



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

VARIACIÓN EN EL TIEMPO DE DIFUSIÓN DE SUSTANCIAS EN REDES DE TUBERÍAS
FUNCIONANDO A PRESIÓN

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
DAVID PALMA SANTANA

TUTOR
DR. OSCAR ARTURO FUENTES MARILES

COMITÉ TUTOR

DR. JESÚS GRACIA SÁNCHEZ
DR. RAFAEL BERNARDO CARMONA PAREDES
DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA
DR. ÓSCAR POZOS ESTRADA

JURADO ASIGNADO:

Presidente: **Dr. Jesús Gracia Sánchez**
Secretario: **Dr. Rafael Bernardo Carmona Paredes**
Vocal: **Dr. Oscar Arturo Fuentes Mariles**
1^{er} Suplente: **Dr. Ramón Domínguez Mora**
2^{do} Suplente: **Dr. Óscar Pozos Estrada**

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. OSCAR ARTURO FUENTES MARILES

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

Al CONACYT, por el apoyo otorgado durante toda la Maestría

A mi tutor, Dr. Oscar Arturo Fuentes Mariles

Al Dr. Rojacques Mompremier, por el apoyo

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM

A mi comité tutorial: Dr. Jesús Gracia Sánchez, Dr. Rafael Bernardo Carmona Paredes,
Dr. Ramón Domínguez Mora y Dr. Óscar Pozos Estrada

A mi familia, por su apoyo

A mis compañeros y amigos que me apoyaron durante este periodo

1. INTRODUCCIÓN	1
2. REDES DE TUBERÍAS A PRESIÓN	2
2.1 Redes de distribución	2
2.2 Componentes de una red de distribución	3
2.3 Redes abiertas	3
2.4 Redes cerradas	5
2.4.1 Redes de tuberías funcionando a presión con flujo de agua permanente (Análisis Estático).....	6
3. PÉRDIDAS DE ENERGÍA	14
3.1 Pérdida de carga; el coeficiente de fricción	14
3.2 Flujo laminar y turbulento	16
4. DIFUSIÓN DE SUSTANCIAS EN UNIONES DE TUBERÍAS	19
4.1 Calidad del agua en redes de distribución	19
4.2 Potabilización del agua para consumo humano	20
4.2.1 Cloración	20
4.2.2 El Cloro	20
4.2.3 Decaimiento del cloro en redes de agua potable.	21
4.3 Modelación de la calidad del agua en redes de distribución	22
4.3.1 Mecanismos de transporte	22
4.3.2 Ecuaciones que gobiernan el transporte y mezcla en redes de agua potable.....	23
4.3.3 Mezcla en los nodos de unión.	23
5. ESTADO DEL ARTE	25
5.1 Decaimiento del cloro en tuberías	25
5.2 Mezcla en cruces de tuberías	26
6. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE TUBERÍAS Y PRUEBAS DE LABORATORIO.....	31
6.1 Descripción de las pruebas de laboratorio	36
6.2 Resultados	46
6.3 Análisis de resultados	51
6.4 Análisis de calidad (cloro)	63
6.5 Análisis de calidad con EPANET BAM	71
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	74
7.1 Conclusiones	74
7.2 Recomendaciones	75
ANEXOS	79

Índice de figuras

Figura 2. 1 Esquema típico de una red de distribución de agua potable (Manual de Agua Potable, CONAGUA, 2007).....	2
Figura 2. 2 Red abierta (Sotelo, 2012).....	4
Figura 2. 3 Red Cerrada de tuberías (Fuentes y Sánchez 1991).....	5
Figura 2. 4 Aplicación de la ecuación de la energía en una tubería (Fuentes y Sánchez, 1991).7	
Figura 3. 1 Volumen de control para el flujo estacionario, completamente desarrollado, entre dos secciones de una tubería inclinada, (White 2008).....	14
Figura 3. 2 Diagrama de Moody para el coeficiente de fricción en conductos de paredes lisas y rugosas. (White 2008).	18
Figura 5. 1 Flujos de magnitud similar, no producen mezcla en el cruce (Ho, C.K. 2009).....	29
Figura 5. 2 Flujos de magnitud diferente, predomina el mayor (Ho, C.K. 2009).....	29
Figura 5. 3 Mezcla en cruce con diámetros diferentes (Ho, C.K. 2009).	30
Figura 5. 4 Sin mezcla en cruce con diámetros diferentes (Ho, C.K. 2009).	30
Figura 6. 1 Cárcamo de bombeo, con capacidad de 2.17 m ³	32
Figura 6. 2 Depósitos con capacidad de 450 L, que alimentan el sistema de tuberías	32
Figura 6. 3 Vista en planta del sistema de tuberías empleado para simular una red de distribución	33
Figura 6. 4 Válvulas de 1” que facilitan las condiciones de mezcla de flujos en cruces de tuberías.	33
Figura 6. 5 Cruces de acrílico para visualización del flujo.....	34
Figura 6. 6 Salidas de agua en el modelo.....	35
Figura 6. 7 Vista en tres dimensiones del modelo empleado	35
Figura 6. 8 Cruce de acrílico 1, sin mezcla de flujos (colorante)	36
Figura 6. 9 Cruce de acrílico 2, y sin mezcla de flujos (colorante)	37
Figura 6. 10 Cruce de acrílico 3, con muy poca mezcla de flujos	37
Figura 6. 11 Válvulas de globo de 1 ½” en líneas de alimentación.	38
Figura 6. 12 Nivel en los depósitos durante las pruebas de laboratorio (Izquierda depósito 1, derecha depósito 2).....	38
Figura 6. 13 Esquema general de la red utilizada en el experimento.....	39
Figura 6. 14 Esquema de tomas piezométricas en la red utilizada.	40
Figura 6. 15 Medición de gastos en cada toma	41
Figura 6. 16 Medición de gasto en líneas de alimentación	41

Figura 6. 17 Matraz con muestra de 250 mL, para cada salida.	42
Figura 6. 18 Muestra con 1.5 mL de ácido acético.	43
Figura 6. 19 Muestra con Yoduro de Potasio.....	43
Figura 6. 20 Muestra con almidón, se nota una coloración azul.	44
Figura 6. 21 Muestra ya titulada, y con el tono transparente inicial.....	44
Figura 6. 22 Nomenclatura en elementos de la red utilizada en el experimento.	47
Figura 6. 23 Modificación de la red para el cálculo de gastos y presiones con el método de Sánchez y Fuentes (1991).	52
Figura 6. 24 Dirección de flujos propuesta para el planteamiento de la ecuación de continuidad por nudo.....	53
Figura 6. 25 Hoja de cálculo con primera iteración del método Fuentes y Sánchez (1991).	54
Figura 6. 26 Iteración final del método, los gastos cumplen continuidad y las presiones son iguales a la iteración anterior.....	55
Figura 6. 27 Solución de la red en el programa EPANET 2.0.	61
Figura 6. 28 Cambio de dirección de los flujos en el escenario 2.	62
Figura 6. 29 Cambio de dirección en flujo con mayor concentración.	66
Figura 6. 30 Esquema de flujo de masa de cloro que entra a un nudo	67
Figura 6. 31 Epanet BAM con casilla adicional "Mixing Parameter"	71
Figura 6. 32 Resultados de calidad de cloro en EPANET BAM, escenario 2.	73

Índice de tablas

Tabla 4. 1 Límites permisibles de algunos parámetros según la NOM-127-SSA1-1994	19
Tabla 6. 1 Datos de cada una de las tuberías que conforman la red del modelo físico.....	46
Tabla 6. 2 Valores obtenidos en cada una de las tomas piezométricas (Escenario 1).....	48
Tabla 6. 3 Valores de tiempo obtenidos en cada toma (Escenario 1)	49
Tabla 6. 4 Valor del gasto en las tomas (Escenario 1).....	50
Tabla 6. 5 Valor de gastos de entrada al sistema (Escenario 1)	50
Tabla 6. 6 Volumen de tiosulfao de sodio obtenido de las muestras para el escenario 1.....	51
Tabla 6. 7 Tabla comparativa de las presiones obtenidas en el laboratorio contra el método Fuentes y Sánchez (1991), en escenario 1.	56
Tabla 6. 8 Tabla comparativa de las presiones obtenidas en el laboratorio contra el método Fuentes y Sánchez (1991), en escenario 2.	57
Tabla 6. 9 Tabla comparativa de las presiones obtenidas en el laboratorio contra el método Fuentes y Sánchez (1991), en escenario 3.	58
Tabla 6. 10 Tabla comparativa de las presiones obtenidas en el laboratorio contra el método Fuentes y Sánchez (1991), en escenario 4.	59
Tabla 6. 11 Comparación del Método Fuentes y Sánchez y el Software EPANET 2.0.	60
Tabla 6. 12 Valores teóricos contra valores obtenidos en Laboratorio.....	61
Tabla 6. 13 Concentración de cloro en las tomas y depósitos del escenario 1	63
Tabla 6. 14 Resultados de Concentración de cloro (mg/L) en las tomas del experimento	64
Tabla 6. 15 Flujo de masa de cloro en nudo 2, del escenario 1.....	67
Tabla 6. 16 Flujo de masa en todos los nudos del escenario 1.....	68
Tabla 6. 17 Flujo de masa en todos los nudos del escenario 2.....	69
Tabla 6. 18 Flujo de masa en todos los nudos del escenario 2.....	70
Tabla 6. 19 Valores de Epanet BAM y Epanet 2.0.....	72

1. INTRODUCCIÓN

En las redes de agua potable es usual agregar sustancias al líquido, para garantizar la calidad del agua y evitar la transmisión de enfermedades, pero debido a las diferentes condiciones de operación en una red de distribución, es importante conocer el mecanismo de mezcla y concentración de la sustancia en función del tiempo. Una sustancia que tiene frecuente empleo es el cloro.

El cloro que se mezcla en el agua mejora el sabor y la claridad del agua pero sobre todo elimina microorganismos como bacterias y virus que afectan a la salud. Para asegurarse que la concentración de cloro éste dentro de cierto intervalo se obtiene la variación de su concentración a lo largo del tiempo en distintas zonas de las redes de agua potable, las redes deben transportar agua en cantidad y calidad adecuadas, para suministrarla en esas condiciones a sus usuarios en cualquier momento del día.

Objetivos

- Determinar a lo largo del tiempo el cambio de la concentración de una sustancia contenida en el agua en redes de tuberías funcionando a presión.
- Comparar dos métodos de solución de redes de tuberías, para su aplicación en sistemas de agua potable.
- Verificar la confiabilidad de un software que simula la mezcla parcial de flujos en cruces de tuberías.

2. REDES DE TUBERÍAS A PRESIÓN

2.1 Redes de distribución

Una red de distribución está formada por el conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua potable desde los tanques de almacenamiento o de regulación hasta la toma domiciliaria o hidrantes públicos. La red tiene como finalidad proporcionar agua a los usuarios ubicados en distintos sitios para consumo doméstico, público, comercial, industrial y para condiciones extraordinarias, como el extinguir incendios. Ella debe proporcionar este servicio todo el tiempo, en cantidad suficiente, con la calidad requerida y a una presión adecuada (Manual de Agua Potable, CONAGUA, 2007).

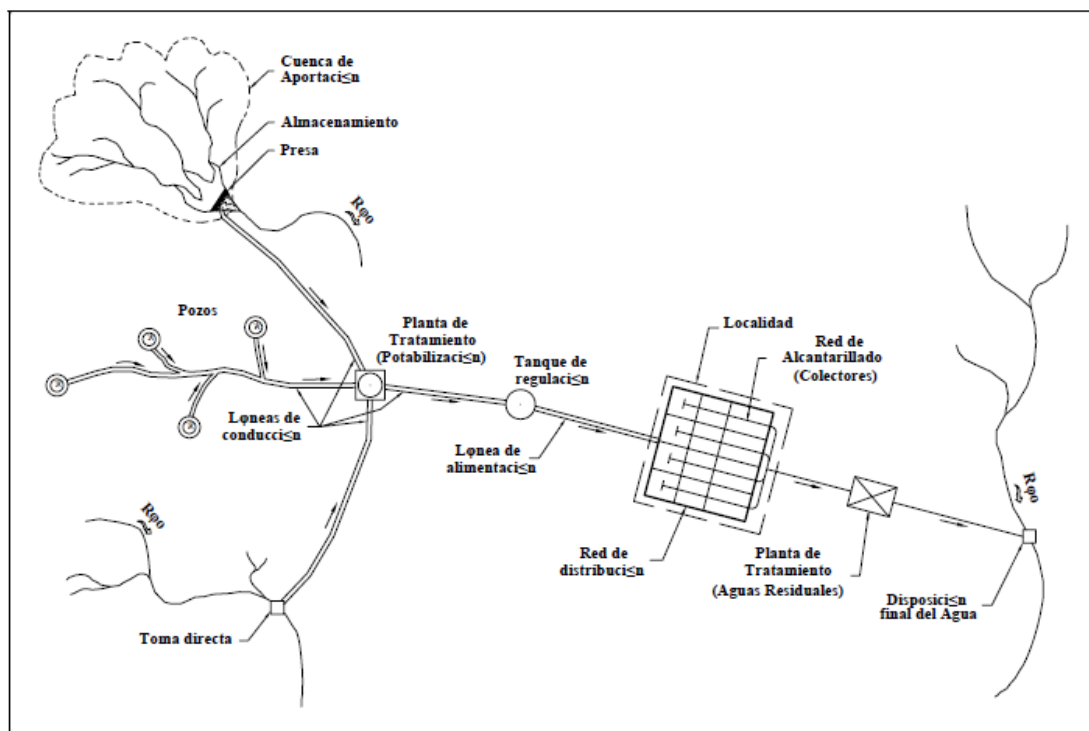


Figura 2. 1 Esquema típico de una red de distribución de agua potable (Manual de Agua Potable, CONAGUA, 2007).

2.2 Componentes de una red de distribución

Los elementos fundamentales que componen un sistema de distribución de agua son los siguientes:

a) Tuberías: Es el conjunto de tubos que transportan agua a presión. La red de distribución se compone de una serie de tuberías conectadas entre sí, y al punto de unión de una o más tuberías se le denomina nudo. Al menor conjunto de tuberías conectadas entre sí, de manera que el agua que partiera desde un punto de ellas, después de desplazarse en su interior volviera a dicho punto se le llama circuito.

b) Piezas especiales: Todos aquellos accesorios que se emplean para llevar a cabo ramificaciones, intersecciones, cambios de dirección, modificaciones de diámetro, uniones de tuberías de diferente material o diámetro y terminales de los conductos, entre otros.

c) Válvulas: Son accesorios que se utilizan para disminuir o evitar el flujo en las tuberías.

d) Tanque de almacenamiento o regulación: Es un depósito situado en una zona alta generalmente entre la captación y la red de distribución que tiene por objeto almacenar el agua proveniente de la fuente. El almacenamiento permite regular la demanda o simplemente prever fallas en el suministro, aunque algunos tanques suelen realizar ambas funciones.

f) Tomas domiciliarias: Es el conjunto de piezas y tubos que permite el abastecimiento desde una tubería de la red de distribución hasta el predio del usuario; generalmente en ella se instalan medidores de su consumo.

g) Bombeos: Consisten en instalaciones con bombas que se ubican generalmente en puntos intermedios de una línea de conducción y excepcionalmente dentro de la red de distribución. Tienen el objetivo de elevar la carga hidráulica en el punto de su ubicación para mantener la circulación del agua en las tuberías (Manual de Agua Potable, Conagua, 2007).

2.3 Redes abiertas

Una red es abierta cuando los tubos que la componen se ramifican, sucesivamente, sin intersectarse después para formar circuitos. Los extremos finales de las ramificaciones pueden terminar en un recipiente o descargar libremente a la atmósfera (Sotelo, 2012).

Un ejemplo de red abierta se esquematiza en la **Fig. 2.2**. De acuerdo con los niveles de los distintos recipientes y la longitud de los tubos.

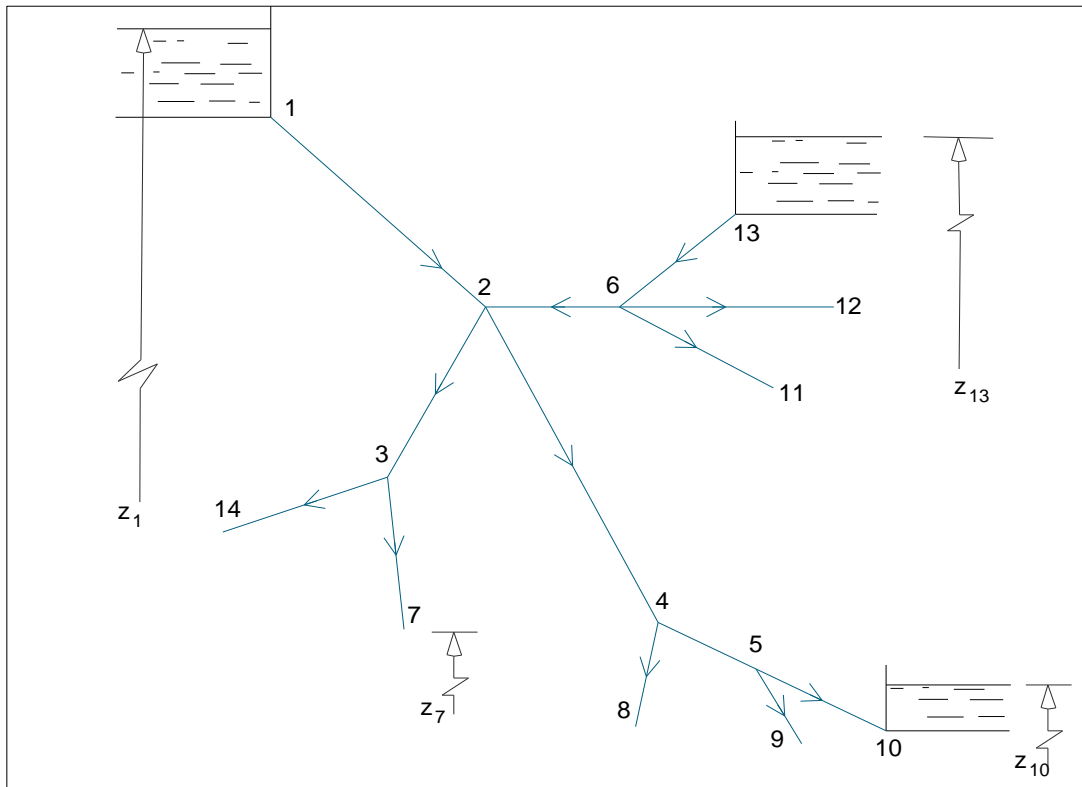


Figura 2. 2 Red abierta (Sotelo, 2012).

Y aplicando la ecuación de la energía, entre el recipiente superior y los extremos de los tubos, resulta entonces:

$$z_1 - \left[z_j + \frac{v_j^2}{2g} \right] = \sum_{i=1}^j h$$

donde z_j es el nivel de la superficie libre del agua si el tubo descarga a un recipiente o bien, el nivel del centro de gravedad de la sección final, si el tubo descarga a la atmósfera; el subíndice j corresponde a las características hidráulicas en el punto j . El

término $\sum_{i=1}^j h$ es la suma de las pérdidas de energía de los tubos que se encuentran en el recorrido, desde el punto 1 hasta el extremo j ; toma signo positivo para h en aquellos elementos en que la dirección del gasto coincide con la dirección del recorrido y negativo en caso contrario. Por ejemplo, para el extremo 7, la ecuación es:

$$z_1 - \left[z_7 + \frac{v_7^2}{2g} \right] = h_{1-2} + h_{2-3} + h_{3-7}$$

Además, en cada nudo, se satisface la ecuación de continuidad:

$$\sum Q = 0$$

Y se establece como convención que los gastos que lleguen al nudo tengan signo negativo; y positivo los que salgan del nudo (Sotelo 2012).

2.4 Redes cerradas

Se conoce como red cerrada aquella en la cual los conductos que la componen se cierran formando al menos un circuito (**Fig. 2.3**). Es el caso de las redes de distribución de agua potable en ciudades o las de agua para la industria.

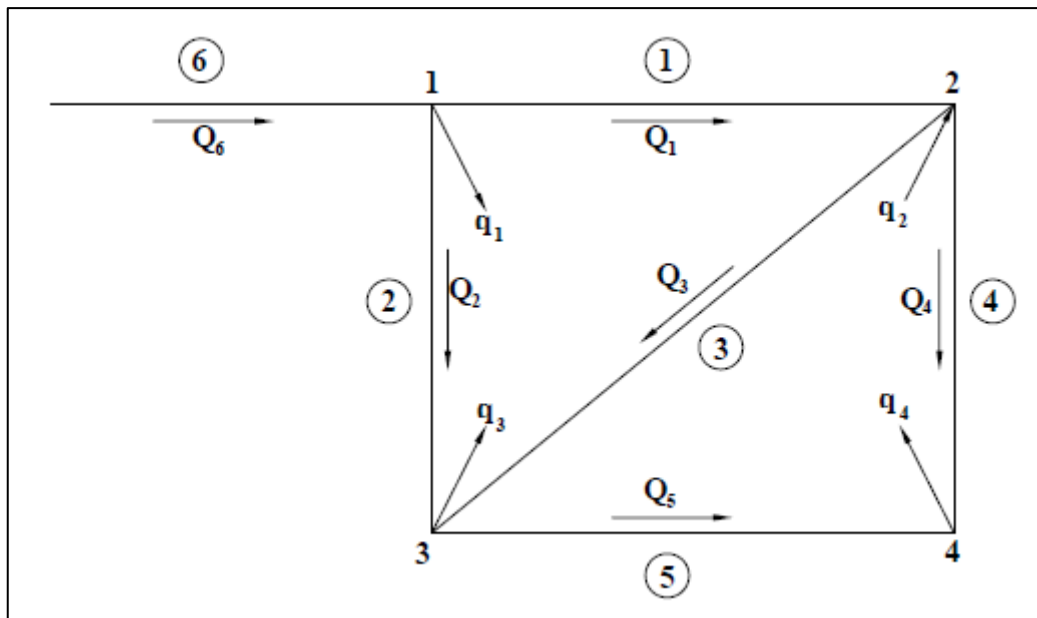


Figura 2. 3 Red Cerrada de tuberías (Fuentes y Sánchez 1991).

2.4.1 Redes de tuberías funcionando a presión con flujo de agua permanente (Análisis Estático)

Cuando el flujo de agua en la red de distribución de agua potable no cambia mientras transcurre el tiempo de operación de la misma, se considera flujo permanente y a esta condición se suele llamar red estática.

Generalmente interesa determinar los caudales que circulan dentro de las tuberías de la red y las cargas de presión en sus nudos a partir de al menos un nivel piezométrico conocido, como es el de la elevación del agua en uno de los tanques de regulación de la red y los gastos de demanda. Para ello, se emplean las ecuaciones de conservación de masa y la de energía.

