

**TESIS DE PREGRADO**

**LÍMITE POBLACIONAL (Ciudades pequeñas, campamentos provisionales y permanentes) PARA EL CUAL SE DEBE HACER USO DE PROGRAMAS DE DISEÑO DE RDAP vs. PROGRAMAS DE DISEÑO DE RIDAP.**

**Santiago Serrano Aponte**

**Asesor: Juan G. Saldarriaga Valderrama**



**UNIVERSIDAD DE LOS ANDES  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL  
PREGRADO EN INGENIERÍA CIVIL  
BOGOTÁ D.C.  
2012**

## **AGRADECIMIENTOS**

A mis papás, Antonio y Clara, por ser un apoyo incondicional a lo largo de mi carrera y de mi vida, sin ustedes nada de esto hubiera sido posible. Gracias por siempre creer en mí.

A mi asesor de tesis, Juan Saldarriaga, por aconsejarme en la realización de este trabajo, y por exigirme a dar lo mejor de mí.

## TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE CONTENIDO .....	i
ÍNDICE DE TABLAS .....	iv
ÍNDICE DE GRÁFICAS .....	vi
ÍNDICE DE FIGURAS .....	vii
ÍNDICE DE ECUACIONES .....	viii
1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS .....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Objetivo General.....	2
1.3. Objetivos Específicos.....	2
2. MARCO TEÓRICO.....	3
2.1. Presiones mínimas requeridas para una RDAP.....	3
2.2. Presiones mínimas requeridas para una RIDAP.....	4
2.3. Métodos de estimación de demanda para una RDAP.....	5
2.3.1. Método de las áreas.....	5
2.3.2. Método de la carga unitaria.....	5
2.3.3. Método de la repartición media.....	7
2.4. Métodos de estimación de demanda para una RIDAP.....	8
2.4.1. Métodos empíricos.....	9
2.4.1.1. Método británico.....	9
2.4.1.2. Método de Dawson y Bowman.....	10
2.4.2. Métodos semiempíricos.....	11
2.4.2.1. Método Alemán de la raíz cuadrada.....	11
2.4.2.2. Método de la norma francesa.....	12
2.4.2.3. Método del factor de simultaneidad.....	13
2.4.2.4. Método Racional.....	13
2.4.2.5. Método de la norma española.....	14
2.4.3. Métodos probabilísticos.....	14
2.4.3.1. Método de Hunter.....	15
2.4.3.2. Método de Hunter modificado.....	16



---

2.4.3.3.	Método probabilístico general.....	18
2.4.3.4.	Métodos modernos.....	19
2.4.4.	Caso de certeza total.....	19
2.5.	Ecuaciones básicas de hidráulica de tuberías. ....	19
2.6.	Resultados del trabajo de (Torrado, 2012). ....	22
2.7.	Programas. ....	25
2.7.1.	Programa REDES.....	25
2.7.1.1.	Características del programa.....	25
2.7.1.2.	Elementos.....	27
2.7.2.	Programa RIDAPS. ....	28
2.7.2.1.	Método moderno de estimación de la demanda.....	28
2.7.2.2.	Características del programa.....	30
3.	DESCRIPCIÓN DE LAS REDES DE EJEMPLO .....	31
3.1.	Campamento 1.....	31
3.2.	Campamento 2.....	33
3.3.	Red R-28. ....	35
3.4.	Oasis IV.....	37
3.5.	Red elevada.....	39
3.6.	San Vicente.....	41
3.7.	Características generales.....	43
4.	METODOLOGÍA.....	44
4.1.	Selección del método de estimación de demanda en una RDAP y una RIDAP.....	44
4.2.	Primer acercamiento al problema. ....	45
4.3.	Población de equilibrio.....	53
5.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	69
5.1.	Análisis de sensibilidad.....	69
5.2.	Comparación de los caudales en los tubos. ....	73
6.	CONCLUSIONES .....	79
7.	RECOMENDACIONES .....	81



---

8.	BIBLIOGRAFÍA.....	82
9.	ANEXOS .....	84
9.1.	Tabla poblacional con intervalos de 500 habitantes.....	84
9.2.	Tabla poblacional con intervalos de 250 habitantes.....	85
9.3.	Población de equilibrio basada en extrapolaciones.....	87
9.4.	Presiones en los nudos encontradas por (Torrado, 2012). .....	88
9.5.	Tablas de caudales de diseño por tubo en RDAP y RIDAP. ....	89

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Presiones mínimas en las RDAP según el RAS 2000. ....	3
Tabla 2. Presiones mínimas en las RIDAP según la NTC 1500. ....	4
Tabla 3. Dotación por habitante según el nivel de complejidad del sistema. ....	6
Tabla 4. Porcentajes máximos de pérdidas por componente para el cálculo de la dotación bruta... 6	6
Tabla 5. Estimación de la demanda según RAS 2000. ....	7
Tabla 6. Valores de $K_1$ y $K_2$ . ....	7
Tabla 7. Caudales mínimos según NTC 1500. ....	8
Tabla 8. Estimación del caudal máximo probable (método británico). ....	9
Tabla 9. Estimación del caudal máximo probable (método de Dawson y Bowman). ....	10
Tabla 10. Caudales requeridos por el método de la norma francesa. ....	12
Tabla 11. Estimación de los parámetros A, B y C de la norma española. ....	14
Tabla 12. Unidades de consumo por Hunter modificado según la NTC 1500. ....	18
Tabla 13. Coeficientes para pérdidas en accesorios y codos. ....	21
Tabla 14. Características importantes del embalse y nudos del Campamento 1. ....	33
Tabla 15. Características importantes del embalse y nudos del Campamento 1. ....	35
Tabla 16. Características importantes del embalse y nudos de la red R-28. ....	37
Tabla 17. Características importantes del embalse y nudos de la red Oasis IV. ....	39
Tabla 18. Características importantes del embalse y nudos de la red elevada. ....	39
Tabla 19. Características importantes del embalse y nudos de San Vicente. ....	41
Tabla 20. Diámetros comerciales del PVC según PAVCO SA. ....	43
Tabla 21. Parámetros de entrada del Campamento 1. ....	45
Tabla 22. Resultados del método de la carga unitaria para el Campamento 1. ....	46
Tabla 23. Costo poblacional del Campamento 1. ....	55
Tabla 24. Costo poblacional del Campamento 2. ....	56
Tabla 25. Costo poblacional de la red R-28. ....	56
Tabla 26. Costo poblacional de la red Oasis IV. ....	57
Tabla 27. Costo poblacional de la Red Elevada. ....	58
Tabla 28. Costo poblacional de San Vicente. ....	59
Tabla 29. Resumen de costos de los modelos de RIDAP. ....	61
Tabla 30. Coeficiente de ajuste ( $R^2$ ) para cada regresión. ....	66
Tabla 31. Población de equilibrio para cada una de las regresiones. ....	66
Tabla 32. Población de equilibrio definitiva. ....	67
Tabla 33. Comprobación del costo. ....	68
Tabla 34. Escenario crítico equivalente a la demanda base por RDAP. ....	68
Tabla 35. Tubos conectados al embalse en cada red. ....	73



---

Tabla 36. Primera versión de las tablas poblacionales. ....	84
Tabla 37. Segunda tabla poblacional. ....	85
Tabla 38. Población de equilibrio obtenida extrapolando.....	87
Tabla 39. Campamento 1 RIDAP. ....	89
Tabla 40. Campamento 2 RIDAP. ....	90
Tabla 41. Red R-28 RIDAP.....	93
Tabla 42. Red Oasis IV RIDAP. ....	94
Tabla 43. Red Elevada RIDAP. ....	98
Tabla 44. San Vicente RIDAP. ....	103
Tabla 45. Campamento 1 RDAP. ....	89
Tabla 46. Campamento 2 RDAP. ....	90
Tabla 47. Red R-28 RDAP.....	93
Tabla 48. Red Oasis IV RDAP. ....	94
Tabla 49. Red Elevada RDAP. ....	98
Tabla 50. San Vicente RDAP. ....	103



## ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Representación gráfica del método de Hunter. ....	16
Gráfica 2. Método de Hunter modificado según la NTC 1500. ....	17
Gráfica 3. Demandas en los nudos de consumo de la Red 1. ....	23
Gráfica 4. Demandas en los nudos de consumo de la Red 2. ....	23
Gráfica 5. Comparación de costos con las tres metodologías en las dos redes.....	24
Gráfica 6. Longitudes de los tubos del Campamento 1. ....	31
Gráfica 7. Longitudes de los tubos del Campamento 2. ....	33
Gráfica 8. Longitudes de los tubos de la red R-28.....	35
Gráfica 9. Longitudes de los tubos de la red Oasis IV. ....	37
Gráfica 10. Longitudes de los tubos de la red elevada. ....	39
Gráfica 11. Longitudes de los tubos de San Vicente .....	41
Gráfica 12. Curva de costos.....	60
Gráfica 13. Ajuste de los diseños poblacionales mediante una regresión lineal.....	62
Gráfica 14. Ajuste de los diseños poblacionales mediante una regresión exponencial. ....	63
Gráfica 15. Ajuste de los diseños poblacionales mediante una regresión logarítmica.....	64
Gráfica 16. Ajuste de los diseños poblacionales mediante una regresión potencial.....	65
Gráfica 17. Correlación entre la población de equilibrio y el N° de nudos de demanda. ....	69
Gráfica 18. Correlación entre la población de equilibrio y el caudal de RDAP. ....	70
Gráfica 19. Correlación entre la población de equilibrio y la longitud total.....	71
Gráfica 20. Correlación entre la población de equilibrio y el N° de tubos.....	71
Gráfica 21. Correlación entre la población de equilibrio y la diferencia de caudales de RIDAP y RDAP.....	72
Gráfica 22. Comparación de caudales en el Campamento 1. ....	73
Gráfica 23. Comparación de caudales en el Campamento 2. ....	74
Gráfica 24. Comparación de caudales en la red R-28. ....	74
Gráfica 25. Comparación de caudales en Oasis IV. ....	75
Gráfica 26. Comparación de caudales en la Red Elevada. ....	75
Gráfica 27. Comparación de caudales en San Vicente.....	76
Gráfica 28. Presión en los nudos de las seis redes.....	78
Gráfica 29. Presiones en los nudos del Campamento 1.....	88
Gráfica 30. Presiones en los nudos del Campamento 2.....	88





## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Interfaz gráfica del programa REDES.....	26
Figura 2. Superficie de presiones en REDES.....	27
Figura 3. Interfaz de RIDAPS.....	30
Figura 4. Modelo en REDES del Campamento 1 con el ID de los tubos.....	32
Figura 5. Modelo en REDES del Campamento 2 con el ID de los tubos.....	34
Figura 6. Modelo en REDES de la red R-28 con el ID de los tubos.....	36
Figura 7. Modelo en REDES de la red Oasis IV con el ID de los tubos.....	38
Figura 8. Modelo en REDES de la red elevada con el ID de los tubos.....	40
Figura 9. Modelo en REDES de la red San Vicente con el ID de los tubos.....	42
Figura 10. Modelo desagregado en REDES del Campamento 1.....	47
Figura 11. Modelo desagregado en REDES del Campamento 2.....	48
Figura 12. Modelo desagregado en REDES de la red R-28.....	49
Figura 13. Modelo desagregado en REDES de Oasis IV.....	50
Figura 14. Modelo desagregado en 3D de Oasis IV, con el software REDES.....	51
Figura 15. Instalación sanitaria del Campamento 1.....	54
Figura 16. Instalación sanitaria del Campamento 2.....	54
Figura 17. Instalación sanitaria de la red R-28.....	54
Figura 18. Instalación sanitaria de la red Oasis IV.....	54



## ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Método de las áreas.....	5
Ecuación 2. Dotación bruta. ....	7
Ecuación 3. Ejemplo Método Alemán. ....	11
Ecuación 4. Generalización Método Alemán. ....	11
Ecuación 5. Caudal por la norma francesa. ....	12
Ecuación 6. Factor de simultaneidad. ....	12
Ecuación 7. K instalación clase 1. ....	13
Ecuación 8. K instalación clase 2. ....	13
Ecuación 9. K instalación clase 3. ....	13
Ecuación 10. K Método Racional. ....	13
Ecuación 11. Caudal por la norma española. ....	14
Ecuación 12. Probabilidad de encontrar r de n aparatos encendidos. ....	15
Ecuación 13. Criterio de uso del método de Hunter. ....	15
Ecuación 14. Método probabilístico general. ....	19
Ecuación 15. Conservación de la masa. ....	20
Ecuación 16. Conservación de la energía. ....	20
Ecuación 17. Pérdidas menores. ....	20
Ecuación 18. Pérdidas por fricción de Darcy-Weisbach. ....	21
Ecuación 19. Coeficiente de fricción flujo laminar. ....	22
Ecuación 20. Colebrook-White. ....	22
Ecuación 21. Velocidad explícita. ....	22
Ecuación 22. fdp para la intensidad de los pulsos. ....	28
Ecuación 23. fdp de la duración de los pulsos. ....	29
Ecuación 24. fdp para la aparición de los pulsos. ....	29
Ecuación 25. Comportamiento del consumo. ....	29
Ecuación 26. Habitantes por nudo. ....	45
Ecuación 27. Costo de la red. ....	60

---

## 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

### 1.1. Introducción.

La construcción de ciudadelas o de campamentos provisionales es común cuando se tiene que reubicar gente que se ha visto de alguna manera afectada por el desarrollo de proyectos de infraestructura, normalmente localizados en zonas distantes del casco urbano. De acuerdo con la envergadura del proyecto, estos espacios pueden llegar a ser habitados por más de 5000 personas, lo que es proporcional a la población de un municipio pequeño, por lo que resulta de vital importancia diseñar y construir sistemas de distribución de agua potable que suministren un servicio de calidad. El correcto funcionamiento de dichos sistemas es fundamental, ya que si ocurre una falla se pueden presentar problemas sociales y de salud pública.

Aunque bastantes proyectos requieren la construcción de este tipo de instalaciones, sus sistemas de distribución de agua potable no cuentan con una regulación técnica de rigor que permita conocer la forma de diseñar y controlar su funcionamiento. Es común que sean construidos con base en la experiencia sin contar con diseños, por lo cual el nivel de servicio es bajo, y se cuenta con presiones insuficientes o muy altas.

Por este motivo, las metodologías de diseño de los sistemas de distribución de agua potable resultan confusas cuando se trata con ciudades pequeñas y campamentos provisionales o permanentes. Esto se debe a que no se sabe muy bien si modelarlas como redes de distribución de agua potables (RDAP) o como redes internas de distribución de agua potable (RIDAP). Si bien sus características hidráulicas no difieren en gran medida, los parámetros de entrada requeridos para llevar a cabo los cálculos hidráulicos, como lo son caudales y presiones mínimas, sí lo hacen. El presente trabajo pretende encontrar un límite poblacional que determine a partir de cuántos habitantes es conveniente implementar RDAP o RIDAP.

El documento se encuentra dividido en 5 grandes partes con el fin de darle jerarquía y coherencia, de tal modo que al lector se le facilite su entendimiento. La primera es un marco teórico que contiene un estado del arte sobre las distintas metodologías de estimación de demanda tanto para RDAP como para RIDAP, y se da una introducción básica a las ecuaciones fundamentales de la hidráulica de tuberías, junto con una descripción del funcionamiento de los programas computacionales utilizados. En la segunda se encuentran las características físicas e hidráulicas de cada una de las redes de ejemplo que se utilizaron para implementar la metodología propuesta. La tercera muestra la metodología planteada desde que se abordó el problema hasta la solución final que se le dio al mismo. Por su parte, en la cuarta etapa se muestran y analizan los resultados obtenidos, y finalmente, en la quinta se dan las conclusiones y recomendaciones encontradas derivadas del trabajo investigativo.



## 1.2. Objetivo General.

Encontrar un límite poblacional que permita diferenciar el uso de metodologías de diseño de RDAP y RIDAP en ciudades pequeñas y campamentos provisionales o temporales.

## 1.3. Objetivos Específicos.

Los objetivos específicos planteados a continuación consisten en el entendimiento del proceso de diseño tanto para RDAP como para RIDAP, y cómo trascenderlo al uso de software especializado con el fin de modelar distintas redes. Lo cual permitiría llevar a cabo una comparación desde el punto de vista hidráulico y económico de las dos metodologías de diseño, basándose en el límite poblacional encontrado.

- Entender el proceso de diseño de RDAP y RIDAP para poder implementarlo en software especializado.
- Escoger las metodologías de estimación de la demanda que faciliten el proceso comparativo de las redes cuando se diseñan como RDAP y RIDAP.
- Hacer uso del programa REDES para modelar y diseñar redes de distribución de agua potable por medio de la metodología SOGH.
- Realizar diseños estocásticos de redes internas de distribución de agua potable mediante el uso del software RIDAPS.
- Modelar más de una red con cada una de las metodologías de diseño para obtener resultados más confiables.
- Establecer una metodología que permita comparar desde el punto de vista hidráulico y económico los diseños de RDAP y RIDAP.

## 2. MARCO TEÓRICO

Como se me mencionó anteriormente, los cálculos hidráulicos que rigen las metodologías de diseño y de comprobación de diseño para RDAP y RIDAP están gobernados por los mismos principios físicos. Teniendo como objetivo el de proporcionar una presión y caudal mínimo a lo largo de la red de consumo, para que el nivel de servicio del sistema hidráulico sea alto y satisfaga las necesidades de los usuarios.

Sin embargo, estos parámetros de entrada pueden diferir bastante entre una RDAP y una RIDAP, influenciando el resultado del diseño de la red. Estas diferencias se deben a discrepancias en los métodos de aproximación usados, además de que están regidos por normativas diferentes.

A continuación, se presenta detalladamente los distintos métodos que se usan para estimar la presión y caudal mínimo en una RDAP y una RIDAP, haciendo especial énfasis en el caso colombiano.

### 2.1. Presiones mínimas requeridas para una RDAP.

Para el caso de las RDAP, las presiones mínimas están establecidas por las normativas que rigen en cada país. En el caso de Colombia, éstas se ven dictadas por el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS), el cual dice que las presiones mínimas en una red son función del nivel de complejidad del sistema. Éste último hace referencia al número de habitantes que se tienen en la zona de influencia de la red, como se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1. Presiones mínimas en las RDAP según el RAS 2000.

Nivel de Complejidad del Sistema	Población en la zona urbana	Presión Mínima en la red (m)
Bajo	<2,500	10
Medio	2,501 a 12,500	10
Medio Alto	12,501 a 60,000	15
Alto	>60,000	15

Desde ahora se puede ver por qué los límites poblacionales son importantes para el desarrollo de sistemas hidráulicos. Éstos son los que establecen los parámetros de entrada, incluyendo la demanda o caudal mínimo como se mostrará más adelante, para llevar a cabo las metodologías de diseño. Básicamente, la Tabla 1 muestra que para redes que suplen la demanda de menos de 12,500 habitantes, la presión mínima a lo largo de toda la red no debe ser inferior a 10 m. Igualmente, si la población supera ese número de habitantes, la red deberá presentar como mínimo una presión de 15 m en todos sus nudos de demanda.

## 2.2. Presiones mínimas requeridas para una RIDAP.

Por su parte, las presiones mínimas en una RIDAP no dependen del número de usuarios que vayan a utilizar la red, sino del número de aparatos sanitarios que se vayan a tener conectados a ésta. Para el caso colombiano, la Norma Técnica Colombiana 1500 (NTC 1500), también conocida como el Código Colombiano de Fontanería, es la encargada de estipular los mínimos requeridos para que una RIDAP opere correctamente. En la Tabla 2 se encuentran resumidas las presiones mínimas requeridas a la salida de los aparatos sanitarios.

Tabla 2. Presiones mínimas en las RIDAP según la NTC 1500.

Aparato Sanitario	Presión mínima (m)
Inodoro fluxómetro	1.02
Inodoro tanque	1.02
Orinal	0.51
Orinal fluxómetro	1.53
Lavamanos	0.51
Ducha	1.02
Lavaplatos	0.28
Lavadora	0.51
Llave de manguera	0.51

Si bien las presiones de la Tabla 2 difieren en un orden de magnitud de los de la Tabla 1, sus valores no pueden estar sujetos a comparaciones inmediatas. Más bien las presiones de una RIDAP son dependientes de las de una RDAP, ya que los aparatos sanitarios se van a suplir con estas últimas. Sin embargo, para la realización de este trabajo cada una de las redes de estudio se modeló como una RIDAP independiente, con el fin de encontrar diferencias claras en estas dos metodologías. Esta aclaración es importante porque muestra que una RIDAP no sólo se limita a la modelación de edificaciones, sino que también es aplicable en el caso de ciudades pequeñas y campamentos provisionales o permanentes.

Por el lado de las presiones no se ve una distinción muy clara entre las utilizadas por una RDAP y una RIDAP, pero en el caso de la estimación del caudal requerido para cada una de las redes la diferencia se vuelve más evidente. Por este motivo, se cree pertinente hacer una revisión detallada de las metodologías disponibles para hacer el cálculo de la demanda, para poder comparar la aplicabilidad de los métodos en el diseño de redes de campamentos y ciudades pequeñas.

## 2.3. Métodos de estimación de demanda para una RDAP.

La normativa colombiana tiene tres métodos para calcular la demanda asociada con los nudos de una red; el RAS los denomina método de las áreas, método de la carga unitaria y método de la repartición media. Se va a hacer especial énfasis en el segundo.

### 2.3.1. Método de las áreas.

En este método lo primero que debe hacerse es determinar el área de influencia de cada uno de los nudos, para luego multiplicarla por el caudal específico unitario (dado en L/s/ha). Éste depende del tipo determinado de uso de abastecimiento (residencial, comercial, industrial, rural, escolar, institucional, etc.) y a las condiciones hidrológicas que se tengan durante el periodo de diseño del proyecto.

$$Q_i = A_i \times Q_e$$

Ecuación 1. Método de las áreas.

Donde  $Q_i$  es el caudal del nudo  $i$  (L/s),  $A_i$  es el área de influencia o abastecida por el nudo  $i$  (ha), y  $Q_e$  es el caudal específico unitario (L/s/ha).

Usando polígonos de Thiessen se puede definir el área de influencia al delimitar cada una de las mediatrices que llegan al nudo en particular. Sin embargo, en ocasiones el diseñador debe justificar modos distintos para obtener esta área, debido a que por condiciones topográficas o hidrológicas ésta no obedece a una distribución por mediatrices.

