



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN  
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

“ANÁLISIS HIDRÁULICO-ECONÓMICO DE  
BOMBAS DE VELOCIDAD VARIABLE  
APLICADAS A SISTEMAS DE  
DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE”

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

HIDRÁULICA

P R E S E N T A:

**RAÚL LÓPEZ CORZO**



TUTOR:  
DR. VÍCTOR HUGO ALCOCER YAMANAKA

2010

## **JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Felipe Ignacio Arreguín Cortés

Secretario: Dr. Velitchko Tzatchkov

Vocal: Dr. Víctor Hugo Alcocer Yamanaka

1er. Suplente: Dr. Gabriel Echavez Aldape

2do. Suplente: Dr. Carlos Escalante Sandoval

Jiutepec, Morelos, México.

Universidad Nacional Autónoma de México – Campus Morelos

TUTOR DE TESIS:

---

DR. VÍCTOR HUGO ALCOCER YAMANAKA

**Dedico esta tesis a mis padres:  
Raúl López y Rosbita Corzo**

## **AGRADECIMIENTOS**

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT), por otorgarme una beca durante un periodo de dos años y conseguir así el grado de maestro en ingeniería civil.

A la UNAM por brindarme la oportunidad de cursar la maestría.

A mi padre por todas sus enseñanzas y consejos que han sido el cimiento sobre el cual se fundamentan mis logros y metas.

A mi madre por su amor, comprensión y apoyo a lo largo de mi vida profesional.

A mis hermanas que siempre han estado ahí para apoyarme en todo.

A Magda por formar parte de mi familia, por su comprensión y apoyo incondicional en todo momento de mi carrera profesional.

A mis profesores por la excelencia con la que impartieron sus clases y principalmente por transmitirme parte de sus conocimientos. Agradezco especialmente al Dr. Víctor Hugo Alcocer Yamanaka por sus atinados consejos durante la realización de esta tesis y las facilidades que me otorgó para la conclusión de la misma.

Al Dr. Velitchko Tzatchkov por sus excelentes comentarios y por transmitirme pacientemente parte de sus experiencias para mejorar la tesis.

A mi profesor y amigo José Alfredo González por su amistad sincera, por sus consejos tan valiosos y por el apoyo brindado durante los últimos dos años.

A mis sinodales el Dr. Felipe Arreguín, Gabriel Echavez, Carlos Escalante por el apoyo brindado y sus motivadores consejos para la mejora de ese trabajo.

A mi hermanita Lucía Alejandra (La Ale) por hacer de esta experiencia una aventura inolvidable, por su apoyo incondicional y principalmente por su amistad que inició con la maestría pero que no tendrá un fin.

A Claudia (La Dulzura) por ser una excelente amiga y por el apoyo brindado a lo largo de la realización de la tesis.

A Teresita quien ha sido parte fundamental y trascendental en este peldaño, y que seguramente lo seguirá siendo por el resto de los escalones faltantes.

Al Olga María, Omar, Selene, Oralia y al Dr. Raúl Flores Berrones por el apoyo otorgado.

## ÍNDICE GENERAL

<b>1. Antecedentes</b> .....	1
1.1 Introducción .....	3
1.2 Justificación de la tesis.....	5
1.3 Objetivo.....	6
<b>2. Estado del arte</b> .....	8
2.1 problemática de la distribución de agua en México .....	10
2.2 Uso eficiente del agua en el medio urbano.....	10
2.3 Estado del arte de la modelación de bombas de velocidad variable .....	12
<b>3. Estructura del modelo</b> .....	16
3.1. Bombeo de inyección directa a la red .....	18
3.2. Bombas de velocidad fija o constante.....	21
3.2.1.Velocidad específica .....	21
3.2.2.Curvas características.....	22
3.2.3.Curva del sistema.....	25
3.2.4.Operación de una bomba de velocidad constante .....	26
3.2.5.Conexión en serie .....	28
3.2.6.Conexión en paralelo .....	29
3.3. Bombas de velocidad variable .....	32
3.3.1.Variadores de frecuencias o de velocidad .....	34
3.3.2.Leyes de semejanza y su aplicación en bombas de velocidad variable.....	37
3.4. Consumo energético de un sistema de bombeo.....	48
3.5. Costos de energía y tarifas eléctricas aplicadas a sistemas de bombeo para agua potable.....	51
3.6. Suministro de agua potable usando tanques de regulación.....	53
<b>4. Aplicación del modelo en una red distribución en servicio</b> .....	58
4.1 Características de la zona de estudio .....	60
4.1.1 Introducción .....	60
4.1.2 Demografía.....	60
4.1.3 Abastecimiento de agua a la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora.....	61

4.2 Estado actual de la red.....	61
4.3 Elección del distrito hidrométrico.....	63
4.4 Características y funcionamiento hidráulico del sector piloto .....	65
4.4.1 Características del pozo 3.....	67
4.4.2 Características del pozo 4.....	70
4.4.3 Situación de las fugas en el sector piloto.....	73
4.4.4 Operación del sector en época de invierno.....	78
4.4.5 Operación del sector en época de verano .....	80
4.5 Modelación de la situación actual del sector empleando la curva tradicional de variación horaria de la demanda, para la época de verano ....	82
4.6 Modelación de la situación actual del sector empleando curvas de variación horaria de la demanda determinada a partir de las mediciones en campo, para la época de verano e invierno .....	86
4.6.1 Modelación para la época de verano .....	89
4.6.2 Modelación para la época de invierno .....	92
<b>5. Modelación del sector piloto empleando bombas de velocidad variable, de velocidad fija y tanque de regulación .....</b>	<b>99</b>
5.1. Primer escenario. Modelación hidráulica empleando bombas de velocidad fija .....	101
5.2. Segundo escenario.....	103
5.2.1 Propuesta para obtener mayores ahorros energéticos.....	104
5.2.2 Modelación del sector piloto empleando bombas de velocidad variable (validación de la propuesta de ahorros energéticos).....	107
5.3. Tercer escenario.....	115
5.3.1 Modelación hidráulica del sector empleando tanque de regulación .....	115
<b>6. Análisis económico de resultados .....</b>	<b>125</b>
6.1 Análisis económico del abastecimiento con bombas de velocidad fija, velocidad variable, tanque de regulación superficial y la situación real del sector .....	127
6.2 Modelación del sector empleando diferentes dotaciones y aplicando la curva de variación horaria de la demanda propuesta por CONAGUA .....	140
<b>7. Conclusiones y recomendaciones.....</b>	<b>148</b>
<b>8. Referencias .....</b>	<b>156</b>

<b>9. Anexos.....</b>	<b>163</b>
9.1 Anexo A. Código del programa que determina la ecuación de la curva característica “Carga-Gasto” de una bomba .....	165
9.2 Anexo B. Código del programa que determina la ecuación de la curva característica “Eficiencia-Gasto” de una bomba .....	167
9.3 Anexo C. Tarifas 06.....	169
9.4 Anexo D. Curva característica para una bomba de 30 HP .....	170
9.5 Anexo E. Presupuesto para los tanques de 100, 300, 500 y 1000 metros cúbicos.....	171
9.6 Anexo F. Programación de bombas de velocidad variable dentro de InfoWorks® .....	183
9.7 Anexo G. Demandas nodales para diferentes dotaciones calculadas con Scadred®.....	185
9.8 Anexo H. Cálculo de costos proyectados a 40 años. ....	191



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Valores de Gasto y carga observados en la ilustración 3.18 .....	42
Tabla 3.2 Valores de gasto y eficiencia observados en la ilustración 3.18 .....	45
Tabla 3.3 Resumen de pérdidas económicas.....	50
Tabla 3.4 Egresos anuales por concepto de energía eléctrica .....	52
Tabla 3.5 Coeficientes de la curva de variación horaria de la demanda (CVH) propuesta para la republica Mexicana [Ochoa L., et al, 1994] .....	55
Tabla 4. 1 Volúmenes reportados por el IMTA [Alcocer V., Rodríguez M., y Tzatchkov V., 2007] para la época de verano .....	64
Tabla 4.2 Demandas en l/s calculadas para la época de invierno con el método de longitud de tubería en Scadred® .....	65
Tabla 4.3 Demandas en l/s calculadas para la época de verano con el método de longitud de tubería en Scadred® .....	66
Tabla 4. 4 Consumos nocturnos de grandes consumidores, CETA 2007.....	76
Tabla 4.5 Gastos horarios medidos a la salida de los pozos 3 y 4, IMTA 2007	86
Tabla 4.6 Coeficientes que conforman las curvas de variación horaria de la demanda específicas del sector piloto .....	87
Tabla 6.1 Costos de energía eléctrica para la tarifa 6 del año 2007 a 2010 ...	127
Tabla 6.2 Resumen de resultados obtenidos en cada escenario.....	128
Tabla 6.3 Aplicación de la tarifa 6 al primer escenario .....	129
Tabla 6.4 Aplicación de la tarifa 6 a los tres escenarios y a la situación actual .....	130
Tabla 6.5 Aplicación de la tarifa 6 incrementando la eficiencia electromecánica de los equipos de bombeo .....	134
Tabla 6.6 Costos de inversión inicial.....	137
Tabla 6.7 Vida útil de elementos de un sistema de agua potable (CONAGUA 2007) .....	138
Tabla 6.8 Beneficios proyectados a 40 años para los escenarios dos y tres..	139
Tabla 6.9 Costos actuales (2007) y proyectados de la infraestructura necesaria en cada escenario .....	142
Tabla 6.10 Resumen de resultados de las modelaciones .....	144
Tabla 6.11 Costos totales proyectados a 40 años.....	144

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 3.1 Clasificación de las bombas centrífugas de acuerdo su velocidad específica .....	22
Ilustración 3.2 Curvas características típicas de $H=H(Q)$ : a) y c), son casos estables; b) y d), son casos inestables (se debe evitar este tipo de funcionamiento).....	23
Ilustración 3.3 Curvas características $P=P(Q)$ y $\eta=\eta(Q)$ .....	24
Ilustración 3.4 Curva de carga del sistema.....	25
Ilustración 3.5 Operación de una bomba de velocidad constante en un sistema de demandas variables, caso I .....	26
Ilustración 3.6 Operación de una bomba de velocidad constante en un sistema de demandas variables, caso II .....	27
Ilustración 3.7 Operación de una bomba de velocidad constante en un sistema de demandas variables .....	28
Ilustración 3.8 Conexión de dos bombas idénticas en serie.....	29
Ilustración 3.9 Conexión de dos bombas idénticas en paralelo .....	30
Ilustración 3.10 Variación de la demanda.....	31
Ilustración 3.11 Operación de tres bombas conectadas en paralelo.....	32
Ilustración 3.12 Distribución en el mercado de los dispositivos para variar la velocidad asíncrona de un motor.....	34
Ilustración 3.13 Componentes básicos de un VFD.....	36
Ilustración 3.14 Pulsos rectangulares de anchura modulada .....	36
Ilustración 3.15 Comportamiento de la ecuación 3.6.....	39
Ilustración 3.16 Comportamiento de la ecuación 3.7.....	39
Ilustración 3.17 Comportamiento de la ecuación 3.8.....	40
Ilustración 3.18 Curvas Características para bombas de turbina sumergible ...	42
Ilustración 3.19 Curva característica gasto-carga representativa de la ecuación calculada por ajuste (velocidad nominal).....	43
Ilustración 3.20 Comportamiento de una curva característica a distintas velocidades.....	44
Ilustración 3.21 Curva característica gasto-eficiencia representativa de la ecuación calculada por ajuste (velocidad nominal) .....	46
Ilustración 3.22 Curvas de eficiencia para de una bomba que opera a distintas velocidades de giro .....	48
Ilustración 3.23 Funcionamiento de una red alimentada por bombeo de inyección directa.....	50
Ilustración 3.24 Desplazamiento de la curva característica de la bomba.....	51
Ilustración 3.25 Comparación de costos energéticos para un motor de 100kW aplicando las tarifas 6, O-M y H-M [CONAGUA, enero 2009].....	53
Ilustración 3.26 Curva de consumo medido en una casa habitación por 24 horas a intervalos de un minuto [Alcocer V., 2007] .....	55
Ilustración 3.27 Curva de variación horaria de la demanda para la republica Mexicana [Ochoa L., et al, 1994] .....	56
Ilustración 4.1 Comportamiento poblacional para la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora .....	61

Ilustración 4.2 Modelo de la red de distribución de agua potable de la ciudad de SLRC, Sonora. Implementado en Scadred®.....	63
Ilustración 4.3 Distrito hidrométrico seleccionado.....	64
Ilustración 4.4 Curva característica de la bomba del pozo 3.....	68
Ilustración 4.5 Pozo 3 Sector Abierto (sin variador de velocidad), CETA, enero 2007.....	69
Ilustración 4.6 Pozo 3 Sector aislado (con variador de velocidad), CETA, marzo-abril 2007 .....	70
Ilustración 4.7 Curva característica de la bomba 4.....	71
Ilustración 4.8 Pozo 4 Sector abierto (sin variador de velocidad), CETA 2007.....	71
Ilustración 4.9 Pozo 4 Sector aislado (con variador de velocidad), CETA, marzo 2007.....	72
Ilustración 4.10 Presiones y caudales promediados a partir de las mediciones en campo realizadas por la empresa CETA, 2007 .....	77
Ilustración 4. 11 Caudal de fugas en el sector piloto en un periodo de 24 horas .....	78
Ilustración 4.12 Gastos horarios de los pozos 3 y 4 en época de invierno .....	79
Ilustración 4.13 Demanda base en el sector piloto para la época de invierno ..	80
Ilustración 4.14 Gastos horarios de los pozos 3 y 4 en época de verano, IMTA 2007.....	81
Ilustración 4.15 Demanda base en el sector piloto para la época de verano....	82
Ilustración 4.16 Sector piloto dentro del programa InfoWorks®.....	83
Ilustración 4.17 Resultados obtenidos del modelo empleando la CVH propuesta por CONAGUA .....	84
Ilustración 4.18 Comparación entre caudales medidos y calculados en época de verano empleando la CVH tradicional propuesta por CONAGUA.....	85
Ilustración 4.19 Curvas de variación horaria de la demanda específicas del sector piloto .....	88
Ilustración 4.20 Resultados obtenidos del modelo empleando la CVH específica para la época de verano.....	89
Ilustración 4.21 Comparación entre caudales reales y modelados empleando la CVH específica para la época de verano .....	90
Ilustración 4.22 Comparación entre caudales totales medidos y calculados en época de verano empleando la CVH específica para la época de verano .....	91
Ilustración 4.23 Modelación del sector piloto para un periodo de 7 días empleando la CVH específica para la época de verano.....	92
Ilustración 4.24 Resultados obtenidos del modelo empleando la CVH específica para la época de invierno .....	93
Ilustración 4.25 Comparación entre caudales reales y modelados empleando la CVH específica para la época de invierno.....	94
Ilustración 4.26 Comparación entre caudales medidos y calculados en época de invierno empleando la CVH específica para la época de verano.....	95
Ilustración 4.27 Modelación del sector piloto para un periodo de 7 días empleando la CVH específica para la época de invierno .....	96
Ilustración 5.1 Resultados de la modelación del sector, empleando bombas.....	102
Ilustración 5.2 Perfiles de fugas obtenidos mediante el uso de bombas de velocidad variable y velocidad fija.....	103
Ilustración 5.3 Parámetros de control para la bomba 3 .....	107

Ilustración 5.4 Perfil propuesto para la variación de la presión a la salida de la bomba.....	108
Ilustración 5.5 Comparación entre caudales reales y modelados empleando bombas de velocidad variable.....	109
Ilustración 5.6 Comparación entre caudales totales medidos y calculados en época de verano.....	110
Ilustración 5.7 Comparación de presiones a la salida del pozo 3 .....	111
Ilustración 5.8 Comparación de fugas promedio en el sector piloto.....	112
Ilustración 5.9 Variación de la velocidad de las bombas 3 y 4.....	113
Ilustración 5.10 Potencia eléctrica consumida por las bombas 3 y 4.....	114
Ilustración 5.11 Comparación de la variación del nivel del agua en tanques de 1 000 y 1 232 m <sup>3</sup> .....	116
Ilustración 5.12 Sistema empleado para modelar el sector piloto empleando un tanque de regulación superficial (terreno sensiblemente plano) .....	117
Ilustración 5.13 Perfil de variación de la presión propuesto a la salida de la bomba de 30 HP, así como sus respectivos perfiles de encendido y apagado.....	118
Ilustración 5.14 Comparación entre caudales reales y modelados empleando tanque de regulación.....	119
Ilustración 5.15 Comparación entre caudales totales medidos y modelados empleando tanque de regulación.....	120
Ilustración 5.16 Variación de la velocidad de las estaciones de bombeo .....	121
Ilustración 5.17 Potencia eléctrica consumida por las estaciones de bombeo.....	122
Ilustración 6.1 Porcentaje de fugas en el sector con respecto al primer escenario.....	131
Ilustración 6.2 Comparación de costos por concepto de energía eléctrica consumida .....	132
Ilustración 6.3 Ahorros económicos alcanzados al sustituir el bombeo de velocidad fija.....	133
Ilustración 6.4 Comparación de resultados al incrementar la eficiencia electromecánica del equipo .....	135
Ilustración 6.5 Ahorros obtenidos al implementar un tanque de regulación en el sector e incrementar la eficiencia electromecánica de las bombas. ....	136
Ilustración 6.6 Costos totales proyectados a 40 años .....	145

## RESUMEN

En un organismo operador el concepto de energía eléctrica impacta considerablemente en sus costos de operación, llegando a ser en algunos casos el más importante; la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) ha estimado un costo por este rubro entre 30 y 40% del egreso anual.

El consumo energético en una red, o sector hidrométrico, es mayor en los casos donde su abastecimiento se lleva a cabo mediante bombas de inyección directa a red, por lo que algunos organismos operadores han considerado adecuado el uso de variadores de frecuencias (bombas de velocidad variable) con el objetivo de reducir los costos asociados a la energía eléctrica. La aplicación de bombas de velocidad variable (BVV) en nuestro país generalmente se ha realizado de forma empírica ya que no se cuenta aún con las bases sólidas para elaborar modelos de simulación que las involucren y definan su operación hidráulica dentro del sector.

En esta tesis se presenta un análisis hidráulico-económico de las BVV comparado con otros sistemas de abastecimiento como bombas de velocidad fija y tanques de regulación. Esto se hace mediante un modelo de simulación implementado en *InfoWorks*, con el objetivo de proporcionar las bases para la modelación de los dispositivos mencionados y justificar mediante las ventajas y desventajas su implementación en redes de distribución de agua potable.

## ABSTRACT

In a water utility the electricity consumption has a considerable impact in its operational costs, in some cases might be the most important. The National Water Commission (CONAGUA) estimates that an amount between 30 and 40% of the water utility expenses corresponds to this issue.

The energy consumption of a water supply network, or hydrometric sector, is higher when a water pump injects liquid straight to the network, therefore some water utilities have considered suitable the use of variable frequency drive (Variable Speed Pumps, VSP) in order to reduce its energy cost. The use of VSP in Mexico has been carried out in an empirical way due to the lack of physical bases to model its behavior and define its hydraulic operation in the sector.

An hydraulic-economic analysis of the VSP is presented in this thesis, making a comparison with other supply systems, e.g. fixed speed pumps and regulation tanks. This comparison is accomplished by developing a simulation model using the software *InfoWorks*. Then, the purpose of this document is to set down the foundation for the simulation of such devices, as well as justify its installation in water supply systems.

# 1. Antecedentes





## 1.1 Introducción

Por definición una red de distribución de agua potable consiste en un conjunto de elementos (tuberías, depósitos, válvulas, bombas, etc.) interconectados entre sí, cuya finalidad es conducir agua desde los puntos de producción y almacenamiento hasta los puntos de consumo. Desde un punto de vista hidráulico, el agua que demandan los usuarios debe ser suministrada con una presión mínima de 15 metros columna de agua (mca), según lo recomendado por la Comisión Nacional de Agua (CONAGUA).

La distribución espacial de presiones en una red depende directamente de los consumos por parte de los usuarios, en el periodo nocturno (00:00 a 5:00 horas) donde se presenta el mínimo consumo es registrada también la máxima presión de la red y viceversa. Un incremento en la presión ocasiona un aumento en los volúmenes de fugas, por lo que es evidente que para disminuir las pérdidas de agua es necesario reducir mediante algún dispositivo o válvula las presiones en el sector. Al reducir las fugas se obtienen diversos beneficios, los más importantes son: los ahorro en costos tanto de energía eléctrica como de potabilización.

Por otro lado la estimación de fugas es una de las tareas con mayor complejidad en proyectos de agua potable, debido a que no se pueden medir con facilidad en campo ya que en la mayoría de los casos no son visibles, por ello es común emplear métodos indirectos para su estimación. Arreguín y Ochoa en 1997 (CONAGUA, 2009-i) propusieron un método estadístico, con el cual se puede estimar con suficiente aproximación y confiabilidad, la cantidad de agua perdida debido a fugas existentes en el sistema de distribución, discriminadas en tomas domiciliarias, tuberías y cajas de válvulas, así como también las variables físicas y de operación asociadas a dichas fugas, con lo cual se determinan los efectos y causas del problema.

Otra forma de estimar las fugas en la red (con servicio continuo) es mediante la medición de caudales nocturnos, que consiste principalmente en medir el caudal inyectado al sector durante el periodo de mínimo consumo y el caudal

empleado por los grandes consumidores en el mismo horario (00:00 a 5:00 horas). El valor de gasto mínimo registrado (normalmente entre las 2:30 y las 3:30 horas) equivale a la suma de los consumos no domésticos más el caudal de fugas, considerando que el consumo domestico es despreciable en ese horario. Este método se emplea más adelante para estimar las fugas del sector piloto analizado. Es importante mencionar que dichas fugas varían con la presión a lo largo del día, por lo que para modelar su variación se emplea la ecuación de descarga a través de un orificio tal como se analiza en el apartado 4.4.3.

El desperdicio energético no solo se atribuye a las fugas, la eficiencia del conjunto bomba-motor juega un papel fundamental cuando se quieren obtener ahorros energéticos. Cuando los equipos de bombeo se desgastan por un uso y por condiciones operativas inadecuados, la eficiencia disminuye y por tanto para suministrar las mismas cantidades de gasto y carga, se requiere de una mayor potencia incrementando así el consumo energético del equipo. Las principales causas por la que disminuye la eficiencia de una bomba son: el desgaste de sus impulsores, el deterioro del cableado eléctrico y la falta de mantenimiento.

Por lo tanto para conseguir mayores beneficios por concepto de energía eléctrica, se deben atender dos puntos fundamentales: Reducción de presiones excesivas en la red y mantenimiento adecuado a los equipos de bombeo para incrementar o mantener su eficiencia.

De esta manera, la finalidad de la presente tesis es elegir el sistema de abastecimiento con servicio continuo que proporcione los mayores ahorros energéticos asociados con la reducción de fugas, las cuales se obtendrán mediante la disminución de presiones en la red, esto puede conseguirse a través de válvulas reductoras de presión, bombas de velocidad variable (Variable Speed Pumps, VSP, por sus siglas en ingles), entre otros dispositivos.

Lo anterior se llevará a cabo mediante la programación, en el variador de velocidad, de un perfil de presiones variables en el tiempo (propuesto en el

capítulo 5), el cual tendrá como objetivo principal reducir las presiones en los horarios de menor demanda.

Posteriormente se realizará una comparación hidráulica-económica de cuatro diferentes escenarios de abastecimiento (tanques de regulación, bombeo de velocidad fija, de velocidad variable y la situación real modelada), los cuales serán implementados en un sector piloto de la red de distribución de San Luis Río Colorado. Eligiendo así el caso que presente los mayores ahorros energéticos abasteciendo de forma eficiente al sector.

## 1.2 Justificación de la tesis

En México se ha realizado un número reducido de trabajos relacionados con la modelación de bombas de velocidad variable. En el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) se tienen registros de un solo proyecto de hidráulica urbana que involucra la modelación de dichas bombas [Alcocer, V., et al, 2007], la simulación para dicho proyecto ha sido realizada en estado permanente dentro del programa **Scadred®**, en donde se pretende mantener una presión aproximadamente constante de 15 mca dentro de un sector de la red de San Luis Río Colorado, Sonora. Es importante aclarar que dicho proyecto presenta muchas limitaciones al momento de definir políticas de operación (basadas en el modelo) encaminados a conseguir ahorros energéticos, esto por tratarse principalmente de un modelo estático.

Generalmente en nuestro país los variadores de frecuencias se han aplicado de forma empírica ya que no se cuenta aún con las bases sólidas para elaborar modelos de simulación que las involucren y definan su operación hidráulica, esto se fundamenta con base en las experiencias adquiridas en algunas redes de distribución de las ciudades de Sonora, Puebla, Coahuila y Chihuahua.

Por su parte, la CONAGUA (2009-i) en su “Manual de Incremento de Eficiencia Física, Hidráulica y Energética en Sistemas de Agua Potable” presenta una metodología para la aplicación de los variadores de velocidad, basada principalmente en la recopilación de datos de campo que muestran los

consumos energéticos de cada una de las bombas en las que se pretende instalar el variador. Dicha metodología no toma en cuenta el funcionamiento hidráulico de la red o sector de análisis y tampoco define políticas de operación para las BVV (Bombas de Velocidad Variable), que permitan obtener los mayores ahorros energéticos posibles.

Por lo expuesto anteriormente, el proyecto realizado en la presente tesis, pretende ser un pionero de la modelación de bombas de velocidad variable en México.

### **1.3 Objetivo**

Implementar y validar un modelo de simulación hidráulica aplicado a redes de distribución de agua potable, empleando bombas de velocidad variable, con la finalidad de mostrar su aplicación y determinar políticas de operación que generen los mayores ahorros energéticos posibles mediante la reducción presiones en los horarios de menor demanda.



## **2. Estado del arte**



## **2.1 problemática de la distribución de agua en México**

La escasez de agua en México se debe principalmente a la irregularidad de su distribución espacial y temporal, ya que de los casi dos millones de kilómetros cuadrados de superficie territorial ( $1\,964\,375\text{ km}^2$ ), el 42% de esta superficie principalmente al norte tiene precipitaciones medias anuales menores a 500 mm y 50 mm en algunas zonas próximas al río Colorado. En el 7% del territorio (principalmente en la zona sur) se registran valores de precipitaciones medias anuales superiores a los 2000 mm, en otras palabras la precipitación es muy variable en los diversos puntos del país y esto a su vez tiene un impacto muy significativo en la disponibilidad de agua per cápita por habitante. Por ejemplo, el agua disponible para un usuario de la región del Valle de México en promedio es de  $190\text{ m}^3$  al año, mientras que uno de la región frontera sur cuenta con  $25\,843\text{ m}^3$  aproximadamente, esto se conoce como disponibilidad media natural.

Del total de la precipitación que se tiene en México (1 488 miles de millones de  $\text{m}^3$  por año) la CONAGUA estima que el 72.5% evapotranspira y regresa a la atmósfera, el 25.4% escurre por los ríos o arroyos y el 2.1% restante se infiltra al subsuelo y recarga los acuíferos.

Por otro lado del 100% ( $78.9$  miles de millones de  $\text{m}^3$ ) de agua disponible en el país, el 63% proviene de fuentes superficiales tales como; ríos, arroyos y lagos. Mientras que el 37% restante proviene de fuentes subterráneas (acuíferos).

El mayor consumo de agua se presenta en la agricultura con un 77% del total de agua disponible, mientras que en el abastecimiento público tan solo se consume un 14%; el resto es utilizado por las termoeléctricas (5%) y las industrias autoabastecidas (4%) [CONAGUA, 2008].

## **2.2 Uso eficiente del agua en el medio urbano**

Se le denomina uso eficiente, a la optimización del uso del agua y de su infraestructura, con la participación activa de los usuarios y con alto sentido de equidad [Arreguín F., 1991]. El uso eficiente del líquido conlleva a una cadena



de beneficios tanto individuales como generales, de los cuales se pueden mencionar los siguientes:

- Menor explotación de ríos y acuíferos
- Mejor calidad del agua
- Menor necesidad de obras nuevas (menores cargas de impuestos)
- Menos agua residual, menos necesidad de obras de drenaje, más facilidad de tratamiento y menos riesgo de contaminación de los cuerpos receptores.

Aunque solo el 14% del total de agua disponible se utiliza para abastecimiento público, es de suma importancia usar de manera adecuada este recurso y sobre todo en las zonas donde la escasez ya es una realidad. El ahorro del líquido no es tarea solo de los organismos operadores sino de la población en general. En promedio, el mayor consumo lo representa el sector habitacional (71%) y el resto es utilizado en industrias, comercios y servicios públicos 12, 15 y 2% respectivamente [Arreguín F., 1991].

Las técnicas de uso eficiente en las ciudades se pueden clasificar en cinco grupos:

1. Comunicación y educación
2. Detección y reparación de fugas
3. Medición
4. Sistemas tarifarios
5. Reglamentación

El primer punto se refiere especialmente a la divulgación de información acerca del uso eficiente del agua, teniendo como medios: la televisión, radio, periódicos y principalmente escuelas. Es necesario también realizar campañas de medición, detección y reparación de fugas en la red de distribución para poder mejorar su eficiencia física y comercial, así como la aplicación de multas a personas que hagan un mal uso de nuestro recurso hídrico, para ello se requiere de una vigilancia estricta por parte de los organismos operadores,

incluso la ciudadanía misma puede realizar esta tarea si tiene conocimiento y conciencia de la problemática.

### **2.3 Estado del arte de la modelación de bombas de velocidad variable**

La implementación de bombas de velocidad variable en modelos de simulación es relativamente nueva. La primer modelación de estos dispositivos fue presentada en 1990 por Boulos y Word, quienes desarrollaron un método para calcular de forma directa un coeficiente que multiplica a la velocidad de la bomba para variarla a través del tiempo. El inconveniente de este cálculo fue que para la convergencia del problema se requería que en un determinado número de nodos la carga y la demanda fueran fijas al mismo tiempo (esto no ocurre en la realidad), lo que originó que el problema de la modelación de bombas de velocidad variable no fuera resuelto de forma general y con apego a la realidad.

Por su parte Epanet® (desarrollado en 1997 por la Environmental Protection Agency, USA), permite modelar bombas de velocidad variable basándose en un método de ensayo y error, el cual muchas veces causa problemas de convergencia a la solución. Este método consiste en proponer factores que multiplican a la velocidad nominal de la bomba para incrementar o reducir las revoluciones por minuto del motor hasta determinar la velocidad que satisfaga los requerimientos del modelador (Epanet® considera siempre una sola velocidad nominal, a la que asigna un valor de 1 que representa el 100% de la velocidad de la bomba). Por ejemplo un factor propuesto de 0.5, indica que bomba trabajara al 50% de su velocidad nominal. Por lo tanto este método no resulta práctico y no siempre se obtiene la solución que proporciona los mayores beneficios, debido a esto en la presente tesis se descarta el uso de dicho software para los objetivos que aquí se persiguen.

En el 2007 Todini E., et al, presentó un artículo titulado “Direct Computation of Variable Speed Pumps for water distridution system analysis”, en el cual propone una metodología que modifica el Algoritmo del Gradiente Global (incorporado en Epanet®) [Todini y Pilati, 1987] y permite calcular

automáticamente la velocidad rotacional de la bomba cuando mantiene una presión constante en la red “target” durante el periodo de simulación (caso comúnmente presentado en la realidad). Esta propuesta fue implementada previamente dentro de los programas WaterCAD® [Haestad, 2002; 2004] y WaterGEMS® [Bentley Systems, 2006], para que posteriormente fuera probada y validada mediante su aplicación a redes de distribución de agua potable en servicio, que.

Z. Y. Wu y E. Todini (2007) presentaron en su artículo “Extended approach for modelling fixed-flow variable speed pumps” un algoritmo extendido con base en la metodología mencionada en el párrafo anterior, que permite calcular automáticamente la velocidad de la bomba cuando inyecta un caudal constante o fijo a la red en un periodo de tiempo determinado. Este algoritmo presenta la flexibilidad de modelar múltiples o bien una batería de VSP con controles simples y lógicos.

Es importante mencionar los algoritmos descritos anteriormente (modelación de VSP con flujo y presión constante) han sido incorporados dentro del programa **InfoWorks®** (2007), razón por la cual se ha empleado este software para la simulación de los escenarios propuestos en esta tesis.

Por otro lado, en nuestro país se han realizado un número reducido de trabajos relacionados con la modelación de bombas de velocidad variable. Como se mencionó en la justificación de la tesis, En el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) se tienen registros de un solo proyecto relacionado con la modelación de bombas de velocidad variable, el cual presenta además la limitante de estar simulado en estado permanente [Alcocer, V., et al, 2007]. Otros estudios afines son presentados por la empresa Watergy México, que presenta diversas recomendaciones para la implementación de variadores de velocidad, basándose principalmente en experiencias adquiridas en campo y no fundamentados en un modelo de simulación. Por ejemplo, en el 2003 la empresa mencionada implementó y monitoreo en la ciudad de Chapalita de Zapopán, Jalisco durante trece meses un variador de frecuencias, con el objetivo de calcular los ahorros obtenidos después de su implementación; así

en nuestro país no se tienen referencias solidas acerca de simulaciones en periodos extendidos de redes de agua potable que involucren bombeo de velocidad variable, siendo esta una de las razones que ha motivado a la realización de la presente tesis.



### **3. Estructura del modelo**



### **3.1. Bombeo de inyección directa a la red**

Dos de las variables o parámetros hidráulicos más importantes en el diseño y revisión de una red de distribución son: la presión con la que se suministra el servicio y la variación de la demanda en la población. El sistema de abastecimiento elegido deberá ser capaz de satisfacer dichos parámetros como se verá mas adelante (los cuales a su vez están en función de la topología de la red y topografía del lugar). Los medios para lograr tal objetivo son los siguientes:

- Distribución por gravedad (depósitos a presión atmosférica, elevados, semienterrados y superficiales)
- Distribución empleando bombeo de inyección directa a la red ( constante o variable)
- Distribución por bombeo con tanque hidroneumático

En todos los casos se deberán satisfacer las condiciones establecidas tanto de presión como dotación, pero al final lo que determinará la implementación de cualquier sistema (tanque o bombeo de inyección directa) será: el costo mínimo de obra y operación, y el funcionamiento hidráulico adecuado. Por lo tanto es necesario realizar un estudio hidráulico-económico de las posibles alternativas de abastecimiento o en su caso el mejoramiento de las ya existentes, con el fin de obtener un sistema eficiente.

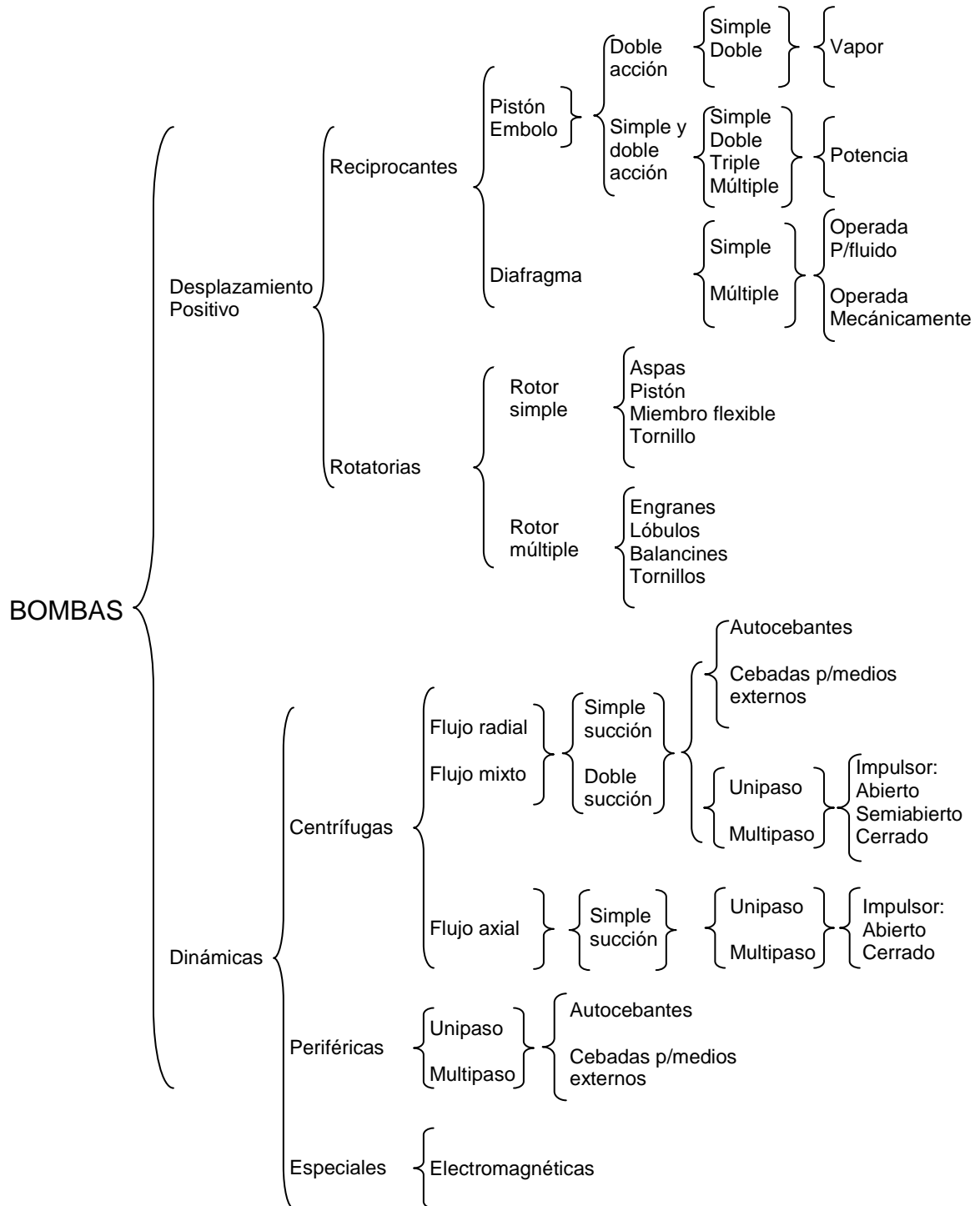
Por otro lado, las estaciones de bombeo de velocidad fija o variable de inyección directa la red, han representando hasta ahora una solución alternativa a la construcción de tanques elevados de gran capacidad o altura, cuya construcción incrementaría el costo de la obra innecesariamente. Además que en muchos casos el bombeo de inyección directa es la única forma de abastecer a la población.

La elección de una bomba no es tarea sencilla, pero si fundamental para el buen funcionamiento de la red, ya que existe una gran variedad de tipos, estilos y marcas, una simplificación de esto se puede apreciar en la clasificación que



presenta el *Hydraulic Institute* [Viejo, M. y Álvarez, J., 2004]; la cual es considerada como la más completa y está estructurada de la siguiente forma.

### CLASIFICACIÓN DE BOMBAS



El tipo de bombas que comúnmente se emplea en la distribución de agua potable son las bombas centrífugas (accionadas por un motor eléctrico de corriente alterna), debido a:

- Economía.
- Vida útil prolongada.
- Comportamiento teórico sencillo que facilita la obtención de sus curvas características.
- Uniformidad de presiones y gastos.
- Sencilla construcción e implementación.
- Requiere bajo mantenimiento.

Estas bombas constituyen no menos del 80% de la producción mundial de bombas y se clasifican principalmente en:

- Bombas centrífugas de flujo radial: se caracterizan por proporcionar gastos pequeños y cargas altas, para una velocidad específica de 4200 rpm en succión simple y 6000 rpm en succión doble.
- Bombas centrífugas de flujo mixto: empleadas en cargas y gastos intermedios, con velocidades específicas que varían de 4 200 hasta 9 000 rpm.
- Bombas centrífugas de flujo axial: proporcionan cargas pequeñas y gastos grandes, con velocidad específica mayores a las 9 000 rpm.

Por otro lado, la estación de bombeo puede estar constituida por una o mas bombas normalmente conectadas en paralelo (en algunos casos se instalan bombas auxiliares de gasto pequeño, por cada tres o cuatro bombas en operación, las cuales son empleadas en situaciones de emergencia), el objetivo principal es aportar una carga piezométrica constante y gasto variable a la red, con esto se originan otros inconvenientes de carácter monetario como el consumo de energía eléctrica. Para un bombeo de velocidad fija se originan desperdicios tanto de energía como de agua durante el periodo de mínima demanda, para combatir esto algunos organismos operadores en el país (p.e.

OOMAPAS) han decidido instalar variadores de velocidad, lo cual ha mostrado un ahorro energético del orden de 30% por cada equipo, de esta forma el uso e instalación de variadores de frecuencia en los sistemas de distribución de agua potable en México se fundamenta en aspectos económicos principalmente.

### 3.2. Bombas de velocidad fija o constante

Por definición una bomba que trabaja a una sola velocidad de rotación (velocidad fija) suministra un gasto específico con una presión aproximadamente constante.

Para analizar el funcionamiento de estos equipos dentro de un sistema de distribución es importante conocer tres conceptos fundamentales que definen sus características y operación: velocidad específica, curvas características y curva del sistema.

#### 3.2.1. Velocidad específica

La velocidad específica es un parámetro muy importante para clasificar las características de eficiencia, geometría y operación de una bomba (para el punto de máxima eficiencia). Físicamente pueden interpretarse como aquella velocidad de rotación a la que debe girar un impulsor\* para valores de gasto y carga unitarios. Sus unidades están dadas en revoluciones por minuto (rpm) y se representa mediante la siguiente ecuación [CONAGUA, 2007-a]:

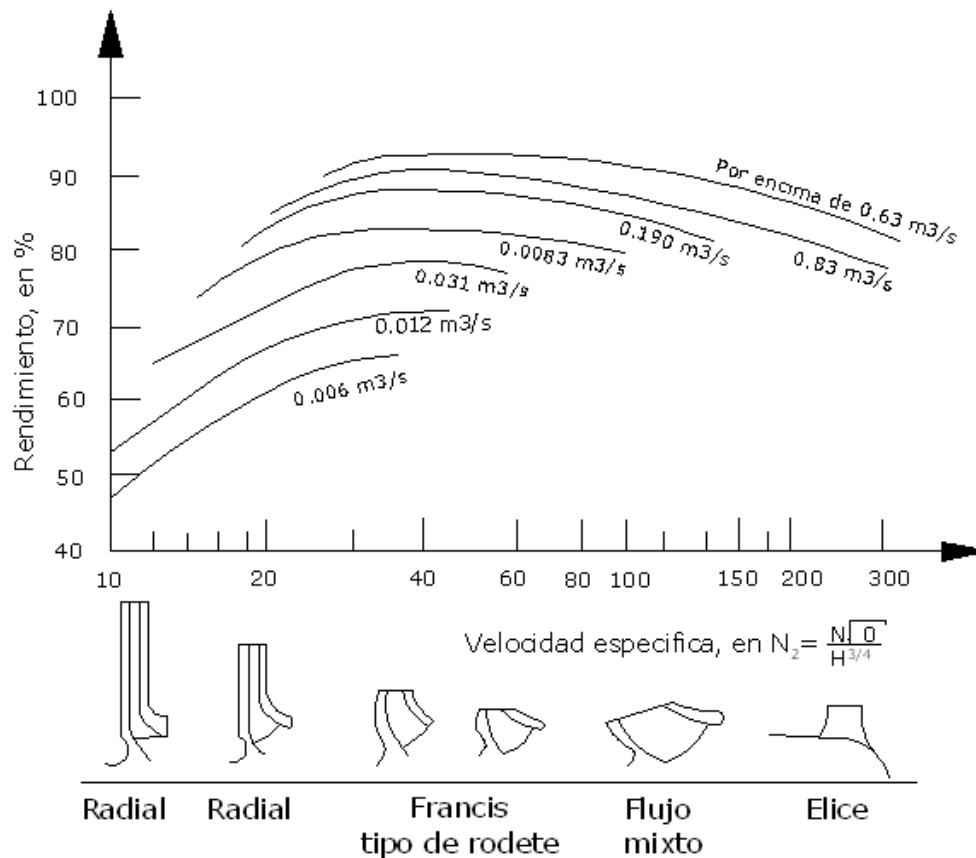
$$N_s = N \frac{\sqrt{Q}}{H^{3/4}} \text{-----} (3.1)$$

Donde:  $N$  es la velocidad rotacional en rpm;  $Q$ , el gasto a impulsar (gpm);  $H$ , altura piezométrica total de la bomba (ft);  $N_s$ , la velocidad específica en rpm.

---

\* El impulsor: es la parte constitutiva de la bomba (el corazón) que le imparte velocidad al líquido, de la cual depende la carga producida por la misma.

La expresión anterior permite clasificar y seleccionar bombas centrífugas, adecuadas a los requerimientos de carga y gasto del sistema, ya sea de flujo radial, mixto o axial (Ilustración 3.1).



**Ilustración 3.1 Clasificación de las bombas centrífugas de acuerdo su velocidad específica**

### 3.2.2. Curvas características

La curva característica de una bomba es una gráfica que relaciona la carga  $H$  (eje de las ordenadas) con el gasto “ $Q$ ”, la potencia “ $P$ ” y eficiencia “ $\eta$ ” (eje de las abcisas) que desarrolla la bomba para una velocidad de rotación, un diámetro de impulsor y viscosidad del fluido.

Con estas gráficas (proporcionadas por el fabricante) se puede conocer el comportamiento real de un equipo. Las curvas características de mayor interés y aplicación se expresan de la siguiente manera:

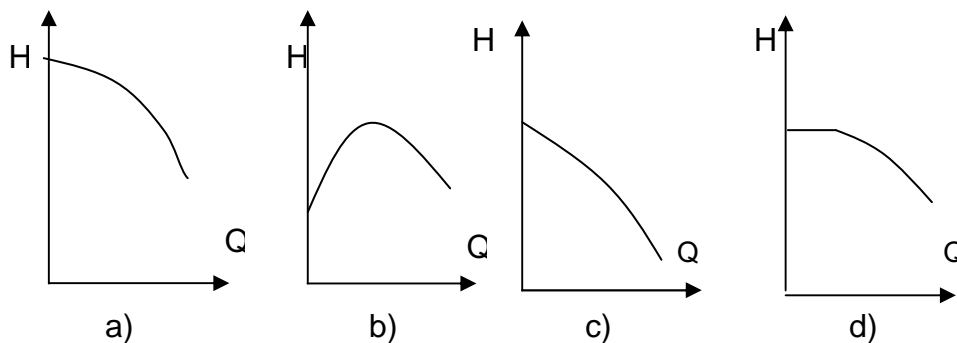
**Altura en función del gasto**       **$H=H(Q)$**   
**Potencia en función del gasto**     **$P=P(Q)$**

**Eficiencia en función del gasto  $\eta=\eta(Q)$**

La curva  **$H=H(Q)$**  es la más importante de las tres, ya que indica la altura o carga piezométrica que le proporcionará la bomba al fluido. En los catálogos de bombas rara vez aparecen las ecuaciones de las curvas antes mencionadas. Analíticamente la curva altura-gasto se representa por una función parabólica (Ilustración 3.2) de la forma:

$$H=A+BQ+CQ^2 \text{ ----- (3.2)}$$

Donde: A, B y C; se calculan por ajuste de mínimos cuadrados o por interpoladores de Lagrange para tres puntos (estimación gruesa), empleando datos obtenidos en campo o puntos por donde pasa la curva característica proporcionada por el fabricante.



**Ilustración 3.2 Curvas características típicas de  $H=H(Q)$ : a) y c), son casos estables; b) y d), son casos inestables (se debe evitar este tipo de funcionamiento)**

La aplicación de esta curva es bastante sencilla y de mucha utilidad en la práctica tal como se describe a continuación:

Una vez que se determina teóricamente la curva característica que satisface las necesidades de un sistema, se realiza la comparación con curvas disponibles en catálogos de fabricantes, con el objetivo de elegir la bomba que más se aproxime a nuestros requerimientos, es decir, la bomba cuya curva característica se aproxime a la determinada teóricamente, normalmente se selecciona la curva ligeramente arriba de la teórica.

Cuando se trata del diseño de una red grande, es necesario recurrir a un modelo asistido por computadora, y con base en el método de “ensayo prueba y error” (asignando carga y gasto a la bomba del modelo), determinar las características de la bomba o bombas que se ajusten mejor a la red –después de comparar con los catálogos disponibles de bombas-.

Para el caso de revisión, se obtiene en campo la curva característica real y la eficiencia con la trabaja el equipo, con el objetivo de implementar estos datos en un modelo de red calibrado y a través de la modelación proponer soluciones a los problemas que pudiera presentar su funcionamiento.

Por otro lado las curvas  $P=P(Q)$  y  $\eta=\eta(Q)$  (Ilustración 3.3 a) y b)), definen la potencia (HP, CV o kW) que el motor de la bomba le comunica al gasto circulante y la efectividad del trabajo realizado por el mismo, respectivamente.

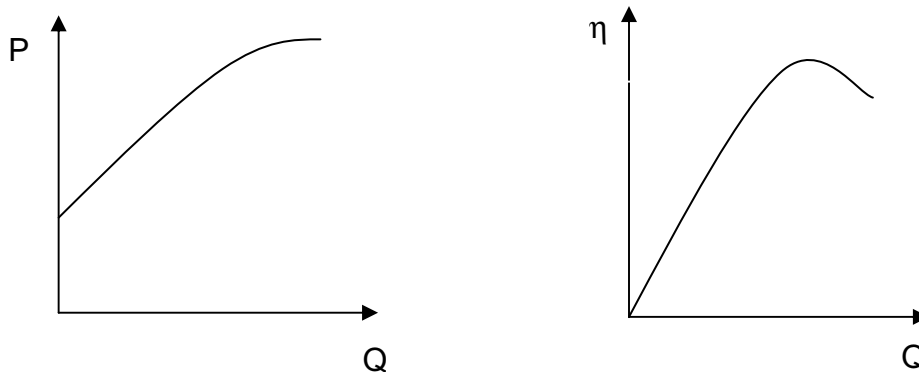


Ilustración 3.3 Curvas características  $P=P(Q)$  y  $\eta=\eta(Q)$

La ecuación que define a la curva de eficiencia se puede aproximar por la siguiente relación:

$$\eta = DQ + EQ^2 \text{ ----- (3.3)}$$

Donde:  $D$  y  $E$  se calculan por ajuste de mínimos cuadrados

### 3.2.3. Curva del sistema

Esta curva representa una aproximación del comportamiento general de la red. En el eje de las abcisas se encuentran los gastos que demandan los usuarios y en las ordenadas se tienen las cargas del sistema, las cuales son calculadas como la suma de la carga estática más las pérdidas de carga, las cuales a su vez pueden determinarse con la ecuación Darcy-Weisbach (por ejemplo). La ecuación 3.4 define una curva parabólica que parte de  $H_0$  y es cóncava hacia arriba (ilustración 3.4), esto indica que mientras mayor sea el gasto circulante por la red, mayores serán las pérdidas de energía en el sistema.

$$H(Q) = H_0 + \frac{8fL}{\pi^2 g D^5} Q^2 \quad \text{O bien} \quad H(Q) = H_0 + KQ^2 \quad \text{----- (3.4)}$$

El punto de intersección de la curva de carga con la curva característica de la bomba, representa el llamado “punto de funcionamiento del sistema”, lo que físicamente indica el estado de operación conjunta de la red (aportación-distribución).

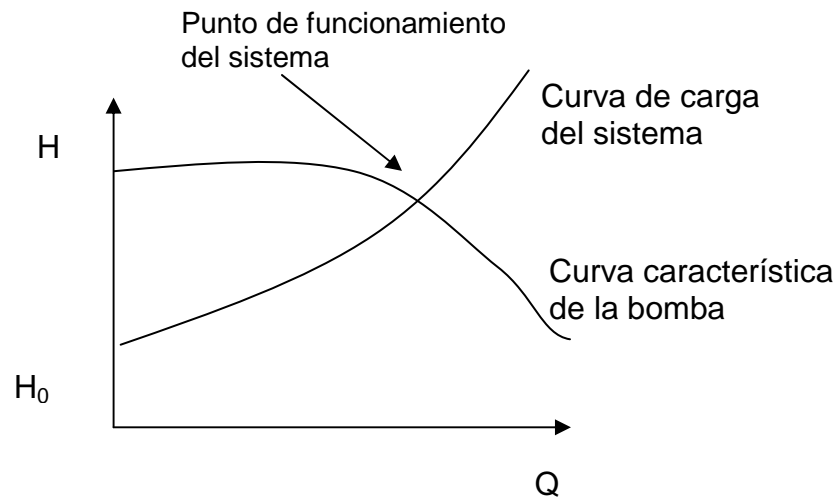


Ilustración 3.4 Curva de carga del sistema

Donde:  $H_0$  es el desnivel topográfico a vencer;  $L$ , la longitud del tramo;  $g$  constante gravitacional;  $D$ , diámetro del tubo en el tramo  $L$ ;  $f$ , coeficiente de resistencia al esfuerzo cortante de la tubería;  $Q$ , gasto que circula por el tramo  $L$ .

### 3.2.4. Operación de una bomba de velocidad constante

En los siguientes casos se muestra de manera práctica y sencilla el comportamiento hidráulico de una bomba operando a velocidad de rotación constante considerando la variación de la demanda.

#### CASO I

Supongamos que los gastos demandados por los usuarios fluctúan a lo largo del día según la curva mostrada en la Ilustración 3.5, y que la línea recta en la misma representa la operación de una bomba con velocidad fija (24 hrs. del día). La bomba aporta un gasto  $Q_0$  constante a la red durante las 24 horas en las que opera, mientras que el gasto máximo demandado por los usuarios que ocurre entre 6 y 16 horas equivale a  $Q_1$ .

Obsérvese que de 1 a 6 am, el gasto  $Q_0$  está cercano al gasto demandado, lo que indica un funcionamiento adecuado del equipo durante este lapso.

De 6 a 16 hrs. la demanda se incrementa y se observa que:  $Q_0 \ll Q_1$ , lo que indica un subdimensionamiento de la bomba al no aportar el gasto y carga suficiente, por lo que no se satisfacen las necesidades de los usuarios durante este periodo. Esto representaría una disminución en la presión dentro de la red (incluso llegar a cero), así como orientar el sistema a un servicio discontinuo.



Ilustración 3.5 Operación de una bomba de velocidad constante en un sistema de demandas variables, caso I



## CASO II

En este caso  $Q_0 \approx Q_1$  (Ilustración 3.6), lo que asegura que la bomba cubrirá el gasto demandado por los usuarios en el horario pico, pero, qué sucederá en los horarios donde la demanda no es tan alta.

Definiendo las áreas A1 y A2 como volúmenes no consumidos por los usuarios pero que sí son aportados por la bomba, se observa claramente que esto representa un desperdicio importante tanto de agua como de energía eléctrica (gasto innecesario), ya que a mayor gasto mayor es la potencia requerida por el equipo siendo la consecuencia un mayor consumo de energía.

De forma contraria al caso I, se concluye que la bomba considerada en este caso, esta sobredimensionada.

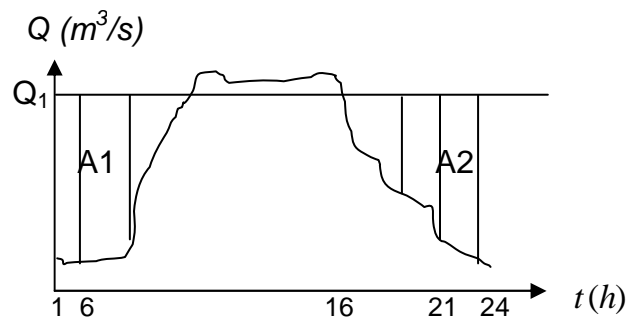
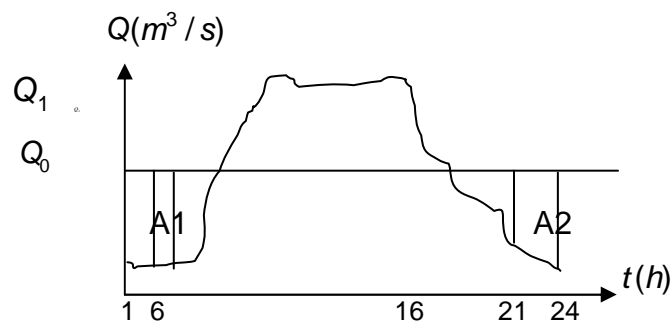


Ilustración 3.6 Operación de una bomba de velocidad constante en un sistema de demandas variables, caso II

## CASO III

Finalmente se presenta un escenario intermedio entre los casos I y II, a diferencia que en esta propuesta se pretende establecer un equilibrio disminuyendo pérdidas (desperdicios) y aumentando la calidad en el servicio.

Como se observa en la Ilustración 3.7 los volúmenes no consumidos (A1 y A2) son menores a los del caso II y en horario punta se observa un abastecimiento de mejor calidad que el caso I ( $Q_0 < Q_1$ ), sin embargo este comportamiento no proporciona ventaja importante sobre los casos anteriores pero es indudablemente el más equilibrado.



**Ilustración 3.7 Operación de una bomba de velocidad constante en un sistema de demandas variables**

En conclusión ningún caso resulta lo suficientemente óptimo (pérdidas mínimas y calidad en el suministro) para su implementación.