Ecuación de Conservación de la Energía en una tubería

Al aplicar el principio de conservación de la energía a una tubería de longitud L , funcionando a presión y desde la sección "s" hacia la "i", se tiene lo siguiente:

$$z_s + \frac{p_s}{\gamma} + \alpha_s \frac{v_s^2}{2g} = z_i + \frac{p_i}{\gamma} + \alpha_i \frac{v_i^2}{2g} + h_f$$

Donde α es el Coeficiente de Coriolis (valor cercano a 1), γ es el peso específico del agua y g es la aceleración de la gravedad, h_f es la pérdida de energía que se produce por el esfuerzo tangencial que se genera en el agua debido a las paredes del conducto.

Si se considera que la tubería tiene una sección transversal constante; es decir que el área de la sección de entrada es igual al de salida $A_s = A_i$, entonces las velocidades en la entrada y la salida, por la ecuación de continuidad ($A_s v_s = A_i v_i$) se tiene que son iguales $v_s = v_i = v$, al reducir la ecuación anterior con las consideraciones vistas y en base en la **figura 2.4**, se tiene la pérdida de energía:

Haciendo:

$$h_s = z_s + \frac{p_s}{\gamma} ; h_i = z_i + \frac{p_i}{\gamma} \dots (2.1)$$

La ecuación anterior queda:

$$h_s + \alpha_s \frac{v_s^2}{2g} = h_i + \alpha_i \frac{v_i^2}{2g} + h_f$$

$$h_f = h_s - h_i \dots (2.2)$$

Por lo tanto la pérdida de energía de un punto a otro es igual a la caída de carga de “s” a “i”.

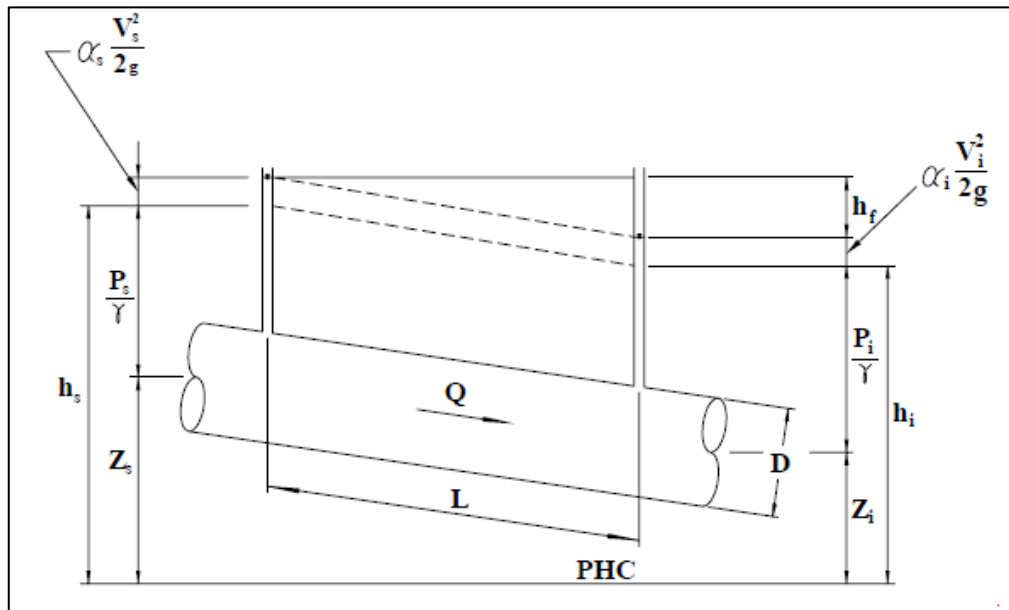


Figura 2. 4 Aplicación de la ecuación de la energía en una tubería (Fuentes y Sánchez, 1991).

Para obtener pérdida se emplea la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$h_f = f \frac{L v^2}{D 2g} = f \frac{L v^2 A^2}{D 2g A^2} = f \frac{L Q^2}{D 2g A^2} \dots (2.3)$$

Simplificando la expresión y utilizando unidades del Sistema Internacional (S.I.)

$$h_f = f \frac{L Q^2}{D 2g A^2} = f \frac{L Q^2}{D 2g \left(\frac{\pi D^2}{4} \right)^2} = f \frac{L 16 Q^2}{D 2g \pi^2 D^4} = 0.0826 \frac{fL}{D^5} Q^2$$

Para mayor comodidad se puede escribir de la siguiente manera:

$$h_f = CQ^2 \dots (2.4)$$

$$\text{Sí } C = 0.0826 \frac{fL}{D^5}$$

En la ecuación 2.2 es importante conocer el sentido del flujo en la red, por lo tanto se prefiere escribirla de la siguiente manera:

$$h_f = CQ|Q| \dots (2.5)$$

Como se había visto anteriormente $h_f = h_s - h_i$, ahora se procede a igualar estas ecuaciones y se obtiene:

$$h_s - h_i = CQ|Q| \dots (2.6)$$

Al expresar el gasto que circula por la tubería en función de las cargas, se obtiene:

$$Q = k(h_s - h_i)^{1/2} \quad \text{si } h_s \geq h_i \dots (2.7a)$$

$$Q = -k(h_s - h_i)^{1/2} \quad \text{si } h_s < h_i \dots (2.7b)$$

k se considera $k = \left(\frac{1}{C}\right)^{1/2}$.

Ecuación de continuidad en un nudo

El punto en donde convergen varias tuberías en una red de agua potable se le conoce como nudo, y la ecuación de continuidad establece que la cantidad de agua que entra al nudo debe ser igual a la cantidad que sale, se expresa de la siguiente manera:

$$\sum Q_j = q_n \dots (2.8)$$

Donde Q_j es el gasto que fluye por la tubería "j", y q son los gastos que ingresan o egresan de los nudos.

2.4.1.1 Descripción del Método (Sánchez y Fuentes, 1991)

Para obtener los gastos y presiones en los nudos de una red de tuberías se puede usar el método propuesto por Sánchez y Fuentes (Fuentes y Sánchez, 1991).

Como al combinar las ecuaciones de la energía y continuidad, se obtiene un sistema de ecuaciones no lineales, se propone resolverlo con el método de Newton-Raphson.

Para lo cual, se usa la función $f(Q)$ dada por la ecuación 2.9.

$$f(Q) = C|Q|Q = h_s^{k+1} - h_i^{k+1} \dots (2.9)$$

y se desarrolla tal función con la serie de Taylor hasta la primera derivada, como resultado se obtiene la siguiente expresión:

$$f(Q + \Delta Q) = f(Q) + f'(Q)\Delta Q \dots (2.10)$$

Caso 1. Para $Q > 0$; $|Q|Q = Q^2$

La función de gasto queda:

$$f(Q) = CQ^2 \dots (2.11)$$

Al derivar la función:

$$f'(Q) = 2CQ \dots (2.12)$$

Así es posible escribir la ecuación anterior de la siguiente manera:

$$f(Q + \Delta Q) = CQ^2 + 2CQ\Delta Q \dots (2.13)$$

Se considera que $Q = Q^k$ y $\Delta Q = Q^{k+1} - Q^k$ donde k es un superíndice que representa el número de iteración, al realizar la sustitución se llega a:

$$f(Q + \Delta Q) = C(Q^k)^2 + 2CQ^k(Q^{k+1} - Q^k) \dots (2.14)$$

Cuando se reducen términos:

$$f(Q + \Delta Q) = -C(Q^k)^2 + 2CQ^k Q^{k+1} \dots (2.15)$$

Como $f(Q + \Delta Q) = f(Q^{k+1}) = h_s^{k+1} - h_i^{k+1}$

Igualando las dos últimas ecuaciones

$$h_s^{k+1} - h_i^{k+1} = -C(Q^k)^2 + 2CQ^k Q^{k+1} \dots (2.16)$$

Finalmente se despeja a Q^{k+1} :

$$Q^{k+1} = \frac{h_s^{k+1} - h_i^{k+1}}{2CQ^k} + \frac{Q^k}{2} \dots (2.17)$$

Caso 2. Para $Q < 0$; $|Q|Q = -Q^2$

Al realizar un proceso similar se llega a la ecuación:

$$h_s^{k+1} - h_i^{k+1} = -C(Q^k)^2 - 2CQ^k Q^{k+1} \dots (2.18)$$

Despejando Q^{k+1}

$$Q^{k+1} = -\frac{h_s^{k+1} - h_i^{k+1}}{2CQ^k} + \frac{Q^k}{2} \dots (2.19)$$

Las ecuaciones 2.17 y 2.19 de los dos casos anteriores, se pueden representar con la expresión que se escribe a continuación:

$$Q^{k+1} = \frac{h_s^{k+1} - h_i^{k+1}}{2C|Q^k|} + \frac{Q^k}{2} \dots (2.20)$$

O bien

$$Q^{k+1} = \alpha^k (h_s^{k+1} - h_i^{k+1}) + \frac{Q^k}{2} \dots (2.21)$$

Siendo $\alpha^k = \frac{1}{2C|Q^k|}$, conforme el número de iteraciones k aumenta los valores de Q^k y Q^{k+1} tienden a ser iguales.

Con base en lo anterior, cuando se sustituye la ecuación 2.21 en las ecuaciones de continuidad de cada nudo se forma un sistema de ecuaciones lineales cuyas incógnitas son h^{k+1} , que se puede escribir de la siguiente forma

$$A\{h^{k+1}\} = B \dots (2.22)$$

Donde:

A: Matriz de coeficientes del sistema de ecuaciones (depende de α^k)

$\{h^{k+1}\}$: Vector de incógnitas

B: Vector columna de términos independientes ($q/2$, α^k y h).

2.4.1.2 Redes de tuberías funcionando a presión con flujo de agua no permanente (Análisis Dinámico).

Para distinguir un flujo como permanente de uno no permanente, se toma como variable principal al tiempo. El flujo permanente ocurre cuando la velocidad media en una sección dada, la carga de presión y el caudal mantienen un valor constante al variar el tiempo; es decir su valor no cambia durante el tiempo o en un lapso especificado, si el flujo no cumple esta condición se considera flujo no permanente.

Las redes de agua potable tienen variaciones en los gastos de demanda, en los niveles de tanques de regulación; por operaciones realizadas en el manejo de válvulas

del sistema de agua, bombeos, todo esto ocurre durante el transcurso de un día, presentándose cambios en el tiempo de la velocidad media de sus conductos y por lo tanto presentan flujo no permanente; esto también tiene efecto directo en las cargas de presión.

La determinación de las cargas de presión y el caudal en las redes de tuberías funcionando a presión con flujo no permanente, se basan en las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento.

Ecuación de continuidad en una tubería

La ecuación de continuidad establece que la cantidad de masa que entra por unidad de tiempo a un volumen de control es igual a la cantidad de masa que sale por unidad de tiempo del volumen de control.

En el nudo “i” de la red y para el tiempo $t + \Delta t$, se debe cumplir que la suma de los gastos que entran es igual a la de los gastos que salen; así se plantea que:

$$\Sigma Q^{k+1} = q^{k+1} \dots (2.23)$$

Ecuación de la conservación de la cantidad de movimiento

De acuerdo con el principio de conservación de la cantidad de movimiento de los fluidos en una tubería, la suma vectorial de las fuerzas externas que actúan sobre un volumen de control en la dirección del eje de la tubería es igual a la rapidez del cambio de la velocidad en el tiempo de fluido por su masa.

A partir de la segunda ley de Newton, se consideran las fuerzas que se oponen al movimiento, las cuales desarrollan un trabajo mecánico equivalente a la energía disipada al vencer dichas fuerzas.

$$\Sigma F = m \frac{dV}{dt} = \frac{m}{A} \frac{dQ}{dt} \dots (2.24)$$

Las fuerzas externas son debidas al empuje por la presión (E), de cuerpo (peso propio, W) y la fuerza de superficie, debida a la resistencia al movimiento y que se evalúa en términos del esfuerzo tangencial; desarrolladas por el contacto de movimiento del fluido con las paredes (F_f) (Fuentes, 2014).

$$E_i - E_s - F_f + W \sin \alpha = \frac{m}{A} \frac{dQ}{dt} \dots (2.25)$$

Desarrollando:

$$Ap_i - Ap_s - \tau PL + mg \sin \alpha = \frac{m}{A} \frac{dQ}{dt} \dots (2.26)$$

En la ecuación 2.26, el movimiento del fluido se debe a las diferencias de presión (p) entre las secciones “s” e “i”, y a las fuerzas debidas a la resistencia (opuesta al sentido del movimiento del fluido), el componente del peso del fluido, en la ecuación anterior, m es la masa de agua dentro del tubo, dQ/dt la derivada del gasto respecto al tiempo (t).
Sí se considera que:

$$\text{Como } E = Ap \text{ ; } \tau = \frac{\rho g A}{PL} h_f \text{ ; } m = \rho AL \text{ y } \sin \alpha = \frac{(z_1 - z_2)}{L}$$

Ordenando y simplificando:

$$Ap_i - Ap_s - \frac{\rho g A}{PL} h_f PL + \rho g AL \frac{(z_1 - z_2)}{L} = \frac{\rho AL}{A} \frac{dQ}{dt}$$

$$p_i - p_s - \rho g h_f + \rho g (z_1 - z_2) = \frac{\rho L}{A} \frac{dQ}{dt}$$

$$\frac{p_i}{\rho g} - \frac{p_s}{\rho g} - h_f + (z_1 - z_2) = \frac{L}{gA} \frac{dQ}{dt}$$

$$h_i - h_s - h_f = \frac{L}{gA} \frac{dQ}{dt} \dots (2.27)$$

Se supone que la pérdida de carga se puede estimar con la ecuación de flujo permanente de Darcy-Weisbach

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{|V|V}{2g} = f \frac{L}{D} \frac{|V|V}{2g} \frac{A^2}{A^2} = \frac{L}{2gDA^2} f |Q|Q = Cf |Q|Q$$

Se tiene que

$$h_i - h_s - Cf |Q|Q = \frac{L}{gA} \frac{dQ}{dt} \dots (2.28)$$

Por otra parte, se propone escribir en diferencias finitas a la ecuación anterior entre los tiempos $t = k\Delta t = t^k$ y $t + \Delta t = (k+1)\Delta t = t^{k+1}$, siendo θ un factor de peso para considerar un promedio ponderado de las variables entre los tiempos t y $t + \Delta t$ como:

$$\theta_1(h_i^{k+1} - h_s^{k+1}) + (1-\theta)(h_i^k - h_s^k) - \theta C|Q^k|Q^{k+1} - (1-\theta_2)C|Q^k|Q^k = \frac{L}{gA} \frac{Q^{k+1} - Q^k}{\Delta t}$$

Al despejar a Q^{k+1}

$$Q^{k+1} = \frac{\theta_1(h_i^{k+1} - h_s^{k+1}) + (1-\theta_1)(h_i^k - h_s^k) - (1-\theta_2)C|Q^k|Q^k}{\frac{L}{Ag\Delta t} + \theta_2 C|Q^k|} \dots(2.29)$$

Realizando simplificaciones se tiene:

$$\alpha^k = \frac{\theta_1}{\frac{L}{Ag\Delta t} + \theta_2 C|Q^k|} \dots(2.30)$$

$$\gamma^k = \frac{(1-\theta)(h_i^k - h_s^k) - (1-\theta_2)C|Q^k|Q^k + \frac{LQ^k}{Ag\Delta t}}{\frac{L}{Ag\Delta t} + \theta_2 C|Q^k|} \dots(2.31)$$

La ecuación que permite obtener el gasto en el tiempo $t + \Delta t$, haciendo $\theta_2 = 2\theta_1$, así como $\theta_1 = \theta$, finalmente queda:

$$\alpha^k (h_i^{k+1} - h_s^{k+1}) + \gamma^k = Q^{k+1} \dots(2.32)$$

Donde:

$$\alpha^k = \frac{\theta}{\frac{L}{Ag\Delta t} + 2\theta C|Q^k|} \dots(2.33)$$

$$\gamma^k = \frac{(1-\theta)(h_i^k - h_s^k) + (2\theta - 1)C|Q^k|Q^k + \frac{LQ^k}{Ag\Delta t}}{\frac{L}{Ag\Delta t} + 2\theta C|Q^k|} \dots(2.34)$$

3. PÉRDIDAS DE ENERGÍA

3.1 Pérdida de carga; el coeficiente de fricción

Cuando se aplican las fórmulas del flujo en conductos a problemas prácticos, resulta muy útil realizar un análisis de volumen de control. Considere el flujo permanente entre las secciones 1 y 2 del tubo inclinado de sección constante de la **figura 3.1**. La ecuación de continuidad unidimensional, queda:

$$Q_1 = Q_2 = C \quad \text{o} \quad V_1 = V_2 = V$$

Siendo C una constante. Cuando el tubo es de sección fija. La ecuación de la energía para flujo permanente se reduce a:

$$\left(\frac{p}{\rho g} + \alpha \frac{v^2}{2g} + z \right)_1 = \left(\frac{p}{\rho g} + \alpha \frac{v^2}{2g} + z \right)_2 + h_f \dots (3.1)$$

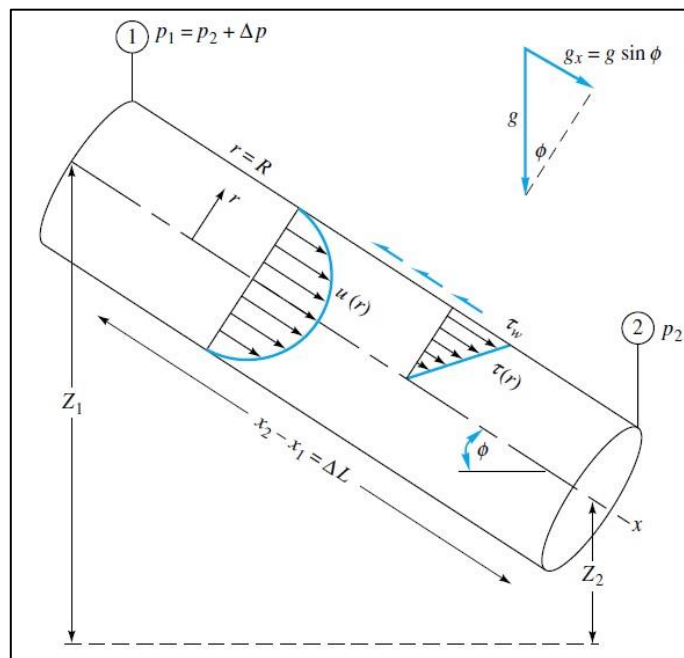


Figura 3. 1 Volumen de control para el flujo estacionario, completamente desarrollado, entre dos secciones de una tubería inclinada, (White 2008).

Ya que no hay partes móviles (bombas o turbinas) entre 1 y 2, no existe trabajo de parte de ellas. Cuando el flujo es completamente desarrollado, el perfil de velocidades es el mismo en 1 y 2. En este caso, el factor de corrección de energía cinética $\alpha_1 = \alpha_2$, y como $V_1 = V_2$, la ecuación 3.1, proporciona la pérdida de carga en función de la caída de presión y la variación de altura:

$$h_f = (z_1 - z_2) + \left(\frac{p_1}{\rho g} - \frac{p_2}{\rho g} \right) = \Delta z + \frac{\Delta p}{\rho g} \dots (3.2)$$

La pérdida de carga es igual a la suma de las variaciones de presión y altura, o sea, a la variación de la línea de altura motriz. (White, 2008).

Finalmente, se aplica la ecuación de la cantidad de movimiento al volumen de control de la figura 3.1. Ahora, teniendo en cuenta como fuerzas aplicadas las de presión, gravedad y fricción en la pared:

$$\sum F_x = \Delta p(\pi R^2) + \rho g(\pi R^2)L \sin \phi - \tau_w(2\pi R)L = \dot{m}(V_2 - V_1) = 0 \dots (3.3a)$$

Reordenando los términos de la ecuación encontramos una relación entre la pérdida de carga y el esfuerzo de cortadura en la pared:

$$\Delta z + \frac{\Delta p}{\rho g} = h_f = \frac{2\tau_p L}{\rho g R} = \frac{4\tau_p L}{\rho g d} \dots (3.3b)$$

Donde, de la geometría de la figura 3.1, se ha sustituido $\Delta z = L \sin \phi$.

Obsérvese que independientemente de si la tubería está horizontal o inclinada, la pérdida de carga es proporcional al esfuerzo de cortadura en la pared del tubo.

En la ecuación 3.3b, se ve que h_f es proporcional a (L/d) ; además para flujo permanente:

$$h_f = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} \dots (3.4)$$

donde $f = f(\text{Re}, \frac{\varepsilon}{d}, \text{forma.del.conducto})$, el parámetro adimensional f es el coeficiente de fricción de Darcy, el parámetro ε es la altura media de la rugosidad de la pared, que es importante en el flujo turbulento en conductos (pero no en el laminar). (White, 2008).

Cuando la superficie de la pared de un conducto se amplifica, se observa que está formada por irregularidades o asperezas de diferentes alturas y con distribución irregular. Dicha característica es difícil de definir, pues depende de factores como la altura media de las irregularidades de la superficie, la variación de la altura efectiva respecto de la altura media, la forma y distribución geométrica, la distancia entre dos irregularidades vecinas, etcétera. Puesto que prácticamente es imposible tomar en consideración todos esos factores, se admite que la rugosidad se exprese por la altura media ε de las asperezas (rugosidad absoluta), como un promedio obtenido del resultado de un cálculo con las características del flujo, mas no propiamente por el obtenido como la media de las alturas determinadas físicamente de la pared, en cada conducción. Es más importante la relación que la rugosidad absoluta guarda con el diámetro del tubo, esto es, la relación ε/D . (Sotelo, 2012).

3.2 Flujo laminar y turbulento

Para estudiar la resistencia al flujo resulta necesario volver a la clasificación inicial de los flujos y considerar las grandes diferencias de su comportamiento entre los flujos laminar y turbulento. Osborne Reynolds con base en sus experimentos fue el primero que propuso el criterio para distinguir ambos tipos de flujo mediante el número que lleva su nombre, el cual permite evaluar la preponderancia de las fuerzas viscosas sobre las de inercia. En el caso de un conducto cilíndrico a presión el número de Reynolds se define así:

$$\text{Re} = \frac{VD}{\nu} \dots (3.5)$$

Donde V es la velocidad media, D el diámetro del conducto y ν la viscosidad cinemática del fluido.

Poiseuille, fue de las primeras personas que determinaron matemáticamente el factor de fricción en flujo laminar y obtuvo una ecuación para determinar dicho factor que es:

$$f = \frac{8\tau_p}{\rho V^2} = \frac{8(8\mu V / D)}{\rho V^2} = \frac{64}{\rho V D / \mu} = \frac{64}{\text{Re}} \dots (3.6)$$

La cual es válida para tubos lisos y rugosos, en los cuales el número de Reynolds no rebasa el valor crítico de 2300. (Sotelo, 2012). En los flujos laminares, el coeficiente de fricción del conducto es inversamente proporcional al número de Reynolds. (White, 2008).

Blasius llegó a la importante conclusión de que existen dos tipos importantes de fricción para el flujo turbulento en tubos. El primero está asociado con tubos lisos donde los efectos de viscosidad predominan y el factor de fricción depende únicamente del número de Reynolds. El segundo tipo se refiere a tubos rugosos donde la viscosidad y los efectos de rugosidad influyen en el flujo, además de que el factor de fricción depende del número de Reynolds y de la rugosidad relativa.