### 2.3.2. Método de la carga unitaria.

Usualmente, el modo más utilizado para estimar la demanda en diferentes lugares del mundo está basado en el cálculo de la cantidad de agua asignada a un consumidor en un determinado periodo de tiempo. Claramente, esta medición se expresa en unidades de volumen por tiempo por consumidor.

Se deben hacer estudios de demanda desagregada por usos y zonas de la red a abastecer, los usos contemplados deben abarcar, entre otros, los mencionados en 2.3.1. La demanda puede estar en términos de agua por habitante, suscriptor o vivienda. En Estados Unidos, el consumo se establece en términos de unidades residenciales promedio, donde en actividades diferentes a la residencial hacen uso de las unidades residenciales equivalentes (Department of Health, 2009).

Por su parte, en Colombia se sigue el RAS 2000, que estipula que la demanda se establece por la dotación: unidad de medida de volumen de agua por habitante al día. Así mismo, se define la

dotación neta como la mínima cantidad de agua que debe recibir una persona para satisfacer sus necesidades básicas, y se puede establecer por medio de tablas guía, registros históricos o por comparación con municipios similares. A continuación se presenta el modo que el RAS dicta para obtener dicha demanda.

**Tabla 3. Dotación por habitante según el nivel de complejidad del sistema.**

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta (L/hab-día )	Dotación neta (L/hab-día )
	Clima Templado y Frío	Clima Cálido
Bajo	90	100
Medio	115	125
Medio Alto	125	135
Alto	140	150

Tomado del RAS 2000

La Tabla 3 muestra los valores de demanda que se tienen en los distintos niveles de complejidad del sistema, dependiendo del clima que se tenga en la región. Adicionalmente, la dotación neta debe ser mayorada para tener en cuenta el porcentaje de pérdidas (%p) que se tenga a lo largo del sistema. En este caso se debe tener en cuenta las pérdidas asociadas únicamente a la red de distribución, como se muestra en la Tabla 4.

**Tabla 4. Porcentajes máximos de pérdidas por componente para el cálculo de la dotación bruta.**

Componente	Pérdidas incluidas en el diseño de cada componente	% máximo de pérdidas			
		Nivel de Complejidad Bajo	Nivel de Complejidad Medio	Nivel de Complejidad Medio Alto	Nivel de Complejidad Alto
Captación	(1) + (2) + (3) + (4) + (5)	38%	35%	30%	30%
Aducción	(1) + (2) + (3) + (4) + (5)	38%	35%	30%	30%
Conducción	(3) + (4) + (5)	29%	26%	21%	21%
Sistema de bombeo	(4) + (5)	28%	25%	20%	20%
Tanques de almacenamiento o compensación	(4) + (5)	28%	25%	20%	20%
Red de distribución	(5)	27%	24%	19%	19%

Tomado del RAS 2000



$$d_{Bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - \% p}$$

**Ecuación 2. Dotación bruta.**

Una vez que se obtiene la dotación bruta con la Ecuación 2, se procede a calcular la con el caudal medio diario, máximo diario y máximo horario, tal como se muestra en la Tabla 5.

**Tabla 5. Estimación de la demanda según RAS 2000.**

Caudal	Definición	Ecuación
Medio Diario (Qmd)	Promedio de los consumo diarios en un periodo de un año	$Qmd = \frac{\text{población} * d_{neta}}{86400}$
Máximo Diario (QMD)	Máximo registrado en un día durante un periodo de un año	$QMD = Qmd * k_1$
Máximo Horario (QMH)	Máximo registrado durante una hora en un periodo de un año	$QMH = QMD * k_2$

Tomado de (Torrado, 2012)

Cabe aclarar que el término “población” hace referencia a los habitantes aferentes a un nudo de la red. Los valores propuestos de  $K_1$  y  $K_2$  se muestran en la Tabla 6.

**Tabla 6. Valores de  $K_1$  y  $K_2$ .**

Nivel de Complejidad del Sistema	Coeficiente de consumo máximo diario $k_1$	Coeficiente de consumo máximo horario $k_2$		
		red Menor	red Secundaria	red Matriz
Bajo	1.3	1.6	-	-
Medio	1.3	1.6	1.5	-
Medio Alto	1.2	1.5	1.45	1.4
Alto	1.2	1.5	1.45	1.4

Tomado de (Torrado, 2012).

El coeficiente de consumo máximo diario ( $K_1$ ) es calculado como la relación entre el mayor consumo diario y el consumo medio diario, mientras que el coeficiente de consumo máximo horario ( $K_2$ ) se obtiene de la relación entre el QMH y el QMD. Debe hacerse la aclaración que ninguno de los caudales mencionados en la Tabla 5 tiene incluido el caudal de incendio.

### 2.3.3. Método de la repartición media.

Este método es de los más sencillos de utilizar, ya que lo que se necesita saber es el sentido lógico del flujo dentro de la tubería, que normalmente está dado por la topografía de la zona. Lo que se

hace es definir los caudales de consumo en todas las partes de la red (tuberías principales, secundarias y ramales abiertos), para luego distribuirlos por medio del sentido lógico de flujo dentro de la red. Posteriormente, dichos caudales son repartidos por mitades a cada uno de los nudos extremos del tramo correspondiente.

## 2.4. Métodos de estimación de demanda para una RIDAP.

Al igual que la presión mínima, el caudal mínimo está en función de los aparatos sanitarios que vayan a ser abastecidos por la red. La demanda puede expresarse como el caudal máximo posible, o como el caudal máximo probable. En el caso del primero, se define como la suma de los caudales mínimos requeridos para el correcto funcionamiento de los aparatos sanitarios conectados a la red. Para el caso de Colombia, la NTC 1500 establece los siguientes caudales mínimos.

Tabla 7. Caudales mínimos según NTC 1500.

Aparatos Sanitarios	Caudal mínimo (L/s)
Inodoro fluxómetro	0.95 a 2.5
Inodoro tanque	0.19
Orinal	0.19
Orinal fluxómetro	0.95
Lavamanos	0.19
Ducha	0.32
Lavaplatos	0.28
Lavadora	0.32
Llave de manguera	0.32

Sin embargo, en la práctica no se usa el caudal máximo posible debido a la baja probabilidad de ocurrencia de ese escenario. Es decir, es inusual que en una red se prendan todos los aparatos sanitarios en el mismo intervalo de tiempo. Usualmente, las RIDAP se diseñan para abastecer un caudal máximo probable, que resulta del uso normal de los aparatos sanitarios, y cuantitativamente hace referencia a la suma de cada uno de los caudales mínimos de éstos.

Hay tres grandes grupos para clasificar los métodos utilizados para estimar la demanda en RIDAP:

- Empíricos.
- Semiempíricos.
- Probabilísticos.

Adicionalmente, para cierto tipo de edificaciones hay un método especial denominado caso de certeza real, el cual también va a ser descrito.

#### 2.4.1. Métodos empíricos.

Son métodos que se deducen de acuerdo con la experiencia de los desarrolladores, y por lo tanto carecen de una base matemática. Normalmente, se establece el caudal por medio de una relación entre el número de aparatos y la demanda probable. En este grupo se destacan el método británico y el de Dawson y Bowman.

##### 2.4.1.1. Método británico.

El caudal máximo probable es establecido a través de tablas de demandas probables simultáneas (correspondientes a diversas situaciones posibles), donde se suman los caudales mínimos abastecidos en un tramo (caudal máximo posible) para luego sumarlos y obtener el valor corregido del caudal máximo probable (García S. J., 2001). En la Tabla 8 se muestra el método descrito.

Tabla 8. Estimación del caudal máximo probable (método británico).

Caudal Máximo Posible (L/s)	Caudal Máximo Probable (L/s)	Caudal Máximo Posible (L/s)	Caudal Máximo Probable (L/s)
0.20	0.20	5.30	2.46
0.88	0.15	6.75	2.65
1.01	0.92	7.76	2.84
1.14	1.01	8.96	3.03
1.26	1.10	10.28	3.28
1.45	1.20	11.86	3.53
1.64	1.29	13.63	3.85
1.89	1.42	15.65	4.10
2.21	1.51	18.05	4.48
2.52	1.64	20.76	4.86
2.90	1.77	23.85	5.36
3.34	1.89	27.44	5.99
3.85	2.02	31.55	6.56
4.48	2.15	31.55	6.31
5.11	2.34		

Tomado de (García S. J., 2001).

### 2.4.1.2. Método de Dawson y Bowman.

Desarrollado por los profesores Dawson y Bowman en la Universidad de Wisconsin, EE.UU. Donde Dawson fue profesor de Hidráulica, y jefe del Departamento de Ingeniería Hidráulica y de Saneamiento de dicha universidad. El método consiste en tablas que proporcionan el caudal máximo probable a partir del tipo de edificación que se tenga (unifamiliar pequeña o grande, o grupos de apartamentos desde 2 a 6 unidades), y los aparatos sanitarios abastecidos por cada edificación con su respectivo caudal mínimo. Consecuentemente, con base en suposiciones subjetivas hechas por el diseñador se obtiene el número de aparatos abiertos en un determinado tiempo (caudal máximo probable). La Tabla 9 muestra de manera resumida dichas tablas.

**Tabla 9. Estimación del caudal máximo probable (método de Dawson y Bowman).**

Tipo de Edificación	Aparatos Sanitarios	Caudal Máximo Posible (L/s)	Caudal Máximo Probable (L/s)
Casa unifamiliar de familia pequeña	2 llaves exteriores	0.63	0.32
	2 llaves de lavandería	1.01	0.50
	1 llave de fregadero	0.47	
	1 lavabo	0.32	0.32
	1 WC o inodoro	0.19	0.19
	1 tina o regadera	0.63	
	<b>Sumatoria</b>	<b>3.25</b>	<b>1.33</b>
Casa unifamiliar de familia grande	2 llaves exteriores	0.63	0.32
	2 llaves de lavandería	1.01	0.50
	1 llave de fregadero	0.47	
	3 lavabos	0.95	0.32
	3 WCs o inodoros	0.57	0.19
	2 tinas o regaderas	1.26	0.63
	<b>Sumatorias</b>	<b>4.89</b>	<b>1.96</b>
Dos familias en una sola planta	2 llaves exteriores	0.63	0.32
	4 llaves de lavandería	2.02	1.01
	2 llaves de fregadero	0.95	0.47
	2 lavabos	0.63	0.32
	2 WCs o inodoros	0.38	0.19
	2 tinas o regaderas	1.26	
	<b>Sumatorias</b>	<b>5.87</b>	<b>2.30</b>
	2 llaves exteriores	0.63	0.32

Tipo de Edificación	Aparatos Sanitarios	Caudal Máximo Posible (L/s)	Caudal Máximo Probable (L/s)
Grupos de hasta cuatro en apartamentos	6 llaves de lavandería	3.03	1.51
	4 llaves de fregadero	1.89	0.95
	4 lavabos	1.26	0.32
	4 WCs o inodoros	0.76	0.38
	4 tinas o regaderas	2.52	
	<b>Sumatorias</b>	<b>10.09</b>	<b>3.47</b>
Grupos de hasta seis apartamentos	2 llaves exteriores	0.63	0.32
	8 llaves de lavandería	4.04	1.51
	6 llaves de fregadero	2.84	1.36
	6 lavabos	1.26	0.63
	6 WCs o inodoros	1.14	0.38
	<b>Sumatorias</b>	<b>13.69</b>	<b>4.83</b>

Tomado de (García S. J., 2001).

## 2.4.2. Métodos semiempíricos.

Son métodos que no cuentan con un fundamento teórico fuerte, y cuyos resultados están basados también en la experiencia de sus desarrolladores. Sin embargo, a diferencia de los métodos empíricos, éstos pueden ser expresados a través de fórmulas y expresiones matemáticas.

### 2.4.2.1. Método Alemán de la raíz cuadrada.

Este método toma como unidad de gasto el caudal instantáneo mínimo, normalmente 0.19 L/s en el caso colombiano (asociado con un inodoro de tanque, un orinal o un lavamanos). A esta unidad se le denomina  $q_1$ , que tiene asociado un cierto factor de carga  $f_1$ . Consecuentemente, si se tiene cualquier otro aparato sanitario que tenga un gasto diferente, su factor de carga se calcula como la relación entre el gasto de éste y el “unitario” (0,19 L/s) y elevando al cuadrado el resultado. Por ejemplo, si se tienen  $n_2$  duchas (0,32 L/s) abastecidas por la misma conducción, se tiene un factor de carga  $f_2 = (0,32/0,19)^2 = 2,8$ . Por lo tanto el caudal máximo probable para este grupo de aparatos sería:

$$Q = q_1 * \sqrt{f_1 * n_1 + f_2 * n_2}$$

Ecuación 3. Ejemplo Método Alemán.

De una manera más general se tiene que:

$$Q = q_1 * \sqrt{f_1 * n_1 + f_2 * n_2 + \dots + f_n * n_n}$$

Ecuación 4. Generalización Método Alemán.

La Ecuación 4 muestra que para obtener el caudal máximo probable, el factor de carga para cada tipo de aparato debe multiplicarse por el número de aparatos iguales en el tramo de tubería en cuestión. Esto debe sumarse y sacarle la raíz cuadrada al resultado, que de manera subjetiva considera el hecho de que los aparatos sanitarios no trabajan simultáneamente.

#### 2.4.2.2. Método de la norma francesa.

En Francia, el cálculo del caudal mínimo transportado en una RIDAP se encuentra consignado en las normas NP-41-204 y NP-40-202. El procedimiento para encontrar el caudal máximo probable consiste en multiplicar la sumatoria de los caudales mínimos instantáneos de los aparatos sanitarios conectados a la red por un coeficiente de simultaneidad K.

$$Q = K * \sum Q_{\min}$$

Ecuación 5. Caudal por la norma francesa.

Los valores de los caudales mínimos se encuentran consignados en la Tabla 10 para cada uno de los aparatos sanitarios.

Tabla 10. Caudales requeridos por el método de la norma francesa.

APARATO	$Q_{\min}$ (lt/seg)
Calentador Eléctrico	0,30
Ducha	0,20
Inodoro de Tanque	0,15
Inodoro de Fluxómetro	0,95
Lavamanos	0,20
Lavadero	0,20 – 0,30
Lavaplatos	0,25 – 0,30
Lavadora	0,20 – 0,30
Llave Externa	0,25

Tomado de (CIACUA, 2011).

Adicionalmente, el cálculo del factor de simultaneidad K depende del número x de aparatos existentes en la instalación, y su valor no puede ser inferior a 0,2 ni mayor a 1.

$$K = \frac{0.8}{\sqrt{x-1}}$$

Ecuación 6. Factor de simultaneidad.

Algunos tipos de edificaciones modifican la Ecuación 5 con un factor que mayor el caudal; para los hoteles se usa uno de 1,25 y para los restaurantes uno de 1,5.

### 2.4.2.3. Método del factor de simultaneidad.

Este método consiste en una variación de la norma francesa, en el cual el factor de simultaneidad  $K$  (Ecuación 6) es obtenido de modo diferente dependiendo del tipo de instalación que se tenga. Con base en esto se definen tipos de instalaciones que están relacionadas al tipo de aparatos que predominan en cada una de ellas.

La instalación clase 1 es aquella en la que predominan los aparatos comunes, y  $K$  se calcula como:

$$K = \frac{1}{\text{Log}_{10}x}$$

Ecuación 7.  $K$  instalación clase 1.

Por otra parte, la instalación clase 2 es aquella en la cual predominan los aparatos con fluxómetro, y su cálculo es el siguiente:

$$K = \frac{1}{\sqrt{x-1}} - 0.07$$

Ecuación 8.  $K$  instalación clase 2.

Por último, la instalación clase 3 es una red residencial:

$$K = \frac{1}{\sqrt{x-1}}$$

Ecuación 9.  $K$  instalación clase 3.

### 2.4.2.4. Método Racional

Es una extensión de los dos métodos anteriores para el caso de instalaciones que abastecen edificaciones con un número similar de aparatos sanitarios, a través de una misma tubería. De manera similar, el método consiste en sumar el caudal máximo probable (Ecuación 5) de cada una de las edificaciones y modificarlo mediante un factor  $K_2$ , que se calcula de la siguiente manera:

$$K_2 = \frac{N + 19}{10 * (N + 1)}$$

Ecuación 10.  $K$  Método Racional.

Donde  $N$  es el número de edificaciones en la misma conducción con un número similar de aparatos.

### 2.4.2.5. Método de la norma española.

En el caso del gobierno español, el cálculo de la demanda para una RIDAP se realiza por medio de lo estipulado en la norma UNE 149.201/07, la cual dicta que el caudal máximo probable se obtiene con la siguiente expresión:

$$Q = A * Q_T^B + C$$

Ecuación 11. Caudal por la norma española.

Donde  $Q_T$  hace referencia a la suma de los caudales mínimos requeridos de todos los aparatos sanitarios abastecidos por la red, y los parámetros A, B y C dependen del tipo de edificación, de los caudales totales demandados en ésta y de los caudales máximos por aparatos ( $Q_u$ ). En la Tabla 11 se muestran los distintos parámetros para usar la Ecuación 11.

Tabla 11. Estimación de los parámetros A, B y C de la norma española.

	$Q_u$ (L/s)	$Q_T$ (L/s)	A	B	C
<b>Viviendas</b>	<0.5	<20	0.682	0.45	-0.14
	>0.5	<1	1	1	0
	>0.5	<20	1.7	0.21	-0.7
<b>Oficinas, Aeropuertos</b>	<0.5	<20	0.682	0.45	-0.14
	>0.5	<1	1	1	0
	>0.5	<20	1.7	0.21	-0.7
	Sin límite	>20	0.4	0.54	0.48
<b>Hoteles</b>	<0.5	<20	0.698	0.5	-0.12
	>0.5	<1	1	1	0
	>0.5	<20	1	0.366	0
	Sin límite	>20	1.08	0.5	-1.83
<b>Centros Comerciales</b>	<0.5	<20	0.698	0.5	0.12
	>0.5	<1	1	1	0
	>0.5	<20	1	0.366	0
	Sin límite	>20	4.3	0.27	-6.65

Tomado del IDAE (Instituto para la Diversificación y Ahorro de la Energía).

### 2.4.3. Métodos probabilísticos.

Se basan en la suposición de que el uso de los aparatos sanitarios que componen la red obedece a un evento aleatorio. Bajo este criterio, se establecen diversas funciones de probabilidad que expliquen de la mejor manera la ocurrencia de estos eventos, y a partir de éstas se calcula el caudal máximo probable del sistema. El método principal es el de Hunter, del cual se derivan otros



que son modificados y consignados en las normas técnicas de los países para ajustarse a la realidad local.

### 2.4.3.1. Método de Hunter.

Lo desarrolló el Dr. Roy Hunter del National Bureau of Standards de EE.UU en 1924, pero no fue hasta 1940 que entró en rigor gracias al Departamento de Comercio de los Estados Unidos. Está basado en que la probabilidad  $p$  de que cierto aparato esté en uso en un momento de observación aleatorio sea de  $t/T$ . Donde  $t$  es la duración de uso de cada operación del aparato, y  $T$  es el lapso de tiempo entre operaciones sucesivas.

La forma general para definir la probabilidad de que  $r$  de  $n$  aparatos conectados a la red estén en funcionamiento durante un momento de observación aleatorio sigue un comportamiento de tipo binomial.

$$p_r^n = C_r^n (1-p)^{n-r} p^r$$

**Ecuación 12. Probabilidad de encontrar  $r$  de  $n$  aparatos encendidos.**

Donde  $P^r$  representa la probabilidad conjunta de encontrar  $r$  aparatos encendidos a la vez,  $(1-p)^{n-r}$  asegura que únicamente se encuentren encendidos los  $r$  aparatos, y la combinatoria da todas las posibles combinaciones de tener  $r$  aparatos de un conjunto de  $n$  prendidos.

Para que el diseño sea adecuado el método propone el siguiente criterio: “el sistema puede ser considerado con operación satisfactoria, si está dimensionado para poder abastecer simultáneamente la demanda para  $m$  de los  $n$  aparatos sanitarios instalados que tiene el sistema, de tal manera, que no más del uno por ciento del tiempo, puedan ser excedidos los  $m$  aparatos en operación simultánea”. Esto se puede expresar matemáticamente de la siguiente manera:

$$\sum_{r=m+1}^{r=n} C_r^n (1-p)^{n-r} p^r \leq 0.01$$

**Ecuación 13. Criterio de uso del método de Hunter.**

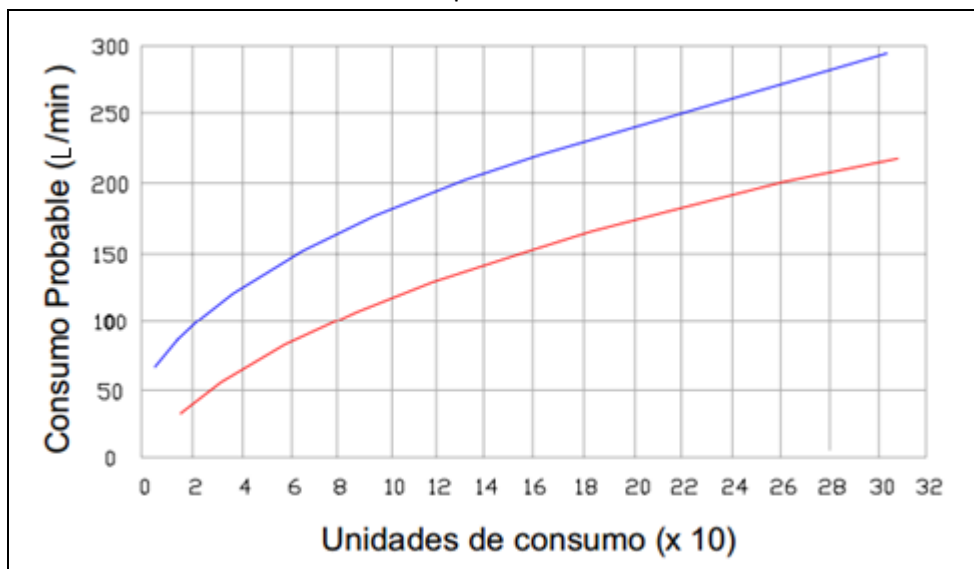
El menor valor de  $m$  para el cual la Ecuación 13 es verdadera, da el número de aparatos sanitarios para el cual el sistema debe ser diseñado.