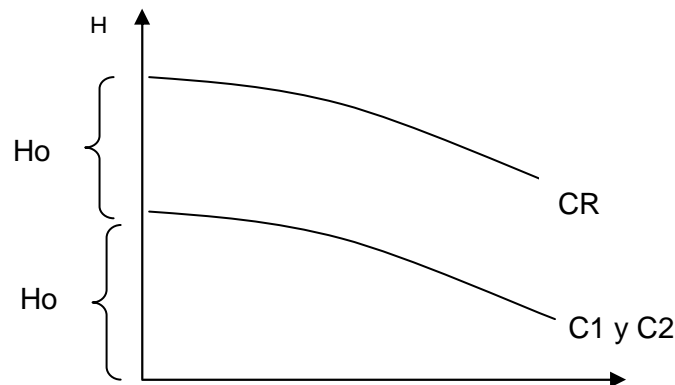
Una solución que resulta eficiente al trabajar con bombas de velocidad fija es su instalación en paralelo. Esta agrupación permite controlar el gasto bombeado por medio del encendido y apagado de los equipos (como se verá mas adelante). Hidráulicamente ésta es una de las mejores opciones para optimizar el servicio, pero representa un costo de inversión elevado, además que su implementación no resulta sencilla en redes existentes.

Otro tipo de conexión empleada en los sistemas de distribución es la conexión en serie y se usa cuando se requiere aumentar la carga hidráulica del sistema sin aumentar el gasto.

### 3.2.5. Conexión en serie

Cuando un grupo de bombas operan conectadas en serie, el gasto suministrado por cada una de ellas es el mismo, mientras que la carga total de bombeo es igual a la suma de las cargas individuales. Así, para  $N$  equipos iguales (curvas características idénticas), la curva característica resultante es tal que  $Q=Cte.$  y  $H=NH_i.$

En la Ilustración 3.8 se muestra la curva característica “CR” resultante de un sistema de dos bombas conectadas en serie cuyas curvas características C1 y C2 son idénticas.



**Ilustración 3.8 Conexión de dos bombas idénticas en serie**

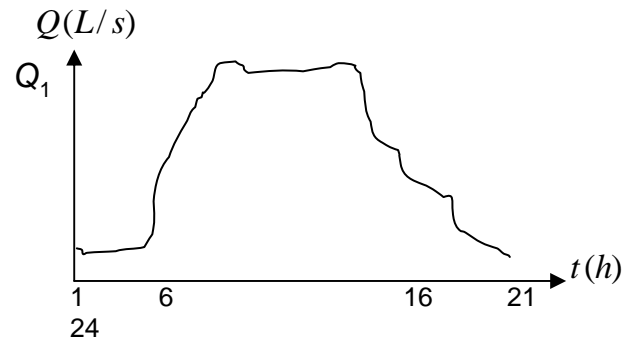
De esto puede concluirse que el acoplamiento de bombas en serie se usa principalmente cuando se requiera incrementar la carga en el sistema y no sea necesario aumentar el gasto.

### **3.2.6. Conexión en paralelo**

Cuando un número determinado de bombas operan conectadas en paralelo; todas suministran la misma carga de bombeo, y la curva característica para este caso se obtiene sumando los gastos para un valor fijo de carga, de tal manera que si las bombas son iguales, la curva característica resultante es tal que:  $H=Cte.$  y  $Q=NQ_i$ , aunque en la práctica se ha demostrado que  $Q_T \neq Q_1 + Q_2$ .

En la ilustración 3.9 se tienen dos bombas idénticas (C1 y C2) conectadas en paralelo, las cuales se ponen en marcha y proporcionan una sola curva característica resultante CR.



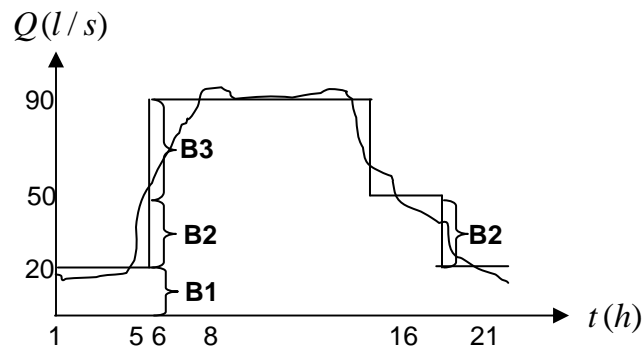


**Ilustración 3.10 Variación de la demanda**

Cabe mencionar que en este caso, no es relevante la carga hidráulica impuesta por las bombas, solamente se imprimirá especial atención en la optimización de energía y gastos de aportación.

En la Ilustración 3.11 se muestra la variación del gasto demandado (curva) con el gasto proporcionado (líneas rectas), y observamos el siguiente comportamiento:

- De la una a las 5 horas el gasto demandado es cubierto en su totalidad por B1, con un mínimo desperdicio de agua y energía (la línea de impulsión esta ligeramente por arriba de los gastos demandados)
- De las 5 a las 6 horas la demanda comienza a incrementarse y la aportación sigue siendo de 20 L/s, por lo que se observa un déficit de aportación, el cual a su vez es pequeño y se equilibra con el gasto proporcionado de la 6 a las 8 horas.
- A las 6 de la mañana se ponen en marcha B2 y B3, lo que origina un incremento de aportación de 20 a 90 L/s (debido a la conexión en paralelo), cubriendo así la totalidad del gasto demandado por los usuarios en el horario de máxima demanda (8 a 16 horas, para este caso).
- A las 16 horas, cuando la demanda empieza a bajar, se apaga la bomba B3 y se mantienen encendidas B1 y B2 hasta las 21 horas.
- A las 21 horas cuando la demanda ha disminuido y se apaga la bomba B2. El resto de la noche se abastece solo con B1.



**Ilustración 3.11 Operación de tres bombas conectadas en paralelo**

Es evidente que el abastecimiento de agua empleando bombas conectadas en paralelo es eficiente, puesto que se puede aproximar con la precisión requerida a la curva de demanda; hidráulicamente esto resulta ser una buena opción, pero necesitamos evaluar los posibles daños que le puedan ocasionar a la red los arranques y paros de las bombas, incluso las consecuencias que pueda presentar esta acción en los equipos mismos. Además, se deberá realizar un análisis económico tanto de inversión como de operación (consumo de energía eléctrica) para compararlos con otros métodos que originen el mismo beneficio (variación en la aportación de gastos) como lo son: tanques de regulación y bombas de velocidad variable, temas que se tratarán posteriormente.

Finalmente el análisis hidráulico-económico conjunto, nos dará la pauta en la elección del esquema por implementar. Para ello la presente tesis empleará un modelo de simulación matemática para apoyar y consolidar el análisis anteriormente mencionado (ver capítulo 4).

### **3.3. Bombas de velocidad variable**

Las bombas de velocidad variable son otro medio para regular el gasto que se inyecta directamente a la red. La variación de la velocidad en los equipos de bombeo se consigue con la implementación de dispositivos externos que permiten regular la velocidad rotacional del conjunto bomba-motor. Con esta acción la bomba adquiere una capacidad de operación variable, lo cual le permite regular el gasto y la carga que suministra a la red de distribución,

presentando así mayores ventajas frente a las conexiones en serie y paralelo analizadas anteriormente. No obstante, esta solución presenta un costo de inversión elevado. Es necesario realizar un análisis de costos, principalmente de inversión y de consumo de energía a largo plazo, ya que esto justificará el uso de bombas de velocidad variable, velocidad constante o en su caso el uso de tanques elevados.

Dentro de las ventajas hidráulicas que presenta el bombeo de velocidad variable respecto a otros métodos de regulación, *Cabrera E., et al. 1996-b*, menciona las siguientes:

- Mínimas pérdidas hidráulicas en la impulsión, al poderse adaptar los puntos de funcionamiento a la curva de variación de demandas.
- Disminución del número de bombas necesarias para efectuar la regulación, lo cual evidentemente generará un costo de energía menor.

Son muchos y diversos los medios para variar la velocidad de un motor, los más usados en abastecimiento de agua son los mecánicos y eléctricos.

Los medios mecánicos para variar la velocidad son los más sencillos, menos costosos y de fácil mantenimiento, pero también los más antiguos. Los eléctricos son los medios más utilizados en la actualidad, ejemplo de ello son los que controlan la velocidad rotacional en motores de corriente alterna a través de la variación de frecuencias. A estos dispositivos se les conoce como **variadores de frecuencias**.

Otros medios para variar la velocidad son los hidráulicos y eléctricos para motores de corriente directa (continua), los cuales son de poca utilidad. La Ilustración 3.12, emitida por *Saeg Controls S.A.C.*, muestra el grado de aplicación de cada uno de los métodos respecto a su distribución en el mercado.

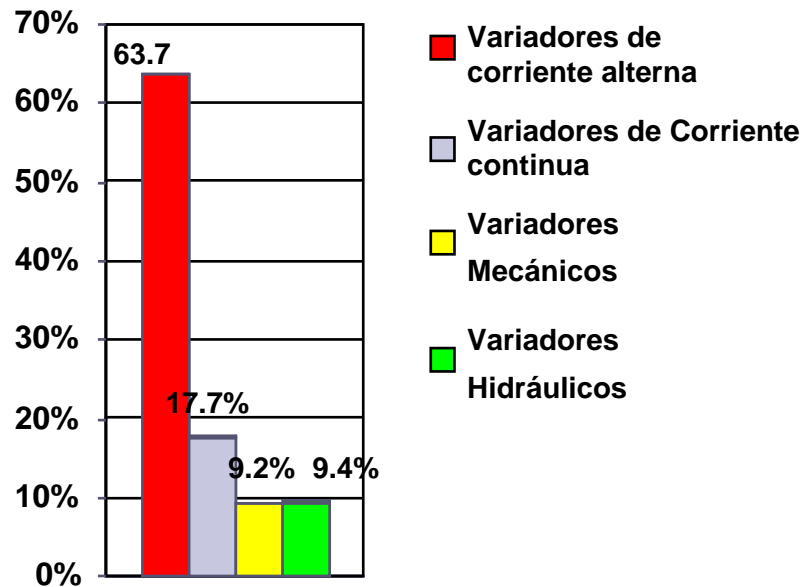


Ilustración 3.12 Distribución en el mercado de los dispositivos para variar la velocidad asíncrona de un motor

Por lo tanto el uso de los variadores de frecuencias de corriente alterna, es cada vez más común por las ventajas hidráulicas que presentan y principalmente por los ahorros energéticos que se consiguen mediante su implementación.

### 3.3.1. Variadores de frecuencias o de velocidad

Los variadores de frecuencias ( $VFD^*$ ) son dispositivos utilizados para variar la velocidad rotacional de un motor de  $CA^\dagger$ , a través del control de la frecuencia que alimenta al motor. El principio fundamental de variación está basado en la ecuación 3.5 (sistema internacional), la cual indica que la velocidad rotacional de una bomba depende directamente de la frecuencia del mismo, y esta a su vez del voltaje. En otras palabras, si la velocidad de rotación disminuye también lo hace la frecuencia y el voltaje, lo que implica una disminución de consumo energético.

$$v = K \frac{f}{N} \text{----- (3.5)}$$

\* Variable Frequency Drive, en inglés

† Corriente Alterna



Donde:  $v$  es la velocidad rotacional del motor en rpm;  $k = 120$ ;  $f$ , la frecuencia de suministro;  $N$ , número de polos magnéticos del motor.

Debido a esto los variadores de frecuencias son también llamados variadores de velocidad sin que haya diferencia alguna.

Los componentes básicos de un variador de frecuencias son cuatro (Ilustración 3.13):

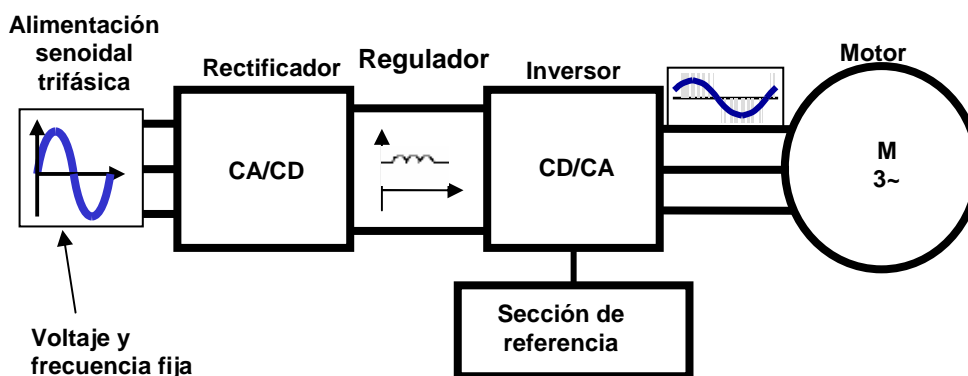
1. Rectificador o convertidor de corriente
2. Inversor
3. Regulador
4. Sección de referencia

El rectificador convierte la CA de entrada (de la línea) en corriente directa, por su parte el inversor “invierte” la CC\* a CA de voltaje y frecuencias variables, para lo que se necesita el suministro de una señal de control desde un dispositivo externo (p.e. la presión en el sistema), de esta forma la variación de frecuencias queda en función de una variable específica, como es la carga a la salida de una bomba.

El regulador controla las funciones y respuesta del convertidor y el inversor. Finalmente la sección de referencia es un potenciómetro e interruptor que envían al regulador señales para encender y apagar, y para indicar cual es la velocidad requerida.

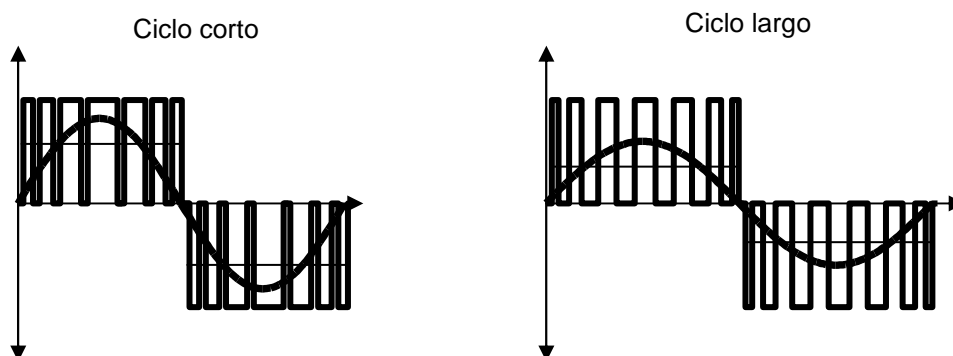
---

\* Corriente continua



**Ilustración 3.13 Componentes básicos de un VFD**

Para efectuar la variación de frecuencias, existen tres tipos básicos de controladores: inversor de entrada de voltaje variable, inversor de entrada de la fuente de corriente e inversor de modulación de anchura de impulsos (*Pulse Wight Modulated, PWM*); este último es el más utilizado y consiste de seis transistores bipolares de puerta aislada (*Isolated Gate Bipolar Transistor, IGBT*), los cuales se encienden y apagan en una secuencia, de tal manera que se produce un voltaje en forma de pulsos cuadrados que alimentan al motor, el número de pulsos y su ancho se ajustan para variar la frecuencia del motor; resultando un tiempo de ciclo mayor para reducir la velocidad y un tiempo de ciclo menor para aumentarla (Ilustración 3.14). Para cada frecuencia específica hay un número óptimo de pulsos y anchos que producen la menor distorsión armónica en la corriente.



**Ilustración 3.14 Pulsos rectangulares de anchura modulada**

Las múltiples ecuaciones de curvas características obtenidas al variar la velocidad de una bomba (en un rango específico de velocidades), pueden ser determinadas analíticamente por las leyes de semejanza aplicadas a máquinas hidráulicas, tal como se describe en la siguiente sección.

### 3.3.2. Leyes de semejanza y su aplicación en bombas de velocidad variable

Las leyes de semejanza se aplican entre puntos de funcionamiento homólogos (semejantes), es decir entre puntos de funcionamiento comunes en la bomba modelo y bomba prototipo que cumplan con las tres leyes de semejanza (semejanza absoluta):

1. Semejanza geométrica. El modelo y el prototipo han de ser geoméricamente semejantes tanto en los elementos interiores como en los exteriores y auxiliares, donde:

$\lambda$  = Relación geométrica entre modelo y prototipo, Por ejemplo:

$$\lambda = \frac{\text{Longitud del modelo}}{\text{Longitud del prototipo}}$$

2. El modelo y el prototipo mantienen una proporcionalidad directa en los triángulos de velocidades que se presentan en puntos de funcionamiento homólogos, Donde:  $\alpha$  = Relación de velocidades, Por ejemplo:

$$\alpha = \frac{\text{rpm en modelo}}{\text{rpm en prototipo}}$$

3. Para que se cumpla la semejanza dinámica se deberá cumplir con cuatro parámetros de la mecánica de fluidos, a saber: el número de Strouhal, Euler, Reynolds y Froude; de los cuales el número de Reynolds es el que tiene una verdadera trascendencia, por lo tanto se considera cumplida la semejanza dinámica si los números de Reynolds en modelo y prototipo son iguales. En la mayoría de los casos no se

cumple con la semejanza dinámica, pero es posible considerar (con buena aproximación) para puntos de funcionamiento homólogos que

$$Re_{\text{modelo}} \approx Re_{\text{prototipo}}.$$

La semejanza absoluta se obtiene cuando se cumplen las tres leyes mencionadas anteriormente, si una de ellas no se cumple se hablará entonces de una semejanza restringida, para los casos que se abordarán en este trabajo, se considera que  $Re_{\text{modelo}} \approx Re_{\text{prototipo}}$  y que el rendimiento se conserva para puntos homólogos en modelo y prototipo (semejanza absoluta).

Entre las principales aplicaciones del análisis de semejanza en máquinas hidráulicas, destacan las siguientes:

- Determinación de las curvas características de una bomba cuando cambia su velocidad de rotación.
- Obtención de las características de una máquina semejante a otra pero de diferente tamaño.

Como se verá en el ejemplo 3.2, las curvas características obtenidas al variar la velocidad de la bomba proporcionan información muy valiosa para el análisis del consumo energético de un sistema. Con base en las leyes de semejanza se establece lo siguiente:

“Si se conoce la característica de una bomba centrífuga trabajando a la velocidad nominal  $N_0$ , puede obtenerse con gran facilidad y detalladamente, la característica correspondiente a una velocidad  $N$  cualquiera, mediante el uso de las ecuaciones 3.6 a 3.9” [Cabrera, E., et al. 1996-b].

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{N}{N_0} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{Q}{Q_0} = \alpha \quad \text{-----} \quad (3.6)$$

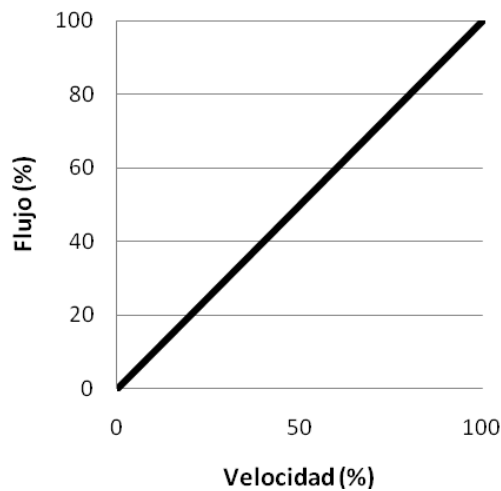
$$\frac{H_b}{H_{b0}} = \left( \frac{N}{N_0} \right)^2 \quad \Leftrightarrow \quad \frac{H_b}{H_{b0}} = \alpha^2 \quad \text{-----} \quad (3.7)$$

$$\frac{P_a}{P_{a0}} = \left( \frac{N}{N_0} \right)^3 \Leftrightarrow \frac{P_a}{P_{a0}} = \alpha^3 \quad \text{-----} \quad (3.8)$$

$$\eta = \eta_0 \quad \text{-----} \quad (3.9)$$

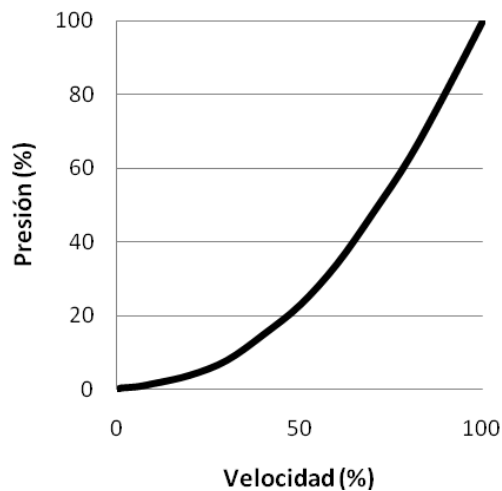
Estas ecuaciones presentan respectivamente las siguientes propiedades:

- El flujo tiene un comportamiento lineal con la velocidad.



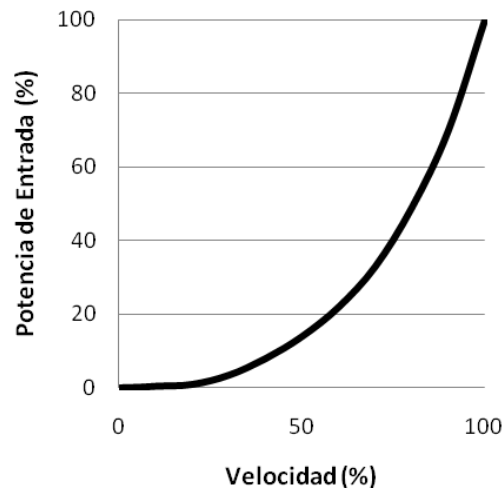
**Ilustración 3.15 Comportamiento de la ecuación 3.6**

- La presión (carga de la bomba) tiene un comportamiento cuadrático con la velocidad.



**Ilustración 3.16 Comportamiento de la ecuación 3.7**

- La potencia de entrada tiene un comportamiento cúbico con la velocidad



**Ilustración 3.17 Comportamiento de la ecuación 3.8**

- La eficiencia se mantiene constante

Para modelar matemáticamente las bombas de velocidad variable es necesario determinar para cada velocidad de giro una ecuación representativa de su comportamiento.

Partiendo de la ecuación 3.2 y asignando el subíndice cero para definir las características iniciales de operación de la bomba, se tiene:

$$H_{b0} = A + BQ_0 + CQ_0^2 \text{ ----- (A)}$$

De las ecuaciones 3.6 y 3.7:

$$Q_0 = \frac{Q}{\alpha} \quad \text{y} \quad H_b = \alpha^2 H_{b0} \text{ ----- (B)}$$

Sustituyendo B en A:

$$H_b = \alpha^2 A + B\alpha Q + CQ^2 \text{ ----- ( 3.10 )}$$

Donde:  $\alpha$  representa la relación de velocidades  $\left(\frac{N}{N_0}\right)$

La ecuación anterior representa a la curva característica de una bomba centrífuga (velocidad nominal  $N_0$ ) que gira a una velocidad  $N$  cualquiera.

Siguiendo el mismo razonamiento para la ecuación 3.3 se obtiene:

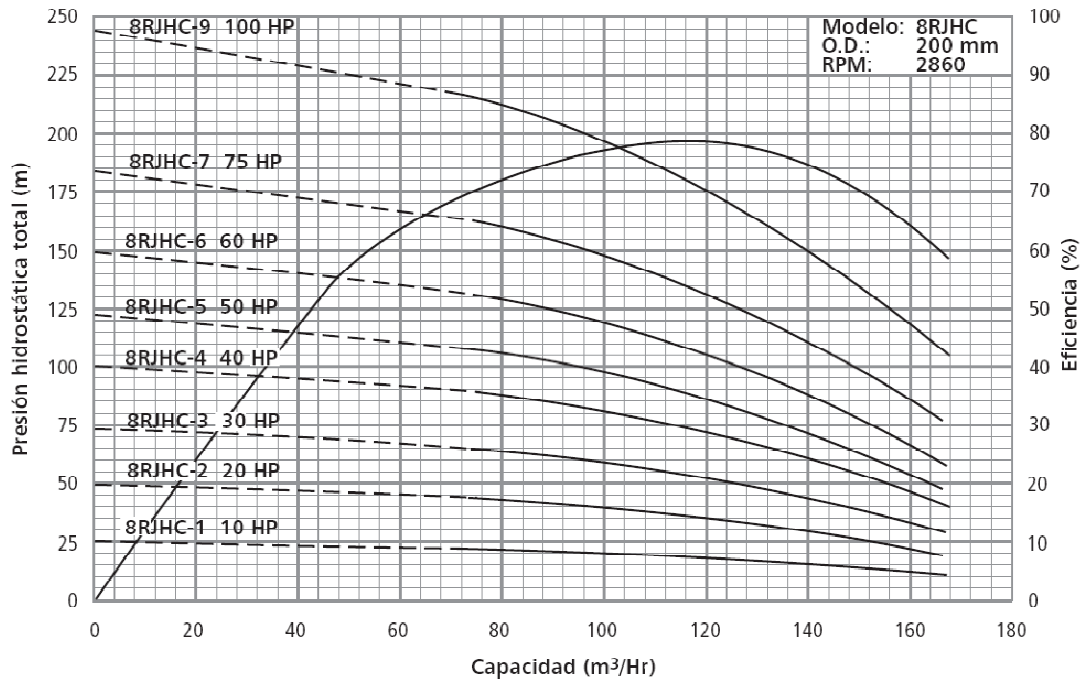
$$\eta = \frac{D}{\alpha} Q + \frac{E}{\alpha^2} Q^2 \text{ ----- ( 3.11 )}$$

### Ejemplo 3.2

De las curvas características para bombas Texas de turbina sumergible (Modelo 8RJHC) que emite *Goulds Pumps* se muestran en la Ilustración 3.18.

Determinar para la bomba 8RJHC-9 de 100HP:

- a) La ecuación de su curva característica trabajando con velocidad nominal (Ilustración 3.18)
- b) La ecuación de la curva característica para velocidades de 2 000, 2 400 y 2 600 rpm.
- c) La ecuación para la curva de eficiencia mostrada en la Ilustración 3.18.
- d) La ecuación de eficiencia para las velocidades propuestas en b).



**Ilustración 3.18 Curvas Características para bombas de turbina sumergible**

a). Para resolver este punto es necesario obtener de la gráfica una serie de puntos por donde pasa la curva y aplicando el método de ajuste por mínimos cuadrados obtener los valores de A, B y C de la ecuación 3.2.

De la Ilustración 3.18 se observan los siguientes puntos

**Tabla 3.1 Valores de Gasto y carga observados en la ilustración 3.18**

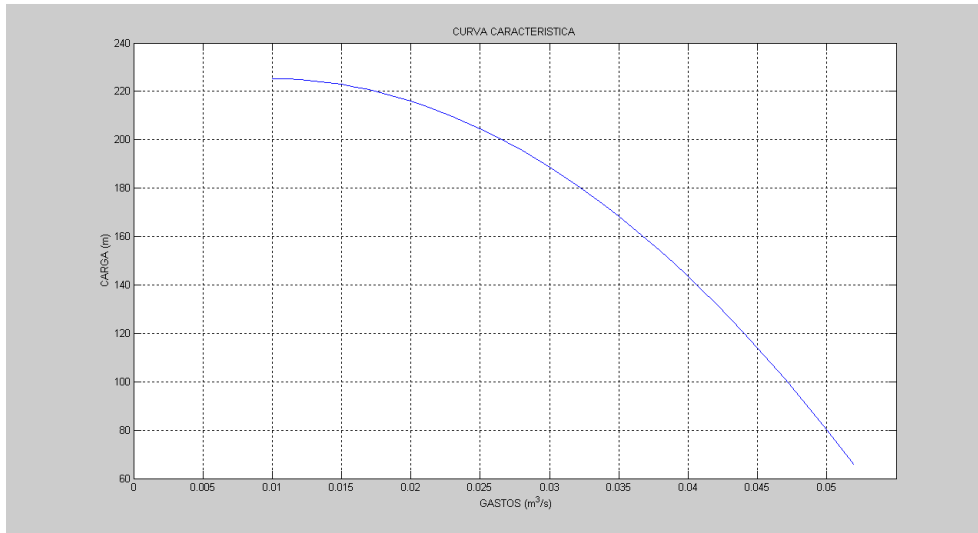
Q (m <sup>3</sup> /h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	H (m)
60	0.017	220
80	0.022	213
100	0.028	196
120	0.033	175
140	0.039	150
160	0.044	120

En el anexo A se presenta un código programado en MATLAB<sup>®</sup> para el ajuste por mínimos cuadrados de los parámetros A, B y C.



Finalmente la ecuación y su representación gráfica queda de la siguiente manera:

$$H_{b0} = 216.66 + 1758.52Q - 89749.54Q^2 \text{ ----- (3.12)}$$



**Ilustración 3.19 Curva característica gasto-carga representativa de la ecuación calculada por ajuste (velocidad nominal)**

b). Para determinar la curva característica a una velocidad diferente que la nominal, basta con incorporar el parámetro  $\alpha$  de la ecuación 3.10 en la ecuación obtenida en el punto anterior.

La ecuación queda entonces:

$$H_b = 216.66\alpha^2 + 1758.52\alpha Q - 89749.54Q^2 \quad ; \quad \alpha = \frac{N}{N_0} \quad ; \quad N_0 = 2860 \text{ rpm}$$

$$\therefore H_b = 216.66\left(\frac{N}{2860}\right)^2 + 1758.52\left(\frac{N}{2860}\right)Q - 89749.54Q^2 \text{ ----- (3.13)}$$

donde  $N_0$ , velocidad nominal (rpm)

Por lo tanto la ecuación correspondiente a 2 000, 2 400 y 2 600 rpm se obtiene al sustituir en  $N$  el valor de la velocidad requerida:

Para  $N = 2\,000 \text{ rpm}$

$$H_b = 216.66 \left( \frac{2000}{2860} \right)^2 + 1758.52 \left( \frac{2000}{2860} \right) Q - 89749.54 Q^2 \Rightarrow$$

$$H_b = 105.95 + 1229.73Q - 89749.54Q^2 \text{ ----- (3.14)}$$

Para  $N = 2\ 400\ rpm$

$$H_b = 152.57 + 1475.68Q - 89749.54Q^2 \text{ ----- (3.15)}$$

Para  $N = 2\ 600\ rpm$

$$H_b = 179.06 + 1598.65Q - 89749.54Q^2 \text{ ----- (3.16)}$$

Graficando las ecuaciones correspondientes a las velocidades 2 000, 2 400, 2 600 y 2 860 rpm se aprecia con que el comportamiento de una bomba operando a distintas velocidades (Ilustración 3.20).

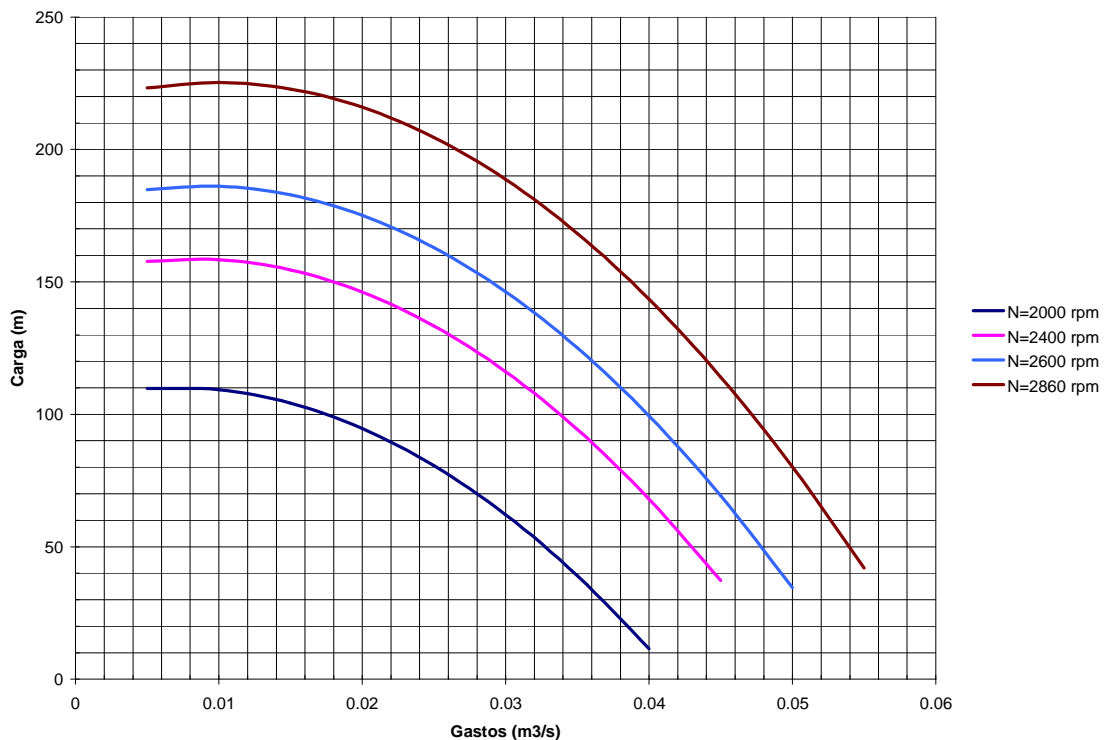


Ilustración 3.20 Comportamiento de una curva característica a distintas velocidades

c). Al igual que en el primer inciso, en el anexo B se presenta un código programado en MATLAB<sup>®</sup> que mediante un ajuste de mínimos cuadrados determina los coeficientes D y E de la ecuación 3.3.

Las coordenadas observadas en la Ilustración 3.18 para la curva de eficiencia son:

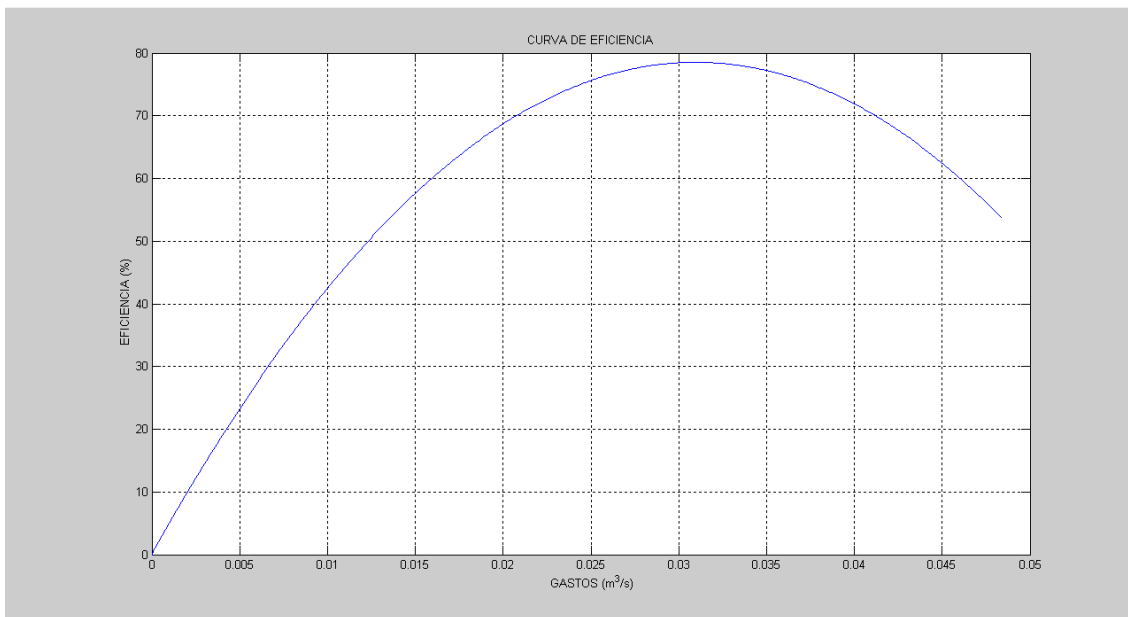
**Tabla 3.2 Valores de gasto y eficiencia observados en la ilustración 3.18**

Q (m <sup>3</sup> /h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	η (%)
0	0	0
40	0.011	46
80	0.022	72
100	0.028	77
120	0.033	78.4
140	0.039	74.3
160	0.044	64

Aplicando entonces el método mencionado a las coordenadas  $(Q(m^3 / s), \eta(\%))$  se obtiene la ecuación de eficiencia:

$$\eta = 5070.35Q - 81847.10Q^2 \text{ ----- (3.17)}$$

Cuya representación grafica queda de la siguiente manera:



**Ilustración 3.21 Curva característica gasto-eficiencia representativa de la ecuación calculada por ajuste (velocidad nominal)**

d). La ecuación de eficiencia para velocidades diferentes a la nominal se obtiene al aplicar el coeficiente  $\alpha$  de la ecuación 3.11 en la ecuación determinada en el inciso anterior.

$$\eta = \frac{5070.35}{\alpha} Q - \frac{81847.102}{\alpha^2} Q^2 \text{ ----- (3.18)}$$

Para  $N = 2000 \text{ rpm}$

$$\eta = \frac{5070.35}{\frac{2000}{2860}} Q - \frac{81847.102}{\left(\frac{2000}{2860}\right)^2} Q^2 \quad \Rightarrow$$

$$\eta = 7250.60Q - 167369.13Q^2 \text{ ----- (3.19)}$$

Para  $N = 2400 \text{ rpm}$

$$\eta = 6042.17Q - 116228.57Q^2 \text{ ----- (3.20)}$$

Para  $N = 2600 \text{ rpm}$

$$\eta = 5577.39Q - 99035Q^2 \text{ ----- (3.21)}$$

De este inciso se desprende un análisis, el cual consiste en determinar la eficiencia máxima que puede alcanzar la bomba cuando gira a distintas velocidades.

La eficiencia máxima se obtiene derivando la ecuación de eficiencia e igualando su resultado a cero, por ejemplo para la velocidad nominal (2860 rpm) se tiene:

$$\eta = 5070.353Q - 81847.10Q^2 \text{ ----- (3.22)}$$

$$\frac{d\eta}{dQ} = 5070.35 - 163694.20Q$$

$$\frac{d\eta}{dQ} = 0 \quad \Rightarrow \quad Q = 0.031 \text{ ; } \eta = 78.52\% \text{ ----- (3.23)}$$

El resultado anterior indica que para un gasto de 0.031 m<sup>3</sup>/s y velocidad nominal de 2860 rpm se tiene una eficiencia de 78.52% (máxima eficiencia que puede alcanzar la bomba), de la misma forma se tiene:

$$\text{Para } N = 2000 \text{ rpm y } Q = 0.022 \text{ ; } \eta = 78.52\% \text{ ----- (3.24)}$$

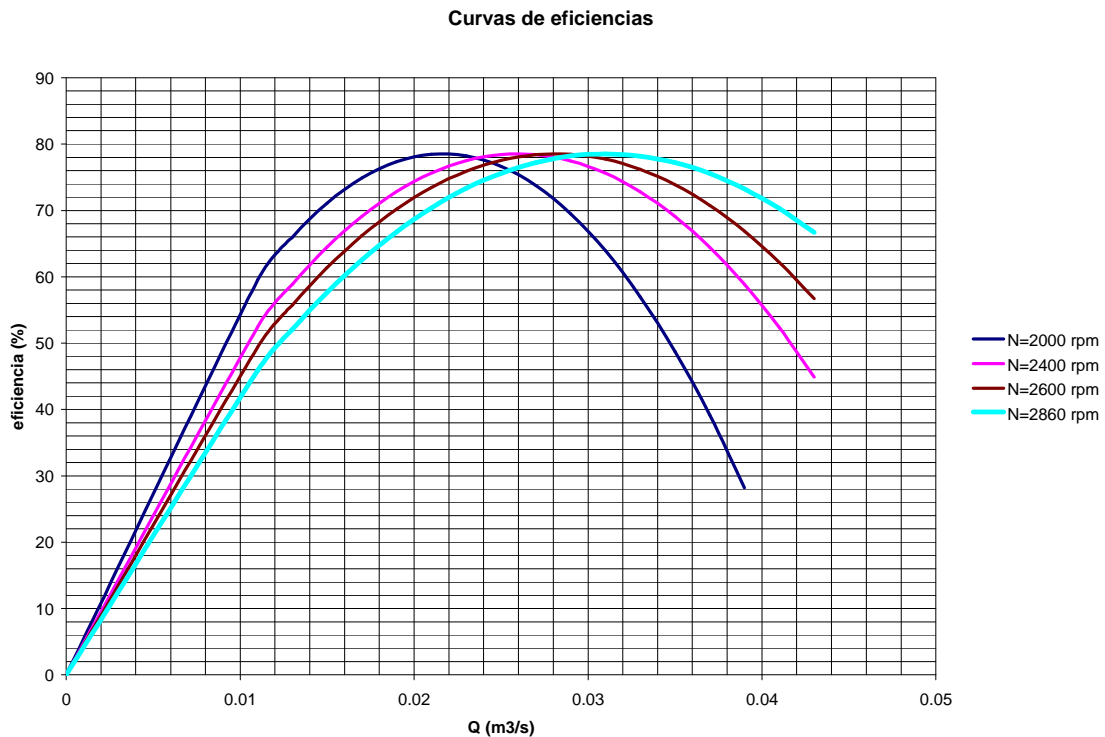
$$\text{Para } N = 2400 \text{ rpm y } Q = 0.026 \text{ ; } \eta = 78.52\% \text{ ----- (3.25)}$$

$$\text{Para } N = 2600 \text{ rpm y } Q = 0.028 \text{ ; } \eta = 78.52\% \text{ ----- (3.26)}$$

Aplicando la ecuación 3.6 para  $Q = 0.022 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $Q = 0.026 \text{ m}^3 / \text{s}$  y  $Q = 0.028 \text{ m}^3 / \text{s}$  se tiene que estos son puntos homólogos a  $Q = 0.031 \text{ m}^3 / \text{s}$ , por ello la eficiencia se conserva (ecuación 3.10).

La Ilustración 3.22 muestra el comportamiento que presenta la curva de eficiencia de una bomba de velocidad variable, de esta manera se puede observar que para un gasto constante ( $Q_{cte} = 0.031 \text{ m}^3 / \text{s}$ ) la eficiencia disminuye conforme baja la velocidad rotacional, por ejemplo, si la bomba

aporta un gasto de  $0.031 \text{ m}^3/\text{s}$  (constante) la eficiencia observada resultante será de 63.93%, 75.61% y 77.73% para una velocidad de 2000, 2400 y 2600 rpm respectivamente.



**Ilustración 3.22** Curvas de eficiencia para de una bomba que opera a distintas velocidades de giro

### 3.4. Consumo energético de un sistema de bombeo

En este apartado se analiza el funcionamiento de una bomba de velocidad variable implementada en un sistema de distribución de agua potable, con el objetivo de poder determinar el impacto hidráulico y energético que se genera con estos equipos. A continuación se presenta un ejemplo de ello.

#### Ejemplo 3.3

Se tiene que el funcionamiento hidráulico de una red de distribución con bombeo de inyección directa, se simplifica con la Ilustración 3.23 donde: P1 representa el punto de funcionamiento del sistema (intersección de la curva característica con la curva de carga del sistema);  $h$ , la carga requerida para suministrar el gasto demandado por los usuarios a un determinado horario (90

L/s);  $\Delta h$ , la diferencia entre la carga requerida y la suministrada por la bomba para el mismo gasto.

Determinar los desperdicios económicos generados considerando que el sistema de abastecimiento es mediante bombeo de velocidad fija e inyección directa a red.

### Solución

La ecuación para calcular la energía consumida por una bomba esta dada por la siguiente relación:

$$Pot(Hp) = \frac{\gamma QH}{76\eta} \quad \text{obien} \quad Pot(kW) = 9.81 \frac{QH}{\eta} \quad \text{-----(3.11)}$$

Donde:  $\gamma$  peso específico del agua ( $1\,000\text{ Kg}/\text{m}^3$ ); Q, gasto impulsado por la bomba; H, la carga empleada para impulsar el gasto Q;  $\eta$ , eficiencia de la bomba; 9.81 es el factor de conversión de Hp a kW\*.

Por lo que la energía que consume la bomba para:  $h + \Delta h = 70\text{ m}$ ,  $Q = 0.09\text{ m}^3/\text{s}$  y eficiencia del 75 % ( $\eta = 0.75$ ), es equivalente a:

$$Pot(kW) = 9.81 \frac{(0.09\text{ m}^3/\text{s})(70\text{ m})}{0.75} = 82.4\text{ kW}$$

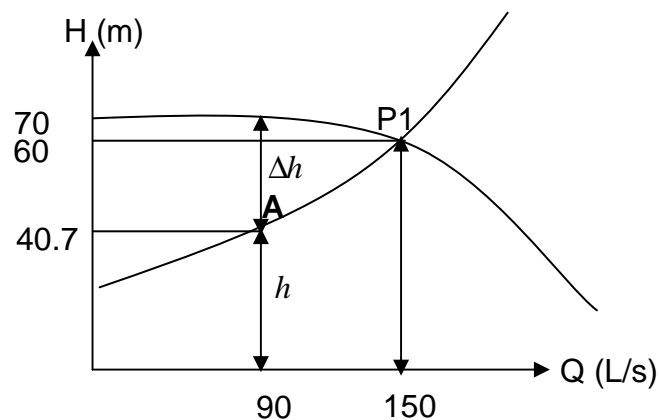
Sin embargo, se observa que el sistema necesita solamente una carga  $h = 40.70\text{ m}$  (Ilustración 3.23) para abastecerse, por tanto el consumo de energía en estas condiciones sería:

$$Pot(kW) = 9.81 \frac{(0.09\text{ m}^3/\text{s})(40.7\text{ m})}{0.75} = 47.91\text{ kW}$$

---

\* kilo Watt: unidad básica de medición de energía producida (potencia activa).

De estos valores calculados es posible obtener las pérdidas económicas (Tabla 3.3) y de energía eléctrica que se generan de acuerdo con las horas de servicio brindado por los equipos. Por ejemplo en la Tabla 3.3 se proponen 6 horarios de servicio. Para obtener los costos asociados a esas pérdidas se aplica la tarifa 6 para el mes de abril de (CFE, 2009), para esto se multiplica el costo de energía (\$/kwh) por la diferencia de la potencia consumida y la requerida.



**Ilustración 3.23 Funcionamiento de una red alimentada por bombeo de inyección directa**

En la siguiente tabla se muestran los desperdicios o pérdidas económicas asociadas con la potencia consumida

**Tabla 3.3 Resumen de pérdidas económicas**

Horas de bombeo	Energía (\$/KWh)	Potencia Consumida (Kw)	Potencia Requerida (Kw)	Diferencia de Potencia (Kw)	Desperdicio económico (\$)
1	1.253	82.4	47.91	34.49	43.22
5	1.253	82.4	47.91	34.49	216.08
10	1.253	82.4	47.91	34.49	432.16
15	1.253	82.4	47.91	34.49	648.24
20	1.253	82.4	47.91	34.49	864.32
24	1.253	82.4	47.91	34.49	1037.18

Por lo tanto, siguiendo con el formato de la Tabla 3.3 y aplicando la tarifa 06 (Tabla 6.1) a un sistema que bombea las 24 horas del día para los demás meses, se tiene que las pérdidas anuales en dinero y energía ascenderían aproximadamente a **\$ 383 406.<sup>00</sup>** y **302 133 Kw** respectivamente, lo que representa un desperdicio de un orden de magnitud elevado.



El punto óptimo de funcionamiento será entonces cuando  $\Delta h \approx 0$  (P1 para este caso:  $Q = 150\text{ lps}$ ,  $h = 60\text{ m}$  y  $\Delta h = 0$ ), el cual (si es alcanzado) será imposible mantener si se usa bombeo de velocidad fija, puesto que los consumos varían con el tiempo.

Así, la optimización de recursos se puede conseguir variando la curva característica de la bomba, de tal manera que por cada punto de la curva del sistema se tenga una curva característica particular (curva desplazada), por ejemplo: si hacemos que la curva característica pase por el punto A conseguiremos que  $\Delta h \approx 0$  (Ilustración 3.24), entonces como resultado obtendremos pérdidas económicas y energéticas mucho menores a las mostradas en la Tabla 3.3.

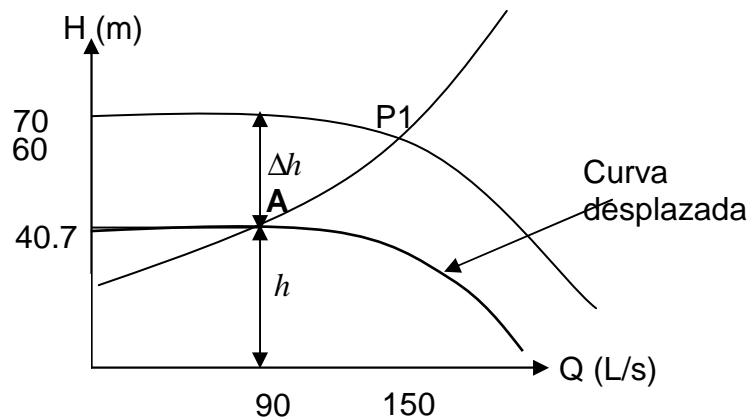


Ilustración 3.24 Desplazamiento de la curva característica de la bomba

### 3.5. Costos de energía y tarifas eléctricas aplicadas a sistemas de bombeo para agua potable

El suministro de energía eléctrica a los equipos electromecánicos encargados del bombeo de agua potable ha sido tradicionalmente a través de la tarifa No 6, la cual se titula “Servicio para bombeo de aguas potables o negras, de servicio público”; también se han utilizado las tarifas O-M y H-M denominadas “Tarifa ordinaria para servicio general en media tensión, con demanda menor a 100 kW” y “Tarifa horaria para servicio general en media tensión, con demanda de 100 kW o más” respectivamente. En el anexo C se presenta la estructura de

las tres tarifas emitidas por CFE\* con los precios respectivos por kilowatt-hora de energía consumida, aplicados en el periodo 2007-2008.

El concepto de energía eléctrica impacta considerablemente en los costos de operación de los organismos operadores, llegando a ser en algunos casos el más importante; en términos generales se puede considerar entre 30 y 40% de los costos totales de operación [CONAGUA, 1993], en la siguiente tabla se muestran los egresos por este concepto de cuatro organismos operadores en México.

**Tabla 3.4 Egresos anuales por concepto de energía eléctrica**

<b>Municipio</b>	<b>Total de egresos (\$)</b>	<b>Egresos CFE (\$)</b>	<b>Egresos CFE (%)</b>
San Luis Río Colorado, Sonora <sup>1</sup>	601 291 232	76 511 984	12.72
Oaxaca, Oaxaca <sup>2</sup>	77 568 572.72	17 639 634.56	22.74
Chilpancingo, Guerrero <sup>3</sup>	34418760.07	10 238 955.28	29.75
Cananea <sup>1</sup>	208 163 556	121 218 125	58.20

1. [CEA, Sonora 2008]
2. [Martín A., et al, 2005]
3. [Alcocer V. y Rodríguez M., 2008]

En proyectos de revisión o diseño normalmente se realiza un análisis comparativo entre las tarifas H-M, O-M y 6 para determinar así la más económica y solicitar si es necesario, el cambio de tarifa ante la Comisión Federal de Electricidad siempre que el consumo energético en kW se encuentre dentro del rango establecido por dicha tarifa.

Sin embargo, la CONAGUA (2009) demostró que la tarifa con mayores ahorros económicos en el bombeo de agua potable es: la tarifa 6 (Ilustración 3.25).

---

\* Comisión Federal de Electricidad

Lo anterior se debe a los incrementos excesivos que han sufrido las tarifas en los últimos años, debido a esto en la presente tesis se aplica la tarifa 6 al caso de estudio, siguiendo el procedimiento mostrado en el ejemplo 3.3.

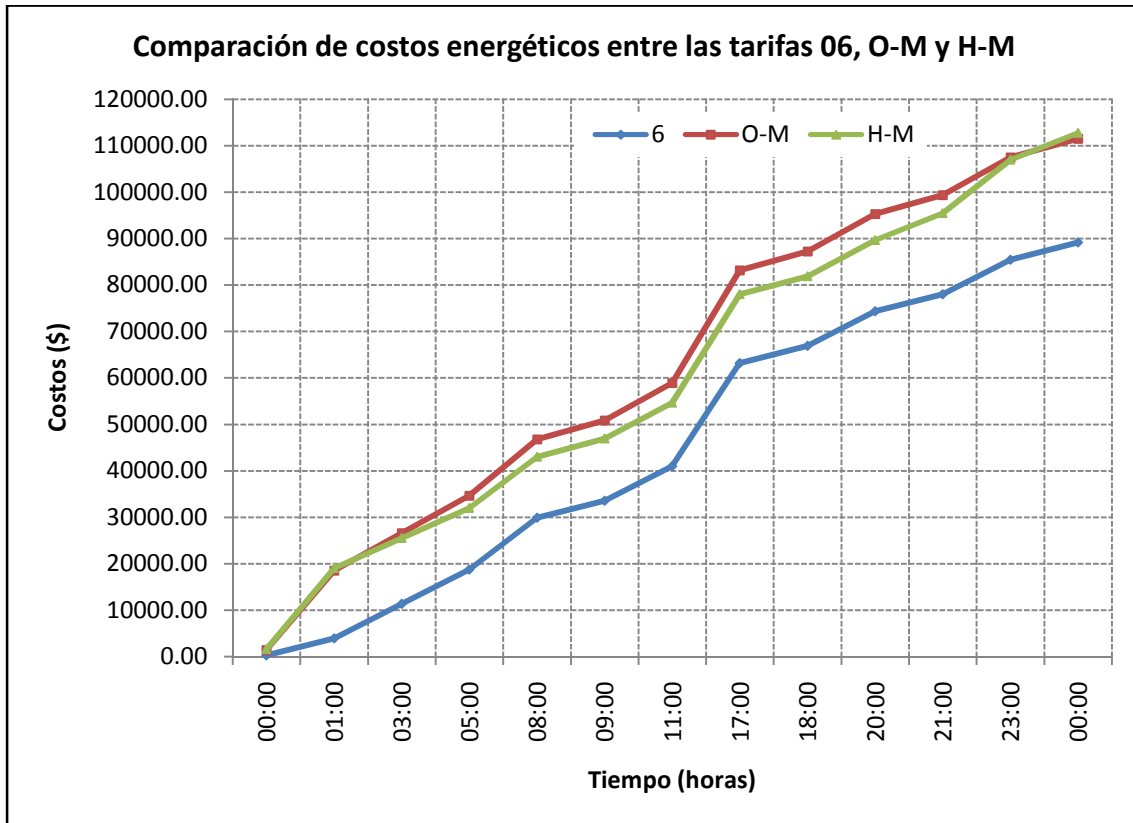


Ilustración 3.25 Comparación de costos energéticos para un motor de 100kW aplicando las tarifas 6, O-M y H-M [CONAGUA, enero 2009]

### 3.6. Suministro de agua potable usando tanques de regulación

El tanque de regulación es una estructura diseñada para un abastecimiento (agua potable) regulado o variable, su diseño permite almacenar volúmenes de agua cuando la demanda o gasto de salida es menor que el gasto de entrada, dichos volúmenes serán usados para abastecer a la población en las horas de mayor demanda. Los tanques de regulación se clasifican en:

1. enterrados
2. semienterrados
3. superficiales
4. elevados

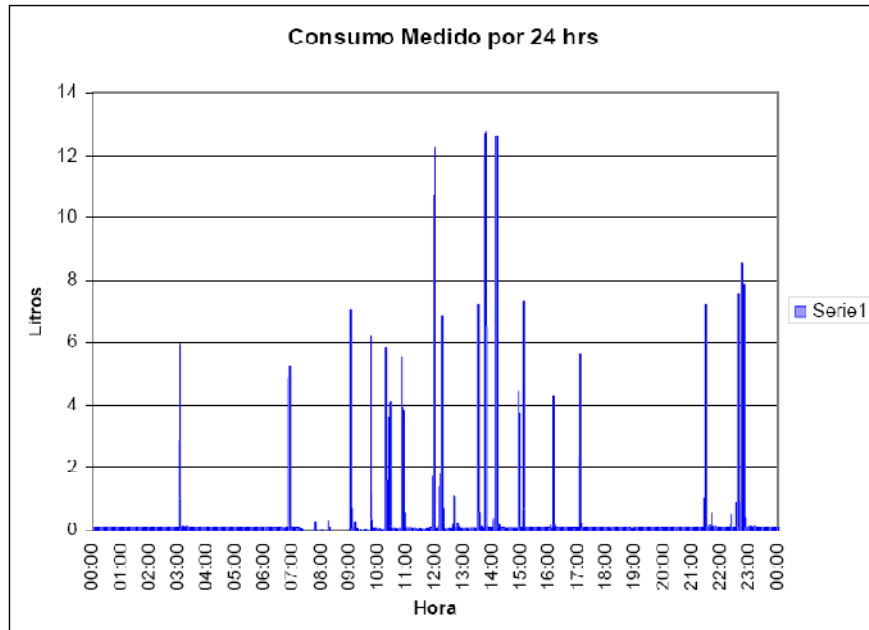
De acuerdo con lo descrito por la CONAGUA (2007-c), la capacidad de un tanque de regulación se determina en función del gasto máximo diario, la ley de demandas de la localidad (Ilustración 3.27) y las horas de bombeo de la fuente de abastecimiento al tanque. A continuación se describe de forma breve el método para calcular la capacidad de un tanque de regulación:

“El procedimiento consiste en calcular el coeficiente de regulación, utilizando la CVH (Curva de Variación Horaria de la demanda) de la localidad y la política de suministro de agua hacia el tanque (horas de bombeo), dicho coeficiente se multiplica por el gasto máximo diario de suministro y el resultado obtenido es la capacidad de almacenamiento del tanque”

De esta manera, se tiene que uno de los parámetros más importantes en el diseño de un tanque de regulación es el número de horas de bombeo para su abastecimiento, estas se relacionan directamente con el llamado Coeficiente de Regulación, el cual varía con el número y distribución de las horas de bombeo durante el día, es decir, no es lo mismo bombear 12 horas de 2 am a 2 pm que de 8am a 8 pm, de igual forma es diferente bombear 10 que 20 horas.

La CONAGUA en su libro Datos básicos (2007) presenta dos ejemplos sumamente sencillos que ilustran el procedimiento para la determinación del coeficiente de regulación y a su vez la capacidad del tanque.