Nikuradse obtuvo resultados de f contra Re , en tubos lisos, obteniendo la siguiente expresión:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log Re \sqrt{f} - 0.8 \dots (3.7)$$

Para cubrir el rango de transición, C. F. Colebrook, combinó en 1939 las relaciones de paredes lisas (ecuación 3.7) y flujo dominado por la rugosidad en una fórmula única:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2.0 \log \left(\frac{\varepsilon/D}{3.7} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \dots (3.8)$$

Esta fórmula se considera aceptable para el cálculo de la fricción turbulenta. En 1944 fue dibujada por L. F. Moody en lo que ahora denominamos *diagrama de Moody*. Figura 3.2. (White, 2008).

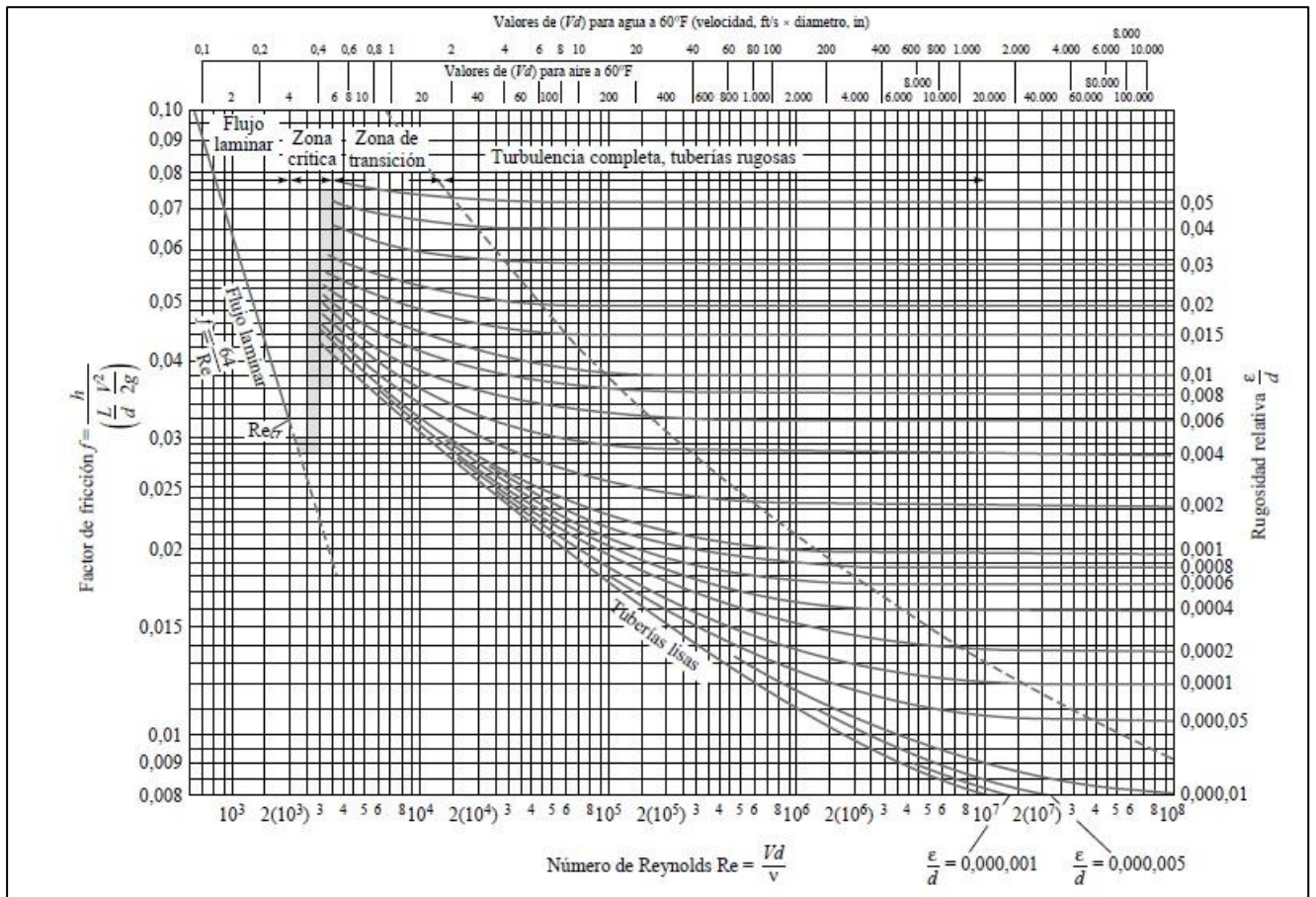


Figura 3. 2 Diagrama de Moody para el coeficiente de fricción en conductos de paredes lisas y rugosas. (White 2008).

Swamee y Jain (Fuentes M. O., Apuntes de clase de Mecánica de Fluidos, 2015), idearon una fórmula general que permite calcular el factor de fricción f , aplicable tanto a tuberías lisas, en transición y rugosas, es decir para flujo laminar, de transición y turbulento; sin necesidad de iteraciones:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\epsilon / D}{3.7} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \dots (3.9)$$

4. DIFUSIÓN DE SUSTANCIAS EN UNIONES DE TUBERÍAS

4.1 Calidad del agua en redes de distribución

El abastecimiento de agua para uso y consumo humano con calidad adecuada es fundamental para prevenir y evitar la transmisión de enfermedades gastrointestinales, para lo cual se tiene en las normas los límites permisibles en cuanto a sus características bacteriológicas, físicas, organolépticas, químicas y radiactivas.

La Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994 "Salud ambiental, agua para uso y consumo humano-límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización"; establece los límites permisibles de calidad y los tratamientos de potabilización del agua para uso y consumo humano, que deben cumplir los sistemas de abastecimiento públicos y privados o cualquier persona física o moral que la distribuya, en todo el territorio nacional. **Tabla 4.1.**

Tabla 4. 1 Límites permisibles de algunos parámetros según la NOM-127-SSA1-1994

Característica	Límite permisible (mg/L)
Cadmio	0.005
Cianuros (como CN-)	0.07
Cloro residual libre	0.2-1.5
Cloruros (como Cl-)	250
Cobre	2
Cromo total	0.05
Dureza total (como CaCO ₃)	500
Fenoles o compuestos fenólicos	0.001
Hierro	0.3
Fluoruros (como F-)	1.5
Manganeso	0.15
Mercurio	0.001

La calidad del agua potable dentro de una red de distribución cambia en su transcurso desde las fuentes de abastecimiento hasta llegar a los usuarios (NOM-127-SSA1-1994).

4.2 Potabilización del agua para consumo humano

El agua cruda en su estado natural, sea de origen superficial o subterráneo, no puede ser utilizada para la bebida sin un adecuado tratamiento, por no encontrarse lo suficientemente pura desde el punto de vista de su calidad sanitaria. Al pasar a través del suelo o por la superficie de la tierra el agua se contamina y puede arrastrar organismos, nocivos para la salud humana, como son bacterias, virus y parásitos. El tratamiento de desinfección del líquido, es un requisito obligatorio para que el agua pueda ser destinada para consumo humano (Mompremier, 2015).

El primer requisito que debe cumplir el agua para el consumo humano es estar libre de microorganismos que puedan transmitir enfermedades. Los procesos de sedimentación, floculación, coagulación y filtración rápida no reducen completamente el contenido bacteriológico del agua, de tal manera que no es posible asegurar su calidad sanitaria y se requerirá de una desinfección final.

La desinfección eficaz del agua se lleva a cabo solamente si la exposición de los microorganismos al desinfectante ocurre en dosis y tiempos de contacto adecuados.

Por lo que se requiere una concentración mínima del desinfectante durante un tiempo o período de contacto para destruir el 99% de los microorganismos y mantener un cloro residual para asegurar la calidad microbiológica del agua a través del sistema de distribución (CONAGUA, Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable, 2007).

4.2.1 Cloración

La cloración consiste en la adición de cloro al agua, ya sea cloro puro o alguno de sus compuestos, en dosis adecuadas para cumplir la normativa vigente respecto a la calidad bacteriológica y a la concentración de desinfectante activo residual que debe estar presente en todo punto de la red de distribución de agua potable (Mompremier, 2015).

4.2.2 El Cloro

El cloro es un elemento químico identificado con el símbolo Cl_2 , y algunas de sus características se mencionan a continuación:

- No se encuentra en la naturaleza en forma pura.

- Bajo condiciones normales de temperatura y presión es un gas amarillo, verdoso, muy irritante para la piel y ojos.
- Se combina con otros elementos formando productos sólidos o líquidos más estables.
- El cloro libre en forma de ácido hipocloroso tiene mayor poder bactericida que el ácido hipoclorito, dependiendo del pH y la temperatura del agua.
- El cloro es ligeramente soluble en agua (5%).
- El cloro puede ser detectado por olor, en el agua cuando tiene concentraciones mayores de 3ppm.

El método más común para producir cloro es pasando una corriente eléctrica a través de una solución de sal. La solución se separa en dos compuestos más, que son además del cloro, el hidróxido de sodio y el hidrógeno (Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable, 2007).

Una de las características que hacen popular el empleo de cloro se debe a que es un procedimiento económico comparado con otros desinfectantes (ozono, rayos UV, etc.). Algunos derivados son el Hipoclorito de sodio que posee gran poder destructivo sobre los microorganismos presentes en el agua.

Un aspecto importante a destacar sobre los estudios realizados por la Agencia de Protección del Medio Ambiente (EPA, 1999), se refiere al cloro, ya que esta sustancia tiene una alta capacidad para la desinfección del agua, además de su aplicación para la desactivación de la mayoría de los microorganismos a un costo relativamente bajo (Mompremier, 2015).

Cabe señalar, que no siempre la concentración más baja se presenta en las partes más alejadas de las fuentes. El decaimiento del desinfectante es proporcional al tiempo que el agua permanece en la red antes de ser consumida.

4.2.3 Decaimiento del cloro en redes de agua potable.

La rapidez con la cual el cloro residual libre desaparece se expresa por la tasa de la reacción (tasa de decaimiento) cloro-agua, que se da por la ecuación cinética de esa reacción. La reacción de la sustancia con el volumen del agua se debe principalmente a los siguientes factores: temperatura [Hua, *et al*, 1999; Beatty *et al*, 1996], pH, contenido de materia orgánica e inorgánica, cloraminas y compuestos organoclorados, presencia de metales como, hierro ferroso (Fe^{++}), manganeso manganeso (Mn^{++}), ácido sulfhídrico (H_2S), corrosión, entre otras sustancias; además no se deberá olvidar que la obtención del tiempo de residencia del agua dentro de las tuberías (edad del

agua) será un factor fundamental durante los procesos de reacción (modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable, 2007).

De forma tal, que para una temperatura constante la ecuación cinética tendrá la forma:

$$F = -\frac{dC}{dt} \dots (4.1)$$

donde:

Tasa de reacción F

C= concentración del cloro

t= tiempo

Es común representar la ecuación anterior en la forma siguiente:

$$-\frac{dC}{dt} = K_b C^n \dots (4.1)$$

donde:

n : expresa el orden de la reacción

K_b : constante que depende de la composición del agua. Dado que esa composición será diferente para cada lugar, el coeficiente k tendrá un valor diferente para cada lugar.

Actualmente los modelos de calidad del agua aplicados a redes de distribución hasta ahora utilizan una ecuación cinética de primer orden, donde el coeficiente k_b se obtiene por medio de un ajuste exponencial a los datos medidos.

4.3 Modelación de la calidad del agua en redes de distribución

Dentro de los sistemas de distribución de agua, la calidad del agua que presenta el flujo que corre a través de las tuberías presenta constantes cambios que obedecen a diferentes mecanismos de transporte.

4.3.1 Mecanismos de transporte

El transporte de un fluido puede ocurrir por cuatro mecanismos:

- **Advección:** Representa el transporte del contaminante originado por la velocidad del flujo.
- **Difusión:** Las sustancias contenidas en el agua se encuentran en constante movimiento molecular, aun cuando el agua está en reposo. Como resultado de este movimiento se genera un flujo del material contenido en el agua, desde los puntos de alta hacia los de baja concentración, lo que tiende a igualar la concentración dentro del volumen de agua.

- Dispersión: La mezcla se produce gracias a la distribución de velocidades que ocurre en la tubería.
- Reacción (modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable, 2007).

4.3.2 Ecuaciones que gobiernan el transporte y mezcla en redes de agua potable.

En términos generales la modelación de la calidad del agua está basada en tres principios:

- Conservación de la masa dentro de las tuberías y en los nodos.
- Mezcla completa e instantánea del agua que entra en los nodos (uniones de tuberías).
- Reacciones cinéticas apropiadas para el decaimiento de la sustancia a medida que se traslada a través de las tuberías y depósitos.

4.3.3 Mezcla en los nodos de unión.

En algunos nodos donde se concentra el caudal de dos o más tuberías, se asume que la mezcla del fluido es completa e instantánea. Por lo anterior, la concentración de la sustancia (cloro residual) que abandona el nodo de mezcla, será la media ponderada de las concentraciones de las tuberías que lleguen. Por ejemplo, para un nodo k dado, se tiene:

$$C_{i|x=0} = \frac{\sum_{j \in I_k} Q_j C_{i|x=L_j} + Q_{k,ext} C_{k,ext}}{\sum_{j \in I_k} Q_j + Q_{k,ext}} \dots (4.1)$$

Donde:

i : Tramo con caudal que abandona el nodo k ;

I_k : Conjunto de tramos con caudal que llega al nodo k ;

L_j : Longitud del tramo j , (m);

Q_j : Caudal en el tramo j , (m^3/s);

$Q_{k,ext}$: Caudal externo que entra a la red en el nodo k , (m^3/s);

$C_{k,ext}$: Concentración del caudal externo que entra en el nodo k , (m^3/s).

En caso de presentarse un caudal saliente del nodo de consumo, se incorporará a la ecuación anterior el valor del caudal y su concentración correspondiente.

En caso de modelar (el tiempo de residencia del agua) en la red, ésta estaría representada por la variable C_i , en el tramo i , y $C_{k,ext}$ de cualquier fuente que inyecte agua a la red sería cero.

Todos los programas comerciales de simulación de calidad del agua emplean la condición de mezcla completa e instantánea en nodos.

En recientes investigaciones en laboratorio manifiestan que no en todos los casos se presenta este tipo de condición [Fuentes, Chaves, Osyana, 2000]. Ellos demostraron de forma experimental que la mezcla de dos flujos que convergen en un cruce de tuberías, apenas se produce cuando uno de los flujos es más intenso que otro, por lo que la condición de mezcla completa no se cumple en todos los casos (Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable, 2007).

5. ESTADO DEL ARTE

La principal función de una red de distribución de agua potable es proporcionar al usuario agua en calidad y presión aceptables para satisfacer sus necesidades en cualquier momento del día, con la garantía de que el agua no tenga agentes patógenos u otros contenidos que lleguen a provocar enfermedades gastrointestinales.

Para que la potabilización del agua basada en la aplicación de cloro sea efectiva, es necesario que la concentración del cloro en el sistema de distribución tenga un cierto límite (cloro residual, 0.5-1.5 mg/L) hasta la toma domiciliaria, para que esto se logre es necesario entender cómo varía la concentración del cloro a través del tiempo; esto debido a que las condiciones de trabajo varían durante el día, así como la eficacia de la mezcla del cloro con el agua en la red de agua potable (Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable, 2007).

En diversos estudios en los que el cloro es utilizado como desinfectante en los sistemas de distribución de agua, se ha observado que disminuye su concentración durante el día. En la literatura técnica sobre el tema se explica que existen varios aspectos que contribuyen a este decaimiento, entre los que se pueden mencionar (Mompremier, 2015):

- La trayectoria del flujo y el tiempo de residencia en el agua;
- Formación de biofilm
- El régimen del flujo
- El tipo de material de las tuberías y
- La mezcla de las sustancias disueltas en los cruces de tuberías.

5.1 Decaimiento del cloro en tuberías

La rapidez con la cual el cloro residual libre desaparece se expresa por la tasa de la reacción (tasa de decaimiento) cloro-agua. La reacción de la sustancia con el volumen del agua se debe principalmente a los siguientes factores: temperatura [Hua, et al,

1999; Beatty et al, 1996], pH, contenido de materia orgánica e inorgánica, cloraminas y compuestos organoclorados, presencia de metales como, hierro ferroso (Fe^{++}), manganeso (Mn^{++}), ácido sulfhídrico (H_2S), corrosión, entre otras sustancias; además el tiempo de residencia del agua dentro de las tuberías (edad del agua) será un factor fundamental durante los procesos de reacción.

Vasconcelos et al. (1997), encontraron que el decaimiento de cloro puede ocurrir debido al contacto con el volumen del agua, del mismo modo ocurre este fenómeno a causa del tipo de material de las paredes de la tubería. Para lo cual después de comparar un caso real de estudio con sus resultados obtenidos, recomiendan que al realizar una simulación de la calidad del agua, es útil representar la cinética del cloro como una combinación de una reacción de primer orden de decaimiento para el volumen del agua, y de primer orden o de orden cero de decaimiento para las paredes de la tubería.

5.2 Mezcla en cruces de tuberías

La mayoría de los programas para el cálculo de sustancias en redes de tuberías a presión comerciales usados para la simulación de calidad del agua emplean la condición de mezcla completa e instantánea en nodos.

En recientes investigaciones en laboratorio manifiestan que no en todos los casos se presenta este tipo de condición [Fuentes M. O. A., Chávez Zavala Cecilia, Osnaya Romero Javier, "Método para determinar las concentraciones de una sustancia en una red de tuberías de agua potable", Vector, No. 18, septiembre, No. 19 Octubre, 1998, México, D.F.]. También en un artículo de un congreso latinoamericano [Fuentes, Chávez, Osyana, 2000] ellos demostraron de forma experimental que la mezcla de dos flujos que convergen en un cruce de tuberías, apenas se produce cuando uno de los flujos es más intenso que otro, por lo que la condición de mezcla completa no se cumple, en todos los casos (modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable, 2007).

Cruickshank (2002), señaló que las pérdidas locales juegan un papel importante en el fenómeno de mezcla, pues la forma en que se produce la repartición de los flujos en el cruce depende de ellas cuando las tuberías son cortas.

Fuentes et al. (2002), en un estudio realizado en el Instituto de Ingeniería UNAM, han puesto especial atención en la mezcla de sustancias en cruces de tuberías. De acuerdo con los resultados obtenidos en este estudio, puede decirse que la concentración de

una sustancia en un nudo no siempre se realiza de manera homogénea. Esto se corroboró cuando al aumentar el flujo volumétrico en una de las entradas, se incrementó el flujo en las salidas, y se observó una disminución de la concentración en las dos salidas, pero nunca de manera homogénea (Mompremier, 2015).

Otro estudio realizado en el Laboratorio de Hidráulica del Instituto de Ingeniería de la UNAM por Mompremier (2015), analizó el comportamiento de la mezcla de flujos que convergen a un cruce; en dicho estudio los flujos que llegaban al nudo contenían diferentes concentraciones, así como diferentes magnitudes de gasto. Para el experimento llevado a cabo, utilizaron tuberías de acrílico y colorante para visualizar la forma en cómo se mezclan los fluidos en los cruces, además tomaron lecturas de la concentración de cloro en las salidas correspondientes una vez que los flujos se habían mezclado.

Durante el experimento se realizaron varios escenarios, y en seguida se describen los resultados más importantes encontrados en la investigación.

El modelo físico utilizado consistía en cruces de tuberías hechas de PVC, usando cinco diámetros diferentes 1/2", 3/4", 1", 1 1/4" y 1 1/2".

Para la alimentación utilizaron una simulación de una red de distribución y definieron tres tipos de alimentación:

- Alimentación simple: Cuando en el nudo llega un solo flujo sin importar el número de salidas, que pueden ser una o dos.
- Alimentación doble: Cuando en el nudo entran dos flujos y pueden llegar al cruce a 90° o 180°, dependiendo del sentido del flujo.
- Alimentación Triple: Cuando llegan al nudo tres flujos.

Para la alimentación simple se establecieron:

Q_e y C_e (conocidos)

Q_{s1} , Q_{s2} , Q_{s3} (Incógnitas); C_{s1} , C_{s2} , C_{s3} (Incógnitas).

Para la alimentación doble:

$Q_{e1} = Q_{e2}$ $Q_{e1} \neq Q_{e2}$ $Q_{e1} > Q_{e2}$

$C_{e1} = C_{e2}$ $C_{e1} \neq C_{e2}$ $C_{e1} < C_{e2}$

$Q_{e1} \neq Q_{e2}$ $Q_{e1} > Q_{e2}$ $Q_{e1} < Q_{e2}$

$C_{e1} \neq C_{e2}$ $C_{e1} > C_{e2}$ $C_{e1} < C_{e2}$

Para la alimentación triple:

$$Q_{e1} = Q_{e2} = Q_{e3} \quad Q_{e1} \neq Q_{e2} \neq Q_{e3}$$

$$C_{e1} = C_{e2} = C_{e3} \quad C_{e1} \neq C_{e2} \neq C_{e3}$$

Para obtener la concentración de cloro en las entradas utilizaron una bomba dosificadora y un medidor de cloro, además el gasto fue determinado con un medidor de flujo.

En el caso de la alimentación simple observaron que la concentración no tenía variación en la salida, ya que no existió mezcla de flujos, solo se dividió en tres flujos diferentes el que entraba al cruce.

Las pruebas de alimentación doble fueron diversas ya que ejecutaron diferentes combinaciones:

- a) Dos entradas a 90° y dos salidas; con gastos de entrada iguales y concentración de entrada igual: No hubo cambio en la concentración de salida (Válido para ángulos de entrada de 45 y 90°).
Cuando dos flujos de magnitudes iguales y de misma concentración de cloro llegan a un cruce, siempre salen con la misma concentración.
- b) Dos entradas a 90° y dos salidas; con gastos de entrada iguales y concentración de entrada diferente: Los dos flujos casi no se mezclan antes de salir del cruce y la concentración del cloro en las salidas eran diferentes. Si hubiera mezcla completa la concentración sería la misma.
- c) Dos entradas a 90° y dos salidas; con gastos de entrada diferentes ($Q_{e1}=0.21$ L/s y $Q_{e2}= 0.105$ L/s) y concentración de entrada diferente: ($C_{e1}=1.75$ mg/L y $C_{e2}=0.75$ mg/L). Se observó también que el gasto mayor tenía la mayor concentración de cloro, hubo una mezcla no homogénea, Se puede concluir que para que ocurra una mezcla en un cruce de tuberías, el gasto mayor debe tener una concentración mayor de cloro.
- d) Dos entradas a 90° y dos salidas; con gastos de entrada diferentes y concentración de entrada diferente, el gasto Q_{e1} es menor al gasto Q_{e2} y tiene mayor concentración de cloro. Los dos flujos llegan al cruce a 90°, y sin embargo salen del mismo sin mezclarse.
- e) Dos entradas a 180° y dos salidas; con gastos de entrada diferentes y concentración de entrada diferente: Para este caso, se observó una mezcla completa, ya que la concentración del cloro en ambas salidas fue igual.