Es evidente que para poder estimar el caudal máximo probable es necesario saber los valores de  $t$ ,  $T$  y  $q$ , que hace referencia al caudal unitario. Aunque hoy en día estos valores deben ser supuestos con la experiencia del diseñador; Hunter en su trabajo original sugiere los siguientes valores:

- $t=10$  seg para aparatos con fluxómetro, y  $t=60$  seg para aparatos de tanque.
- $T=5$  min.

El valor de  $q$  es relativo al tipo de aparato usado, por lo tanto Hunter analizó sistemas compuestos por un solo tipo de aparato. Sin embargo, este no es el caso que se da en la práctica donde las redes están compuestas por distintos tipos de aparatos. Con el fin de poder emplear la metodología de Hunter a cada aparato se le debe asignar un valor de referencia conocido como unidad de consumo, el cual representa el efecto relativo de dicho aparato con respecto a los demás.

Para una mejor aplicación del método, éste es sintetizado en la Gráfica 1. En la que para los valores de  $t$ ,  $T$  y  $q$  especificados anteriormente se puede obtener el valor de la demanda en función del número de unidades de consumo presentes en la red.



Gráfica 1. Representación gráfica del método de Hunter.

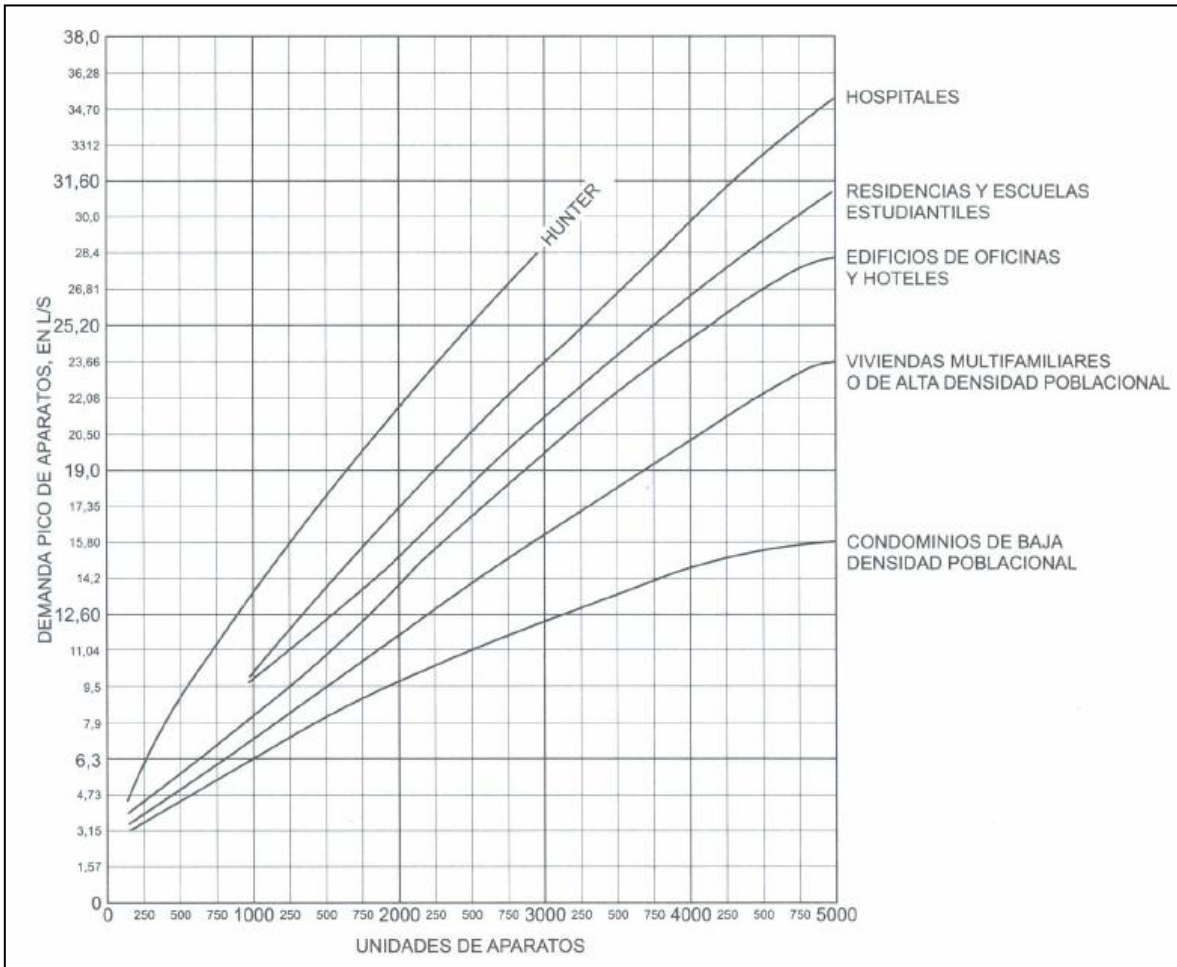
La línea azul muestra los datos para las instalaciones con aparatos con fluxómetro, y la roja para las de tanque.

Debido a la gran diferencia entre los aparatos usados en la década de los 40, cuando se empezó a implementar el método, y los actuales que son diseñados con griferías que disminuyen drásticamente el consumo de agua, se ha visto la necesidad de implementar nuevas gráficas.

#### 2.4.3.2. Método de Hunter modificado.

Es el método que más se utiliza en Estados Unidos y en los países de América Latina. Simplemente difiere del anterior en los valores que se usan de  $t$ ,  $T$  y  $q$ , para ajustarlos a los de los aparatos sanitarios presentes en la actualidad. Estos cambios han suscitado la formulación de nuevas gráficas de estimación de la demanda, basadas en las normas técnicas que rijan en cada país. Para

el caso de Colombia, se tiene la NTC 1500 con las distintas curvas que se muestran a continuación en la



Gráfica 2. Método de Hunter modificado según la NTC 1500.

Análogamente, se tienen tablas que contienen el número de unidades de consumo con base en si el aparato sanitario es de uso privado o público. Como uso privado se entiende que son instalaciones de aparatos con una probabilidad de uso simultáneo baja, mientras que los de uso público pueden llegar a ser usados por varias personas al mismo tiempo. En la Tabla 12 se muestran las unidades de consumo para varios aparatos consignados en la NTC 1500.

**Tabla 12. Unidades de consumo por Hunter modificado según la NTC 1500.**

Aparatos	Ocupación	Tipo de control del Suministro	Unidades de Consumo
Inodoro	Público	Fluxómetro	10
Inodoro	Público	Tanque	5
Orinal	Público	Fluxómetro de 2.5 cm	10
Orinal	Público	Fluxómetro de 2 cm	5
Orinal	Público	Llave	2
Lavamanos	Público	Llave	4
Tina	Público	Válvula Mezcladora	4
Ducha	Público	Válvula Mezcladora	4
Fregadero de Servicio	Público	Llave	2
Fregadero de Cocina	Hotel, Restaurante	Llave	4
Inodoro	Privado	Fluxómetro	6
Inodoro	Privado	Tanque de limpieza	3
Lavamanos	Privado	Llave	1
Bidé	Privado	Válvula mezcladora	2
Tina	Privado	Válvula mezcladora	2
Ducha	Privado	Válvula mezcladora	2
Ducha separada	Privado	Válvula mezcladora	2
Fregadero de Cocina	Privado	Llave	2
Lavadero	Privado	Llave	3
Lavadora	Privado	Llave	2
	Pública	Llave	4
Lavaplatos eléctricos	Privado	Llave	3
	Público	Llave	6

En la Tabla 12 se puede observar que un aparato de servicio público tiene unidades de consumo mayor a las registradas para uno de servicio privado. Así mismo, el tipo de control de suministro afecta bastante, por ejemplo, en el caso de la ducha se tiene el doble de unidades de consumo dependiendo si es con fluxómetro o tanque.

#### **2.4.3.3. Método probabilístico general.**

Tiene la misma consideración del Método de Hunter en cuanto a que mayor sea el número de aparatos sanitarios, la proporción de uso simultáneo disminuye, por lo que cualquier gasto

adicional que pueda llegar a generar una sobrecarga en el sistema rara vez se notará. Mientras que si se tiene un número bajo de aparatos asociados a la red, cualquier tipo de sobrecarga puede llevar a un funcionamiento incorrecto de ésta desde el punto de vista hidráulico. Así mismo, tiene en cuenta la duración media de funcionamiento del aparato ( $t$  – en minutos), el intervalo de tiempo entre operaciones ( $T$  – en minutos), y adicionalmente, la duración media diaria del periodo de punta ( $h$  – en horas). Con lo que se puede calcular el número máximo de servicios que pueden sobreponerse en un determinado periodo de tiempo, de tal manera que la probabilidad de excedencia de este valor en un día sea baja.

$$\text{Log } A^{r-1} - \text{Log } B = \text{Log } C_r^n$$

**Ecuación 14. Método probabilístico general.**

Donde  $A = T/t$ ,  $B = h/T$ , y  $C_r^n$  hace referencia a todas las posibles combinaciones de escoger  $r$  de  $n$  aparatos.

El método no es muy empleado porque resulta dispendioso a la hora de hacer los cálculos, debido a que primero debe despejarse el valor de la combinatoria de la Ecuación 14 para posteriormente encontrar el número  $r$  de aparatos que satisfacen la condición.

#### **2.4.3.4. Métodos modernos.**

Ver sección 2.7.2.1.

#### **2.4.4. Caso de certeza total.**

En algunas edificaciones especiales se puede llegar a tener la plena certeza de que en un determinado periodo de tiempo durante el día, todos los aparatos de un ramal estén encendidos. Este es el caso de un internado, una instalación militar, o de cualquier edificación en la cual se desarrolle un evento que cumpla con estas características específicas (los baños de un estadio durante el intermedio). Estos casos especiales deben ser considerados de manera independiente, teniendo una simultaneidad del 100 %, lo que lleva a diseñar no con el caudal máximo probable sino con el máximo posible.

### **2.5. Ecuaciones básicas de hidráulica de tuberías.**

En los numerales anteriores se ha hecho hincapié en los métodos de estimación de las presiones y caudales requeridos para una RDAP y una RIDAP. Si bien difieren bastante unos de otros en cuanto a sus requerimientos y formas de cálculo, el diseño de estos dos tipos de redes está gobernado por los mismos principios físicos. Por esto se cree pertinente hacer un repaso sobre las ecuaciones más importantes de la hidráulica de tuberías.

En la actualidad, existen varias herramientas computacionales que permiten la implementación de métodos modernos de diseño, tales como el método del gradiente, que permite realizar el cálculo de cualquier tipo de red ya sea abierta o cerrada. Sin embargo, es común que las RIDAP sean calculadas tubo a tubo, perdiendo así de vista su comportamiento dinámico.

Los principios de conservación de la masa y la energía son elementales en las diversas metodologías implementadas para diseñar sistemas de distribución de agua potable. Como su nombre lo indica, la conservación de la masa hace referencia a que la masa que entra a un conducto es igual (se conserva) a la masa que sale del mismo. Por lo tanto se tiene que:

$$\rho_e V_e A_e = \rho_s V_s A_s$$

Ecuación 15. Conservación de la masa.

Donde los subíndices izquierdos hacen referencia a la entrada y los derechos a la salida,  $\rho$  es la densidad del fluido que fluye dentro del conducto,  $V$  es su velocidad y  $A$  es el área del tubo (para el caso de redes de distribución).

Es evidente que si la densidad del fluido permanece constante, lo cual es lógico ya que el agua es un fluido incompresible, la Ecuación 15 dictamina que el caudal de entrada va a ser igual al caudal de salida.

Similarmente, la conservación de la energía dictamina que la energía entre dos puntos 1 y 2 va a permanecer constante, experimentando ciertas pérdidas que se explicarán más adelante en esta misma sección. El principio de Bernoulli dice que:

$$\frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + H$$

Ecuación 16. Conservación de la energía.

Donde  $P$  es la presión piezométrica,  $V$  es la velocidad,  $Z$  es la altura con respecto a un punto de referencia (DATUM), y  $H$  son las pérdidas de energía. Éstas últimas pueden clasificarse como pérdidas por fricción o pérdidas menores.

Las pérdidas menores se refieren al decaimiento energético que provocan los distintos accesorios vinculados a la red de distribución (ver Tabla 13) pueden expresarse de una forma general por medio de la siguiente fórmula:

$$hm = \sum Km * \frac{V^2}{2g}$$

Ecuación 17. Pérdidas menores.

Donde  $\sum Km$  hace referencia a la sumatoria de los coeficientes de pérdidas menores asociados con cada accesorio.

**Tabla 13. Coeficientes para pérdidas en accesorios y codos.**

Accesorio	Km
Válvula de globo, completamente abierta	10.0
Válvula en ángulo, completamente abierta	5.0
Válvula de cheque, completamente abierta	2.5
Válvula de compuerta, completamente abierta	0.2
Válvula de compuerta, con 3/4 de apertura	1.00-1.15
Válvula de compuerta, con 1/2 de apertura	5.60
Válvula de compuerta, con 1/4 de apertura	24.00
Codo de radio corto (r/d +- 5 6 1)	0.90
Codo de radio mediano	0.75-0.80
Codo de gran radio (r/d +- 5 6 1.5)	0.60
Codo de 45°	0.40-0.42
Retorno (curva en U)	2.20
Tee en sentido recto	0.30
Tee a través de la salida lateral	1.80
Unión	0.30
Ye de 45°, en sentido recto	0.30
Ye de 45°, salida lateral	0.80
Entrada recta a tope	0.50
Entrada con boca acampanada	0.10
Entrada con tubo reentrante	0.90
Salida	1.00

Tomado de (Saldarriaga, 2007)

Por otro lado, las pérdidas por fricción son originadas por el esfuerzo cortante que tiene que vencer el flujo en la pared de la tubería. Gracias a la ecuación físicamente basada de Darcy-Weisbach, las pérdidas por fricción se cuantifican de la siguiente manera:

$$hf = f \frac{L V^2}{d 2g}$$

**Ecuación 18. Pérdidas por fricción de Darcy-Weisbach.**

Donde f es el factor de fricción, L la longitud de la tubería, d el diámetro y V la velocidad. Para calcular el factor de fricción (f) primero debe conocerse el régimen de flujo, es decir, si éste es laminar o turbulento. Si el flujo es laminar ( $Re < 2,200$ ), se procede a usar:

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

Ecuación 19. Coeficiente de fricción flujo laminar.

De lo contrario, si el flujo es turbulento ( $Re > 5,000$ ), debe hacerse uso de la ecuación iterativa de Colebrook-White.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 * \log \left( \frac{ks}{3.7 * d} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

Ecuación 20. Colebrook-White.

Donde  $K_s$  es la rugosidad absoluta de la tubería (m) y  $Re$  es el número de Reynolds. Si bien la Ecuación 20 es de rápida convergencia, se aconseja un valor semilla de 0.01 para la primera iteración de  $f$ .

Por último, se tiene una ecuación derivada de la Ecuación 18 y Ecuación 20, que permite solucionar de manera explícita para la velocidad. De esta manera se pueden llevar a cabo la comprobación de diseño y el diseño en sí de una tubería simple.

$$V = \frac{-2\sqrt{2gdh_f}}{\sqrt{L}} \log_{10} \left( \frac{K_s}{3.7d} + \frac{2.51v\sqrt{L}}{d * \sqrt{2gdh_f}} \right)$$

Ecuación 21. Velocidad explícita.

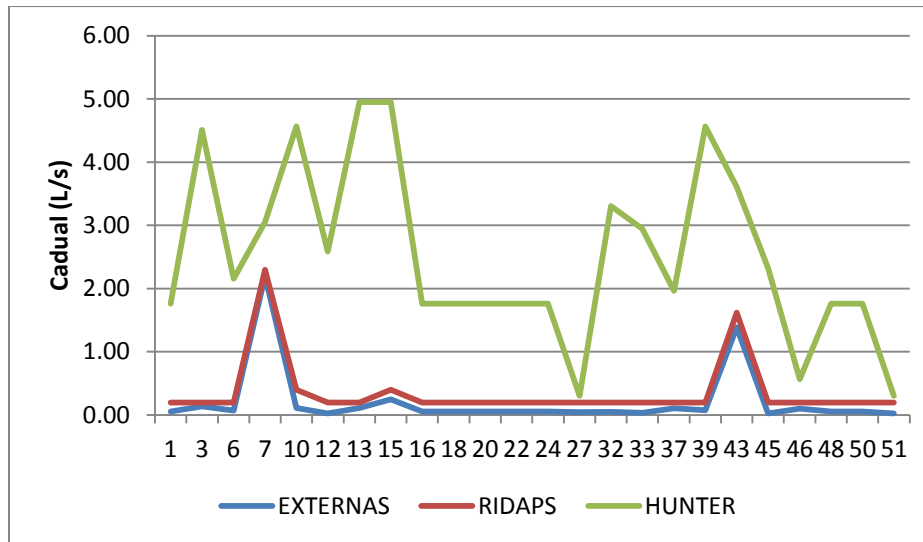
## 2.6. Resultados del trabajo de (Torrado, 2012).

Para el desarrollo de su trabajo, Torrado hizo uso del software REDES y RIDAPS (ver sección 2.7.), por medio de los cuales pudo comparar las metodologías disponibles para el diseño de sistemas de distribución de agua potable en campamentos y ciudadelas temporales. Para esto se valió de dos redes de ejemplo, también presentes en este trabajo (ver Secciones 3.1 y 3.2), a las cuales las comparó por varias metodologías de estimación de demanda para ver su influencia en el diseño. Escogió Hunter modificado, el método moderno de RIDAPS y el de carga unitaria (al cual llamó “externas”).

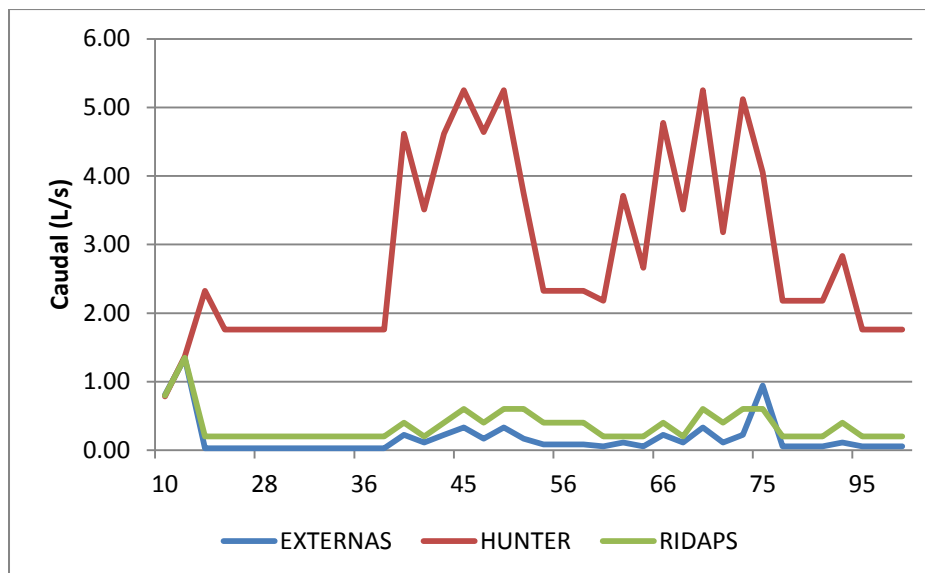
Sin embargo, él tuvo en cuenta una presión mínima de 7 m, lo cual difiere de lo que dicta el RAS en la Tabla 1, donde se tiene una presión mínima de 10 m para estos niveles de complejidad del sistema. En las dos figuras siguientes se puede ver que la demanda por Hunter modificado es mayor a las otras dos, mientras que la del método de carga unitaria es muy similar a la estimada por RIDAPS.

Cabe aclarar que en el eje de las abscisas se encuentra el ID de los tubos.





Gráfica 3. Demandas en los nudos de consumo de la Red 1.



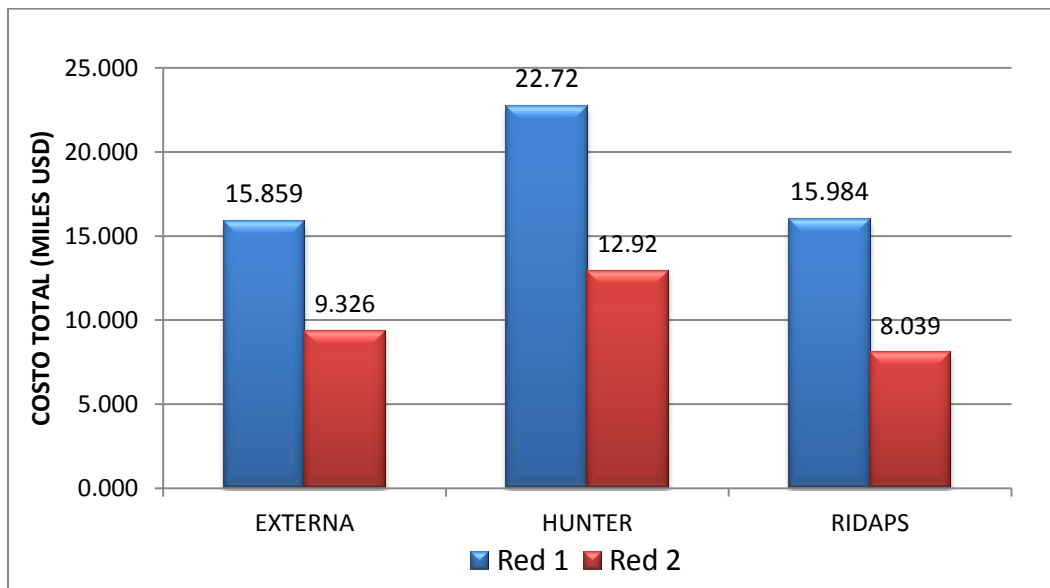
Gráfica 4. Demandas en los nudos de consumo de la Red 2.

Para el caso de las dos redes, los caudales del casino y la lavandería fueron los estipulados por los proveedores de los servicios, por lo tanto en las tres metodologías fueron constantes. Aunque vale hacer la aclaración que en el Método de Hunter modificado, al caudal de funcionamiento se le sumó el que corresponde a las unidades de consumo propias de estas instalaciones.