Por otro lado, la variación de la demanda es la curva que representa los consumos de la población más las pérdidas físicas en el sistema a lo largo del tiempo. Para un proyecto de revisión de una red de agua potable, dicha curva puede obtenerse a través de mediciones con aparatos ultrasónicos a la salida de las fuentes de abastecimiento. Cabe destacar que actualmente existen procesos estocásticos, los cuales caracterizan el consumo doméstico (demanda estocástica, Ilustración 3.26) a través de pulsos rectangulares con cierta intensidad y duración, además de apegarse a una frecuencia de arribo, empleando esquemas estocásticos como el de Neyman-Scott [Alcocer V., 2007].



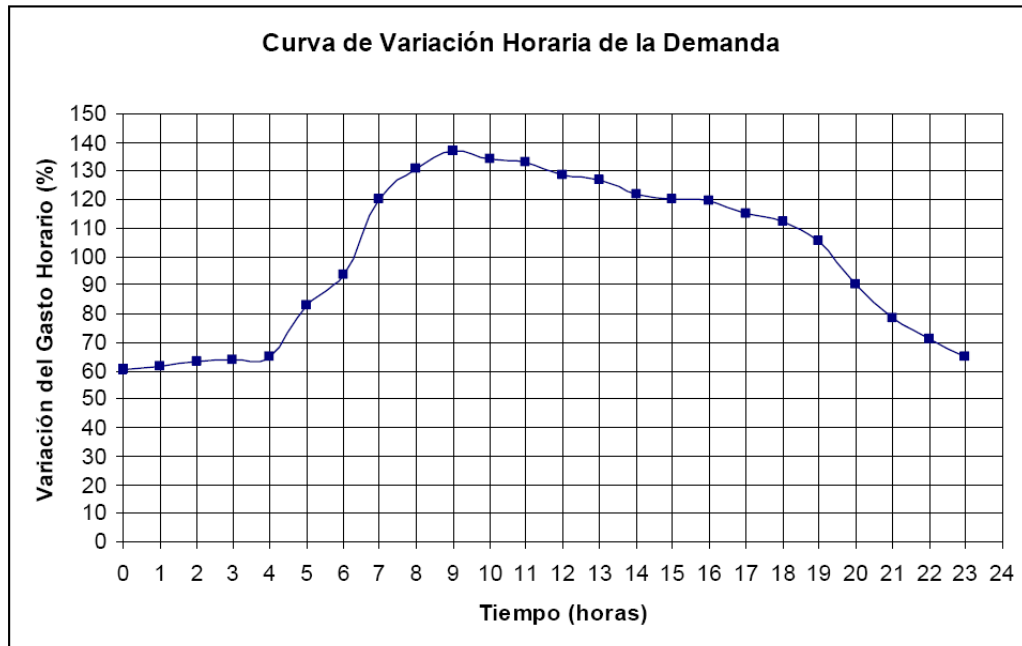
**Ilustración 3.26 Curva de consumo medido en una casa habitación por 24 horas a intervalos de un minuto [Alcocer V., 2007]**

Para el caso de diseño, normalmente se utiliza la curva de variación horaria de la demanda CVH propuesta por CONAGUA (2007-c), la cual representa las variaciones del consumo promedio de 26 ciudades analizadas en nuestro país, sus resultados se han expresados como porcentajes horarios del gasto máximo diario (Ilustración 3.26).

**Tabla 3.5 Coeficientes de la curva de variación horaria de la demanda (CVH) propuesta para la republica Mexicana [Ochoa L., et al, 1994]**

CVH Conagua			
00:00	0.606	13:00	1.266
01:00	0.616	14:00	1.216
02:00	0.633	15:00	1.201
03:00	0.637	16:00	1.196
04:00	0.651	17:00	1.151
05:00	0.828	18:00	1.121
06:00	0.938	19:00	1.056
07:00	1.199	20:00	0.901
08:00	1.307	21:00	0.784
09:00	1.372	22:00	0.71
10:00	1.343	23:00	0.651
11:00	1.329	00:00	0.606
12:00	1.288		

Graficando los coeficientes de la curva de variación horaria de la demanda mostrados en la tabla anterior, se tiene:



**Ilustración 3.27** Curva de variación horaria de la demanda para la republica Mexicana [Ochoa L., et al, 1994]

Esta CVH es empleada comúnmente cuando no se cuentan con mediciones de caudal específicas de la red o sector analizado ya que como se mencionó antes, dicha curva representa la variación promedio de la demanda en México. En el siguiente capítulo se ejecuta la modelación de un sector piloto empleando dicha curva con el objeto de ilustrar su comportamiento al aplicarla a una red en servicio, los resultados obtenidos son comparados con las mediciones reales de campo concluyendo con ello el grado de aproximación del modelo con la aplicación de este recurso. Posteriormente en el capítulo 6 se vuelve a retomar este concepto y es aplicado para generalizar los resultados obtenidos de un caso particular.



## **4. Aplicación del modelo en una red distribución en servicio**





## **4.1 Características de la zona de estudio**

### **4.1.1 Introducción**

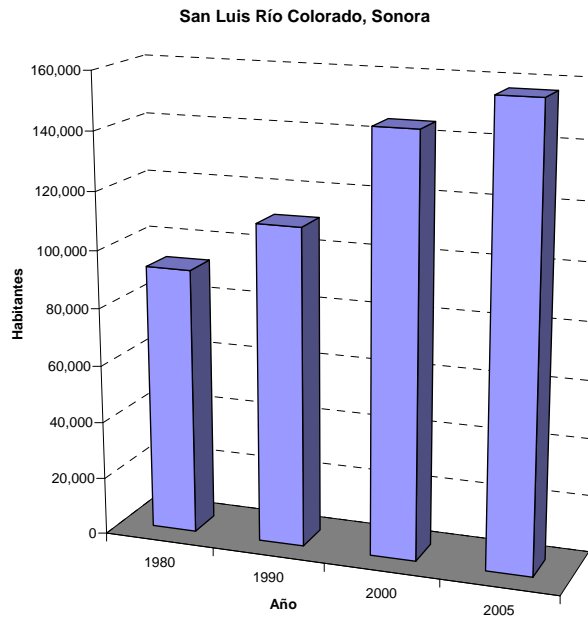
El municipio de San Luis Río Colorado (SLRC), se localiza en la parte noroeste del estado de Sonora con una altitud media de 40 m.s.n.m y una precipitación media anual inferior a 50 mm (periodo 1941-2001), colindando al norte con el condado de Yuma, Arizona; al sur con el Golfo de California, al este con los municipios Gral. Plutarco Elías Calles y Puerto Peñasco, al oeste con el municipio de Mexicali, Baja California y el tramo final del Río Colorado, en este municipio se han registrado las temperaturas más altas del estado de Sonora; la máxima de 49.5 °C en verano y la mínima de -7 °C en invierno.

A su vez, Sonora pertenece a la Región Hidrológico-Administrativa II (Noroeste), la cual abarca todo el Estado de Sonora y 7 municipios del estado de Chihuahua. La región II ha sido dividida para la planeación y programación hídrica en 5 subregiones:

Río Sonoyta, Río Concepción, Río Sonora, Río Yaqui y Río Mayo, las cuales concuerdan aproximadamente con las cuencas hidrológicas que tienen los mismos nombres y están conformadas por las superficies completas de los municipios [Estadísticas del Agua en el Estado de Sonora, CONAGUA 2008], SLRC es uno de los municipios que conforman a la subregión del río Sonoyta, cubriendo una superficie de 5 608.5 Km<sup>2</sup>.

### **4.1.2 Demografía**

Según los censos de población y vivienda de 1980, 1990, 2000 y 2005, el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e informática (INEGI) reportó el comportamiento poblacional del municipio de SLRC tal como se muestra en la ilustración 4.1.



**Ilustración 4.1 Comportamiento poblacional para la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora**

#### **4.1.3 Abastecimiento de agua a la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora.**

Debido a la amplia disponibilidad de agua subterránea, el municipio de SLRC se abastece principalmente de pozos profundos logrando con ello una cobertura del 96% en el servicio de agua potable, cabe mencionar que para el abastecimiento público urbano de este municipio se asignó un volumen anual de 23 Mm<sup>3</sup> equivalente a un caudal medio de 729.3 l/s.

#### **4.2 Estado actual de la red**

Durante los años 2004 y 2005 el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) dio inicio a dos proyectos que le fueron asignados por el Organismo Operador de la ciudad de San Luis Río Colorado, OOMAPAS, los cuales fueron denominados:

1. “Modelación hidráulica de la red de distribución de agua potable de la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora”

## 2. “Medición y análisis de la demanda de agua potable de la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora”

El objetivo principal de dichos proyectos fue la implementación de un modelo de simulación hidráulica de la red de distribución de agua potable de la ciudad y con ello su sectorización.

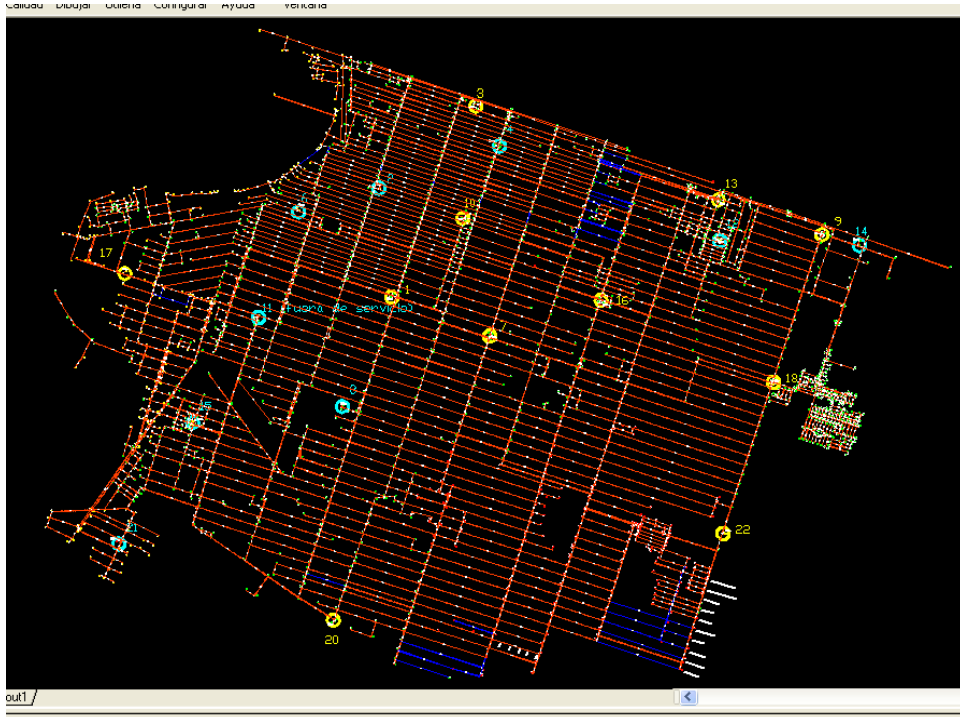
Le red de San Luis Río Colorado cuenta con 19 pozos que operan en su totalidad en época de verano y en invierno operan tan solo 10, esto se debe a que en verano existe una mayor demanda que en invierno, siendo la principal causa de ello las altas temperaturas que se alcanzan en dicha estación (mayores de 40 °C), de los 19 pozos antes mencionados 5 cuentan con variador de velocidad, de los cuales el pozo 4 se analiza con detalle en los escenarios de modelación de este capítulo.

El IMTA calculó que la producción de los pozos es del orden de 1'836,304 m<sup>3</sup>/mes (709 l/s) y 3'246,297 m<sup>3</sup>/mes (1,252 l/s) en época de invierno y verano respectivamente, con base en ello se tiene una dotación bruta de 609 l/hab/día en verano y 340 l/hab/día en invierno, así también determinó a través de una campaña de medición que la presión media en la red es del orden de 1.58 kg/cm<sup>2</sup> (15.8 mca).

La red de distribución se integró dentro del sistema SCADRED desarrollado por el IMTA, generando así un modelo de simulación, el cual fue calibrado con base en mediciones de caudal realizadas en los 19 pozos que abastecen al sistema y lecturas de presión en 151 puntos dentro de la red de distribución. Con el modelo de simulación hidráulica calibrado, se procedió a diseñar los sectores hidrométricos de la ciudad, el resultado fue la definición de 10 sectores y un cambio en la operación de los equipos de bombeo.

Por lo tanto, la presente tesis parte del modelo calibrado del cual se ha elegido un distrito hidrométrico (como se verá mas adelante) para el análisis hidráulico-económico empleando bombas de velocidad variable.

En la ilustración 4.2 se muestra la red capturada y calibrada en el programa **Scadred®**, de donde se ha exportado al programa **InfoWorks®** para la modelación de los diferentes escenarios que serán analizados mas adelante.



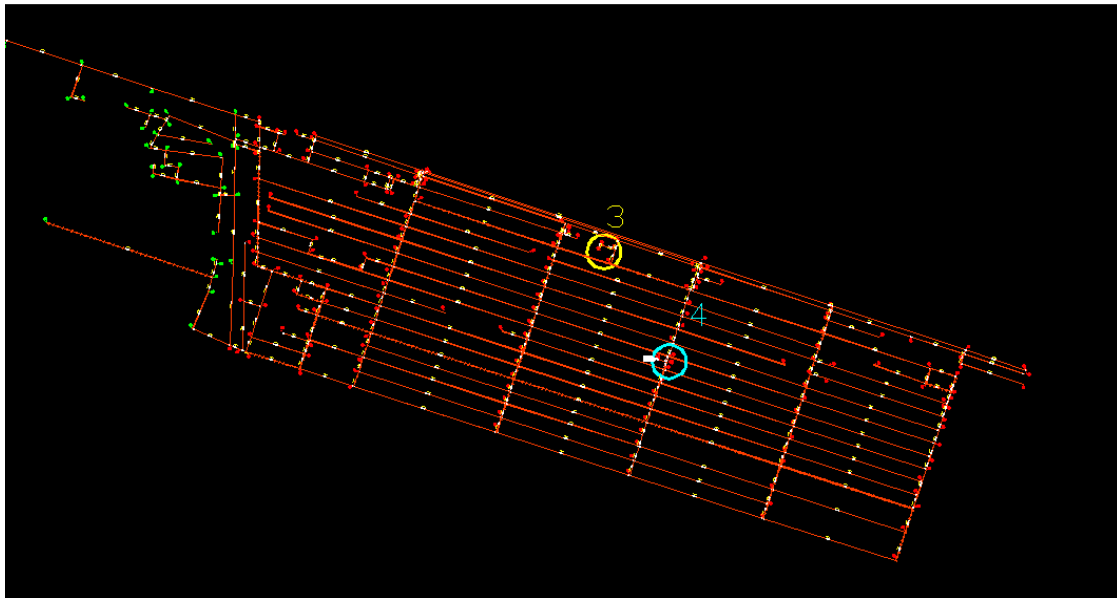
**Ilustración 4.2 Modelo de la red de distribución de agua potable de la ciudad de SLRC, Sonora. Implementado en Scadred®**

### **4.3 Elección del distrito hidrométrico**

Las épocas que se consideran para la modelación de la red son invierno y verano, donde la de verano se considera como el caso crítico y se toma como base para el diseño por ser el periodo en que se presenta la mayor demanda.

En este apartado se presenta un resumen del funcionamiento hidráulico del sector piloto, para ello se ha considerado adecuado mostrar algunos de los datos incorporados en el modelo elaborado por el IMTA, debido a que en dicho modelo se encuentra implícito todo el trabajo de campo realizado para la calibración del mismo, así también se muestran algunas de las mediciones realizadas en el sector, las cuales son presentadas en los informes correspondientes elaborados por el IMTA.

Por otro lado de la red de SLRC se ha elegido un distrito hidrométrico (Ilustración 4.3) el cual se compone de 60.40 kilómetros de tubería aproximadamente, 360 hectáreas de superficie, 149 nodos, 4159 usuarios y se abastece de los pozos 3 y 4, de estos se extrae un gasto máximo de 100 y 80 l/s respectivamente por medio de una bomba de 150 HP para cada pozo.



**Ilustración 4.3 Distrito hidrométrico seleccionado**

El IMTA realizó mediciones de la evolución de los gastos en época de verano y reportó los resultados que se muestran en la tabla 4.1.

**Tabla 4. 1 Volúmenes reportados por el IMTA [Alcocer V., Rodríguez M., y Tzatchkov V., 2007] para la época de verano**

No de pozo	Vol./diario (m <sup>3</sup> )	Vol./semanal (m <sup>3</sup> )	Gasto medio (l/s)
3	6,509.68	45,567.78	75.45
4	5,710.60	39,974.17	46.62

Es importante mencionar que este sector fue seleccionado de forma conjunta por el IMTA y el OOMAPAS, y se aisló físicamente el 23 de febrero de 2007, desde esa fecha se encuentra operando de manera eficiente.

Los criterios principales que el IMTA y el OOMAPAS tomaron en cuenta para la selección del sector fueron las siguientes:

- a) Presencia de un número considerable de grandes consumidores.
- b) facilidad geográfica de tener dos fronteras naturales (fácil aislamiento).

#### 4.4 Características y funcionamiento hidráulico del sector piloto

Para la aplicación de las bombas de velocidad variable se requiere que el modelo sea simulado en periodos extendidos, con el objetivo de determinar la política de operación del variador de velocidad y lograr con ello la eficiencia en el servicio con los mayores ahorros energéticos posibles. Es importante mencionar que el IMTA ha realizado un modelo en estado permanente para el diseño e implementación de los sectores, por lo que éste deberá ser complementado y calibrado hasta alcanzar un modelo en estado no permanente aceptable.

El parámetro con mayor peso en el modelo hidráulico de la red es la demanda de agua asignada a los nodos (demanda base). La asignación de ésta puede hacerse por los métodos tradicionales de área tributaria o longitud de tubería. El programa **Scadred®** determina las demandas nodales a través del método de longitud de tubería (gasto por unidad de longitud), del que se excluyen los grandes consumidores ya que éstos se introducen de forma manual en los nodos correspondientes, de esta manera se han obtenido las demandas en los nodos del sector analizado (tablas 4.2 y 4.3).

**Tabla 4.2 Demandas en l/s calculadas para la época de invierno con el método de longitud de tubería en Scadred®**

Nodo	Dem	Nodo	Dem	Nodo	Dem	Nodo	Dem	Nodo	Dem	Nodo	Dem
54	0.17	629	0.58	866	0.06	1434	0.15	1595	0.24	1424	0.18
<b>55</b>	<b>0.94</b>	630	0.58	867	0.19	1435	0.14	6005	0.08	1425	0.41
56	0.37	<b>631</b>	<b>1.7</b>	<b>868</b>	<b>0.25</b>	1436	0.12	6006	0.65	1426	0.1
57	0.4	632	0.37	869	0.09	1437	0.17	<b>6007</b>	<b>0.48</b>	1427	0.03
58	0.09	633	0.7	870	0.34	1438	0.29	865	0.09	1471	0.12
59	0.98	634	0.7	871	0.26	1439	0.04	1433	0.01	1472	0.31
60	0.98	635	0.7	968	0.12	1440	0.32	607	0.61	1473	0.19
61	0.98	636	0.7	969	0.16	1441	0.25	608	0.61	1474	0.31

**Tabla 4.2. Continuación...**

62	1.01	637	0.45	970	0.15	1442	0.24	609	0.67	596	0.4
63	1.01	<b>638</b>	<b>1.23</b>	971	0.09	1443	0.18	610	0.67	598	0.55
64	1.02	639	0.73	972	0.15	1444	0.89	628	0.12	602	0.55
65	1.04	640	0.73	973	0.04	1445	0.01	860	0.16	853	0.3
66	0.98	641	0.69	1398	0.48	1446	0.28	861	0.15	854	0.26
167	0.03	642	0.66	1399	0.18	1447	0.65	862	0.33	855	0.37
489	0.64	711	0.7	1400	0.12	1448	0.01	863	0.29	1421	0.12
490	0.01	735	0.39	1401	0.28	1449	0.03	864	0.19	1422	0.05
491	0.05	736	0.46	1402	0.45	1450	0.26	1428	0.35	1423	0.03
492	0.11	737	0.73	1403	0.38	1451	0.39	1429	0.3	1468	0.44
493	0.34	738	0.7	1405	0.16	1452	0.06	1430	0.07	1469	0.34
494	0.27	739	0.45	1406	0.04	1453	0.21	1431	0.06	1470	0.52
495	0.68	740	0.69	1407	0.01	1454	0.21	1432	0.06	594	0.36
496	0.62	741	0.52	1408	0.51	1455	0.09	1475	0.76	595	0.4
497	0.68	742	0.84	1409	0.13	1456	0.03	1476	0.14	851	0.5
498	0.66	743	0.52	1410	0.44	1457	0.08	1477	0.14	852	0.31
499	0.66	<b>744</b>	<b>0.66</b>	1411	0.16	1458	0.09	1478	0.14	1419	0.19
500	0.7	<b>745</b>	<b>0.58</b>	1412	0.18	1459	0.08	1481	1.26	1420	0.09
501	0.71	<b>746</b>	<b>0.79</b>	1413	0.18	1460	0.12	603	0.61	1466	0.36
502	0.71	841	0.27	1414	0.07	1461	0.17	604	0.61	1467	0.35
503	0.71	842	0.69	1415	0.02	1462	0.07	605	0.61	858	0.18
504	0.64	843	0.14	1416	0.19	1463	0.19	606	0.61	859	0.21
592	0.68	844	0.06	1417	0.06	1464	0.08	856	0.39		
593	0.25	850	0.13	1418	0.06	1465	0.4	857	0.1		

La tabla anterior muestra las demandas en los nodos determinadas para la época de invierno. Los nodos marcados con negritas son a los que se le ha adicionado la demanda de un gran consumidor, de igual forma se presenta para el periodo de verano como se muestra a continuación:

**Tabla 4.3 Demandas en l/s calculadas para la época de verano con el método de longitud de tubería en Scadred®**

Nodo	Dem	Nodo	Dem	Nodo	Dem	Nodo	Dem	Nodo	Dem	Nodo	Dem
54	0.31	594	0.66	738	1.28	869	0.16	1422	0.1	1454	0.38
<b>55</b>	<b>1.45</b>	595	0.73	739	0.83	870	0.61	1423	0.05	1455	0.16
56	0.68	596	0.73	740	1.27	871	0.48	1424	0.32	1456	0.06
57	0.73	598	1.0	741	0.96	968	0.23	1425	0.76	1457	0.16
58	0.17	602	1.0	742	1.54	969	0.29	1426	0.19	1458	0.16
59	1.8	603	1.12	743	0.94	970	0.28	1427	0.05	1459	0.15
60	1.8	604	1.12	<b>744</b>	<b>1.11</b>	<b>971</b>	0.16	1428	0.65	1460	0.22
61	1.79	605	1.12	<b>745</b>	<b>0.9</b>	<b>972</b>	0.28	1429	0.55	1461	0.3
62	1.84	606	1.12	<b>746</b>	<b>1.19</b>	<b>973</b>	0.08	1430	0.12	1462	0.13
63	1.85	607	1.12	841	0.5	1398	0.88	1431	0.1	1463	0.35
64	1.86	608	1.12	842	1.26	1399	0.32	1432	0.1	1464	0.15



**Tabla 4.3. Continuación**

65	1.9	609	1.22	843	0.26	1400	0.22	1433	0.02	1465	0.72
66	1.78	610	1.22	844	0.11	1401	0.51	1434	0.28	1466	0.67
167	0.06	628	0.22	850	0.23	1402	0.82	1435	0.26	1467	0.65
489	1.18	629	1.06	851	0.91	1403	0.7	1436	0.21	1468	0.8
490	0.01	630	1.06	852	0.56	1405	0.28	1437	0.3	1469	0.62
491	0.1	<b>631</b>	<b>2.03</b>	853	0.55	1406	0.07	1438	0.52	1470	0.94
492	0.2	632	0.67	854	0.47	1407	0.01	1439	0.08	1471	0.22
493	0.62	633	1.28	855	0.67	1408	0.93	1440	0.59	1472	0.56
494	0.5	634	1.28	856	0.71	1409	0.24	1441	0.46	1473	0.34
495	1.24	635	1.28	857	0.18	1410	0.81	1442	0.43	1474	0.57
496	1.13	636	1.28	858	0.34	1411	0.29	1443	0.34	1475	1.4
497	1.24	637	0.83	859	0.39	1412	0.33	1444	1.63	1476	0.26
498	1.2	<b>638</b>	<b>2.11</b>	860	0.29	1413	0.32	1445	0.02	1477	0.25
499	1.21	639	1.34	861	0.27	1414	0.13	1446	0.51	1478	0.26
500	1.29	640	1.33	862	0.61	1415	0.04	1447	1.18	1481	2.3
501	1.29	641	1.27	863	0.52	1416	0.36	1448	0.01	1595	0.45
502	1.3	642	1.22	864	0.34	1417	0.12	1449	0.05	6005	0.14
503	1.29	711	1.28	865	0.17	1418	0.11	1450	0.47	6006	1.18
504	1.17	735	0.72	866	0.11	1419	0.35	1451	0.72	<b>6007</b>	<b>0.66</b>
592	1.23	736	0.84	867	0.34	1420	0.16	1452	0.11		
593	0.46	737	1.34	<b>868</b>	<b>0.28</b>	1421	0.22	1453	0.38		

Para realizar la simulación dinámica se deberá definir una curva de variación de la demanda en los nodos a lo largo de la simulación, en caso de no contar con ella se utiliza la curva recomendada por CONAGUA (Ilustración 3.28) en su libro de Datos Básicos (2007-c) del Manual de Diseño de Agua Potable y Alcantarillado (MAPAS).

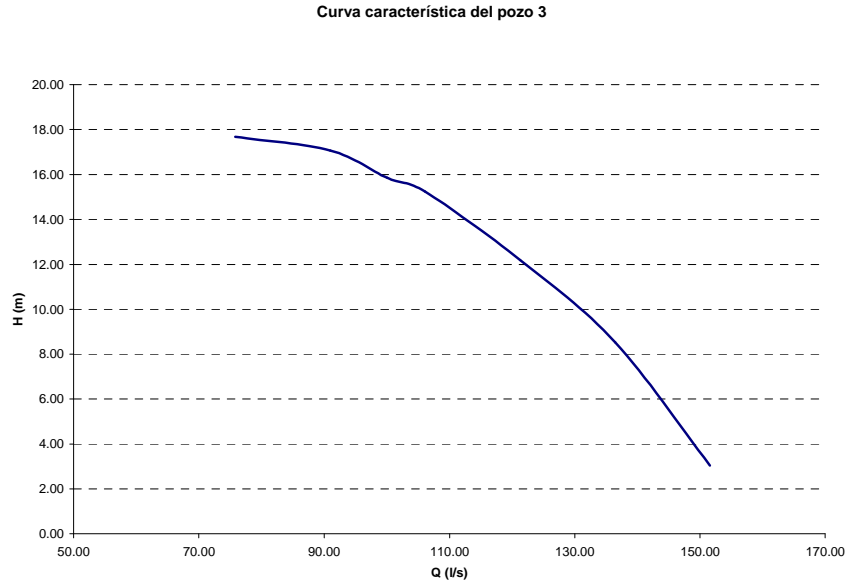
Así, para simular en cada instante el estado de demanda real en la red de distribución, se multiplica la demanda base de los nodos por un coeficiente que relacione el consumo instantáneo con el medio (gasto instantáneo entre gasto medio). Más adelante se muestra la importancia de obtener la curva de variación horaria específica del sitio de análisis, ya que ésta difiere totalmente de una red a otra.

#### 4.4.1 Características del pozo 3

El Pozo 3 fue construido en el año 1997 y cuenta con una profundidad de 178 metros, un ademe de 16" y una columna de bombeo de 10" por donde se extrae agua por medio de una bomba de 150 HP cuya velocidad rotacional es

de 1770 rpm. Según datos del OOMAPAS para el año 2004 se tenía una lectura en el nivel estático de 29 m y en el nivel dinámico de 36 m así como un gasto de 100 l/s. La última rehabilitación se llevó a cabo en mayo de 2001.

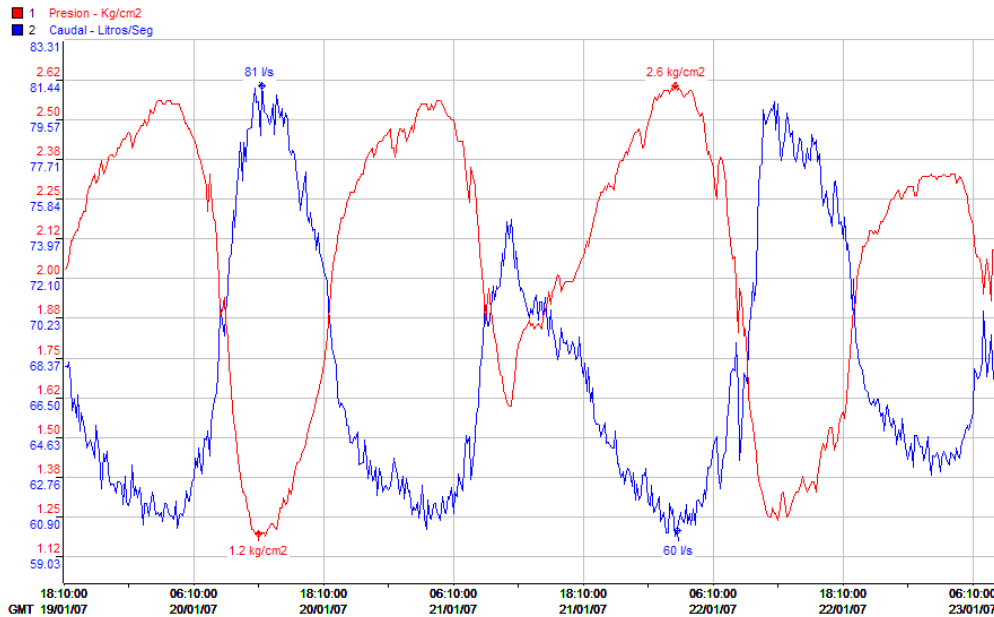
La curva característica de la bomba se muestra en la siguiente ilustración:



**Ilustración 4.4 Curva característica de la bomba del pozo 3**

Por otro lado empresa CETA<sup>1</sup> realizó mediciones de caudal y presión a la salida de los pozos 3 y 4, antes y después del aislamiento del sector, en donde pueden apreciarse con claridad las ventajas que se obtuvieron al sectorizar la red e implementar variadores de velocidad.

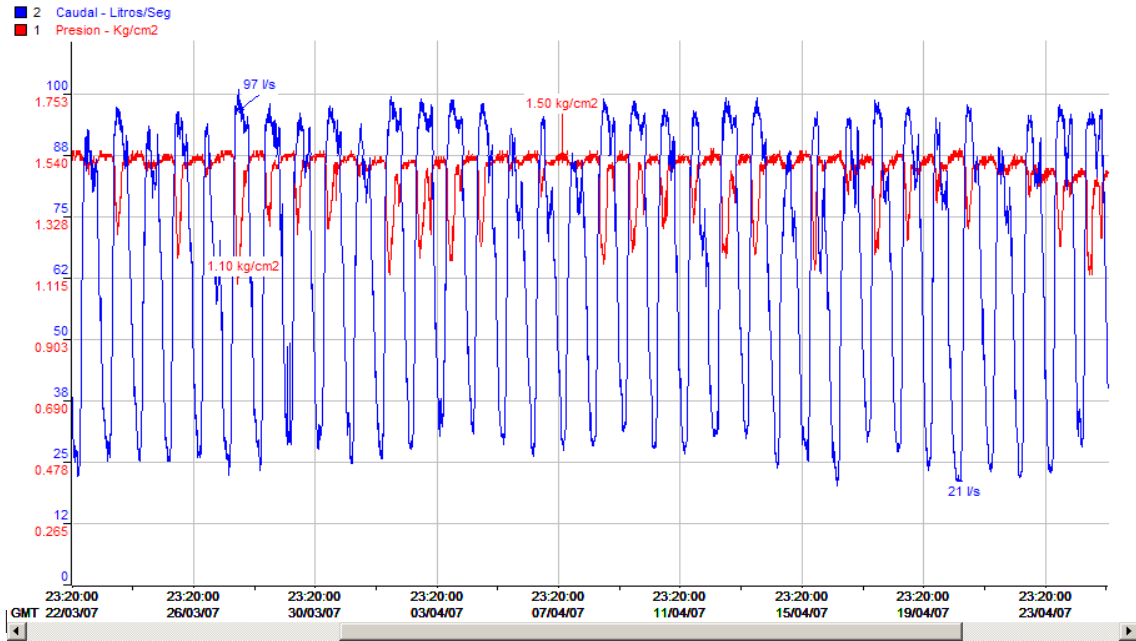
<sup>1</sup> CETA: Consultores en Ecosistemas y Tecnología Ambiental S.C.



**Ilustración 4.5 Pozo 3 Sector Abierto (sin variador de velocidad), CETA, enero 2007**

Puede observarse de la ilustración anterior que las presiones oscilan entre los límites de 12 y 26 mca, así como un rango de caudales entre 60 y 81 l/s. Se debe tomar en cuenta que la presión mínima recomendada por CONAGUA es de 15 mca, debido a que un incremento en la presión provoca un volumen mayor de agua desperdiciada en fugas, de ahí la importancia de mantener presiones constantes y no excesivas en la red.

Una vez aislado el sector, se instaló un variador de velocidad en la bomba del pozo 3, lo que dio como resultado un perfil de presiones y caudales controlados (Ilustración 4.6), esto debido a que el variador de velocidad fue programado para mantener una presión constante de 15 mca a la salida de la bomba a lo largo del día, consiguiendo con ello un ahorro importante de energía eléctrica (OOMAPAS 2007) y una disminución de caudal perdido en fugas tal como se analizará mas adelante.



**Ilustración 4.6 Pozo 3 Sector aislado (con variador de velocidad), CETA, marzo-abril 2007**

En resumen se tiene:

### Pozo No. 3

#### Sector Abierto

Pozo sin variador de velocidad

Caudal Máximo = 81 l/s

Caudal Medio = 67 l/s

Caudal Mínimo = 60 l/s

Presión Máxima = 2.60 kg/cm<sup>2</sup>

Presión Media = 2.00 kg/cm<sup>2</sup>

Presión Mínima = 1.20 kg/cm<sup>2</sup>

Condiciones : Invierno (enero)

#### Sector Aislado

Pozo con variador de velocidad ajustado a 1.50 kg/cm<sup>2</sup>

Caudal Máximo = 97 l/s

Caudal Medio = 64 l/s

Caudal Mínimo = 22 l/s

Presión Máxima = 1.50 kg/cm<sup>2</sup>

Presión Media = 1.50 kg/cm<sup>2</sup>

Presión Mínima = 1.20 kg/cm<sup>2</sup>

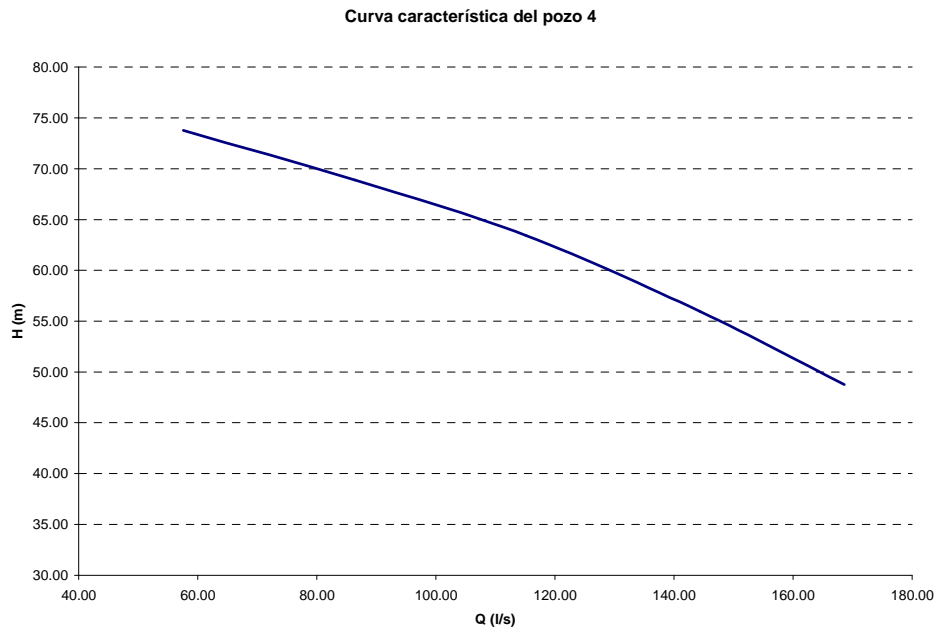
Condiciones : Primavera (marzo)

#### 4.4.2 Características del pozo 4

El Pozo 4 fue construido en el año 1993 y cuenta con una profundidad de 113 metros, un ademe de 16" y una columna de bombeo de 10" por donde se extrae agua por medio de una bomba de 150 HP cuya velocidad rotacional es

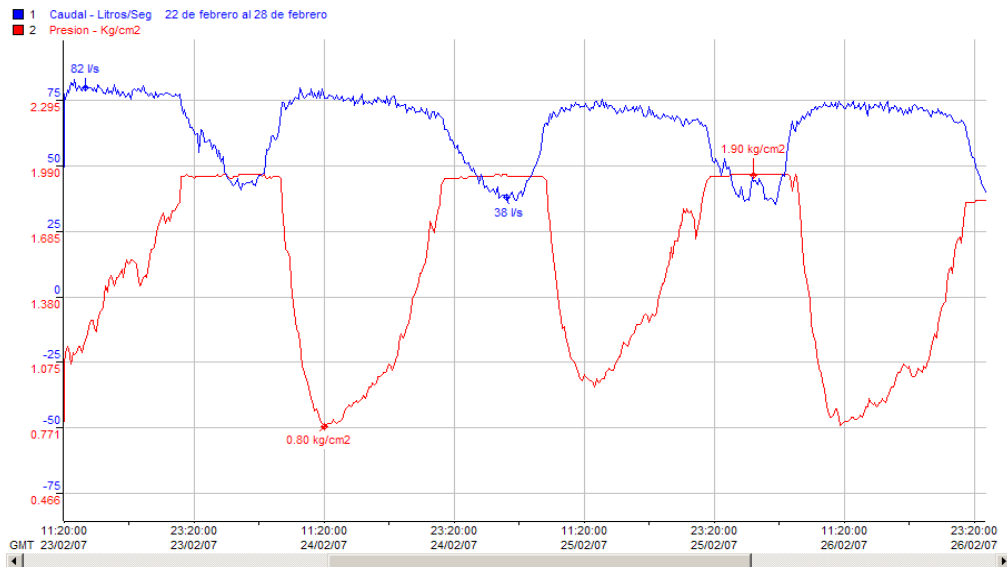
de 1770 rpm. Según datos del OOMAPAS para el año 2004 se tenía una lectura en el nivel estático de 24 m y en el nivel dinámico de 40 m así como un gasto de 80 l/s. La última rehabilitación se llevó a cabo en marzo de 1999.

La curva característica de la bomba instalada en el pozo 4 se muestra en seguida:



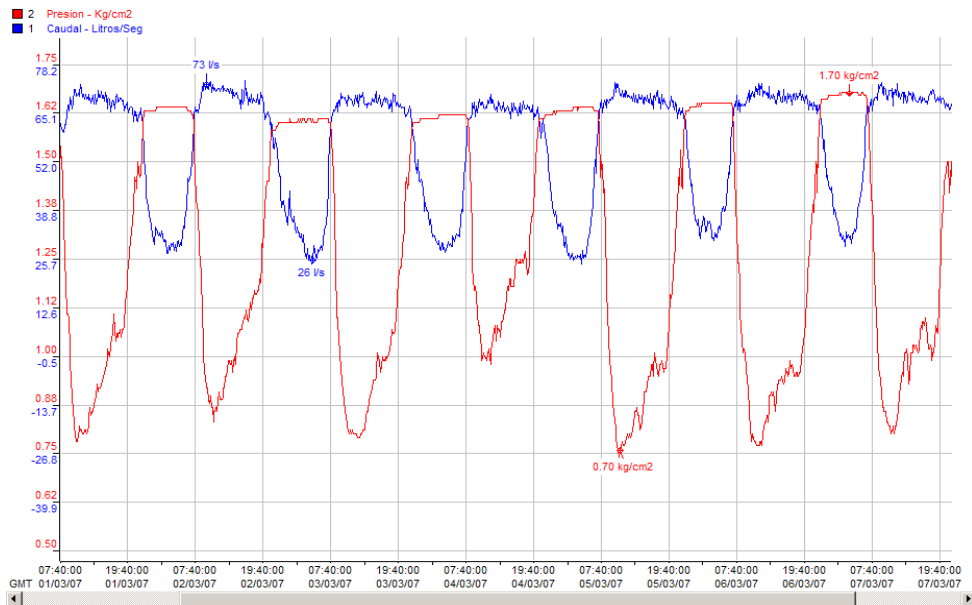
**Ilustración 4.7 Curva característica de la bomba 4**

A continuación se muestran las mediciones realizadas por la empresa CETA a la salida del pozo 4 antes y después de la sectorización.



**Ilustración 4.8 Pozo 4 Sector abierto (sin variador de velocidad), CETA 2007**

A diferencia del pozo 3 el rango de presiones y de caudales es menor, para este caso se tiene una presión y caudal máximo de 19 mca y 82 l/s respectivamente. Para homogenizar estas presiones se instaló un variador de velocidad para la bomba del pozo 4, el cual se programó con una presión constante de 17 mca. Los resultados obtenidos se aprecian en la Ilustración 4.9.



**Ilustración 4.9 Pozo 4 Sector aislado (con variador de velocidad), CETA, marzo 2007**

Puede notarse que aunque el variador ha sido programado para mantener una presión constante de 17 mca, ésta no puede mantenerse en el periodo de máxima demanda debido a que el equipo de bombeo no es capaz de satisfacer el agua demandada con la presión propuesta. Es importante mencionar que las mediciones realizadas por la empresa CETA (mostradas en este apartado), se llevaron a cabo en la época de invierno (menor consumo) con el funcionamiento individual del pozo 3 ó 4, pero no ambos a la vez.

En resumen se tiene:

#### Pozo 4

##### Sector Abierto

Pozo sin variador de velocidad

Caudal Máximo = 82 l/s

Caudal Medio = 65 l/s

Caudal Mínimo = 38 l/s

Presión Máxima = 1.90 kg/cm<sup>2</sup>

Presión Media = 1.40 kg/cm<sup>2</sup>

Presión Mínima = 0.80 kg/cm<sup>2</sup>

Condiciones : Primavera (febrero)

##### Sector Aislado

Pozo con variador de velocidad  
ajustado a 1.70 kg/cm<sup>2</sup>

Caudal Máximo = 73 l/s

Caudal Medio = 58 l/s

Caudal Mínimo = 26 l/s

Presión Máxima = 1.70 kg/cm<sup>2</sup>

Presión Media = 1.30 kg/cm<sup>2</sup>

Presión Mínima = 0.70 kg/cm<sup>2</sup>

Condiciones : Primavera (marzo)

#### 4.4.3 Situación de las fugas en el sector piloto

Es de suma importancia conocer el orden de las fugas en la red analizada, dado que añade incertidumbre al proceso de asignación de la demanda en los nodos cuando se construye un modelo de simulación.

En la operación real de una red el caudal desperdiciado en fugas representa también un desperdicio en energía eléctrica de los equipos que bombean esta agua y que no es aprovechada.

Las fugas incrementan la demanda de agua potable, lo que se refleja en un mayor caudal bombeado. Nadie utiliza el agua de las fugas, lo que se traduce en una pérdida de dinero para el organismo operador y escasez para los usuarios. Cabe destacar que en una sola fuga llegan a fluir caudales que van desde los 20 mililitros por segundo (ml/s) en tomas domiciliarias, y más de 250 l/s en tuberías principales y cajas de válvulas.

En México, Ochoa y Bourguett (2001) muestran que dentro de las redes de agua potable se pierde en promedio un 36.40% del caudal suministrado en las

fuentes, principalmente en numerosas fugas presentadas en las conexiones domiciliarias y en las tuberías de la red.

Se han realizado numerosos estudios en el extranjero [CONAGUA 2007-h], los cuales han mostrado que las fugas en las redes de agua potable son directamente proporcionales a la presión que opera en la red, en otras palabras, a mayor presión en la red se tienen mayores fugas y viceversa. Una de las posibles medidas para reducir las pérdidas de agua potable consiste en reducir las presiones excesivas.

La expresión empleada para la determinación y modelación de fugas proviene de la ecuación de descarga a través de un orificio y se expresa de la siguiente manera:

$$q_{fugas} = Cp^e \text{ ----- (4.1)}$$

Donde:

- $q_{fugas}$  , gasto asociado a fugas;
- $p$         presión en los nodos;
- $C$         constante cuyo valor se determina con base en el área del orificio y demás condiciones de descarga;
- $e$         constante que depende del tipo de descarga.

De la ecuación anterior se desconoce básicamente el exponente  $e$ , ya que la presión  $p$  es determinada para cada nodo a través de la modelación. Para el coeficiente  $e$  ha sido internacionalmente establecido con un valor de 1.18 [Tzatchkov y Noda, 2002].

La determinación del volumen de fugas es una de las tareas con mayor complejidad en los proyectos de agua potable debido a su dificultad de medición, una forma de determinarlas con buena aproximación es mediante técnicas indirectas. En la presente tesis se emplea el método del caudal mínimo nocturno, el cual puede resumirse con la siguiente expresión:



$$Caudal\ mínimo\ nocturno = Caudal\ de\ fuga\ nocturno + uso\ doméstico + \\ + uso\ no\ doméstico \quad \text{-----} \quad (4.2)$$

El caudal mínimo nocturno se refiere al mínimo valor de caudal durante una hora, en el intervalo de las 0:00 a las 5:00 horas y se obtiene de las mediciones de caudal realizadas a la entrada de un sector durante un periodo de 24 horas. Para determinar el consumo no doméstico en el sector durante el periodo de mínimo consumo se puede recurrir al padrón de usuarios para ubicar a los grandes consumidores comerciales y realizar mediciones en campo en el periodo señalado.

El consumo doméstico en horario de mínima demanda es más complicado de determinar que el consumo no doméstico. En la presente tesis se ha tomado como base el valor que reporta la empresa CETA de acuerdo con sus mediciones de campo. Por lo tanto se puede despejar el caudal de fuga nocturno de la expresión 4.2 y obtener el volumen máximo (aproximado) de fugas ocurrentes en el sector. Hay que recordar que para la demanda mínima se presenta la presión máxima en la red, indicando con ello que (teóricamente) no puede existir un volumen de fugas mayor al caudal de fuga nocturno calculado.

Con base en las mediciones realizadas, se tiene que los caudales mínimos nocturnos más representativos en el sector piloto ocurrieron cuando se tuvo en operación el pozo No. 3, variando en un rango más estrecho entre 22 l/s hasta 25.0 l/s (Ilustración 4.6) según la demanda de agua en el sistema, por lo que en promedio se obtuvo un valor representativo de 25.0 litros por segundo (l/s).

De igual forma en la siguiente tabla se presentan los consumos nocturnos de los grandes consumidores en el periodo de mínima demanda.

**Tabla 4. 4 Consumos nocturnos de grandes consumidores, CETA 2007**

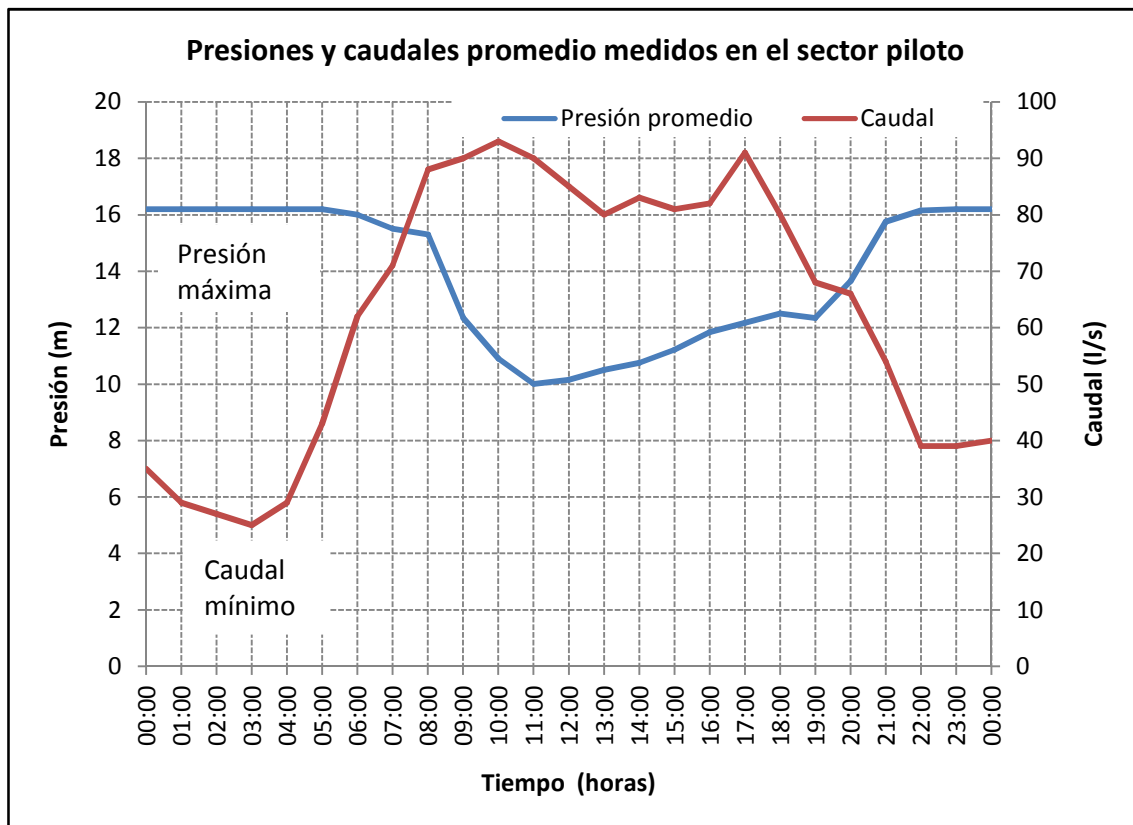
Usuario	Tipo de Usuario	Ruta	Consumos de Agua					
			Facturación		Medición Directa Nocturna		Tiempo Aforo	
			(m3/mes)	(l/s)	(m3)	(l/s)	(hr)	Horario
Hotelería San Ángel	Comercial	3	3,924	1.47	10.58	0.98	3.0	2:00 - 5:00 am
Cristahuelo, S. A. de C. V.	Industrial	6	10,252	3.83	31.80	2.94	3.0	2:00 - 5:00 am
Total			14,176	5.30	42.38	3.92	3.0	2:00 - 5:00 am

De acuerdo a los resultados obtenidos en el cuadro anterior, se definió que existe un consumo del orden de 4.0 l/s por parte de esos usuarios. Por otro lado, la misma empresa estima que los consumos nocturnos, medidos o no, por usos del agua en las casas habitación (consumo doméstico) del sector piloto son del orden de 4.0 l/s, considerando un total de 3,100 usuarios domésticos.

De esta forma, descontando los consumos nocturnos domésticos, comerciales e industriales, el caudal mínimo nocturno resultó de 17.0 l/s el cual es atribuible a las fugas en los domicilios, tomas y tuberías de la red de distribución.

Debe tenerse en cuenta que las fugas no permanecen constantes durante el día, como se mencionó anteriormente la variación del volumen de fugas depende de la variación de la presión en la red, por lo que pueden estimarse de manera aproximada aplicando la ecuación 4.1 a las presiones registradas en campo (a la salida de los pozos).

Para determinar las fugas presentes en el sector a lo largo del día, se han tomado como base los perfiles de presión y caudal mostrados en las ilustraciones 4.6 y 4.9, determinando así la presión y caudal medio en el sector representativo a los meses de febrero y marzo de 2007 (ilustración 4.10). En la ilustración siguiente puede apreciarse que el caudal mínimo es del orden de 25 litros por segundo y se presenta a las 3:00 horas, mientras que la presión máxima en el mismo horario equivale a 16 mca.



**Ilustración 4.10 Presiones y caudales promediados a partir de las mediciones en campo realizadas por la empresa CETA, 2007**

De esta manera se tiene que el gasto máximo de fugas calculado anteriormente (17 l/s) corresponde a una presión de 16 mca, por lo tanto de la ecuación 4.1 se ha determinado el valor de la presión y del gasto asociado a fugas quedando como única incógnita el valor de C, despejando este valor de la misma ecuación se tiene:

$$q_f = 17 \frac{l}{s}; e = 1.18; p = 16 \text{ mca} \quad \therefore \quad C = \frac{17 \text{ l/s}}{(16)^{1.18}} = 0.645$$

Finalmente la expresión general para determinar el gasto asociado a fugas durante el día queda de la siguiente forma:

$$q_{fugas} = 0.645p^{1.18} \text{-----} (4.3)$$

Aplicando esta ecuación a las presiones mostradas en la ilustración 4.10 se obtienen los caudales equivalentes a fugas en el sector analizado (Ilustración 4.11).

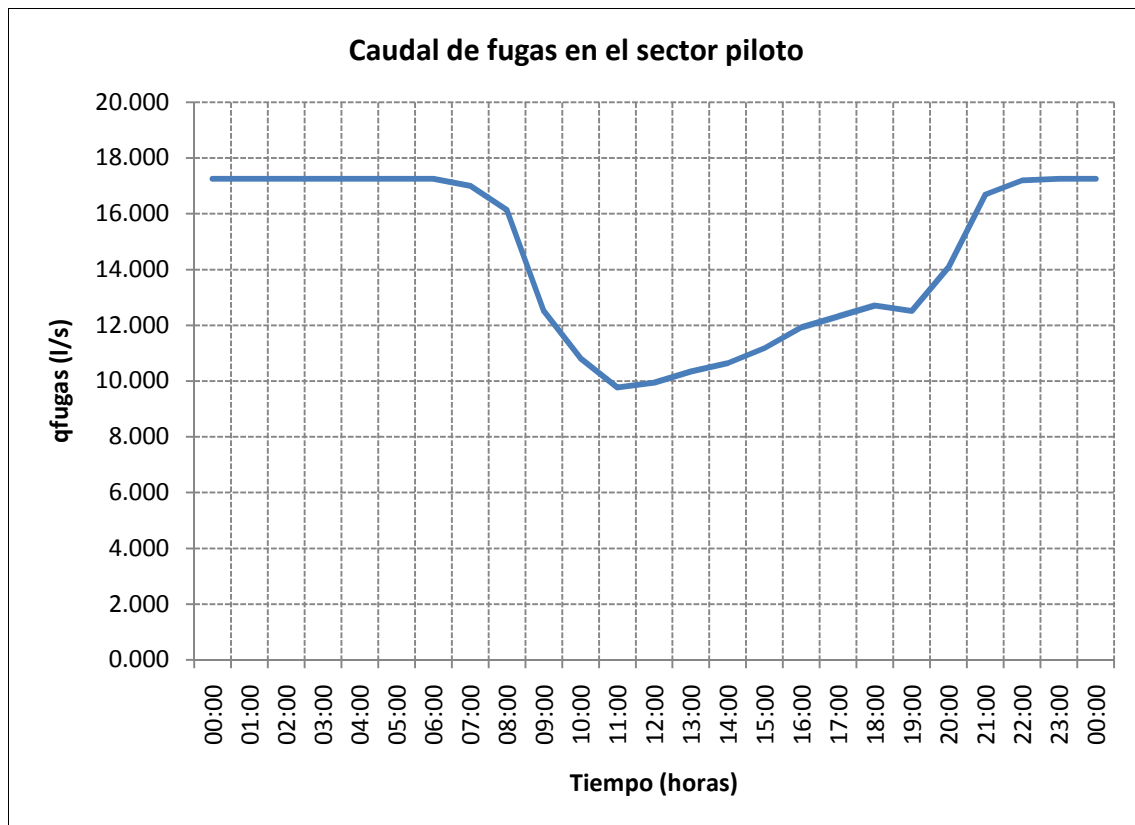


Ilustración 4. 11 Caudal de fugas en el sector piloto en un periodo de 24 horas

Los caudales mostrados en la ilustración anterior se consideran constantes durante los periodos de verano e invierno, considerando que en ambos casos se tiene instalado y en operación un variador de velocidad, el cual es programado para mantener una presión aproximadamente constante(15 mca) durante el día, es decir en el horario de mínima demanda el variador hace que la presión sea de 15 mca ocasionando así un volumen de fugas aproximado al de la ilustración 4.11.

#### 4.4.4 Operación del sector en época de invierno

Con el objetivo de extrapolar los resultados que se obtengan de las modelaciones en época de invierno, se considera que este periodo comprende los meses de octubre, noviembre, diciembre, enero, febrero y marzo que son el equivalente aproximado a las épocas de otoño e invierno.

La demanda de agua para este periodo es baja comparada con la época de verano (con base en estadísticas del organismo operador). Para entender mejor su comportamiento, en la ilustración siguiente se muestra la evolución de los caudales de los pozos 3 y 4 para el mes de diciembre de 2007.