La conclusión que obtuvieron en alimentación doble fue: que la mezcla en cruces de tuberías depende del gasto de mayor magnitud y de la concentración que tenga, así como el ángulo de entrada, especialmente en los ángulos de 90 y 45°, ya que en los ángulos entrada de 180°, la mezcla si fue completa.

Por otra parte en un estudio realizado por Ho, C.K. (2009), observó que cuando dos flujos que llegan a un cruce adyacente (90 °), y estos son de magnitud similar, no se produce una mezcla en el cruce; como se muestra en la figura 5.1. Es importante mencionar que esta condición es para diámetros iguales de tuberías.

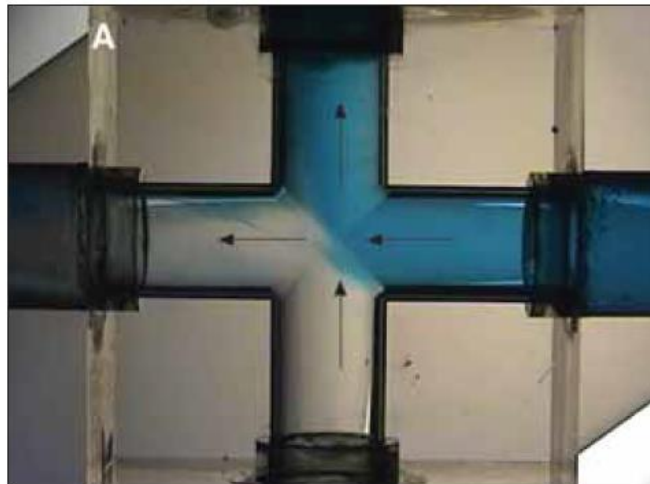


Figura 5. 1 Flujos de magnitud similar, no producen mezcla en el cruce (Ho, C.K. 2009)

Cuando uno de los flujos de entrada al cruce es mayor tiende a existir una mezcla parcial de flujos, como el que se muestra en la figura 5.2, en este caso particular el flujo con colorante es aproximadamente 3 veces mayor que el flujo transparente.

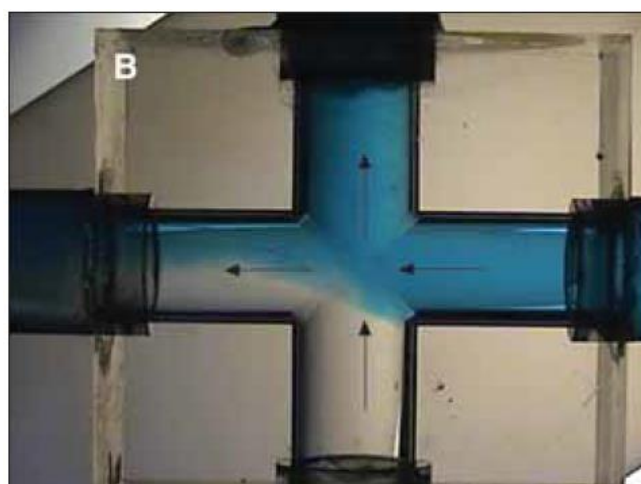


Figura 5. 2 Flujos de magnitud diferente, predomina el mayor (Ho, C.K. 2009).

Un aspecto importante es el diámetro de las tuberías en el cruce, ya que esto también tiene repercusión en cómo se mezclan los flujos en cruces, esto se observa en la figura 5.3, donde el flujo de diámetro menor tiene un momentum mayor (4 veces superior) que el diámetro mayor, por lo cual es posible que exista una mezcla parcial.

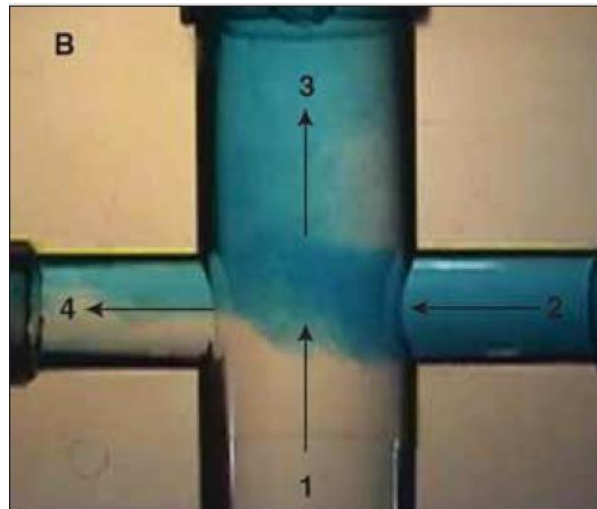


Figura 5. 3 Mezcla en cruce con diámetros diferentes (Ho, C.K. 2009).

Por otro lado cuando el flujo de diámetro mayor es superior al del diámetro menor, no existe una mezcla en el cruce, como se muestra en la figura 5.4.

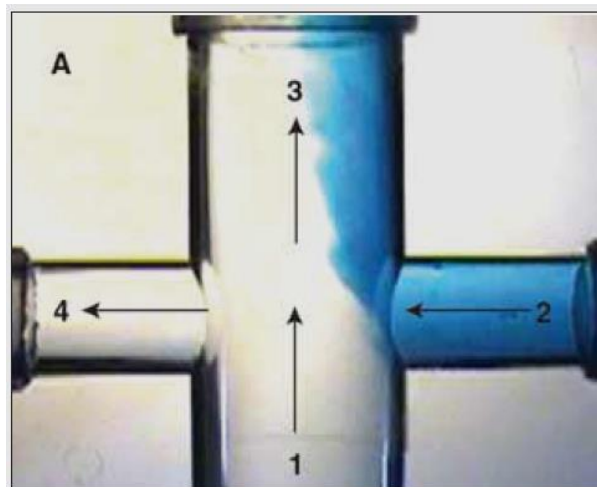


Figura 5. 4 Sin mezcla en cruce con diámetros diferentes (Ho, C.K. 2009).

La magnitud del flujo tiene importancia, así como el diámetro de las tuberías, lo que es importante a tomar en cuenta en una red de agua potable.

6. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE TUBERÍAS Y PRUEBAS DE LABORATORIO

La red de tuberías a presión empleada (dispositivo) se ubica en el edificio 11 del Laboratorio de Hidráulica del Instituto de Ingeniería, de la Universidad Nacional Autónoma de México. El objetivo principal del dispositivo, consiste en la simulación de una red de agua potable, con lo cual se pretende realizar cambios en las demandas, además la adición de cloro y colorante, para observar el fenómeno de mezclas de flujos en cruces de tuberías cuando los gastos y concentraciones de cloro varían con respecto al tiempo.

Para la construcción del dispositivo se consideraron algunos aspectos. Por ejemplo: un modelo fácil de construir, con material fácil de instalar y hacer modificaciones sin necesidad de herramienta especializada, con válvulas que permitan el ingreso desde los depósitos a los diferentes sistemas de tuberías, y con accesorios para la medición de la concentración de cloro de forma sencilla.

El dispositivo físico consta de las siguientes partes:

Fuente de abastecimiento: La fuente de abastecimiento empleada para el desarrollo del experimento es un cárcamo con las siguientes dimensiones, largo 2.1m, ancho 1.48m y profundidad de 0.7m, teniendo un volumen aproximado de 2.17 m^3 , a su máxima capacidad, este depósito se abastece de la red de agua del campus Ciudad Universitaria, UNAM.



Figura 6. 1 Cárcamo de bombeo, con capacidad de 2.17 m³

Tanques de almacenamiento: El agua se conducirá desde el cárcamo de bombeo a través de tuberías de 1 ½ pulgadas (38 mm), hacia dos depósitos con capacidad de 450 L cada uno, esto permitirá establecer un nivel piezométrico constante, ya que los excesos de agua son drenados por un pequeño orificio en la parte superior del depósito.



Figura 6. 2 Depósitos con capacidad de 450 L, que alimentan el sistema de tuberías

Red de tuberías: La parte principal del dispositivo, es el sistema de tuberías que simulan una mini-red de agua potable, esta pequeña red está conformada de 12 circuitos, el material empleado para su construcción fue Policloruro de Vinilo (PVC), debido a que es un material económico comparado con otros materiales, es de fácil instalación y se puede utilizar el modelo casi inmediatamente de que se instala.

Los circuitos están formados por tuberías de diferentes diámetros, entre los cuales se tienen los siguientes: $\frac{1}{2}$ " (13 mm), $\frac{3}{4}$ " (19 mm), 1" (25 mm) y 1 $\frac{1}{2}$ " (38 mm) pulgadas, así como las respectivas piezas especiales que facilitan la unión de tuberías de diferentes diámetros. Una vista en planta del sistema de tuberías se muestra en la figura 6.3, así como también se puede observar las dimensiones en metros de cada circuito.

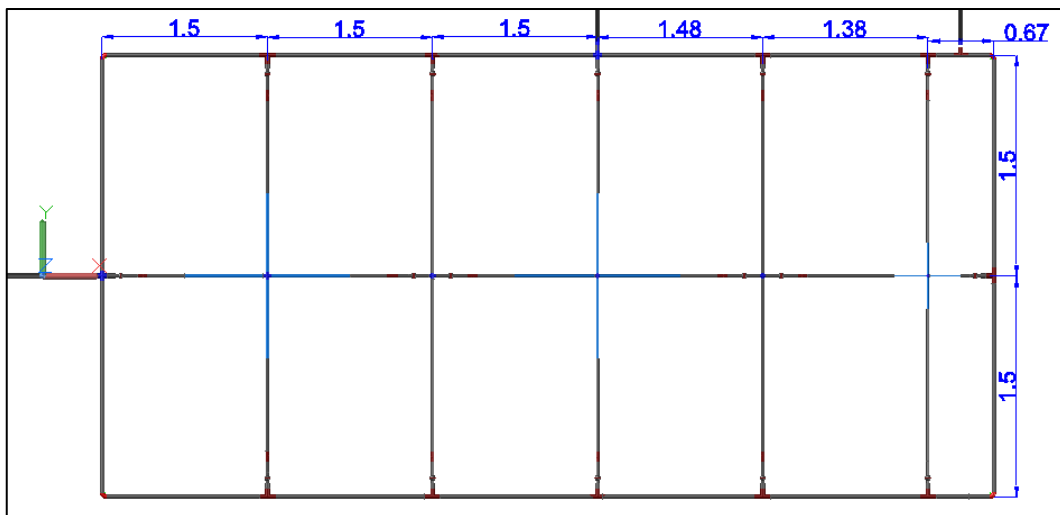


Figura 6. 3 Vista en planta del sistema de tuberías empleado para simular una red de distribución

Un elemento importante en la red de tuberías que conforman los circuitos, son el conjunto de válvulas de PVC de 1" de diámetro (Figura 6.4) todos los circuitos cuentan



Figura 6. 4 Válvulas de 1" que facilitan las condiciones de mezcla de flujos en cruces de tuberías.

con esos dispositivos, con el fin de generar pérdidas e incluso modificar la dirección del flujo, cuando alguna está cerrada; la función de las válvulas es facilitar el fenómeno de mezcla de flujos en cruces de tuberías.

En el dispositivo (modelo) de la red es posible observar que hay tres cruces especiales, hechos de tubos de acrílico de diámetros de $\frac{1}{2}$ " (13 mm), $\frac{3}{4}$ " (19 mm), 1" (25 mm) pulgadas, con la intención de visualizar el flujo y la mezcla que existe entre flujos que convergen en un nudo; esto será posible con la ayuda de un colorante.



Figura 6. 5 Cruces de acrílico para visualización del flujo

El modelo cuenta con 14 salidas (Figura 6.6), las cuales representan la toma domiciliaria de una red de agua potable, se tuvo cuidado en que las salidas contaran con el mismo diseño (mismos elementos y diámetros), al extremo final de cada salida se colocó una manguera de plástico de $\frac{1}{2}$ " con el propósito de enviar el agua que salía del sistema a una tubería de mayor diámetro, que conducía nuevamente al cárcamo de bombeo, el sistema es de recirculación de fluido.



Figura 6. 6 Salidas de agua en el modelo

Finalmente se muestra un esquema del dispositivo físico a utilizar; en la figura 6.7 se visualiza al cárcamo de bombeo, los depósitos de agua y el sistema de tuberías que simulan la red de agua potable.

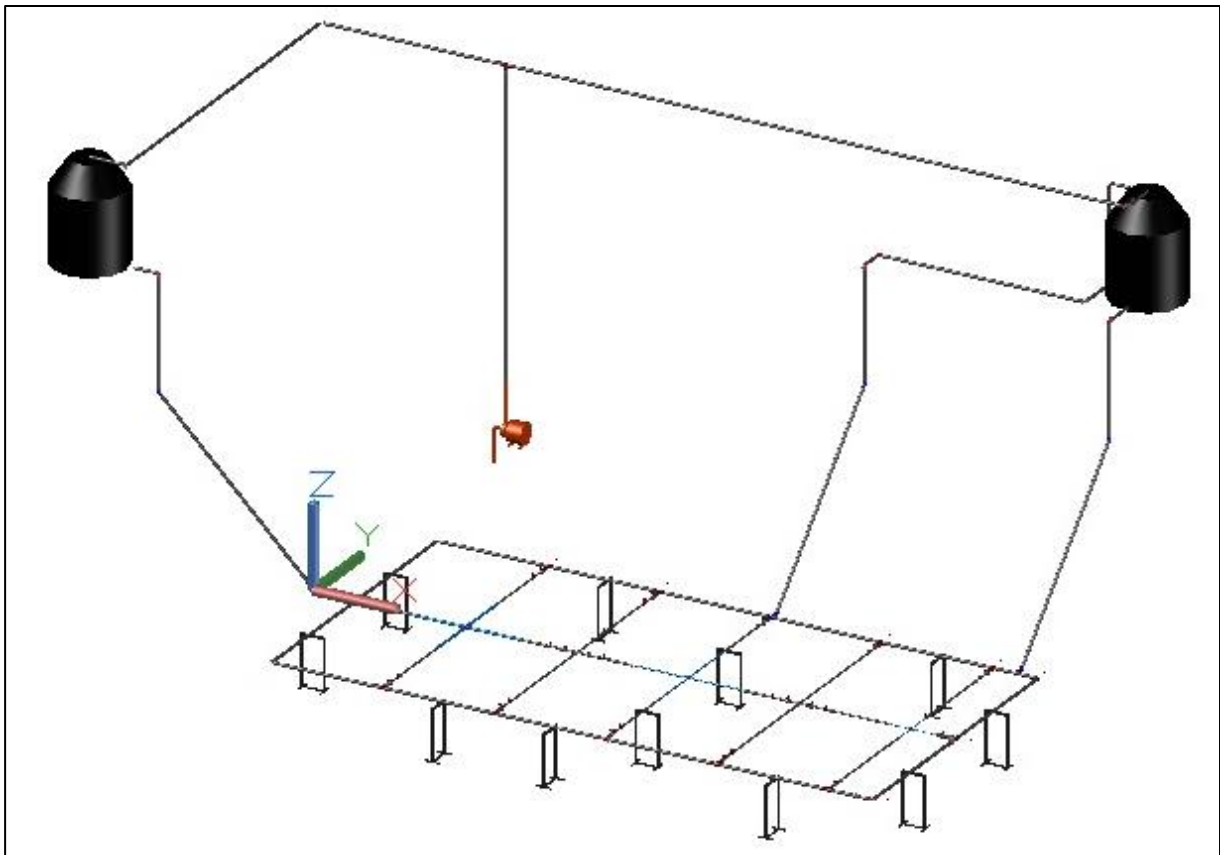


Figura 6. 7 Vista en tres dimensiones del modelo empleado

6.1 Descripción de las pruebas de laboratorio

Se pretende simular en una red del laboratorio de Hidráulica las condiciones de “mezcla” de flujos y “sin mezcla” en algunos cruces de tuberías. Para ello, es menester la aplicación de colorante en uno de los depósitos (deposito 1); así como la manipulación de las válvulas de 1” (pulgada) que se encuentran dentro de los circuitos de la red (Figura 6.4); mientras en el sistema circulaba agua fue posible visualizar el flujo en los tres cruces de acrílico correspondientes.

Al modificar la apertura de ciertas válvulas se logró que no existiera mezcla de flujos en algunos cruces; para el caso del cruce 1 (figura 6.8.). Se observa que no existe mezcla en el cruce, pues el flujo con colorante sigue una dirección en 90° al igual que el flujo que no contiene colorante, con esto se obtiene la condición de que no exista mezcla de flujos en el cruce.



Figura 6. 8 Cruce de acrílico 1, sin mezcla de flujos (colorante)

Para el cruce 2, también se manipuló una válvula, para generar la condición de que no exista una mezcla entre los diferentes flujos que convergen al nudo esto lo observamos en la figura 6.9.



Figura 6. 9 Cruce de acrílico 2, y sin mezcla de flujos (colorante)

En el cruce 3, no se manipularon válvulas y solo se observó una pequeña cantidad de colorante en uno de los tubos que forma parte del cruce, como se muestra en la figura 6.10. Así es como se modificó la red para crear condiciones de “sin mezcla” de flujos en los cruces de tuberías.



Figura 6. 10 Cruce de acrílico 3, con muy poca mezcla de flujos

Los dos depósitos de 450 L de capacidad; fueron alimentados con ayuda de una bomba centrífuga, que transporta agua desde el cárcamo. Las líneas de alimentación que van desde los depósitos hacia la red están provistas con válvulas de globo de 1 ½”, que permiten controlar la demanda de agua que ingresa al sistema de tuberías, esto al

estar a cierta apertura permiten modificar el gasto de entrada. Una vez fijada la apertura de las válvulas de 1" para que no exista mezcla de flujos, el primer paso en el experimento es manipular las válvulas de 1 ½" que se encuentran en las líneas de alimentación de la red (Figura 6.11), hasta cierto grado de apertura para generar diversas condiciones de flujo en la red y las cuales llamaremos escenarios de nuestro experimento.



Figura 6. 11 Válvulas de globo de 1 ½" en líneas de alimentación.

Ahora se procede a mantener un nivel constante en los depósitos de 450 L., para lo cual dichos depósitos cuentan con un pequeño vertedor (tubería) que permite enviar los excesos hacia el cárcamo de bombeo, la bomba centrífuga por supuesto está operando durante todo el periodo de tiempo que dura el experimento, en la Figura 6.12 se muestra el nivel de los tanques durante las pruebas del experimento.



Figura 6. 12 Nivel en los depósitos durante las pruebas de laboratorio (Izquierda depósito 1, derecha depósito 2).

El experimento consto de dos etapas, la primera es el análisis hidráulico, es decir la toma de presiones y gastos; la segunda etapa se refiere a la aplicación de cloro para observar el comportamiento de su difusión en la red de agua, con la característica de que no existe mezcla en algunos cruces.

Análisis hidráulico: Como se explicó anteriormente se debe mantener una carga constante en los depósitos, además de contar con cierta apertura en cada una de las válvulas, para asegurarnos que las variaciones de gasto y presiones sean lo más mínimas posibles, en la figura 6.13, se muestra un esquema de la red, así como la nomenclatura de las características más importantes.

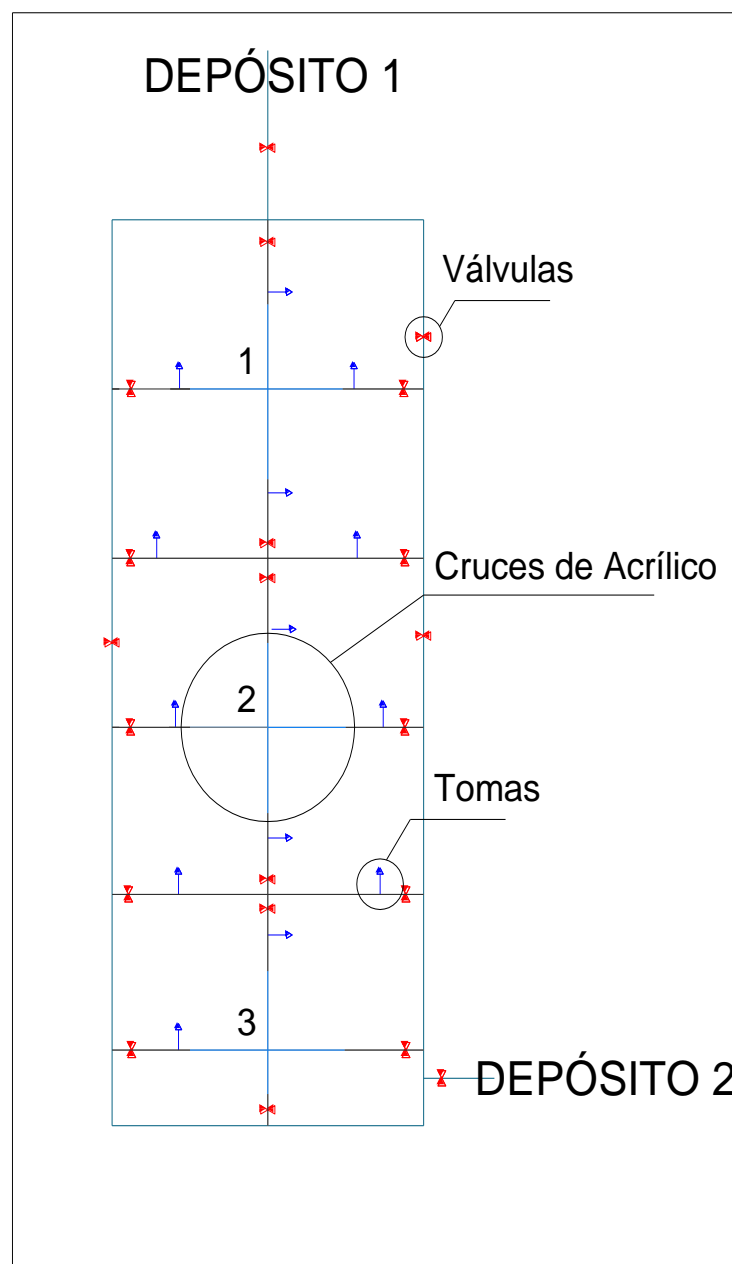


Figura 6. 13 Esquema general de la red utilizada en el experimento

En la red se cuenta con tomas piezométricas a lo largo de todas las tuberías que conforman la red, en total se cuenta con 66 puntos donde es posible tomar lectura de la presión mientras está operando el dispositivo físico de la red; en la figura 6.14, se tiene un esquema representativo de las tomas piezométricas.