En la Gráfica 3 el punto de demanda más alto para el caso de la metodología de redes externas y de RIDAPS corresponde a la lavandería ubicada en el nudo 7. En el caso de la Gráfica 4, los picos

que se observan corresponden a nudos que abastecen contenedores de baños, siguiendo una tendencia similar en cada una de las metodologías (no en magnitud). En estas dos gráficas, se observa una similitud entre los valores de la metodología de redes externas y de RIDAPS; no obstante, si se elimina la serie de datos de Hunter modificado se ve una diferencia de hasta dos o tres veces en las magnitudes de estas metodologías. Esto de alguna manera evidencia que la demanda por el método de redes externas depende de la cantidad de usuarios, mientras que en la de RIDAP el criterio que prevalece es el del tamaño de las edificaciones (entre más grande más aparatos sanitarios). Sin embargo, Torrado hace la aclaración de que a la hora de simular las RIDAP, sus nudos de demanda no estaban desagregados de tal modo que terminaran en las acometidas de los aparatos. Por el contrario, cada uno de los nudos alimentaba un conjunto de aparatos que el software RIDAPS no podía distinguir con claridad. Esto llevaba a que la creación del escenario crítico estuviera desfasada (o sobredimensionada o subdimensionada), creando así problemas con los diseños de estas redes.

Es claro que los costos asociados con cada una de las metodologías varíen de forma inquietante, debido a que en el caso de Hunter modificado se tiene hasta 30 veces la demanda de los otros dos métodos. Esto conlleva a un incremento en los diámetros, y consecuentemente, a los costos asociados de las redes. Así mismo, se puede decir que los costos de la Red 1 van a ser superiores a los de la Red 2, porque la longitud total de tubería es mayor.



Gráfica 5. Comparación de costos con las tres metodologías en las dos redes.

## 2.7. Programas.

Para la realización de este trabajo fue necesario el uso de software especializado para poder diseñar varios sistemas de distribución de agua potable (RDAP y RIDAP), y a su vez, poder calcular las características hidráulicas resultantes. Específicamente, los programas computacionales que permitieron dichas tareas fueron desarrollados en el Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), de la Universidad de los Andes. El primero es el software REDES con el cual se modelaron y diseñaron las RDAP, y el segundo es el software RIDAPS, que como su nombre lo indica es aplicado únicamente a redes internas de distribución de agua potable.

### 2.7.1. Programa REDES.

Este programa fue desarrollado por el Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA) de la Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia. Básicamente es una herramienta de simulación de sistemas de tuberías con flujo a presión.

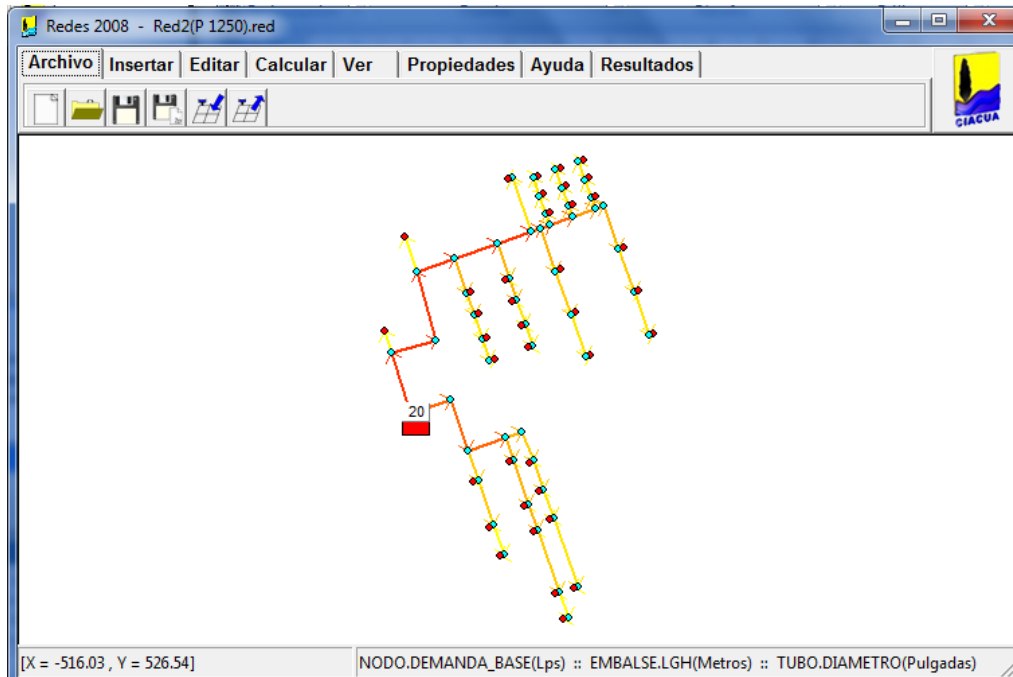
A través de investigaciones en diferentes universidades de Estados Unidos y Europa en criterios de optimización de RDAP, se ha podido desarrollar el software REDES. Entre los más importantes se encuentra el método del gradiente para el cálculo de redes cerradas de distribución, creado por E. Todini y E. P. O’Connell en la Universidad de Newcastle upon Tyne y por R. Salgado, como parte de su tesis doctoral en 1982-1983 (Saldarriaga, 2007). También se encuentra el criterio de optimización económica de diámetros, desarrollados por Ronald Featherstone y Karim El-Jumaily, quienes se basaron en el criterio de Wu. En este trabajo se hizo uso del método de Superficie Óptima de Gradiente Hidráulico (SOGH), desarrollado por Susana Ochoa como tesis de magíster.

Aunque hay varios programas computacionales que permiten crear la topología de la red, no son capaces de diseñar de forma optimizada las RDAP. Esta es la gran ventaja de REDES, que no sólo permite el diseño de redes nuevas sino también de ampliaciones a redes existentes. Dentro de su módulo de diseño optimizado permite escoger varias metodologías, tales como: Algoritmos Genéticos, Búsqueda de Armonía, Superficie Óptima de Presiones (SOP), Superficie Óptima de Gradiente Hidráulico (SOGH) y Superficie de Uso Óptimo de Potencia (OPUS por sus siglas en inglés). Adicionalmente permite diseñar por restricciones de diámetros, donde éstos pueden ser aumentados o disminuidos. Cabe hacer la aclaración que la versión utilizada fue la 2008.

#### 2.7.1.1. Características del programa.

La interfaz gráfica del programa es muy amigable con el usuario, ya que la mayoría de los botones tienen una imagen representativa de su uso junto con una breve descripción, la cual aparece si se deja el cursor por unos segundos sobre el botón. Su visualización permite ver un mapa de la red

donde se le puede pedir al programa que despliegue varias características hidráulicas y físicas de los distintos elementos, así como una representación por curvas de nivel o superficies. A continuación se muestra una serie de figuras que evidencian lo descrito anteriormente.



**Figura 1. Interfaz gráfica del programa REDES.**

Como se puede ver en la Figura 1, la interfaz gráfica está dividida en tres partes: una barra de opciones localizada en la parte inferior, una ventana para visualizar la red y sus elementos en la zona media, y en la parte inferior se muestra las coordenadas de cualquier punto junto con las características de los elementos. En el ejemplo de arriba se ve que en los nudos se están mostrando las demandas (L/s), en los tubos los diámetros (in) y en el embalse la LGH (m), todos diferenciados por una escala de colores.

En la Figura 2 se puede ver que el programa también es capaz de soportar visualizaciones gráficas en tres dimensiones, en este caso se está mostrando la superficie de presiones que se tiene en la red. Sin embargo, se le puede pedir que cambie esa característica por otras, ya sea de carácter hidráulico o físico. Dentro de éstas se encuentran la altura topográfica, la línea de gradiente hidráulico, la demanda base, la concentración de cloro, la edad del agua, entre otras. Igualmente, se le puede pedir que proporcione un eje coordenado para poder interpretar mejor los datos, que la imagen gire con una velocidad y ángulo de rotación variable, y que el brillo aumente o disminuya a petición del usuario.

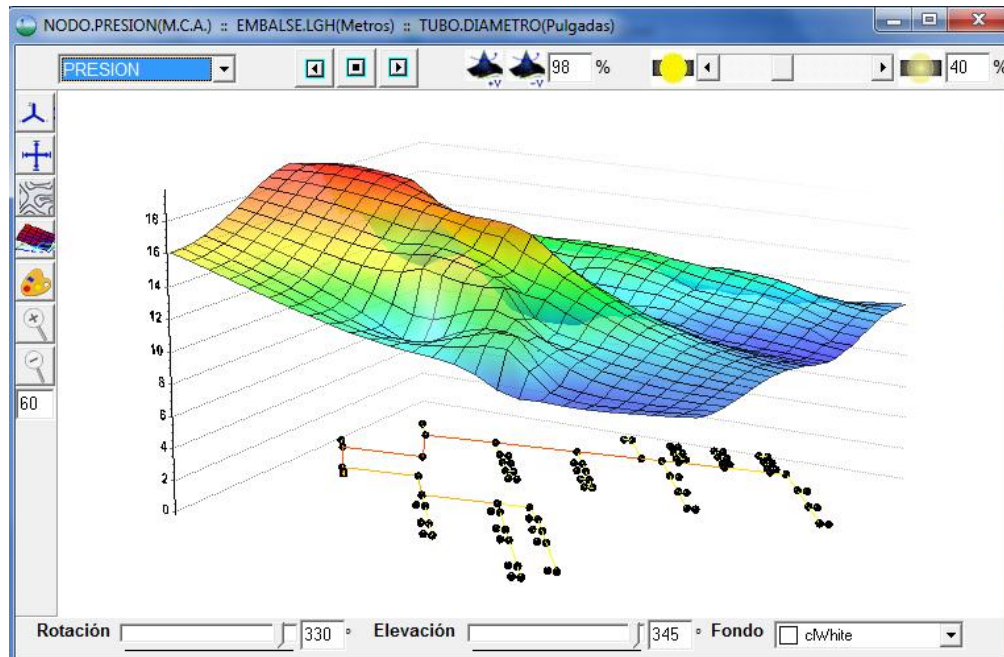


Figura 2. Superficie de presiones en REDES.

Si bien el programa REDES proporciona ayudas visuales importantes para interpretar los resultados, también tiene la capacidad de ofrecer múltiples opciones de cálculo al usuario. Dentro de éstas se encuentra el cálculo hidráulico estático (cálculo de presiones y alturas piezométricas), el cálculo hidráulico en periodo extendido (para realizarlo a diferentes horas del día), el cálculo de calidad de agua (edad del agua dentro de la red, concentraciones de cloro, trazadores y porcentaje de procedencia). Así mismo, cuenta con métodos modernos para diseñar RDAP, calibración de redes y cálculo del índice de resiliencia.

### 2.7.1.2. Elementos.

Cualquier red, por básica que sea, debe contar con un nudo, un tubo y una fuente de abastecimiento de agua. Sin embargo, sistemas de tuberías más complejas pueden hacer uso de otros elementos más sofisticados. A continuación se da una lista de los elementos que se pueden utilizar en el programa REDES:

- **Embalses:** son fuentes de agua cuya altura piezométrica es fija.
- **Tanques:** son fuentes de agua con altura piezométrica variable, ya que pueden ser modelados con un caudal de entrada que alimenta la red, o con un caudal de salida y ser alimentados por la red.

- **Nudos:** Puntos donde hay demanda de caudal, sin embargo, pueden servir para modelar uniones de tubos donde la demanda es cero.
- **Tubos:** Tuberías de la red, deben estar unidos por un nudo en cada uno de sus extremos.
- **Emisores:** Sirven para simular fugas en los nudos.
- **Válvulas:** Accesorios de las tuberías que combinan la relación entre alturas piezométricas y caudal, pueden ser de tipo reguladora de presión, de control de caudal, de propósito general, de regulación de cierre, de cheque o reductora de presión.
- **Bombas:** Accesorios de las tuberías que proporcionan energía a la red.

### 2.7.2. Programa RIDAPS.

#### 2.7.2.1. Método moderno de estimación de la demanda.

Es un software implementado por el Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA) de la Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia. Utiliza métodos modernos de estimación de la demanda, en donde se considera el consumo de agua como un proceso estocástico. Es decir, como un conjunto de variables aleatorias que evolucionan a partir de otra variable, que usualmente es el tiempo. Cada una de las variables tiene su propia función de distribución de probabilidad, entre las cuales puede generarse relaciones de dependencia o no. Es evidente que el uso de los aparatos sanitarios dentro de una edificación esté regido por un proceso estocástico, ya que la probabilidad de uso de los aparatos en un instante dado está influenciada por distintos factores como la cantidad, edad y actividades de los usuarios, el tipo de aparatos y sus usos, el momento del día o el día de la semana, la ubicación geográfica de la red y el tipo de edificación, entre otros (Torrado, 2012).

La metodología usada por RIDAPS consiste en modelar el consumo del agua como un Proceso Rectangular No Homogéneo de Poisson (PRNHP), donde se tienen dos suposiciones importantes: La intensidad ( $\lambda$ ) depende del tiempo y los pulsos de consumo no pueden empezar o terminar simultáneamente (CIACUA, 2011).

El modelo de PRNHP hace uso de tres variables para simular la demanda: la intensidad, duración y frecuencia de aparición de los pulsos. La función de densidad de probabilidad (fdp) de la intensidad es la distribución Weibull, con parámetros  $\lambda$  (L/s) y uno de forma  $\beta$ :

$$f(I) = \frac{\beta}{\lambda} \left( \frac{I}{\lambda} \right)^{\beta-1} e^{-(I/\lambda)^\beta}; I \geq 0$$

Ecuación 22. fdp para la intensidad de los pulsos.

La fdp de la duración de los pulsos es la exponencial, y está representada por la siguiente expresión:



$$f(t) = \alpha e^{-\alpha t}$$

Ecuación 23. fdp de la duración de los pulsos.

Por último, la fdp de la aparición de los pulsos en el tiempo corresponde a la de un proceso no homogéneo, y es definida para este caso como:

$$v_j(t) = C_j g(t) + \varepsilon(t)$$

Ecuación 24. fdp para la aparición de los pulsos.

Donde  $g(t)$  es una función que representa un patrón de tiempo unitario durante el día,  $\varepsilon(t)$  es un componente aleatorio de media 0 y desviación estándar  $\sigma_\varepsilon$ . Teniendo en cuenta que  $v_j(t)$  es la tasa de llegadas en distintos instantes de tiempo, si se integra respecto al tiempo se obtiene la tasa de llegadas para todo el intervalo temporal abarcado, es decir  $C_j$ . Como  $\varepsilon(t)$  tiene una media 0, se espera que al integrarlo en un periodo de un día tome un valor nulo, consecuentemente,  $g(t)$  debe concluir en la unidad. Esta función  $g(t)$  está representada por el siguiente polinomio de tercer grado.

$$g(t) = \frac{1}{10000} [A_3 t^3 + A_2 t^2 + A_1 t + C_0] \quad t \in [0, 24] \text{ h} \quad \text{Ecuación 25. Comportamiento del consumo.}$$

Donde  $C_0$  puede ser encontrado de la integral de  $g(t)$  con respecto al tiempo, y los parámetros  $A_1$ ,  $A_2$  y  $A_3$  tienen unidades inversas a la potencia del tiempo que los acompaña.

Para encontrar los escenarios de uso bajo los cuales el diseño debe ser propuesto, RIDAPS propone que la secuencia de estados, el número de aparatos ocupados en el tiempo, sigue el comportamiento de una variable aleatoria. Esto se logra por medio de la teoría de cadenas de Markov, donde se encuentra la probabilidad estacionaria del número de aparatos sanitarios encendidos simultáneamente en un momento de observación aleatorio. Cada estado tiene asociada una probabilidad de ocurrencia en el tiempo, basándose en la aparición de los pulsos de consumo ( $\lambda$ ) y su duración ( $\alpha$ ). Para propósitos de diseño, sólo interesan los escenarios que permiten la correcta operación de la red en un 95% del tiempo (CIACUA, 2011).

Estos métodos modernos de estimación de la demanda exigen características estadísticas de los pulsos de consumo de cada una de las edificaciones, lo cual representa un esfuerzo importante por la frecuencia de muestreo.



### 2.7.2.2. Características del programa.

El software está basado en el lenguaje de programación de Visual Basic con ciertos complementos auxiliares de MATLAB, los cuales evalúan las cadenas de Markov. Su interfaz está organizada para guiar al usuario de la manera más sistemática posible en el proceso de diseño.

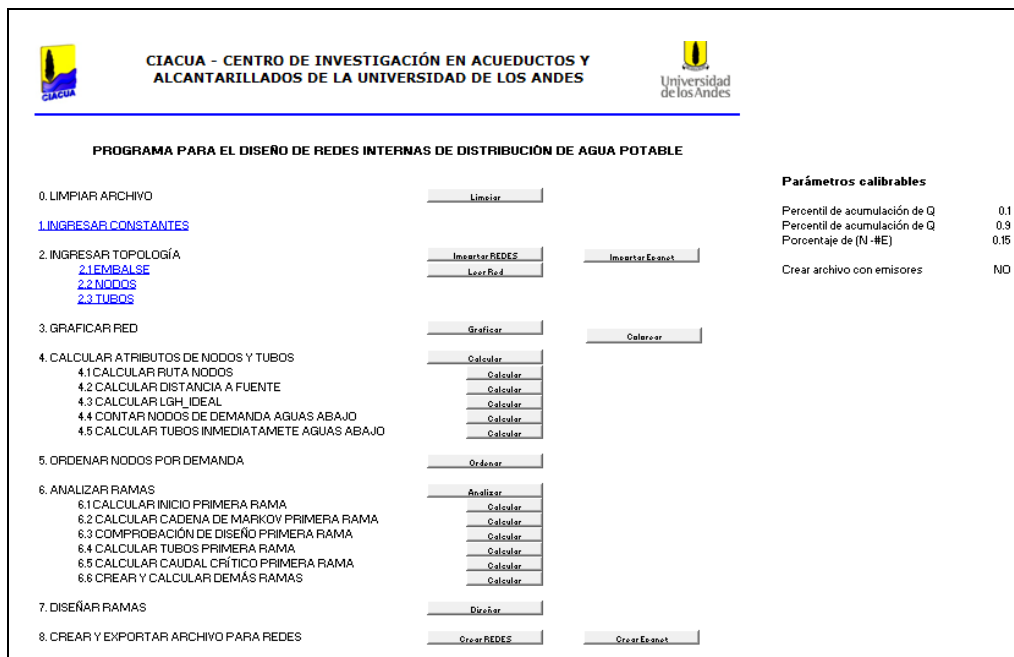


Figura 3. Interfaz de RIDAPS.

Como se puede ver en la Figura 3, el usuario es conducido por una serie de pasos (8 en total, si el archivo está nuevo y no hay que “limpiarlo”) que van desde la introducción de las constantes (gravedad y viscosidad cinemática) hasta la exportación de la red ya diseñada a REDES o EPANET.

Si bien se ha hecho énfasis en el modo en que se calcula el caudal de demanda, el software también es capaz de ingresar una topología y graficarla, calcular los atributos de los nudos y tubos (ruta, distancia a la fuente, LGH ideal, etc.), ordenar los nudos por demanda de mayor a menor, por último, de diseñar la red.

Es importante mencionar que a la hora de ingresar la topología de la red, ésta debe cumplir con dos suposiciones elementales (CIACUA, 2011):

- **Red abierta:** La red debe ser abierta; no pueden haber circuitos, y cada nudo debe tener una sola ruta al embalse.
- **Una sola tubería madre:** Del punto de alimentación de la red (embalse o tanque) sólo puede partir una tubería.



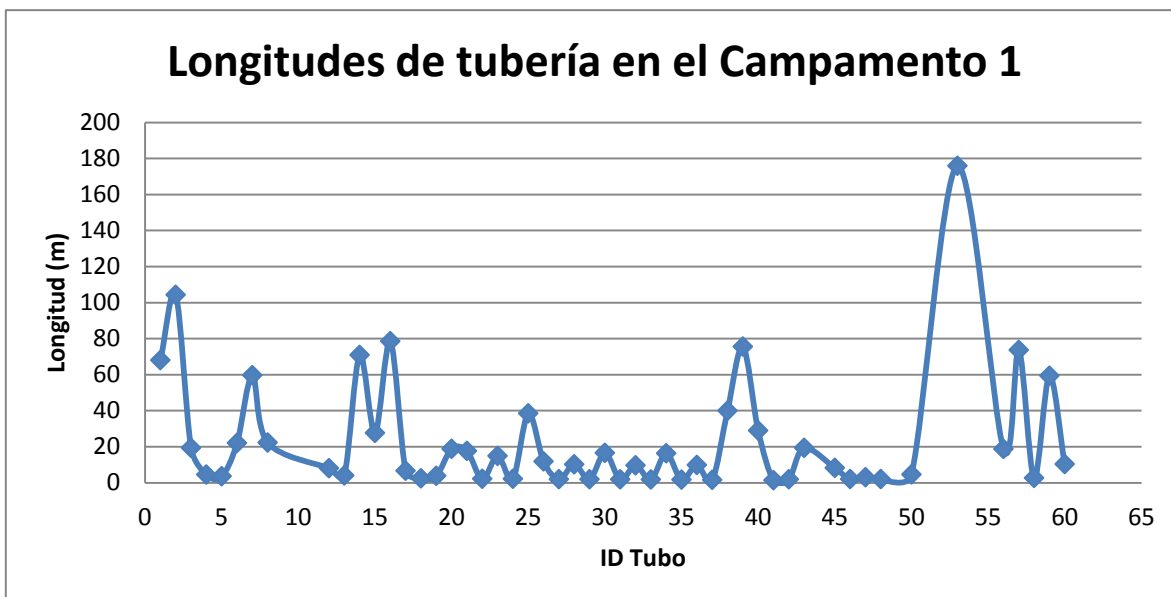
### 3. DESCRIPCIÓN DE LAS REDES DE EJEMPLO

Para poder analizar el impacto que tiene la metodología de diseño en redes de ciudades pequeñas y campamentos provisionales o permanentes, se escogieron seis redes de ejemplo que se adaptaran satisfactoriamente a éstas. Cada una de ellas se diseñó con el software REDES y RIDAPS, con el fin de establecer las diferencias que existen entre una RDAP y una RIDAP. Para cada una de ellas se hará una breve descripción, se mostrarán las características más importantes en cuanto embalses, nudos y tubos.