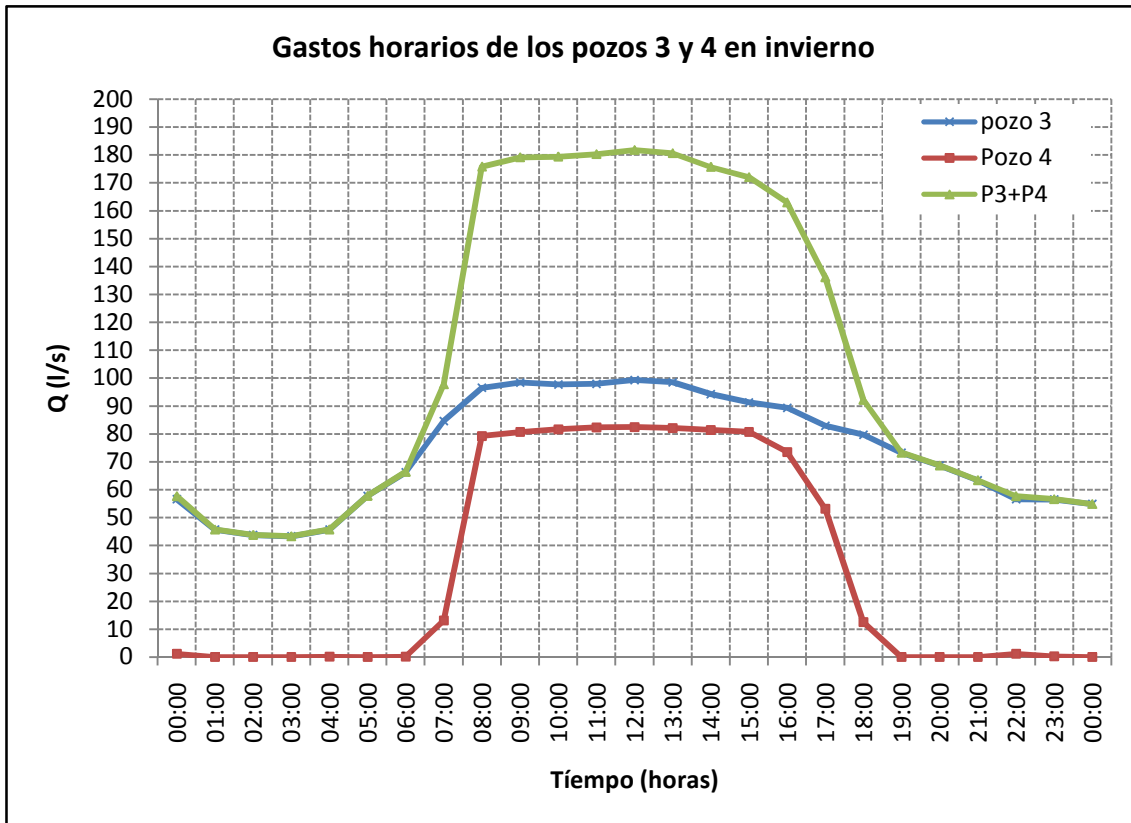


Ilustración 4.12 Gastos horarios de los pozos 3 y 4 en época de invierno

Puede notarse durante los periodos de 00:00 a 06:00 y 19:00 a 24:00 horas el caudal es abastecido por el pozo 3. De las 7:00 a las 18:00 horas, se requiere la operación de ambos pozos para abastecer la demanda del sector.

Sumando los gastos horarios de cada pozo se obtiene una curva que representa el caudal total inyectado a la red (Ilustración 4.12), la cual involucra el agua atribuible a fugas que es descontada del caudal total para obtener la demanda base del sector (ilustración 4.13).

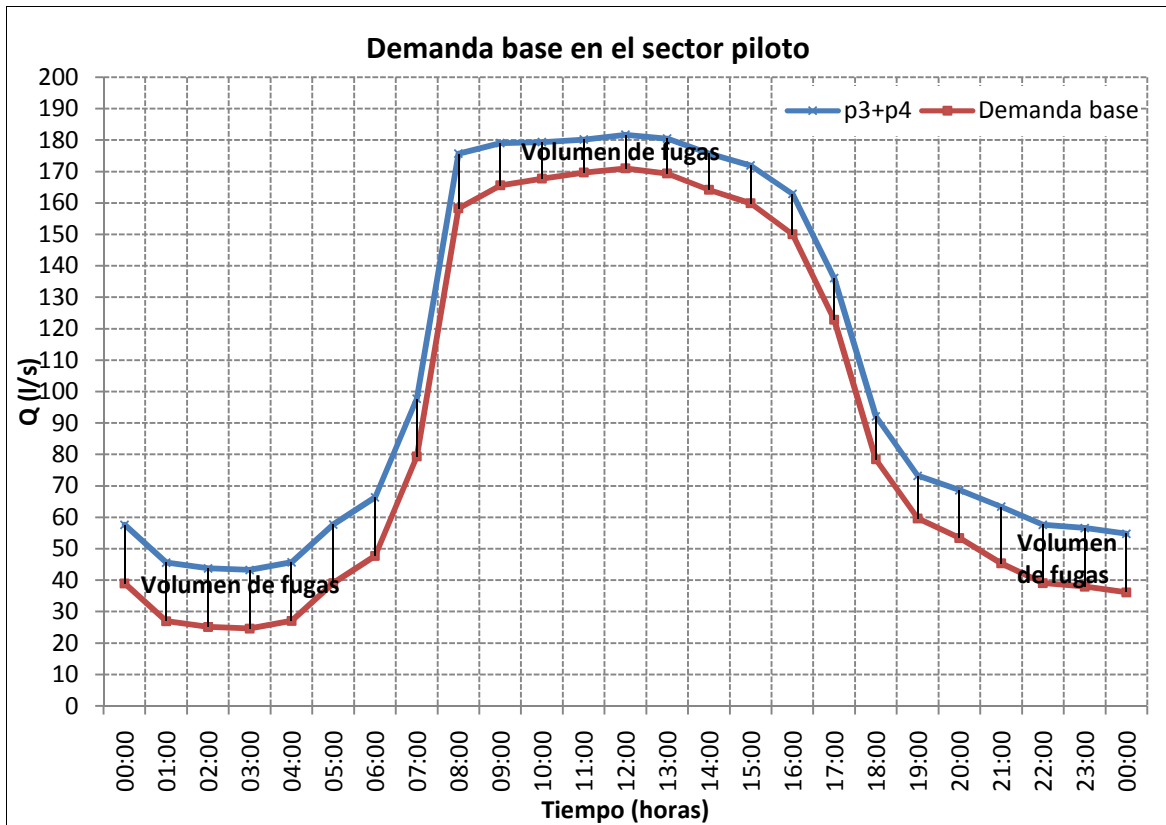


Ilustración 4.13 Demanda base en el sector piloto para la época de invierno

Es importante aclarar que el caudal descontado ( $q_{fugas}$ ) del total inyectado, pertenecen a los valores calculados con la ecuación 4.3 y presentados en la ilustración 4.11.

De la ilustración 4.13, se tiene que el volumen de agua que ingresa al sector en un periodo de 24 horas es de  $9\,428.81\text{ m}^3$  (área bajo la curva  $p3+p4$ ), mientras que la demanda base equivale a  $8\,160.46\text{ m}^3$ . Por lo tanto se concluye que el volumen de fugas será  $1\,268.35\text{ m}^3$ . Es decir, en un día se pierde en promedio un 13.45% del agua que ingresa al sector.

#### 4.4.5 Operación del sector en época de verano

La modelación para la época de verano comprende los meses de abril a septiembre, equivalentes a las épocas de primavera y verano.

En la época de verano se presenta la mayor demanda de agua de todo el año, por lo que se considerada como la condición crítica. El IMTA realizó mediciones a la salida de los pozos 3 y 4 durante el mes de agosto de 2007 [Alcocer V., Rodríguez M., y Tzatchkov V., 2007], obteniendo un perfil de caudales que se muestra a continuación:

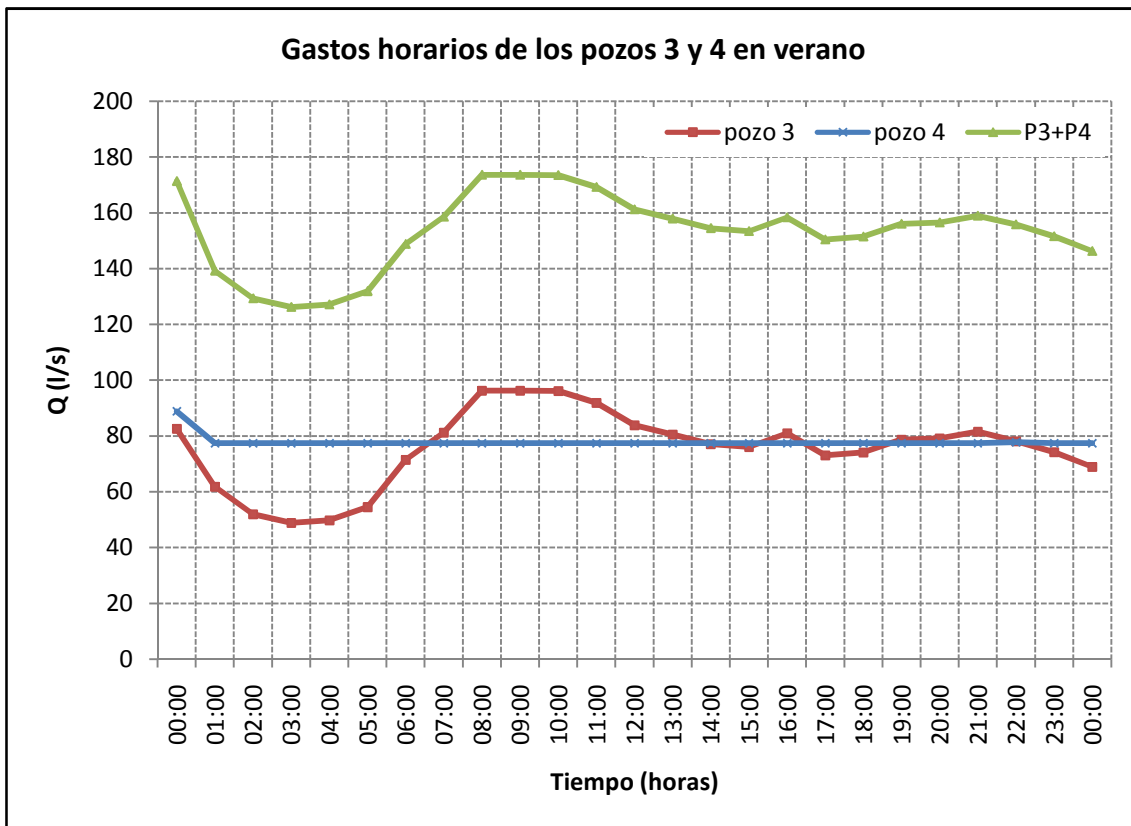


Ilustración 4.14 Gastos horarios de los pozos 3 y 4 en época de verano, IMTA 2007

Puede observarse que a diferencia del periodo de invierno, para este caso se requiere la operación simultánea de los dos pozos durante las 24 horas del día, debido obviamente al incremento del caudal en esta época. El gasto medio en invierno y verano presenta un aumento de 105.92 a 153.36 litros por segundo. El caudal promedio de los pozos 3 y 4 (Ilustración 4.14) es de 75.50 y 77.85 l/s respectivamente.

La demanda base se determina de igual forma que en invierno (Ilustración 4.15).

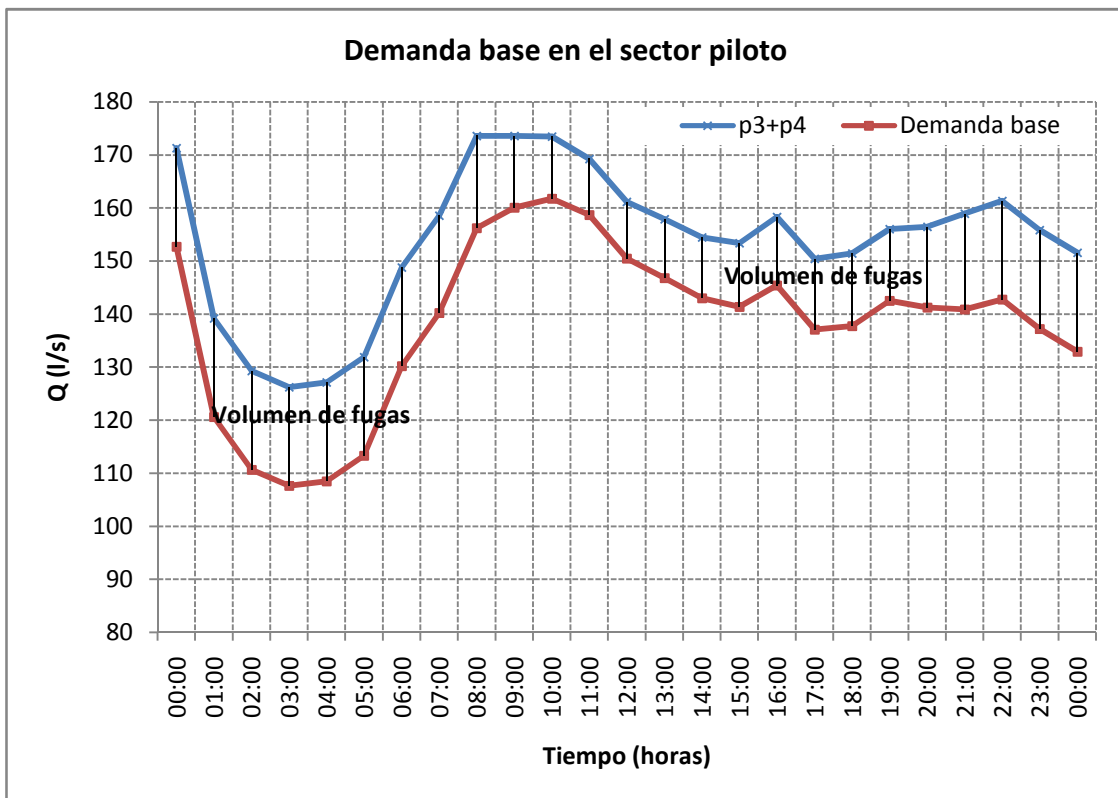


Ilustración 4.15 Demanda base en el sector piloto para la época de verano

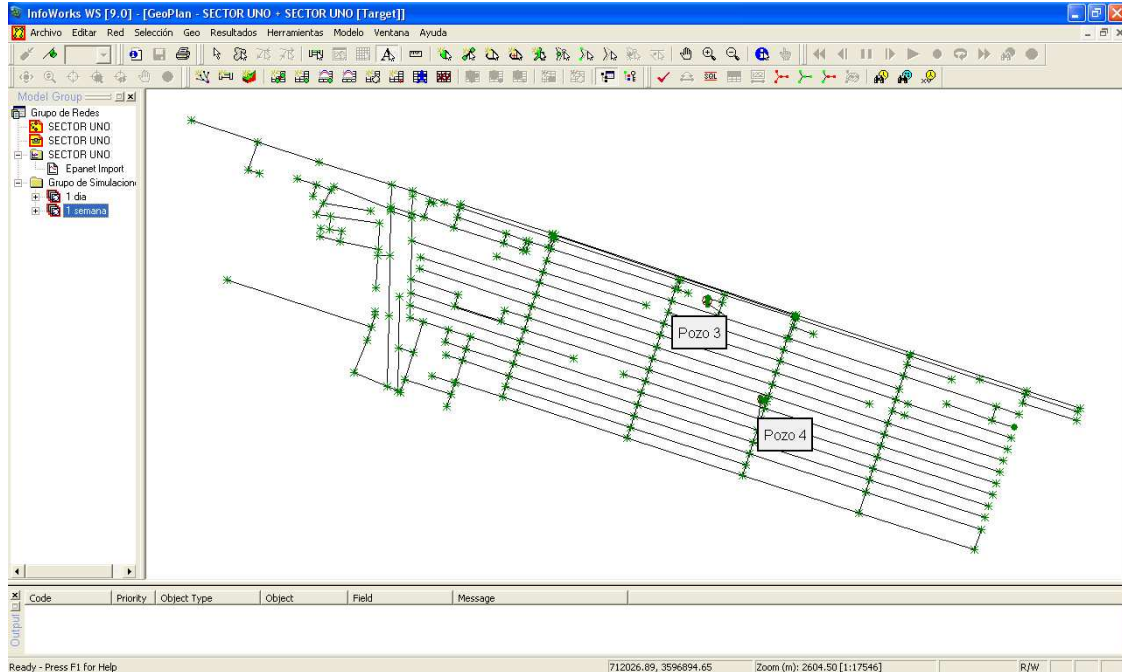
Del perfil anterior se tiene que el volumen de agua que ingresa al sector en un periodo de 24 horas son  $13\,548.47\text{ m}^3$  (área bajo la curva  $p3+p4$ ) con un gasto medio de 153.36 litros por segundo, de igual forma la demanda base equivale a un volumen de  $12\,280.12\text{ m}^3$  (138.39 l/s). Por lo tanto se concluye que el volumen de fugas equivale a  $1\,268.35\text{ m}^3$  (15.58 l/s) es decir, en un día se pierde en promedio un 10.0 % del agua que ingresa al sector. Finalmente se estima una pérdida de aproximadamente  $418\,555.55\text{ m}^3$  de febrero a diciembre de 2007.

#### 4.5 Modelación de la situación actual del sector empleando la curva tradicional de variación horaria de la demanda, para la época de verano

El modelo hidráulico del sector piloto ha sido implementado dentro del programa **InfoWorks®** (Ilustración 4.16) y está estructurado de la siguiente manera: en los nodos se han introducido las demandas presentadas en la Tabla 4.3 así como la curva tradicional de variación horaria de la demanda propuesta por CONAGUA (Ilustración 3.28); las bombas se modelan



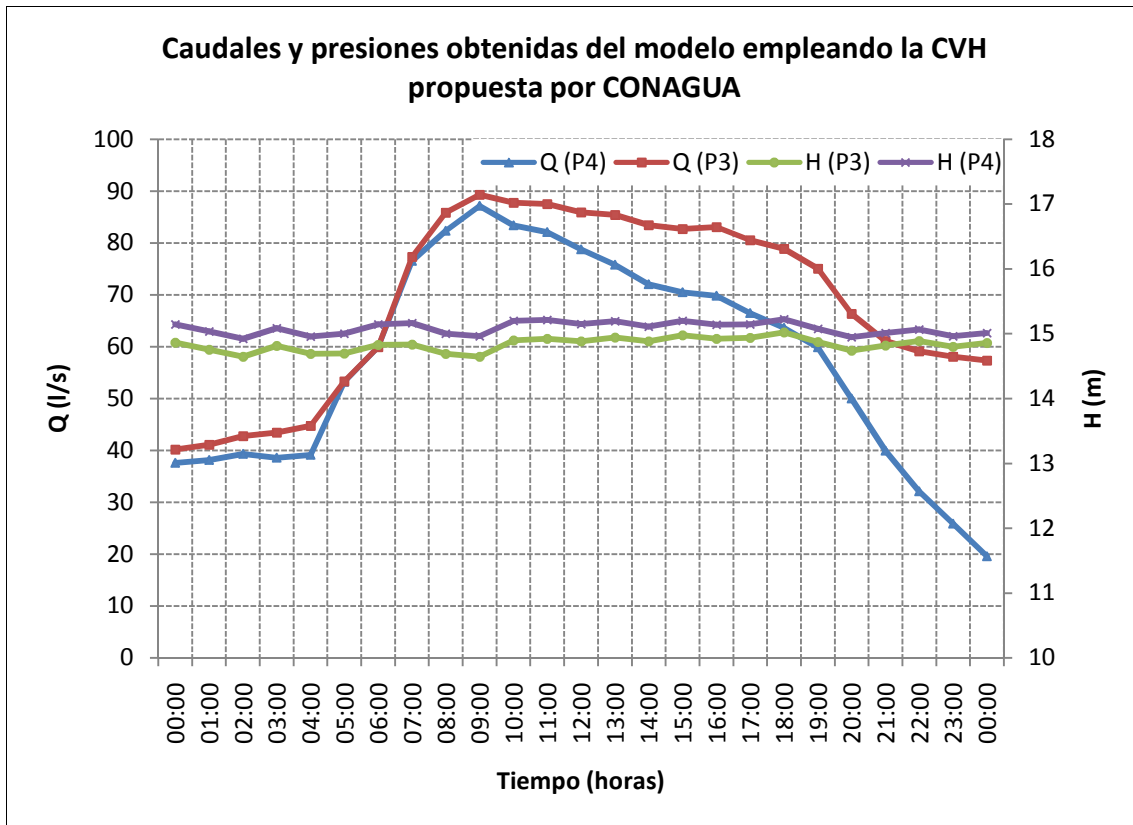
empleando las curvas características mostradas en las ilustraciones 4.4 y 4.7 y finalmente la topología de la red se obtuvo del modelo realizado por el IMTA en el programa **Scadred®**.



**Ilustración 4.16 Sector piloto dentro del programa InfoWorks®**

Por otro lado, las bombas han sido programadas para mantener una presión constante de 15 mca; en el anexo F, se explica con mayor detalle la forma de programar las bombas de velocidad variable dentro de **InfoWorks®**.

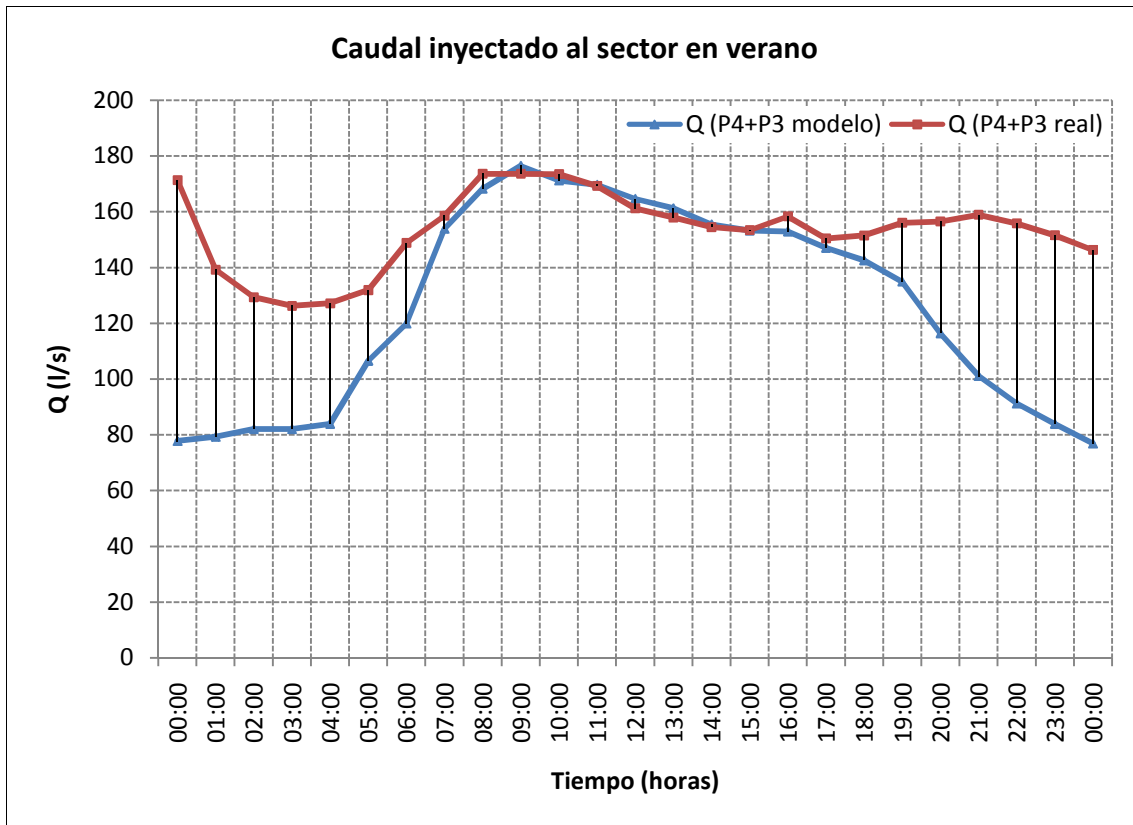
Una vez introducidos en el software los parámetros descritos anteriormente, se realizó la modelación del sector y se obtuvieron los siguientes resultados:



**Ilustración 4.17 Resultados obtenidos del modelo empleando la CVH propuesta por CONAGUA**

Es importante destacar que los perfiles mostrados en la ilustración anterior, se obtuvieron de la aplicación de la curva de variación horaria de la demanda propuesta por CONAGUA. El volumen de ingreso obtenido es  $6\ 084.26$  y  $5\ 121.61\ m^3$  (gasto medio de  $68.41$  y  $57.66\ l/s$ ) para el pozo 3 (P3) y 4 (P4) respectivamente, es decir en total ingresan  $11\ 205.87\ m^3$  ( $126.06\ l/s$ ) de agua al sector

Haciendo una comparación numérica entre los caudales obtenidos por el modelo y los medidos en campo, puede distinguirse la discrepancia entre estos resultados. El gasto medio en el sector es de  $126.06$  y  $153.36$  litros por segundo ( $11\ 205.87$  y  $13\ 548.47\ m^3$ ) para el modelo y la medición de campo respectivamente, esta diferencia indica una aproximación del 80% entre lo modelado y lo medido, esta situación se aprecia con mayor claridad en la siguiente ilustración.



**Ilustración 4.18 Comparación entre caudales medidos y calculados en época de verano empleando la CVH tradicional propuesta por CONAGUA**

Estos resultados muestran que en el modelo se está subestimando las condiciones reales de operación del distrito hidrométrico. Esta misma situación ocurre también para la época de invierno.

De acuerdo con los resultados obtenidos en esta sección (los cuales muestran un desapego importante de la realidad), se ha optado por la determinación de las curvas específicas de variación horaria de la demanda (subcapítulo 4.6), tanto para invierno como para verano. La intención de utilizar CVH específicas del sector (curva de variación horaria de la demanda característica o particular del sector, determinada con la metodología propuesta por la CONAGUA a partir de las condiciones de operación del distrito hidrométrico) es aproximar al máximo los resultados modelados y medidos.

#### 4.6 Modelación de la situación actual del sector empleando curvas de variación horaria de la demanda determinada a partir de las mediciones en campo, para la época de verano e invierno

En este apartado se modelará el sector piloto con las mismas condiciones y parámetros empleados en el subcapítulo anterior, con la única diferencia que en los nodos se introducirá una curva de variación horaria de la demanda específica del sector, calculada con la metodología propuesta por la CONAGUA a partir de las mediciones obtenidas en campo (ver tabla 4.6). Esto se hace tanto para verano como invierno.

En la tabla 4.5 se muestran los caudales medidos por el IMTA [Alcocer V., Rodríguez M., y Tzatchkov V., 2007] para los meses de agosto y diciembre en el 2007 (verano e invierno respectivamente).

**Tabla 4.5 Gastos horarios medidos a la salida de los pozos 3 y 4, IMTA 2007**

Hora	Verano		Invierno	
	Q(l/s) P3	Q(l/s) P4	Q(l/s) P4	Q(l/s) P3
00:00	82.53	88.78	1.11	56.57
01:00	61.80	77.39	0.02	45.63
02:00	51.88	77.39	0.02	43.76
03:00	48.83	77.39	0.04	43.25
04:00	49.70	77.39	0.11	45.63
05:00	54.50	77.39	0.01	57.76
06:00	71.39	77.39	0.18	66.22
07:00	81.17	77.39	13.13	84.62
08:00	96.19	77.39	79.25	96.47
09:00	96.17	77.39	80.67	98.42
10:00	96.05	77.39	81.66	97.72
11:00	91.84	77.39	82.30	97.93
12:00	83.79	77.39	82.45	99.28
13:00	80.53	77.39	82.11	98.45
14:00	77.07	77.39	81.39	94.29
15:00	76.00	77.39	80.72	91.25
16:00	80.90	77.39	73.55	89.34
17:00	73.00	77.39	53.21	82.91
18:00	74.07	77.39	12.48	79.70
19:00	78.62	77.39	0.04	73.17

**Tabla 4.5. Continuación...**

20:00	79.04	77.39	0.04	68.62
21:00	81.52	77.39	0.04	63.35
22:00	78.06	77.75	1.11	56.57
23:00	74.15	77.39	0.18	56.40
00:00	68.84	77.39	0.01	54.82

Los coeficientes que conforman la CVH se obtienen de la relación entre el gasto horario y el gasto medio (relación 4.4) y posteriormente son multiplicados por la demanda base de cada nodo. El resultado de lo anterior es la modelación del sector en periodos extendidos.

$$\text{Coeficiente de CVH} = \frac{Q^*}{Q_{med}} \text{-----} \quad (4.4)$$

Es importante mencionar que a cada nodo debería contener una CVH distinta que dependiera directamente de los consumos horarios de los usuarios, esto generaría un modelo sumamente detallado y mucho más confiable. En nuestro caso se ha determinado una sola CVH para cada época (debido a la información disponible), la cual es aplicada a todos los nodos que conforman el distrito.

Calculando los coeficientes de CVH con la ecuación 4.4, se tiene:

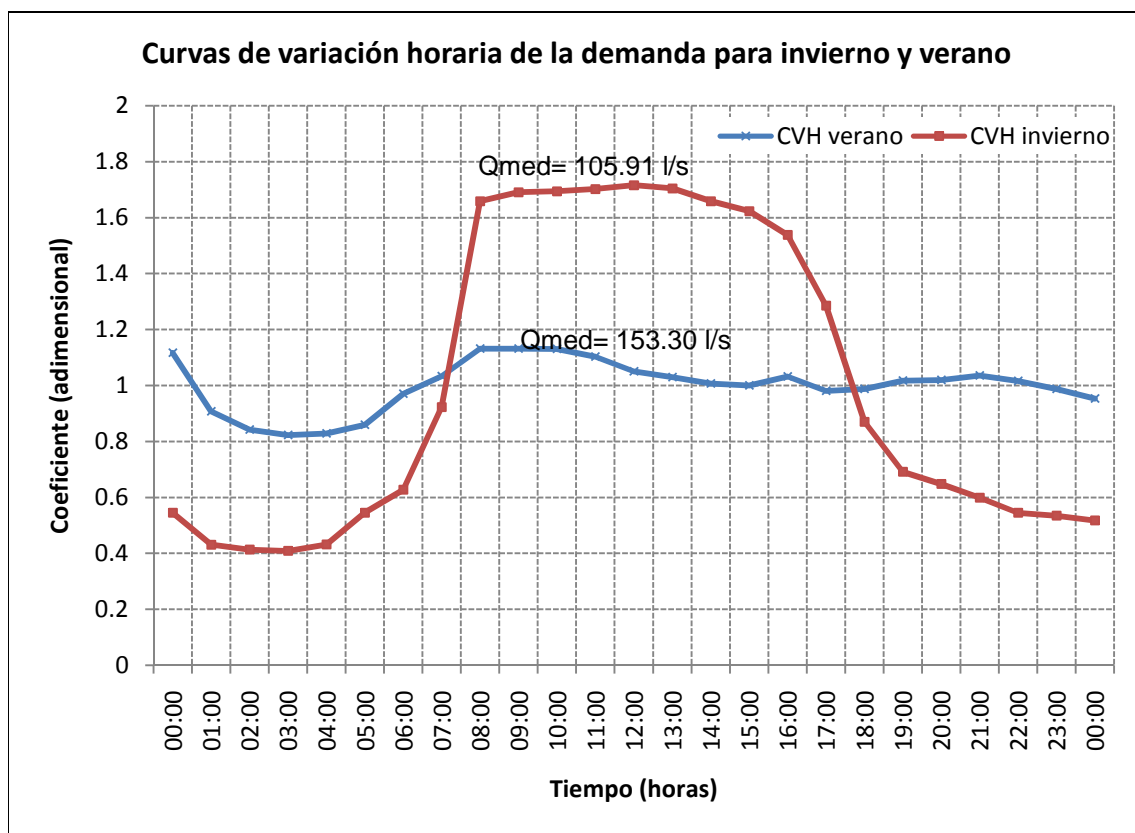
**Tabla 4.6 Coeficientes que conforman las curvas de variación horaria de la demanda específicas del sector piloto**

Tiempo (hrs)	Verano			Invierno		
	Q* (l/s) P3+P4	Q med	Coeficiente (Q*/Q med)	Q* (l/s) P3+P4	Q medio	Coeficiente (Q*/Q med)
00:00	171.31	153.36	<b>1.12</b>	57.68	105.92	<b>0.54</b>
01:00	139.19	153.36	<b>0.91</b>	45.65	105.92	<b>0.43</b>
02:00	129.26	153.36	<b>0.84</b>	43.77	105.92	<b>0.41</b>
03:00	126.21	153.36	<b>0.82</b>	43.29	105.92	<b>0.41</b>
04:00	127.09	153.36	<b>0.83</b>	45.74	105.92	<b>0.43</b>
05:00	131.89	153.36	<b>0.86</b>	57.77	105.92	<b>0.55</b>
06:00	148.77	153.36	<b>0.97</b>	66.39	105.92	<b>0.63</b>

**Tabla 4.6. Continuación...**

07:00	158.56	153.36	<b>1.03</b>	97.75	105.92	<b>0.92</b>
08:00	173.57	153.36	<b>1.13</b>	175.72	105.92	<b>1.66</b>
09:00	173.56	153.36	<b>1.13</b>	179.09	105.92	<b>1.69</b>
10:00	173.43	153.36	<b>1.13</b>	179.38	105.92	<b>1.69</b>
11:00	169.22	153.36	<b>1.10</b>	180.23	105.92	<b>1.70</b>
12:00	161.18	153.36	<b>1.05</b>	181.73	105.92	<b>1.72</b>
13:00	157.91	153.36	<b>1.03</b>	180.56	105.92	<b>1.70</b>
14:00	154.45	153.36	<b>1.01</b>	175.67	105.92	<b>1.66</b>
15:00	153.38	153.36	<b>1.00</b>	171.97	105.92	<b>1.62</b>
16:00	158.28	153.36	<b>1.03</b>	162.89	105.92	<b>1.54</b>
17:00	150.38	153.36	<b>0.98</b>	136.12	105.92	<b>1.29</b>
18:00	151.45	153.36	<b>0.99</b>	92.18	105.92	<b>0.87</b>
19:00	156.00	153.36	<b>1.02</b>	73.21	105.92	<b>0.69</b>
20:00	156.43	153.36	<b>1.02</b>	68.65	105.92	<b>0.65</b>
21:00	158.90	153.36	<b>1.04</b>	63.40	105.92	<b>0.60</b>
22:00	155.81	153.36	<b>1.02</b>	57.68	105.92	<b>0.54</b>
23:00	151.54	153.36	<b>0.99</b>	56.59	105.92	<b>0.53</b>
00:00	146.23	153.36	<b>0.95</b>	54.83	105.92	<b>0.52</b>

Graficando los resultados anteriores es posible generar las curvas de variación horaria de la demanda (particulares del sector analizado), esto es:



**Ilustración 4.19 Curvas de variación horaria de la demanda específicas del sector piloto**

### 4.6.1 Modelación para la época de verano

Una vez determinadas la CVH específica del sector para la época de invierno (Ilustración 4.19), es incorporada en cada uno de los nodos de consumo que conforman el distrito hidrométrico, con el objetivo de modelarlo en periodos extendidos. Los resultados que se obtienen de dicha modelación se analizan en este apartado.

En la siguiente ilustración se muestran los resultados de gasto y presión arrojados por el modelo a la salida de los pozos 3 y 4.

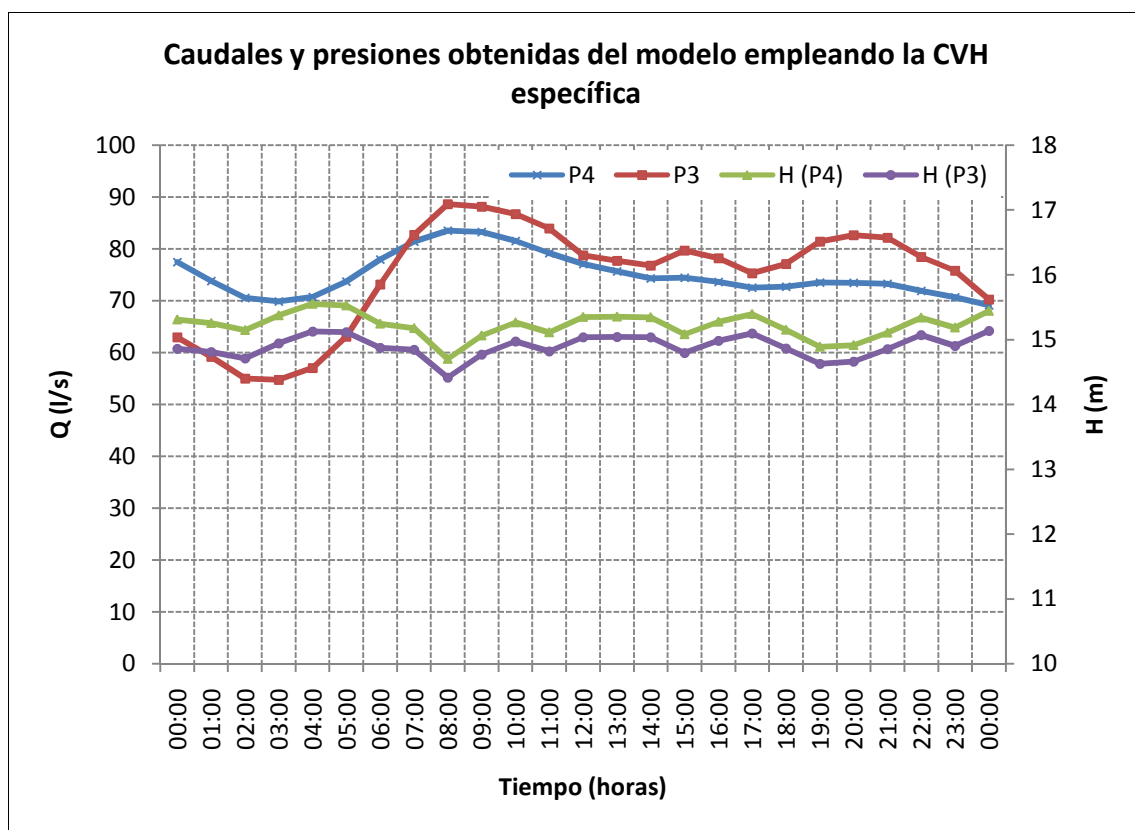
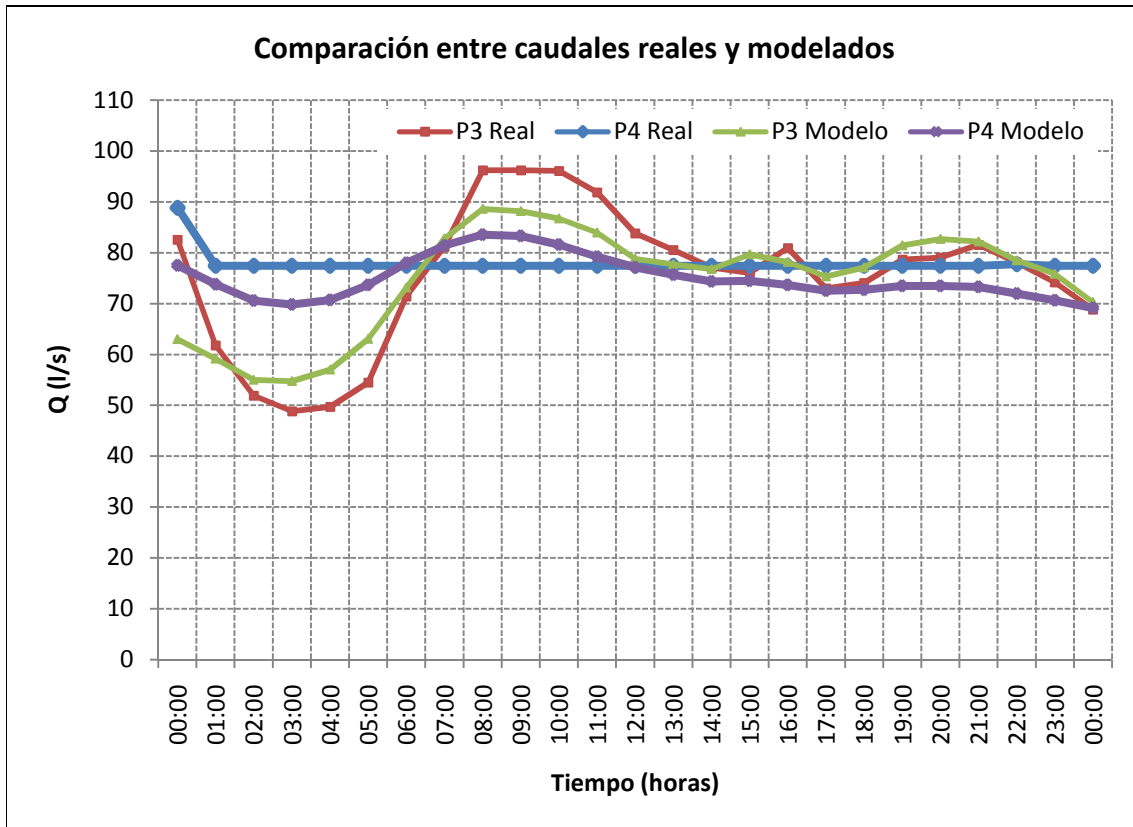


Ilustración 4.20 Resultados obtenidos del modelo empleando la CVH específica para la época de verano

Estos resultados indican que en el sector se tiene una presión promedio de 15 mca (cumpliendo con la condición impuesta al variador de velocidad en campo) y un volumen de ingreso equivalente a 6 611.11 y 6 616.00 m<sup>3</sup> (gasto medio de 74.77 y 75.00 l/s) para el pozo 3 y 4 respectivamente, es decir en total ingresan 13 227.11 m<sup>3</sup> de agua al sector

Superponiendo los gastos registrados en los pozos 3 y 4 (Ilustración 4.14) con los gastos obtenidos en el modelo (Ilustración 4.20), es notorio observar la aproximación alcanzada con el modelo.

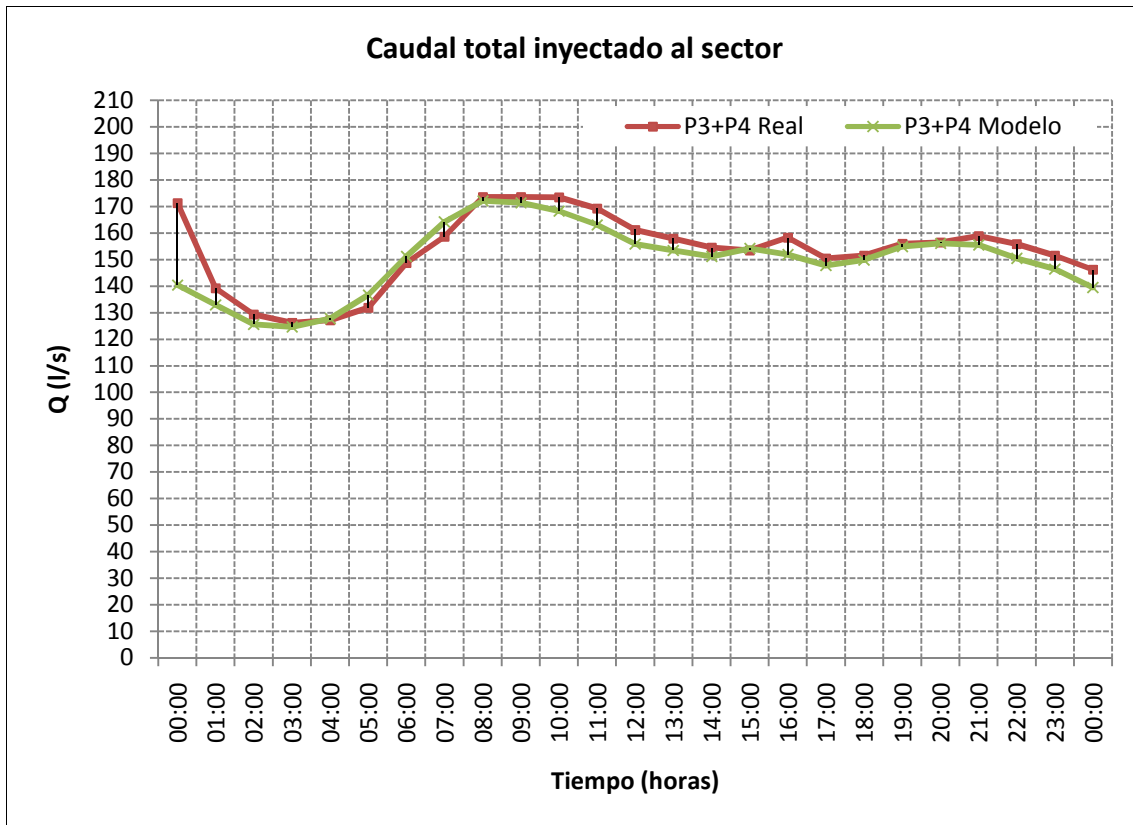


**Ilustración 4.21 Comparación entre caudales reales y modelados empleando la CVH específica para la época de verano**

El volumen total de agua inyectada al sector en el modelo es de 13 277.11 m<sup>3</sup> mientras que en campo se tienen 13 548.47 m<sup>3</sup>, es decir un 2% de error de aproximación del modelo. De la misma forma se hace la comparación entre los gastos medios, en el modelo se tiene un caudal de 74.77 y 75.00 litros por segundo, mientras que los valores registrados en campo son 75.50 y 77.85 litros por segundo, es decir un error del 1 y 4% entre los gastos modelados y medidos a la salida de los pozos 3 y 4 respectivamente.

En la Ilustración 4.22 se muestra la aproximación del modelo con la medición de campo, justificando con ello el empleo de las curvas específicas (calculadas y presentadas en el apartado 4.6) en las modelaciones posteriores.





**Ilustración 4.22 Comparación entre caudales totales medidos y calculados en época de verano empleando la CVH específica para la época de verano**

Una vez determinada la aproximación que tiene el modelo con la realidad, se procedió a extrapolar los resultados para un periodo de una semana (Ilustración 4.23) con el objetivo de mostrar el comportamiento cíclico de los resultados.

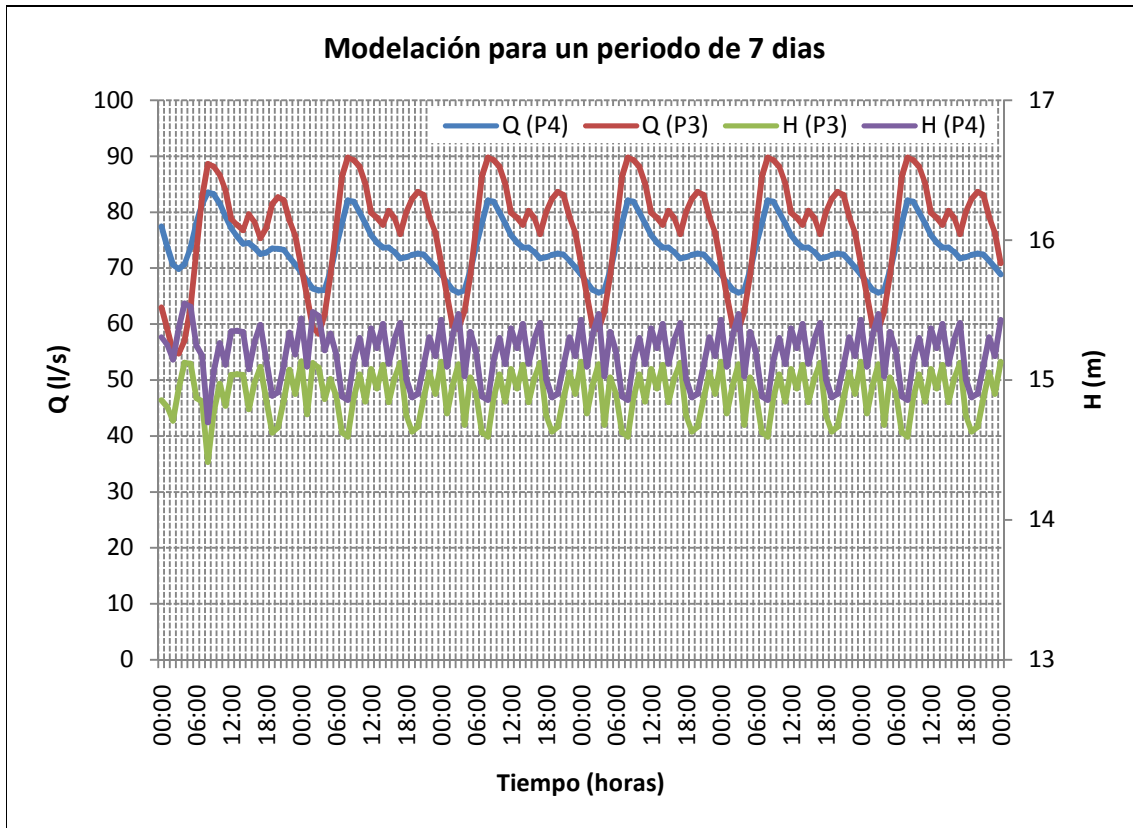
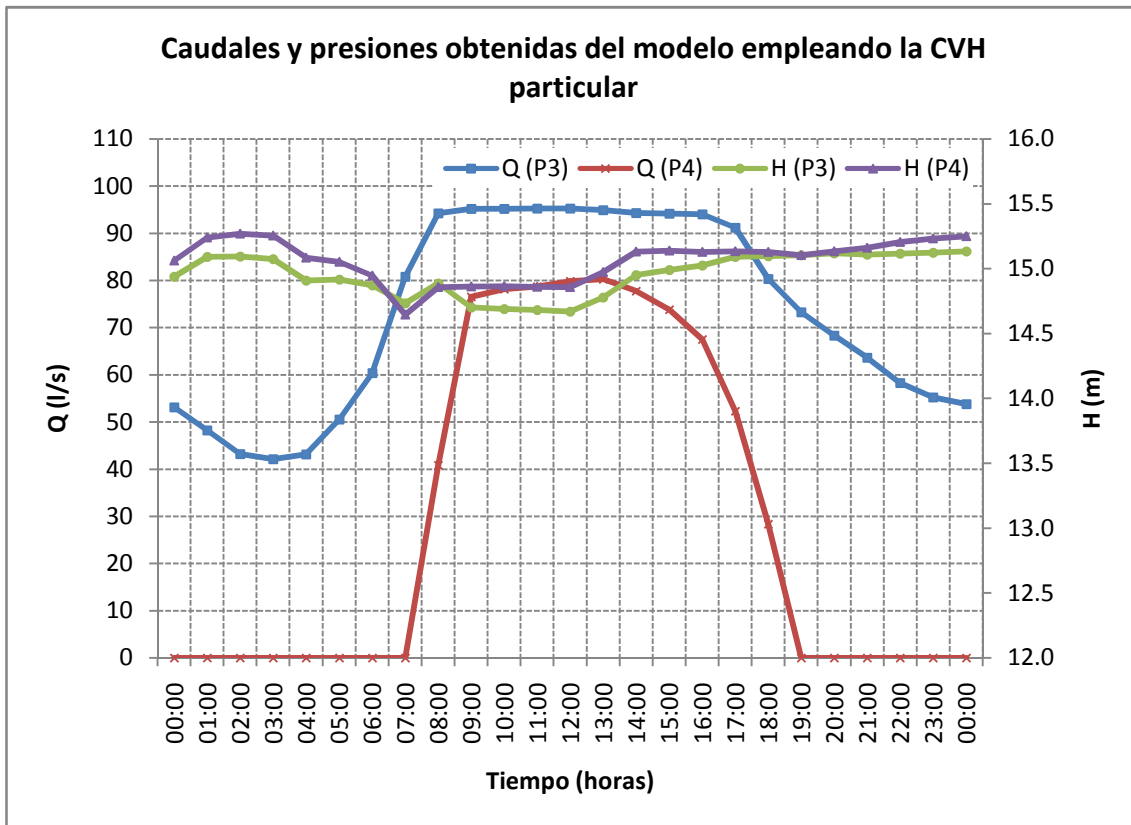


Ilustración 4.23 Modelación del sector piloto para un periodo de 7 días empleando la CVH específica para la época de verano

#### 4.6.2 Modelación para la época de invierno

Al igual que en el apartado anterior, se ha realizado la modelación del sector piloto para la época de invierno mediante la aplicación de la CVH calculada para este periodo y que es mostrada en la ilustración 4.19.

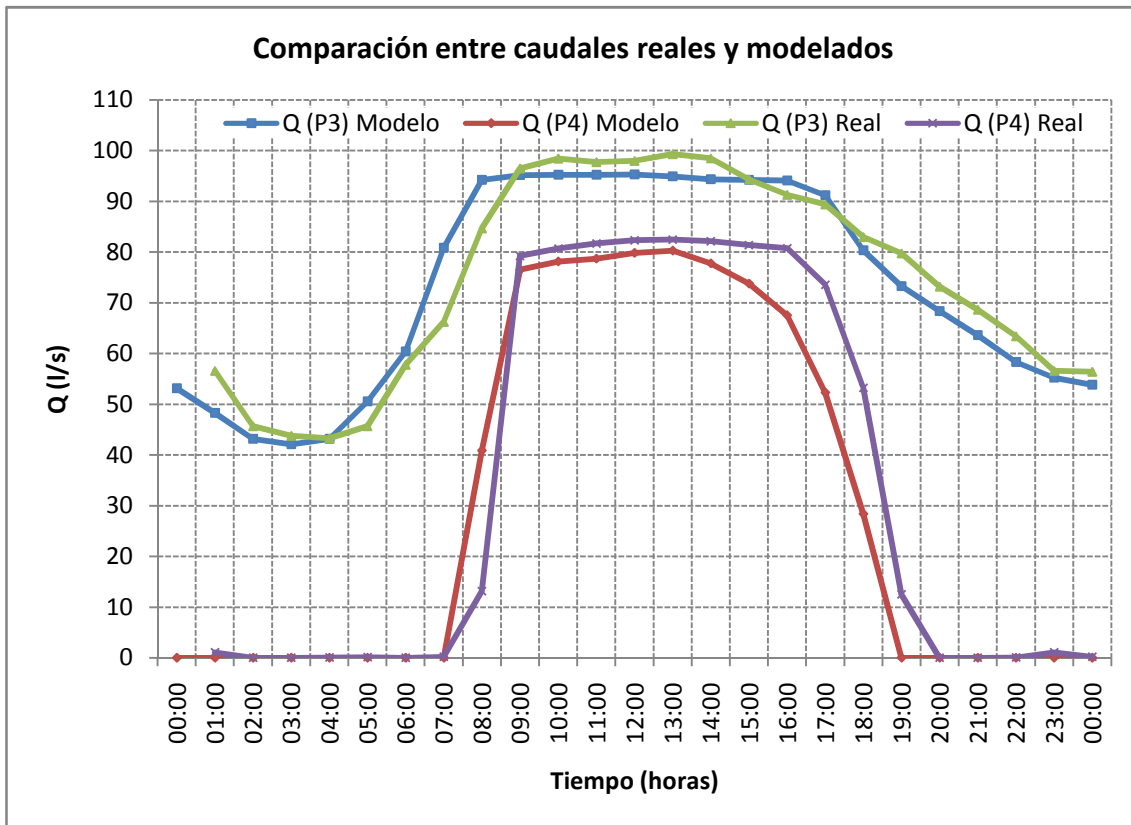
Una vez realizada la modelación se obtuvieron los perfiles de caudales y presiones presentados en la Ilustración 4.25.



**Ilustración 4.24 Resultados obtenidos del modelo empleando la CVH específica para la época de invierno**

Los resultados muestran que en el sector se presenta una presión promedio de 14.95 mca (cumpliendo nuevamente con la condición impuesta al variador de velocidad en campo) y un volumen total de ingreso de 6 449.50 y 2 642.600 m<sup>3</sup> (gasto medio de 73.53 y 30.77 l/s) para el pozos 3 y 4 respectivamente, sumando los volúmenes de ambos pozos se tiene que el total de agua inyectada en un día al sector son 9 092.09 m<sup>3</sup>.