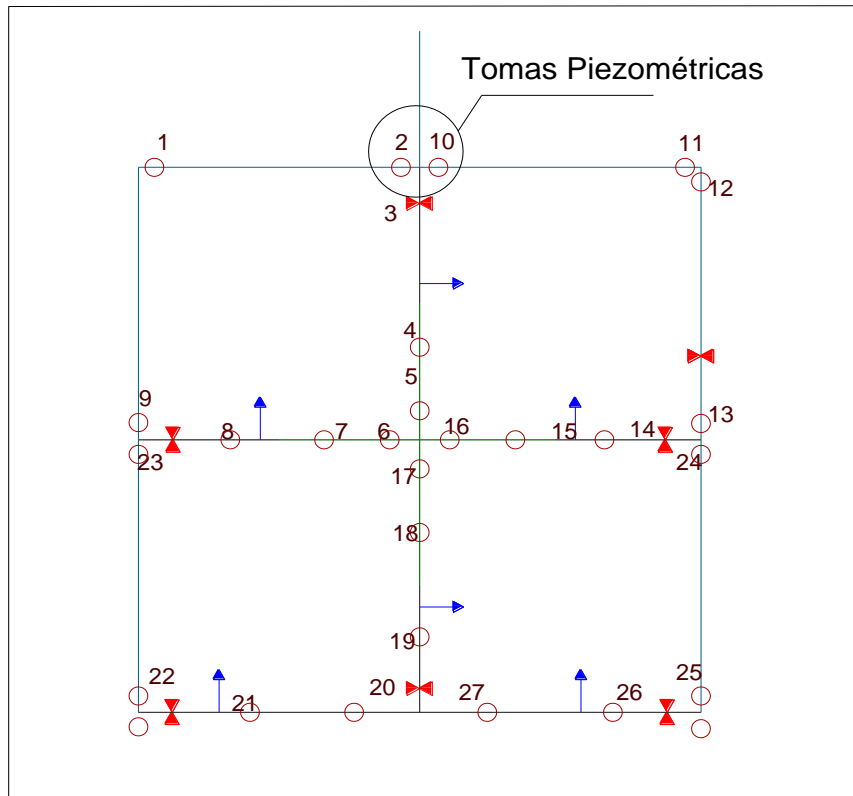


Figura 6. 14 Esquema de tomas piezométricas en la red utilizada.

Mientras la red se encontraba operando se tomó lectura en cada una de las tomas piezométricas, esto se realizó con la ayuda de un tubo piezométrico, tomando la lectura de la altura que alcanzaba el agua.

La siguiente actividad a realizar fue la determinación del gasto en cada una de las 14 salidas (tomas) que tiene la red, para esto se utilizó un recipiente con un volumen de 4.90 L., y un cronómetro que determinaba el tiempo en el cual se llenaba completamente el recipiente, este método es conocido comúnmente como método volumétrico, se eligió éste método por su rapidez y debido a que los gastos son pequeños por tratarse de tuberías no mayores a 2 pulgadas, además un medidor ultrasónico requiere de condiciones específicas para su funcionamiento, por ejemplo un diámetro mínimo de tubería.

Para realizar la medición de los gastos en el laboratorio se tomó la lectura tres veces en cada toma y al final se promedió el tiempo, dando así el gasto que salía por cada toma, en la figura 6.15 se muestra la forma de cómo se tomó el gasto en cada una de las tomas.



Figura 6. 15 Medición de gastos en cada toma

Además de obtener el volumen en cada una de las tomas, también se obtuvo el volumen de entrada en las líneas de alimentación, para esto se utilizó un recipiente de mayor capacidad, equivalente a 22.64 L, y un cambio de dirección del flujo, hacia otra salida (figura 6.16).



Figura 6. 16 Medición de gasto en líneas de alimentación

Análisis con Cloro: Para la ejecución de esta parte del experimento se llenaron los depósitos, posteriormente se agregó cloro en el depósito 1 (Figura 6.12), 18 mL (18 mililitros) de cloro con el objetivo de tener una concentración aproximada de 2 mg/L de cloro; en el depósito 2 se siguió el mismo procedimiento, pero aquí se agregó 9 mL de cloro, que da una concentración aproximada de 1 mg/L de cloro.

Una vez agregado el cloro, se mezcla bien y se deja reposar por al menos 5 minutos para que el cloro se mezcle de manera homogénea en todo el recipiente que lo contiene, se abren las válvulas para que los depósitos se vacíen y en la red exista mezcla de flujos con diferentes concentraciones, de cada una de las 14 salidas se toma una muestra, además se toma una muestra en cada uno de los recipientes, en total son 16 muestras para cada escenario.

Con las muestras hechas se procede a realizar el cálculo de la concentración que se obtuvo en cada salida con el siguiente procedimiento:

a) Tomar una muestra de cada una de las tomas y de los depósitos de 250 mL, posteriormente se agrega en un matraz. Figura 6.17.



Figura 6. 17 Matraz con muestra de 250 mL, para cada salida.

b) Se agrega ácido acético, 1.5 mL a la muestra que se encuentra en el matraz. Figura 6.18.

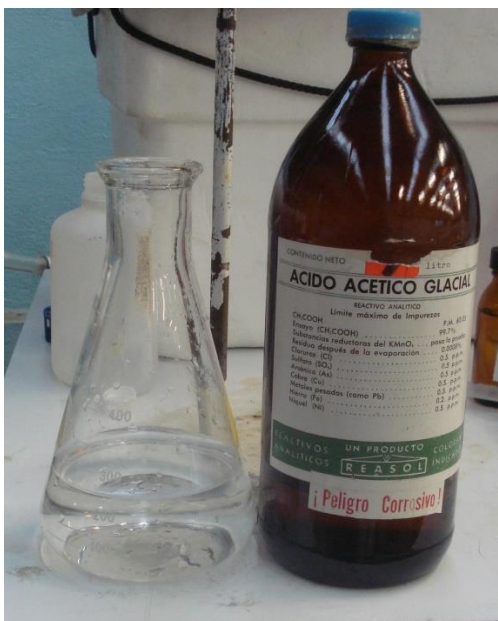


Figura 6. 18 Muestra con 1.5 mL de ácido acético.

c) Posteriormente se agregó aproximadamente 0.5 g de Yoduro de Potasio, esto hará cambiar de color la muestra (color amarillo) en caso de que tenga cierta cantidad de cloro disuelto. Figura 6.19.

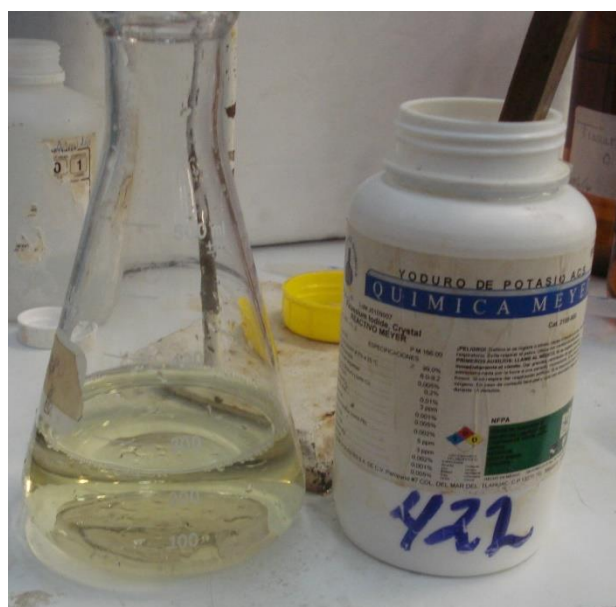


Figura 6. 19 Muestra con Yoduro de Potasio.

d) Se agregan 0.5 mL de almidón como indicador, para que modifique el color a otro tonalidad, en este caso color azul. Figura 6.20.

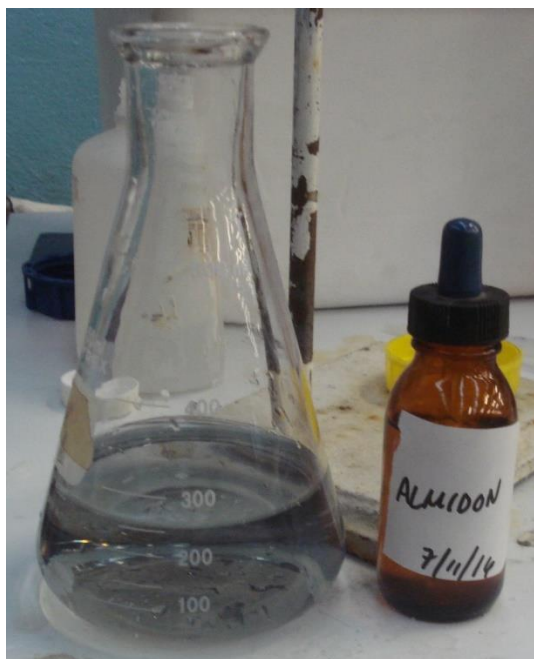


Figura 6. 20 Muestra con almidón, se nota una coloración azul.

e) Se titula la muestra con Tiosulfato de Sodio, hasta que la muestra sea nuevamente transparente, como al inicio. Figura 6.21.



Figura 6. 21 Muestra ya titulada, y con el tono transparente inicial.

Lo importante en esta prueba es determinar el volumen de tiosulfato de sodio que se utiliza para devolverle el tono transparente a la muestra, ya que es el que permite calcular la concentración de cloro con la siguiente ecuación:

$$mg / L_{de_Cl_2} = \frac{A * N * 35450}{mL_{demuestra}} \dots (6.1)$$

Donde:

A: Volumen de Tiosulfato de Sodio en mL.

N: Normalidad de Tiosulfato de Sodio (En este caso 0.025 N).

6.2 Resultados

Después de realizar las pruebas hidráulicas y químicas (donde se determinó la concentración de cloro en cada una de las tomas); se procedió a comparar los resultados de laboratorio, con los obtenidos a partir de la teoría que se refiere a la solución de redes cerradas y abiertas de tuberías (Fuentes y Sánchez, 1991).

Para iniciar esto es importante conocer las características de los elementos que constituyen la red, es decir las longitudes de cada tubería, los diámetros internos, el número de nodos que existen, la cantidad de salidas, etcétera, algunos de los datos más importantes de muestran en la tabla 6.1.

Tabla 6. 1 Datos de cada una de las tuberías que conforman la red del modelo físico

Tubería	Diámetro (mm)	Longitud (m)	Tubería	Diámetro (mm)	Longitud (m)
0	38	7.7	22	13	0.98
1	38	1.5	23	25	0.5
2	25	0.64	24	25	0.86
3	19	0.86	25	25	0.64
4	19	0.85	26	38	1.48
5	38	3	27	25	0.42
6	25	0.67	28	25	1.08
7	19	0.83	29	25	0.36
8	19	0.92	30	13	1.02
9	25	0.58	31	13	0.86
10	25	1.07	32	25	0.64
11	25	0.43	33	38	1.38
12	38	1.5	34	38	1.38
13	25	0.64	35	25	1.5
14	25	0.86	36	13	0.67
15	25	0.63	37	38	1.5
16	13	0.87	38	38	0.67
17	13	0.89	39	38	0.25
18	38	2.98	40	38	0.42
19	38	1.5	41	38	1.5
20	25	0.39	42	38	6.74
21	13	1.11			

Para tener una idea general de la red, la nomenclatura de cada tubería se muestra en la figura 6.22; este esquema contiene el número de cada tubería; así como también el número de toma.

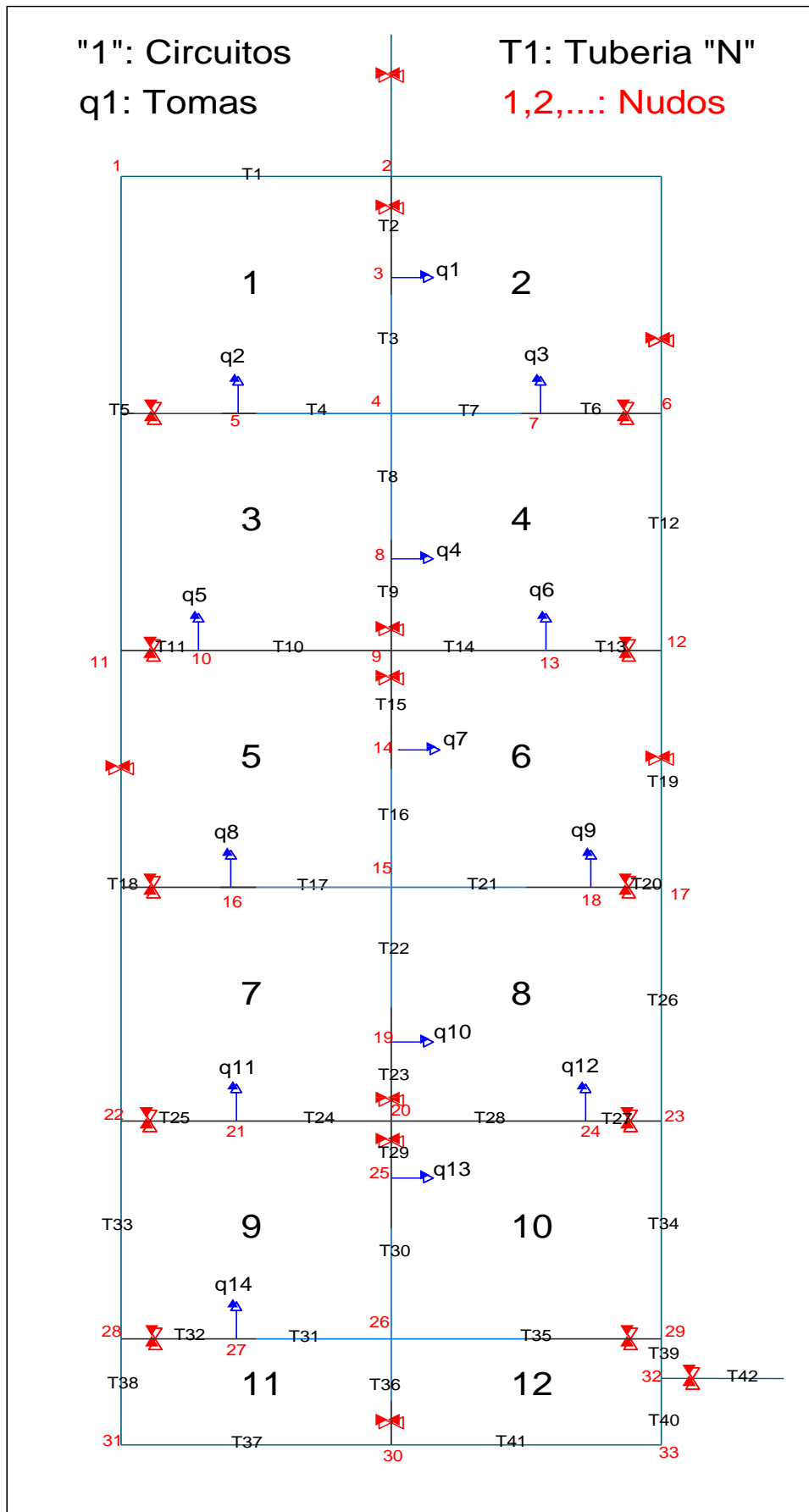


Figura 6. 22 Nomenclatura en elementos de la red utilizada en el experimento.

Durante el experimento se realizaron 4 escenarios distintos, la diferencia entre ellos fue el valor de los gastos de entrada a las líneas de alimentación. Las siguientes tablas contienen los resultados hidráulicos y químicos, obtenidos de las pruebas de laboratorio para el escenario 1 (Consultar **Anexo 1** y **2**, para ver todos los resultados obtenidos del laboratorio); en la Tabla 6.2 se muestran los valores obtenidos en las 66 tomas piezométricas para el escenario 1, y en la Tabla 6.3 se muestra el valor del tiempo demorado por cada toma para llenar un volumen de 4.90 L.

Tabla 6. 2 Valores obtenidos en cada una de las tomas piezométricas (Escenario 1).

TOMAS DE PRESIÓN			
Toma	Altura (cm)	Toma	Altura (cm)
1	69	34	59.8
2	71	35	60.5
3	50.5	36	50.2
4	50.5	37	51.2
5	49.4	38	58
6	44.8	39	48.1
7	41	40	47.8
8	43	41	47
9	62.3	42	47.9
10	77.2	43	48
11	77	44	50
12	76.8	45	50
13	50	46	57.2
14	46.6	47	59.6
15	48	48	50.3
16	49	49	52
17	48.5	50	50.7
18	48.6	51	50.8
19	48	52	51.2
20	48.7	53	48
21	51	54	57.2
22	58.5	55	59
23	60.9	56	59
24	50	57	50.8
25	50.6	58	54
26	49.3	59	60
27	50.2	60	59.5
28	47.7	61	58.8
29	48.2	62	59
30	48.1	63	55.6
31	34.6	64	60.5
32	28.2	65	59
33	23.7	66	59.8

Tabla 6. 3 Valores de tiempo obtenidos en cada toma (Escenario 1)

TABLA DE VALORES DE TIEMPO OBTENIDOS						
q1	TIEMPO (s)			q8	TIEMPO (s)	
	T1	17.1	T1		22.4	
	T2	17.2	T2		22.4	
	T3	16.7	T3		21.8	
q2	TIEMPO			q9	TIEMPO	
	T1	19.9	T1		17.5	
	T2	20.3	T2		17.5	
	T3	19.9	T3		17.4	
q3	TIEMPO			q10	TIEMPO	
	T1	15.7	T1		18.6	
	T2	16	T2		18.5	
	T3	15.9	T3		18.5	
q4	TIEMPO			q11	TIEMPO	
	T1	21.9	T1		17.9	
	T2	21.8	T2		17.9	
	T3	21.6	T3		18.2	
q5	TIEMPO			q12	TIEMPO	
	T1	19	T1		17.9	
	T2	20.1	T2		18.5	
	T3	19.5	T3		18.1	
q6	TIEMPO			q13	TIEMPO	
	T1	17.6	T1		17.2	
	T2	17.7	T2		17.3	
	T3	17.5	T3		17.6	
q7	TIEMPO			q14	TIEMPO	
	T1	22.5	T1		18	
	T2	23.1	T2		17.7	
	T3	22.6	T3		17.6	
QE1	TIEMPO			QE2	TIEMPO	
	T1	12.3	T1		12.2	
	T2	12.4	T2		12	
	T3	12.3	T3		12.2	
	T4	12.1	T4		11.9	
	T5	12.1	T5		12.3	

Este procedimiento se repitió para los cuatro escenarios, es importante mencionar que cada escenario se repitió dos veces para verificar el mismo comportamiento hidráulico; la diferencia entre los gastos de alimentación a la red y los de las salidas (tomadas) fue en promedio menor del 5% para cada escenario, finalmente con los valores de tiempo

de la tabla 6.3 y el volumen de 4.90 L, se obtuvo el valor de los gastos en cada toma “q_n”, que se muestran en la tabla 6.4.

Tabla 6. 4 Valor del gasto en las tomas (Escenario 1)

Gastos Obtenidos en las Salidas:		
q1=	0.289	L/s
q2=	0.245	L/s
q3=	0.309	L/s
q4=	0.226	L/s
q5=	0.251	L/s
q6=	0.279	L/s
q7=	0.216	L/s
q8=	0.221	L/s
q9=	0.281	L/s
q10=	0.265	L/s
q11=	0.273	L/s
q12=	0.270	L/s
q13=	0.283	L/s
q14=	0.276	L/s
Qtotal=	3.684	L/s

El siguiente paso fue calcular los caudales en las entradas, ahora con un volumen de 22.64 L; en la tabla 6.5, se muestra el valor de los gastos de entrada al sistema, la diferencia entre los valores de entrada y salida es menor del 4%, por lo que podemos confiar en los valores obtenidos de laboratorio.

Tabla 6. 5 Valor de gastos de entrada al sistema (Escenario 1)

Gasto en las Entradas		
QE2=	1.868	L/s
QE1=	1.850	L/s
QT=	3.719	L/s

Realizada la etapa hidráulica en los cuatro escenarios, se procedió a realizar el análisis con cloro, llenado los depósitos con concentraciones de cloro aproximadamente igual a 2 mg/ L en el deposito 1 y de casi 1 mg/ L en el deposito 2; en la tabla 6.6, se muestran los valores del volumen de Tiosulfato de sodio, que se obtuvo en el escenario 1, para cada una de las salidas “q_n”, este procedimiento se practicó en los escenarios

restantes, la siguiente tabla es una muestra de los datos que se obtuvieron en la ejecución del experimento.

Tabla 6. 6 Volumen de tiosulfato de sodio obtenido de las muestras para el escenario 1.

MUESTRA	mL de Tiosulfato	Volumen promedio	MUESTRA	mL de Tiosulfato	Volumen promedio
1	0.65	0.625	9	0.3	0.3
	0.6			0.3	
2	0.6	0.625	10	0.55	0.535
	0.65			0.52	
3	0.3	0.325	11	0.52	0.535
	0.35			0.55	
4	0.45	0.425	12	0.35	0.35
	0.4			0.35	
5	0.5	0.5	13	0.35	0.35
	0.5			0.35	
6	0.3	0.2775	14	0.3	0.3
	0.255			0.3	
7	0.55	0.55	E1	0.65	0.625
	0.55			0.6	
8	0.4	0.4025	E2	0.3	0.325
	0.405			0.35	

6.3 Análisis de resultados

Se calcularon los caudales en las tuberías y las cargas de presión en determinados sitios de la red con el método de Fuentes y Sánchez (1991) que da solución tanto a redes cerradas, como abiertas. Para lo cual se utiliza la nomenclatura de la figura 6.22, este método da el valor de gasto que circula en cada una de las tuberías que componen la red, así como los valores de altura “ h_n ” de cada uno de los nudos que se ha representado.

Es importante aclarar que al operar algunas válvulas de 1 pulgada, que se encuentran dentro de la red, 3 de estas estuvieron completamente cerradas, para lo que se modificó ligeramente la red con fines de facilitar el cálculo y esto se muestra en la figura 6.23. La modificación no altero el resultado final, ya que no existía flujo en esas tuberías. La modificación se realizó con el propósito de facilitar los cálculos, ya que se una hoja de cálculo del programa Excel.

