORNILLOS CON CABEZA Y TUBERA HORIZONTAL DE 75 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 75 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 75 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 75 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 75 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 75 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 75 mm (Ø)		PSA, 40.00 / PSA, 25.00 / PSA, 15.00 / PSA, 10.00 / PSA, 7.50
(Symbol)	TORNILLOS CON CABEZA Y TUBERA HORIZONTAL DE 50 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 50 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 50 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 50 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 50 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 50 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 50 mm (Ø)		PSA, 40.00 / PSA, 25.00 / PSA, 15.00 / PSA, 10.00 / PSA, 7.50
(Symbol)	TORNILLOS CON CABEZA Y TUBERA HORIZONTAL DE 40 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 40 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 40 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 40 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 40 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 40 mm (Ø) DE Ø 10 mm x 40 mm (Ø)		PSA, 40.00 / PSA, 25.00 / PSA, 15.00 / PSA, 10.00 / PSA, 7.50

LOCALIZACIÓN

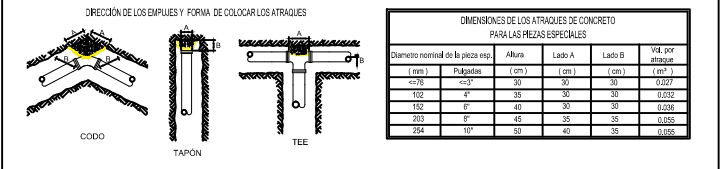
DATOS DE PROYECTO

POBLACION ACTUAL 2016	9047 HABITANTES
POBLACION DE PROYECTO 2036:	14585 HABITANTES
DOTACION:	185.00 LITS./HAB./DIA
COEFICIENTES:	
VARIACION DIARIA:	1.40
VARIACION HORARIA:	1.55
COSTOS:	
MEDIO:	31.23 L.P.S.
MAXIMO HORARIO:	43.72 L.P.S.
MINIMO HORARIO:	6.77 L.P.S.
TIPO DE CAPTACION:	POZO
LINEA DE CONDUCCION:	BOMBEO
CAPACIDAD DEL TANQUE:	5000 m³
CAPACIDAD DE LA CISTERNA:	10000 m³

SIMBOLOGIA

BANCO DE NIVEL	(Symbol)
CAMINO	(Symbol)
COORDENADA EN EL EJE "X"	(Symbol)
COORDENADA EN EL EJE "Y"	(Symbol)
CURVA DE NIVEL MAESTRA	(Symbol)
CURVA DE NIVEL SECUNDARIA	(Symbol)
POZO	(Symbol)
CISTERNA	(Symbol)
TANQUE ELEVADO	(Symbol)
CRUCERO	(Symbol)
VALVULA DE COMPUERTA	(Symbol)
LONGITUD DE TUBERIA	(Symbol)
TUBERIA DE 50 mm (Ø) DE Ø	(Symbol)
TUBERIA DE 60 mm (Ø) DE Ø	(Symbol)
TUBERIA DE 75 mm (Ø) DE Ø	(Symbol)
TUBERIA DE 100 mm (Ø) DE Ø	(Symbol)
TUBERIA DE 150 mm (Ø) DE Ø	(Symbol)
TUBERIA DE 200 mm (Ø) DE Ø	(Symbol)
TUBERIA DE 250 mm (Ø) DE Ø	(Symbol)
COTA PIEZOMETRICA	(Symbol)
CARGA DEL TERRENO	69.85
CARGA DISPONIBLE	47.71 22.24

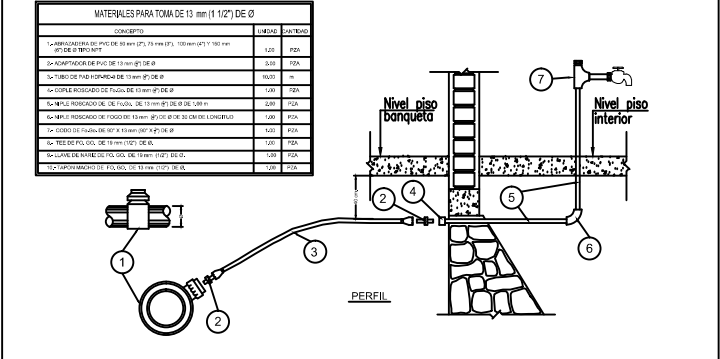
ATRAQUES EN TUBERIAS



EXCAVACION

SECCIONES DE ZANADO PARA PE				
DIAMETRO (mm)	NOMINAL (mm)	ANCHO (mm)	PROFUNDIDAD (mm)	VOLUMEN (litros)
50	50	80	80	0.190
75	75	80	80	0.360
100	100	80	80	0.510
150	150	80	80	0.750
200	200	80	80	1.000
250	250	80	80	1.350