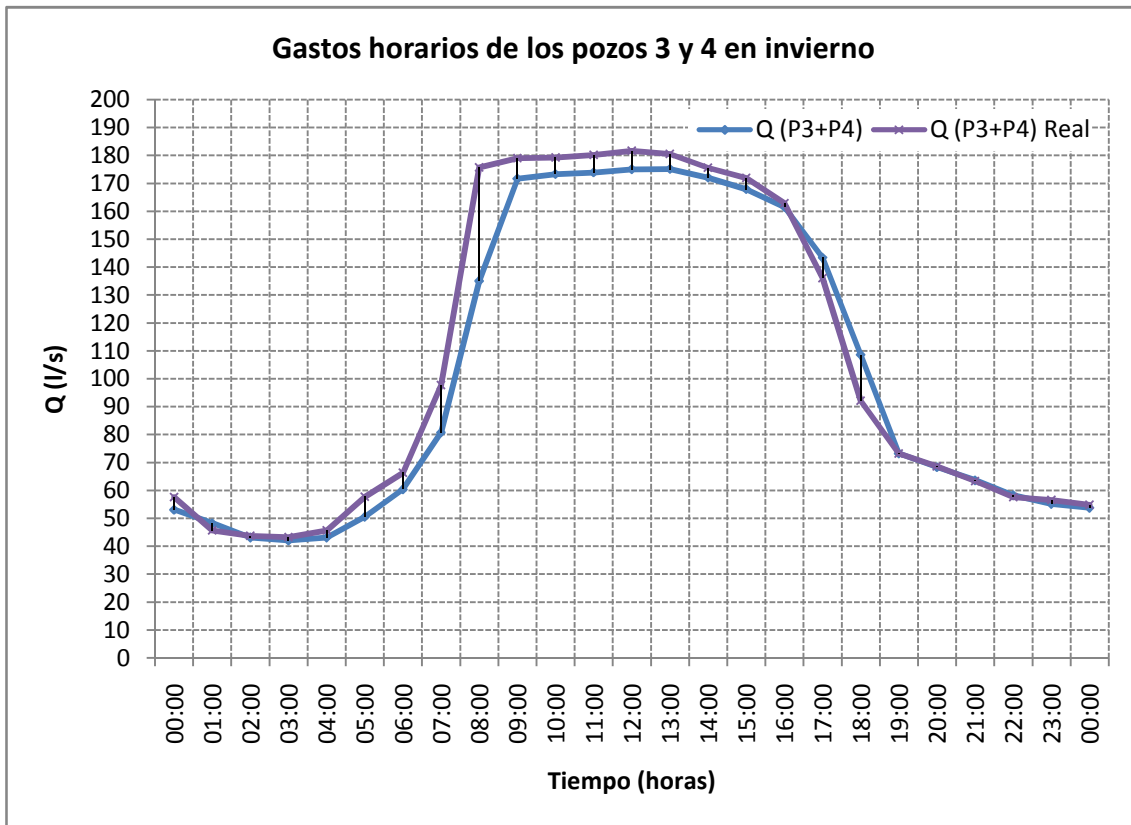
Comparando los resultados obtenidos (Ilustración 4.24) con los valores registrados en campo (Ilustración 4.12), es apreciable la aproximación alcanzada por el modelo al emplear la CVH específica del sector para la época de invierno, esta aproximación se muestra en la siguiente ilustración:



**Ilustración 4.25 Comparación entre caudales reales y modelados empleando la CVH específica para la época de invierno**

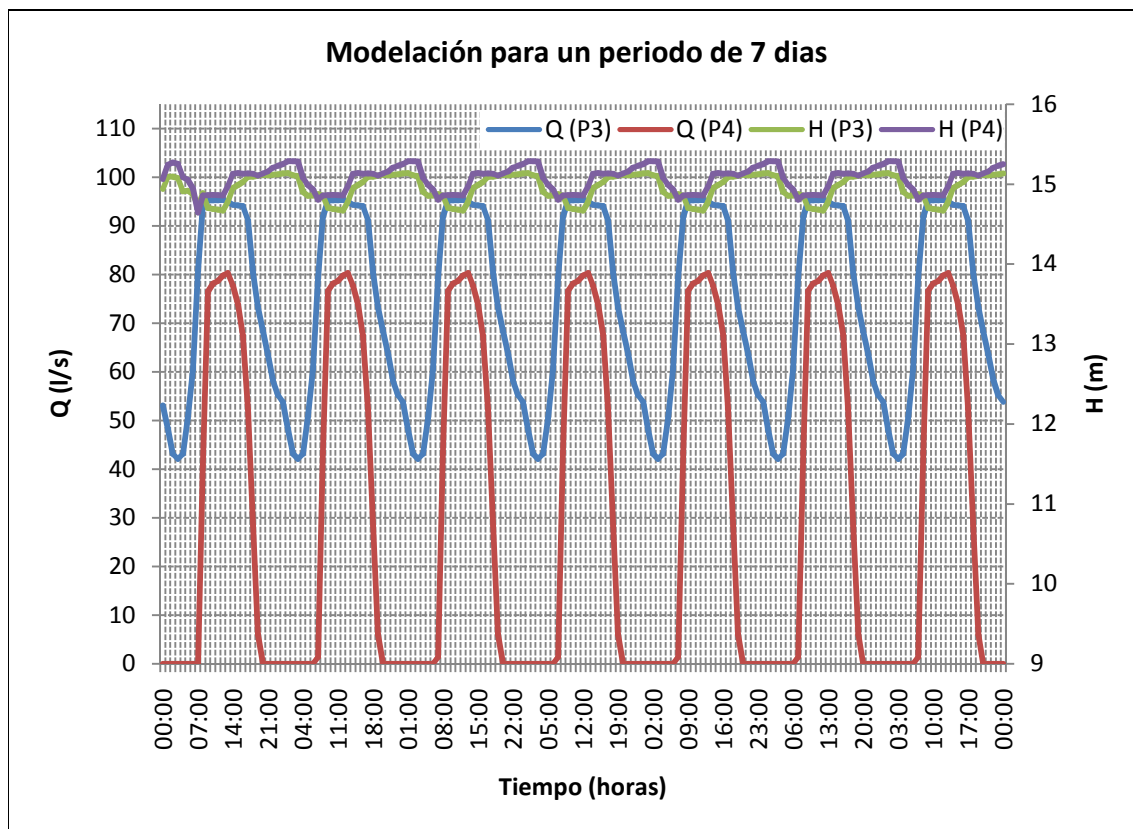
Como se mencionó anteriormente el volumen de ingreso obtenido del modelo son  $9\,092.09\text{ m}^3$  mientras que la medición real arroja un valor de  $9\,428.81\text{ m}^3$ , es decir el modelo se aproxima en un 96 % a la situación real. Se realiza también la comparación entre los gastos medios; en el modelo se tiene un caudal de 73.53 y 30.77 litros por segundo, mientras que los valores registrados en campo son 73.69 y 32.23 litros por segundo, es decir un error del 0.3 y 4.5 % entre los gastos modelados y medidos a la salida de los pozos 3 y 4 respectivamente.

La Ilustración 4.26 muestra la aproximación descrita anteriormente entre el modelo y la medición real, lo cual justifica el uso de la CVH específica (en invierno) en el modelo para los próximos escenarios



**Ilustración 4.26 Comparación entre caudales medidos y calculados en época de invierno empleando la CVH específica para la época de verano**

Finalmente y con el objetivo de mostrar el comportamiento del sector para un periodo mayor a 24 horas, en la Ilustración 4.27 se presenta el perfil de presiones y caudales obtenidos de la modelación realizada para una semana, donde se observa un comportamiento cíclico para cada día modelado, es decir el análisis y los comentarios expuestos para un periodo de 24 horas son atribuibles a cada día de la semana modelada.



**Ilustración 4.27 Modelación del sector piloto para un periodo de 7 días empleando la CVH específica para la época de invierno**

De acuerdo con estos resultados y los obtenidos en el subcapítulo 4.6.1 puede concluirse que la aproximación de un modelo dinámico depende en gran medida de la curva de variación horaria asignada a los nodos de demanda (además de los parámetros relacionados con la topología y la demanda en la red o sector), indicando así que en cada caso particular deberá determinarse la curva de variación horaria específica del lugar y solo en redes o sectores en donde no se tenga la suficiente información, los recursos para generarla o se pretenda realizar un proyecto que requiera mostrar un comportamiento general, podrá emplearse la curva propuesta por la CONAGUA.

Así, en los escenarios modelados (para invierno y verano) en el capítulo siguiente se han incorporado las CVH presentadas en la Ilustración 4.19 con el objetivo de obtener resultados con mayor apego a la realidad.

Por otro lado es importante mencionar que el Organismo Operador Municipal de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la ciudad de San Luis Río

Colorado, Sonora. (OOMAPAS), reporta que con la implementación de variadores de frecuencias es posible obtener ahorros de hasta un 30%, del costo energético total en un equipo de bombeo; es decir la aplicación de los VFD que son programados para mantener una carga constante en la red ha presentado ahorros energéticos notables para el OOMAPAS.

De lo anterior surgen dos interrogantes: ¿Podrían incrementarse aun más los ahorros energéticos en el sector? y ¿Cómo se alcanzarían esos ahorros?, en el capítulo 5 se presenta el análisis y respuestas a estas preguntas.





## **5. Modelación del sector piloto empleando bombas de velocidad variable, de velocidad fija y tanque de regulación**



En este capítulo se presenta una comparación de los consumos energéticos obtenidos empleando bombas de velocidad variable, de velocidad fija y tanque de regulación (tres escenarios), con el objetivo de establecer un sistema de abastecimiento eficiente hidráulicamente al menor costo, el cual podrá ser extrapolado y aplicado a otras redes de distribución de agua potable.

Es importante aclarar que los resultados que se presentarán en cada uno de los siguientes escenarios corresponden solamente a la época de verano (por ser la condición crítica). En el capítulo 6 se muestran de manera resumida los resultados tanto de invierno como verano, incluyendo la modelación situación actual del sector, además se analiza económicamente cada escenario y se realiza la comparación económica e hidráulica entre estos.

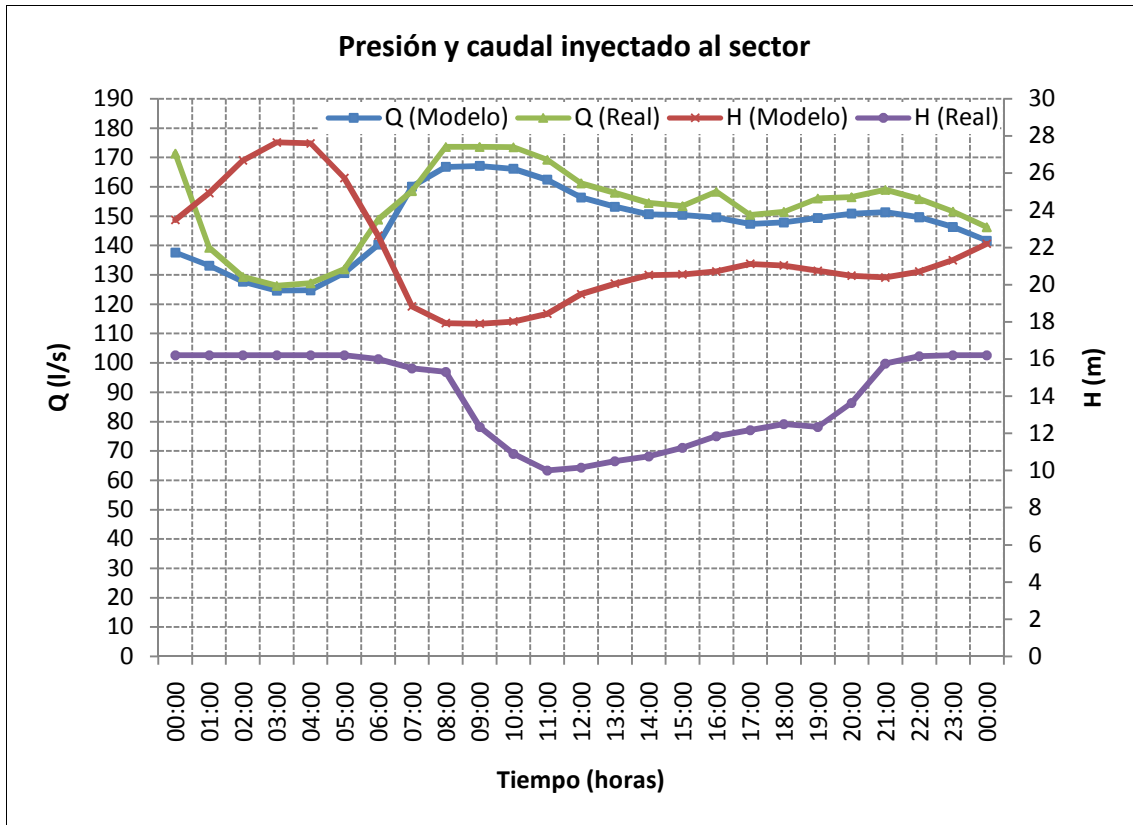
En este capítulo el modelo se realiza con los parámetros descritos en el apartado 4.5, con la única diferencia que en los siguientes escenarios se emplean las curvas de variación horaria de la demanda calculadas en la sección 4.6.

### **5.1. Primer escenario. Modelación hidráulica empleando bombas de velocidad fija**

Este primer escenario es modelado considerando que el sector piloto se abastece mediante dos bombas de velocidad fija que inyectan directamente a la red, situación que se presenta con mayor frecuencia en las redes de distribución de agua potable de nuestro país (principalmente en el sur).

La simulación se realiza para un día ordinario del mes de agosto de 2007 y se considera que el comportamiento se repite cíclicamente (Ilustración 4.23) para los siguientes días que comprenden el periodo establecido (verano).

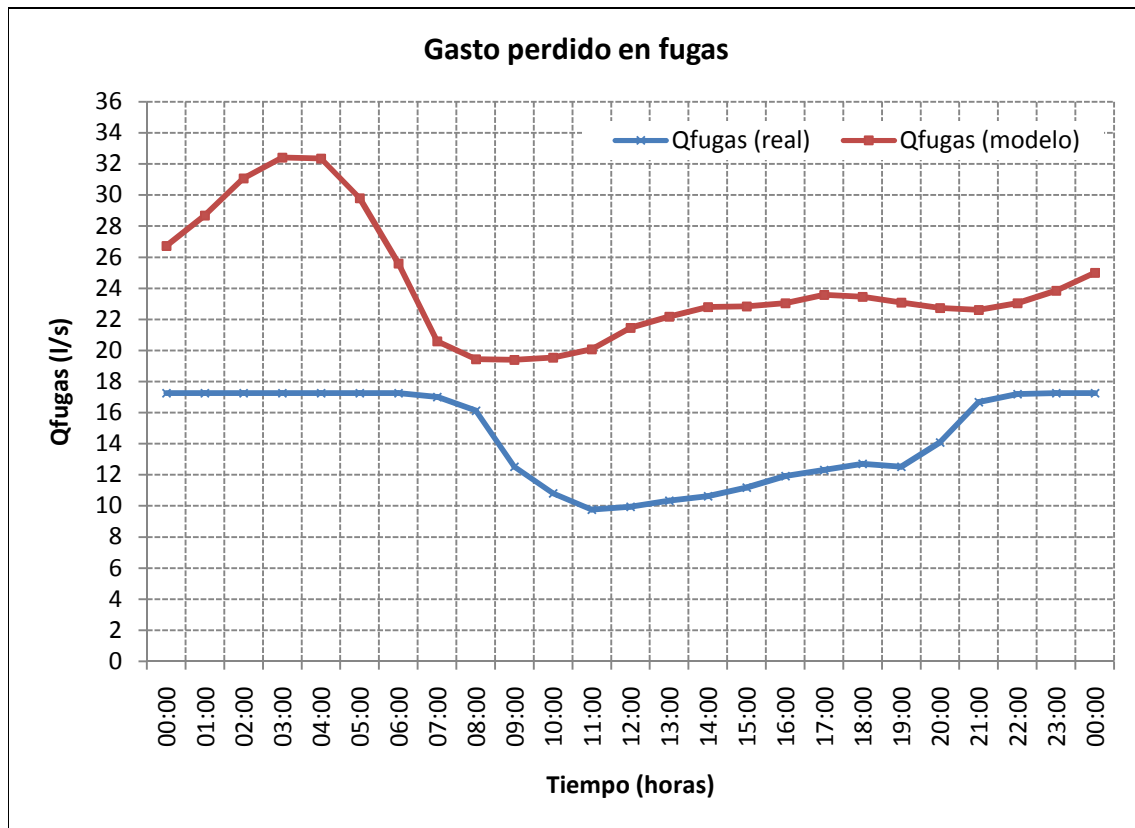
Por lo tanto, realizando la modelación del sector con bombas de velocidad fija y, graficando los resultados de caudal y presión presentes en el sector, se obtiene lo siguiente:



**Ilustración 5.1 Resultados de la modelación del sector, empleando bombas de velocidad fija**

La presión media es 21.42 y 13.87 mca, en el modelo y la medición real respectivamente. Esto indica que al emplear bombas de velocidad fija se presenta un incremento del 35% (para este caso) entre la presión real y modelada, lo cual implica un incremento de fugas, principalmente en el horario de mínimo consumo (00:00 a las 05:00 horas).

Con el objetivo de mostrar el incremento de fugas en el sector, en la siguiente ilustración se presenta la comparación entre el perfil de fugas calculado con las presiones de este escenario y el obtenido en la sección 4.4.3.



**Ilustración 5.2** Perfiles de fugas obtenidos mediante el uso de bombas de velocidad variable y velocidad fija

El caudal promedio asociado a fugas en el modelo es de 24.75 litros por segundo, mientras que en la realidad se estiman 14.44 litros por segundo. Es decir, el abastecimiento con bombas de velocidad fija incrementa en un 40% las fugas dentro del sector, concluyendo así que la implementación del variador de frecuencias ha reducido considerablemente las pérdidas físicas en el distrito. Además se debe tener en cuenta que la reducción de pérdidas de agua conlleva a un ahorro de energía eléctrica, lo que evidentemente genera ahorros económicos importantes (como se verá más adelante).

## 5.2. Segundo escenario

En este escenario se modelan las bombas de velocidad variable (VSP) mediante controles programados dentro del programa **InfoWorks®**, dichos controles coinciden con la programación en campo de los variadores de frecuencias, de tal forma que puedan realizarse modelos muy precisos que

ayuden a definir políticas de operación adecuadas para conseguir ahorros energéticos considerables.

En el anexo F se presenta una breve descripción de cada control implementado dentro de **InfoWorks®** para modelar bombas de velocidad variable.

### **5.2.1 Propuesta para obtener mayores ahorros energéticos**

Antes de iniciar con la modelación, es necesario atender las dos interrogantes planteadas en la sección 4.6, las cuales se enuncian de la siguiente manera:

#### **¿Podrían incrementarse aun más los ahorros energéticos en el sector?**

Del análisis de fugas realizado entre la situación actual del sector y el primer escenario (Ilustración 5.2), se puede concluir que los máximos ahorros energéticos se obtienen en el caso “ideal” de no existir fugas ( $q_{fugas} = 0 \text{ m}^3$ ) y tener un consumo adecuado por parte los usuarios (sin desperdicios). Evidentemente al no haber pérdidas de agua, no existe energía desperdiciada ya que toda es aprovechada por los usuarios.

El caso ideal representa el límite de máximos ahorros económicos posibles y el mínimo se obtiene para el caso contrario, cuando el agua es perdida en su totalidad.

Así, mientras menor sea el volumen de fugas presentes en la red, mayores ahorros podrán obtenerse.

Finalmente, ¿Podrían incrementarse aun más los ahorros energéticos en el sector?

**Si, mediante la reducción de presiones en la red**

## ¿Cómo se alcanzarían esos ahorros?

Para lograr los ahorros energéticos comentados anteriormente se propone que en lugar de asignar una presión constante al variador de velocidad, se programe (a la salida de la bomba) un perfil en donde la presión sea variable a lo largo del día (Ilustración 5.4).

El objetivo del perfil variable de presiones es disminuir las presiones máximas en la red, las cuales se presentan en el periodo de mínimo consumo. De esto surge una nueva pregunta ¿En qué magnitud se debe reducir la presión de servicio?

La respuesta a esta última interrogante se fundamenta con base en la curva variación horaria de la demanda propuesta por la CONAGUA (con la propósito de obtener un criterio general), estableciendo presiones variables de operación conforme al horario de suministro. Es importante mencionar que en el horario de máxima demanda se ha conservado la presión (15 mca) recomendada por la Comisión Nacional del Agua.

Así, en el periodo de mínimo consumo (comprendido entre las 00:00 y las 05:00 horas) se propone que el abastecimiento sea brindado a la red con una presión de 5 mca, con el objetivo de abastecer como mínimo a nivel de toma domiciliaria y como máximo a los tinacos de las viviendas de un nivel. Esta propuesta se hace considerando que en el periodo mencionado los consumos registrados son en general agua aprovechada por usuarios comerciales (los cuales pueden rebombear el agua de acuerdo con sus necesidades) más las fugas presentes en la red, por lo que los usuarios no comerciales tendrán agua, cuando menos en sus tomas domiciliarias.

Para el horario de mayor demanda que va de las 5:01 a las 21:00 horas, se sigue considerando una presión promedio de abastecimiento de 15 mca (recomendada por CONAGUA).

Finalmente para determinar la presión recomendada de las 21:01 a las 23:59 horas, se hace una proporción entre este horario y el periodo de mayor demanda (estableciendo de esta forma la presión que se utilizará en la modelación posterior), esto es:

Promediando los valores desde las 5:00 a las 21:00 horas de la tabla 3.5 se obtiene un coeficiente de 1.147, de igual forma para el periodo de las 21:00 a las 24:00 horas se tiene un valor de 0.688.

Estableciendo la proporción entre los coeficientes de 1.147 y 0.688 se tiene:

$$\begin{aligned} 1.146 & \text{ --- } > 15 \text{ mca} \\ 0.688 & \text{ --- } > X \text{ mca} \end{aligned}$$

El valor de  $X$  calculado equivale a 9.00 mca, el cual se toma como base para proponer una presión de suministro de 10 mca en el periodo de las 21:01 a las 23:59 horas.

Por otro lado y como se mencionó al principio de este apartado, la reducción de la presión puede llevarse a cabo con la implementación de variadores de frecuencias. Es común encontrarse con literaturas acerca del tema que mencionan que la implementación de variadores de frecuencias disminuyen el rendimiento y vida útil de la bomba, debido a esto se ha determinado en laboratorio un rango de velocidades (relación 5.1) en el que la bomba tendrá un rendimiento aceptable [Martínez Alzamora, et. al, 1996].

$$0.6v_{nom} \leq v \leq 1.00v_{nom} \Rightarrow 1.00v_{nom} = v_{m\acute{a}x} \text{ ----- (5.1)}$$

Donde:  $v_{nom}$  es la velocidad nominal de rotación de la bomba;  $v_{m\acute{a}x}$  es la velocidad máxima a la que puede girar el impulsor de la bomba;  $v$  la velocidad variable.



### 5.2.2 Modelación del sector piloto empleando bombas de velocidad variable (validación de la propuesta de ahorros energéticos)

Para este escenario se considera que las bombas instaladas a la salida del pozo 3 y 4 son controladas mediante un variador de frecuencias, es decir el sector piloto cuenta con dos bombas de velocidad variable. Los controles empleados para cada equipo de bombeo se describen a continuación:

#### Pozo 3

El variador de velocidad instalado en la bomba 3, se modela empleando el modo "Profile" dentro de **InfoWorks®** (Anexo F) considerando los siguientes parámetros:

Velocidad nominal de la bomba: 1770 RPM

Velocidad máxima de rotación ( $v_{m\acute{a}x}$ ): 1770 RPM

Velocidad mínima de rotación ( $70\% v_{m\acute{a}x}$ ): 1225 RPM

Variación de la presión propuesta a la salida de la bomba: Ilustración 5.4

Estado inicial de la bomba: Activa

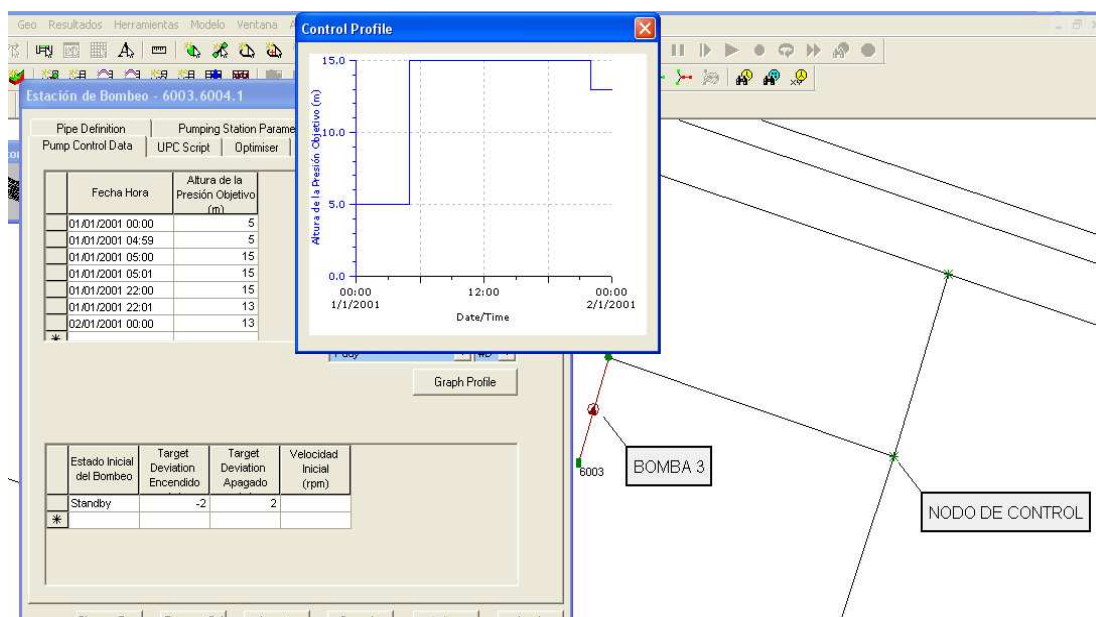
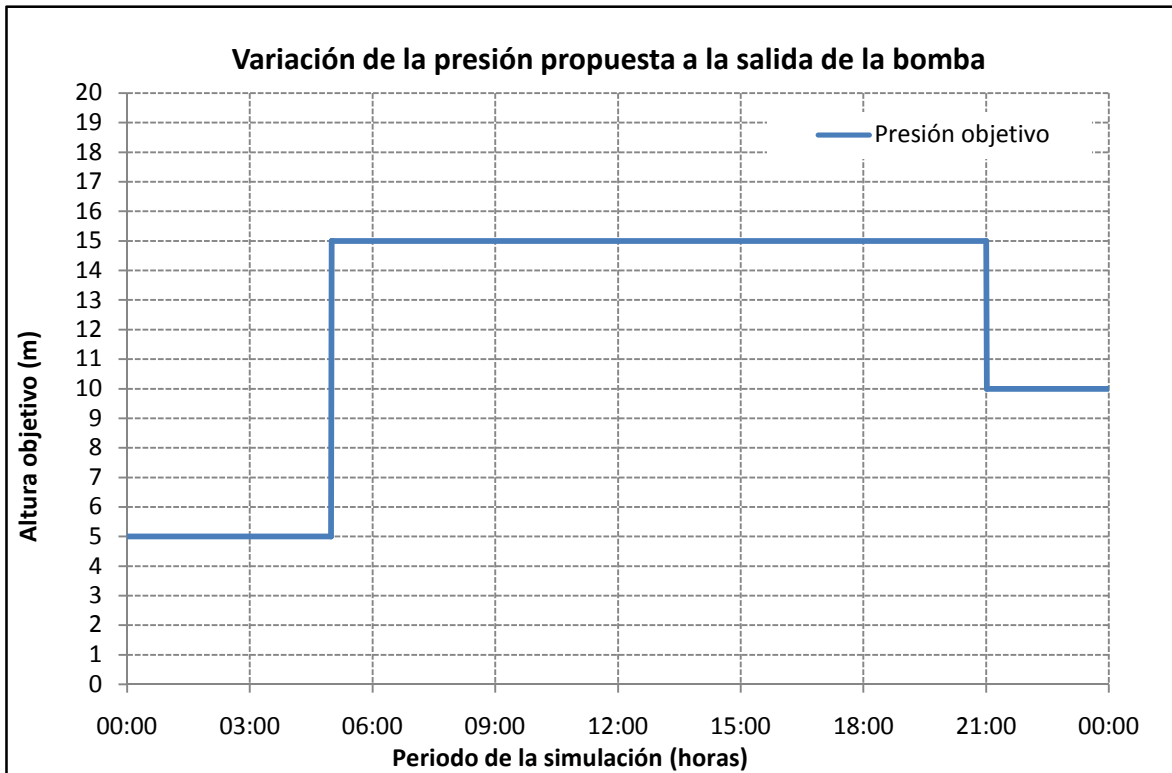


Ilustración 5.3 Parámetros de control para la bomba 3

La programación en campo de un variador de velocidad se lleva a cabo mediante un ajuste de las frecuencias equivalentes a la velocidad rotacional de la bomba y no de la velocidad directamente, dicha equivalencia se determina mediante la ecuación 3.5 ( $N=4$ , dato del fabricante para nuestro caso). Por lo tanto, para 1750 y 1225 rpm se tiene una frecuencia de  $f$  equivalente a 58.33 y 40.83 Hz respectivamente.



**Ilustración 5.4 Perfil propuesto para la variación de la presión a la salida de la bomba**

#### **Pozo 4**

La programación del pozo 4 también se realizó con el modo “Profile” de la siguiente manera:

Velocidad nominal de la bomba: 1770 RPM

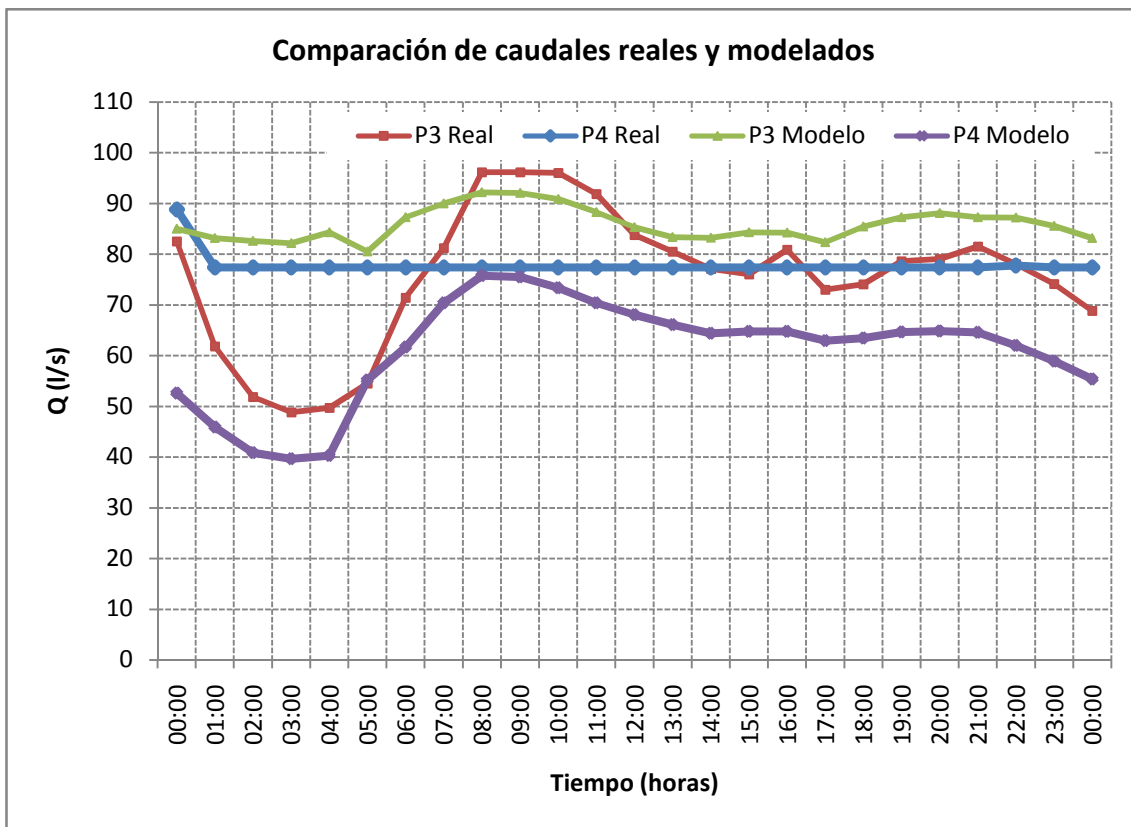
Velocidad máxima de rotación ( $v_{m\acute{a}x}$ ): 1770 RPM

Velocidad mínima de rotación (70%  $v_{m\acute{a}x}$ ): 1225 RPM

Variación de la presión propuesta a la salida de la bomba: Ilustración 5.4

Estado inicial de la bomba: Activa

Una vez que se han incorporado en el programa los parámetros antes descritos, se procede a realizar la modelación en periodos extendidos, obteniendo como resultados de caudal y presión los perfiles mostrados en la Ilustración 5.5, en donde se presenta también la comparación entre los resultados del modelo y la medición real.



**Ilustración 5.5 Comparación entre caudales reales y modelados empleando bombas de velocidad variable**

Puede distinguirse que los perfiles obtenidos de la modelación, difieren en gran proporción de la medición real. Este hecho se debe principalmente a que se ha programado un perfil de presiones diferente al establecido en campo (Ilustración 5.7), dicha diferencia es notable mediante la comparación de gastos medios.

El pozo 3 presenta un caudal promedio medido y modelado de 75.50 y 85.83 litros por segundo respectivamente, en el informe final elaborado por el IMTA (2007) "Evaluación del programa de sectorización en la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora" se establece (mediante un aforo por el método de la

escuadra) un caudal medio de 96.44 litros por segundo a la salida del mismo pozo, esto indica que el caudal modelado puede ser cubierto sin mayor problema.

Por su parte, del pozo 4 se extraen 77.85 litros por segundo mientras que en el modelo se obtiene un valor de 61.04 litros por segundo. Al igual que el caso anterior, el gasto modelado es abastecido sin ninguna dificultad, concluyendo de esta manera que el sector es abastecido (en caudal) de forma eficiente por los pozos 3 y 4.

De lo anterior se tiene que el gasto promedio total en campo y modelo es 153.36 y 146.84 litros por segundo respectivamente, indicando con estos valores una aproximación del modelo equivalente al 96% (Ilustración 5.6).

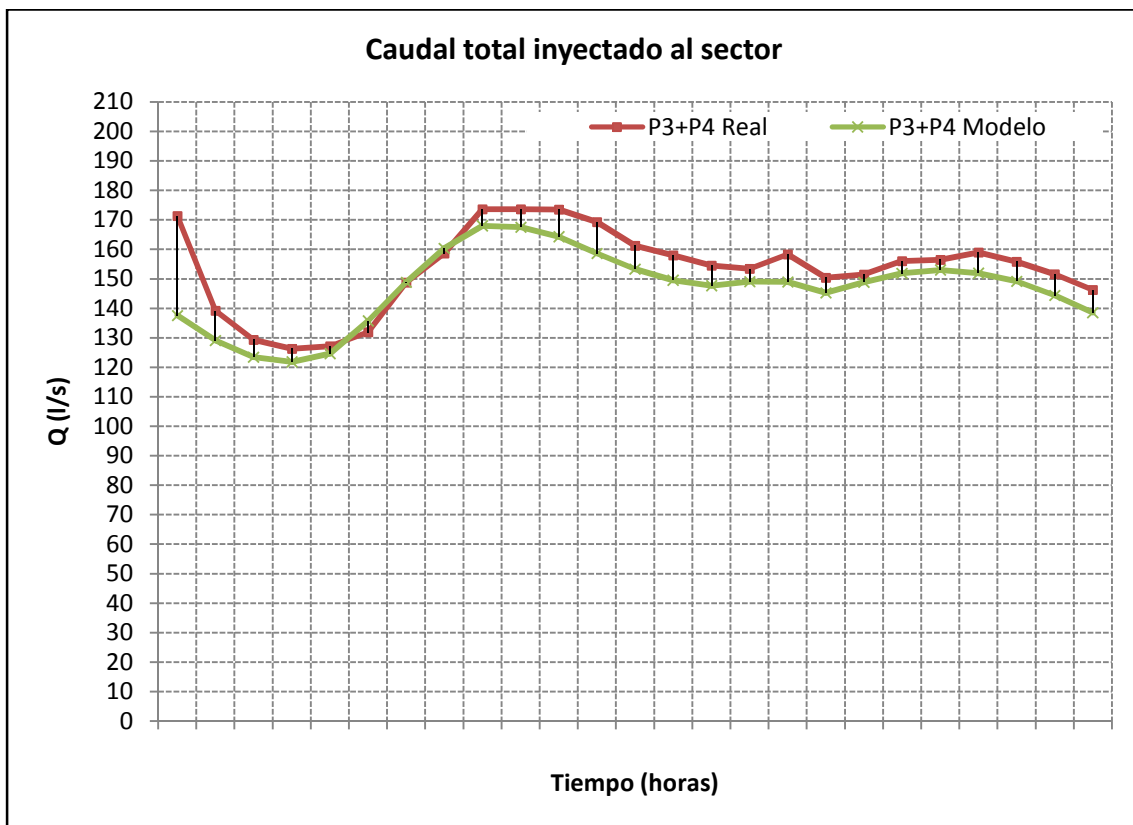


Ilustración 5.6 Comparación entre caudales totales medidos y calculados en época de verano

Por otro lado es necesario analizar el comportamiento de la presión en el distrito, debido a que este es el siguiente parámetro más importante (después de la demanda) en el abastecimiento de agua potable.

En la Ilustración 5.7 se muestra la comparación entre los perfiles de presión obtenidos del modelo de la situación actual “H (modelo sit. Actual)” y el segundo escenario “H (modelo)”, así como la presión real a la salida del pozo 3 [Alcocer V., Rodríguez M., y Tzatchkov V., 2007] “H (real)”.

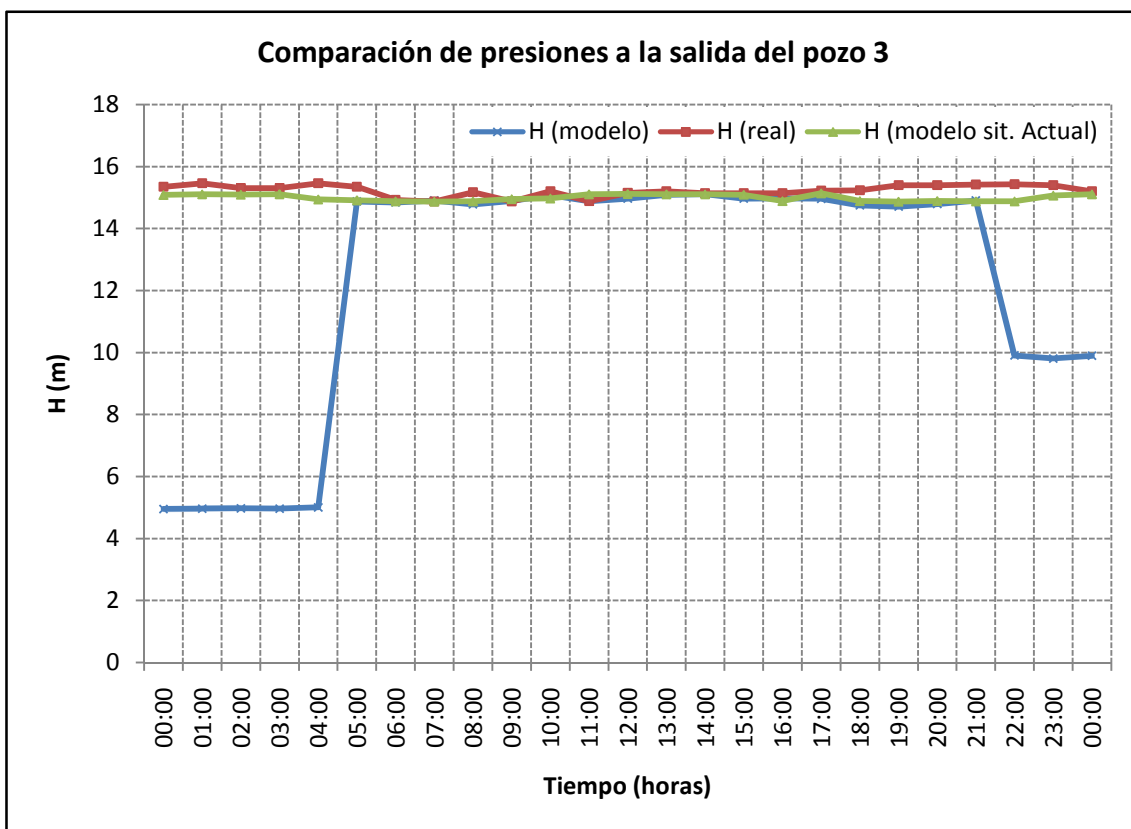


Ilustración 5.7 Comparación de presiones a la salida del pozo 3

La presión media de la situación actual modelada es bastante aproximada al valor reportado por la empresa CETA a la salida del pozo 3, 15.10 metros columna de agua. De igual forma para el segundo escenario se tienen 12.45 mca, valor que se encuentra por debajo del que recomienda la CONAGUA (15 mca), esto se debe a que la presión disminuye en el horario de mínima demanda. Es importante destacar que este valor (aún por debajo del recomendado) no afecta ni disminuye la eficiencia en el servicio, ya que la

presión se mantiene aproximadamente constante (15 mca) durante el periodo de máxima demanda (5:00 a las 21:00 horas), es decir en el lapso en el que la mayor parte de la población demanda un buen servicio.

De acuerdo con el perfil de presiones propuesto en este segundo escenario, se ha logrado abastecer al distrito hidrométrico en gasto y presión de forma eficiente, disminuyendo además el volumen de fugas principalmente en el horario de mínima demanda.

Con el objetivo de mostrar la reducción de pérdidas de agua en el sector, en la Ilustración 5.7 se presenta la comparación entre el perfil de fugas de la sección 4.4.3 con el correspondiente a este escenario.

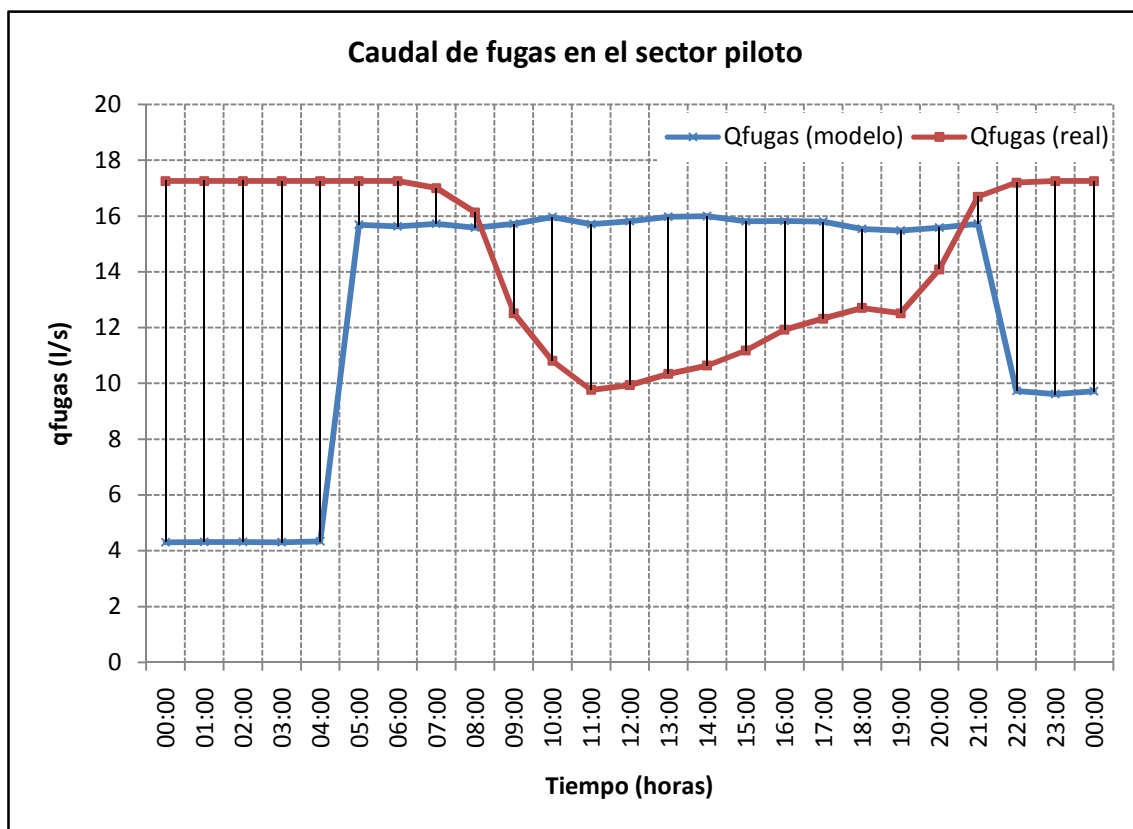


Ilustración 5.8 Comparación de fugas promedio en el sector piloto

De acuerdo con la ilustración anterior, el volumen atribuible fugas para el segundo escenario son  $1\ 088.04\ m^3$  (12.73 l/s) mientras que en la situación real se tienen  $1\ 268.35\ m^3$  (14.44 l/s), lo cual implica una reducción anual de

64 911.16 m<sup>3</sup>. Esta disminución de fugas se obtiene al programar bombas de velocidad variable con el perfil de presiones propuesto en esta sección.

Por otro lado, es importante señalar que los resultados obtenidos en el presente escenario se deben a la variación de la velocidad (a través de la frecuencia) en los equipos de bombeo, a quienes se les ha programado el perfil de presiones de la Ilustración 5.4. En el capítulo 3 se expuso que la variación de la velocidad provoca que la curva característica de la bomba se traslade de un punto a otro de acuerdo con los requerimientos del sistema.

En la siguiente ilustración se grafican las velocidades que las bombas 3 y 4 requieren para alcanzar la presión que le ha sido asignada mediante la programación del variador de velocidad.

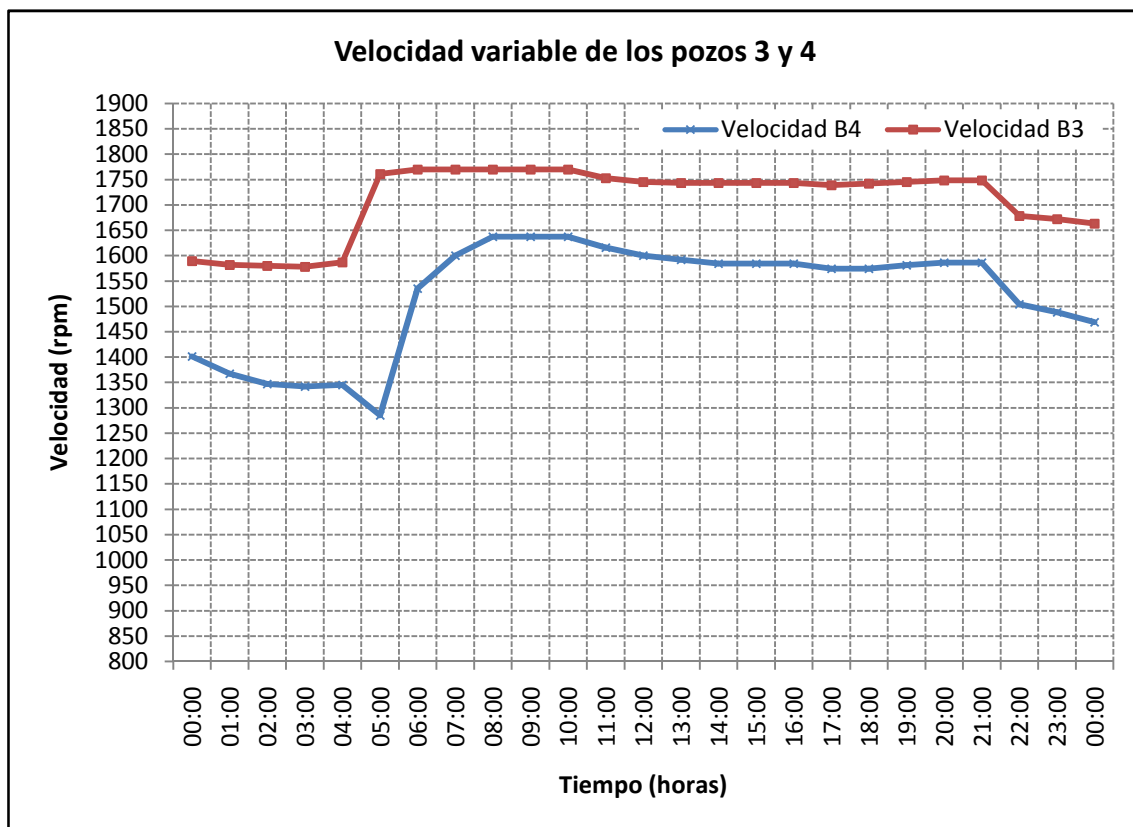


Ilustración 5.9 Variación de la velocidad de las bombas 3 y 4

De la Ilustración 5.9 puede apreciarse que la velocidad de ambos equipos se incrementa en el horario de mayor demanda, lo cual implica una mayor potencia y a su vez un mayor consumo de energía eléctrica, caso contrario al horario nocturno en donde se registran las velocidades de rotación mínimas. La velocidad rotacional promedio es de 1709 y 1522 rpm en las bombas 3 y 4 respectivamente, esto indica que el equipo 3 opera al 96% de su velocidad total (1770 rpm) mientras que la bomba 4 reduce su velocidad al 86% del valor máximo (1770 rpm). Se debe apreciar que ambos porcentajes se encuentran en el rango establecido por la relación 5.1.

Por otro lado y de acuerdo con los resultados carga-gasto obtenidos de la modelación, y la aplicación de la ecuación 3.11, es posible determinar con buena aproximación la potencia consumida por los equipos de bombeo. Dicha potencia en Kw se encuentra representada (a intervalos de una hora) en la siguiente ilustración:

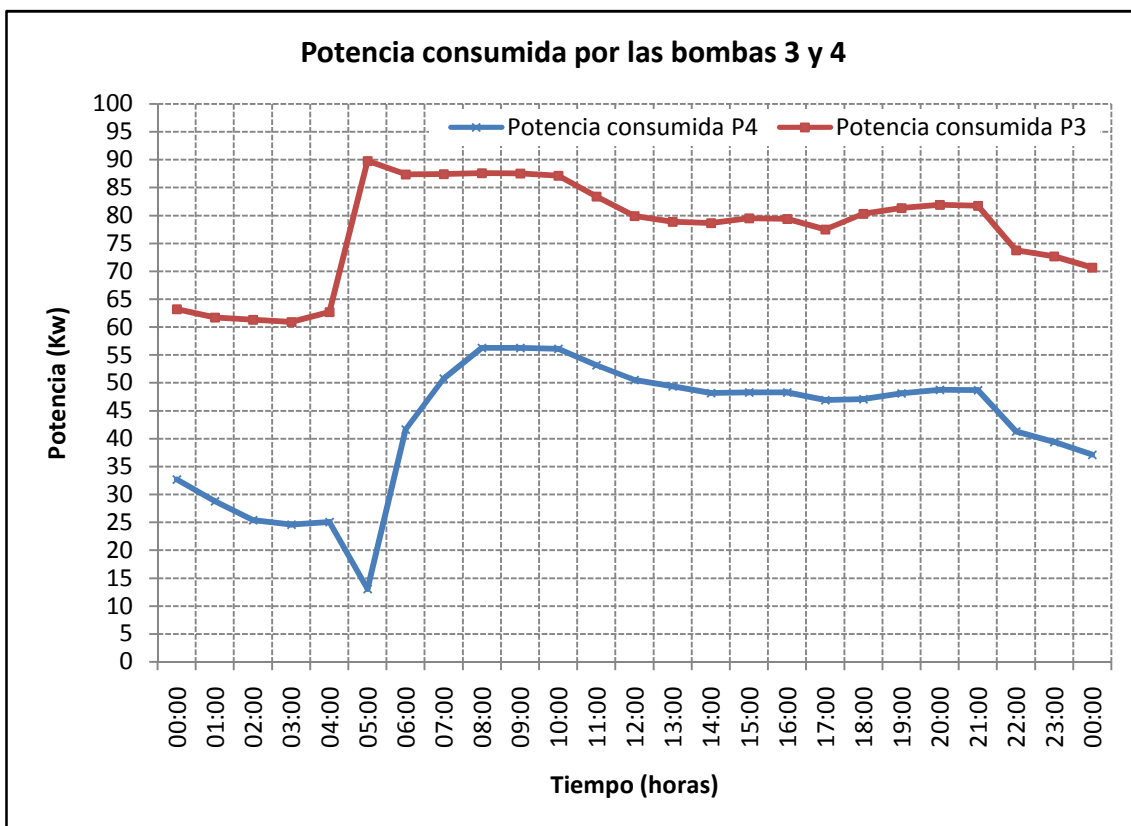


Ilustración 5.10 Potencia eléctrica consumida por las bombas 3 y 4



Por lo tanto la potencia consumida por las bombas 3 y 4 (área bajo las curvas de la Ilustración 5.10) en un periodo de 24 horas, es equivalente a **1 904.44 y 1 043.20 Kw** respectivamente.

### **5.3. Tercer escenario.**

A continuación se analiza el comportamiento del sector piloto mediante la incorporación de un tanque de regulación en el sector. Para esto ha sido necesario diseñar un tanque que pueda absorber directamente la descarga del pozo 3.

En el informe “Evaluación del programa de sectorización en la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora (2007)” Alcocer-Yamanaka y Tzatchkov propusieron un tanque de regulación superficial de  $1\,232\text{ m}^3$ , basándose en la ecuación desarrollada por BANOBRAS y adaptada por CONAGUA, la cual esta función del gasto máximo diario y de la variación de la demanda en la zona de influencia del tanque, que a su vez dependen del tiempo y caudal de alimentación al mismo, y de los porcentajes de los gastos horarios suministrados a la red en relación al gasto medio diario demandado.

#### **5.3.1 Modelación hidráulica del sector empleando tanque de regulación**

Se han realizado una serie de modelaciones previas (con tanques de diferentes dimensiones pero las mismas condiciones de operación) con el objetivo de redimensionar el tanque propuesto por el IMTA. Esto se debe a que el diseño original se realiza con base en la CVH propuesta por la CONAGUA y en el modelo se emplea una CVH específica del sector.

Para realizar el nuevo diseño, se analiza la variación en el nivel de varios tanques y las condiciones del servicio proporcionado al sector en un periodo de 24 horas, obteniendo así un tanque óptimo de 1 000 metros cúbicos.

En la siguiente ilustración se muestra la comparación de niveles obtenidos con el tanque redimensionado y el propuesto por el IMTA.

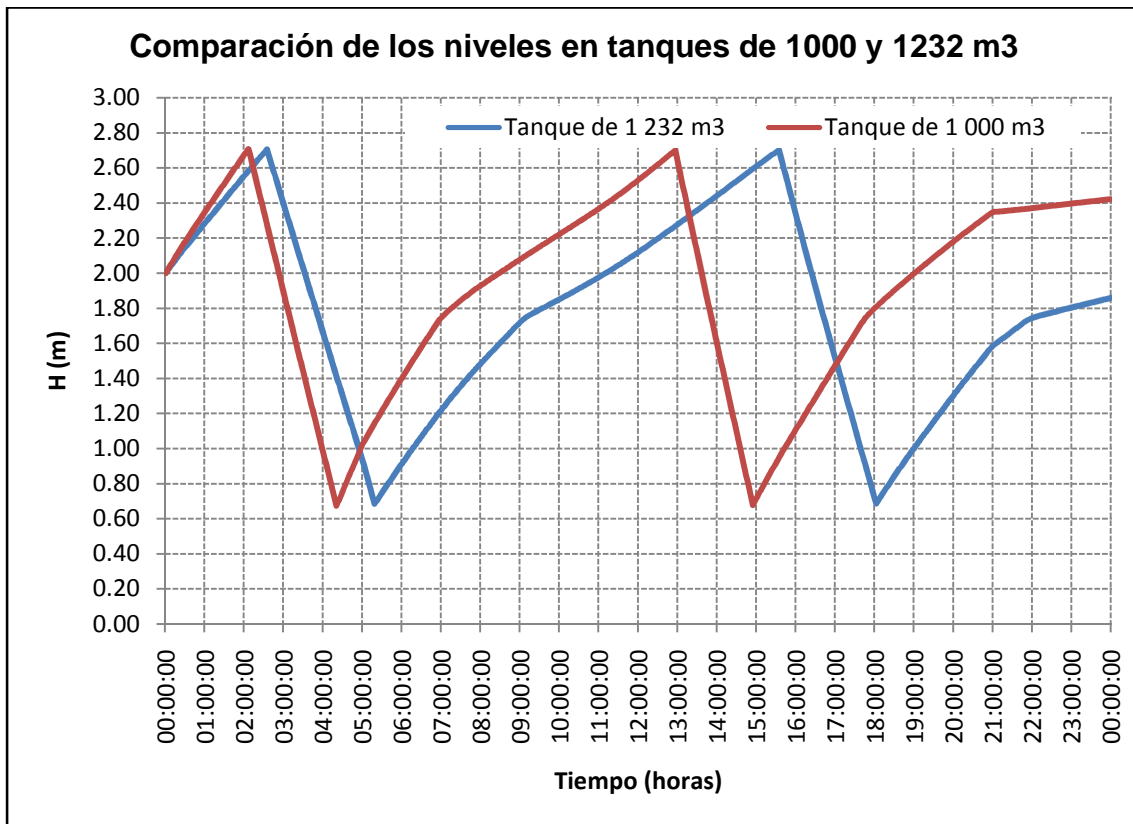
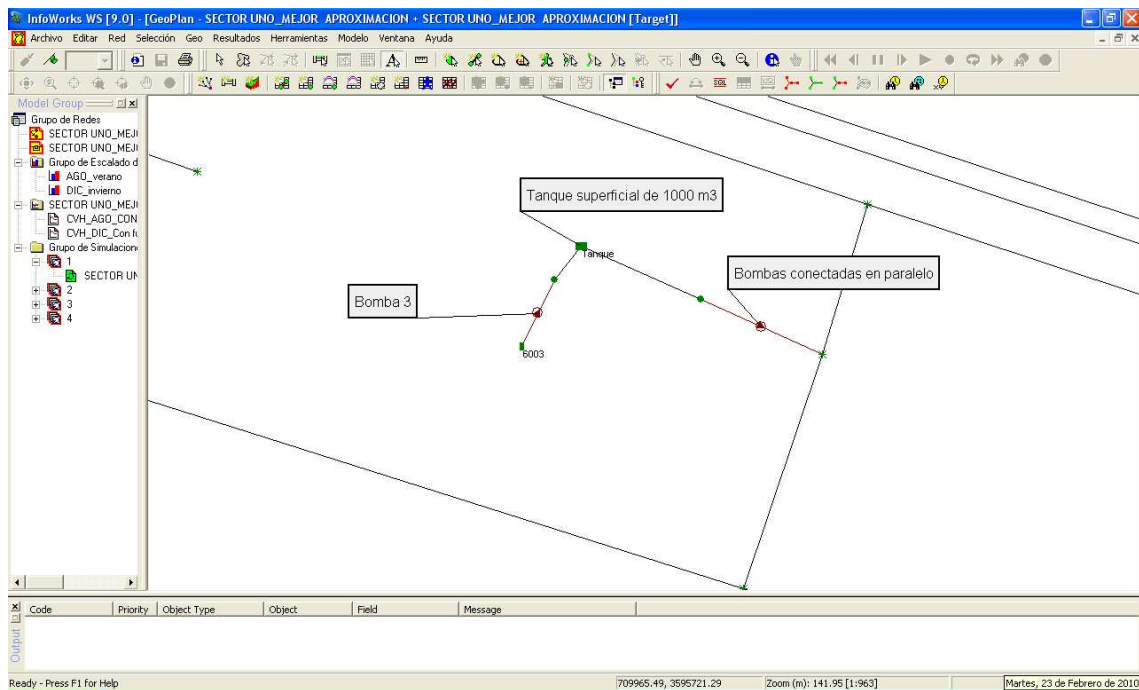


Ilustración 5.11 Comparación de la variación del nivel del agua en tanques de 1 000 y 1 232 m3

Puede observarse que los niveles máximos y mínimos son de la misma magnitud para ambos tanques y ocurren en diferentes momentos de tiempo, esto sucede debido a que el tanque de mayor dimensión tarda un lapso mayor en su vaciado y llenado. Por lo que se ha elegido para este escenario obviamente el tanque de menor capacidad por representar un costo de inversión menor frente al tanque propuesto por el IMTA.