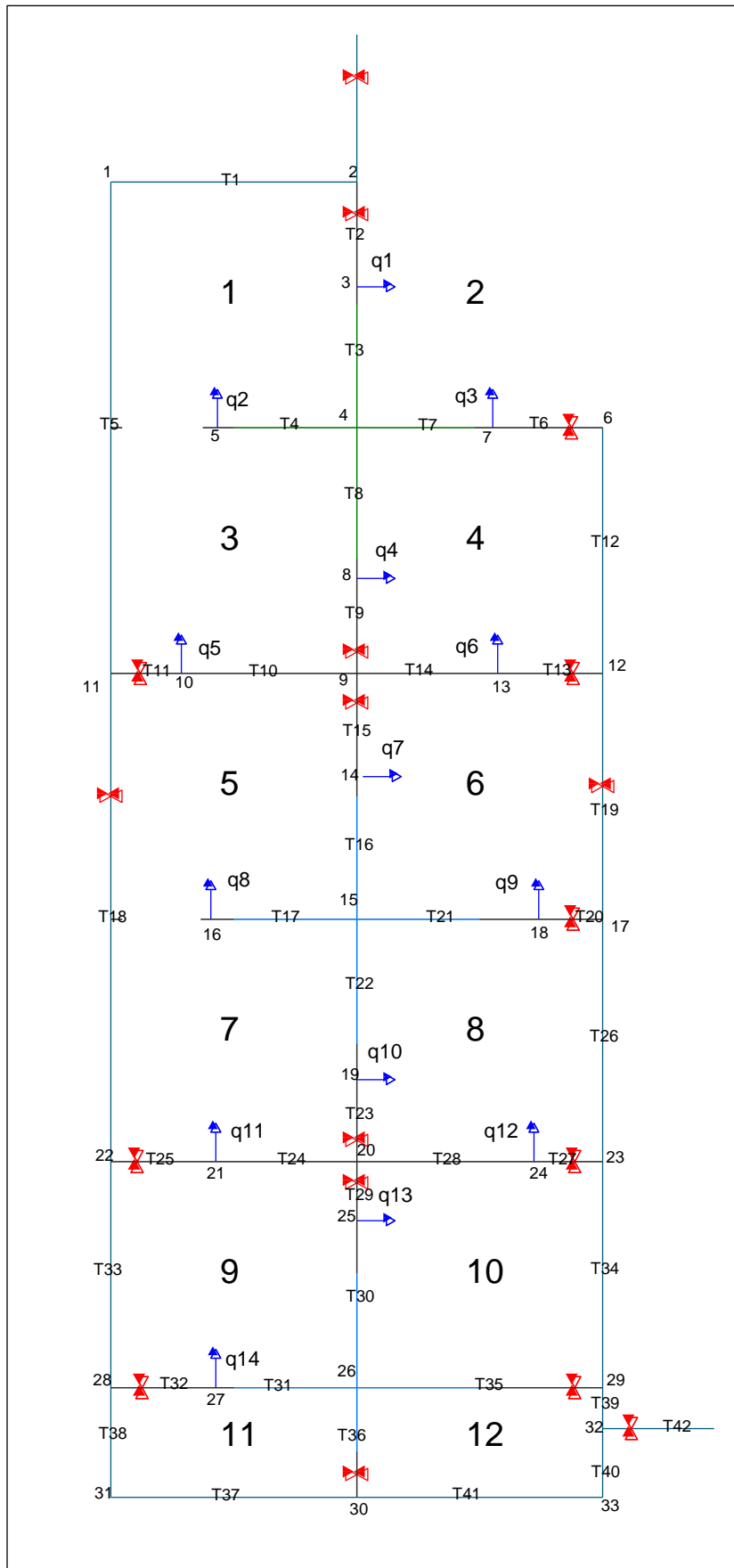


Figura 6. 23 Modificación de la red para el cálculo de gastos y presiones con el método de Sánchez y Fuentes (1991).

Con la modificación resultaron finalmente 42 tuberías y 33 nudos, a los cuales se les aplico el método de solución de redes, que toma en cuenta el tiempo para la solución del problema.

El método inicia suponiendo la dirección del flujo en cada una de las tuberías, posteriormente se plantea la ecuación de continuidad en cada uno de los nudos, lo que entra al nudo se considera positivo y lo que sale se considera negativo, como siempre está en equilibrio el nudo, la suma de los gastos es igual a cero esto se expresa como $\Sigma Q=0$.

En la figura 6.24 se muestra un esquema de la supuesta dirección de los flujos que convergen a un nudo del sistema.

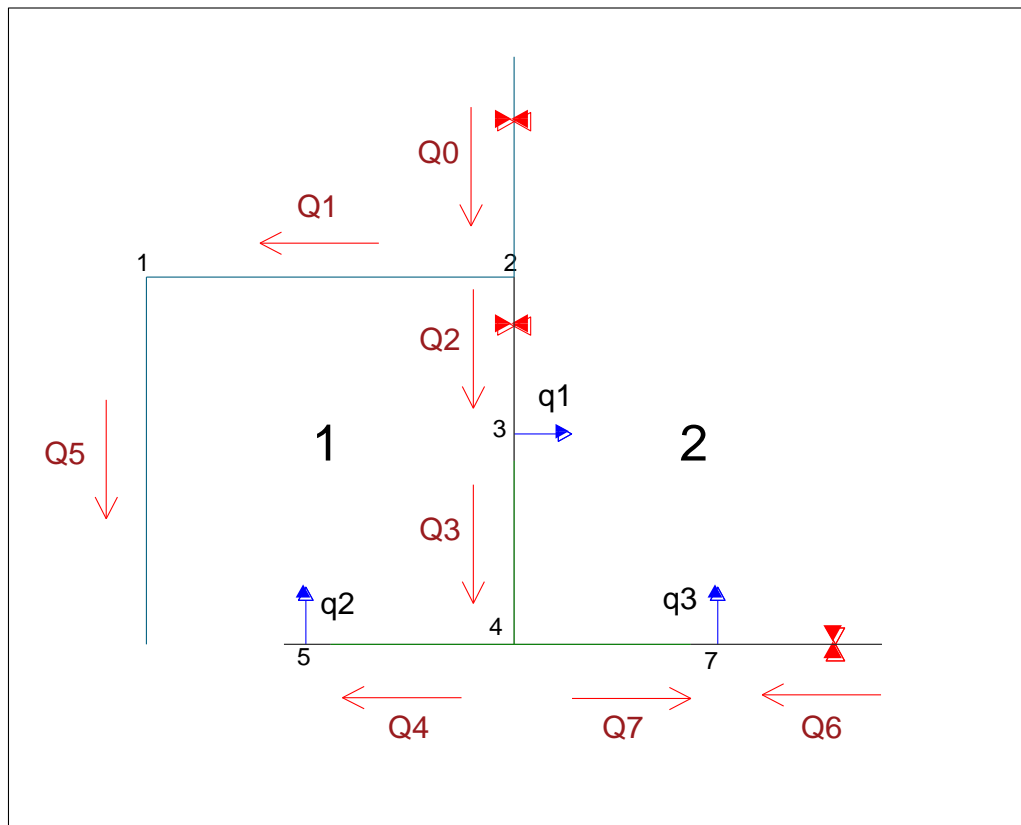


Figura 6. 24 Dirección de flujos propuesta para el planteamiento de la ecuación de continuidad por nudo

Una vez propuesta la dirección del flujo y planteada la ecuación de continuidad en cada nudo, por ejemplo, en el nudo 3 tenemos:

$$Q_2 - Q_3 - q_1 = 0$$

Ahora del método (Fuentes y Sánchez, 1991) se tiene que $Q^{k+1} = \alpha^K (h_S^{k+1} + h_S^{k+1}) + \gamma^{k-1}$, sustituimos este valor en cada uno de los gastos, tomando en cuenta la dirección del flujo y los nudos que intervienen:

$$\alpha_2 (h_2^{k+1} + h_3^{k+1}) + \gamma_2^{k-1} - \alpha_3 (h_3^{k+1} + h_4^{k+1}) + \gamma_3^{k-1} - q_1 = 0$$

Simplificando se tiene:

$$h_2^{k+1} (\alpha_2) + h_3^{k+1} (-\alpha_2 - \alpha_3) + h_4^{k+1} (\alpha_3) = q_1 - \gamma_2^{k-1} - \gamma_3^{k-1}$$

Esto se plantea en todos los nudos, el lado izquierdo de todas las ecuaciones nos genera la matriz de coeficientes α , y el lado derecho es el vector de gastos; las incógnitas son los valores de las presiones en cada nudo “ h_n ”.

Una imagen de la hoja de cálculo de Excel se muestra en la figura 6.25, donde se muestra la primera iteración del método, ahí observamos el cálculo de los valores de α y γ . Los valores iniciales de gasto se proponen, el método calcula las alturas “ h_n ” y con esto se vuelven a calcular los gastos, se realizan iteraciones hasta que convergen los valores de gasto y presiones.

MÉTODO DESARROLLADO POR EL INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM											
CÁLCULO DE LAS C's											
C0	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11
187644	31274	108265	573774	567102	62548	113340	553758	613804	98116	181006	72741
ITERACION 1											
Gastos iniciales:											
Q0	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8	Q9	Q10	Q11
0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
Cálculo de Alfas											
α_0	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	α_8	α_9	α_{10}	α_{11}
0.00265	0.01589	0.00461	0.00087	0.00088	0.00795	0.00440	0.00090	0.00081	0.00509	0.00276	0.00686
γ_0	γ_1	γ_2	γ_3	γ_4	γ_5	γ_6	γ_7	γ_8	γ_9	γ_{10}	γ_{11}
-0.0028303	0.00123113	0.00109017	0.00016729	0.00075463	0.00652865	0.00016809	0.00016729	-0.00037537	0.00016809	0.00016809	0.00016809
Sistema de Ecuaciones											
	h_1	h_2	h_3	h_4	h_5	h_6	h_7	h_8	h_9	h_{10}	h_{11}
1	-0.02384	0.01589	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00795
2	0.01589	-0.02315	0.00461	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0.00461	-0.00548	0.00087	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0.00087	-0.00347	0.00088	0	0.00090	0.00081	0	0	0
5	0	0	0	0.00088	-0.00088	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	-0.02030	0.00440	0	0	0	0
7	0	0	0	0.00090	0	0.00440	-0.00531	0	0	0	0

Figura 6. 25 Hoja de cálculo con primera iteración del método Fuentes y Sánchez (1991).

Después de realizar 16 iteraciones para los valores del escenario 1, el método convergió y a continuación se muestra la iteración final resultante.

ITERACION 16											
Gastos iniciales:											
Q0	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8	Q9	Q10	Q11
0.00210	0.00130	0.00080	0.00051	0.00025	0.00130	-0.00018	0.00013	-0.00014	0.00009	0.00047	0.00072
Cálculo de Alfas											
α_0	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	α_8	α_9	α_{10}	α_{11}
0.00131	0.01142	0.00530	0.00150	0.00264	0.00571	0.01528	0.00434	0.00374	0.02912	0.00475	0.00854
γ_0	γ_1	γ_2	γ_3	γ_4	γ_5	γ_6	γ_7	γ_8	γ_9	γ_{10}	γ_{11}
0.00105633	0.00065265	0.00039812	0.00025551	0.00011902	0.00064396	-9.6311E-05	3.2658E-06	-6.5173E-05	4.4309E-05	0.0002362	0.00036195
Sistema de Ecuaciones											
	h_1	h_2	h_3	h_4	h_5	h_6	h_7	h_8	h_9	h_{10}	h_{11}
1	-0.01713	0.01142	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00571
2	0.01142	-0.01803	0.00530	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0.00530	-0.00680	0.00150	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0.00150	-0.01222	0.00264	0	0.00434	0.00374	0	0	0
5	0	0	0	0.00264	-0.00264	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	-0.06380	0.01528	0	0	0	0
7	0	0	0	0.00434	0	0.01528	-0.01962	0	0	0	0

Figura 6. 26 Iteración final del método, los gastos cumplen continuidad y las presiones son iguales a la iteración anterior.

Comparando los resultados teóricos obtenidos con algunas tomas piezométricas que están cercanos a los nudos, es posible corroborar que son similares ambos valores tanto en el método de Fuentes y Sánchez (1991) como el de los valores obtenidos en laboratorio, en la tablas 6.7 a 6.10, se muestra la comparación de cada uno de los nudos con la toma más cercana, los puntos que cuentan con un asterisco significan que la toma no estaba tan cercana, pero es un valor representativo, que nos da una idea de la presión que existía en ese punto.

En todos los escenarios se realizó la comparación de las cargas obtenidas con el método y los valores obtenidos en el laboratorio; ambos valores resultan ser similares, lo cual muestra que es muy confiable el método, además es importante mencionar que no tomamos en cuenta las pérdidas por accesorios en el cálculo de las presiones, por lo que esto ya es razón para que exista una diferencia relativamente considerable.

Tabla 6. 7 Tabla comparativa de las presiones obtenidas en el laboratorio contra el método Fuentes y Sánchez (1991), en escenario 1.

Nudo	Fuentes (1991)	Tomas	dif (%)	
h₁	0.75	0.69	7.9	
h₂	0.81	0.71	11.9	
h₃	0.73	0.505	30.8	*
h₄	0.56	0.494	11.9	*
h₅	0.51	0.43	16.2	*
h₆	0.54	0.5	7.0	
h₇	0.53	0.466	12.4	*
h₈	0.54	0.48	11.4	
h₉	0.54	0.502	7.6	*
h₁₀	0.59	0.51	13.9	*
h₁₁	0.63	0.585	7.7	
h₁₂	0.54	0.506	6.2	
h₁₃	0.53	0.493	7.5	*
h₁₄	0.53	0.477	10.0	*
h₁₅	0.49	0.481	1.8	*
h₁₆	0.25	0.282	-15.0	*
h₁₇	0.55	0.512	6.2	
h₁₈	0.53	0.481	10.1	*
h₁₉	0.53	0.48	8.7	
h₂₀	0.54	0.512	4.9	*
h₂₁	0.56	0.5	10.8	*
h₂₂	0.61	0.59	2.8	
h₂₃	0.57	0.52	8.1	
h₂₄	0.55	0.507	7.5	
h₂₅	0.54	0.48	10.3	*
h₂₆	0.61	-	-	
h₂₇	0.60	0.572	4.3	*
h₂₈	0.61	0.59	2.8	
h₂₉	0.61	0.556	8.8	
h₃₀	0.61	0.6	2.1	
h₃₁	0.61	0.595	2.3	
h₃₂	0.62	0.605	2.2	
h₃₃	0.62	0.59	4.8	

Tabla 6. 8 Tabla comparativa de las presiones obtenidas en el laboratorio contra el método Fuentes y Sánchez (1991), en escenario 2.

Nudo	Fuentes (1991)	Tomas	dif (%)	
h₁	1.09	1.045	4.6	
h₂	1.20	1.1	8.5	
h₃	1.09	0.71	34.6	*
h₄	0.81	0.675	16.3	*
h₅	0.76	0.59	22.3	*
h₆	0.74	0.682	7.6	
h₇	0.74	0.65	11.8	*
h₈	0.77	0.673	12.6	
h₉	0.77	0.69	10.4	*
h₁₀	0.83	0.701	15.5	*
h₁₁	0.88	0.8	9.1	
h₁₂	0.74	0.683	7.5	
h₁₃	0.74	0.677	7.9	*
h₁₄	0.76	0.66	12.7	*
h₁₅	0.70	0.645	7.4	*
h₁₆	0.48	0.393	18.6	*
h₁₇	0.74	0.682	7.9	
h₁₈	0.73	0.65	11.0	*
h₁₉	0.71	0.665	6.7	
h₂₀	0.72	0.693	4.4	*
h₂₁	0.75	0.682	9.3	*
h₂₂	0.80	0.794	1.0	
h₂₃	0.75	-	-	
h₂₄	0.73	0.682	7.0	
h₂₅	0.72	0.686	4.8	*
h₂₆	0.78	-	-	
h₂₇	0.78	0.755	3.5	*
h₂₈	0.80	0.793	0.3	
h₂₉	0.79	0.715	9.1	
h₃₀	0.79	0.793	0.1	
h₃₁	0.79	0.793	0.2	
h₃₂	0.79	0.784	1.2	
h₃₃	0.80	0.784	1.5	

Tabla 6. 9 Tabla comparativa de las presiones obtenidas en el laboratorio contra el método Fuentes y Sánchez (1991), en escenario 3.

Nudo	Fuentes (1991)	Tomas	dif (%)	
h₁	0.78	0.768	1.7	
h₂	0.82	0.778	5.0	
h₃	0.75	0.623	17.3	*
h₄	0.63	0.61	2.9	*
h₅	0.58	0.545	6.6	*
h₆	0.62	0.64	-2.9	
h₇	0.61	0.595	3.0	*
h₈	0.61	0.6	2.1	
h₉	0.62	0.638	-3.6	*
h₁₀	0.66	0.618	6.7	*
h₁₁	0.70	0.695	1.3	
h₁₂	0.62	0.654	-4.7	
h₁₃	0.61	0.621	-1.3	*
h₁₄	0.60	0.58	3.7	*
h₁₅	0.57	0.578	-1.6	*
h₁₆	0.31	0.358	-15.4	*
h₁₇	0.64	0.635	0.0	
h₁₈	0.62	0.593	4.8	*
h₁₉	0.61	0.586	4.2	
h₂₀	0.63	0.625	0.2	*
h₂₁	0.65	0.62	4.2	*
h₂₂	0.70	0.703	-1.1	
h₂₃	0.66	-	-	
h₂₄	0.64	0.62	3.1	
h₂₅	0.62	0.613	1.5	*
h₂₆	0.71	-	-	
h₂₇	0.69	0.685	0.8	*
h₂₈	0.70	0.7	-0.1	
h₂₉	0.72	0.7	3.1	
h₃₀	0.72	0.76	-5.9	
h₃₁	0.71	0.75	-6.3	
h₃₂	0.74	0.76	-3.4	
h₃₃	0.73	0.73	0.5	

Tabla 6. 10 Tabla comparativa de las presiones obtenidas en el laboratorio contra el método Fuentes y Sánchez (1991), en escenario 4.

Nudo	Fuentes (1991)	Tomas	dif (%)	
h₁	0.57	0.555	1.9	
h₂	0.60	0.562	5.6	
h₃	0.54	0.435	20.1	*
h₄	0.45	0.426	4.5	*
h₅	0.40	0.36	10.8	*
h₆	0.44	0.42	4.9	
h₇	0.44	0.394	9.5	*
h₈	0.44	0.409	6.3	
h₉	0.44	0.428	2.4	*
h₁₀	0.47	0.431	9.0	*
h₁₁	0.50	0.485	3.9	
h₁₂	0.44	0.425	4.1	
h₁₃	0.44	0.415	4.7	*
h₁₄	0.43	0.402	6.5	*
h₁₅	0.41	0.398	2.0	*
h₁₆	0.23	0.212	7.0	*
h₁₇	0.45	0.43	4.6	
h₁₈	0.44	0.4	9.6	*
h₁₉	0.44	0.412	5.3	
h₂₀	0.45	0.435	2.4	*
h₂₁	0.46	0.435	6.2	*
h₂₂	0.50	0.49	1.2	
h₂₃	0.47	-	-	
h₂₄	0.45	0.42	7.5	
h₂₅	0.44	0.435	1.7	*
h₂₆	0.50	-	-	
h₂₇	0.49	0.48	2.2	*
h₂₈	0.50	0.488	2.0	
h₂₉	0.51	0.47	7.9	
h₃₀	0.51	0.5	1.7	
h₃₁	0.50	0.5	0.3	
h₃₂	0.52	0.508	2.2	
h₃₃	0.52	0.492	5.2	

La diferencia mayor se encontró en los puntos donde las tomas no coincidían con un punto cercano en la toma, que era como se esperaba. También se compararon los resultados con los obtenidos en EPANET 2.0 (Tabla 6.11).

Tabla 6. 11 Comparación del Método Fuentes y Sánchez y el Software EPANET 2.0.

Nudo	Fuentes (1991)	Epanet 2.0
h1	0.75	0.74
h2	0.81	0.79
h3	0.73	0.71
h4	0.56	0.54
h5	0.51	0.49
h6	0.54	0.54
h7	0.53	0.54
h8	0.54	0.52
h9	0.54	0.52
h10	0.59	0.58
h11	0.63	0.62
h12	0.54	0.54
h13	0.53	0.52
h14	0.53	0.51
h15	0.49	0.48
h16	0.25	0.23
h17	0.55	0.54
h18	0.53	0.53
h19	0.53	0.52
h20	0.54	0.53
h21	0.56	0.55
h22	0.61	0.6
h23	0.57	0.56
h24	0.55	0.54
h25	0.54	0.53
h26	0.61	0.6
h27	0.60	0.59
h28	0.61	0.6
h29	0.61	0.6
h30	0.61	0.6
h31	0.61	0.6
h32	0.62	0.61
h33	0.62	0.61

Podemos observar que los resultados obtenidos al aplicar el Método de Fuentes y Sánchez (1991), para la solución de la red, es prácticamente idéntica a la que genera el software EPANET 2.0, en la figura 6.27, se muestra una imagen de la red en el programa EPANET 2.0.

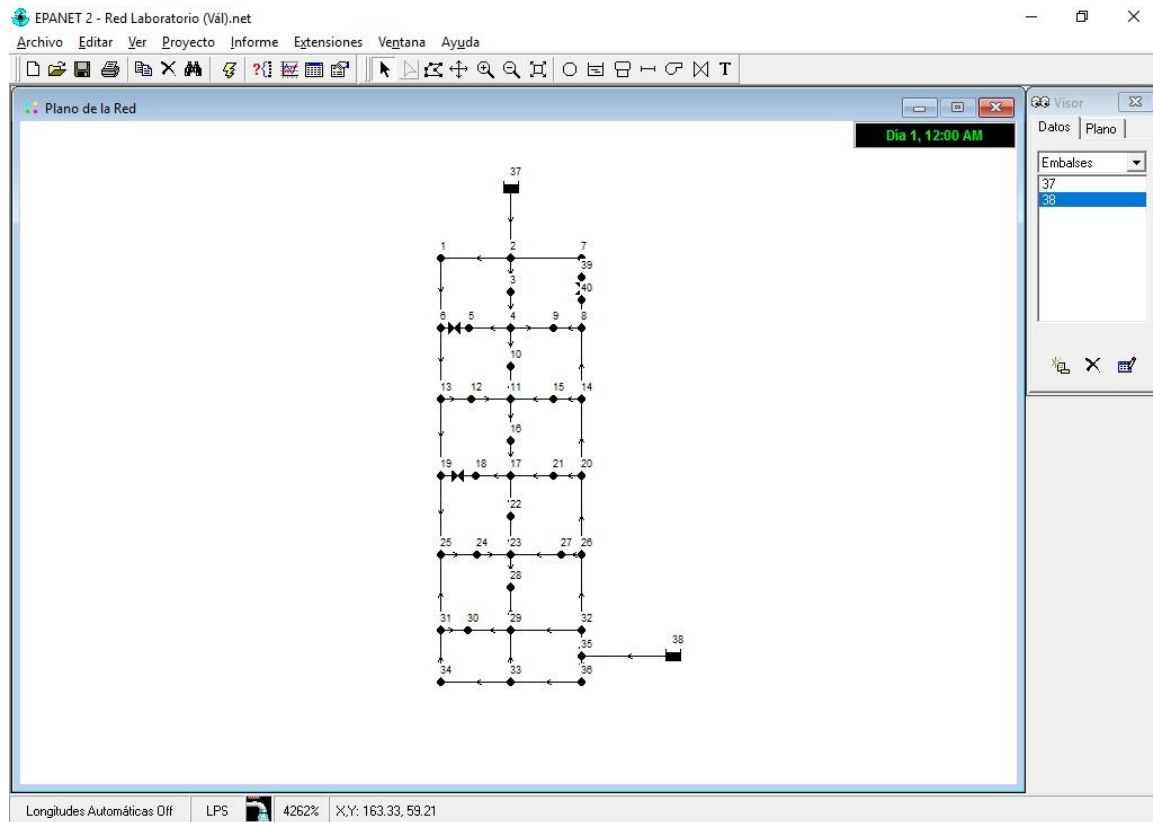


Figura 6. 27 Solución de la red en el programa EPANET 2.0.

Finalmente en la tabla 6.12, se observan los diferentes escenarios que se tomaron en cuenta para el experimento. Se observó que los gastos de entrada existían algunas diferencias entre lo observado y lo teórico.