#### 3.1. Campamento 1.

Esta red es el típico ejemplo de un campamento permanente; alimenta 17 edificaciones, dentro de las cuales hay oficinas, sede social, centro de salud, canchas deportivas, instalaciones del Ejército y dos comedores. Una instalación sanitaria típica está conformada por dos sanitarios, dos lavamanos y dos duchas. El área aproximada de construcción es de 6 ha.

La red está conformada por una tubería principal que abastece varios ramales adicionales, el más largo atiende la sede social, el comedor alternativo, el casino, las oficinas y el centro de salud. Los otros están distribuidos para suplir la demanda de las edificaciones de alojamiento y la lavandería.



Gráfica 6. Longitudes de los tubos del Campamento 1.

En la Gráfica 6 se puede identificar la longitud de los tubos, al identificar su ID con la Figura 4.

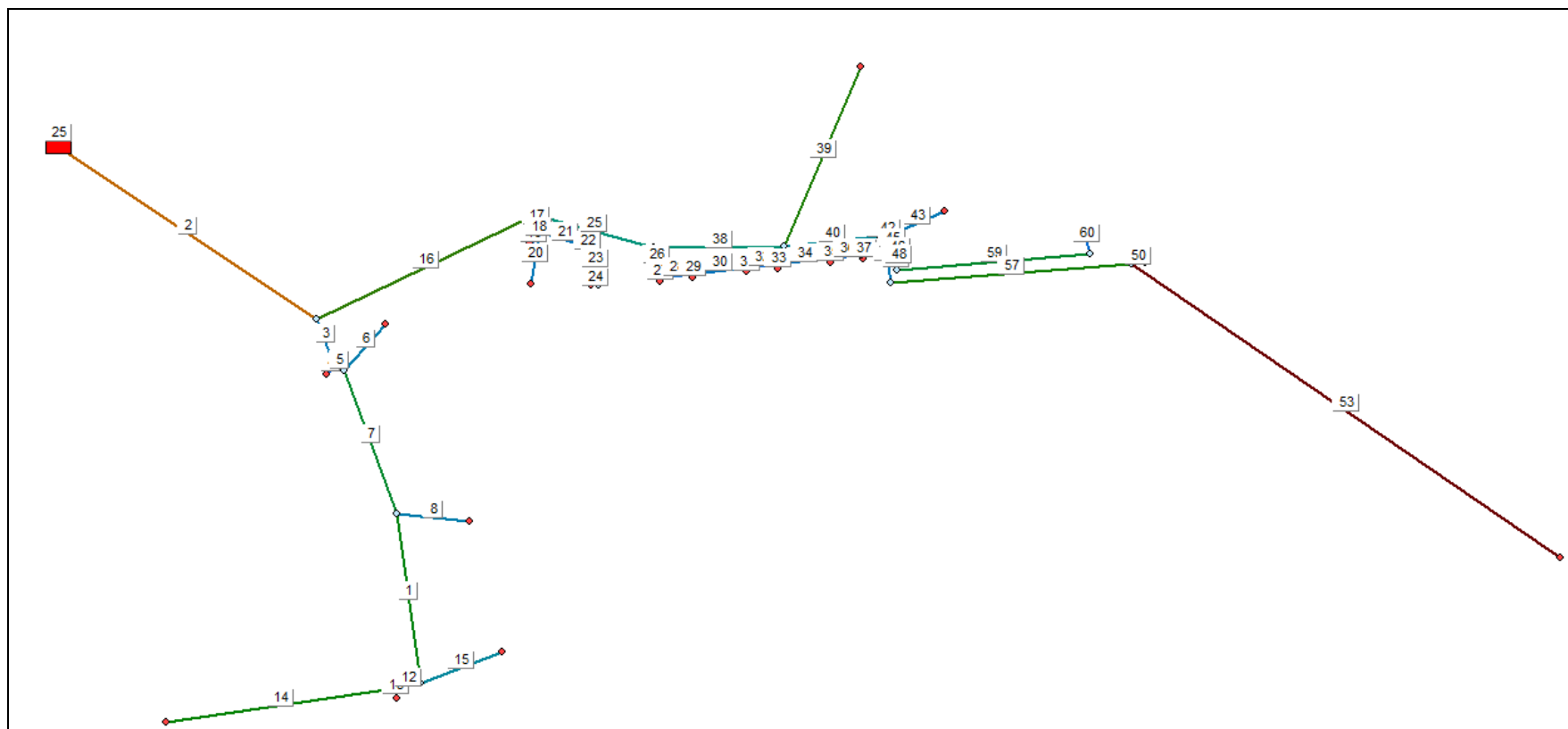


Figura 4. Modelo en REDES del Campamento 1 con el ID de los tubos.

El cálculo del LGH para el embalse en la entrada de la red se realizó de forma empírica, ya que si bien se tuvo en cuenta la altura topográfica y piezométrica, lo necesario para las pérdidas se estimó con base en la experiencia. Se sabía que la presión mínima en cada uno de los nudos debía ser de 10 m, el aparato sanitario más elevado estaba localizado 8 m por encima del embalse, lo cual dejó una holgura de 7 m para perderse por fricción. Adicionalmente, no se consideraron pérdidas menores porque no se hizo uso de ningún accesorio, sólo había uniones que según la Tabla 13 no aportan considerablemente a las pérdidas. Por este motivo el LGH fue de 25 m.

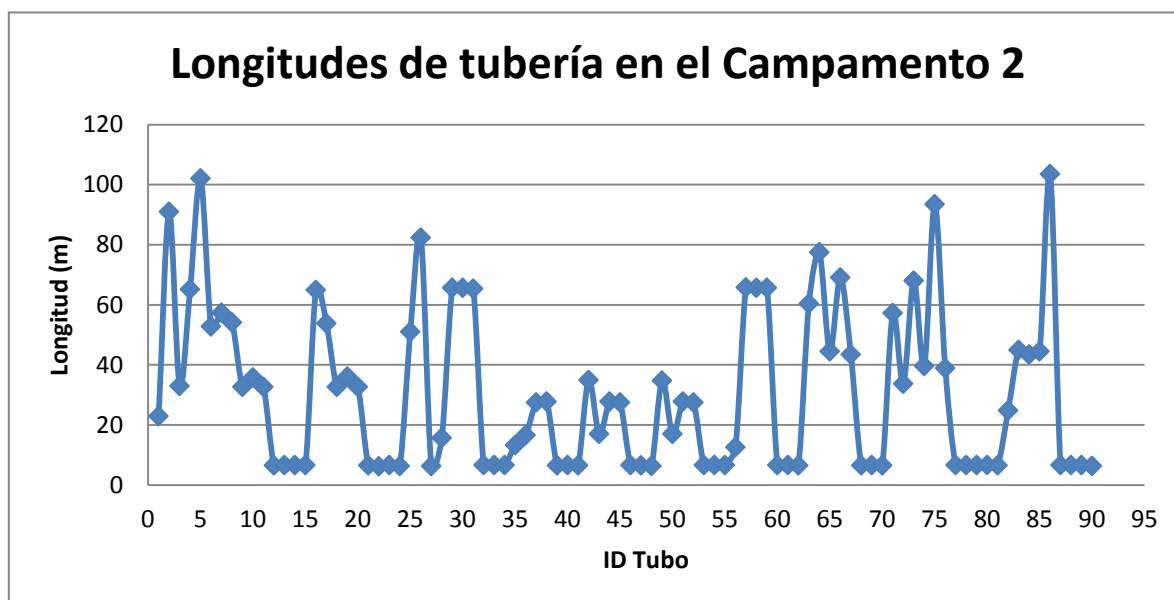
**Tabla 14. Características importantes del embalse y nudos del Campamento 1.**

LGH (m)	Nº Nudos de Demanda
25	23

Este cálculo se realizó de manera similar en las otras redes.

### 3.2. Campamento 2.

Esta red fue seleccionada por ser el ejemplo típico de un campamento temporal; alimenta exclusivamente contenedores y carpas que puedan ser trasladadas fácilmente dependiendo del área disponible. Hay 66 contenedores de alojamiento, 31 carpas tipo iglú, 48 baterías de baño que cuentan con 6 lavamanos, 5 sanitarios, 3 orinales y 4 duchas cada una. Así mismo se tiene un casino con comedor, lavandería, oficinas y enfermería.



**Gráfica 7. Longitudes de los tubos del Campamento 2.**

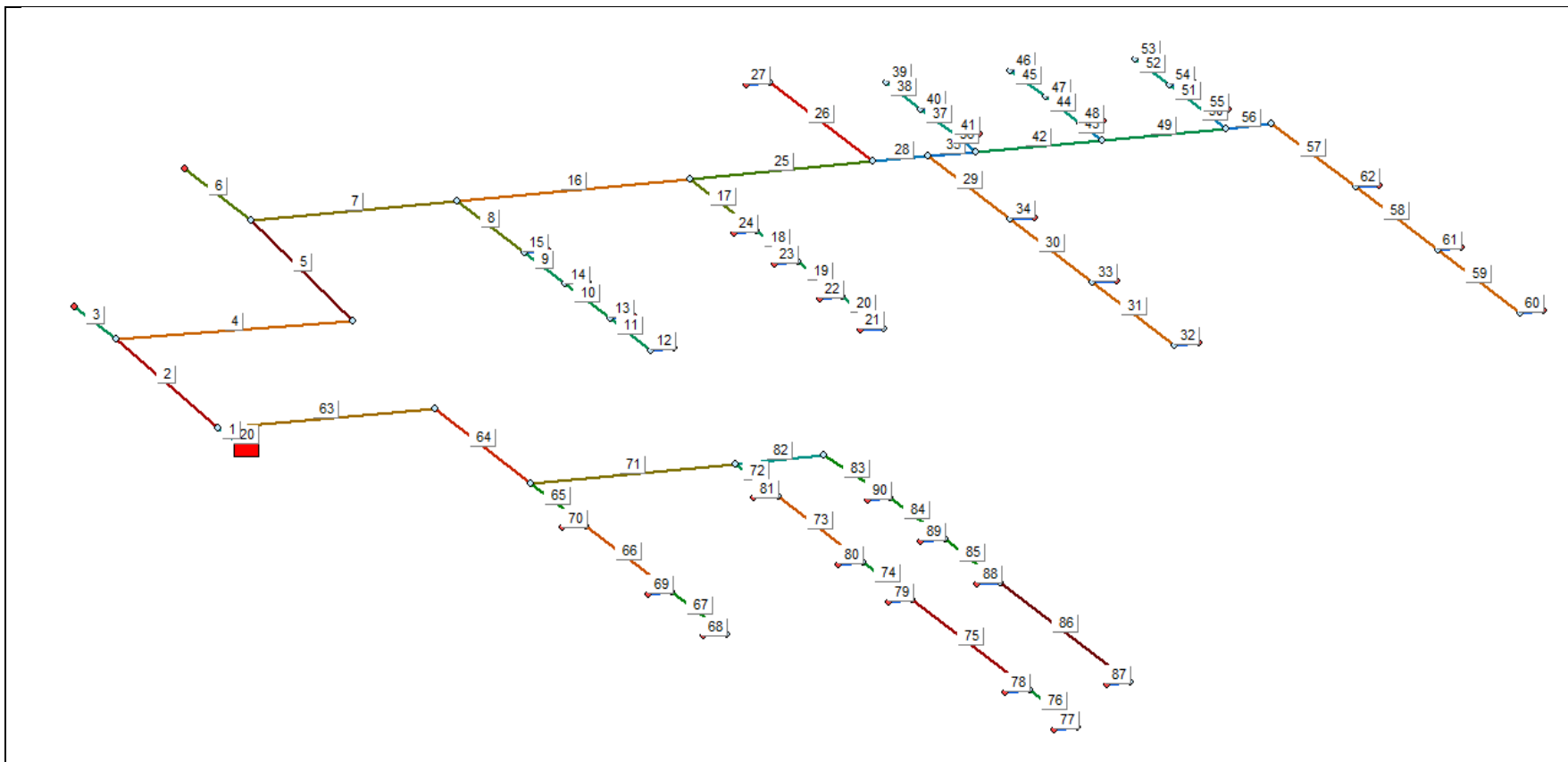


Figura 5. Modelo en REDES del Campamento 2 con el ID de los tubos.

**Tabla 15. Características importantes del embalse y nudos del Campamento 1.**

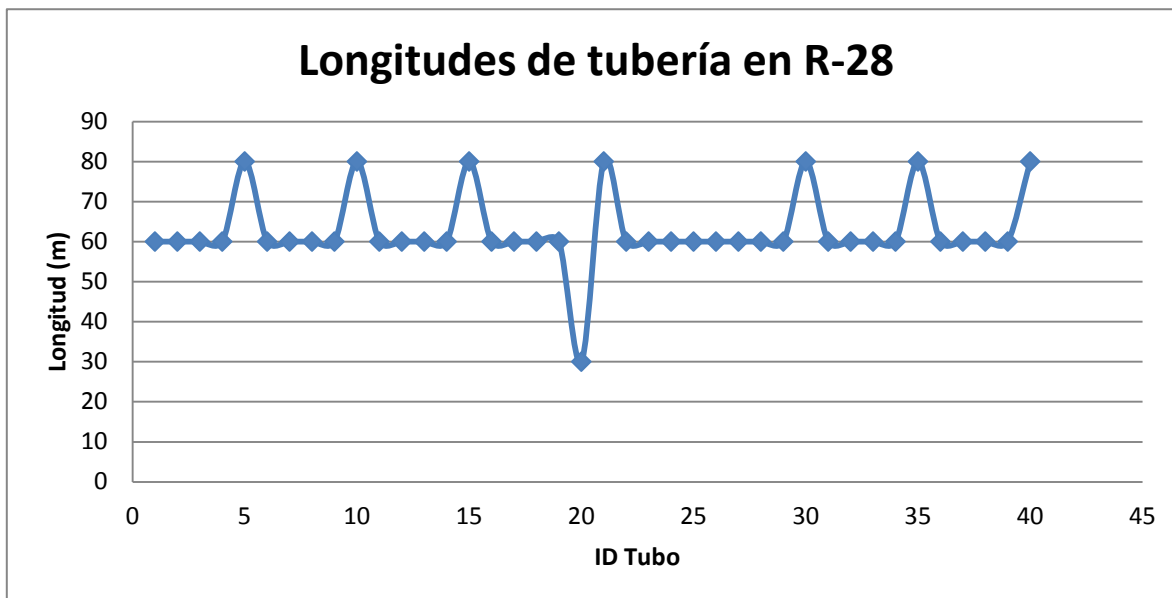
LGH (m)	Nº Nudos de Demanda
20	28

### 3.3. Red R-28.

La red R-28 es una red ficticia que se usó de una manera recursiva, cambiándole la topología con el fin de convertirla en una red abierta. Para esto se le eliminaron unos tubos con el fin adicional de dejarle una sola tubería madre.

Cada nudo de la red se adaptó para que suministrara la demanda de 4 módulos de vivienda, cada uno con 3 casas constituidas de un lavaplatos, un lavadero, dos sanitarios, un lavamanos y una ducha.

La escogencia de esta distribución de aparatos sanitarios se basó en la definición de unidad básica de vivienda, la cual debe como mínimo disponer de los aparatos mencionados anteriormente. (FEDELONJAS, 2009).


**Gráfica 8. Longitudes de los tubos de la red R-28.**

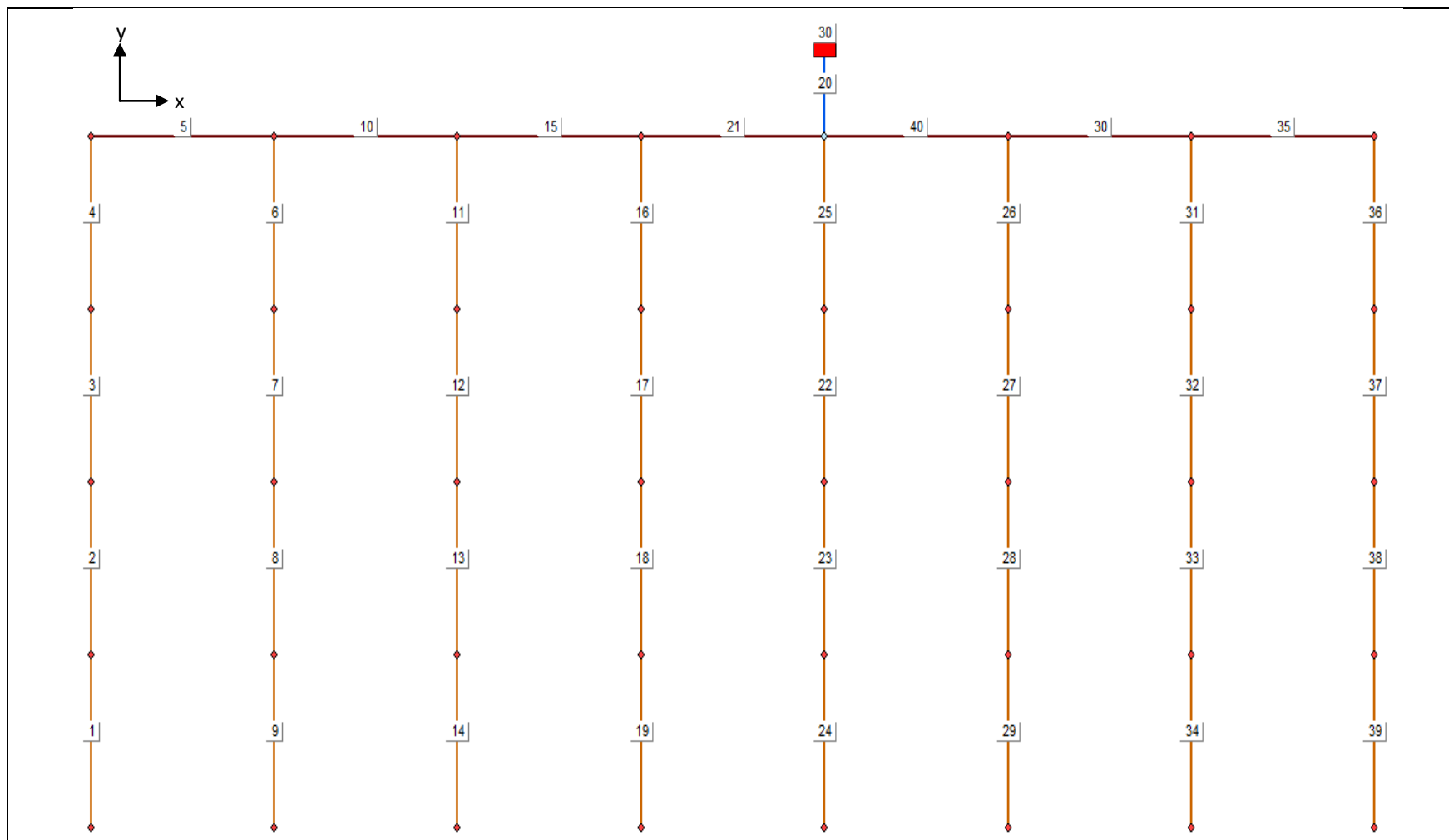


Figura 6. Modelo en REDES de la red R-28 con el ID de los tubos.

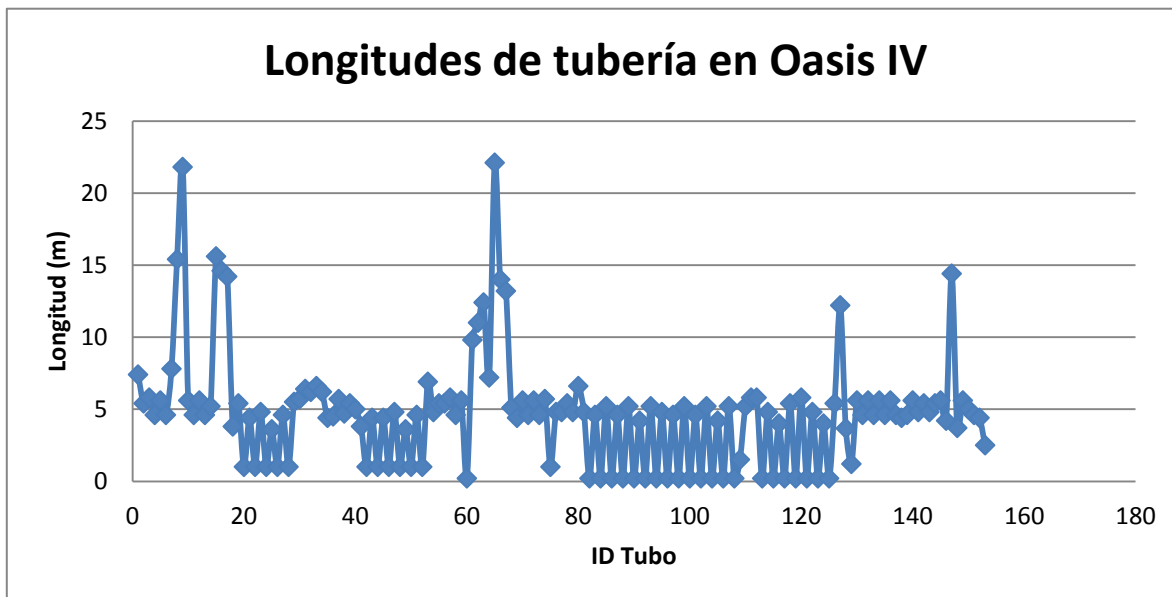
**Tabla 16. Características importantes del embalse y nudos de la red R-28.**

LGH (m)	Nº Nudos de Demanda
30	39

Como se puede ver en la Gráfica 8, los tubos del eje “x” de la red tienen una longitud de 80m, mientras que los del eje “y” tienen una de 60m. Por su parte, el tubo con ID 20, tiene una longitud de 30m. Como se ve es una red que presenta una topología muy organizada debido a su carácter ideal, que simplemente sirve de ejemplo para lograr el objetivo del trabajo.

### 3.4. Oasis IV.

La red Oasis IV corresponde a la red de un conjunto residencial de estrato 3 que lleva el mismo nombre; alimenta 135 casas de tres pisos, cada una con un lavaplatos, una lavadora, un lavadero, 2 sanitarios, 2 lavamanos y 2 duchas. Cada una de las casas cuenta con 96 m<sup>2</sup> habitables.