Para extraer el caudal del tanque diseñado anteriormente es necesaria la instalación de equipos de bombeo, ya que este es un tanque superficial construido sobre un terreno sensiblemente plano donde no se puede tener abastecimiento por gravedad (Topografía desfavorable).

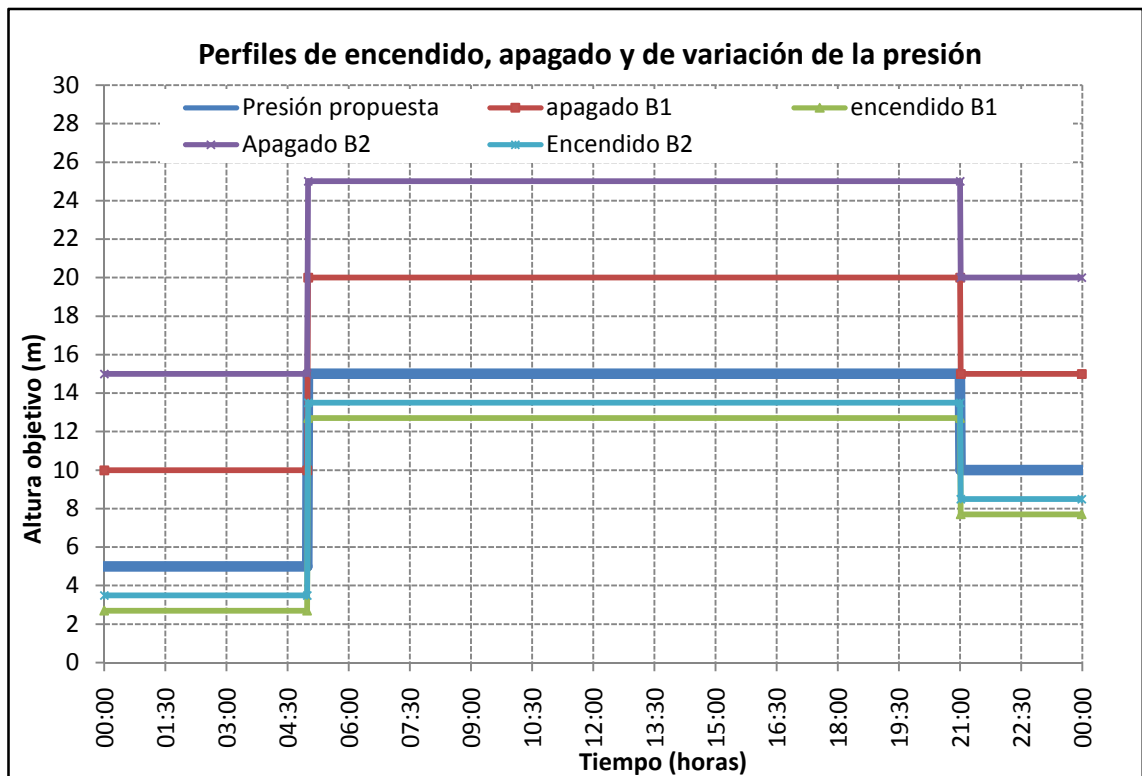
En el mismo informe emitido por el IMTA (mencionado al principio de este apartado) se proponen dos bombas de 30 HP conectadas en paralelo, atendiendo a esta propuesta se analizaron distintas marcas de bombas para determinar la mejor opción a emplear en nuestro sistema, resultando así dos bombas de 30 HP con curvas características idénticas (Anexo D).



**Ilustración 5.12 Sistema empleado para modelar el sector piloto empleando un tanque de regulación superficial (terreno sensiblemente plano)**

Los controles que se han propuesto para el sistema antes descrito (bomba-tanque-bombas-red, Ilustración 5.12) se definen de la siguiente manera:

- La bomba 3 se modela como un bomba de velocidad constante
- Las bombas conectadas en paralelo son controladas de forma independiente con el modo "Profile" (Anexo F) dentro de InfoWorks®, programando en dicho control el perfil de presiones a la salida de la bomba propuesto en el segundo escenario (Ilustración 5.13). La velocidad rotacional máxima indicada por el fabricante para cada equipo de 30 HP es de 1750 rpm (Anexo D).



**Ilustración 5.13 Perfil de variación de la presión propuesto a la salida de la bomba de 30 HP, así como sus respectivos perfiles de encendido y apagado**

- Las bombas 3 y 4 se mantienen activas durante todo el periodo de simulación.

Los perfiles de la Ilustración 5.13 indican que las bombas no se apagan o encienden al mismo tiempo, a manera que incrementa la presión aumenta también la posibilidad de apagado de ambas bombas (primero B1 y luego B2). Por otro lado, B1 inicia el periodo de simulación en estado “Stanby” debido a que en el horario nocturno la demanda puede ser cubierta con una sola bomba (B2 permanece activa durante todo el día). A las 5:00 horas cuando la demanda aumenta, B2 no puede proporcionar el gasto con la carga requerida y es entonces cuando se activa B1 permaneciendo así el resto del día.

Una vez que se han definido los parámetros de la modelación, se analizan los resultados obtenidos por cada equipo de bombeo y el servicio brindado al sector, comparando principalmente los caudales demandados y suministrados, así como la presión con la que se proporciona el servicio. En seguida se

presentan los resultados de la modelación del tercer escenario, iniciando con la comparación entre gastos medidos y modelados (Ilustración 5.14)

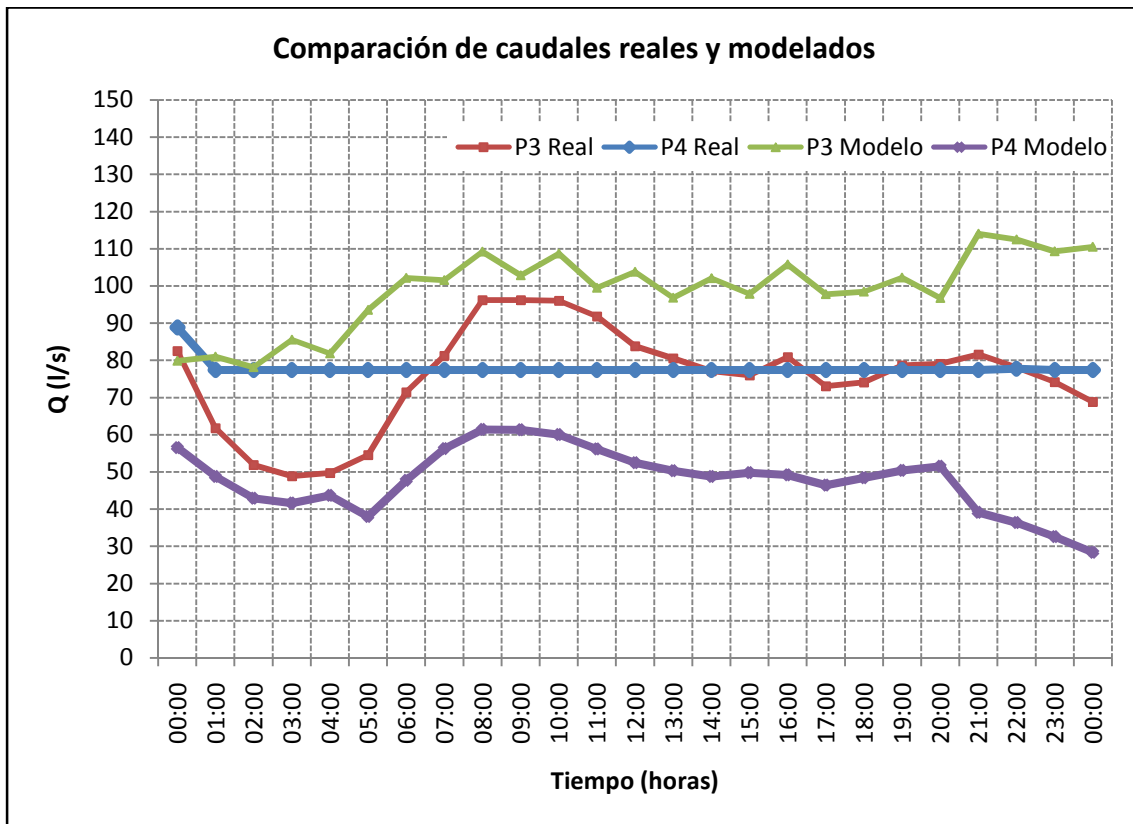
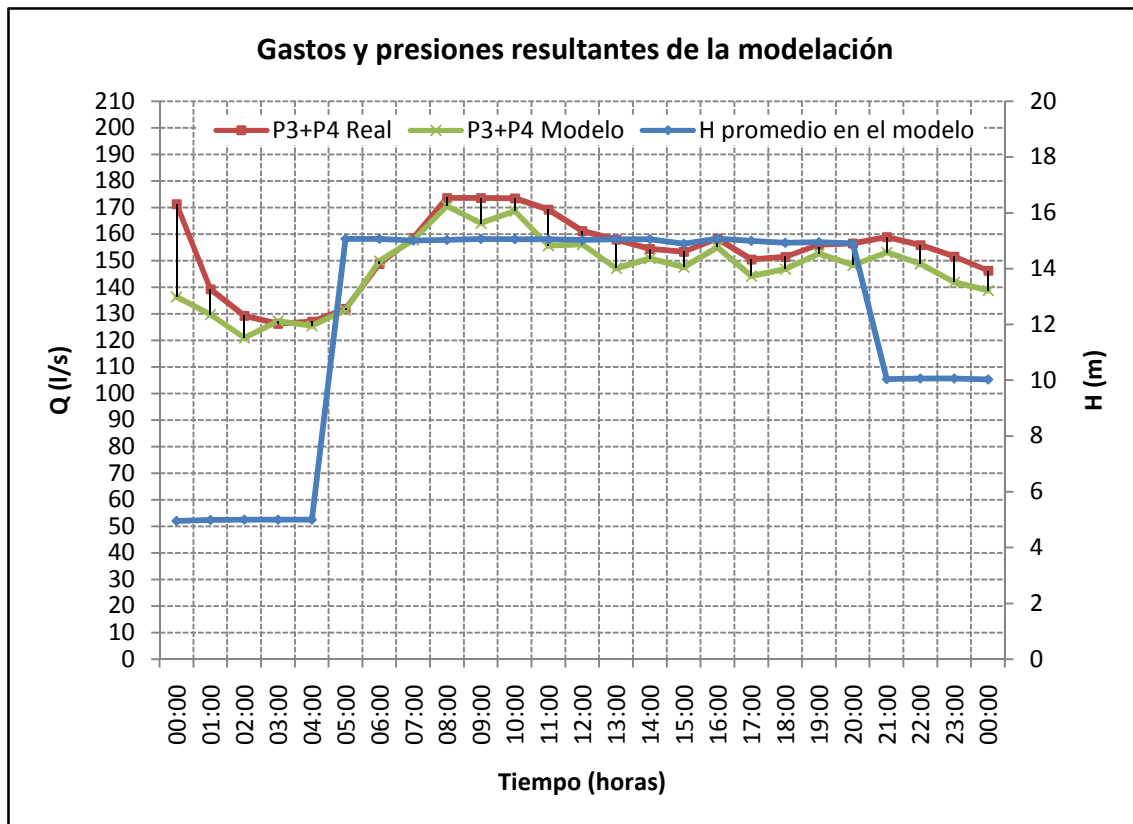


Ilustración 5.14 Comparación entre caudales reales y modelados empleando tanque de regulación

El perfil “P3 Modelo” corresponde a los caudales extraídos del tanque (mediante las bombas conectadas en paralelo) e inyectados directamente a la red, evidentemente los resultados del modelo son diferentes a los valores reportados en las mediciones de campo pues se trata de un escenario completamente nuevo. La gráfica correspondiente a “P3 Modelo” corresponde al gasto modelado que circula a través de las bombas de 30 HP, donde se registra un caudal promedio de 98.84 l/s; para el pozo 4, el modelo arroja un caudal medio de 47.89 l/s.

Sumando los resultados de cada pozo, se obtiene el caudal total que ingresa al sector, el cual debe satisfacerse mediante el gasto extraído de los pozos 3 y 4. En la Ilustración 5.15 se realiza la comparación correspondiente entre el

modelo y lo reportado por el IMTA (2007), además se superpone la presión media del sector (resultado de la modelación).



**Ilustración 5.15 Comparación entre caudales totales medidos y modelados empleando tanque de regulación**

Al igual que en el segundo escenario, se tiene que el modelo se aproxima en un 96% (caudal promedio modelado, 146.73 l/s) a la situación real medida en campo (153.36 l/s). Se aprecia además la presión promedio en el sector, la cual corresponde al perfil de presiones propuesto. Por lo tanto, el abastecimiento mediante un tanque de regulación superficial resulta ser eficiente cuando se instalan variadores de velocidad en las bombas que abastecen a la red, pero su costo de inversión es elevado (Capítulo 6).

Los resultados obtenidos en este tercer escenario, se deben a la implementación de un tanque de regulación y principalmente a la variación de la velocidad de las bombas 30 HP y el equipo 4. Debido a esto, es importante mostrar y analizar el comportamiento de la velocidad a lo largo de la simulación (Ilustración 5.16).

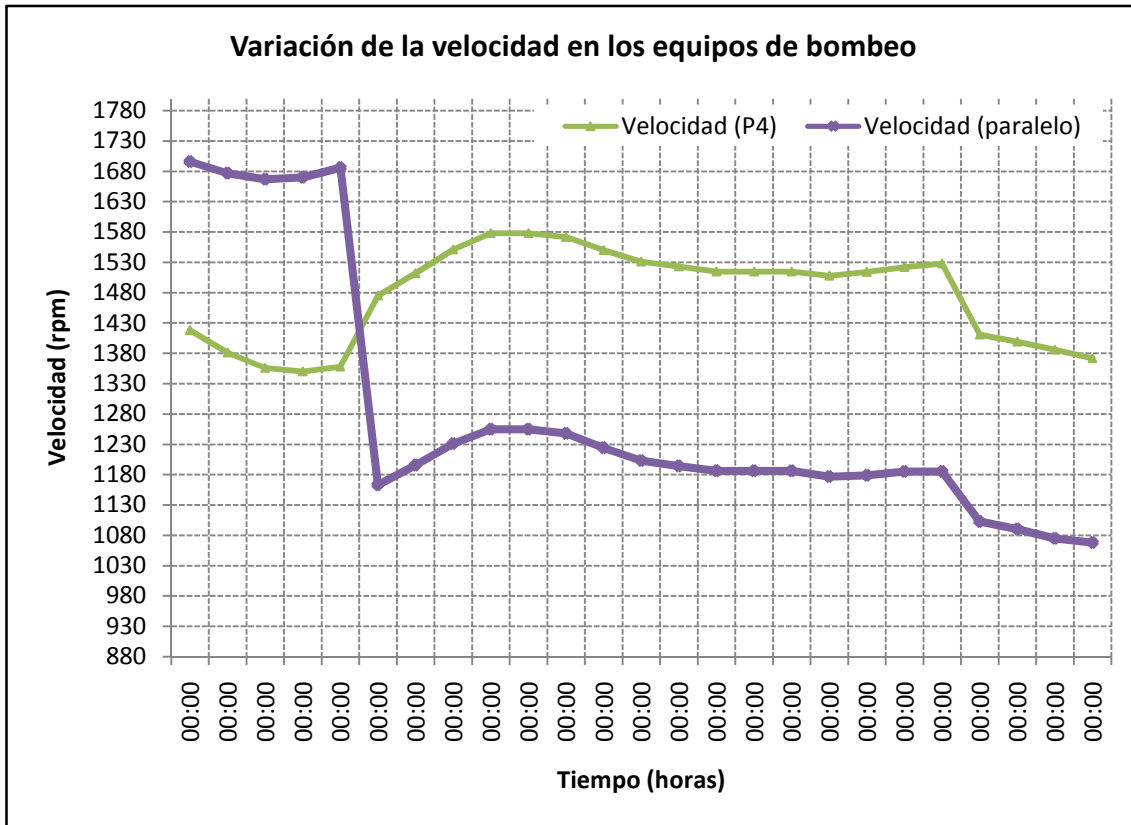


Ilustración 5.16 Variación de la velocidad de las estaciones de bombeo

Puede apreciarse que en el horario nocturno la bomba de 30 HP opera con una velocidad promedio de 1679 rpm (96% de la velocidad máxima), mientras que en el horario de mayor demanda (cuando se activan los dos equipos conectados en paralelo) se registra una velocidad rotacional media para cada equipo de 1179 rpm (67% de la velocidad máxima). Caso contrario sucede con la bomba 4, la cual incrementa su velocidad de 1372 a 1530 rpm respectivamente, es decir la bomba opera en un rango del 77 al 86% de su velocidad máxima (rango aceptable de acuerdo con la relación 5.1)

Finalmente, se calcula la potencia consumida en Kw (a intervalos de una hora) con base en los resultados de presión y caudal obtenidos de la modelación para cada equipo de bombeo (Ilustración 5.16).

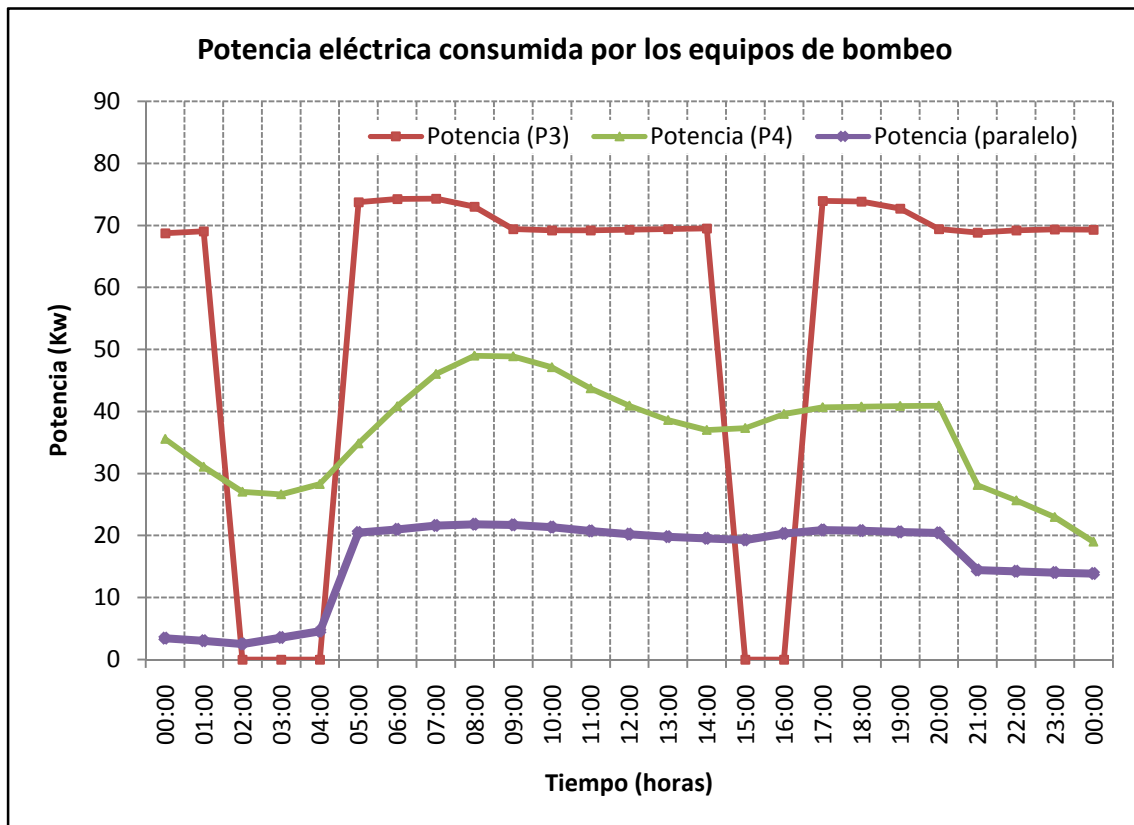


Ilustración 5.17 Potencia eléctrica consumida por las estaciones de bombeo

Por lo tanto la potencia consumida por las bombas 3, 4 y de 30 HP (área bajo las curvas de la Ilustración 5.17) en un periodo de 24 horas, es de **1 661.25**, **876.88** y **378 Kw** respectivamente.

Se puede concluir de este capítulo que al implementar bombas de velocidad variable se tiene una reducción en el consumo energético diario del 11 y el 12% para el segundo y tercer escenario respectivamente, ambos comparados con respecto al bombeo de velocidad fija (consumo energético de 3322.84, 2953.98 y 2921.46 kw/día para el primero, segundo y tercer escenario en época de verano respectivamente). Se debe señalar que la diferencia entre la inyección directa a red con VSP y el uso de tanque superficial es realmente pequeña (1%), por lo que la elección entre estos sistemas será justificada con el costo de inversión inicial y su recuperación a largo plazo (caso analizado en el capítulo 6)



El análisis económico de estos resultados se abordarán en el siguiente capítulo, con el objetivo de comparar los consumos de energía eléctrica asociados a los escenarios planteados anteriormente y la situación real del sector, en dicho análisis se incluirá de forma condensada los resultados obtenidos para la época de invierno. También se realizará el análisis de inversión y recuperación implicado en la modelación del distrito hidrométrico con tanque de regulación superficial y bombas de velocidad variable.



## **6. Análisis económico de resultados**



## 6.1 Análisis económico del abastecimiento con bombas de velocidad fija, velocidad variable, tanque de regulación superficial y la situación real del sector

En este apartado se presenta la comparación de los egresos, por concepto de energía eléctrica, para los tres escenarios modelados en el capítulo anterior y la situación actual (modelada con base en las condiciones reales del sector).

Para determinar el costo anual por concepto de energía eléctrica se emplea la tarifa 6 (ver justificación en el subcapítulo 3.5), clasificada dentro de las tarifas de servicios públicos (junto con las tarifas 5 y 5a, CFE) y que es denominada “Servicio para bombeo de agua potable o aguas negras, de servicio público”.

En la Tabla 6.1 se muestran los costos de energía eléctrica para la tarifa 6, se indican para cobros mensuales aplicables desde enero de 2007 hasta diciembre de 2010. También se aprecia que el cargo fijo es independiente de la energía consumida y se pagará aun cuando no exista consumo energético; el cargo adicional será sumado al fijo en función de la cantidad de Kwh consumidos en el mes correspondiente.

**Tabla 6.1 Costos de energía eléctrica para la tarifa 6 del año 2007 a 2010**

Año	2007		2008		2009		2010	
Mes	Cargo Fijo (\$)	Energía (\$/KWh)	Cargo Fijo (\$)	Energía (\$/KWh)	Cargo Fijo (\$)	Energía (\$/KWh)	Cargo Fijo (\$)	Energía (\$/KWh)
Ene.	200.110	1.099	212.020	1.163	224.620	1.235	237.990	1.307
Feb.	201.080	1.104	213.040	1.169	225.700	1.241	239.140	1.313
Mar.	202.050	1.109	214.070	1.175	226.790	1.247	240.300	1.319
Abr.	203.030	1.114	215.100	1.181	227.890	1.253	241.460	1.325
May.	204.010	1.119	216.140	1.187	228.990	1.259	242.630	1.331
Jun.	205.000	1.124	217.180	1.193	230.100	1.265	243.800	1.337
Jul.	205.990	1.129	218.230	1.199	231.210	1.271	244.980	1.343
Ago.	206.980	1.134	219.280	1.205	232.330	1.277	246.160	1.349
Sep.	207.980	1.139	220.340	1.211	233.450	1.283	247.350	1.356
Oct.	208.980	1.145	221.400	1.217	234.580	1.289	248.540	1.363
Nov.	209.990	1.151	222.470	1.223	235.710	1.295	249.740	1.370
Dic.	211.000	1.157	223.540	1.229	236.850	1.301	250.950	1.377

Para aplicar los costos indicados en la tabla anterior, es necesario contar con los consumos energéticos de los equipos de bombeo. En la tabla 6.2 se muestra de forma resumida los resultados obtenidos mediante las modelaciones realizadas en el capítulo anterior, además se presenta el volumen de fugas determinado a partir del perfil de presiones derivado de cada escenario:

**Tabla 6.2 Resumen de resultados obtenidos en cada escenario**

Escenario	Estación del año	Bomba	Eficiencia (%)	Caudal medio (l/s)	Pot. calculada (Kw/día)	Presión media (mca)	Vol. Fugas (m3/día)
<b>Actual</b>	Invierno	3	55	73.54	1622.83	15.00	1268.35
		4	52.7	30.76	574.54		
	Verano	3	55.0	75.00	1663.47	15.00	1268.35
		4	52.7	74.77	1574.79		
<b>1</b>	Invierno	3	55.0	65.08	1660.97	24.70	2536.93
		4	52.7	39.24	800.77		
	Verano	3	55.0	80.98	1706.71	21.64	2130.91
		4	52.7	66.18	1616.13		
<b>2</b>	Invierno	3	55.0	72.94	1545.38	12.10	1080.56
		4	52.7	31.37	585.61		
	Verano	3	55.0	92.80	1904.44	12.58	1088.04
		4	52.7	54.38	1049.54		
<b>3</b>	Invierno	3	55.0	55.87	1341.32	12.60	1126.67
		4	52.7	27.95	520.88		
		Paralelo	60.0	76.35	322.90		
	Verano	3	55.0	98.84	1661.25	12.21	1119.06
		4	52.7	47.90	882.21		
		Paralelo	60.0	98.92	378.00		

La eficiencia del conjunto bomba-motor que se ha manejado para la determinación de la potencia consumida por las bombas 3 y 4 (mediante la ecuación 3.11) se obtuvo de los informes del IMTA, para el caso de las bombas de 30 HP se propone una eficiencia del 60% considerando que los dos equipos son nuevos (más adelante se muestra un escenario en el que se utiliza una eficiencia del 80% para los equipos nuevos).

Aplicando la tarifa 6 a los consumos energéticos mostrados en la Tabla 6.1, es posible generar (por cada escenario) una tabla de costos energéticos anuales. Por ejemplo, para el primer escenario se tiene:

**Tabla 6.3 Aplicación de la tarifa 6 al primer escenario**

Numero de días del mes	Mes	Cargo fijo (\$)	Energía (\$/Kwh)	pozo 3 (Kwdía)	pozo 4 (Kwdía)	Consumo (Kwmes)	importe (\$/mes)
31	enero	200.11	1.10	1660.97	1193.52	88489.19	97449.73
28	febrero	201.08	1.10	1660.97	1193.52	79925.72	88439.08
31	marzo	202.05	1.11	1660.97	1193.52	88489.19	98336.56
30	abril	203.03	1.11	1706.71	1614.65	99640.86	111202.95
31	mayo	204.01	1.12	1706.71	1614.65	102962.22	115418.73
30	junio	205.00	1.12	1706.71	1614.65	99640.86	112201.32
31	julio	205.99	1.13	1706.71	1614.65	102962.22	116450.34
31	agosto	206.98	1.13	1706.71	1614.65	102962.22	116966.14
30	septiembre	207.98	1.14	1706.71	1614.65	99640.86	113698.92
31	octubre	208.98	1.15	1660.97	1193.52	88489.19	101529.10
30	noviembre	209.99	1.15	1660.97	1193.52	85634.70	98775.53
31	diciembre	211.00	1.16	1660.97	1193.52	88489.19	102593.00

**Importe anual (\$)**      **1273061.40**

Se aplica la tarifa de 2007 por ser el año en que se realizó la sectorización física de la red, además de las mediciones de caudal y presión empleadas para la validación del modelo en esta tesis.

Los resultados que se obtienen al aplicar la tarifa 6 por cada escenario se muestran de forma condensada en la tabla siguiente.

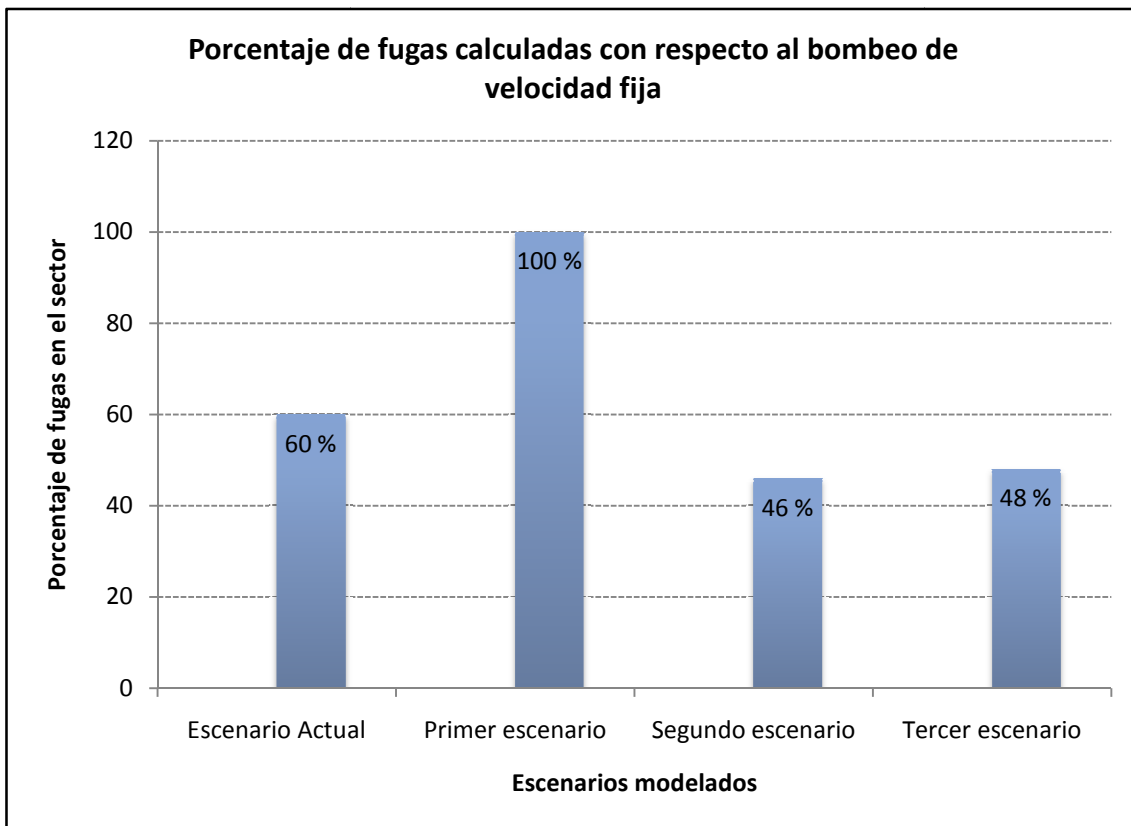
**Tabla 6.4 Aplicación de la tarifa 6 a los tres escenarios y a la situación actual**

Escenario	Estación del año	Bomba	Ef (%)	Pot. calculada (Kw/día)	Vol. Fugas (m3/día)	Importe anual (\$)
<b>Actual</b>	Invierno	3	55	1622.83	1268.35	1115916.23
		4	53.0	571.07		
	Verano	3	55.0	1663.47	1268.35	
		4	53.0	1565.28		
<b>1</b>	Invierno	3	55.0	1660.97	2536.93	1273061.4
		4	53.0	1193.52		
	Verano	3	55.0	1706.71	2130.91	
		4	53.0	1614.65		
<b>2</b>	Invierno	3	55.0	1545.38	1080.56	1046792.97
		4	53.0	582.07		
	Verano	3	55.0	1904.44	1088.04	
		4	53.0	1043.20		
<b>3</b>	Invierno	3	55.0	1341.32	1126.67	1051483.58
		4	53.0	517.74		
		Paralelo	60.0	322.90		
	Verano	3	55.0	1661.25	1119.06	
		4	53.0	876.88		
		Paralelo	60.0	378.00		

De los cuatro escenarios; el segundo presenta el menor costo energético, con un importe anual de \$ 1, 046,792.97 mientras que la situación actual del sector tiene un costo de \$ 1, 115, 916.23, es decir con el perfil propuesto para la variación de la presión a la salida de la bomba se logró disminuir un 6% adicional al ahorro obtenido con la implementación del variador de velocidad, además de una reducción de fugas del 15% (entre los mismos escenarios).

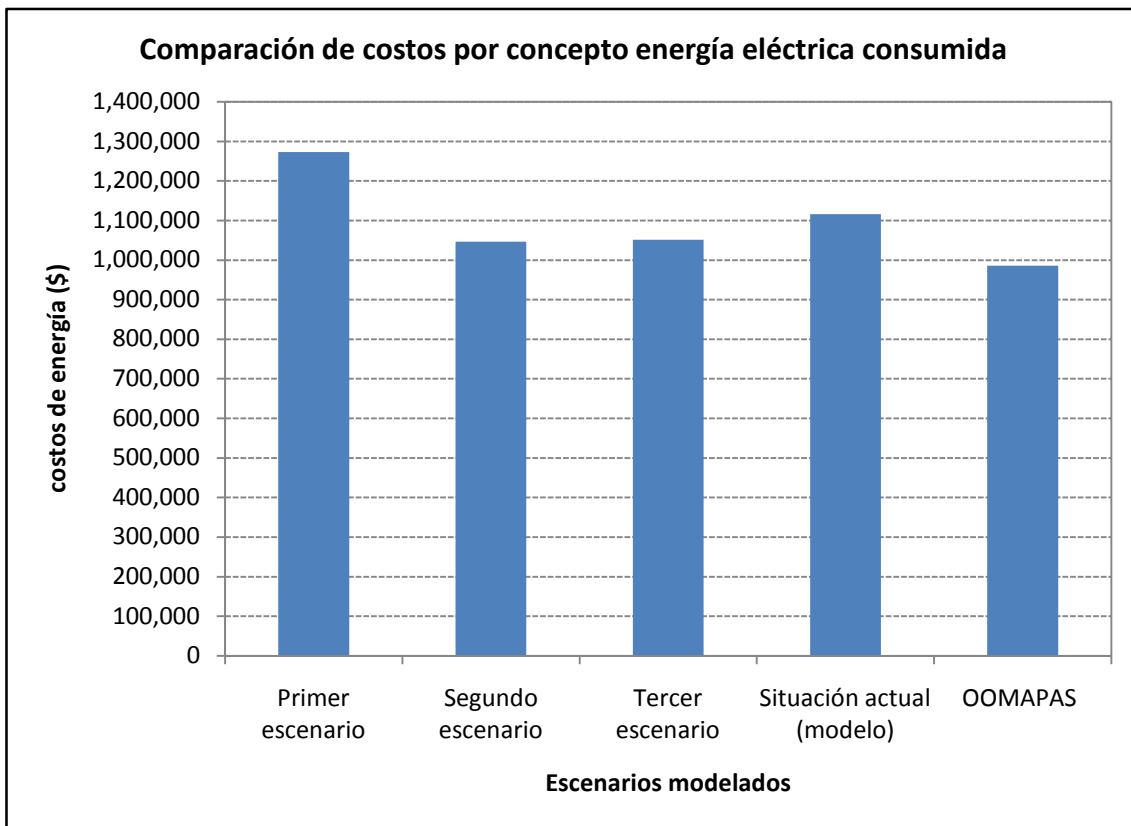
De esta forma, la reducción de fugas es otra ventaja importante que se logra mediante la implementación de variadores de velocidad en las bombas. Comparando los resultados obtenidos al emplear bombeo de velocidad fija contra el de velocidad variable, se obtiene una reducción de fugas del 54 y 40 % para el escenario dos y actual respectivamente, ambos comparados con el primer escenario (Ilustración 6.1).





**Ilustración 6.1 Porcentaje de fugas en el sector con respecto al primer escenario**

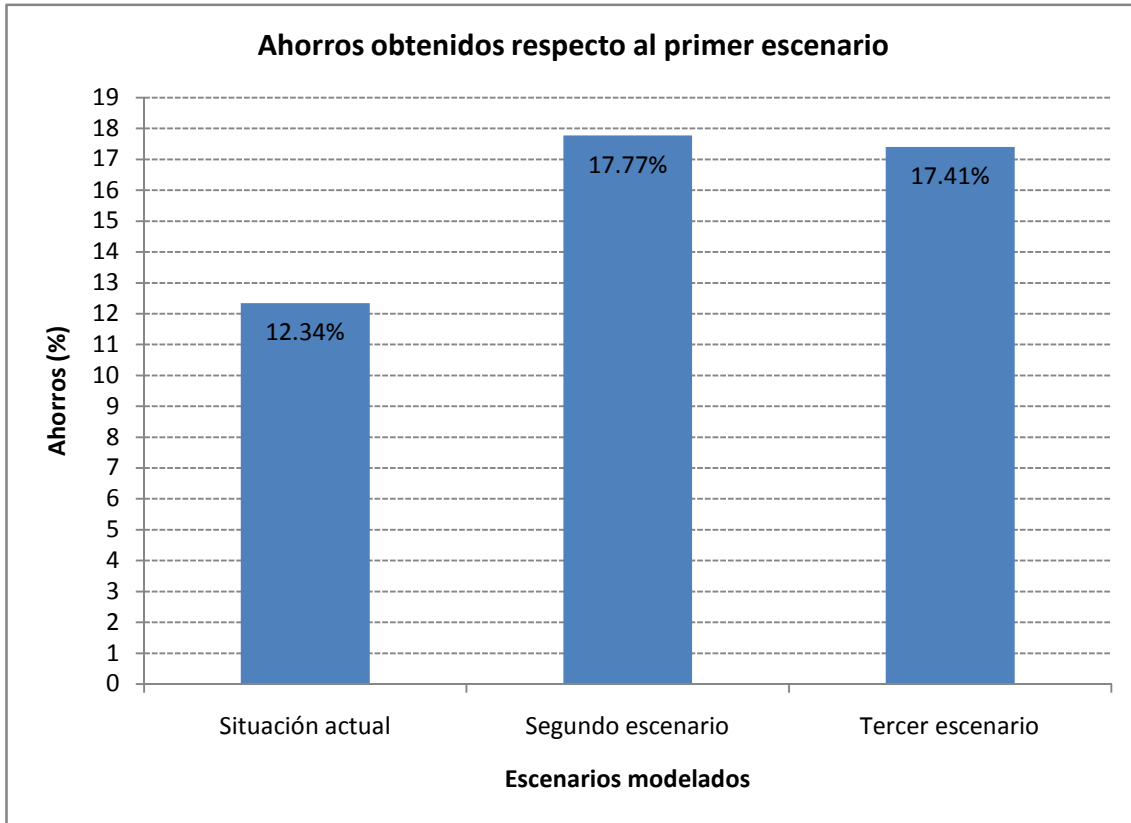
En cuanto al consumo energético, en la ilustración 6.2 se indican los costos anuales para los escenarios planteados en la tabla 6.2. Además se incluye el egreso (por el mismo concepto) reportado por el OOMAPAS en 2007, realizando así una la comparación económica entre los escenarios planteados y el valor reportado por el organismo operador.



**Ilustración 6.2 Comparación de costos por concepto de energía eléctrica consumida**

Puede notarse claramente que existe una diferencia considerable entre los costos calculados mediante la modelación de la situación actual y los egresos reportados por el organismo operador (\$1 115 916.2 y \$ 986 186.00 respectivamente), esto se debe principalmente a que en el modelo se han considerado los casos críticos (máximos consumos energéticos) para dos de las cuatro estaciones del año, en donde las bombas 3 y 4 se encienden durante un periodo de 24 y 12 horas en la época de invierno respectivamente, en verano ambas operan las 24 horas del día. Por otro lado, con base en los reportes del OOMAPAS (en el 2007) se tiene que la bomba 4 no operó los meses de enero, mayo y parte de febrero, mientras que la bomba 3 no se activó la mayor parte del mes de marzo y algunos días de febrero, en promedio se tiene un consumo energético igual a cero para un equipo durante un lapso de tres meses aproximadamente, justificando así la diferencia mencionada anteriormente.

Los ahorros económicos alcanzados al sustituir el bombeo de velocidad fija por velocidad variable o por la implementación de un tanque de regulación, son del orden siguiente:



**Ilustración 6.3 Ahorros económicos alcanzados al sustituir el bombeo de velocidad fija**

Estos resultados indican que la opción más económica se obtiene a partir del segundo escenario, en donde se alcanza un ahorro adicional del 5% (debido al uso del perfil de presiones propuesto en el capítulo anterior) con respecto a la situación actual (presión constante de 15 mca, las 24 horas del día). En el segundo y tercer escenario no se aprecia ventaja considerable entre ellos, por lo que será necesario realizar un análisis de inversión inicial y recuperación de costos a largo plazo para determinar la situación que más convenga, tal como se verá más adelante.

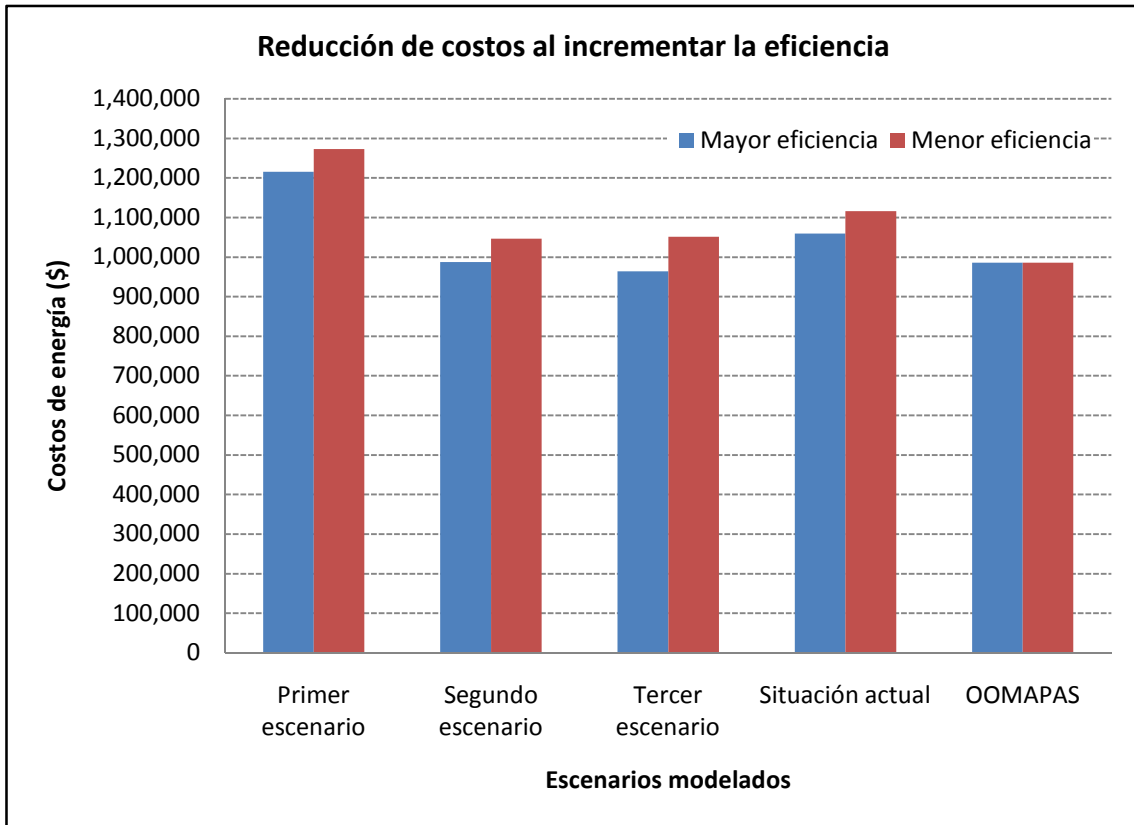
A continuación se presenta un caso en donde se incrementa la eficiencia electromecánica de las bombas instaladas a la salida del tanque, con el objetivo de mostrar la trascendencia de este parámetro en los resultados.

Se considera el incremento de un 20% en la eficiencia de cada equipo, es decir se realiza la modelación con dos bombas conectadas en paralelo (además de los equipos 3 y 4) que tienen una eficiencia del 80%. En la siguiente tabla los resultados obtenidos indican una reducción en la potencia consumida por las bombas, implementadas en el tercer escenario.

**Tabla 6.5 Aplicación de la tarifa 6 incrementando la eficiencia electromecánica de los equipos de bombeo**

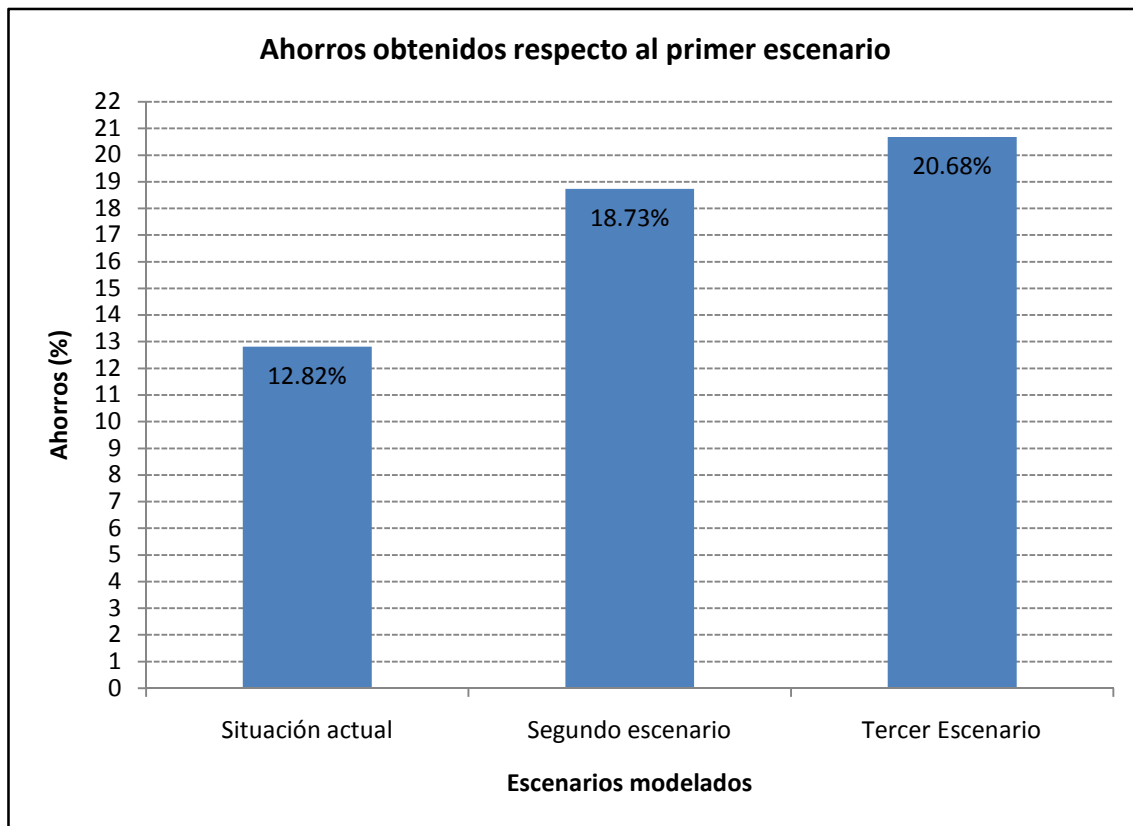
Escenario	Estación del año	Bomba	Ef (%)	Q medio (l/s)	Pot. calculada (Kw/día)	H media (mca)	Vol. Fugas (m3/día)	Importe anual (\$)
<b>Actual</b>	Invierno	3	60	73.54	1622.83	15.00	1268.35	1115916.23
		4	53.0	30.76	571.07			
	Verano	3	60.0	75.00	1663.47	15.00	1268.35	
		4	53.0	74.77	1565.28			
<b>1</b>	Invierno	3	60.0	65.08	1660.97	24.70	2536.93	1273061.4
		4	53.0	39.24	1193.52			
	Verano	3	60.0	80.98	1706.71	21.64	2130.91	
		4	53.0	66.18	1614.65			
<b>2</b>	Invierno	3	60.0	72.94	1545.38	12.58	1080.56	1046792.97
		4	53.0	31.37	582.07			
	Verano	3	60.0	92.80	1904.44	12.10	1088.04	
		4	53.0	54.38	1043.20			
<b>3</b>	Invierno	3	60.0	55.87	1341.32	12.60	1126.67	1015433.25
		4	53.0	27.95	517.74			
		Paralelo	80.0	76.35	242.18			
	Verano	3	60.0	98.84	1661.25	12.21	1119.06	
		4	53.0	47.90	876.88			
		Paralelo	80.0	98.92	283.50			

Comparando estos resultados con los de la Tabla 6.4 se obtiene lo siguiente:



**Ilustración 6.4 Comparación de resultados al incrementar la eficiencia electromecánica del equipo**

Bajo este nuevo esquema se tiene que los mayores ahorros energéticos se presentan al implementar un tanque de regulación en el sector piloto (tercer escenario), estos ahorros en porcentaje son presentados en la Ilustración 6.5.



**Ilustración 6.5 Ahorros obtenidos al implementar un tanque de regulación en el sector e incrementar la eficiencia electromecánica de las bombas.**

Con base en lo anterior se comprueba que la eficiencia electromecánica de un equipo de bombeo, es un parámetro de gran importancia para reducir los costos por concepto de energía eléctrica. Mientras mayor sea la eficiencia del conjunto bomba-motor, menor será la potencia consumida por el equipo y viceversa.

Por otro lado, de las ilustraciones 6.2 y 6.4 surge la incógnita ¿cuál es el escenario óptimo?, ya que el segundo resulta ser la mejor opción cuando las eficiencias son relativamente bajas (ahorros de 17.77%), mientras que el tercero presenta un ahorro del 20.68% al incrementar la eficiencia de las bombas instaladas a la salida del tanque, en otras palabras, no se sabe con certeza cual de los dos sistemas de abastecimiento genera los mayores beneficios para el sector. Por lo tanto es necesario realizar un análisis comparativo de los beneficios a largo plazo entre estos escenarios para determinar así el más conveniente. En la tabla 6.6 se muestran los costos de

inversión inicial para la implementación del tanque y del variador de velocidad, por ser los más significativos.

**Tabla 6.6 Costos de inversión inicial**

Costo del Tanque de 1000 m <sup>3</sup> (\$)	Costo de implementación de 2 VSP (\$)	Costo de inversión para el 2do escenario (\$)	Costo de inversión para el 3er escenario (\$)
3,394,016.59	600,000.00	600,000.00	3,994,016.59

De los costos presentados en la tabla anterior se han omitido los relacionados con las bombas 3, 4 y 30 HP, así como el consumo eléctrico del aire acondicionado requerido para mantener los VSP a una temperatura de 25 °C (dato recomendado por el fabricante). Estas omisiones se deben a que en ambos escenarios los conceptos se repiten (excepto las bombas de 30 HP, pero representan un costo relativamente pequeño comparado con los VSP o el tanque), por lo que se considera que la inversión necesaria por estos conceptos para el segundo y tercer escenario son aproximadamente iguales, es decir la suma de los costos de la bomba 3, 4 y energía eléctrica consumida por el aire acondicionado es aproximadamente igual a la inversión requerida en el tercer escenario (equipo 3, 4, consumo del aire acondicionado y las dos bombas de 30 HP).

Aplicando la tarifa 6 al bombeo de velocidad fija, variable y tanque de regulación para el año 2007 se obtiene un ahorro de \$226 268.43 y \$251 379.78 para el bombeo de velocidad variable y tanque respectivamente, ambos comparados con el bombeo de velocidad fija.

Otro parámetro importante para la proyección de costos, es la vida útil de los componentes de la obra hidráulica, ya que con base en ella se definirá hasta donde es necesario realizar dicha proyección. Del manual de Datos básicos emitido por la CONAGUA (2007) se tiene que la vida útil de los elementos de un sistema de agua potable son:

**Tabla 6.7 Vida útil de elementos de un sistema de agua potable (CONAGUA 2007)**

Elemento	Vida útil (años)
<b>Pozo</b>	
a) obra civil	de 10 a 30
b) equipo electromecánico	de 8 a 20
<b>Línea de conducción</b>	de 20 a 40
<b>Planta potabilizadora</b>	
a) obra civil	40
b) equipo electromecánico	de 15 a 20
<b>Estación de bombeo</b>	
a) obra civil	40
b) equipo electromecánico	de 8 a 20
<b>Tanque</b>	
a) Elevado	20
b) Superficial	40
<b>Red de distribución primaria</b>	de 20 a 40
<b>Red de distribución secundaria</b>	de 15 a 30

En nuestro caso los elementos por analizar son principalmente equipos de bombeo, tanque superficial y variador de frecuencias, para este último se estima una vida útil de 15 años (dato promedio emitido por los fabricantes, p.e. Fuji Electric System y Danfoss). Tomando como límite máximo la vida útil del tanque superficial (40 años), se tiene que en este lapso son necesarios dos reemplazos de VSP, uno cada 15 años. Respecto a los equipos de bombeo, estos requieren la misma atención en ambos escenarios, por lo que su reemplazo y costo de implementación son aproximadamente iguales; razón por la cual no se incluyen en la proyección que se realiza posteriormente.

Es importante destacar que los costos de construcción y para el bombeo anual se presentan en diferentes momentos de tiempo, por esta razón para poder sumarlos y obtener el costo total proyectado se requiere transformar los costos de bombeo en cada año a valor presente. Para transformarlos se usan las siguientes formulas (CONAGUA, 2007-b, 1993-k):

- a) Para la obra civil o reposición electromecánica

$$VPR = \frac{VFR_t}{(1+r)^t} \text{----- (6.1)}$$



Donde: *VPR*, es el valor presente de reposición; *VFR*, valor futuro de reposición; *r*, tasa real; *i*, número de años en que se hace la reposición.

b) Por anualidades derivadas del pago de energía eléctrica

$$VPA = \frac{A}{r} \left( 1 - \frac{1}{(1+r)^i} \right) \text{----- (6.2)}$$

Donde: *VPA*, es el valor presente de la anualidad por pago de energía eléctrica; *A*, anualidad por pago de energía eléctrica; *r*, tasa real; *i*, número de años en que se hace la reposición.

Finalmente se calculan los costos a largo plazo aplicando la ecuación 6.1 a los valores presentados en la tabla 6.6 y la ecuación 6.2 a los ahorros mencionados anteriormente (\$226 268.43 y \$251 379.78), en la tabla 6.8 se muestran los resultados obtenidos, además de los beneficios resultantes para cada escenario.

**Tabla 6.8 Beneficios proyectados a 40 años para los escenarios dos y tres**

Escenario	Años de servicio	Ahorros (\$)	Egresos (\$)	Ahorros - Egresos	Beneficio (\$)
3	1	251379.78	3994016.59	-3742636.81	1, 937, 061.43
	15	1712113.62	109617.757	1602495.86	
	30	2024910.37	20026.7544	2004883.62	
	40	2072318.77		2072318.77	
2	1	226268.43	600000	-373731.57	4, 725, 647.77
	15	1541083.61	109617.76	1431465.86	
	30	1822633.83	20026.75	1802607.08	
	40	1865306.41		1865306.41	

Con relación a la tabla anterior puede concluirse que el segundo escenario es el sistema de abastecimiento que presenta el mayor beneficio hidráulico-económico para el sector (\$ 4, 725, 647.77 para el segundo escenario, mientras que en el tercero tan solo se tienen \$ 1, 937 061.43), es decir el abastecimiento más económico se obtiene con la inyección directa a red mediante bombas de velocidad variable; las cuales son programadas para

proporcionar una presión variable a través del tiempo, tal como se describió en la sección 5.2.1.

Cabe destacar que a simple vista (ver ahorros en la tabla 6.8) el abastecimiento con tanque superficial es el más benéfico, pero a medida que se suman y comparan los costos de inversión a largo plazo se obtienen resultados que indican lo contrario, demostrando con ello la importancia de llevar a cabo este análisis antes de implementar alguno de estos sistemas.

Todos los resultados obtenidos anteriormente, son referidos particularmente al sector número uno de la red de abastecimiento de la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora. Pero ¿cuál es la situación para otros distritos hidrométricos en donde las dimensiones, la dotación y población son menores o mayores al sector analizado es esta tesis?, para dar respuesta a esta pregunta se requiere aplicar los criterios y procedimientos planteados en este trabajo a un mayor número de sectores o redes en servicio, esto con el objetivo de obtener un criterio general en el país (lo cual esta fuera del alcance de esta tesis). En la siguiente sección se presentan de forma resumida 15 modelaciones realizadas para diferentes dotaciones, pero tomando como valor constante la población (18 000 habitantes) y dimensiones del sector piloto analizado a lo largo de la tesis, además se utiliza la curva de variación horaria de la demanda propuesta por CONAGUA (Ilustración 3.28) con la intención de obtener un criterio que generalice en cierta medida los resultados obtenidos.