Tabla 6. 12 Valores teóricos contra valores obtenidos en Laboratorio.

ESCENARIO	Datos de Laboratorio		Valores Teóricos		Diferencia entre Gastos (%)	
	QE1	QE2	QE1	QE2	Δ QE1	Δ QE2
1	1.85	1.868	2.100	1.584	13.5	-15.2
2	2.918	0.92	2.878	0.984	-1.4	7.0
3	1.343	2.627	1.763	2.127	31.3	-19.0
4	1.366	1.919	1.538	1.674	12.6	-12.8

El escenario 3 es el que tiene valores de lectura más alejados con respecto a lo que se obtiene con la teoría. Es importante mencionar, que la diferencia se debe a que en la

teoría no se tomaron en cuenta las piezas especiales que se requieren para que el modelo funcione correctamente; es decir, no se tomó en cuenta las pérdidas localizadas, así como las variaciones de flujo que se obtienen durante el desarrollo del experimento, y además es importante aclarar que las mangueras de las tomas generaban succión a la red, por lo cual no trabajaban a presión atmosférica totalmente. La solución teórica del escenario 2 difiere de los demás, porque existe un cambio de dirección en algunos de los flujos; estos flujos corresponden a los gastos (y también tuberías) con subíndices 33, 37, 38, 40 y 41; comparando con las tomas piezométricas obtenidas para este escenario, indican un sentido de flujo igual al de la teoría. Esto se representa mejor en la figura 6.28.

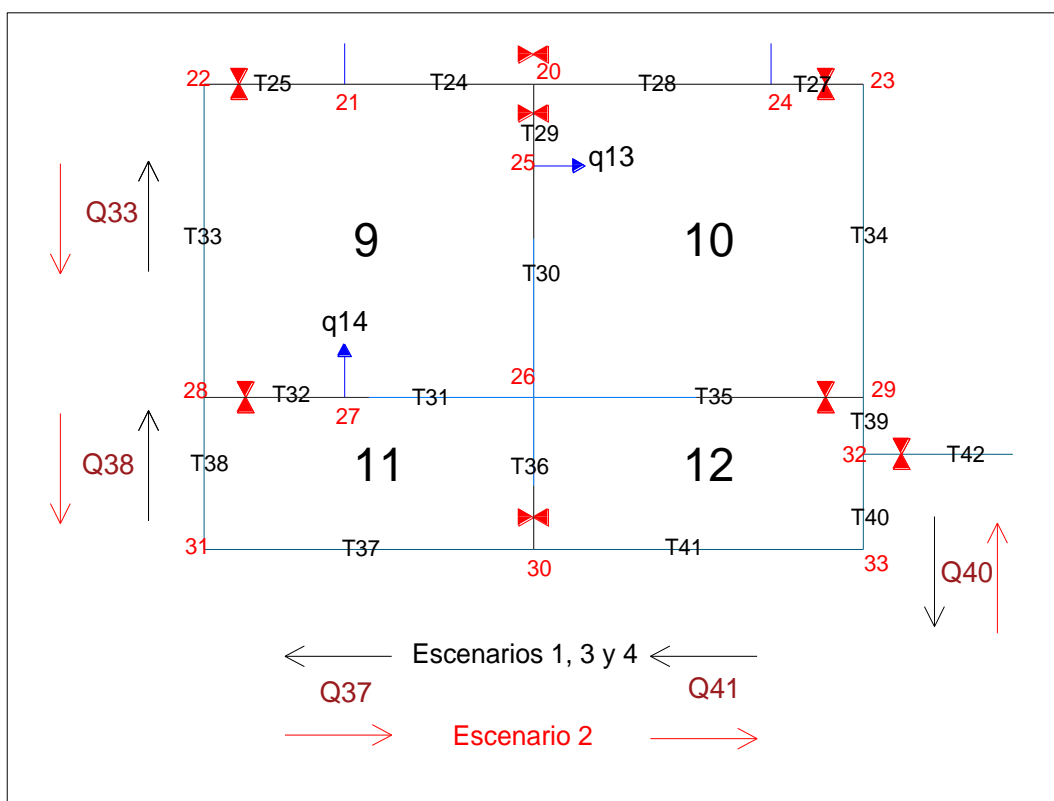


Figura 6. 28 Cambio de dirección de los flujos en el escenario 2.

Los escenarios 1, 3 y 4 permanecieron con la misma tendencia, al parecer la reducción drástica del gasto de alimentación desde depósito 2, provocó este cambio de dirección, sin embargo hay una diferencia considerable entre los gastos de entrada al sistema teóricos y obtenidos en el laboratorio.

El escenario 2 nos muestra un cambio en la dirección de los flujos, que es parte de lo que se quería demostrar, la variación de las demandas en el transcurso del día puede modificar la dirección de los flujos.

6.4 Análisis de calidad (cloro)

En cuanto al análisis de cloro en la red, como se había mencionado el deposito 1 se le agregó 18 mL de Hipoclorito de Sodio, y en el deposito 2 se agregó 9 mL de la misma sustancia, con la intención de observar el comportamiento de mezcla de flujos con diferente concentración de cloro dentro de una red. Después de analizar el comportamiento hidráulico y verificar los resultados; procedemos a observar el comportamiento de la mezcla de flujos con diferentes concentraciones en el modelo de la red del laboratorio.

Se inicia por calcular la concentración de cloro en los depósitos y en las tomas, un ejemplo de esto se muestra en la tabla 6.13.

El proceso se repitió para el escenario 2 y 3. La fórmula utilizada para el cálculo de concentración de cloro se muestra a continuación:

$$Cl_2 = \frac{A * N * 35450}{c}$$

A: Volumen de Tiosulfato de Sodio

N: Normalidad del Tiosulfato (N=0.025)

c: mL de la muestra

Tabla 6. 13 Concentración de cloro en las tomas y depósitos del escenario 1

MUESTRA	Volumen	Concentración mg/L	MUESTRA	Volumen	Concentración mg/L
1	0.625	2.22	9	0.3	1.06
2	0.625	2.22	10	0.535	1.90
3	0.325	1.15	11	0.535	1.90
4	0.425	1.51	12	0.35	1.24
5	0.5	1.77	13	0.35	1.24
6	0.2775	0.98	14	0.3	1.06
7	0.55	1.95	E1	0.625	2.22
8	0.4025	1.43	E2	0.325	1.15

El volumen de la muestra fue de 250 mL; en la tabla 6.14. Se observan las concentraciones obtenidas para el escenario 1, 2 y 3.

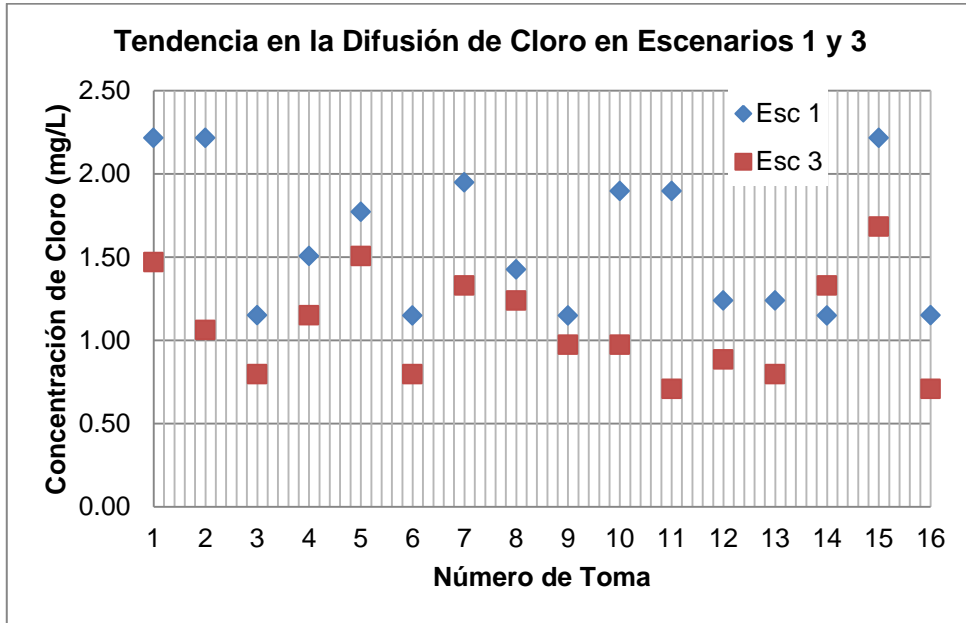
Tabla 6. 14 Resultados de Concentración de cloro (mg/L) en las tomas del experimento

ESCENARIOS			
TOMA	1	2	3
1	2.22	1.86	1.47
2	2.22	1.77	1.06
3	1.15	1.06	0.80
4	1.51	1.79	1.15
5	1.77	1.77	1.51
6	1.15	1.28	0.80
7	1.95	1.63	1.33
8	1.43	1.60	1.24
9	1.15	1.06	0.97
10	1.90	1.95	0.97
11	1.90	1.86	0.71
12	1.24	1.24	0.89
13	1.24	1.42	0.80
14	1.15	1.60	1.33
15 (E1)	2.22	2.13	1.68
16 (E2)	1.15	1.06	0.71

En la tabla 6.14, se muestran los resultados de las concentraciones obtenidas en cada uno de los escenarios del experimento, se utiliza la simbología antes descrita (Figura 6.22), en donde las tomas van del número 1 al 14, en este caso el número 15 indica la concentración inicial en el deposito 1, y el número 16 indica la concentración inicial en el deposito 2.

Ahora del análisis hidráulico se obtuvo que los escenarios 1 y 3 son similares en cuanto a la dirección que los gastos toman dentro del circuito, entonces se podría comparar la tendencia de cómo se difunde el cloro en estos 2 escenarios, y esto se muestra en la siguiente gráfica.

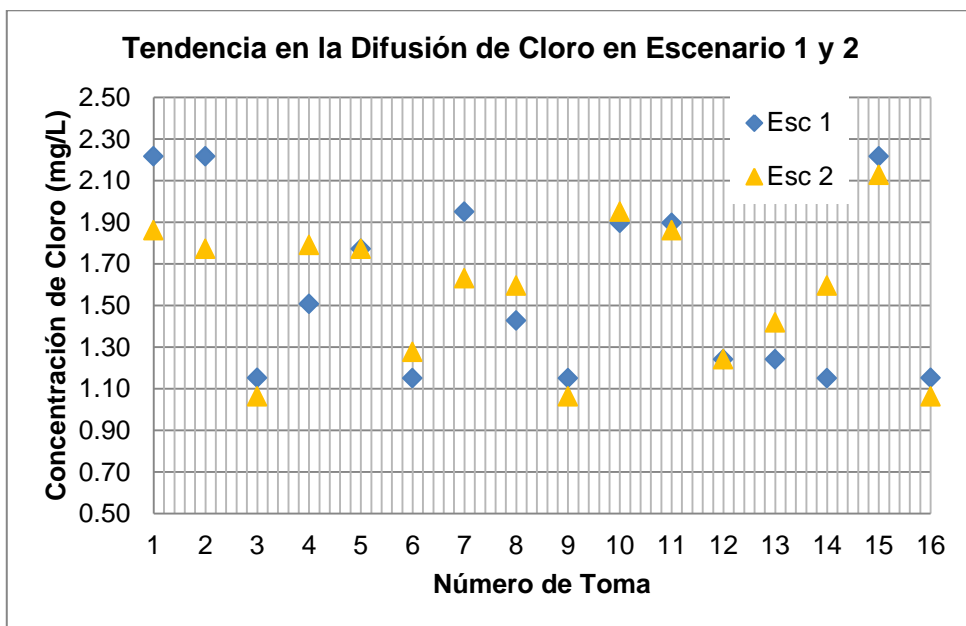
Gráfica 6. 1 Comportamiento de la difusión de Cloro en escenarios 1 y 3



Como se observa la tendencia entre estos dos escenarios es similar, debido a que los flujos toman las mismas direcciones. La diferencia que existe entre estos dos casos, es solo la cantidad de fluido que circula dentro de cada una de las tuberías. La mayoría de los puntos tiene la misma tendencia, solo los valores en las concentraciones de los puntos 2 y 11, muestran un comportamiento distinto.

En la gráfica 6.2 se muestra la comparación del escenario 1 y 2, que en el análisis hidráulico indicó una variación en la dirección de algunos gastos.

Gráfica 6. 2 Comportamiento de la difusión de cloro en escenario 1 y 2.



En la gráfica 6.2 se representa la tendencia entre estos 2 escenarios es similar hasta la toma 12, porque en las tomas restantes (13 y 14), se ve una predisposición a incrementar la concentración, esto tiene sentido, ya que es en esos puntos donde la dirección del flujo cambia; es decir que el flujo de mayor concentración tiende a llegar a puntos más alejados de la red, cuando el gasto suministrado por el depósito 2 es bajo (en este caso fue el gasto menor que se registró hacia la red por el depósito 2).

En la figura 6.29, se muestra la dirección de los flujos en la sección de la red donde existió un cambio de dirección, así como las tomas 13 y 14, que cambiaron la tendencia de disminución de concentración, a un incremento en la concentración.

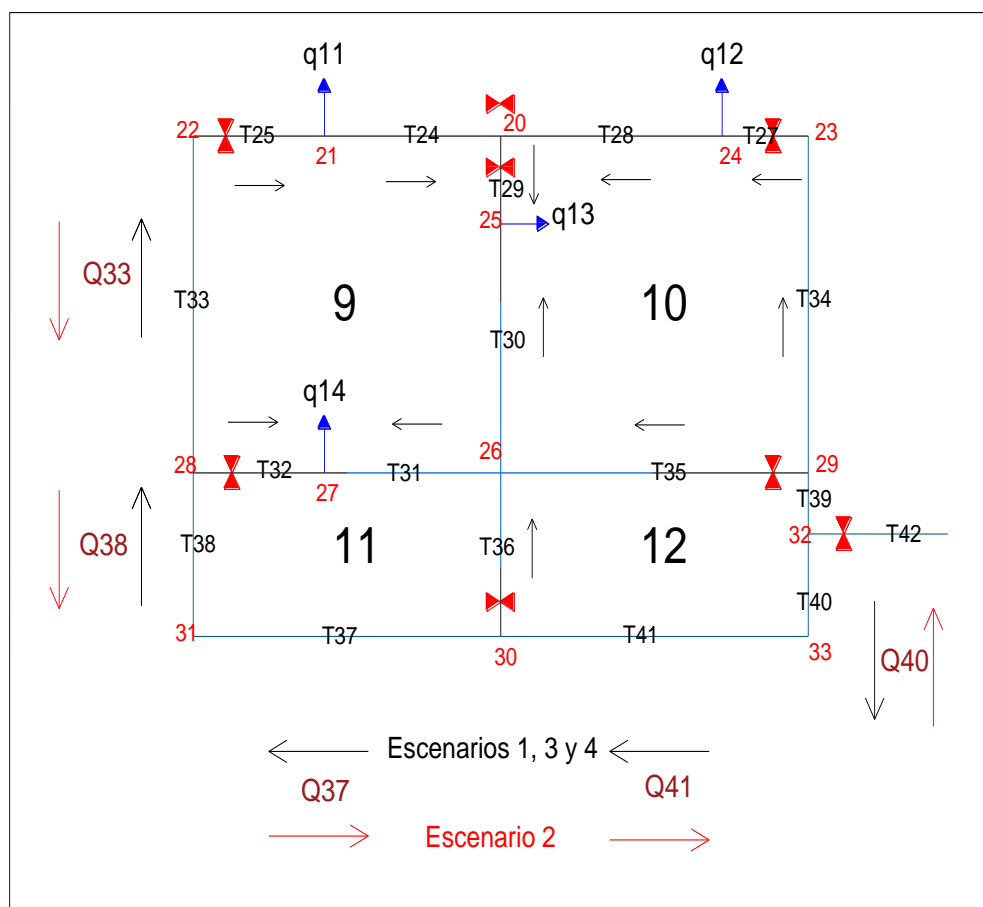


Figura 6. 29 Cambio de dirección en flujo con mayor concentración.

En la figura 6.29 las flechas rojas indican el cambio de dirección del flujo de mayor concentración, las líneas más pequeñas dentro del circuito indican la dirección del flujo para todos los escenarios, con esto es posible comprender mejor la razón por la cual aumentó la concentración en las tomas 13 y 14, ya que tienen influencia de las tuberías que conforman el perímetro.

Otro aspecto importante a tomar en cuenta es la cantidad de masa que entra en los nudos y la que sale, esto se obtiene con la ayuda de las concentraciones obtenidas y los flujos que circulan por cada tubería de la red. A continuación se describe el proceso:

Como se mencionó anteriormente, en cada uno de los nudos se cumple la ecuación de conservación de masa; es decir la cantidad de masa que entra a un nudo es la misma que debe salir, esto ocurre entonces con la cantidad de masa de cloro residual que entra al nudo, en la figura 6.30 se muestra un esquema de lo que se pretende explicar.

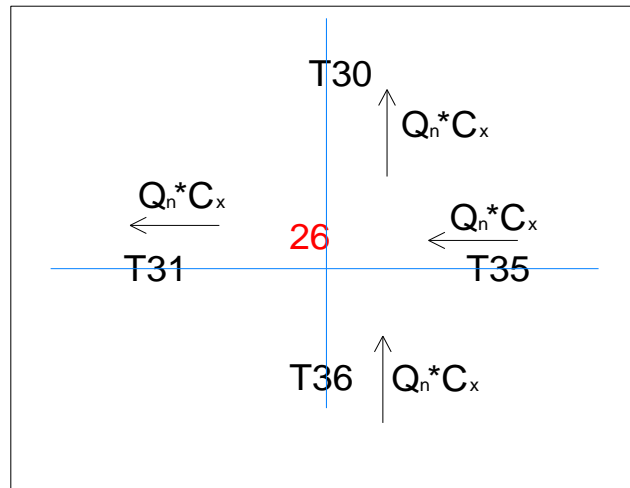


Figura 6. 30 Esquema de flujo de masa de cloro que entra a un nudo

Necesitamos conocer la cantidad de masa de cloro que entra al nudo y la cantidad de masa que sale por el mismo. Las unidades del gasto son L/s mientras que las unidades de concentración son mg/L, por lo tanto al multiplicar nos da como resultado unidades de Masa/Tiempo (mg/s).

Este procedimiento se realizó en cada uno de los nudos que componen la red, como se muestra en la tabla 6.15:

Tabla 6. 15 Flujo de masa de cloro en nudo 2, del escenario 1.

NUDO	GASTOS	signo	L/s	Ce (mg/L)	Q*Ce: (mg/s)	ME (mg/s)	MS (mg/s)
	Q0	1	2.100	2.22	4.65	4.652	
2	Q1	-1	1.301	2.22	2.88		-2.88
	Q2	-1	0.799	2.22	1.77		-1.77
SUMA=						4.652	-4.652

En éste caso el signo negativo indica que el flujo sale del nudo, mientras que el signo positivo indica la entrada de flujo, ME es la masa de entrada y MS es la masa de salida del nudo.

Tabla 6. 16 Flujo de masa en todos los nudos del escenario 1

Nudo	ME+MS
1	0
2	0
3	0
4	0.244
5	0
6	0
7	0.137
8	0
9	0.038
10	0
11	0.319
12	0.033
13	0
14	0
15	0.047
16	0
17	0.031
18	0
19	0
20	0.002
21	0
22	0.163
23	-0.040
24	0
25	0
26	0.003
27	0
28	0.022
29	0
30	0
31	0
32	0
33	0

En la mayoría de los nudos se cumple la condición de conservación de masa, en aquellos que existe una diferencia, es debido a que el primer cálculo se realizó suponiendo que la concentración de salida en la tomas era la misma para las tuberías

que convergen en ella, no importando si dos flujos con diferente concentración, se mezclaban para salir por la toma correspondiente. Lo mismo sucede para los escenarios 2 y 3.

Tabla 6. 17 Flujo de masa en todos los nudos del escenario 2

Nudo	ME+MS
1	0
2	0
3	0
4	0.440
5	0
6	0
7	0.246
8	0
9	0.130
10	0
11	0.283
12	-0.027
13	0
14	0
15	-0.014
16	0
17	0.000
18	0
19	0
20	-0.034
21	0
22	0.169
23	-0.084
24	0
25	0
26	-0.005
27	0
28	0.152
29	0
30	0
31	0
32	0
33	0

Tabla 6. 18 Flujo de masa en todos los nudos del escenario 2

Nudo	ME+MS
1	0
2	0
3	0
4	0.263
5	0
6	0
7	0.063
8	0
9	0.121
10	0
11	0.128
12	-0.024
13	0
14	0
15	-0.036
16	0
17	-0.100
18	0
19	0
20	-0.074
21	0
22	0.300
23	-0.093
24	0
25	0
26	-0.035
27	0
28	-0.150
29	0
30	0
31	0
32	0
33	0

La diferencia en algunos nudos de los escenarios 2 y 3 se debe a que en algunas tomas 2 flujos aportan parte de su concentración a una misma salida, y es difícil conocer la concentración en cada una de las tuberías, ya que si así fuera se tendrían resultados más precisos, y es aquí donde se observa que las mezclas no son homogéneas en los cruces de tuberías, ya que los valores de concentración tienen gran variación, con respecto a los valores iniciales en los tanques.

6.5 Análisis de calidad con EPANET BAM

Debido a la importancia de la difusión de sustancias en cruces de tuberías, algunos laboratorios como Sandia National Laboratories, han desarrollado una extensión del programa EPANET 2.0, en el que agregan un nuevo parámetro llamado “Mixing Parameter”, y es esta la razón de modificar su nombre a EPANET BAM.

En las muestras de agua que se tomaron para los ensayos, en el Laboratorio de Hidráulica para cada una de las tomas y depósitos; se obtuvo la concentración de salida en cada toma, usando estos valores como referencia, se realizó la comparación con el programa Epanet BAM.

El programa Epanet BAM toma en cuenta la mezcla parcial de flujos, cuando los flujos sean en cruces a 90 grados y con 2 flujos de entrada adyacentes (también a 90°), esto se toma en cuenta al asignarle un valor determinado al parámetro “Mixing parameter”, el cual se asignan valores que van de 0 a 1, los creadores del software epanet bam, recomiendan un valor de 0.5, que es el que mejores resultados les ha proporcionado.

El programa EPANET BAM tiene en las características de datos de entrada la casilla de “Mixing Parameter”, el cual se observa en la figura 6.31.