**Gráfica 9. Longitudes de los tubos de la red Oasis IV.**

Si bien la red Oasis IV tiene una longitud de tubos mucho más pequeña que las anteriores, su número de tubos es superior. Esto permitirá ver cómo es la relación del costo entre la cantidad y la longitud de los tubos.



Universidad de los Andes  
 Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental  
 Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados – CIACUA  
*Límite poblacional (ciudades pequeñas, campamentos provisionales y permanentes) para el cual se debe hacer uso de programas de diseño de RDAP vs. programas de diseño de RIDAP.*

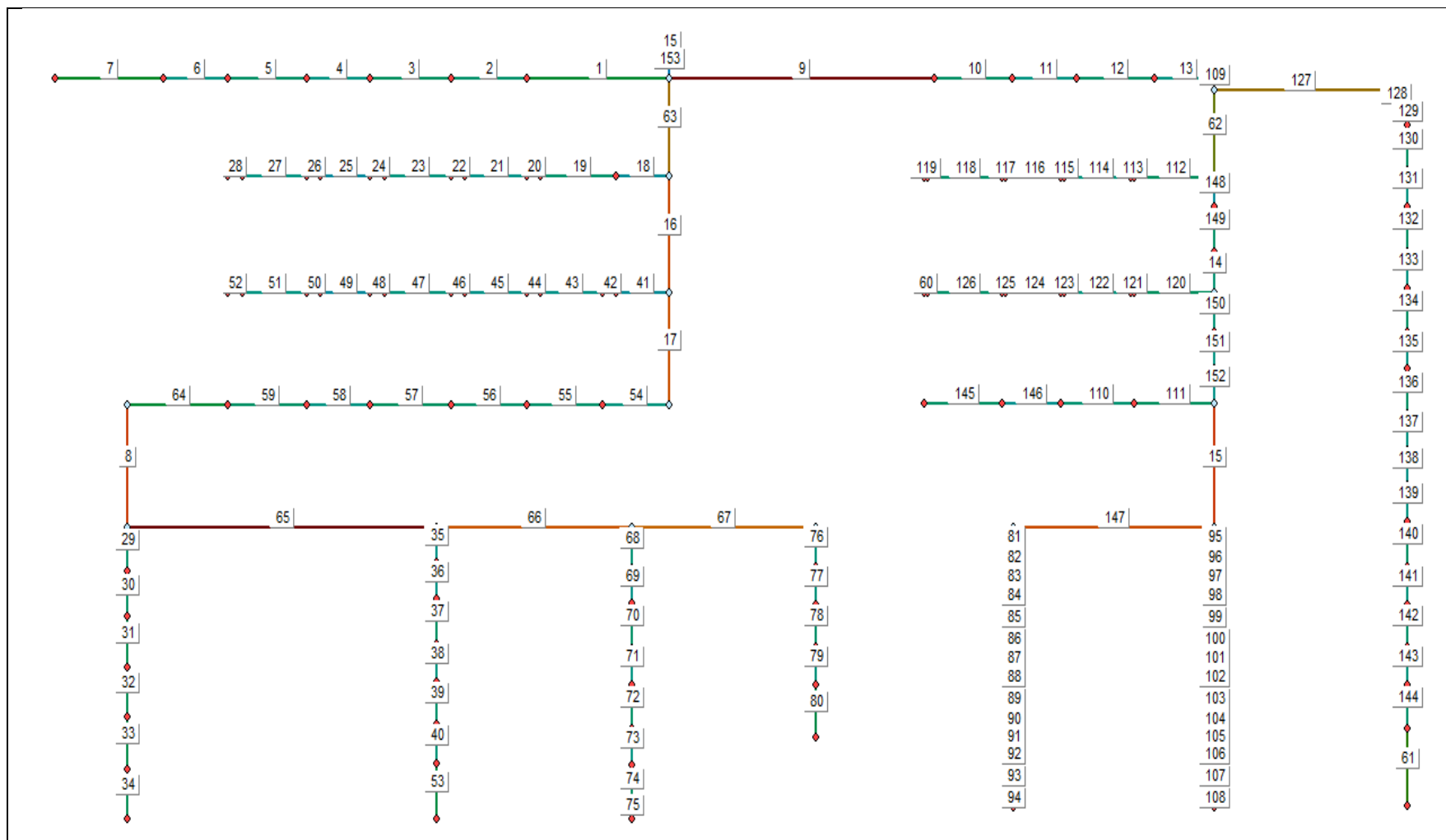


Figura 7. Modelo en REDES de la red Oasis IV con el ID de los tubos.

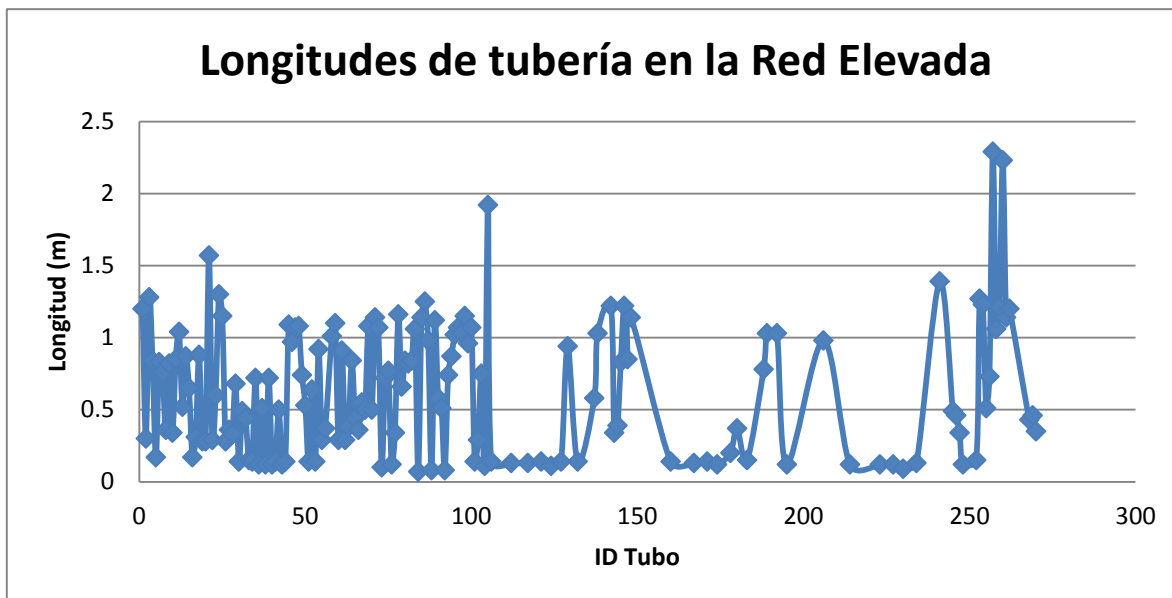


**Tabla 17. Características importantes del embalse y nudos de la red Oasis IV.**

LGH (m)	Nº Nudos de Demanda
15	135

### 3.5. Red elevada.

Al igual que la red R-28, la Red elevada es ficticia; consta de 157 tubos con una longitud total de 99.2 m, lo que la convierte en la red más pequeña de todas las seis. Cada nudo se simuló como si alimentara una casa equivalente a las descritas en la red Oasis IV.



**Gráfica 10. Longitudes de los tubos de la red elevada.**

Como se puede ver en la Gráfica 10, en la red elevada ningún tubo supera los 2.5 m, reiterando el tamaño tan pequeño de la red, y por consiguiente, un costo bajo. Adicionalmente, permite un mejor aprovechamiento de la energía, por la longitud tan pequeña de sus tubos las pérdidas por fricción serán prácticamente despreciables cuando hallan bajas velocidades.

**Tabla 18. Características importantes del embalse y nudos de la red elevada.**

LGH (m)	Nº Nudos de Demanda
15	132

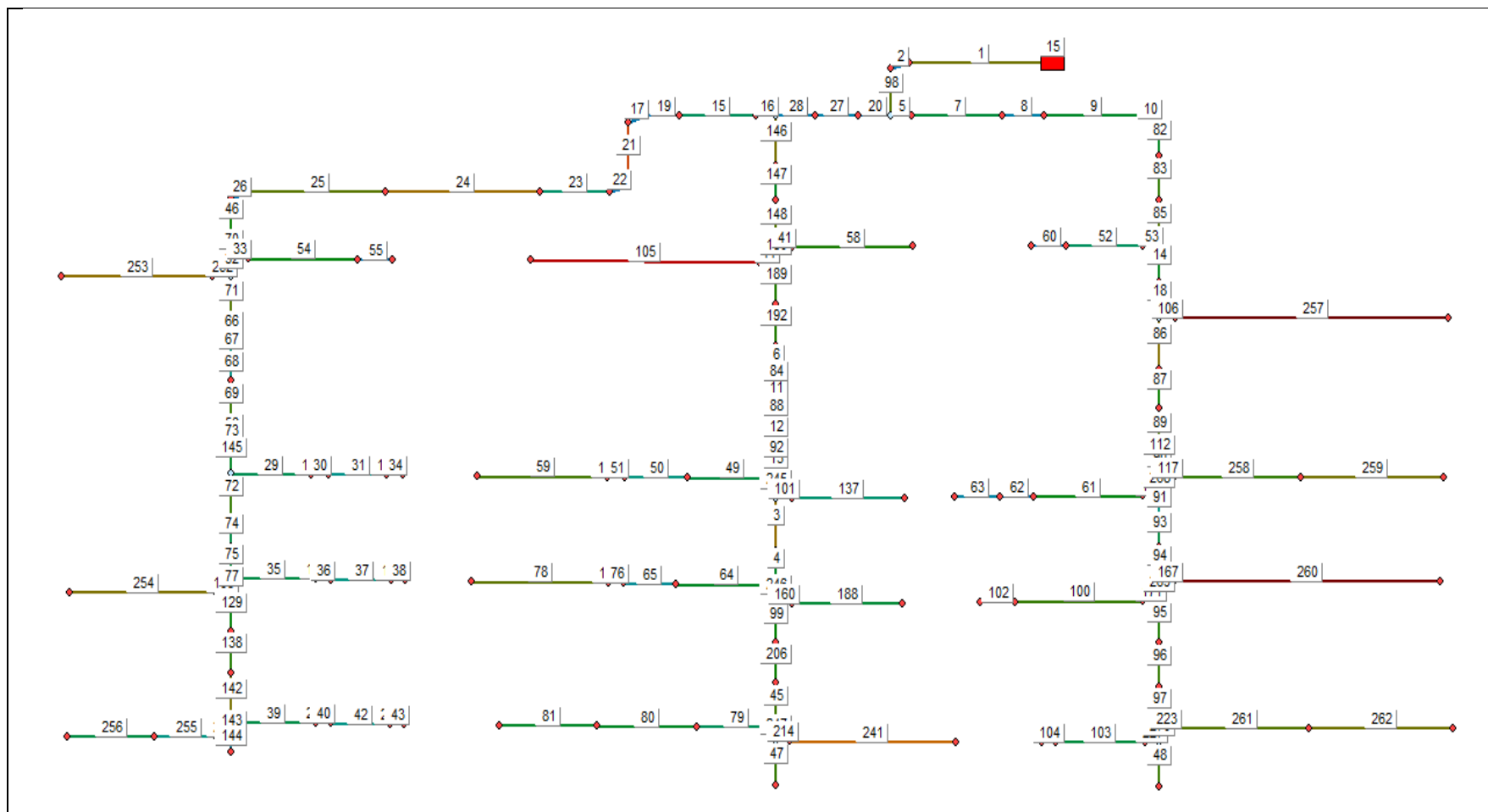
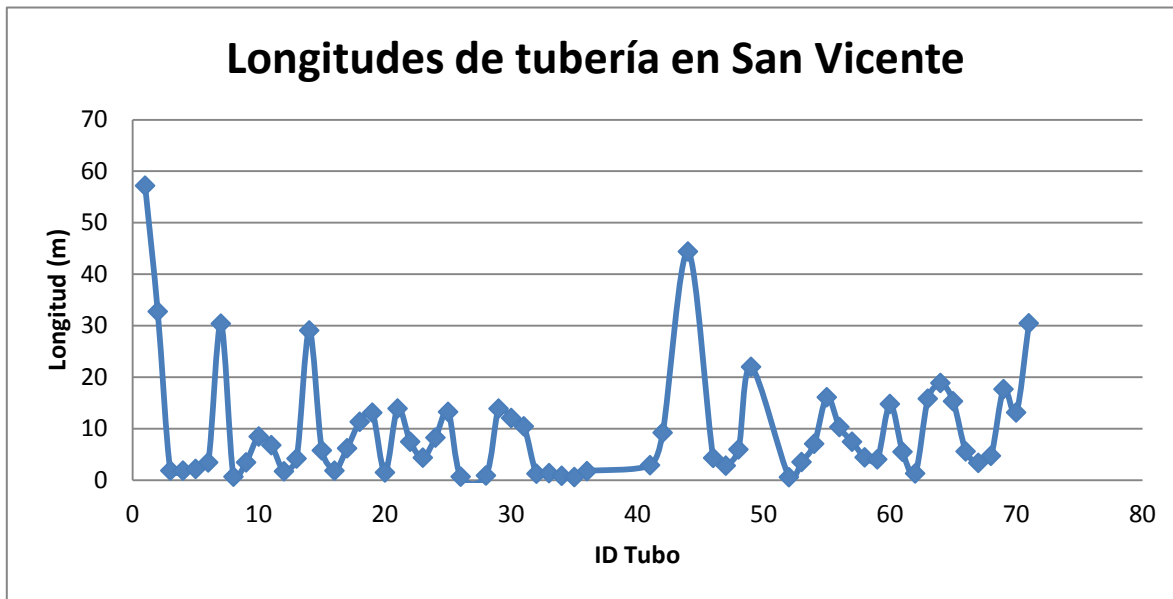


Figura 8. Modelo en REDES de la red elevada con el ID de los tubos.

### 3.6. San Vicente.

El nombre de esta red hace referencia al casco urbano del municipio de San Vicente Ferrer en Antioquia; cuenta aproximadamente con 7000 habitantes, y en su totalidad ocupa un área de 243 kilómetros cuadrados. Se simplificó la red al decir que sólo alimentaba viviendas residenciales de dos baños (cada uno con sanitario, lavamanos y ducha) con lavaplatos, lavadero y lavadora.



Gráfica 11. Longitudes de los tubos de San Vicente

Tabla 19. Características importantes del embalse y nudos de San Vicente.

LGH (m)	Nº Nudos de Demanda
30	57

Es lógico pensar que la LGH en el embalse de esta red deba ser tan elevada, su extensión es bastante grande lo que genera unas pérdidas por fricción elevadas. Dichas pérdidas deben ser suplidas por una altura hidráulica suficiente para satisfacer el nivel de servicio de la red del municipio.

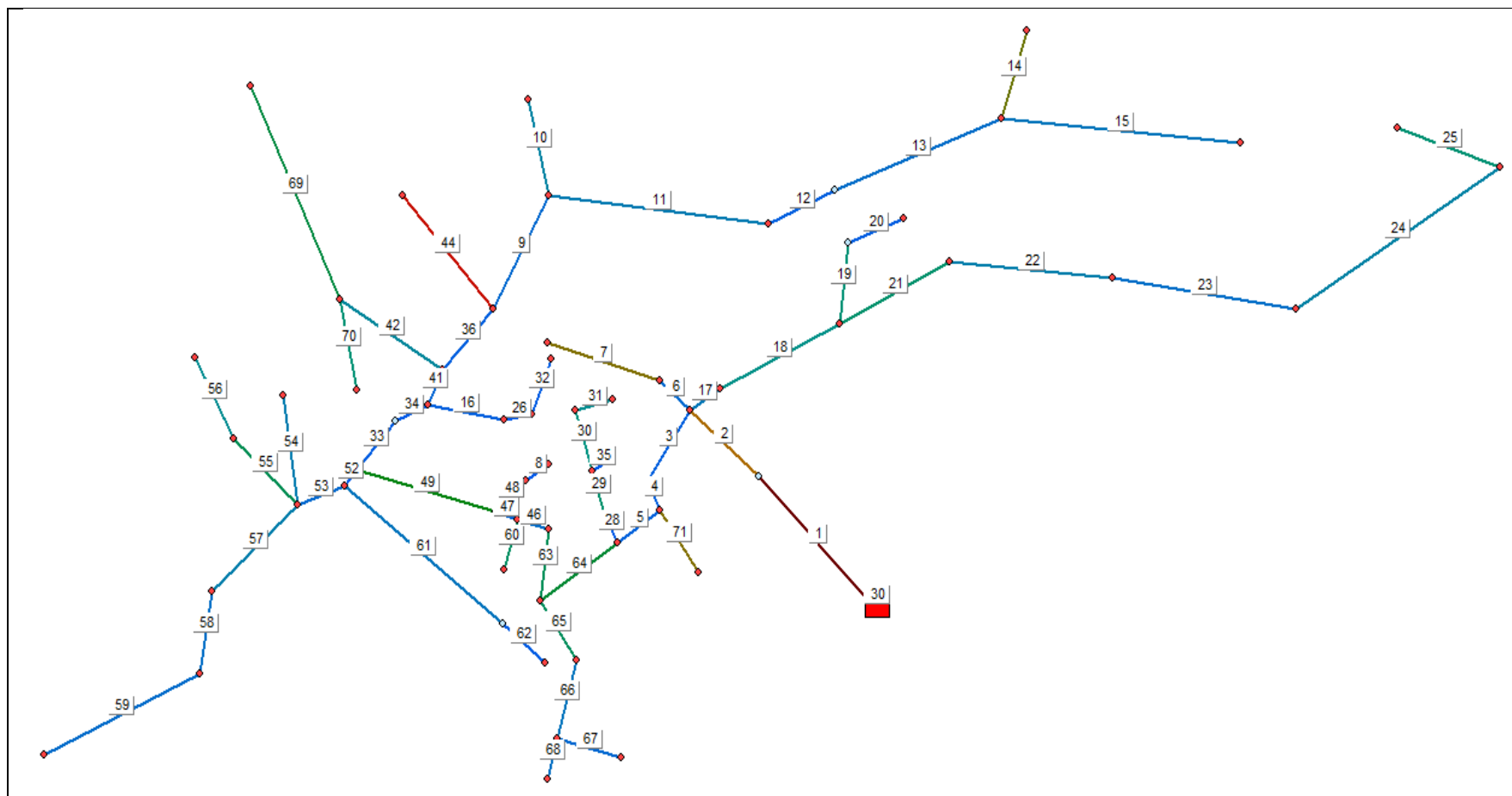


Figura 9. Modelo en REDES de la red San Vicente con el ID de los tubos.

### 3.7. Características generales.

A nivel general, todas las redes se consideraron en PVC ( $K_s = 1.5 \times 10^{-6}$  m) con un coeficiente de pérdidas menores de cero, debido a que no hay accesorios en los tubos, ver Tabla 13. Igualmente, se hizo uso de la siguiente tabla de diámetros comerciales:

Tabla 20. Diámetros comerciales del PVC según PAVCO SA.

Diámetro Nominal (pulg)	Diámetro Interno (mm)	RDE
1/2	18.18	13.5
3/4	23.63	21
1	30.20	21
1 1/4	38.14	21
1 1/2	43.68	21
2	55.70	26
2 1/2	67.45	26
3	83.42	32.5
4	108.72	41
6	160.04	41
8	208.37	41
10	259.73	41
12	308.05	41

La tercera columna de la Tabla 20 representa la relación diámetro – espesor de la tubería. Análogamente, se tomó en cuenta agua a 15°C con una viscosidad cinemática de  $1.141 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s.

Para modelar la redes como RDAP en el software REDES, las presiones mínimas fueron establecidas como 10 m.

Adicionalmente, para simular las redes con el software RIDAPS se hicieron dos suposiciones generales que se mantuvieron en las seis redes:

- La duración promedio de uso de la red ( $\alpha$ ) fue establecido como 21 segundos para todos los nudos, de acuerdo con lo propuesto por (García e. a., 2004).
- Se empleó el percentil 0.1 de la función que describe el comportamiento del consumo, descrita por la Ecuación 25.



## 4. METODOLOGÍA

El objetivo principal de este trabajo consiste en encontrar un límite poblacional que permita establecer a partir de cuántos habitantes se debe diseñar un sistema de distribución de agua potable siguiendo metodologías de RDAP o RIDAP, para el caso específico de ciudades pequeñas o campamentos provisionales o permanentes. Para tal fin, lo primero que se hizo fue escoger cómo se debía estimar la demanda para el caso de una RDAP y una RIDAP, siguiendo lo establecido en las Secciones 2.3 y 2.4.

A continuación se explica en detalle todo el proceso que se siguió para obtener los resultados consignados en el Capítulo 5, pasando por un primer acercamiento del problema, hasta llegar al concepto definitivo que marcó el camino a seguir para la solución.

### 4.1. Selección del método de estimación de demanda en una RDAP y una RIDAP.

A lo largo del trabajo se ha hecho énfasis en que el diseño hidráulico de una RDAP y una RIDAP están gobernados por los mismos principios físicos; por lo tanto las rutinas de cálculo para los dos tipos de redes son parecidas. No obstante, los parámetros de entrada difieren en el tipo de red que se vaya a diseñar, ya que ni las presiones ni los caudales mínimos requeridos en los nudos de demanda son estimados de forma similar.

Como se estableció en las Secciones 2.3 y 2.4, hay varios métodos que se pueden seguir a la hora de estimar la demanda en un sistema de distribución de agua potable. Sin embargo, basándose en los resultados obtenidos por (Torrado, 2012), consignados en la Sección 2.6, las metodologías de estimación de la demanda que mejor se adaptan al objetivo de este trabajo son:

- Método de la carga unitaria para el caso de RDAP (ver Sección 2.3.2).
- Método moderno utilizado por el software RIDAPS para el caso de las redes internas (ver Sección 2.7.2.1).

Además de su facilidad de cálculo, el primero se escogió por el hecho de depender directamente de la población que va a ser abastecida por la red, mientras que el segundo representaba una ventaja por estar implementado en el software RIDAPS, que consecuentemente se usa para diseñar las RIDAP. Si bien existían otros métodos probabilísticos, lo mostrado en (Torrado, 2012), específicamente con el método de Hunter modificado, permitía dilucidar una sobreestimación de la demanda calculada.