## **6.2 Modelación del sector empleando diferentes dotaciones y aplicando la curva de variación horaria de la demanda propuesta por CONAGUA**

A continuación se presenta la modelación de 3 escenarios, en los que se han utilizado dotaciones de 100, 150, 250, 350 y 650 l/hab/día; esto hace un total de 15 modelaciones. Estas siguen los criterios que han sido descritos y analizados en capítulos anteriores (excepto el tanque elevado, el cual es una variante del superficial), por lo que enunciar a detalle cada uno de ellos sería

repetir gran parte de lo ya expuesto; así, en los siguientes puntos se presentan las consideraciones principales:

- Las modelaciones se realizan para sistemas de abastecimiento con bombeo de inyección directa empleando variadores de frecuencias en las bombas modeladas, tanque superficial con bombeo de velocidad variable y tanque elevado.
- Las demandas nodales se calcularon con el programa Scadred® elaborado por el IMTA, Anexo G.
- El diseño de los equipos de bombeo se realizaron con base en lo expuesto en el capítulo 3 del manual “Cárcamos de Bombeo para Alcantarillado Funcional e Hidráulico”, CONAGUA 2007-a.
- La capacidad de los tanques de regulación se calculó con el método expuesto en el manual “Datos Básicos” emitido por la CONAGUA (2007-c) y fue redimensionado a través de los resultados obtenidos de la modelación, de igual forma que en la sección 5.3.1.
- Los costos de tanques superficiales de 100, 300, 500 y 1000 metros cúbicos para el año 2007, se presentan en el anexo E. A través de estos se han calculado los costos para tanques de otras dimensiones, e incluso para tanques elevados, los cuales representan un costo del 40% mayor al del tanque superficial (tabla 6.9), este porcentaje se determinó a partir del “Manual de Costos estimados para proyectos de Infraestructura Hidráulica” emitido por la CONAGUA en el año 2004.

**Tabla 6.9 Costos actuales (2007) y proyectados de la infraestructura necesaria en cada escenario**

Escenarios	Inversión (\$)	Dotación (l/hab/día)				
		100	150	250	350	650
bombeo de inyección directa con VSP	inicial	600000.00	600000.00	600000.00	600000.00	600000.00
	En 15 años	109617.76	109617.76	109617.76	109617.76	109617.76
	En 30 años	20026.75	20026.75	20026.75	20026.75	20026.75
	Total	729644.51	729644.51	729644.51	729644.51	729644.51
Tanque elevado mediante topografía favorable	inicial	370535.61	414663.36	578681.73	1002223.09	3394016.59
	Total	370535.61	414663.36	578681.73	1002223.09	3394016.59
Tanque elevado mediante columnas	inicial	518749.85	580528.70	810154.42	1403112.32	4751623.23
	En 20 años	53777.12	60181.53	83986.09	145456.12	492585.41
	Total	572526.97	640710.24	894140.51	1548568.44	5244208.63
Tanque superficial con bombeo de velocidad variable	inicial	970535.61	1014663.36	1178681.73	1602223.09	3994016.59
	En 15 años	109617.76	109617.76	109617.76	109617.76	109617.76
	En 30 años	20026.75	20026.75	20026.75	20026.75	20026.75
	Total	1100180.12	1144307.87	1308326.24	1731867.60	4123661.10

- El cálculo del costo futuro para el tanque elevado y los variadores de frecuencias se han realizado bajo la consideración expuesta en el apartado anterior mediante las ecuaciones 6.1 y 6.2. Es importante destacar que un tanque elevado presenta tan solo la mitad de vida útil de un tanque superficial, por lo que se debe considerar un costo por reposición a los 20 años de servicio.
- En el análisis hidráulico se maneja un solo tipo de tanque elevado, pero en los costos son considerados dos (tabla 6.9): el primero es un tanque elevado mediante una estructura a base de columnas rígidas, el cual tiene una vida útil de 20 años (Tabla 6.7); el segundo es un tanque elevado mediante un desnivel topográfico, convirtiéndolo así en superficial con una vida útil de 40 años. Esta consideración se hace porque el diseño de la bomba es el mismo en ambos casos, ya que se ha considerado que la cota topográfica es aproximadamente igual a la estructura mediante la cual se eleva el tanque.

- Para el consumo energético se aplica la tarifa 6 correspondiente al 2007 y se extrapolan los resultados a 40 años aplicando las ecuaciones 6.1 y 6.2 (la aplicación de dichas ecuaciones puede verse con mayor detalle en CONAGUA 1993-k). De esto se obtiene el costo por concepto de energía eléctrica proyectado a 40 años.
- Para la modelación de dotaciones bajas (consumos energéticos bajos), es necesario considerar el consumo energético generado por el aire acondicionado utilizado para mantener el recinto donde se encuentran los variadores de velocidad a una temperatura 25 °C (recomendación del fabricante). Dicho consumo se obtiene de la siguiente forma:

$$\text{Potencia del aire acondicionado} = 2200 \text{ Watts}$$

$$\text{Consumo en Kwh} = (2200 \text{ W})(1 \text{ h})/1000 = 2.2 \text{ Kwh}$$

$$\text{Consumo diario} = (2.2 \text{ Kwh})(24 \text{ h})=52.8 \text{ Kw/día}$$

Este valor de 52.8 Kw/día es agregado al consumo diario de energía eléctrica calculada en los escenarios que tienen implementados variadores de velocidad.

- Finalmente el costo total proyectado a 40 años, se obtiene al sumar el costo total por concepto de energía obtenido en cada modelación y, el relacionado con la inversión y reposición de la infraestructura hidráulica.

Los resultados de las modelaciones realizadas bajo las consideraciones expuestas anteriormente se resumen en la siguiente tabla:

**Tabla 6.10 Resumen de resultados de las modelaciones**

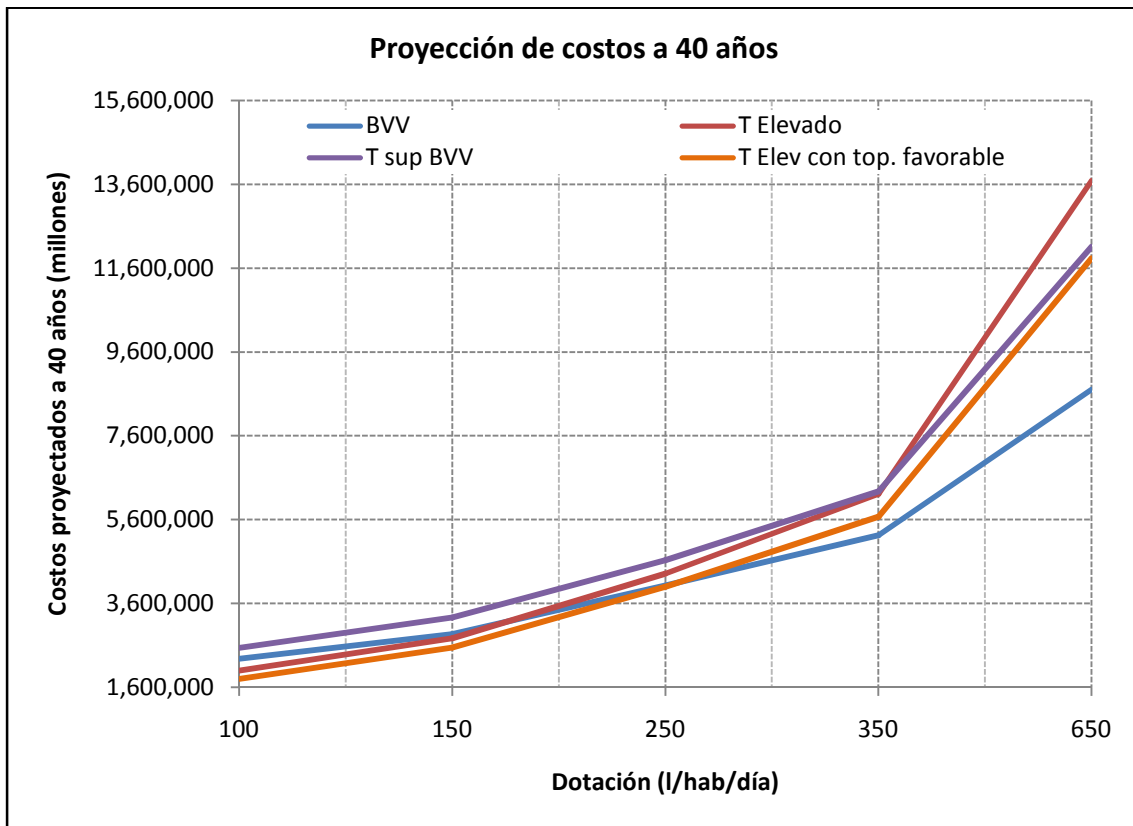
<b>Dotación (l/hab/día)</b>		<b>100</b>	<b>150</b>	<b>250</b>	<b>350</b>	<b>650</b>
bombeo de inyección directa con VSP	Q medio (l/s)	21.66	31.11	50.12	69.1	125.2
	H media (m)	12	11.95	11.82	12.04	12.1
	Pot. consumida (Kw/día)	450.85	624.08	967.93	1320.17	2345.43
Tanque elevado	Capacidad (m <sup>3</sup> )	200	250	400	600	1000
	Q medio (l/s)	21.82	31.34	50.28	69.17	125.5
	H media (m)	17.18	16.86	16.59	16.41	17.81
	Pot. consumida (Kw/día)	415.04	622.53	1001.73	1370.61	2481.35
Tanque superficial con bombeo de velocidad variable	Capacidad (m <sup>3</sup> )	200	250	400	600	1000
	Q medio (l/s)	21.7	31.21	50.14	69.07	125.03
	H media (m)	10.00	13.05	11.78	12.71	12.03
	Pot. consumida (Kw/día)	419.96	619.9	973.6	1333.87	2347.90

Aplicando la tarifa 6 a los escenarios de la tabla anterior y proyectando a 40 años (aplicando las ecuaciones 6.1 y 6.2) los egresos por este concepto se obtienen los resultados presentados en el Anexo H, a estos valores le sumamos los costos de la tabla 6.9 y se obtienen los montos totales por cada escenario proyectados a 40 años. En la tabla 6.11 se muestra el resumen de dichos montos.

**Tabla 6.11 Costos totales proyectados a 40 años**

<b>Costos de cada escenarios (\$)</b>	<b>Dotación l/hab/día</b>				
	<b>100</b>	<b>150</b>	<b>250</b>	<b>350</b>	<b>650</b>
VSP	2279043.32	2866556.8	4032731.88	5227361.84	8704554.4
T. elev	2000475.36	2772365.67	4311861.35	6217354.17	13680094.3
T. sup. VSP	2544814.8	3267043.6	4630643.55	6276048.79	12106948.1
T. elev. con top favorable	1798483.99	2546318.79	3996402.57	5671008.82	11829902.2

Graficando los resultados mostrados en la tabla 6.11 se tiene:



**Ilustración 6.6 Costos totales proyectados a 40 años**

En la ilustración anterior no se aprecia con claridad las ventajas de cada escenario debido a la escala, así que los siguientes comentarios están fundamentados en los resultados de la tabla 6.11.

Con base en la tabla 6.11 y la ilustración 6.7 se puede concluir lo siguiente:

1. Para dotaciones que van de 100 a los 200 l/hab/día, la solución que mayores beneficios brinda es la implementación de un tanque elevado mediante columnas (posteriormente se analizará de forma particular el tanque elevado mediante topografía favorable) que abastece por gravedad a la red. En otras palabras la implementación de tanques con capacidad menor a los 300 metros cúbicos representan una mejor opción que el bombeo directo con velocidad variable.
2. De 250 a 650 l/hab/día, puede notarse que el costo del bombeo de inyección directa mediante bombas de velocidad variable presenta los

mayores ahorros, es decir cuando las dimensiones de los tanques superan los 400 metros cúbicos.

3. En el caso del tanque elevado mediante topografía favorable se puede apreciar que para dotaciones mayores a 250 l/hab/día, los costos asociados son mayores que el bombeo de velocidad variable, dicho de otra forma, los costos proyectados a futuro de este sistema son mayores que el bombeo directo con bombas de velocidad variable. Estos resultados dependen en gran medida del costo de la obra.
4. El tanque superficial con bombeo de velocidad variable a la salida, presenta menores costos que el tanque elevado a partir de los 350 l/hab/día, momento en que se encarece la estructura debido a sus dimensiones. Para dotaciones menores a 350 l/hab/día, debe evitarse la construcción de estos tanques debido a que presentan los mayores costos respecto a los otros tres sistemas.

Aunque los resultados obtenidos indican el comportamiento general de los cuatro sistemas analizados, no puede proponerse como una solución general a la problemática de nuestro país, ya que para ello es necesario modelar y validar el esquema propuesto con diferentes redes o distritos hidrométricos.





## **7. Conclusiones y recomendaciones**



En la presente tesis se realizó la modelación del sector piloto de la red de distribución de agua potable de la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora. Con el objetivo de mostrar la aplicación y validación de las bombas de velocidad variable, y los ahorros energéticos obtenidos con su implementación. Esto mediante la comparación de un esquema hidráulico-económico con otros dos sistemas de abastecimiento (tanque de regulación y bombeo de velocidad fija).

En el desarrollo de este trabajo se plantearon tres enfoques principalmente: el primero se basó en la modelación de bombas de velocidad variable inyectando caudal al sector con una presión constante durante las 24 horas del día; en el segundo se propuso y aplicó bombeo de velocidad variable de inyección directa a red, con una presión variable con respecto a la curva de variación horaria de la demanda propuesta por la CONAGUA (2007-c); el tercer enfoque está basado en la comparación hidráulica-económica de los dos primeros y el abastecimiento de agua al sector, empleando tanque de regulación y bombeo de velocidad fija.

Para aplicar los enfoques antes descritos fue necesario construir un modelo de simulación dinámica cuya aproximación con la realidad resultara ser lo más cercana posible. Primero se realizó la modelación implementando la curva de variación horaria de la demanda (CVH) propuesta por CONAGUA, determinando una aproximación del 80%. Esto motivó a incrementar dicha aproximación mediante la implementación de CVH específicas del sector analizado para las épocas de invierno y verano, de donde se obtuvieron resultados con mayor apego a la realidad (del orden de 96%).

Una vez construido y calibrado el modelo, se llevó a cabo la simulación de cuatro escenarios diferentes (incluyendo la situación actual) para analizar su operación hidráulica y los costos energéticos asociados a los mismos, con el fin de comparar cada escenario y determinar el más eficiente.

Por otro lado, el bombeo de velocidad fija representa el marco comparativo para los otros escenarios (velocidad variable y tanque de regulación), debido a

que en nuestro país esta situación predomina en la mayoría de los casos en donde se tiene bombeo de inyección directa a red. El segundo y tercer escenario representan la modelación de bombas de velocidad variable y tanque de regulación respectivamente.

La modelación que representa la situación actual del sector, mostró una reducción de costos por concepto de energía de aproximadamente el 13 % (respecto al bombeo de velocidad fija), este beneficio se obtuvo mediante la implementación y programación del variador de velocidad que mantuvo una presión constante en el distrito de 15 mca. El porcentaje mencionado representa un ahorro de \$156 448.00 anualmente.

Por su parte, el segundo escenario es una consecuencia de la situación actual, ya que al implementar variadores de velocidad y programarlos con una presión constante de 15 mca durante un periodo de 24 horas, surge la interrogante ¿realmente es esta la presión adecuada en el horario nocturno? Debido a esto se propuso programar a la salida de la bomba un perfil variable de presiones (Ilustración 5.4), las cuales en el horario nocturno representan tan solo el 66% de la presión suministrada en el periodo de máxima demanda.

Por lo tanto con la implementación de las BVV (bombas de velocidad variable) y el perfil de presiones propuesto, se han alcanzado reducciones tanto en costos como fugas del orden del 15% y 14% (respectivamente) más que en la modelación de la situación actual.

En el capítulo 6 se presentaron dos casos para el segundo y tercer escenario: en el primero se manejaron eficiencias electromecánicas relativamente bajas para los equipos de bombeo, en tales condiciones el segundo escenario arrojó los mayores beneficios, 17.77% (Ilustración 6.3); el segundo caso se presentó al incrementar un 5% a la eficiencia de la bomba 3 y un 20% a las bombas conectadas en paralelo instaladas a la salida del tanque superficial (ver tablas 6.2, 6.4 y 6.5), de esto se obtuvo que el tercer escenario presentó los mayores ahorros energéticos, 20.68% (Ilustración 6.5). Por lo tanto, para determinar el sistema más económico fue necesario realizar una proyección de costos a

largo plazo, tomando en consideración la vida útil de la infraestructura hidráulica necesaria; de esta forma se obtuvo que el segundo escenario genera ahorros de \$ 4 725 647.77 mientras que el tercer escenario arroja una cantidad de \$ 1 937 061.43, lo cual indica que para el sector piloto el bombeo de inyección directa con velocidad variable resulta más económico que la implementación de tanque superficial.

Cabe señalar que en muchas ocasiones ya se cuenta con tanques superficiales construidos en la red o sector de interés (cuando se trata de revisión), lo que evita un costo de inversión por este rubro e implica que la solución más económica se presente bajo este sistema de abastecimiento, sin embargo es necesario atender las siguientes recomendaciones para aminorar los costos asociados a la energía:

- Brindar mantenimiento a los equipos de bombeo.
- Implementar un variador de velocidad a las bombas que participan en el sistema pozo-tanque-red para obtener resultados como los analizados en el tercer escenario, principalmente para programar el perfil de presiones propuesto en esta tesis.
- El caso más favorable se presenta cuando se tienen tanques superficiales que abastecen por gravedad, ya que el único consumo energético que se tiene en el tanque es debido al equipo de bombeo que lo llena, presentando así una ventaja importante respecto al sistema empleado en el tercer escenario, en este caso solo se recomienda brindarle el mantenimiento adecuado al conjunto bomba-motor.

Para el caso de bombeo de inyección directa a red, evidentemente se recomienda el uso de las bombas de velocidad variable cuidando que el rango de velocidades se encuentre entre el 60 y 100% de la velocidad nominal del motor (para no disminuir considerablemente su rendimiento), además que su programación deberá ser con una presión variable en el tiempo como se ha expuesto en la presente tesis. Es importante destacar que las presiones

programadas a la salida de la bomba es posible que no se cumplan debido a lo siguiente:

- La presión para el horario de mínimo consumo no puede obtenerse debido a que se encuentra por debajo de la curva característica de la bomba programada, definida como el límite mínimo (60% de la velocidad nominal) al que tendrá acceso la bomba. Debe recordarse del ejemplo 3.3 que la curva característica está en función de la velocidad rotacional de la bomba.
- La presión en el periodo de mayor demanda no se alcanza porque la bomba es insuficiente para abastecer el gasto requerido bajo esa condición, o en su caso la eficiencia de la bomba es demasiado baja.

En ambos casos la bomba proporcionará la presión que esté definida en su límite superior o inferior según sea el caso. Es difícil proponer recomendaciones generales para los puntos anteriores, debido a que dependen de muchos factores específicos del equipo y el sector. Por ejemplo, para alcanzar la presión en el horario de mayor demanda se proponen las siguientes soluciones:

- Implementar el número necesario de tazonas a la bomba.
- Brindarle mantenimiento al conjunto bomba-motor con el objetivo de incrementar su eficiencia.
- Reducir las dimensiones del sector.
- Cambiar la bomba o en su caso el conjunto bomba-motor.

Por lo tanto se recomienda que se analice el equipo de bombeo en el que se le implementará el variador de velocidad y que se definan las medidas preventivas o correctivas para alcanzar el perfil de presiones propuesto.

Finalmente en la segunda sección del capítulo 6 se presentó un resumen de la modelación de 3 escenarios, en los que se emplearon dotaciones de 100, 150, 250, 350 y 650 l/hab/día, haciendo un total de quince modelaciones. El objetivo principal de estos escenarios fue extrapolar los resultados obtenidos de la

modelación del sector piloto, para obtener un criterio general de los sistemas analizados, es decir la tendencia de cada sistema. Se debe tomar en cuenta que los valores obtenidos de dichas modelaciones no representan un criterio general para la situación presentada a nivel nacional. Para conseguir tal generalización sería necesario aplicar y validar los esquemas de modelación expuestos en este documento a diversas redes de distribución o distritos hidrométricos, con lo que pudiera establecerse un criterio o recomendaciones de diseño aplicables en todo el país, lo cual queda fuera del alcance de esta tesis. Los resultados obtenidos para cada escenario fueron concluidos de la siguiente manera:

1. Para dotaciones que van de 100 a los 200 l/hab/día, la solución que mayores beneficios brinda es la implementación de un tanque elevado mediante columnas (posteriormente se analizará de forma particular el tanque elevado mediante topografía favorable) que abastece por gravedad a la red. En otras palabras la implementación de tanques con capacidad menor a los 300 metros cúbicos representan la mejor opción en donde se tiene topografía plana.
2. De 250 a 650 l/hab/día, puede notarse en la ilustración 6.7 que el costo del bombeo de inyección directa mediante bombas de velocidad variable presenta los mayores ahorros, es decir cuando las dimensiones de los tanques superan los 400 metros cúbicos.
3. En el caso del tanque elevado mediante topografía favorable se tiene que para dotaciones mayores a 250 l/hab/día, los costos asociados son mayores que el bombeo de velocidad variable, dicho de otra forma, los costos proyectados a futuro de este sistema de abastecimiento son mayores que el bombeo de inyección directa empleando BVV (bombas de velocidad variable). Estos resultados dependen en gran medida del costo de la obra.
4. El tanque superficial con bombeo de velocidad variable a la salida del mismo, solo presenta ventajas al ser comparado con el tanque elevado para dotaciones mayores a los 350 l/hab/día. Para dotaciones menores se recomienda evitar este tipo de sistemas de distribución.





## **9. Anexos**



## 9.1 Anexo A. Código del programa que determina la ecuación de la curva característica “Carga-Gasto” de una bomba

```
disp('          UNAM CAMPUS MORELOS')
disp('          MAESTRIA EN HIDRAULICA')
disp('          PROGRAMA:Ing. RAUL LOPEZ CORZO');
disp(' ')

%base teórica en "ingeniería hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de
agua" vol. I de Cabrera. et al. 1996. pp. 192

disp(' Programa que determina la ecuación de la curva característica de una bomba a
partir de una serie de N puntos');

disp(' ')
disp('          Hb=A+BQ+CQ^2')
disp(' ')

N=input(' numero de puntos observados= ');
Qi=input(' Vector fila de gastos(m^3/s) observados= ');
Hbi=input(' Vector fila de alturas(m) observadas= ');

%Vectores elevados a la potencia especificada en la teoría
%Qi2=Qi^2
Qi2=(Qi).^2;
Qi3=(Qi).^3;
Qi4=(Qi).^4;

%Productos respectivos
HQ=(Hbi)*(Qi);
HQ2=(Hbi)*(Qi2);

% sumas correspondientes
Y1=sum(Hbi);
Y2=sum(HQ);
Y3=sum(HQ2);
```

$X1 = \sum(Q_i)$ ;

$X2 = \sum(Q_i^2)$ ;

$X3 = \sum(Q_i^3)$ ;

$X4 = \sum(Q_i^4)$ ;

%Formación de la matriz para resolver el sistema de ecuaciones generado

$A1 = [N \ X1 \ X2; \ X1 \ X2 \ X3; \ X2 \ X3 \ X4]$ ;

$B1 = [Y1; \ Y2; \ Y3]$ ;

$X = (\text{inv}(A1)) * (B1)$ ;

$A = X(1,1)$ ;

$B = X(2,1)$ ;

$C = X(3,1)$ ;

disp(' ')

disp(' ');

%imprimir resultados

fprintf(' A= %12.3f\n', A);

fprintf(' B= %12.3f\n', B);

fprintf(' C= %12.3f\n', C);

% Con estos valores obtenemos la ecuacion

%  $H_b = A + BQ + CQ^2$

%Graficando

$x = 0.01 : .001 : 1.2 * Q_i(1, N)$ ;

$y = A + B * x + C * x.^2$ ;

plot(x,y);

grid

xlabel(' GASTOS (m<sup>3</sup>/s)')

ylabel(' CARGA (m)')

## 9.2 Anexo B. Código del programa que determina la ecuación de la curva característica “Eficiencia-Gasto” de una bomba

```
isp('          UNAM CAMPUS MORELOS')
disp('          MAESTRIA EN HIDRAULICA')
disp('          PROGRAMA:Ing. RAUL LOPEZ CORZO');
disp(' ')

%base teórica en "ingeniería hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de
agua" vol. I de cabrera. et al. 1996. pag192

disp(' Programa que determina la ecuación de la curva de eficiencias de una bomba a
partir de una serie de N puntos');

disp(' ')
disp(' ')

N=input(' numero de puntos observados= ');
Qi=input(' Vector fila de gastos observados= ');
ni=input(' Vector fila de las eficiencias observadas= ');

%Vectores elevados a la potencia especificada en la teoria
%Qi2=Qi^2
Qi2=(Qi).^2;
Qi3=(Qi).^3;
Qi4=(Qi).^4;

%Productos respectivos
nQ=(ni)*(Qi');
nQ2=(ni)*(Qi2');

% sumas correspondientes
X2=sum(Qi2);
X3=sum(Qi3);
X4=sum(Qi4);
```

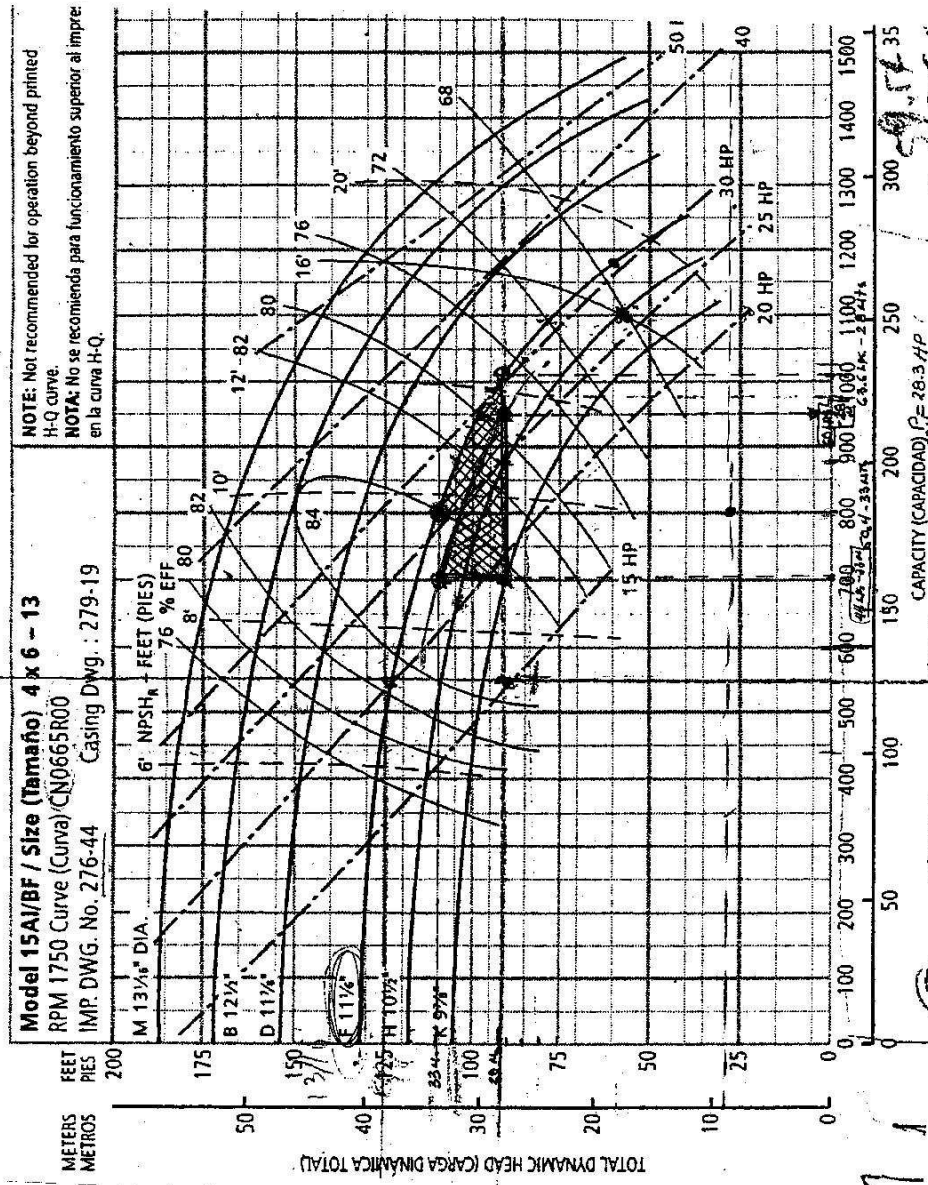
```
Y4=sum(nQ);
Y5=sum(nQ2);
%Formacion de la matriz para resolver el sistema de ecuaciones generado
A1=[X2 X3; X3 X4];
B1=[Y4; Y5];
X=(inv(A1))*(B1);
D=X(1,1);
E=X(2,1);
%imprimir resultados
fprintf(' D=          %12.3f\n', D);
fprintf(' E=          %12.3f\n',E);
%Graficando
x=0:.0001:1.1*Qi(1,N);
y=D.*x+E.*x.^2;
plot(x,y);
grid
xlabel(' GASTOS (m^3/s)')
ylabel(' EFICIENCIA (%)')
```

### 9.3 Anexo C. Tarifas 06

Año	2007		2008		2009		2010	
Mes	Cargos Fijo (\$)	Energa (\$/KWh)	Cargos Fijo (\$)	Energa (\$/KWh)	Cargos Fijo (\$)	Energa (\$/KWh)	Cargos Fijo (\$)	Energa (\$/KWh)
Ene.	200.110	1.099	212.020	1.163	224.620	1.235	237.990	1.307
Feb.	201.080	1.104	213.040	1.169	225.700	1.241	239.140	1.313
Mar.	202.050	1.109	214.070	1.175	226.790	1.247	240.300	1.319
Abr.	203.030	1.114	215.100	1.181	227.890	1.253	241.460	1.325
May.	204.010	1.119	216.140	1.187	228.990	1.259	242.630	1.331
Jun.	205.000	1.124	217.180	1.193	230.100	1.265	243.800	1.337
Jul.	205.990	1.129	218.230	1.199	231.210	1.271	244.980	1.343
Ago.	206.980	1.134	219.280	1.205	232.330	1.277	246.160	1.349
Sep.	207.980	1.139	220.340	1.211	233.450	1.283	247.350	1.356
Oct.	208.980	1.145	221.400	1.217	234.580	1.289	248.540	1.363
Nov.	209.990	1.151	222.470	1.223	235.710	1.295	249.740	1.370
Dic.	211.000	1.157	223.540	1.229	236.850	1.301	250.950	1.377



### 9.4 Anexo D. Curva característica para una bomba de 30 HP



## 9.5 Anexo E. Presupuesto para los tanques de 100, 300, 500 y 1000 metros cúbicos.

**CONCEPTO: TANQUE SUPERFICIAL DE CONCRETO ARMADO DE 100 M<sup>3</sup> DE CAPACIDAD.**

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
SUBGRUPO 1308000013	LIMPIEZA Y TRAZO PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS. LIMPIA Y TRAZO.	M <sup>2</sup>	100.00	1.73	173.00
SUBGRUPO 1010000013A	EXCAVACION CON MAQUINA PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS, EN MATERIAL "B", EN SECO, CON AFLOJE Y EXTRACCION DEL MATERIAL, AMACICE O LIMPIEZA DE PLANTILLA Y TALUDES, REMOCION, ACARREO HASTA 10 M. DENTRO DE LA MISMA Y TRASPALEOS VERTICALES PARA SU EXTRACCION. EXCAVACION DE 0.00 A 2.00 M.DE PROFUNDIDAD	M <sup>3</sup>	45.00	25.19	1,133.55
SUBGRUPO: 1027	EXCAVACION CON APOYO DE EQUIPO MANUAL Y MECANICO PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS EN MATERIAL "C" EN SECO, CON EXTRACCION DE REZAGA A MANO, INCL. AFLOJE, AMACICE, LIMPIEZA DE PLANTILLA Y TALUDES, REMOCION Y CARGA DIRECTA A CAMION O ACARREO HASTA 10 M.				
1027000013	EXCAVACION CON APOYO DE EQUIPO MANUAL O MECANICO EN MATERIAL "C" EN SECO DE 0.00 A 2.00 MTS. DE PROFUNDIDAD.	M <sup>3</sup>	105.00	112.71	11,834.55
SUBGRUPO:	RELLENO DE ZANJAS CON MATERIALES A Y/O B INCLUYENDO SELECCIÓN Y VOLTEO DEL MATERIAL.				
1020000023	RELLENO APISONADO Y COMPACTADO CON AGUA, EN CAPAS 0.20 M. DE ESPESOR	M <sup>3</sup>	14.40	52.77	759.89
1103000051	RELLENO DE EXCAVACIONES PARA ESTRUCTURAS Y/O PARA ALCANZAR NIVELES DE PROYECTO, EN CAPAS DE 20 CMS. DE ESPESOR, COMPACTADO CON PISÓN AL 90%, SEGÚN PRUEBA PROCTOR, PREVIA LA INCORPORACIÓN DEL AGUA NECESARIA, INCLUYE: SUMINISTRO Y EXTENDIDO DEL MATERIAL Y TODOS LOS ACARREOS MADIDO COMPACTADO CON MATERIAL MEJORADO	M <sup>3</sup>	21.60	218.11	4,711.18
1152000063	SUMINISTRO E INSTALACION DE TAPA DE LAMINA CAL. 10 CON MARCO Y CONTRAMARCO DE ANGULO DE 2"X 1/4" DE ESPESOR, DIMENSIONES DE 60X60 CMS. INCL.: BISAGRAS, PORTACANDADO, SOLDADURA Y PINTURA ANTICORROSIVA	PZA.	1.00	585.22	585.22
1152000073	SUMINISTRO E INSTALACION DE ESCALERA MARINA CON VARILLA DE 5/8" DE DIAMETRO, ESCALONES CON DESARROLLO DE 135.00 CMS. EMPOTRADAS AL MURO Y CON SEPARACION DE 35.00 CMS., INCL.: PINTURA ANTICORROSIVA.	ML.	3.00	246.52	739.56
1152000083	SUMINISTRO Y COLOCACION DE MALLA TIPO MOSQUITERO GALVANIZADA.	M <sup>2</sup>	1.00	60.70	60.70
1152000093	RELLENO ASFALTICO EN JUNTA DE DILATACION CON UNA SECCION DE 2X6 CMS. INCL.:MATERIAL ASFALTICO.	ML.	33.20	10.93	362.88
SUBGRUPO	FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO SIMPLE, VIBRADO Y CURADO CON MEMBRANA, INCLUYE: OBTENCION DE ARENAS, GRAVAS, CRIBADOS, ACARREO; DESCARGA, ALMACENAMIENTO DEL CEMENTO, FABRICACION DEL CONCRETO, ACARREO Y COLOCACION				
1307000013	FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO SIMPLE DE F'C=100 KG/CM2.	M <sup>3</sup>	4.05	1,317.83	5,337.21
1307000053	FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO SIMPLE DE F'C=250 KG/CM2.	M <sup>3</sup>	61.30	1,615.92	99,055.90

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
SUBGRUPO	<b>CIMBRA DE MADERA PARA ACABADOS NO APARENTES EN CIMENTACIONES, INCLUYE FLETES Y MANIOBRAS LOCALES DEL MATERIAL, FABRICACION, CIMBRADO, DESCIMBRADO Y TERMINADO DEL AREA COLOCADA</b>				
1313000013	CIMBRA DE MADERA P.T. \$ 4.22	M <sup>2</sup>	13.40	65.29	874.89
1302000011	CIMBRA PARA MUROS Y COLUMNAS ACABADO APARENTE CON TRIPLAY DE 16 MM; INCLUYE: HABILITADO, CIMBRADO Y DESCIMBRADO, HERRAMIENTA, ANDAMIOS, MADERA DE PINO DE TERCERA PARA TROQUELES (POLINES, BARROTES Y CHAFLANES).	M <sup>2</sup>	165.32	163.48	27,026.51
1302000051	CIMBRA PARA LOSAS Y TRABES DE AZOTEA, ACABADO APARENTE CON TRIPLAY DE 16 MM; INCLUYE: CIMBRADO Y DESCIMBRADO, HERRAMIENTA, ANDAMIOS, MADERA DE PINO DE TERCERA PARA SOPORTE, CONTRAVENTE Y ARRASTRES (POLINES, BARROTES Y CHAFLANES).	M <sup>2</sup>	53.20	135.58	7,212.86
SUBGRUPO:	<b>FIERRO DE REFUERZO EN ESTRUCTURA, INCLUYE SUMINISTRO EN LA BODEGA DE LA OBRA, DESPERDICIOS, ALAMBRE, HABILITACION Y COLOCACION.</b>				
1323000013	SUMINISTRO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO (FS=1265 KG/CM <sup>2</sup> ) VAR. No. 2.5 AL 12.	KG.	157.30	15.10	2,375.23
1323000023	SUMINISTRO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO (FS=2000 KG/CM <sup>2</sup> ) VAR. No. 2.5 AL 12.	KG	5,852.24	15.10	88,368.82
1327000034	SUMINISTRO E INSTALACION DE BANDAS DE P.V.C. DE 22.5 CM. (9") DE ANCHO Y ESPESOR DE 5 MM.	ML.	33.20	170.71	5,667.57
1327000063	SUMINISTRO Y COLOCACION DE IMPERMEABILIZANTE DE CONCRETO CON ADITIVO INTEGRAL FESTERGRAL.	KG.	123.00	12.04	1,480.92
s/c	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE MALLA GALVANIZADA CON ABERTURA DE 55X 55 MM. CAL. 10 DE 2.0 MTS. DE ALTURA Y 3 HILOS DE ALAMBRE DE PUAS, INCLUYE: TODOS LOS MATERIALES NECESARIOS PARA SU FIJACIÓN, EXCAVACIÓN, RELLENOS, CONCRETO, ACARREOS, FLETES Y MANIOBRAS.	ML.	50.00	302.40	15,120.00
s/c	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE PUERTA DE MALLA GALVANIZADA CON ABERTURA DE 55X 55 MM. CAL. 10 DE 1.0 X 2.0 MTS. DE ALTURA Y 3 HILOS DE ALAMBRE DE PUAS, INCLUYE: TODOS LOS MATERIALES NECESARIOS PARA SU FIJACIÓN, CADENA, CANDADOS, ACARREOS, FLETES Y MANIOBRAS.	PZA.	1.00	693.00	693.00
s/c	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE PUERTA DE MALLA GALVANIZADA CON ABERTURA DE 55X 55 MM. CAL. 10 DE 2.0 X 4.0 MTS. DE ALTURA Y 3 HILOS DE ALAMBRE DE PUAS, INCLUYE: TODOS LOS MATERIALES NECESARIOS PARA SU FIJACIÓN, CADENA, CANDADOS, ACARREOS, FLETES Y MANIOBRAS.	PZA.	1.00	2,700.00	2,700.00
1108000251	ACARREOS EN CAMIÓN CON CARGA MECÁNICA, DE TIERRA Y MATERIAL MIXTO PRODUCTO DE LAS EXCAVACIONES QUE NO SEAN ROCA, MEDIDO EN BANCO PRIMER KILOMETRO.	M <sup>3</sup>	21.60	15.68	338.69
1108000261	ACARREOS EN CAMIÓN CON CARGA MECÁNICA, DE TIERRA Y MATERIAL MIXTO PRODUCTO DE LAS EXCAVACIONES QUE NO SEAN ROCA, MEDIDO EN BANCO, KILOMETROS SUBSECUENTES, ZONA URBANA..	M <sup>3</sup> -K.	129.60	3.29	426.38
	<b>TOTAL DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO</b>				<b>277,038.51</b>

**CONCEPTO: TANQUE SUPERFICIAL DE CONCRETO ARMADO DE 300 M<sup>3</sup> DE CAPACIDAD.**

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
<b>SUBGRUPO</b>	<b>LIMPIEZA Y TRAZO PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS.</b>				
1308000013	LIMPIA Y TRAZO.	M <sup>2</sup>	144.00	1.73	249.12
<b>SUBGRUPO</b> 1010000013A	<b>EXCAVACION CON MAQUINA PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS, EN MATERIAL "B", EN SECO, CON AFLOJE Y EXTRACCION DEL MATERIAL, AMACICE O LIMPIEZA DE PLANTILLA Y TALUDES, REMOCION, ACARREO HASTA 10 M. DENTRO DE LA MISMA Y TRASPALEOS VERTICALES PARA SU EXTRACCION.</b> EXCAVACION DE 0.00 A 2.00 M.DE PROFUNDIDAD	M <sup>3</sup>	217.56	25.19	5,480.34
<b>SUBGRUPO</b> 1027	<b>EXCAVACION CON APOYO DE EQUIPO MANUAL Y MECANICO PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS EN MATERIAL "C" EN SECO, CON EXTRACCION DE REZAGA A MANO, INCL. AFLOJE, AMACICE, LIMPIEZA DE PLANTILLA Y TALUDES, REMOCION Y CARGA DIRECTA A CAMION O ACARREO HASTA 10 M.</b>				
1027000013	EXCAVACION CON APOYO DE EQUIPO MANUAL O MECANICO EN MATERIAL "C" EN SECO DE 0.00 A 2.00 MTS. DE PROFUNDIDAD.	M <sup>3</sup>	93.34	112.71	10,520.35
<b>SUBGRUPO</b> 1020000023	<b>RELLENO DE ZANJAS CON MATERIALES A Y/O B INCLUYENDO SELECCIÓN Y VOLTEO DEL MATERIAL.</b> RELLENO APISONADO Y COMPACTADO CON AGUA, EN CAPAS 0.20 M. DE ESPESOR	M <sup>3</sup>	24.48	52.77	1,291.81
1103000051	RELLENO DE EXCAVACIONES PARA ESTRUCTURAS Y/O PARA ALCANZAR NIVELES DE PROYECTO, EN CAPAS DE 20 CMS. DE ESPESOR, COMPACTADO CON PISÓN AL 90%, SEGÚN PRUEBA PROCTOR, PREVIA LA INCORPORACIÓN DEL AGUA NECESARIA, INCLUYE: SUMINISTRO Y EXTENDIDO DEL MATERIAL Y TODOS LOS ACARREOS MADIDO COMPACTADO CON MATERIAL MEJORADO	M <sup>3</sup>	36.72	218.11	8,009.00
1152000063	SUMINISTRO E INSTALACION DE TAPA DE LAMINA CAL. 10 CON MARCO Y CONTRAMARCO DE ANGULO DE 2"X 1/4" DE ESPESOR, DIMENSIONES DE 60X60 CMS. INCL.: BISAGRAS, PORTACANDADO, SOLDADURA Y PINTURA ANTICORROSIVA	PZA.	1.00	585.22	585.22
1152000073	SUMINISTRO E INSTALACION DE ESCALERA MARINA CON VARILLA DE 5/8" DE DIAMETRO, ESCALONES CON DESARROLLO DE 135.00 CMS. EMPOTRADAS AL MURO Y CON SEPARACION DE 35.00 CMS., INCL.: PINTURA ANTICORROSIVA.	ML.	3.00	246.52	739.56
1152000083	SUMINISTRO Y COLOCACION DE MALLA TIPO MOSQUITERO GALVANIZADA.	M <sup>2</sup>	1.00	60.70	60.70
1152000093	RELLENO ASFALTICO EN JUNTA DE DILATACION CON UNA SECCION DE 2X6 CMS. INCL.:MATERIAL ASFALTICO.	ML.	59.60	10.93	651.43
<b>SUBGRUPO</b> 1307000013	<b>FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO SIMPLE, VIBRADO Y CURADO CON MEMBRANA, INCLUYE: OBTENCION DE ARENAS, GRAVAS, CRIBADOS, ACARREO; DESCARGA, ALMACENAMIENTO DEL CEMENTO, FABRICACION DEL CONCRETO, ACARREO Y COLOCACION</b> FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO SIMPLE DE F'C=100 KG/CM2.	M <sup>3</sup>	8.40	1,317.83	11,069.77
1307000053	FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO SIMPLE DE F'C=250 KG/CM2.	M <sup>3</sup>	96.10	1,615.92	155,289.91

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
SUBGRUPO	CIMBRA DE MADERA PARA ACABADOS NO APARENTES EN CIMENTACIONES, INCLUYE FLETES Y MANIOBRAS LOCALES DEL MATERIAL, FABRICACION, CIMBRADO, DESCIMBRADO Y TERMINADO DEL AREA COLOCADA				
1313000013	CIMBRA DE MADERA P.T. \$ 4.22	M2	19.80	65.29	1,292.74
1302000011	CIMBRA PARA MUROS Y COLUMNAS ACABADO APARENTE CON TRIPLAY DE 16 MM; INCLUYE: HABILITADO, CIMBRADO Y DESCIMBRADO, HERRAMIENTA, ANDAMIOS, MADERA DE PINO DE TERCERA PARA TROQUELES (POLINES, BARROTES Y CHAFLANES).	M2	303.64	163.48	49,639.07
1302000051	CIMBRA PARA LOSAS Y TRABES DE AZOTEA, ACABADO APARENTE CON TRIPLAY DE 16 MM; INCLUYE: CIMBRADO Y DESCIMBRADO, HERRAMIENTA, ANDAMIOS, MADERA DE PINO DE TERCERA PARA SOPORTE, CONTRAVENTE Y ARRASTRES (POLINES, BARROTES Y CHAFLANES).	M2	134.00	135.58	18,167.72
SUBGRUPO	FIERRO DE REFUERZO EN ESTRUCTURA, INCLUYE SUMINISTRO EN LA BODEGA DE LA OBRA, DESPERDICIOS, ALAMBRE, HABILITACION Y COLOCACION.				
1323000013	SUMINISTRO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO (FS=1265 KG/CM2) VAR. No. 2.5 AL 12.	KG.	425.40	15.10	6,423.54
1323000023	SUMINISTRO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO (FS=2000 KG/CM2) VAR. No. 2.5 AL 12.	KG	10,652.25	15.10	160,848.98
1327000034	SUMINISTRO E INSTALACION DE BANDAS DE P.V.C. DE 22.5 CM. (9") DE ANCHO Y ESPESOR DE 5 MM.	ML.	59.60	170.71	10,174.32
1327000063	SUMINISTRO Y COLOCACION DE IMPERMEABILIZANTE DE CONCRETO CON ADITIVO INTEGRAL FESTERGRAL.	KG.	193.00	12.04	2,323.72
s/c	SUMINISTRO Y COLOCACION DE MALLA GALVANIZADA CON ABERTURA DE 55X 55 MM. CAL. 10 DE 2.0 MTS. DE ALTURA Y 3 HILOS DE ALAMBRE DE PUAS, INCLUYE: TODOS LOS MATERIALES NECESARIOS PARA SU FIJACION, EXCAVACION, RELLENOS, CONCRETO, ACARREOS, FLETES Y MANIOBRAS.	ML.	47.00	302.40	14,212.80
s/c	SUMINISTRO Y COLOCACION DE PUERTA DE MALLA GALVANIZADA CON ABERTURA DE 55X 55 MM. CAL. 10 DE 1.0 X 2.0 MTS. DE ALTURA Y 3 HILOS DE ALAMBRE DE PUAS, INCLUYE: TODOS LOS MATERIALES NECESARIOS PARA SU FIJACION, CADENA, CANDADOS, ACARREOS, FLETES Y MANIOBRAS.	PZA.	1.00	693.00	693.00
s/c	SUMINISTRO Y COLOCACION DE PUERTA DE MALLA GALVANIZADA CON ABERTURA DE 55X 55 MM. CAL. 10 DE 2.0 X 4.0 MTS. DE ALTURA Y 3 HILOS DE ALAMBRE DE PUAS, INCLUYE: TODOS LOS MATERIALES NECESARIOS PARA SU FIJACION, CADENA, CANDADOS, ACARREOS, FLETES Y MANIOBRAS.	PZA.	1.00	2,700.00	2,700.00
1108000251	ACARREOS EN CAMION CON CARGA MECANICA, DE TIERRA Y MATERIAL MIXTO PRODUCTO DE LAS EXCAVACIONES QUE NO SEAN ROCA, MEDIDO EN BANCO PRIMER KILOMETRO.	M³	36.72	15.68	575.77
1108000261	ACARREOS EN CAMION CON CARGA MECANICA, DE TIERRA Y MATERIAL MIXTO PRODUCTO DE LAS EXCAVACIONES QUE NO SEAN ROCA, MEDIDO EN BANCO, KILOMETROS SUBSECUENTES, ZONA URBANA..	M³-K.	220.32	3.29	724.85
	<b>TOTAL DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO</b>				<b>461,723.72</b>

**CONCEPTO: TANQUE SUPERFICIAL DE CONCRETO ARMADO DE 500 M<sup>3</sup> DE CAPACIDAD.**

CODIGO	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
<b>SUBGRUPO</b>	LIMPIEZA Y TRAZO EN TERRENO PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS.				
<b>1308</b>					
1308000013	LIMPIA Y TRAZO. EXCAVACION CON APOYO DE EQUIPO MANUAL Y MECANICO PARA ZANJAS EN MATERIAL "C" EN SECO, CON EXTRACCION DE REZAGA A MANO, INCLUYE AFLOYE, AMACICE, LIMPIEZA DE PLANTILLA Y TALUDES, CARGA DIRECTA A CAMION O A UN LADO DE LA ZANJA, INCLUYENDO ACARREO A 10 M DEL EJE DE LA MISMA Y CONSERVACION DE LA EXCAVACION HASTA LA INSTALACION SATISFACTORIA DE LA TUBERIA	M2	257.24	\$1.29	\$331.84
<b>SUBGRUPO</b>					
<b>1026</b>					
1026000013	EXCAVACION CON APOYO DE EQUIPO MANUAL O MECANICO EN MATERIAL "C" EN SECO DE 0.00 A 2.00 MTS. DE PROFUNDIDAD	M3	355.11	\$113.16	\$40,184.56
1027000013	EXCAVACION CON APOYO DE EQUIPO MANUAL O MECANICO PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS MATERIAL "C" EN SECO DE 0.00 A 2.00 MTS. DE PROFUNDIDAD	M3	6.05	\$123.98	\$749.83
1020000063	RELLENO DE MATERIAL DE BANCO APISONADO Y COMPACTADO CON EQUIPO MANUAL CON AGUA, EN CAPAS DE 0.20 M. DE ESPESOR, AL 95% PRUEBA PROCTOR. CAJAS PARA OPERACION DE VALVULAS, INCLUYENDO PLANTILLA DE PEDACERIA DE TABIQUE, CONCRETO EN PISOS DE LOSA, MUROS DE TABIQUE RECOCIDO JUNTEADO CON MORTERO CEMENTO-ARENA 1:5, APLANADO CON MORTERO CEMENTO ARENA 1:5, ACERO DE REFUEZO FS=1265 KG/CM2 Y CIMBRA DE MADERA.	M3	43.88	\$56.71	\$2,488.15
<b>SUBGRUPO</b>					
<b>1111</b>					
1111000023	CAJA PARA OPERACION DE VALVULA "TIPO 2" DE 1.00 X 0.90 M. SUMINISTRO E INSTALACION DE VALVULAS DE SECCIONAMIENTO TIPO COMPUERTA DE Fo.Fo. V/F CON BRIDA. INCLUYE LIMPIEZA E INSTALACION DE LA PIEZA ASI COMO PRUEBA HIDROSTATICA (JUNTO CON TUBERIA). SUMINISTRO E INSTALACION DE VALVULAS DE SECCIONAMIENTO TIPO COMPUERTA DE Fo.Fo. V/F CON BRIDA, INCLUYE LIMPIEZA E INSTALACION DE LA PIEZA ASI COMO PRUEBA HIDROSTATICA (JUNTO CON TUBERIA).	PZA	3.00	\$2,006.75	\$6,020.25
1125000053	VALVULA SECC. DE 152 MM. (6") DE DIAMETRO	PZA	2.00	\$3,202.04	\$6,404.08
1125000083	VALVULA SECC. DE 305 MM. (12") DE DIAMETRO	PZA	1.00	\$12,613.53	\$12,613.53
<b>SUBGRUPO</b>					
<b>1129</b>					
1129001193	SUMINISTRO DE PIEZAS ESPECIALES DE FO.GO., INCLUYE LIMPIEZA E INSTALACION DE PIEZAS, PRUEBA HIDROSTATICA JUNTO CON LA TUBERIA, ACARREO MANIOBRAS LOCALES.				
1129001193	NIPLE DE 4" DE DIAMETRO	ML	2.00	\$273.60	\$547.20
1129001193	NIPLE DE 6" DE DIAMETRO	ML	15.90	\$364.09	\$5,789.03
1129000613	TEE REFORZADA DE 4" DE DIAMETRO	PZA	4.00	\$495.41	\$1,981.64
1124000573	CODO DE 90° DE 100 MM. (4") DE DIAMETRO	PZA	8.00	\$225.24	\$1,801.92
S/C	SUM E INST DE ANILLO ANCLA DE LAM No 10 SOLDADA A TUBO DE 4"	PZA	4.00	\$70.00	\$280.00
S/C	SUM E INST DE ANILLO ANCLA DE LAM No 10 SOLDADA A TUBO DE 6"	PZA	3.00	\$100.00	\$300.00
S/C	SUM E INST DE ANILLO ANCLA DE LAM No 10 SOLDADA A TUBO DE 12"	PZA	1.00	\$300.00	\$300.00
<b>SUBGRUPO</b>					
<b>1124</b>					
1124001353	SUMINISTRO DE PIEZAS ESPECIALES DE P.V.C., INCLUYE LIMPIEZA E INSTALACION DE PIEZAS, PRUEBA HIDROSTATICA JUNTO CON LA TUBERIA, ACARREO MANIOBRAS LOCALES Y ANILLOS. EXTREMIDAD ESPIGA DE 150 MM. (6") DE DIAMETRO	PZA	1.00	\$395.39	\$395.39
1124001493	EXTREMIDAD CAMPANA DE 300 MM. (12") DE DIAMETRO	PZA	1.00	\$2,822.65	\$2,822.65
1124001963	EMPAQUE BRIDA DE 150 MM. (6") DE DIAMETRO	PZA	1.00	\$39.90	\$39.90
1124001993	EMPAQUE BRIDA DE 300 MM. (12") DE DIAMETRO	PZA	1.00	\$95.50	\$95.50

CODIGO	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
<b>SUBGRUPO 1123</b>	SUMINISTRO DE PIEZAS ESPECIALES DE FO.FO.				
1123001103	EMPAQUE DE PLOMO DE 150 MM (6")	PZA	9.00	\$36.71	\$330.39
1123001133	EMPAQUE DE PLOMO DE 300 MM. (12") DE DIAMETRO	PZA	2.00	\$156.93	\$313.86
1123000013	PIEZAS ESPECIALES, HASTA 12" DE DIAMETRO (CARRITES, CODOS, EXTREMIDADES, TEES, CRUZ, REDUCCIONES, BRIDAS)	KG	160.30	\$27.89	\$4,470.77
1123000313	TORNILLO DE CABEZA HEXAGONAL C/TCA. DE 3/4"X 3 1/2"	PZA	80.00	\$13.34	\$1,067.20
1123000393	TORNILLO CABEZA HEXAGONAL C/TCA. DE 7/8" X 4"	PZA	36.00	\$22.20	\$799.20
1123001323	CONTRA MARCO TIPO SENCILLO CENTRADO O DESCENTRADO DE 4" X 110 CMS.	PZA	3.00	\$762.38	\$2,287.14
1123001573	TAPA PARA CAJA DE VALVULA (MARCO C/TAPA PESADO DE 50 X 50 CMS.)	PZA	3.00	\$1,741.02	\$5,223.06
S/C	SUM., FABRICACION Y COLOCACION DE CUELLO DE GANSO CON DOS CODOS HECHIZOS DE 45° SOLDADOS DE TUBERIA DE ACERO DE 12" DE DIAM. Y 1/4" DE ESPESOR DE 4.00 M DE LONGITUD ( VER PLANO)	PZA	1.00	\$3,917.95	\$3,917.95
S/C	SUM., FABRICACION Y COLOCACION DE BRIDAS DE ACERO	KG	21.00	\$38.52	\$808.92
1116000034	PINTURA ANTICORROSIVA MCA. COMEX O SIMILAR EN CALIDAD Y COSTO APLICADA SOBRE TUBERIA DE ACERO Y PIEZAS ESPECIALES, INCL.: LIMPIEZA CON CEPILLO DE ACERO.	M2	3.99	\$28.96	\$115.49
1152000063	SUMINISTRO E INSTALACION DE TAPA DE LAMINA CAL. 10 CON MARCO Y CONTRAMARCO DE ANGULO DE 2"X 1/4" DE ESPESOR, DIMENSIONES DE 60X60 CMS. INCL.: BISAGRAS PORTACANDADO, SOLDADURA Y PINTURA ANTICORROSIVA	PZA	1.00	\$585.22	\$585.22
1152000073	SUMINISTRO E INSTALACION DE ESCALERA MARINA CON VARILLA DE 5/8" DE DIAMETRO, ESCALONES CON DESARROLLO DE 135.00 CMS. EMPOTRADAS AL MURO Y CON SEPARACION DE 35.00 CMS., INCL.: PINTURA ANTICORROSIVA.	ML	2.50	\$246.52	\$616.30
<b>SUBGRUPO 1307</b>	FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO SIMPLE, VIBRADO Y CURADO CON MEMBRANA, INCLUYE: OBTENCION DE ARENAS, GRAVAS, CRIBADOS, ACARREO, DESCARGA, ALMACENAMIENTO DEL CEMENTO, FABRICACION DEL CONCRETO, ACARREO Y COLOCACION.				
1307000013	FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO SIMPLE DE F'C=100 KG/CM2	M3	20.08	\$1,317.83	\$26,462.03
1307000023	FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO SIMPLE DE F'C=250 KG/CM2	M3	160.64	\$1,615.92	\$259,583.81
<b>SUBGRUPO 1313</b>	CIMBRA DE MADERA PARA ACABADOS NO APARENTES EN CIMENTACIONES, INCLUYE FLETES Y MANIOBRAS LOCALES DEL MATERIAL, FABRICACION, CIMBRADO, DESCIMBRADO Y TERMINADO DEL AREA COLADA.				
1313000013	CIMBRA DE MADERA P.T. \$ 4.22	M2	84.78	\$65.29	\$5,535.29
1315000013	CIMBRA DE MADERA PARA ACABADOS NO APARENTES EN TRA BES Y COLUMNA CON ALTURA DE OBRA FALSA HASTA DE 3.00 M. INCLUYE FLETES Y MANIOBRAS LOCALES DEL MATERIAL, FABRICACION CIMBRADO, DESCIMBRADO Y TERMINADO DEL AREA COLADA.	M2	40.69	\$137.58	\$5,598.13
1316000013	CIMBRA DE MADERA PARA ACABADOS NO APARENTES EN LOSAS, CON ALTURA DE OBRA FALSA HASTA DE 3.60 M. INCLUYE FLETES, MANIOBRAS LOCALES DEL MATERIAL, FABRICACION, CIMBRADO, DESCIMBRADO, Y TERMINADOS DEL AREA COLADA.	M2	194.53	\$97.44	\$18,955.00
1317000013	CIMBRA DE MADERA PARA ACABADOS NO APARENTES EN MUROS HASTA 3.00 M. DE ALTURA INCLUYE FLETES, MANIOBRAS LOCALES DEL MATERIAL, FABRICACION, CIMBRADO DESCIMBRADO Y TERMINADO DEL AREA COLADA.	M2	348.00	\$103.50	\$36,018.00