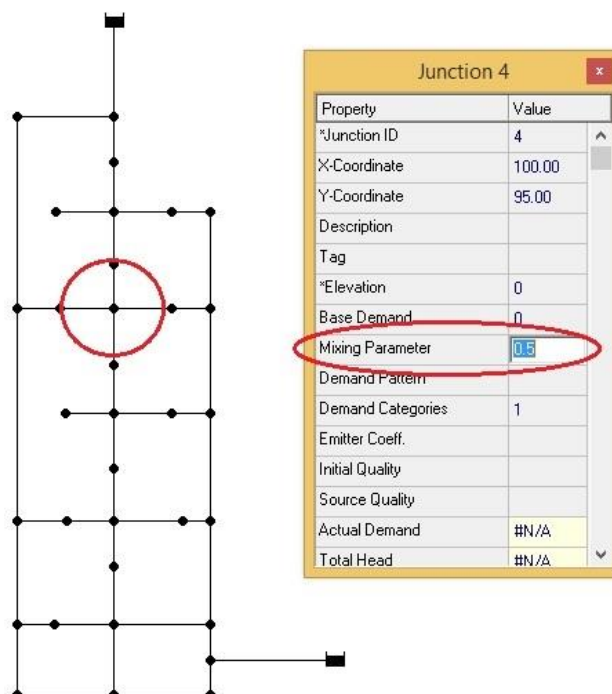


Figura 6. 31 Epanet BAM con casilla adicional “Mixing Parameter”

Es importante mencionar que este parámetro es aplicable a cruces como el mostrado en un círculo rojo en la figura 6.31, ya que en los demás nodos el programa supone mezcla completa

Los resultados con EPANET 2.0 y EPANET BAM, para el escenario 2, aparecen en la Tabla 6.19.

Tabla 6. 19 Valores de Epanet BAM y Epanet 2.0

Toma	Laboratorio	EPANET BAM	EPANET 2.0
1	1.86	2.13	2.13
2	1.77	2.13	2.13
3	1.06	1.92	1.92
4	1.79	2.13	2.13
5	1.77	2.13	2.13
6	1.28	1.84	1.84
7	1.63	2.13	2.13
8	1.60	1.71	1.71
9	1.06	1.12	1.12
10	1.95	1.81	1.81
11	1.86	2.13	2.13
12	1.24	1.12	1.12
13	1.42	1.69	1.71
14	1.60	2.11	2.1
15	2.13	2.13	2.13
16	1.06	1.06	1.06

Los valores obtenidos en ambos programas generan valores similares, debido a que solo en uno de los cruces se cumplen las condiciones de que los flujos sean perpendiculares a la llegada al nudo, y esto se observa en los valores de las tomas 13 y 14, la tendencia de los valores obtenidos con EPANET BAM y los valores de Laboratorio (ambos para el escenario 2), se muestran en la gráfica 6.3.

Los valores presentan una tendencia similar en algunos puntos, mientras que en algunos otros hay una diferencia significativa, probablemente se debe a los errores cometidos al realizar la medición de la concentración de cloro y al decaimiento de cloro en el transcurso de la prueba de laboratorio.

Finalmente se muestra en la figura 6.32 la forma en la que EPANET BAM presenta los resultados de manera gráfica.

Gráfica 6. 3 Tendencia de valores de concentración con el Programa EPANET BAM, y valores de Laboratorio.

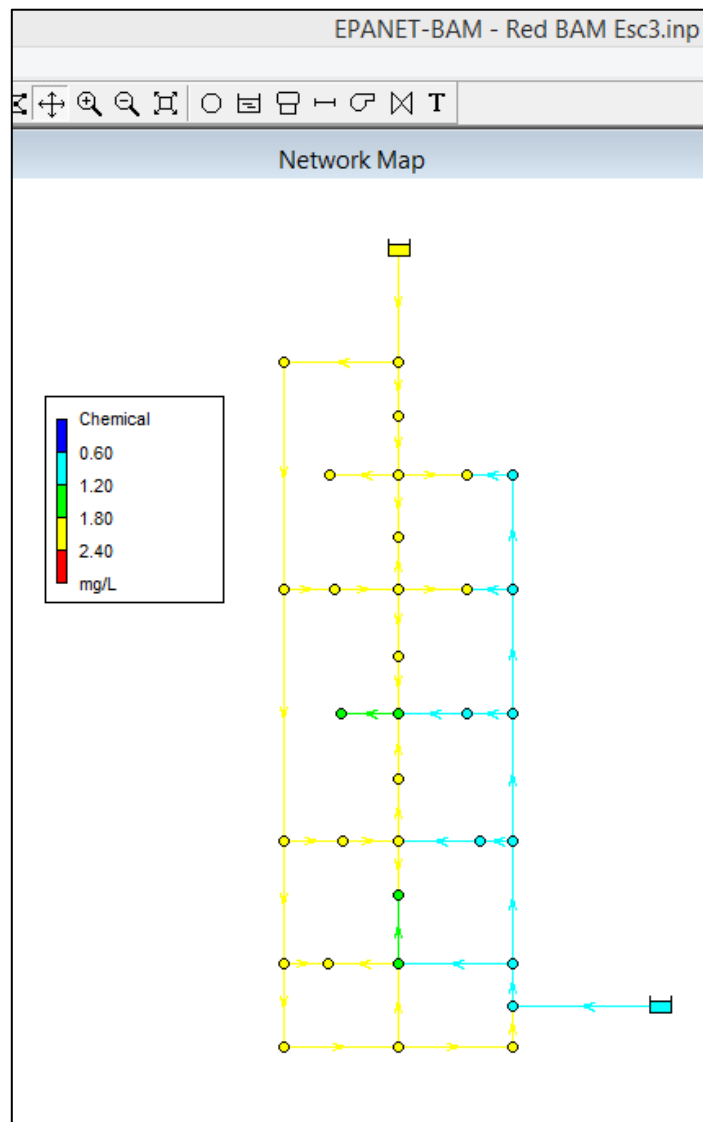
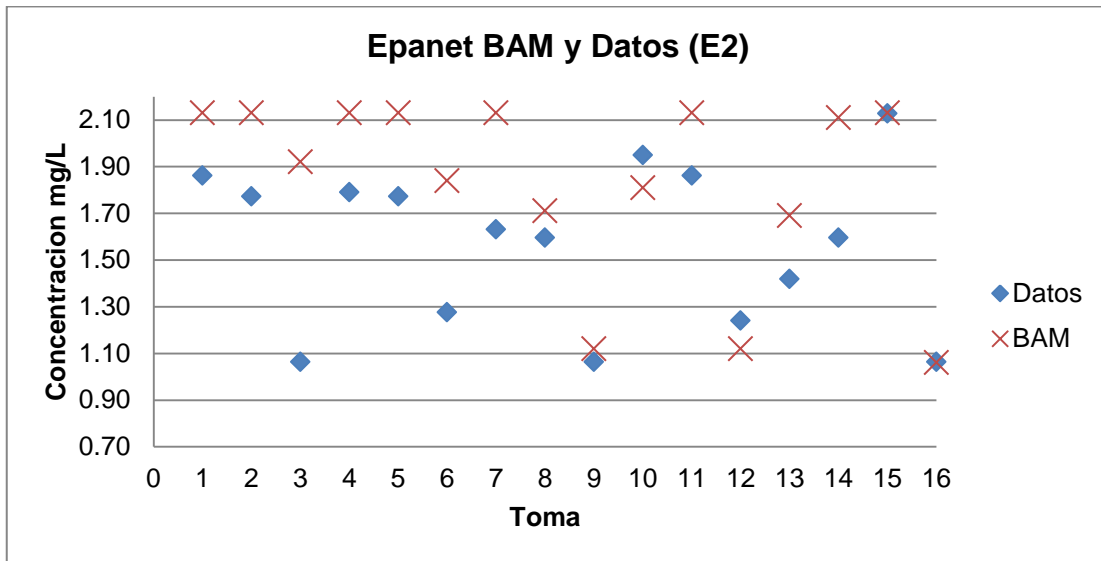


Figura 6. 32 Resultados de calidad de cloro en EPANET BAM, escenario 2.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

El análisis hidráulico realizado con los métodos de cálculo de redes Epanet 2.0 y Fuentes y Sánchez (1991) son confiables en cuanto a las presiones registradas; se apegó a los resultados obtenidos con el experimento, con variaciones de 2 a 15%, pero en el método no se tomó en cuenta las pérdidas localizadas debido a los accesorios de la red, por lo tanto los valores de porcentaje relativamente altos tienen sentido para la prueba realizada, además facilita la solución tanto de redes cerradas como abiertas, y no importa el número de nudos que se involucren en la red.

El comportamiento hidráulico de los gastos en las tuberías, para los escenarios 1, 3 y 4, fueron similares; es decir, la dirección de los flujos es la misma en estos tres escenarios, esto debido a que domino la aportación de agua por el depósito 1. En el caso del escenario 2 existió una diferencia en la dirección del flujo de algunas tuberías, esto es fácil de notar ya que en este escenario la aportación de agua hacia la red fue la menor que se experimentó durante la ejecución del experimento, y como se mencionó antes, el depósito 1 tiene mayor influencia en la distribución del agua en la red, que el depósito 2.

Las diferencias entre los gastos de entrada en las líneas de alimentación y los calculados con el método, se deben a que las mangueras de las tomas, generaban una pequeña succión a las tuberías que la alimentaban, su funcionamiento hidráulico era parecido al de un sifón, es decir no estaban trabajando exactamente en una condición de presión atmosférica.

El hecho que no exista mezcla completa de flujos en algunos cruces, modifica la concentración en algunas de las tuberías que dependen de ese nudo, y entonces esto tiene repercusión en la toma (salida de la red).

El tipo de mezcla en los cruces tiene demasiada importancia para los flujos que salen del cruce, ya que al aplicar la ecuación de conservación de masa en cada nudo, se

observó que no en todos los nudos se cumplía la condición de equilibrio, pues era difícil determinar la concentración exacta de cloro en cada tubería de la red.

Como se observó en el escenario 2, las variaciones en las demandas de la red pueden ocasionar variación en la dirección de los flujos de las tuberías, y por lo tanto la distribución de sustancias como el cloro, existirá variación tanto por el cambio de dirección en el flujo, como por las condiciones de mezclas parciales en los nudos de la red.

El software EPANET BAM reporta concentraciones similares a las obtenidas con los datos de laboratorio, por lo tanto es una herramienta que da un panorama más amplio de cómo se comporta el cloro en una red de agua.

El comportamiento entre las dos versiones de EPANET (2.0 y BAM) fue similar debido a que solo en dos cruces de tuberías los flujos cumplieron las condiciones de llegar a 90°, es por esto que solo en 2 tomas se observó un cambio representativo.

7.2 Recomendaciones

Colocar una toma de presión sobre las tuberías de alimentación del sistema aproximadamente a 1 o 2 diámetros de distancia del nudo que une el inicio de la red y la línea de alimentación, para conocer la presión del agua antes de ingresar a la red, esto permitiría calcular mejor la pérdida de energía que existe entre los depósitos y el nudo inicial de la red.

Modificar las tomas de la red, en especial las mangueras de plástico de 1/2" ya que al presentar flujo lleno, trabajan hidráulicamente como un sifón, por la posición en la que se encuentran, esto modifica la presión en la tuberías, ya que generan succión (presión negativa) y la red por lo tanto no está trabajando a presión atmosférica.

Sería conveniente la utilización de un dispositivo que permita medir la concentración de cloro con mayor precisión y en un menor tiempo, ya que mientras transcurre el tiempo y se ejecuta la titulación la concentración de cloro podría modificarse al menos un poco del valor inicial. Así se minimizarían errores en las lecturas de tiosulfato de sodio, o se tendría una mejor precisión en las lecturas.

Una buena opción sería medir la concentración de las tuberías que convergen en cada una de las tomas de la red, ya que esto nos daría una mejor idea de cómo se mezclan

los flujos de dos concentraciones distintas al salir de la red, y ayudaría a mejorar los cálculos de conservación de masa en esos nudos.

Aumentar el número de escenarios, para tener un panorama más amplio de los comportamientos hidráulicos de la red, así como de las posibles formas de distribución del cloro en la red.

Bibliografía

Comisión Nacional del Agua (2007), "Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable". Coyoacán, México, D.F.

Comisión Nacional del Agua (2007), "Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Redes de Distribución". Coyoacán, México, D.F.

Fuentes M. O. A., Chávez Zavala Cecilia, Osnaya Romero Javier, "Método para determinar las concentraciones de una sustancia en una red de tuberías de agua potable", Vector, No. 18, septiembre, No. 19, octubre, 1998, México, D.F.

Fuentes M. O. A., Chávez Zavala Cecilia, Osnaya Romero Javier, "Comprobación experimental del cálculo de concentraciones de cloro en redes de tuberías de agua potable". Memorias del XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Tomo I, pp 207-216, Córdoba, Argentina, octubre 2000.

Fuentes M., O. A., Sánchez B., J.L. (1991) "Actualización de un método para calcular redes de tuberías funcionando a presión en régimen permanente", Revista Ingeniería LXI.

Fuentes M., O. A. et. al. (2014) "Variación de las pérdidas de energía a lo largo de un día en redes de distribución de agua potable". Instituto de Ingeniería UNAM, México D.F.

Fernández V.G. (2007) "Manual del laboratorio de química del agua". Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.

Ho, C.K., O'Rear Jr. L (2009) "Evaluation of solute mixing in water distribution pipe junctions" Journal American Water Works Association.

Mompremier, R. (2015), "Difusión del cloro en redes de tuberías a presión" Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-127-SSA1-1994, "Salud ambiental, agua para uso y consumo humano-límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización".

Sotelo A. G., (2012) "Hidráulica General, Volumen 1 Fundamentos", Editorial Noriega, México D.F.

White, F.M.,(2008) “Mecánica de Fluidos”, Sexta Edición, Editorial Mc Graw Hill, México D.F.

ANEXOS

ANEXO 1. Tomas de presión y gastos del escenario 1

TOMAS DE PRESIÓN			
Toma	Altura (cm)	Toma	Altura (cm)
1	69	34	59.8
2	71	35	60.5
3	50.5	36	50.2
4	50.5	37	51.2
5	49.4	38	58
6	44.8	39	48.1
7	41	40	47.8
8	43	41	47
9	62.3	42	47.9
10	77.2	43	48
11	77	44	50
12	76.8	45	50
13	50	46	57.2
14	46.6	47	59.6
15	48	48	50.3
16	49	49	52
17	48.5	50	50.7
18	48.6	51	50.8
19	48	52	51.2
20	48.7	53	48
21	51	54	57.2
22	58.5	55	59
23	60.9	56	59
24	50	57	50.8
25	50.6	58	54
26	49.3	59	60
27	50.2	60	59.5
28	47.7	61	58.8
29	48.2	62	59
30	48.1	63	55.6
31	34.6	64	60.5
32	28.2	65	59
33	23.7	66	59.8

TABLA DE VALORES DE TIEMPO OBTENIDOS

Q1	TIEMPO		Q8	TIEMPO	
	T1	17.1		T1	22.4
	T2	17.2		T2	22.4
	T3	16.7		T3	21.8
Q2	TIEMPO		Q9	TIEMPO	
	T1	19.9		T1	17.5
	T2	20.3		T2	17.5
	T3	19.9		T3	17.4
Q3	TIEMPO		Q10	TIEMPO	
	T1	15.7		T1	18.6
	T2	16		T2	18.5
	T3	15.9		T3	18.5
Q4	TIEMPO		Q11	TIEMPO	
	T1	21.9		T1	17.9
	T2	21.8		T2	17.9
	T3	21.6		T3	18.2
Q5	TIEMPO		Q12	TIEMPO	
	T1	19		T1	17.9
	T2	20.1		T2	18.5
	T3	19.5		T3	18.1
Q6	TIEMPO		Q13	TIEMPO	
	T1	17.6		T1	17.2
	T2	17.7		T2	17.3
	T3	17.5		T3	17.6
Q7	TIEMPO		Q14	TIEMPO	
	T1	22.5		T1	18
	T2	23.1		T2	17.7
	T3	22.6		T3	17.6
QE1	T1	12.3	QE2	T1	12.2
	T2	12.4		T2	12
	T3	12.3		T3	12.2
	T4	12.1		T4	11.9
	T5	12.1		T5	12.3

Gastos Obtenidos en las Salidas:

q1=	0.289	L/s
q2=	0.245	L/s
q3=	0.309	L/s
q4=	0.226	L/s
q5=	0.251	L/s
q6=	0.279	L/s
q7=	0.216	L/s
q8=	0.221	L/s
q9=	0.281	L/s
q10=	0.265	L/s
q11=	0.273	L/s
q12=	0.270	L/s
q13=	0.283	L/s
q14=	0.276	L/s
Qtotale=	3.684	L/s

Gasto en las Entradas

QE2=	1.868	L/s
QE1=	1.850	L/s
QT=	3.719	L/s

Tomas de presión y gastos del escenario 2

TOMAS DE PRESIÓN			
1	104.5	34	71
2	110	35	84.3
3	75	36	68
4	71	37	68.2
5	67.5	38	66
6	61	39	65
7	59	40	64.8
8	59	41	64.3
9	88.2	42	65.5
10	123.5	43	66.5
11	124	44	69
12	124.5	45	68.2
13	68.2	46	77.3
14	65	47	80.2
15	66.3	48	67.8
16	66.8	49	-
17	68	50	68.2
18	67.8	51	68.2
19	67.3	52	69.3
20	67.3	53	68.6
21	70.1	54	75.5
22	80	55	79.1
23	75.7	56	79.4
24	68	57	68.2
25	68.3	58	70.2
26	67.7	59	79.3
27	69	60	79.3
28	66	61	79.5
29	65	62	79.3
30	64.5	63	71.5
31	47.4	64	78.4
32	39.3	65	78.4
33	37.2	66	79

Gastos Obtenidos en las Salidas:		
q1=	0.343	L/s
q2=	0.244	L/s
q3=	0.304	L/s
q4=	0.240	L/s
q5=	0.274	L/s
q6=	0.301	L/s
q7=	0.214	L/s
q8=	0.205	L/s
q9=	0.281	L/s
q10=	0.284	L/s
q11=	0.255	L/s
q12=	0.311	L/s
q13=	0.311	L/s
q14=	0.296	L/s
Qtotall=	3.862	L/s

Gasto en las Entradas		
QE1=	2.918	L/s
QE2=	0.920	L/s
QT=	3.838	L/s

Tomas de presión y gastos del escenario 3

TOMAS DE PRESIÓN			
1	76.8	34	70.8
2	77.8	35	70.5
3	61	36	62.5
4	62.3	37	63.5
5	61	38	62
6	56	39	59.3
7	55	40	58
8	54.5	41	58
9	73.4	42	58.5
10	80	43	58.6
11	80	44	61.5
12	80	45	62
13	64	46	70.8
14	59.5	47	70.5
15	60.8	48	62.8
16	61.2	49	65
17	60.5	50	62
18	60.8	51	62
19	60	52	62.5
20	62	53	61.3
21	61.8	54	68.5
22	69.5	55	71
23	72.8	56	70.3
24	64.8	57	63.3
25	65.4	58	68
26	62.1	59	76
27	63.8	60	75
28	58	61	72.4
29	58.2	62	70
30	57.8	63	70
31	43.5	64	76
32	35.8	65	73
33	33	66	76

Gastos Obtenidos en las Salidas:		
q1=	0.305	L/s
q2=	0.238	L/s
q3=	0.301	L/s
q4=	0.241	L/s
q5=	0.266	L/s
q6=	0.308	L/s
q7=	0.229	L/s
q8=	0.228	L/s
q9=	0.295	L/s
q10=	0.287	L/s
q11=	0.289	L/s
q12=	0.298	L/s
q13=	0.308	L/s
q14=	0.299	L/s
Qtotall=	3.891	L/s

Gasto en las Entradas		
QE1=	1.343	L/s
QE2=	2.627	L/s
QT=	3.970	L/s

Tomas de presión y gastos del escenario 4

TOMAS DE PRESIÓN			
1	55.5	34	49.5
2	56.2	35	49.7
3	43	36	42.3
4	43.5	37	43
5	42.6	38	41
6	39.1	39	40
7	37	40	40.2
8	36	41	40.1
9	50.5	42	40.8
10	59.5	43	41.2
11	58.5	44	43.6
12	58.3	45	43.5
13	42	46	48.8
14	39.4	47	49
15	40.3	48	42.3
16	41	49	43.5
17	41.2	50	42
18	41.1	51	42
19	40.9	52	43.5
20	41.7	53	43.5
21	43.1	54	48
22	48.5	55	49
23	49.6	56	49
24	42	57	43
25	42.5	58	46
26	41.5	59	50
27	42.8	60	50
28	40.2	61	49
29	40	62	48.8
30	39.8	63	47
31	28.6	64	50.8
32	21.2	65	49.2
33	21	66	49.3

Gastos Obtenidos en las Salidas:		
q1=	0.262	L/s
q2=	0.229	L/s
q3=	0.248	L/s
q4=	0.200	L/s
q5=	0.220	L/s
q6=	0.258	L/s
q7=	0.174	L/s
q8=	0.184	L/s
q9=	0.238	L/s
q10=	0.237	L/s
q11=	0.195	L/s
q12=	0.249	L/s
q13=	0.266	L/s
q14=	0.251	L/s
Qtotall=	3.212	L/s

Gasto en las Entradas		
QE1=	1.366	L/s
QE2=	1.916	L/s
QT=	3.282	L/s

ANEXO 2. Tablas de volumen de tiosulfato de sodio, escenario 1.

MUESTRA	mL de Tiosulfato	Volumen promedio	MUESTRA	mL de Tiosulfato	Volumen promedio
1	0.65	0.625	9	0.3	0.3
	0.6			0.3	
2	0.6	0.625	10	0.55	0.535
	0.65			0.52	
3	0.3	0.325	11	0.52	0.535
	0.35			0.55	
4	0.45	0.425	12	0.35	0.35
	0.4			0.35	
5	0.5	0.5	13	0.35	0.35
	0.5			0.35	
6	0.3	0.2775	14	0.3	0.3
	0.255			0.3	
7	0.55	0.55	E1	0.65	0.625
	0.55			0.6	
8	0.4	0.4025	E2	0.3	0.325
	0.405			0.35	

Tabla de volumen de tiosulfato de sodio, escenario 2.

MUESTRA	mL de Tiosulfato	Promedio de volumen	MUESTRA	mL de Tiosulfato	Promedio de volumen
1	0.55	0.525	9	0.3	0.3
	0.5			0.3	
2	0.45	0.5	10	0.55	0.55
	0.55			0.55	
3	0.3	0.3	11	0.6	0.525
	0.3			0.45	
4	0.51	0.505	12	0.4	0.35
	0.5			0.3	
5	0.5	0.5	13	0.4	0.4
	0.5			0.4	
6	0.42	0.36	14	0.45	0.45
	0.3			0.45	
7	0.5	0.46	E1	0.6	0.6
	0.42			0.6	
8	0.45	0.45	E2	0.3	0.3
	0.45			0.3	

Tabla de volumen de tiosulfato de sodio, escenario 3.

MUESTRA	mL de Tiosulfato	Promedio de volumen	MUESTRA	mL de Tiosulfato	Promedio de volumen
1	0.43	0.415	9	0.3	0.275
	0.4			0.25	
2	0.3	0.3	10	0.3	0.275
	0.3			0.25	
3	0.2	0.225	11	0.2	0.2
	0.25			0.2	
4	0.3	0.325	12	0.25	0.25
	0.35			0.25	
5	0.45	0.425	13	0.2	0.225
	0.4			0.25	
6	0.2	0.225	14	0.4	0.375
	0.25			0.35	
7	0.4	0.375	E1	0.5	0.475
	0.35			0.45	
8	0.35	0.35	E2	0.2	0.2
	0.35			0.2	