TOMA DOMICILIARIA



ESCALA GRAFICA : 1 : 2500



CANTIDADES DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
LIMPIEZA Y TRAZO	m²	1968.01
EXCAVACION EN MATERIAL TIPO I	m³	863.69
EXCAVACION EN MATERIAL TIPO II	m³	245.94
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PRODUCTO DE BANCO	m³	757.18
RELLENO A VOLTEO CON MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION	m³	414.38
CONCRETO SIMPLE DE 150 kg/m³ (ATRAQUES)	m³	0.87
TUBERIA DE PE RD-32.5 DE 50 mm (Ø) DE Ø	m	746.50
TUBERIA DE PE RD-32.5 DE 60 mm (Ø) DE Ø	m	412.17
TUBERIA DE PE RD-32.5 DE 75 mm (Ø) DE Ø	m	618.01
TUBERIA DE PE RD-32.5 DE 100 mm (Ø) DE Ø	m	2160.72
TUBERIA DE PE RD-32.5 DE 150 mm (Ø) DE Ø	m	1318.49
TUBERIA DE PE RD-32.5 DE 200 mm (Ø) DE Ø	m	722.92

NOTAS

- ELEVACIONES Y LONGITUDES EN METROS.
- LOS ATRAQUES SE COLOCARAN EN TODOS LOS CAMBIOS DE DIRECCION HORIZONTAL Y VERTICAL Y SE CONSTRUIRAN DE ACUERDO AL PLANO TIPO V.C. 1039
- LA TUBERIA NO REQUIERE PLANTILLA. EL RELLENO DE LA ZANJA PUEDE EFECTUARSE CON EL MISMO MATERIAL DE LA EXCAVACION SIN NECESIDAD DE COMPACTAR. EL COMPACTADO TOTAL O PARCIAL SOLO SE REQUIERIRA PARA PROTEGER BASES, CARPETAS O PISOS QUE SEAN COLOCADOS SOBRE DICHA EXCAVACION.
- LA CARGA MINIMA DISPONIBLE ES DE 10 m.c.a.
- LA CARGA MAXIMA DISPONIBLE ES DE 50 m.c.a.
- LA TUBERIA DE PE PRESENTA FLEXIBILIDAD POR LO TANTO EN ALGUNOS CRUCEROS NO ES NECESARIO COLOCAR CODOS.
- EN LAS PIEZAS ESPECIALES, CODOS, TEES, Y EES Y TAPONES SE COLOCARAN ATRAQUES DE CONCRETO CON F-1500 kg/m², COMO LO INDICAN LAS NORMAS TECNICAS DE LA CNA.
- AL FINAL DE CADA TRAMO TERMINAL DEBERA INSTALARSE UNA TOMA DOMICILIARIA PARA EVITAR EL ESTANCAMIENTO DEL AGUA.
- LAS CANTIDADES DE OBRA CORRESPONDEN A LA RED DE DISTRIBUCION.
- EL ANALISIS HIDRAULICO SE CONSIDERO CON LA COTA DE TERRENO DEL CRUCERO.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
 INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO HIDRAULICO DE LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE DE VILLA RESERVENCIA II Y IV EN EL MUNICIPIO DE ENSENADA, BAJA CALIFORNIA.

Esc: UN AM ARAGON, MEXICO
 Esc: UN AM ARAGON, MEXICO
 Esc: UN AM ARAGON, MEXICO

UN AM ARAGON, MEXICO

No. 1
 JUNIO 2017

Esc: UN AM ARAGON, MEXICO

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DEL ÁREA DENOMINADA "VILLA RESIDENCIAL II Y IV" EN EL MUNICIPIO DE ENSENADA, BAJA CALIFORNIA. MEDIANTE EL PROGRAMA EPANET

ELEVACION

LOSA Y CONTRAMARCO

PLANTA

CORTES A-A Y B-B

PARA DETALLES DEL MARCO Y TAPA VER PLANO V.C. 1470

LOCALIZACIÓN

DATOS DEL PROYECTO

POBLACION TOTAL DEL MUNICIPIO DE ENSENADA	108,000	NO. DE HABITANTES POR HABITACION	3.5
POBLACION DE LA ZONA DE INTERES	10,000	NO. DE HABITANTES POR HABITACION	3.5
POBLACION DE LA ZONA DE INTERES	10,000	NO. DE HABITANTES POR HABITACION	3.5
POBLACION DE LA ZONA DE INTERES	10,000	NO. DE HABITANTES POR HABITACION	3.5
POBLACION DE LA ZONA DE INTERES	10,000	NO. DE HABITANTES POR HABITACION	3.5
POBLACION DE LA ZONA DE INTERES	10,000	NO. DE HABITANTES POR HABITACION	3.5
POBLACION DE LA ZONA DE INTERES	10,000	NO. DE HABITANTES POR HABITACION	3.5
POBLACION DE LA ZONA DE INTERES	10,000	NO. DE HABITANTES POR HABITACION	3.5
POBLACION DE LA ZONA DE INTERES	10,000	NO. DE HABITANTES POR HABITACION	3.5
POBLACION DE LA ZONA DE INTERES	10,000	NO. DE HABITANTES POR HABITACION	3.5