CODIGO	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
<b>SUBGRUPO 1323</b>	FIERRO DE REFUERZO EN ESTRUCTURA, INCLUYE SUMINISTRO EN LA BODEGA DE LA OBRA, DESPERDICIOS, ALAMBRE HABILITACION Y COLOCACION.				
1323000023	SUMINISTRO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO (FS=2000 KG/CM2) VAR. NO. 2.5 AL 12.	KG	11676.61	\$15.10	\$176,316.83
S/C	SUM. Y COLOCACION DE BANDA FLEXIBLE MARCA SIKA HOJILLADA DE 9" DE P.V.C. ( 2V-30/5 N)	ML	160.80	\$153.07	\$24,613.66
1327000063	SUMINISTRO Y COLOCACION DE IMPERMEABILIZANTE DE CONCRETO CON ADITIVO INTEGRAL FESTERGRAL.	KG	144.58	\$12.04	\$1,740.71
S/C	SUMINISTRO Y COLOCACION DE MALLA GALVANIZADA CON ABERTURA DE 55X55 MM CALIBRE 10 DE 2.00 MTS. DE ALTURA Y 3 HILOS DE ALAMBRE DE PUAS. INCLUYE: TODOS LOS MATERIALES NECESARIOS PARA SU FIJACION, ACARREOS, FLETES Y MANIOBRAS.	ML	80.00	\$286.00	\$22,880.00
S/C	SUMINISTRO Y COLOCACION DE PUERTA MALLA GALVANIZADA CON ABERTURA DE 55X55 MM CALIBRE 10 DE 1.00 X 1.50 MTS. DE ALTURA Y 3 HILOS DE ALAMBRE DE PUAS. INCLUYE: CADENA CANDADO Y TODOS LOS MATERIALES NECESARIOS PARA SU FIJACION, ACARREOS, FLETES Y MANIOBRAS.	PZA	1.00	\$655.42	\$655.42
S/C	SUMINISTRO E INSTALACION DE VALVULA FLOTADOR DE FOFO OPERADA POR PILOTO AUTOMATICO EXTERNO A CONTROL REMOTO CON BRIDA DE 125 LBS DE 300 MM (12")	PZA	1.00	\$67,448.70	\$67,448.70
<b>TOTAL DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO</b>					<b>\$749,488.55</b>



**CONCEPTO: TANQUE SUPERFICIAL DE CONCRETO ARMADO DE 1000 M<sup>3</sup> DE CAPACIDAD.**

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
	<b>PARTIDA: DESMANTELAMIENTO Y DEMOLICIONES</b>				
<b>BK15</b>	<b>DESMONTAJE DE...</b>				
BK15CB	DESMONTAJE DE MARCO O CHAMBRANA METÁLICA, PARA PUERTA DE 0.90 X 2.10M	PZA	2.00	\$ 51.13	\$ 102.26
BK15EB	DESMONTAJE DE PUERTA DE UNA HOJA, DE MADERA O METÁLICA DE 0.90 X 2.10M	PZA	2.00	\$ 17.04	\$ 34.08
BK15L	DESMONTAJE DE TECHUMBRE DE LAMINA	M2	66.70	\$ 15.34	\$ 1,023.18
BK16BB	DESMANTELANIENTO DE CERCA DE MALLA DE 2.00 M. DE ALTURA	M2	196.00	\$ 6.16	\$ 1,207.36
BK16MB	DESMONTAJE DE PUERTA DE MALLA CICLON, DE 4.00 M DE ANCHO Y 2.00 M ALTURA.	PZA	1.00	\$ 335.02	\$ 335.02
<b>1000 00</b>	<b>RUPTURA Y DEMOLICION DE...</b>				
1000 03	CONCRETO SIMPLE.	M2.	55.30	\$ 13.42	\$ 742.13
1000 07	MAMPOSTERIA DE TABIQUE.	M3.	25.79	\$ 147.59	\$ 3,806.35
1000 08	CONCRETO ARMADO.	M3.	23.38	\$243.17	\$ 5,685.31
					<b>\$ 12,935.69</b>
	<b>PARTIDA: TERRACERIAS</b>				
<b>1002 00</b>	<b>DESMONTE, DESENRAICE, DESYERBE Y LIMPIA DE TERRENO P/PROPOSITOS DE CONSTRUCCION EN VEGETACION TIPO...</b>				
1002 02	MONTES DE REGIONES ARIDAS O SEMIARIDAS	HA.	0.07	\$ 4,412.98	\$ 288.00
1005 01	LIMPIEZA Y TRAZO EN EL AREA DE TRABAJO.	M2.	652.62	\$ 7.16	\$ 4,672.82
<b>1070 00</b>	<b>EXCAVACION EN ROCA FIJA, PARA DESPLANTE DE ESTRUCTURAS, EN SECO.....</b>				
1070 04	DE 2.01 A 4.00 MTS. DE PROFUNDIDAD.	M3.	1,719.42	\$ 155.67	\$ 267,663.48
1004 01	CARGA A CAMION DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION.	M3.	2,120.31	\$ 10.70	\$ 22,690.68
<b>1019 00</b>	<b>EXCAVACION EN ROCA FIJA, P/ ZANJAS, EN SECO, EN ZONA A.....</b>				
1019 02	HASTA 2.00 MTS. DE PROFUNDIDAD.	M3.	136.71	\$ 136.38	\$ 18,643.85
<b>9002 00</b>	<b>ACARREO KM. SUBSECUENTES AL 1o., DE MAT. PETREOS ARENA, GRAVA, MAT. PRUDUCTO DE EXCAVACION EN CAMION VOLTEO, EN CAMINO....</b>				
9002 03	PLANO BRECHA, LOMERIO SUAVE TERRACERIAS,	M3.KM.	19,082.79	\$ 4.49	\$ 85,751.63
<b>1131 00</b>	<b>RELLENO EN ZANJAS...</b>				
1131 06	COMPACTADO AL 90% PROCTOR CON MATERIAL DE BANCO	M3.	162.46	\$ 79.16	\$ 12,860.02
<b>CAJA 00</b>	<b>CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS...</b>				
CAJA 01	DE 3.40 x 2.26 M.	CAJA	3.00	\$19,944.74	\$ 59,834.22
					<b>\$ 472,404.70</b>

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
	<b>PARTIDA: INSTALACIONES</b>				
<b>2160 00</b>	<b>INSTALACION DE VALVULAS DE SECCIONAMIENTO...</b>				
2160 07	DE 152 MM (6") DE DIAMETRO.	PZA.	2.00	\$278.55	\$ 557.09
2160 09	DE 254 MM (10") DE DIAMETRO.	PZA.	1.00	\$ 727.76	\$ 727.76
2160 10	DE 305 MM. (12") DE DIAMETRO.	PZA.	2.00	\$ 1,047.98	\$ 2,095.96
<b>2172 00</b>	<b>INSTALACION DE JUNTA DRESSER ESTILO 38.....</b>				
2172 02	DE 6" DE DIAMETRO.	PZA.	2.00	\$ 180.63	\$ 361.25
2172 04	DE 10" DE DIAMETRO.	PZA.	1.00	\$ 330.29	\$ 330.29
2172 05	DE 12" DE DIAMETRO.	PZA.	4.00	\$ 413.90	\$ 1,655.58
<b>7025 02</b>	<b>PIEZAS ESPECIALES DE ACERO, FABRICACION.</b>				
7025 01	PIEZAS ESPECIALES DE ACERO, SUM., FABRICACION E INSTALACION.	KG.	139.36	\$ 52.40	\$ 7,303.02
7025 04	SUMINISTRO, FABRICACION Y COLOCACION DE BRIDAS DE ACERO	KG.	513.92	\$ 72.15	\$ 37,081.77
<b>8007 00</b>	<b>SUMINISTRO DE PIEZAS ESPECIALES DE FIERRO FUNDIDO...</b>				
8007 02	DE 101 MM A 305 MM (4" A 12") DE DIAMETRO...	KG.	2,277.00	\$ 19.45	\$ 44,287.65
<b>8008 00</b>	<b>SUMINISTRO DE EXTREMIDADES DE FIERRO FUNDIDO, EN OBRA...</b>				
8008 02	DE 101 MM A 305 MM (4" A 12") DE DIAMETRO...	KG.	624.40	\$ 19.00	\$ 11,863.60
<b>8019 H0</b>	<b>VALVULA DE FLOTADOR DE (125 PSI) CUERPO DE HIERRO GRIS ASTM A-48 PINTURA EPOXICA.</b>				
8019 H5	DE 6" DE DIAMETRO.	PZA.	1.00	\$ 4,290.00	\$ 4,290.00
8019 H7	DE 10" DE DIAMETRO	PZA.	1.00	\$39,250.00	\$ 39,250.00
<b>8015 00</b>	<b>SUMINISTRO DE EMPAQUE DE NEOPRENO...</b>				
8015 08	DE 305 MM (12") DE DIAMETRO.	PZA.	18.00	\$ 173.13	\$ 3,116.34
8015 07	DE 254 MM (10") DE DIAMETRO.	PZA.	18.00	\$ 132.39	\$ 2,383.02
8015 05	DE 152 MM (6") DE DIAMETRO.	PZA.	20.00	\$ 40.74	\$814.80
<b>8012 00</b>	<b>SUMINISTRO DE TORNILLO...</b>				
8012 03	DE 19 MM x 89 MM (3/4" x 3 1/2").	PZA.	504.00	\$ 13.00	\$ 6,552.00
8012 04	DE 22 MM x 102 MM (7/8" x 4").	PZA.	480.00	\$ 21.00	\$ 10,080.00

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
<b>2060 00</b>	<b>INSTALACION DE TUBERIA DE ACERO SOLDADA DE...</b>				
2060 03	DE 10" DE DIAMETRO Y 9.27 MM. DE ESPESOR.	M	32.45	\$ 105.04	\$ 3,408.56
2060 04	DE 12" DE DIAMETRO Y 10.31 MM. DE ESPESOR.	M	127.40	\$ 118.17	\$ 15,054.90
2060 02	DE 8" DE DIAMETRO Y 8.18 MM. DE ESPESOR.	M	20.40	\$ 78.78	\$ 1,607.12
2060 01	DE 6" DE DIAMETRO Y 5.16 MM. DE ESPESOR.	M	34.60	\$ 62.28	\$ 2,154.97
<b>2061 00</b>	<b>PRUEBA HIDROSTATICA DE TUBERIA DE ACERO DE...</b>				
2061 01	DE 6" DE DIAMETRO	M	34.60	\$ 4.38	\$ 151.38
2061 02	DE 8" DE DIAMETRO	M	20.40	\$ 5.96	\$ 121.58
2061 03	DE 10" DE DIAMETRO.	M	32.45	\$ 7.40	\$ 240.19
2061 04	DE 12" DE DIAMETRO.	M	127.40	\$ 9.88	\$ 1,258.36
<b>2062 00</b>	<b>LIMPIEZA DE TUBERIA Y PIEZAS ESPECIALES DE ACERO, C/CHORRO DE ARENA...</b>				
2062 01	EXTERIOR A GRADO COMERCIAL.	M2	208.75	\$ 51.36	\$ 10,722.24
2062 04	INTERIOR A GRADO COMERCIAL	M2	195.41	\$ 64.79	\$ 12,660.00
<b>2064 00</b>	<b>PROTECCION ANTICORROSIVA PARA TUBERIAS DE ACERO...</b>				
2064 03	SUP. EXT. EN PARCHEO A BASE DE PRIM. DE ALQUITRAN DE HULLA ESMALTE APLIC. EN CAL Y PROTEC MEC. CON MALLA FIB. DE VIDRIO Y FIELTRO DE FIB. DE VIDRIO.	M2	208.75	\$ 200.16	\$ 41,782.96
2064 04	SUPERFICIE INTERIOR EN PARCHEO CON PRIMA Y ACABADO EPOXICOS CATALIZADOS DE ALTOS SOLIDOS.	M2	195.41	\$ 108.89	\$ 21,278.34
<b>4030 00</b>	<b>FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO, VIBRADO Y CURADO...</b>				
4030 01	DE f'c= 100 Kg/cm <sup>2</sup> PARA PLANTILLA.	M3.	49.00	\$ 1,406.76	\$68,931.42
4030 05	DE f'c= 250 Kg/cm <sup>2</sup> .	M3.	460.28	\$ 1,728.08	\$ 795,395.71
<b>4080 00</b>	<b>CIMBRA DE MADERA PARA ACABADOS NO APARENTES EN...</b>				
4080 01	CIMENTACIONES.	M2.	65.53	\$ 125.73	\$ 8,238.77
4080 03	TRABES Y COLUMNAS CON ALTURA DE OBRA FALSA HASTA 3.0 M.	M2.	235.20	\$ 120.78	\$ 28,407.26
4080 04	LOSAS CON ALTURA DE OBRA FALSA HASTA 3.60 M.	M2.	405.42	\$ 178.70	\$ 72,449.63
4080 05	MUROS HASTA 3.00 M DE ALTURA.	M2.	604.27	\$ 181.00	\$ 109,374.28

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
<b>4090 00</b>	<b>SUMINISTRO, HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO, EL PRECIO UNITARIO INCLUYE: EL ACERO DE REFUERZO, ALAMBRE RECOCIDO PARA AMARRES, SILLETAS, SEPARADORES, TRASLAPES, BAYONETAS, COLUMPIOS, GANCHOS, DESPERDICIOS; LA MANO DE OBRA PARA EL ACARREO LIBRE HORIZONTAL Y VERTICA, ENDEREZADO, TRAZO, CORTE, HABILITADO, ELEVACION, COLOCACIÓN, AMARRES, RETIRO DE MATERIAL SOBRENTE, LIMPIEZA, LA HERRAMIENTA Y EL EQUIPO NECESARIOS PARA LA CORRECTA EJECUCIÓN DEL TRABAJO.</b>				
4090 01	SUMINISTRO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO DE FY= 4200 Kg/cm <sup>2</sup> .	KG.	53,692.79	\$ 17.82	\$ 956,757.46
<b>4100 00</b>	<b>APLANADOS Y EMBOQUILLADOS, CON TODOS LOS MATERIALES Y MANO DE OBRA...</b>				
4100 02	APLANADO CON MORTERO CEMENTO-ARENA 1:3 DE 1.5 cm DE ESPESOR.	M2.	81.70	\$ 103.38	\$ 8,446.31
	<b>ESCALERAS MARINAS PARA EL ACCESO, FABRICADA A BASE DE SOLERAS, TUBOS, PLACAS Y ANGULOS.</b>				
7020 01	SUMINISTRO Y COLOCACION DE ACERO ESTRUCTURAL (VIGAS, I.P.R., I.P.S., C.P.S., ETC.)	KG.	58.84	\$ 52.40	\$ 3,083.45
					\$ 2,344,275.04
	<b>PARTIDA: SUMINISTROS</b>				
<b>E002 00</b>	<b>SUMINISTRO E INSTALACION DE MARCOS CON TAPA DE LAMINA DEL NUMERO 10 DE...</b>				
E002 01	60 x 60 cm.	PZA.	3.00	\$ 547.53	\$ 1,642.59
<b>8022 00</b>	<b>VALVULAS DE COMPUERTA VASTAGO FIJO DE (125 PSI) CUERPOS Y BONETES DE FO.FO., VASTAGO DE BRONCE AL MANGANESO, ANILLOS DE OCLUSOR Y ASIENTO DE BRONCE PUESTA EN OBRA.</b>				
8022 05	DE 152 MM (6") DE DIAMETRO.	PZA.	2.00	\$ 3,844.56	\$ 7,689.11
8022 07	DE 254 MM (10") DE DIAMETRO.	PZA.	1.00	\$ 9,981.84	\$ 9,981.84
8022 08	DE 302 MM (12") DE DIAMETRO.	PZA.	2.00	\$ 14,147.21	\$ 28,294.42
<b>8050 00</b>	<b>SUMINISTRO DE JUNTA DRESSER ESTILO 38 CONSTRUIDA DE ACERO, ACABADO INTERIOR Y EXTERIOR CON PINTURA ANTICORROSIVA.....</b>				
8050 02	DE 6" DE DIAMETRO.	PZA.	2.00	\$ 984.80	\$ 1,969.60
8050 04	DE 10" DE DIAMETRO.	PZA.	1.00	\$ 1,976.80	\$ 1,976.80
8050 05	DE 12" DE DIAMETRO.	PZA.	4.00	\$ 2,140.80	\$ 8,563.20

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
<b>8057 00</b>	<b>SUMINISTRO DE TUBERIA ACERO NORMA ASTM A-53 ACERO AL CARBON EXTREMOS BISELADOS</b>				
8057 13	10" DE DIAMETRO ESPESOR 6.35 mm C-20	M	32.45	\$ 750.69	\$ 24,359.89
8057 19	12" DE DIAMETRO ESPESOR 8.38 mm	M	127.40	\$ 1,165.54	\$ 148,489.80
8057 02	6" DE DIAMETRO ESPESOR 6.35 mm	M	34.60	\$ 372.73	\$12,896.46
8057 07	8" DE DIAMETRO ESPESOR 6.35 mm C - 20	M	20.40	\$ 489.73	\$ 9,990.49
					\$ 255,854.20
			<b>SUBTOTAL: \$</b>		<b>3,085,469.63</b>
			<b>IMPREVISTOS (10 %)</b>		<b>308,546.96</b>
			<b>INVERSIÓN TOTAL:</b>		<b>3,394,016.59</b>

## 9.6 Anexo F. Programación de bombas de velocidad variable dentro de InfoWorks®

### Plan

Este control se emplea para modelar bombas de velocidad variable o velocidad fija controladas en el tiempo. La bomba puede ser programada para operar a una velocidad específica en el intervalo de tiempo que el operador o modelador decida (ilustración 4.9).

También puede programarse un nodo de control, que indique una presión de encendido y otra de apagado, el cual tendrá prioridad sobre la velocidad que haya sido programada previamente, es decir si en el nodo de control se alcanza la presión de apagado entonces la bomba se desactivará sin importar la velocidad definida para ese instante.

Es importante aclarar que en este tipo de control, la bomba no varía su velocidad en función de la respuesta de la red si no en función de las necesidades del operador.

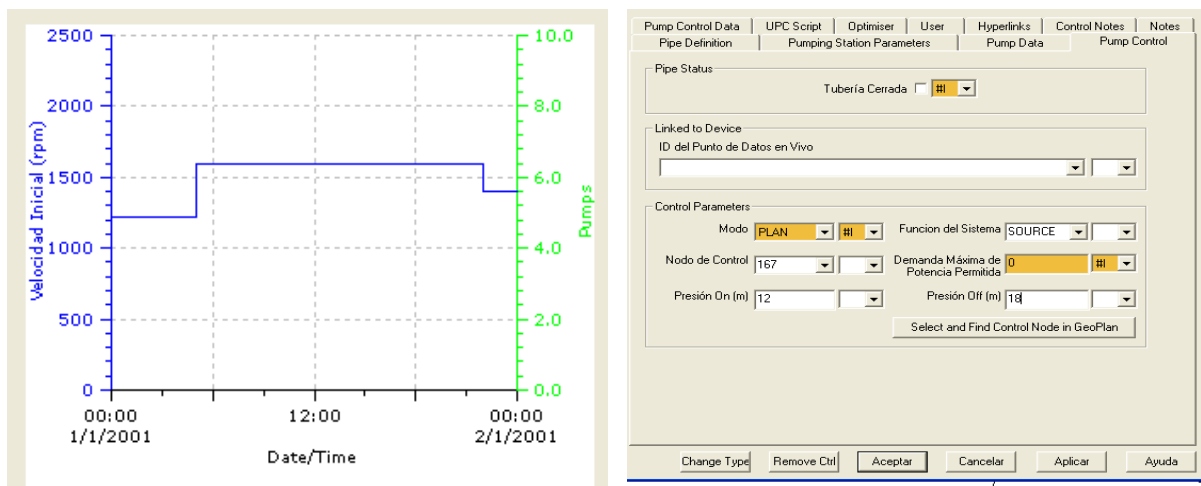


Ilustración 9.1 Modo "Plan" incorporado dentro de InfoWorks® para programar bombas de velocidad variable

### Auto

En este caso las bombas son controladas mediante la presión en un nodo o el nivel de agua un tanque de regulación, en otras palabras los equipos de bombeo se apagan o encienden en respuesta de la presión o un nivel de agua definido por el modelador en un punto de control.

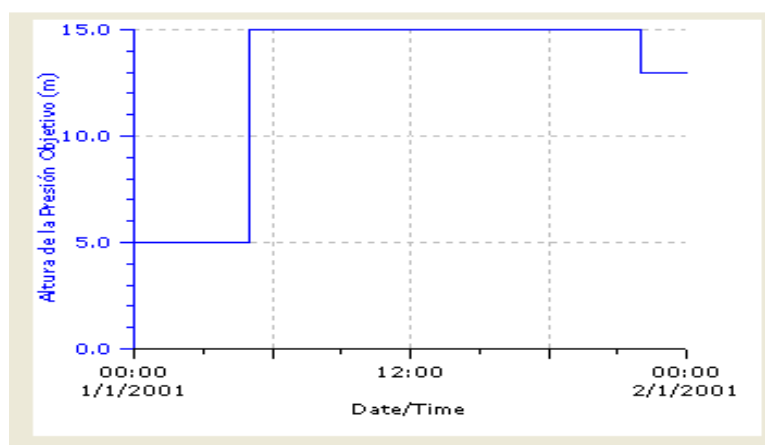
## Flow

Utilizado para modelar la descarga (gasto objetivo de salida) a través de una estación de bombeo como una función dada del tiempo. Este control es una variación del modo “Plan” a diferencia que aquí se programa uno o varios caudales que son requeridos a lo largo del tiempo y no la velocidad rotacional de la bomba como se hace en “Plan”. Por ejemplo, el control “Flow” puede ser bastante útil para modelar bombas en industrias que requieran inyectar caudales controlados en el tiempo, para cada uno de sus procesos.

## Profile

El modo “Profile” presenta una forma más compleja para programar bombas en función de la presión en un nodo o el nivel del agua en un tanque de regulación, a diferencia del modo “Auto”, las bombas se programan con diferentes presiones que requieren ser mantenidas o alcanzadas a lo largo del tiempo, esto genera un perfil de presiones objetivo (ilustración 4.10), en donde la bomba varía su velocidad rotacional hasta alcanzar la presión definida en ese instante, en caso de no alcanzar la presión objetivo la bomba trabajará al 100% de su capacidad y el programa emitirá un mensaje de advertencia.

Cuando se emplea “Profile”, el estado activo o inactivo de la bomba se define a través un perfil objetivo del estado de la bomba, el cual es impuesto por el modelador y es la imagen superior o inferior (apagado o encendido) del perfil de presiones objetivo.



**Ilustración 9.2 Perfil objetivo programado con “Profile” dentro de InfoWorks® para modelar bombas de velocidad variable**

## 9.7 Anexo G. Demandas nodales para diferentes dotaciones calculadas con Scadred®

Nodos	Dotación (l/hab/día)				
	650	350	250	150	100
1398	0.86	0.46	0.33	0.20	0.13
1399	0.32	0.17	0.12	0.07	0.05
1400	0.22	0.12	0.08	0.05	0.03
1401	0.50	0.27	0.19	0.12	0.08
1402	0.81	0.44	0.31	0.19	0.12
1403	0.69	0.37	0.27	0.16	0.11
1405	0.28	0.15	0.11	0.06	0.04
1406	0.07	0.04	0.03	0.02	0.01
1407	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00
1408	0.92	0.50	0.35	0.21	0.14
1409	0.23	0.13	0.09	0.05	0.04
1410	0.79	0.43	0.30	0.18	0.12
1411	0.29	0.16	0.11	0.07	0.04
1412	0.32	0.17	0.12	0.07	0.05
1413	0.32	0.17	0.12	0.07	0.05
1414	0.13	0.07	0.05	0.03	0.02
1415	0.04	0.02	0.01	0.01	0.01
1416	0.35	0.19	0.13	0.08	0.05
1417	0.12	0.06	0.04	0.03	0.02
1418	0.10	0.06	0.04	0.02	0.02
1419	0.35	0.19	0.13	0.08	0.05
1420	0.16	0.09	0.06	0.04	0.02
1421	0.22	0.12	0.08	0.05	0.03
1422	0.09	0.05	0.04	0.02	0.01
1423	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01
1424	0.32	0.17	0.12	0.07	0.05
1425	0.74	0.40	0.29	0.17	0.11
1426	0.19	0.10	0.07	0.04	0.03
1427	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01
1428	0.64	0.34	0.25	0.15	0.10
1429	0.54	0.29	0.21	0.13	0.08
1430	0.12	0.06	0.05	0.03	0.02
1431	0.18	0.10	0.07	0.04	0.03



Nodos	Dotación (l/hab/día)				
	650	350	250	150	100
1432	0.18	0.10	0.07	0.04	0.03
1433	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00
1434	0.28	0.15	0.11	0.06	0.04
1435	0.26	0.14	0.10	0.06	0.04
1436	0.21	0.11	0.08	0.05	0.03
1437	0.30	0.16	0.12	0.07	0.05
1438	0.52	0.28	0.20	0.12	0.08
1439	0.08	0.04	0.03	0.02	0.01
1440	0.58	0.31	0.22	0.13	0.09
1441	0.46	0.25	0.18	0.11	0.07
1442	0.43	0.23	0.16	0.10	0.07
1443	0.33	0.18	0.13	0.08	0.05
1444	1.61	0.86	0.62	0.37	0.25
1445	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00
1446	0.50	0.27	0.19	0.12	0.08
1447	1.16	0.63	0.45	0.27	0.18
1448	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00
1449	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01
1450	0.47	0.25	0.18	0.11	0.07
1451	0.71	0.38	0.27	0.16	0.11
1452	0.11	0.06	0.04	0.02	0.02
1453	0.37	0.20	0.14	0.09	0.06
1454	0.38	0.20	0.14	0.09	0.06
1455	0.15	0.08	0.06	0.04	0.02
1456	0.06	0.03	0.02	0.01	0.01
1457	0.15	0.08	0.06	0.04	0.02
1458	0.15	0.08	0.06	0.04	0.02
1459	0.15	0.08	0.06	0.03	0.02
1460	0.22	0.12	0.08	0.05	0.03
1461	0.30	0.16	0.12	0.07	0.05
1462	0.13	0.07	0.05	0.03	0.02
1463	0.34	0.18	0.13	0.08	0.05
1464	0.15	0.08	0.06	0.03	0.02
1465	0.71	0.38	0.27	0.16	0.11
1466	0.66	0.35	0.25	0.15	0.10

Nodos	Dotación (l/hab/día)				
	650	350	250	150	100
1467	0.64	0.34	0.25	0.15	0.10
1468	0.78	0.42	0.30	0.18	0.12
1469	0.61	0.33	0.23	0.14	0.09
1470	0.93	0.50	0.36	0.21	0.14
1471	0.21	0.11	0.08	0.05	0.03
1472	0.55	0.30	0.21	0.13	0.08
1473	0.34	0.18	0.13	0.08	0.05
1474	0.57	0.30	0.22	0.13	0.09
1475	1.37	0.74	0.53	0.32	0.21
1476	0.25	0.14	0.10	0.06	0.04
1477	0.25	0.13	0.10	0.06	0.04
1478	0.26	0.14	0.10	0.06	0.04
1481	2.26	1.22	0.87	0.52	0.35
1595	0.44	0.24	0.17	0.10	0.07
167	0.06	0.03	0.02	0.01	0.01
489	1.16	0.62	0.45	0.27	0.18
490	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00
491	0.10	0.05	0.04	0.02	0.01
492	0.19	0.10	0.07	0.04	0.03
493	0.61	0.33	0.23	0.14	0.09
494	0.49	0.27	0.19	0.11	0.08
495	1.22	0.65	0.47	0.28	0.19
496	1.11	0.60	0.43	0.26	0.17
497	1.22	0.66	0.47	0.28	0.19
498	1.18	0.64	0.45	0.27	0.18
499	1.19	0.64	0.46	0.28	0.18
500	1.27	0.68	0.49	0.29	0.19
501	1.27	0.68	0.49	0.29	0.20
502	1.27	0.69	0.49	0.29	0.20
503	1.27	0.68	0.49	0.29	0.20
504	1.21	0.65	0.47	0.28	0.19
54	0.31	0.17	0.12	0.07	0.05
55	1.43	0.92	0.75	0.58	0.49
56	0.67	0.36	0.26	0.15	0.10
57	0.72	0.39	0.28	0.17	0.11

Nodos	Dotación (l/hab/día)				
	650	350	250	150	100
58	0.17	0.09	0.07	0.04	0.03
59	1.77	0.95	0.68	0.41	0.27
592	1.22	0.65	0.47	0.28	0.19
593	0.45	0.24	0.17	0.10	0.07
594	0.65	0.35	0.25	0.15	0.10
595	0.61	0.33	0.24	0.14	0.09
596	0.61	0.33	0.23	0.14	0.09
598	0.98	0.53	0.38	0.23	0.15
60	1.77	0.95	0.68	0.41	0.27
6005	0.14	0.07	0.05	0.03	0.02
6006	1.16	0.63	0.45	0.27	0.18
6007	0.65	0.47	0.41	0.35	0.32
602	1.08	0.58	0.42	0.25	0.17
603	1.21	0.65	0.47	0.28	0.19
604	1.21	0.65	0.47	0.28	0.19
605	1.21	0.65	0.47	0.28	0.19
606	1.26	0.68	0.49	0.29	0.19
607	1.10	0.59	0.42	0.25	0.17
608	1.27	0.68	0.49	0.29	0.20
609	1.26	0.68	0.48	0.29	0.19
61	1.77	0.95	0.68	0.41	0.27
610	1.32	0.71	0.51	0.30	0.20
62	1.82	0.98	0.70	0.42	0.28
628	0.11	0.06	0.04	0.02	0.02
629	1.04	0.56	0.40	0.24	0.16
63	1.82	0.98	0.70	0.42	0.28
630	1.04	0.56	0.40	0.24	0.16
631	2.02	1.69	1.58	1.47	1.42
632	0.66	0.36	0.25	0.15	0.10
633	1.26	0.68	0.48	0.29	0.19
634	1.26	0.68	0.48	0.29	0.19
635	1.26	0.68	0.48	0.29	0.19
636	1.26	0.68	0.48	0.29	0.19
637	0.82	0.44	0.31	0.19	0.13
638	2.07	1.20	0.90	0.61	0.46

Nodos	Dotación (l/hab/día)				
	650	350	250	150	100
639	1.31	0.71	0.51	0.30	0.20
64	1.83	0.98	0.70	0.42	0.28
640	1.31	0.71	0.50	0.30	0.20
641	1.25	0.67	0.48	0.29	0.19
642	1.26	0.68	0.48	0.29	0.19
65	1.87	1.01	0.72	0.43	0.29
66	1.82	0.98	0.70	0.42	0.28
711	1.26	0.68	0.48	0.29	0.19
735	0.71	0.38	0.27	0.16	0.11
736	0.82	0.44	0.32	0.19	0.13
737	1.32	0.71	0.51	0.30	0.20
738	1.26	0.68	0.48	0.29	0.19
739	0.82	0.44	0.31	0.19	0.13
740	1.25	0.67	0.48	0.29	0.19
741	0.94	0.51	0.36	0.22	0.14
742	1.52	0.82	0.58	0.35	0.23
743	0.93	0.50	0.36	0.21	0.14
744	1.09	0.64	0.49	0.34	0.26
745	0.89	0.56	0.46	0.35	0.30
746	1.24	0.81	0.67	0.52	0.45
841	0.49	0.27	0.19	0.11	0.08
842	1.24	0.67	0.48	0.29	0.19
843	0.25	0.14	0.10	0.06	0.04
844	0.10	0.06	0.04	0.02	0.02
850	0.23	0.12	0.09	0.05	0.03
851	0.89	0.48	0.34	0.21	0.14
852	0.55	0.30	0.21	0.13	0.08
853	0.54	0.29	0.21	0.12	0.08
854	0.46	0.25	0.18	0.11	0.07
855	0.66	0.36	0.25	0.15	0.10
856	0.69	0.37	0.27	0.16	0.11
857	0.17	0.09	0.07	0.04	0.03
858	0.33	0.18	0.13	0.08	0.05
859	0.38	0.21	0.15	0.09	0.06
860	0.28	0.15	0.11	0.06	0.04

Nodos	Dotación (l/hab/día)				
	650	350	250	150	100
861	0.26	0.14	0.10	0.06	0.04
862	0.60	0.32	0.23	0.14	0.09
863	0.52	0.28	0.20	0.12	0.08
864	0.33	0.18	0.13	0.08	0.05
865	0.17	0.09	0.06	0.04	0.03
866	0.11	0.06	0.04	0.02	0.02
867	0.39	0.21	0.15	0.09	0.06
868	0.79	0.52	0.44	0.35	0.31
869	0.38	0.20	0.14	0.09	0.06
870	0.60	0.33	0.23	0.14	0.09
871	0.47	0.25	0.18	0.11	0.07
968	0.22	0.12	0.09	0.05	0.03
969	0.28	0.15	0.11	0.06	0.04
970	0.28	0.15	0.11	0.06	0.04
971	0.16	0.09	0.06	0.04	0.02
972	0.27	0.15	0.11	0.06	0.04
973	0.08	0.04	0.03	0.02	0.01

## 9.8 Anexo H. Cálculo de costos proyectados a 40 años.

### Bombeo de velocidad variable

Consumo (kw/día)	450.85	624.08	967.93	1320.17	2345.43
2007	187947.69	259215.21	400676.47	545589.42	967385.48
2008	317641.19	438086.93	677163.68	922073.95	1634930.82
2009	451418.65	622591.19	962357.28	1310413.73	2323496.70
2010	570862.80	787327.14	1216994.43	1657145.66	2938287.67
2011	677509.37	934412.81	1444349.02	1966727.75	3487208.17
2012	772729.52	1065739.31	1647344.19	2243140.33	3977315.76
2013	857747.51	1182995.10	1828589.88	2489937.28	4414911.83
2014	933656.44	1287687.78	1990416.38	2710291.69	4805622.60
2015	1001432.26	1381163.38	2134904.34	2907036.71	5154471.50
2016	1061946.39	1464623.74	2263911.44	3082701.90	5465943.74
2017	1115976.86	1539141.92	2379096.35	3239545.82	5744043.95
2018	1164218.35	1605676.01	2481940.02	3379585.03	5992347.71
2019	1207291.11	1665081.44	2573764.73	3504620.05	6214047.49
2020	1245748.93	1718122.01	2655751.07	3616258.45	6411993.73
2021	1280086.27	1765479.66	2728953.17	3715935.60	6588731.44
2022	1310744.61	1807763.27	2794312.18	3804933.05	6746532.97
2023	1338118.13	1845516.50	2852668.44	3884395.06	6887427.19
2024	1362558.77	1879224.74	2904772.24	3955343.29	7013225.60
2025	1384380.77	1909321.38	2951293.50	4018689.91	7125545.61
2026	1403864.70	1936193.39	2992830.33	4075249.40	7225831.33
2027	1421261.07	1960186.24	3029916.79	4125748.95	7315372.16
2028	1436793.53	1981608.44	3063029.70	4170837.83	7395319.32
2029	1450661.81	2000735.40	3092594.80	4211095.76	7466700.72
2030	1463044.20	2017813.04	3118992.21	4247040.34	7530434.11
2031	1474099.91	2033060.94	3142561.32	4279133.71	7587338.92
2032	1483971.07	2046675.13	3163605.18	4307788.51	7638146.79
2033	1492784.61	2058830.66	3182394.33	4333373.15	7683510.96
2034	1500653.84	2069683.81	3199170.36	4356216.58	7724014.68
2035	1507679.94	2079374.12	3214148.96	4376612.50	7760178.72
2036	1513953.25	2088026.19	3227522.71	4394823.14	7792468.04
2037	1519554.41	2095751.25	3239463.55	4411082.64	7821297.79
2038	1524555.45	2102648.62	3250125.03	4425600.05	7847038.64
2039	1529020.66	2108806.99	3259644.20	4438562.03	7870021.54
2040	1533007.46	2114305.54	3268143.45	4450135.22	7890541.98
2041	1536567.10	2119214.95	3275732.08	4460468.43	7908863.81
2042	1539745.35	2123598.36	3282507.64	4469694.51	7925222.58
2043	1542583.08	2127512.11	3288557.24	4477932.08	7939828.63
2044	1545116.76	2131006.53	3293958.67	4485287.05	7952869.74
2045	1547378.98	2134126.56	3298781.38	4491853.99	7964513.60
2046	1549398.81	2136912.29	3303087.37	4497717.33	7974909.89
<b>Consumo energético a 40 años</b>	1549398.81	2136912.29	3303087.37	4497717.33	7974909.89
<b>Inversión</b>	729644.51	729644.51	729644.51	729644.51	729644.51
<b>Total</b>	<b>2279043.32</b>	<b>2866556.80</b>	<b>4032731.88</b>	<b>5227361.84</b>	<b>8704554.40</b>

## Tanque elevado

<b>Consumo (kw/día)</b>	<b>415.04</b>	<b>622.53</b>	<b>1001.73</b>	<b>1370.61</b>	<b>2481.35</b>
2007	173215.32	258577.53	414581.93	566340.64	1023303.52
2008	292742.72	437009.22	700664.61	957144.57	1729435.15
2009	416033.96	621059.60	995755.84	1360254.65	2457802.38
2010	526115.43	785390.30	1259230.15	1720174.36	3108130.26
2011	624402.45	932114.13	1494475.07	2041531.25	3688780.16
2012	712158.72	1063117.56	1704515.18	2328457.04	4207217.57
2013	790512.53	1180084.90	1892050.99	2584640.78	4670108.11
2014	860471.29	1284520.03	2059493.68	2813376.27	5083403.24
2015	922934.47	1377765.68	2208996.08	3017604.38	5452416.74
2016	978705.17	1461020.73	2342480.36	3199950.91	5781893.09
2017	1028500.43	1535355.59	2461662.76	3362760.31	6076068.40
2018	1072960.49	1601726.00	2568075.61	3508125.84	6338724.92
2019	1112656.97	1660985.30	2663087.09	3637916.50	6573239.68
2020	1148100.26	1713895.38	2747918.77	3753801.01	6782627.85
2021	1179746.05	1761136.53	2823661.34	3857269.33	6969581.57
2022	1208001.22	1803316.13	2891288.63	3949651.76	7136504.54
2023	1233229.05	1840976.48	2951670.14	4032136.06	7285542.91
2024	1255753.90	1874601.80	3005582.21	4105782.77	7418612.88
2025	1275865.37	1904624.40	3053717.98	4171538.75	7537425.35
2026	1293822.04	1931430.30	3096696.35	4230249.46	7643507.92
2027	1309854.78	1955364.13	3135069.89	4282669.73	7738224.49
2028	1324169.73	1976733.63	3169331.98	4329473.54	7822792.87
2029	1336950.93	1995813.54	3199923.13	4371262.66	7898300.34
2030	1348362.72	2012849.17	3227236.66	4408574.37	7965717.73
2031	1358551.82	2028059.56	3251623.74	4441888.40	8025911.83
2032	1367649.23	2041640.26	3273397.92	4471633.07	8079656.55
2033	1375771.92	2053765.88	3292839.15	4498190.80	8127642.92
2034	1383024.31	2064592.34	3310197.39	4521903.07	8170487.89
2035	1389499.67	2074258.81	3325695.82	4543074.74	8208742.32
2036	1395281.24	2082889.59	3339533.71	4561978.01	8242898.07
2037	1400443.35	2090595.65	3351888.96	4578855.94	8273394.27
2038	1405052.38	2097476.05	3362920.44	4593925.51	8300623.03
2039	1409167.59	2103619.27	3372769.97	4607380.49	8324934.41
2040	1412841.88	2109104.29	3381564.20	4619393.86	8346641.01
2041	1416122.50	2114001.63	3389416.18	4630120.09	8366021.89
2042	1419051.62	2118374.25	3396426.89	4639697.08	8383326.26
2043	1421666.90	2122278.38	3402686.44	4648247.96	8398776.58
2044	1424001.98	2125764.20	3408275.33	4655882.67	8412571.52
2045	1426086.87	2128876.55	3413265.41	4662699.38	8424888.42
2046	1427948.38	2131655.43	3417720.84	4668785.73	8435885.66
<b>Consumo energético a 40 años</b>	1427948.38	2131655.43	3417720.84	4668785.73	8435885.66
<b>Inversión</b>	572526.973	640710.237	894140.51	1548568.44	5244208.635
<b>Total</b>	<b>2000475.36</b>	<b>2772365.67</b>	<b>4311861.35</b>	<b>6217354.17</b>	<b>13680094.29</b>

### Tanque elevado mediante topografía favorable

<b>Consumo (kw/día)</b>	<b>433.63</b>	<b>635.90</b>	<b>1043.92</b>	<b>1378.57</b>	<b>2792.45</b>
2007	173215.316	258577.532	414581.929	566340.6364	1023303.52
2008	292742.72	437009.22	700664.61	957144.57	1729435.15
2009	416033.96	621059.60	995755.84	1360254.65	2457802.38
2010	526115.43	785390.30	1259230.15	1720174.36	3108130.26
2011	624402.45	932114.13	1494475.07	2041531.25	3688780.16
2012	712158.72	1063117.56	1704515.18	2328457.04	4207217.57
2013	790512.53	1180084.90	1892050.99	2584640.78	4670108.11
2014	860471.29	1284520.03	2059493.68	2813376.27	5083403.24
2015	922934.47	1377765.68	2208996.08	3017604.38	5452416.74
2016	978705.17	1461020.73	2342480.36	3199950.91	5781893.09
2017	1028500.43	1535355.59	2461662.76	3362760.31	6076068.40
2018	1072960.49	1601726.00	2568075.61	3508125.84	6338724.92
2019	1112656.97	1660985.30	2663087.09	3637916.50	6573239.68
2020	1148100.26	1713895.38	2747918.77	3753801.01	6782627.85
2021	1179746.05	1761136.53	2823661.34	3857269.33	6969581.57
2022	1208001.22	1803316.13	2891288.63	3949651.76	7136504.54
2023	1233229.05	1840976.48	2951670.14	4032136.06	7285542.91
2024	1255753.90	1874601.80	3005582.21	4105782.77	7418612.88
2025	1275865.37	1904624.40	3053717.98	4171538.75	7537425.35
2026	1293822.04	1931430.30	3096696.35	4230249.46	7643507.92
2027	1309854.78	1955364.13	3135069.89	4282669.73	7738224.49
2028	1324169.73	1976733.63	3169331.98	4329473.54	7822792.87
2029	1336950.93	1995813.54	3199923.13	4371262.66	7898300.34
2030	1348362.72	2012849.17	3227236.66	4408574.37	7965717.73
2031	1358551.82	2028059.56	3251623.74	4441888.40	8025911.83
2032	1367649.23	2041640.26	3273397.92	4471633.07	8079656.55
2033	1375771.92	2053765.88	3292839.15	4498190.80	8127642.92
2034	1383024.31	2064592.34	3310197.39	4521903.07	8170487.89
2035	1389499.67	2074258.81	3325695.82	4543074.74	8208742.32
2036	1395281.24	2082889.59	3339533.71	4561978.01	8242898.07
2037	1400443.35	2090595.65	3351888.96	4578855.94	8273394.27
2038	1405052.38	2097476.05	3362920.44	4593925.51	8300623.03
2039	1409167.59	2103619.27	3372769.97	4607380.49	8324934.41
2040	1412841.88	2109104.29	3381564.20	4619393.86	8346641.01
2041	1416122.50	2114001.63	3389416.18	4630120.09	8366021.89
2042	1419051.62	2118374.25	3396426.89	4639697.08	8383326.26
2043	1421666.90	2122278.38	3402686.44	4648247.96	8398776.58
2044	1424001.98	2125764.20	3408275.33	4655882.67	8412571.52
2045	1426086.87	2128876.55	3413265.41	4662699.38	8424888.42
2046	1427948.38	2131655.43	3417720.84	4668785.73	8435885.66
<b>Consumo energético a 40 años</b>	1427948.38	2131655.43	3417720.84	4668785.73	8435885.66
<b>Inversión</b>	370535.61	414663.36	578681.73	1002223.088	3394016.59
<b>Total</b>	<b>1798483.99</b>	<b>2546318.79</b>	<b>3996402.57</b>	<b>5671008.82</b>	<b>11829902.25</b>



### Tanque superficial con bombas de velocidad variable a la salida del mismo

Consumo (kw/día)	419.96	619.90	973.60	1333.87	2347.90
2007	175239.42	257495.54	403009.13	551225.65	968401.65
2008	296163.57	435180.60	681106.00	931599.48	1636648.20
2009	420895.53	618460.84	967959.94	1323951.01	2325937.37
2010	532263.35	782103.91	1224079.53	1674264.88	2941374.12
2011	631698.90	928213.79	1452757.74	1987045.12	3490871.23
2012	720480.65	1058669.05	1656934.71	2266313.19	3981493.64
2013	799750.07	1175146.95	1839235.57	2515659.68	4419549.37
2014	870526.33	1279145.08	2002004.20	2738290.48	4810670.55
2015	933719.42	1372000.56	2147333.34	2937067.97	5159885.90
2016	990141.83	1454907.23	2277091.49	3114547.88	5471685.31
2017	1040518.97	1528931.04	2392946.99	3273012.08	5750077.65
2018	1085498.57	1595023.73	2496389.39	3414497.98	5998642.23
2019	1125658.92	1654035.07	2588748.69	3540824.67	6220574.89
2020	1161516.38	1706723.75	2671212.34	3653616.36	6418729.06
2021	1193531.97	1753767.23	2744840.60	3754323.23	6595652.42
2022	1222117.32	1795770.33	2810580.12	3844240.07	6753619.71
2023	1247639.95	1833273.10	2869276.12	3924522.97	6894661.93
2024	1270428.01	1866757.71	2921683.26	3996204.13	7020592.48
2025	1290774.49	1896654.69	2968475.36	4060205.16	7133030.48
2026	1308941.00	1923348.42	3010254.01	4117348.94	7233421.54
2027	1325161.09	1947182.10	3047556.38	4168370.18	7323056.42
2028	1339643.32	1968462.18	3080862.07	4213924.85	7403087.57
2029	1352573.87	1987462.25	3110599.29	4254598.66	7474543.94
2030	1364119.02	2004426.60	3137150.37	4290914.57	7538344.28
2031	1374427.18	2019573.34	3160856.70	4323339.48	7595308.87
2032	1383630.90	2033097.21	3182023.07	4352290.30	7646170.11
2033	1391848.50	2045172.10	3200921.61	4378139.24	7691581.93
2034	1399185.65	2055953.25	3217795.31	4401218.66	7732128.20
2035	1405736.67	2065579.28	3232861.11	4421825.28	7768330.22
2036	1411585.80	2074173.94	3246312.72	4440224.05	7800653.46
2037	1416808.23	2081847.75	3258323.08	4456651.52	7829513.49
2038	1421471.12	2088699.37	3269046.62	4471318.90	7855281.38
2039	1425634.42	2094816.88	3278621.21	4484414.78	7878288.42
2040	1429351.64	2100278.95	3287169.95	4496107.53	7898830.42
2041	1432670.60	2105155.79	3294802.76	4506547.49	7917171.49
2042	1435633.95	2109510.12	3301617.76	4515868.88	7933547.45
2043	1438279.79	2113397.91	3307702.58	4524191.54	7948168.84
2044	1440642.16	2116869.15	3313135.46	4531622.50	7961223.65
2045	1442751.41	2119968.47	3317986.25	4538257.28	7972879.74
2046	1444634.68	2122735.73	3322317.30	4544181.19	7983286.95
<b>Consumo energético a 40 años</b>	1444634.68	2122735.73	3322317.30	4544181.19	7983286.95
<b>Inversión</b>	729644.511	729644.511	729644.511	729644.511	729644.5111
	370535.61	414663.36	578681.73	1002223.09	3394016.59
<b>Total</b>	<b>2544814.80</b>	<b>3267043.60</b>	<b>4630643.55</b>	<b>6276048.79</b>	<b>12106948.06</b>



## 8. Referencias



Alcocer, V., Tzatchkov, V., Bourguett, V., Martín, A., “Medición y Análisis de la Demanda de Agua Potable en la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora durante el verano”, Informe final, Jiutepec Morelos, septiembre 2005, p.75.

Alcocer, V., Tzatchkov, V., Martín, A., “Modelación hidráulica de la red de distribución de agua potable de la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora” Informe final, México, 2005, p.192.

Alcocer, V., Rodríguez, M., Tzatchkov, V., “Evaluación del programa de sectorización en la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora” Informe final, México, junio 2007, p.106.

Alcocer-Yamanaka, V. y Rodríguez, M. “Evaluación de la eficiencia en equipos electromecánicos en operación de la ciudad de Chilpancingo, Guerrero”, Comisión de Agua Potable, Alcantarillado de Chilpancingo, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua 2008.

Arreguín, F., Martínez P., Trueba V., “El Agua en México. Una Visión Institucional” Documento Técnico, México, pp. 251-270.

Arreguín, F., “Uso eficiente del agua”, Ingeniería Hidráulica en México, mayo-agosto 1991, p.22.

Cabrera, E., Espert, V., García- Serra, J., Martínez., “Ingeniería Hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua”, UD Mecánica de fluidos, departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Vol. I. Universidad Politécnica de Valencia, 1996-a, p.548.

Cabrera, E., Espert, V., García- Serra, J., Martínez., “Ingeniería Hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua”, UD Mecánica de fluidos, departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Vol. II. Universidad Politécnica de Valencia, 1996-b, p.1168.

Cabrera, E., “Mejora del Rendimiento Hidráulico de las redes de distribución de agua a través del control de fugas, mantenimiento y rehabilitación”, Grupo Mecánica de Fluidos, 1ra parte, Universidad Politécnica de Valencia, p.458.

Carranza, M., “Diseño hidráulico de sistemas de bombeo”, Tesis, Facultad de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 1988, p.305.

CEA, “Estadísticas del agua en el estado de Sonora 2008”, 1a. edición, 2008, p. 231.

CFE, “Conoce tu tarifa”, información pública del sitio WEB de la CFE- tarifas para servicios públicos, 2009, dirección de internet:

<http://www.cfe.gob.mx/es/informacionAlCliente/conocetutarifa/>

CONAGUA, “Cárcamos de Bombeo para Alcantarillado, Funcional e Hidráulico”, Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, México, diciembre 2007-a, p.124.

CONAGUA, “Conducción”, Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, México, diciembre 2007-b, p.202.

CONAGUA, “Datos Básicos”, Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, México, diciembre 2007-c, p.79

CONAGUA, “Diseño, Construcción y Operación de Tanques de Regulación para Abastecimiento de Agua Potable” Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, México, diciembre 2007-d, p. 355.

CONAGUA, “Estadísticas del Agua en México” México, septiembre 2008-e, p.228.

CONAGUA, “Guía de Diseño de Redes de Agua Potable con uno o Varios Tanques y Fuentes de Abastecimiento”, Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, México, diciembre 2007-f, p. 118.

CONAGUA, “Guía para la evaluación de la eficiencia en equipos electromecánicos en operación para pozo profundo”, Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, México, diciembre 2007-g, p. 53.

CONAGUA, “Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable”, Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, México, diciembre 2007-h, p. 262.

CONAGUA, “Manual de incremento de eficiencia física, hidráulica y energética en sistemas de agua potable”, México, noviembre 2009-i, p.175.

CONAGUA, “Operación de equipo electromecánico en plantas de bombeo para agua potable y residual”, Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, México, diciembre 2007-j, p.78.

CONAGUA, “Tarifas Eléctricas para Sistemas de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento” Manual de diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, México, noviembre 1993-k, p.62.

GAMBICA, BPMA., "Variable Speed Driven Pumps-Best Practice Guide", Automation Instrumentation & Control Laboratory Technology, London, p.47.

Kenneth J. McNaughton y el cuerpo de redactores de Chemical Engineering "Bombas Selección, Uso y Mantenimiento", Ed. McGraw-Hill, México, p.371.

López, L., "Ahorro y Uso Eficiente de Energía Eléctrica", Documento Técnico, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana, Unidad de Agua Potable y Saneamiento, Gerencia de Estudios y Proyectos, Coordinación de Electromecánica, Comisión Nacional del Agua, México, Septiembre 2003, p.15.

Lopez, P., "Abastecimiento de agua potable y disposición y eliminación de excretas", Instituto Politécnico Nacional, Ed. Alfaomega, México 2002, p.295.

Luvizotto, E., Rodrigues, W., Vatauvuk, P., Andrade, J., "Previsao de custos de energia em recalques operados com inversores de frequencia usando o epanet toolkit", Artículo técnico, VIII Seminario Ibero-Americano, Sao Paulo Brasil, 2008, p.15.

Martín, A., Bourguett, V., Mejía, M. A., Cruz, F., Piña, M., Mariano, C. E., Ramírez, N., Maldonado, J. y Ortiz, G., "Estudios para el mejoramiento del sistema de agua potable de Oaxaca" ADOSAPACO, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua 2005.

Martínez, Y., "Características peculiares de la operación de bombas centrífugas en paralelo", Seminario Iberoamericano sobre Sistemas de Abastecimiento Urbano de Agua, João Pessoa, Brasil, junio 2006, p.9.

Mays, L., "Manual de Sistemas de Distribución de Agua", Departamento de Ingeniería Civil y Medio Ambiente. Universidad del Estado de Arizona, Ed. McGraw-Hill, Madrid, 2002, pp.

Nemanja, T., "Introduction to Urban Water Distribution", UNESCO-IHE Lecture Note series, Taylor & Francis Group, London, 2006, p.509.

Ochoa, L., Bourguett, V., "*Reducción Integral de Pérdidas de Agua Potable*". Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, México 2001.

Ochoa, L., Rangel, J., Rodríguez, J., Delgado, J., Vázquez, A., "Datos Básicos. Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento", Subdirección General e Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial-Gerencia de Normas Técnicas (Comisión Nacional del Agua), Instituto Mexicano de Tecnología del Agua 1994, pp. 89.

Sanks, R., "Pumping station design", Boston: Butterworth-heinemann, 1989, p.828.

Todini, E., Tryby, M., Wu, Z., Walski, T., "Direct computation of variable Speed pumps for water distribution system analysis", Artículo técnico, Water Management Challenges in Global Change, Taylor & Francis Group, London, 2007, pp. 411-417.

Tzatchkov, V., Izurieta, J., "Sistema de cómputo para el análisis y diseño Óptimo de redes de distribución de agua potable" Nota técnica, Ingeniería Hidráulica en México. Vol. XI, Núm. 2, mayo-agosto 1996, pp. 55-63.

Tzatchkov, V, Noda, L. "Modelación numérica de fugas y consumo en redes de agua potable". *Memorias del XVII Congreso Nacional de Hidráulica*, Monterrey, N.L., 2002., pp. 327-332.

U.s. Department of energy, Energy efficiency and renewable energy *Uropump* industrial technologies program "Variable Speed Pumping", A Guide to Successful applications Executive summary, Variable Speed drives a way to lower life cycle costs, mayo 2004, p.22.

Valdez, E., "Abastecimiento de Agua Potable" vol. I. Facultad de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 1994, p.258.

Viejo, M., Álvarez, J., "Bombas Teoría, Diseño y Aplicaciones", Tercera edición, Ed. Limusa, México, 2004, p.239.

Wallingford software México, "Soluciones inteligentes para la industria del agua", manual de usuario Infoworks, 2008, p.79

Wu, Z., Todini, E., "Extended approach for modelling fixed-flow variable speed pumps", Artículo técnico, Water Management Challenges in Global Change, Taylor & Francis Group, London, 2007, pp.173-176.