## 4.2. Primer acercamiento al problema.

Para esta primera fase en el planteamiento del problema sólo se contó con las cuatro primeras redes, descritas en el Capítulo 3. Se hizo especial énfasis en cuanto a las recomendaciones de (Torrado, 2012), específicamente en lo concerniente a las RIDAP. Él aseguraba que los resultados obtenidos con esta metodología serían más confiables si las redes se desagregaban, de tal forma que cada nudo de demanda llegara a las acometidas de los aparatos sanitarios.

Análogamente, fue necesario implementar una hoja de cálculo en Excel que permitiera establecer la demanda por nudo en cada una de las RDAP.

Tabla 21. Parámetros de entrada del Campamento 1.

Nº Nudos de Demanda	23
Habitante/Nudo	95
Dotación Neta (L/Hab-día)	100
% Pérdidas Totales	27%
K <sub>1</sub>	1.3
K <sub>2</sub>	1.6

Con el fin de determinar cuál es la demanda base por nudo en la red es necesario saber cuántos nudos de demanda hay en ésta, su dotación neta (ver Tabla 3), su % de pérdidas (ver Tabla 4) y sus valores correspondientes de K<sub>1</sub> y K<sub>2</sub> (ver Tabla 6). Así mismo, para todas las redes se consideró que la población se distribuía de manera uniforme, por lo cual su número de habitantes por nudo es la población total dividida el número de nudos de demanda.

$$HN = \frac{PT}{NND}$$

Ecuación 26. Habitantes por nudo.

Donde HN es el número de habitantes en un nudo de demanda, PT es la población total abastecida por la red y NND es el número de nudos de demanda que se encuentran en ésta.

Igualmente, en esta primera etapa se consideraba la población fija, basándose en datos demográficos inherentes a las redes reales. Por ejemplo, el Campamento 1 contaba con una población de 2186 personas, que al dividir las por 23 nudos considerando la población uniformemente distribuida, se obtenía un total de 95 habitantes por nudo. Una vez se tenían todos los parámetros de la Tabla 21, se procedía a realizar los cálculos estipulados en la Sección 2.3.2 para el método de la carga unitaria que dicta el RAS 2000. En la Tabla 22 se resumen dichos cálculos.

Tabla 22. Resultados del método de la carga unitaria para el Campamento 1.

Población Total	2,186
Nivel de complejidad del sistema	Bajo
Dotación Bruta (L/Hab-día)	136.99
Caudal Medio Diario (L/s)	0.151
Caudal Máximo Diario (L/s)	0.196
Caudal Máximo Horario (L/s)	0.313

Como se explicó anteriormente, las RDAP se diseñan con el caudal máximo horario, mostrado en la última fila de la Tabla 22 en L/s. Similarmente, este procedimiento se siguió para las otras redes.

Por su parte, en el caso de las RIDAP se hizo uso de los caudales mínimos establecidos por la NTC 1500, mostrados en la Tabla 7. Como cada una de las redes cuenta en su descripción con el número de aparatos sanitarios exactos que se están abasteciendo, lo único que se tuvo que hacer fue desagregar la red. Es decir, cada uno de los nudos de demanda de la red se desintegró en más nudos, de tal manera que cada uno de éstos llegara a las acometidas de los aparatos sanitarios.

Con esta solución se aseguraba que el software RIDAPS ejecutara de manera precisa las cadenas de Markov, consiguiendo así establecer el escenario crítico de uso de una manera correcta. Anteriormente, si se tomaba un nudo como la suma de varios aparatos sanitarios, el software no era capaz de diferenciar cuáles aparatos había en dicho nudo. Por lo que si lo tomaba encendido, estaba considerando todos los aparatos asociados con ese nudo como prendidos en el mismo instante de tiempo, lo que es probabilísticamente incorrecto. Se tenía la misma inconsistencia si lo tomaba como apagado. Es por eso que al desagregar cada uno de los nudos, el software ya estaba evaluando un solo aparato por nudo, y por lo tanto si lo tomaba prendido a apagado no iba a afectar el estado de los otros.

Teniendo en mente lo explicado en el párrafo anterior, fue necesario hacer un estudio de cada uno de los nudos de demanda de las redes involucradas en esta parte de la solución. Era inminente saber cuáles y cuántos aparatos sanitarios estaban abasteciendo cada uno de los nudos, de tal manera que la topología de la red fuera corregida para dar cabida a esta solución. Basándose en los modelos descritos en las Figura 4 a Figura 7; Campamento 1, Campamento 2, R-28 y Oasis IV, se desagregaron las redes como se muestra a continuación:



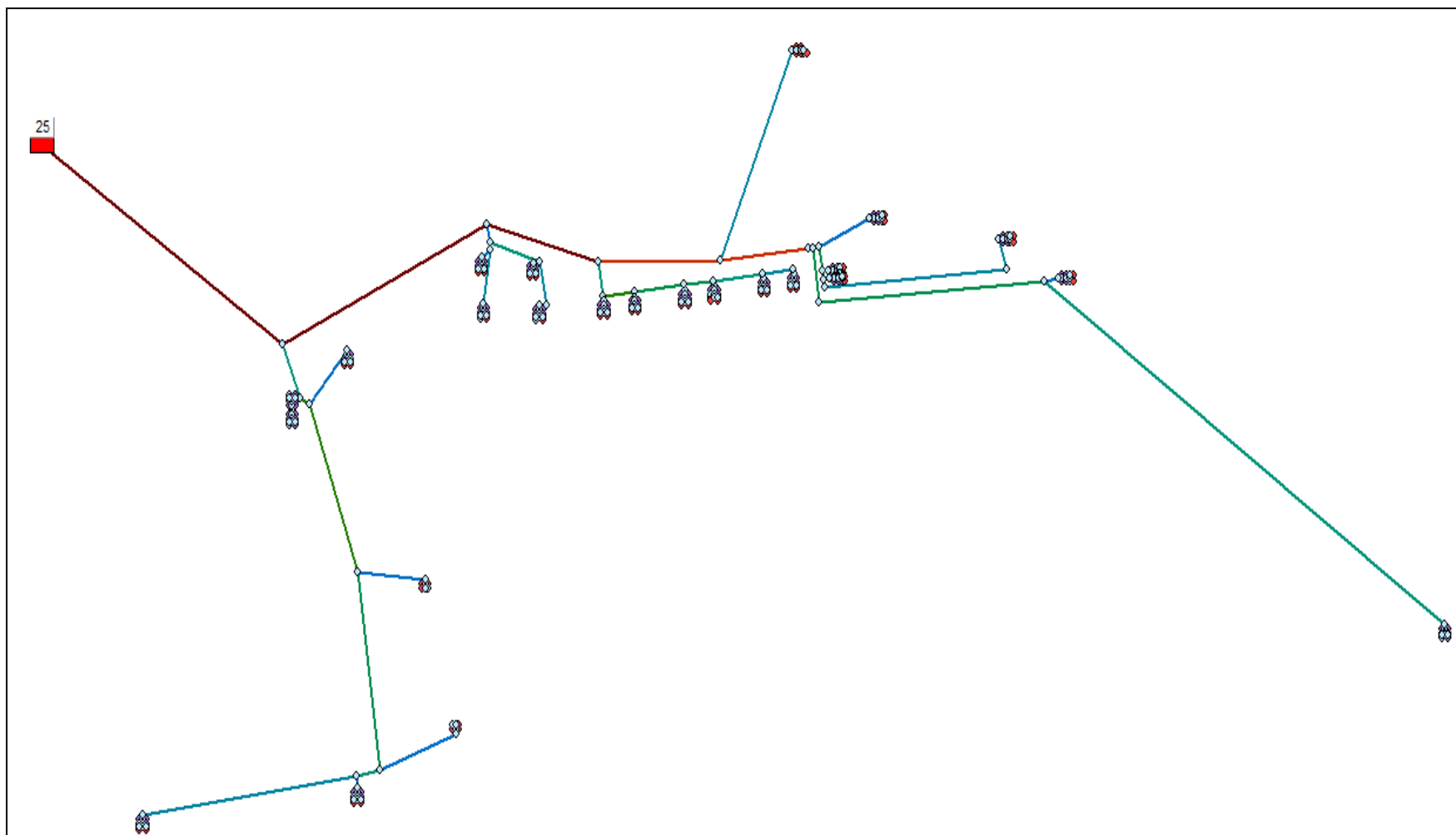


Figura 10. Modelo desagregado en REDES del Campamento 1.

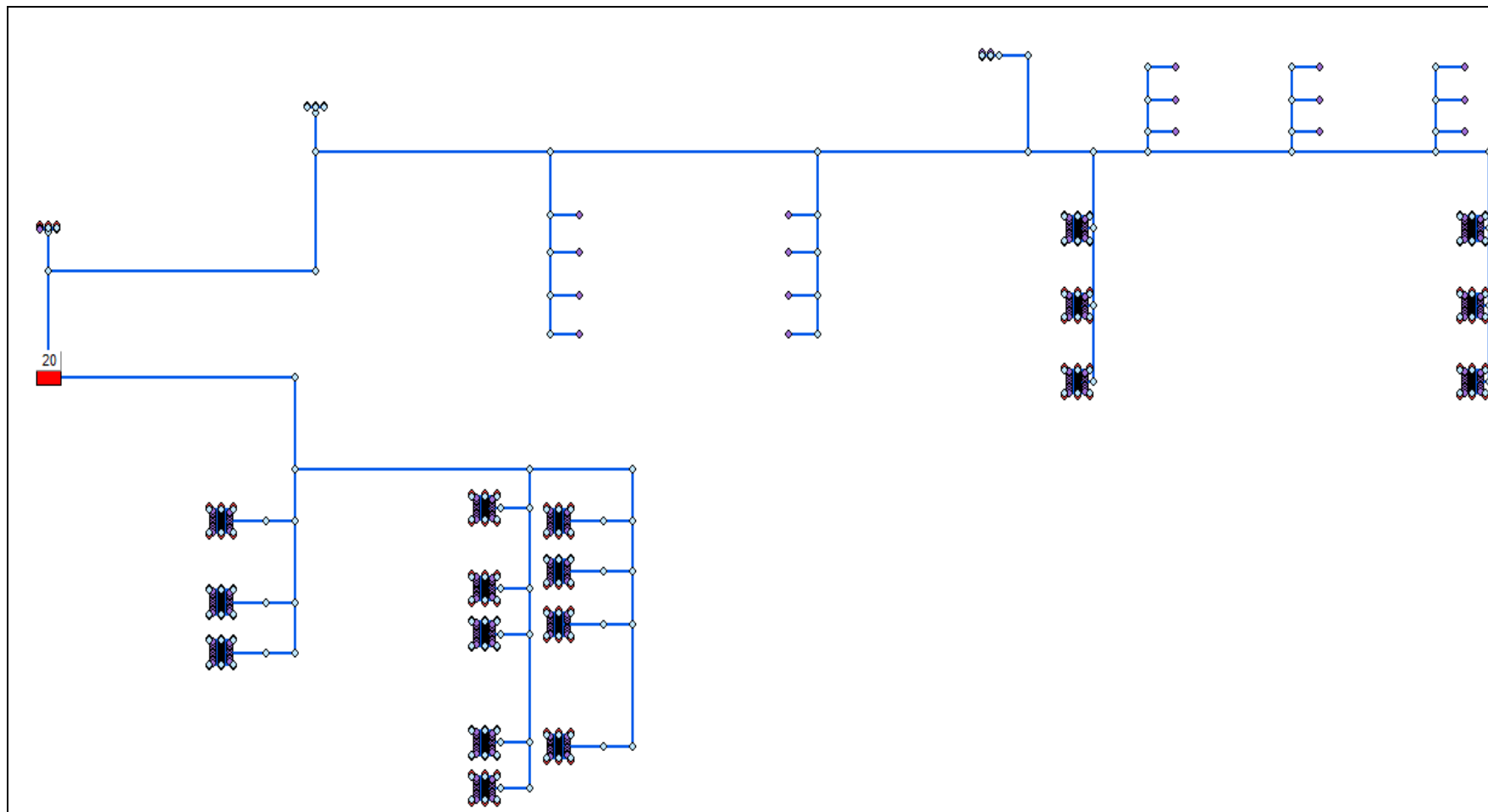


Figura 11. Modelo desagregado en REDES del Campamento 2.

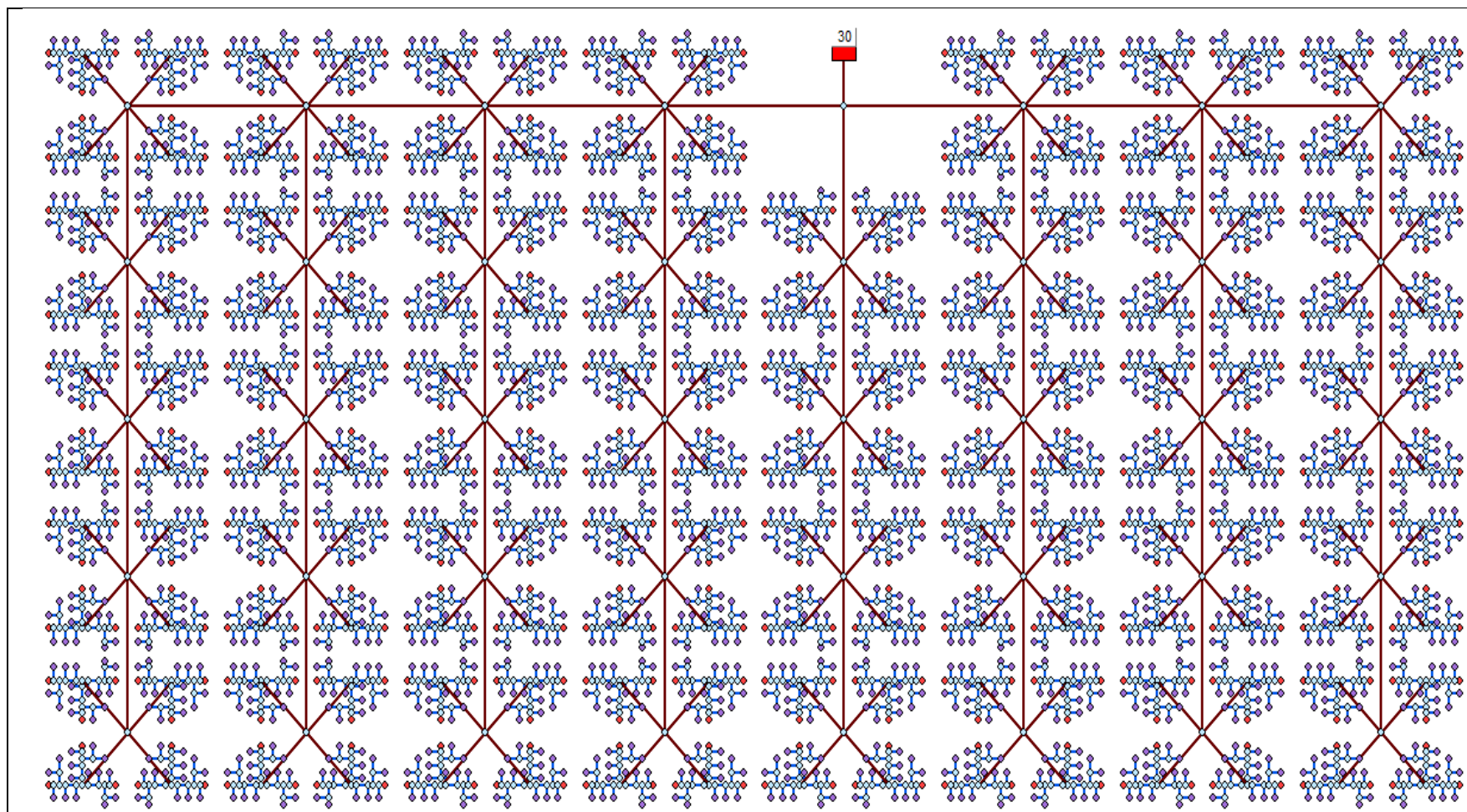


Figura 12. Modelo desagregado en REDES de la red R-28.

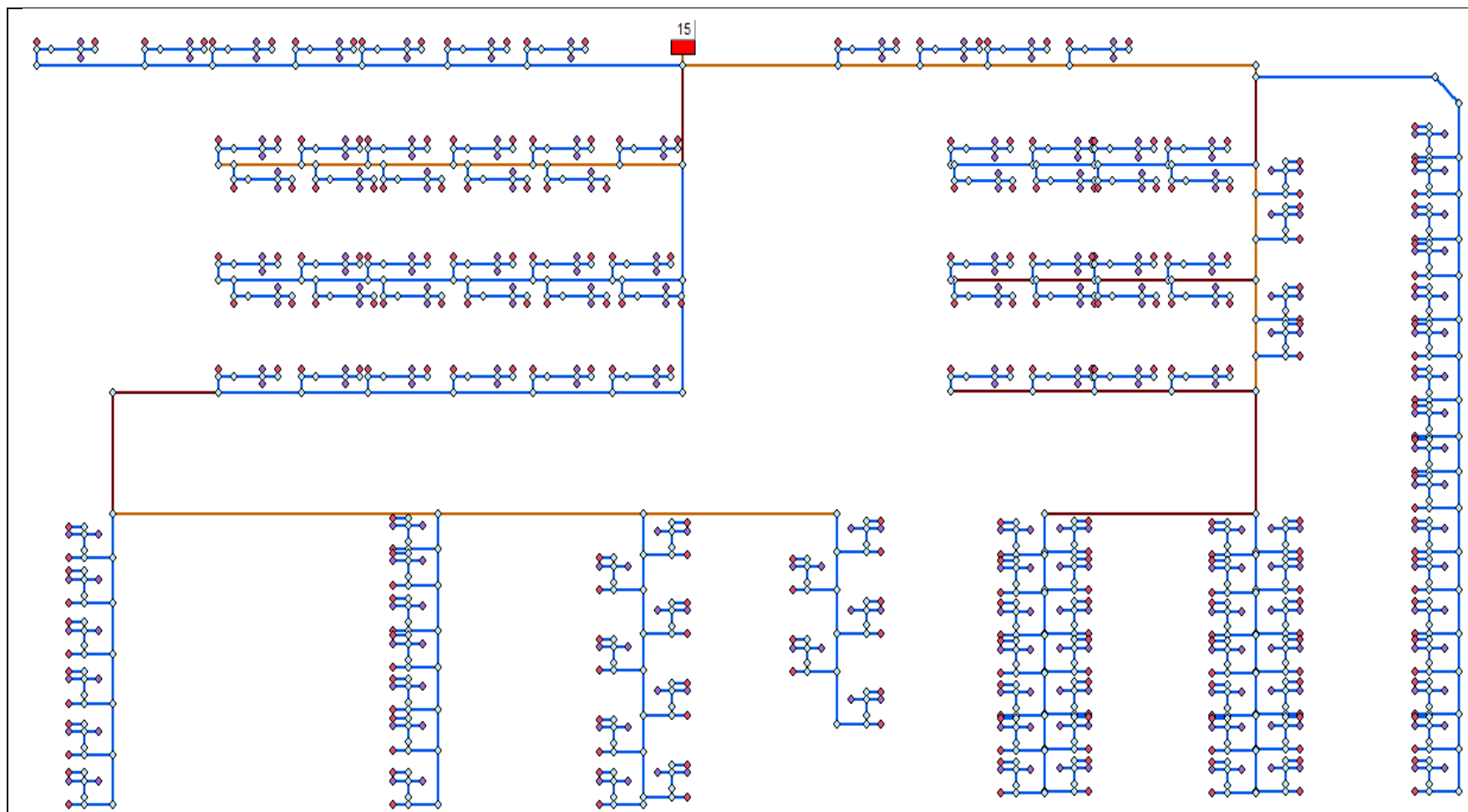


Figura 13. Modelo desagregado en REDES de Oasis IV.

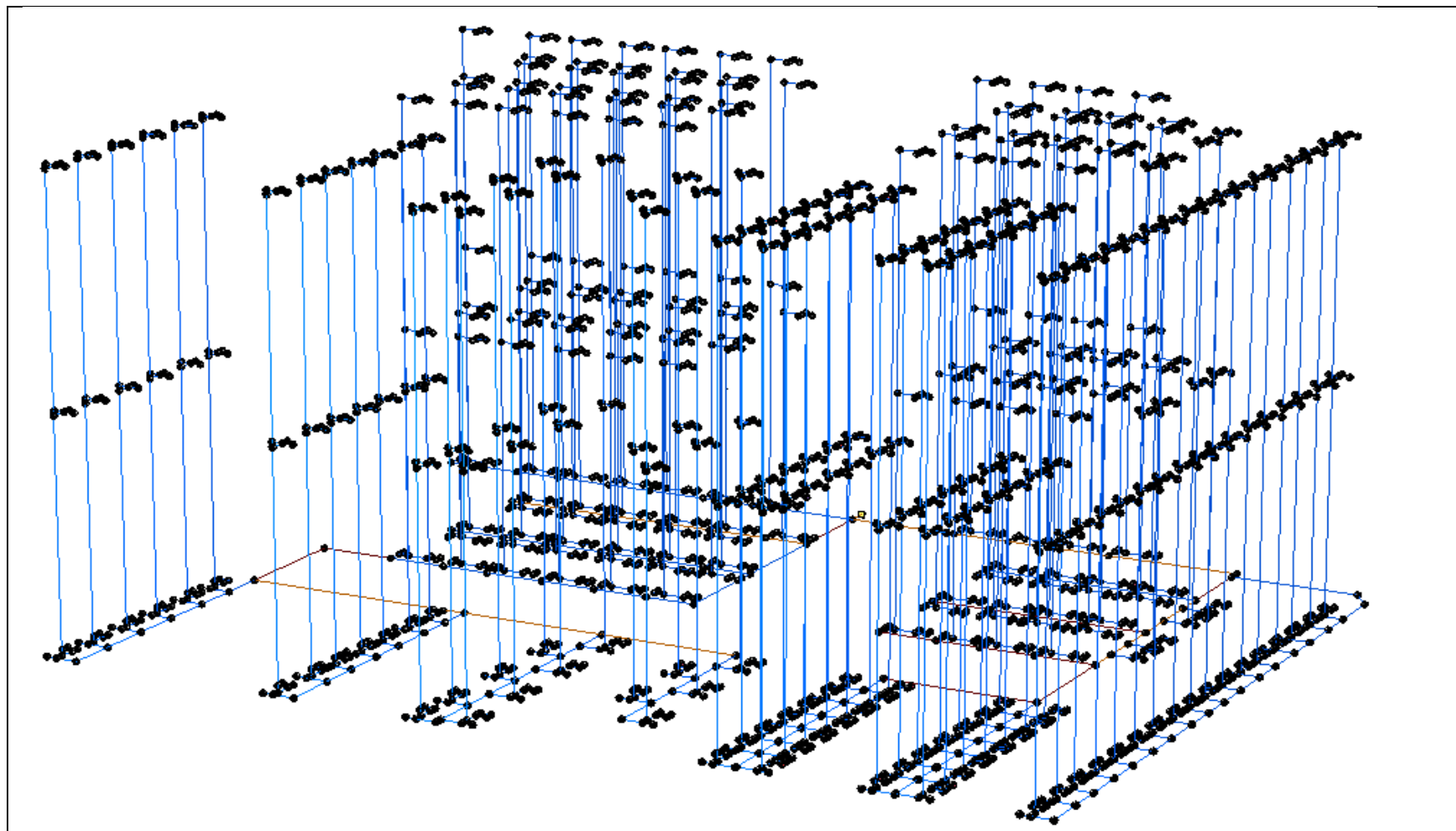


Figura 14. Modelo desagregado en 3D de Oasis IV, con el software REDES.