CANTIDADES DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
1. TUBERIA PVC 12"	METROS	100.00
2. MANIFESTACION METALICA 12"	METROS	100.00
3. MANIFESTACION METALICA 10"	METROS	200.00
4. MANIFESTACION METALICA 8"	METROS	100.00
5. MANIFESTACION METALICA 6"	METROS	100.00
6. MANIFESTACION METALICA 4"	METROS	100.00
7. MANIFESTACION METALICA 3"	METROS	100.00
8. MANIFESTACION METALICA 2"	METROS	100.00
9. MANIFESTACION METALICA 1 1/2"	METROS	100.00
10. MANIFESTACION METALICA 1"	METROS	100.00
11. MANIFESTACION METALICA 3/4"	METROS	100.00
12. MANIFESTACION METALICA 1/2"	METROS	100.00

NOTAS

- Todas las anotaciones se dan en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad. Las abreviaturas "x" e "y" son generales para todas las plantas.
- Las losas estructurales de 150mm (6") se harán empalmadas para la construcción del contramarco, según se especifica.
- El diseño de operación de la válvula deberá quedar centrado con la línea de simetría de la cámara.
- Las losas de concreto se las cubrirá una vez perimetralmente con la losa de concreto, con el objeto de poder amarrar más fácilmente el contramarco con la losa del fondo.
- La base del fondo tendrá el espesor indicado en la tabla y llevará un amarillento de concreto de 30° de 10 cm de espesor.
- La losa del piso será de 150mm de espesor, con varillas de 3/8" x 30" en ambos sentidos.
- Cuando el piso de la habitación posea un nivel superior a un piso de 50mm (2") se hará para despegar la caja en el piso.
- El caso de piso de concreto que sea inferior a un piso de 50mm (2") se hará para despegar la caja en el piso.
- El caso de piso de concreto que sea inferior a un piso de 50mm (2") se hará para despegar la caja en el piso.
- El caso de piso de concreto que sea inferior a un piso de 50mm (2") se hará para despegar la caja en el piso.
- El caso de piso de concreto que sea inferior a un piso de 50mm (2") se hará para despegar la caja en el piso.
- El caso de piso de concreto que sea inferior a un piso de 50mm (2") se hará para despegar la caja en el piso.
- El caso de piso de concreto que sea inferior a un piso de 50mm (2") se hará para despegar la caja en el piso.
- El caso de piso de concreto que sea inferior a un piso de 50mm (2") se hará para despegar la caja en el piso.
- El caso de piso de concreto que sea inferior a un piso de 50mm (2") se hará para despegar la caja en el piso.

DATOS PARA CAJAS DE VALVULAS

DIAM. (IN)	DIAM. (CM)	CONTRAMARCO (IN)	CONTRAMARCO (CM)	CONTRAMARCO (IN)	CONTRAMARCO (CM)	CONTRAMARCO (IN)	CONTRAMARCO (CM)	CONTRAMARCO (IN)	CONTRAMARCO (CM)	CONTRAMARCO (IN)	CONTRAMARCO (CM)	CONTRAMARCO (IN)	CONTRAMARCO (CM)	CONTRAMARCO (IN)	CONTRAMARCO (CM)	CONTRAMARCO (IN)	CONTRAMARCO (CM)	CONTRAMARCO (IN)	CONTRAMARCO (CM)
1	101.60	1	1.27	113.00	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90
2	152.40	1	1.27	113.00	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90
3	203.20	1	1.27	113.00	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90
4	254.00	1	1.27	113.00	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90
5	304.80	1	1.27	113.00	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90
6	355.60	1	1.27	113.00	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90
7	406.40	1	1.27	113.00	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90
8	457.20	1	1.27	113.00	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90
9	508.00	1	1.27	113.00	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90
10	558.80	1	1.27	113.00	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90
11	609.60	1	1.27	113.00	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90
12	660.40	1	1.27	113.00	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90
13	711.20	1	1.27	113.00	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90	114.27	2.90

PROPORCIONAMIENTO DEL CONCRETO

Losas: 1:2:3:12
Contramarco: 1:1:1

Isométrico que indica la forma de unir el contramarco con las varillas de la losa por medio de una varilla de 9.5 mm. (3/8")^Ø sujeta perimetralmente al contramarco.