Más adelante, en la Sección 4.3, se muestra detalladamente cada una de las instalaciones sanitarias resultantes de desagregar los nudos de demanda en estas 4 redes.

Si bien esta solución parece coherente a primera vista, presenta tres errores importantes que vale la pena destacar. El primero es que no se puede hacer una comparación directa en cuanto a costos y características hidráulicas con los modelos de RDAP; el número de tubos difiere bastante de un modelo a otro. Como en una RDAP no interesan los aparatos sanitarios para estimar la demanda por nudo, los modelos correspondientes a estas redes no se desagregaron; y en caso de haberlo hecho su demanda por nudo hubiera disminuido drásticamente por el incremento exagerado del número de nudos (ver Ecuación 26).

El segundo problema consiste en la capacidad del software RIDAPS. Este programa fue concebido para modelar redes internas de edificaciones, a la hora de extrapolarlo al problema de ciudades pequeñas y campamentos provisionales o permanentes (redes mucho más complejas en cuanto al número de tubos) su capacidad computacional se ve limitada. Específicamente, en los pasos para calcular los estados de Markov de las ramas, y posteriormente en el de diseño, el software presenta un costo computacional muy elevado. Adicionalmente, si se sobrepasaba un cierto número de nudos aguas abajo con demanda en la red, la función “options.MaxFunEvals” de la clase “Markov\_WDS\_SSV002” dejaba de funcionar y no calculaba los estados de Markov. Si bien este problema se pudo solucionar viendo que después de un cierto número de nudos de demanda aguas abajo (100 nudos aproximadamente) el estado de Markov se estabilizaba en un valor de 5, el tiempo requerido para que corriera seguía siendo muy elevado. En el caso de la red R-28, representada en la Figura 12, los estados de Markov se pudieron calcular después de dos semanas en un computador de 8GB de memoria RAM.

Por su parte, el tercer problema está directamente relacionado con el paso de diseño del programa. Después de calcular los estados de Markov, se le ordena al programa que diseñe la red basándose en el escenario crítico. Sin embargo, por la gran cantidad de tubos que llegaban a tener unas redes (la más grande aproximadamente tenía 6000 tubos), la acumulación de caudales no se hacía de forma correcta, generando inconsistencias en los diámetros obtenidos. En algunas ocasiones la función de acumulación del percentil del caudal decía que había tubos con caudales nulos (lo cual es correcto basándose en el escenario crítico), a los que les asignaba un diámetro de cero en vez del diámetro mínimo previamente establecido.

Esta solución sería muy precisa si se contara con un software que permitiera este número tan elevado de tubos en la red. No obstante, hay que tener en cuenta que se deberían desagregar también los modelos de RDAP, con el fin de obtener una comparación desde el punto de vista económico e hidráulico. El software REDES tiene varias versiones que permiten trabajar con un

número distinto de tuberías, para el caso de este trabajo se hizo uso de la versión 2008 con un límite de 6000 tubos. También hay que tener en cuenta que la memoria RAM del computador es importante, debido a que REDES guarda todos los cálculos realizados ahí. Para redes tan complejas no es recomendable trabajar con un computador que tenga menos de 8GB de memoria RAM.

Para poder cumplir el objetivo de este documento se decidió trabajar con las redes sin desagregar, es decir, en el caso de las RIDAP los nudos de demanda no hacen referencia a las acometidas de los aparatos sanitarios. En la siguiente sección se muestra la metodología usada para modelar este tipo de redes, tratando de conservar cierto tipo de precisión en el escenario crítico encontrado. Análogamente, se propone un cambio en el modo de simular las RDAP.

### 4.3. Población de equilibrio

Debido a la incapacidad para comparar los modelos de RDAP con los de RIDAP, la solución presentada en la sección anterior fue modificada. Con el fin de solucionar este problema se homogenizaron las redes de los dos tipos de modelos, de tal manera que cada uno de ellos contara con el mismo número de tuberías. Así se asegura que los caudales en los tubos se puedan contrastar, con el fin de ver cuál es mejor desde el punto de vista hidráulico.

Lo primero que se hizo fue coger cada una de las instalaciones sanitarias presentes en los modelos desagregados de la sección anterior (Figura 10 a Figura 13) y modelarlas separadamente. A cada subred se le establecieron los estados de Markov en el software RIDAPS, dependiendo del número y cantidad de aparatos sanitarios que abastecía. Con base en esto se obtuvieron los caudales de diseño de cada instalación, referentes al escenario crítico hallado. A continuación se muestran los modelos con las demandas base por nudo en litros por segundo (ver Tabla 7), y los caudales resultantes.



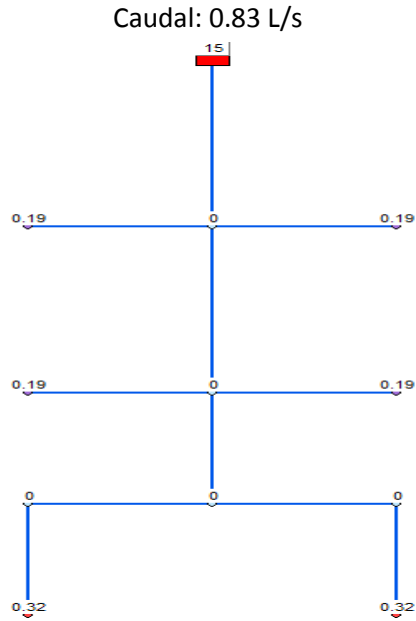


Figura 15. Instalación sanitaria del Campamento 1.

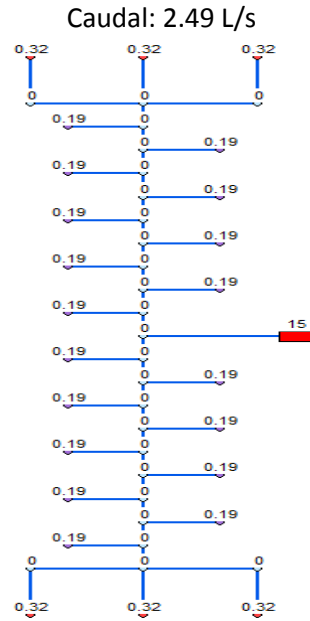


Figura 16. Instalación sanitaria del Campamento 2.

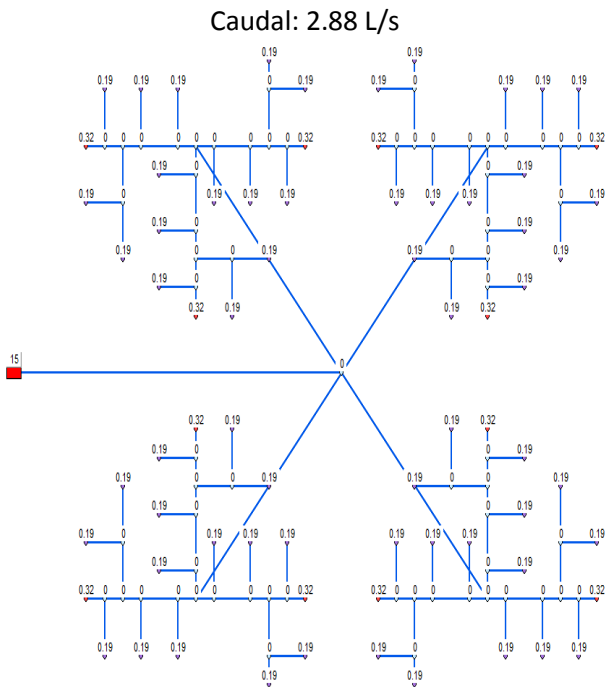


Figura 17. Instalación sanitaria de la red R-28.

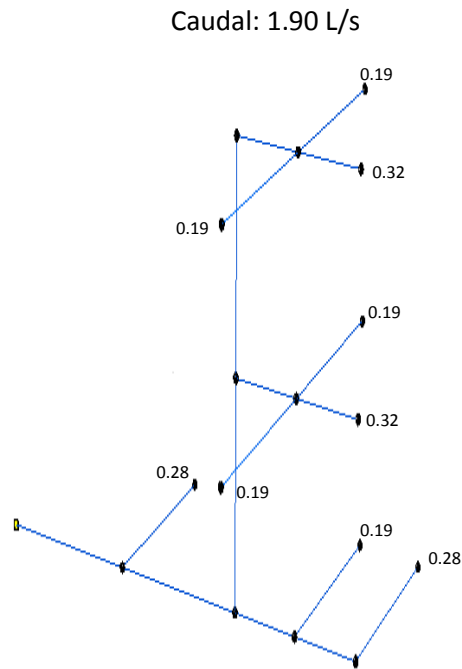


Figura 18. Instalación sanitaria de la red Oasis IV.



El caudal que está arriba de las figuras de la página anterior hace referencia al caudal requerido para suplir la demanda del escenario crítico. Por medio de este proceso se modifica la demanda base de los nudos que alimentan todos los aparatos sanitarios, creando nuevos “aparatos sanitarios” llamados “baños”, “casas”, “módulos”, entre otros, dependiendo de las instalaciones sanitarias que se tengan en la red que se quiere modelar. De esta manera, si es el software RIDAPS considera un nudo prendido o apagado no lo estaría haciendo con todos los aparatos dependientes de ese nudo, sino sólo con los que aseguran el escenario crítico.

Si bien esta metodología no es tan precisa como lo es un modelo que considera cada nudo hasta la acometida de los aparatos, el costo computacional es mucho menor y el software puede llevar a cabo el proceso de diseño. Adicionalmente, con esta homogenización de las redes, las características hidráulicas de los modelos en los tubos y nudos sí son comparables.

Análogamente, para los modelos de RDAP también hubo un cambio importante; las poblaciones de la redes ya no van a ser constantes dependiendo de los datos demográficos de la región, sino que se van a variar subjetivamente para ver más directamente la relación que tiene este parámetro en el diseño de las redes. Para este propósito se hicieron tablas poblacionales de cada una de las redes, donde se va mostrando el efecto económico que se tiene.

**Tabla 23. Costo poblacional del Campamento 1.**

DISEÑO RDAP (23 Nudos de Demanda)			
Red	Población (Hab)	Demanda Base por Nudo (L/s)	Costo (USD)
Campamento 1 (51 Tubos - 1.212,8 m)	250	0.036	\$ 8,254.10
	500	0.072	\$ 9,560.60
	750	0.108	\$ 10,438.20
	1,000	0.143	\$ 11,067.40
	1,250	0.179	\$ 11,866.40
	1,500	0.215	\$ 12,360.30
	1,750	0.251	\$ 12,758.30
	2,000	0.287	\$ 13,137.50
	2,250	0.323	\$ 13,677.10
	2,500	0.358	\$ 14,266.90
	2,750	0.436	\$ 14,719.20
	3,000	0.475	\$ 14,911.00
	3,250	0.515	\$ 15,353.20
	3,500	0.554	\$ 15,558.70

**Tabla 24. Costo poblacional del Campamento 2.**

DISEÑO RDAP (38 Nudos de Demanda)			
Red	Población (Hab)	Demanda Base por Nudo (L/s)	Costo (USD)
Campamento 2 (90 Tubos - 2.779,2 m)	250	0.022	\$ 19,542.10
	500	0.043	\$ 22,204.70
	750	0.065	\$ 24,872.00
	1,000	0.087	\$ 26,501.10
	1,250	0.108	\$ 28,014.20
	1,500	0.130	\$ 29,004.70
	1,750	0.152	\$ 30,052.90
	2,000	0.174	\$ 31,295.50
	2,250	0.195	\$ 32,231.50
	2,500	0.217	\$ 32,939.90
	3,000	0.288	\$ 35,772.60
	3,500	0.336	\$ 37,070.00
	4,000	0.383	\$ 38,463.30
	4,500	0.431	\$ 39,864.10
	5,000	0.479	\$ 40,871.80
	5,500	0.527	\$ 41,922.50
	6,000	0.575	\$ 42,748.60
6,500	0.623	\$ 43,787.30	
7,000	0.671	\$ 44,150.90	
7,500	0.719	\$ 44,874.40	
8,000	0.767	\$ 45,970.60	

**Tabla 25. Costo poblacional de la red R-28.**

DISEÑO RDAP (39 Nudos de Demanda)			
Red	Población (Hab)	Demanda Base por Nudo (L/s)	Costo (USD)
R-28 (40 Tubos – 2510.0 m)	250	0.021	\$ 15,402.90
	500	0.042	\$ 17,635.40
	750	0.063	\$ 19,233.30
	1,000	0.085	\$ 20,444.50
	1,250	0.106	\$ 21,680.10
	1,500	0.127	\$ 22,707.00

DISEÑO RDAP (39 Nudos de Demanda)			
Red	Población (Hab)	Demanda Base por Nudo (L/s)	Costo (USD)
R-28 (40 Tubos – 2510.0 m)	1,750	0.148	\$ 23,382.90
	2,000	0.169	\$ 24,488.50
	2,250	0.190	\$ 24,765.50
	2,500	0.211	\$ 25,665.40
	3,000	0.280	\$ 27,315.90
	3,500	0.327	\$ 28,427.30
	4,000	0.374	\$ 29,398.00
	4,500	0.420	\$ 30,935.50
	5,000	0.467	\$ 31,457.00
	5,500	0.514	\$ 32,114.20
	6,000	0.561	\$ 32,623.70
	6,500	0.608	\$ 33,498.00
	7,000	0.655	\$ 33,991.40
	7,500	0.702	\$ 34,845.60
	8,000	0.749	\$ 35,272.00
	8,500	0.796	\$ 35,623.00
9,000	0.843	\$ 36,014.50	

Tabla 26. Costo poblacional de la red Oasis IV.

DISEÑO RDAP (135 Nudos de Demanda)			
Red	Población (Hab)	Demanda Base por Nudo (L/s)	Costo (USD)
Oasis IV (153 Tubos – 736.5 m)	250	0.006	\$ 4,667.80
	500	0.012	\$ 5,204.90
	750	0.018	\$ 5,623.30
	1,000	0.024	\$ 5,976.20
	1,250	0.031	\$ 6,320.60
	1,500	0.037	\$ 6,589.20
	1,750	0.043	\$ 6,897.10
	2,000	0.049	\$ 7,072.10
	2,250	0.055	\$ 7,263.50
	2,500	0.061	\$ 7,486.80
	4,000	0.108	\$ 8,713.30
	6,000	0.162	\$ 9,567.80

DISEÑO RDAP (135 Nudos de Demanda)			
Red	Población (Hab)	Demanda Base por Nudo (L/s)	Costo (USD)
Oasis IV (153 Tubos – 736.5 m)	8,000	0.216	\$ 10,331.70
	10,000	0.270	\$ 11,051.30
	12,000	0.324	\$ 11,588.10
	14,000	0.378	\$ 12,027.80
	16,000	0.432	\$ 12,363.70
	18,000	0.486	\$ 12,766.40
	20,000	0.540	\$ 13,240.10
	22,000	0.594	\$ 13,712.90
	24,000	0.648	\$ 13,993.60
	26,000	0.702	\$ 14,286.00
	28,000	0.756	\$ 14,541.30
	30,000	0.810	\$ 14,751.30

Tabla 27. Costo poblacional de la Red Elevada.

DISEÑO RDAP (132 Nudos de Demanda)			
Red	Población (Hab)	Demanda Base por Nudo (L/s)	Costo (USD)
Red Elevada (157 Tubos - 99.2 m)	250	0.006	\$ 567.80
	500	0.012	\$ 614.20
	750	0.019	\$ 651.70
	1,000	0.025	\$ 678.80
	1,250	0.031	\$ 709.00
	1,500	0.037	\$ 723.90
	1,750	0.044	\$ 742.90
	2,000	0.05	\$ 762.20
	2,250	0.056	\$ 782.20
	2,500	0.062	\$ 796.10
	3,000	0.083	\$ 832.50
	4,000	0.110	\$ 890.30
	5,000	0.138	\$ 938.80
	6,000	0.166	\$ 969.90
	7,000	0.193	\$ 1,008.20
	8,000	0.221	\$ 1,032.10
9,000	0.248	\$ 1,052.10	

DISEÑO RDAP (132 Nudos de Demanda)			
Red	Población (Hab)	Demanda Base por Nudo (L/s)	Costo (USD)
Red Elevada (157 Tubos - 99.2 m)	10,000	0.276	\$ 1,082.70
	11,000	0.303	\$ 1,107.60
	12,000	0.331	\$ 1,130.80
	13,000	0.358	\$ 1,155.40
	14,000	0.386	\$ 1,180.20
	15,000	0.413	\$ 1,202.20

Tabla 28. Costo poblacional de San Vicente.

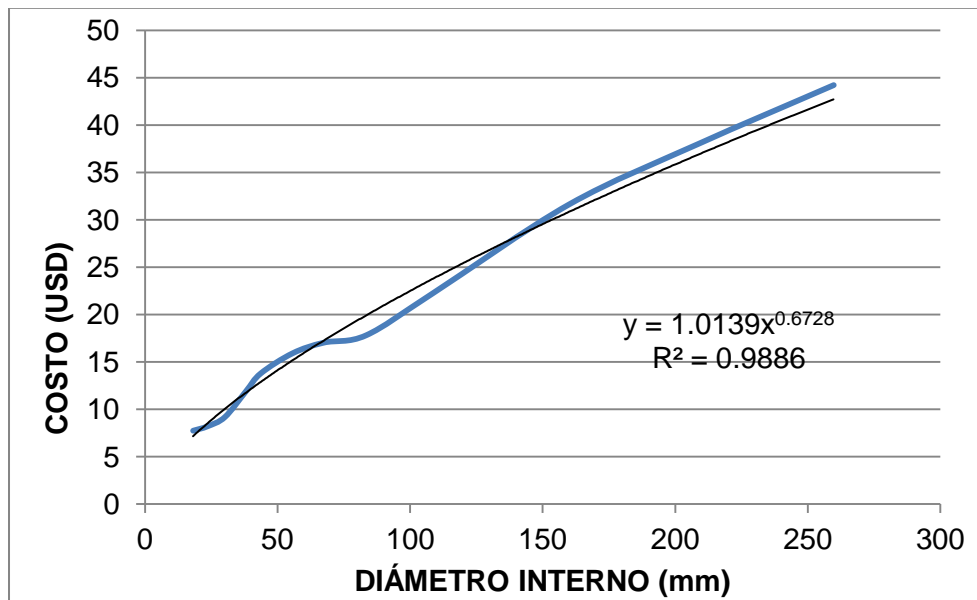
DISEÑO RDAP (57 Nudos de Demanda)			
Red	Población (Hab)	Demanda Base por Nudo (L/s)	Costo (USD)
San Vicente (62 Tubos – 605.6 m)	250	0.014	\$ 3,843.70
	500	0.029	\$ 4,149.10
	750	0.043	\$ 4,360.90
	1,000	0.058	\$ 4,602.60
	1,250	0.072	\$ 4,693.60
	1,500	0.087	\$ 4,903.50
	1,750	0.101	\$ 5,064.40
	2,000	0.116	\$ 5,169.90
	2,250	0.130	\$ 5,276.30
	2,500	0.145	\$ 5,485.20
	3,000	0.192	\$ 5,773.00
	5,000	0.320	\$ 6,627.50
	7,000	0.447	\$ 7,141.60
	9,000	0.575	\$ 7,579.40
	11,000	0.703	\$ 8,044.90
	13,000	0.830	\$ 8,308.80
	15,000	0.958	\$ 8,559.60
	17,000	1.086	\$ 8,839.30
19,000	1.214	\$ 9,082.50	
21,000	1.341	\$ 9,313.30	
23,000	1.469	\$ 9,575.30	

En cada una de las tablas se estipuló la longitud, la población y el número de nudos de demanda de la red, lo que sirvió para calcular su respectiva demanda base y costo. Este último se obtuvo con la siguiente expresión:

$$C = \sum K * L_i * D_i^x$$

Ecuación 27. Costo de la red.

Donde L y D son la longitud y el diámetro del tubo i, respectivamente, y K y x son parámetros obtenidos de la curva de costos, mostrada en la Gráfica 12.



Gráfica 12. Curva de costos.

Los datos de la Gráfica 12 son los de la Tabla 20, y corresponden a valores típicos empleados en campamentos ubicados en los Llanos Orientales de Colombia (Torrado, 2012). Se ajustó una regresión potencial que describiera la forma de la Ecuación 27, dando como resultado un valor de  $K = 1.0139$  y  $X = 0.6728$ .

Como se puede ver en las tablas poblacionales, el número de diseños no es el mismo de una red a otra. Inicialmente, se hizo una tabla conjunta para todas las redes en intervalos de 500 habitantes hasta llegar a 2,500 (Anexo 9.1). Sin embargo, los resultados obtenidos no eran muy satisfactorios, por lo cual se disminuyó el intervalo poblacional a 250 habitantes, pero conservando el límite de 2,500 (Anexo 9.2). Con estas últimas tablas se encontraron resultados por medio de extrapolaciones (Anexo 9.3), que tampoco fueron muy útiles para el propósito de la metodología,

pero sirvieron para establecer los respectivos límites en las poblaciones usadas en las tablas poblacionales presentadas anteriormente (Tabla 23 a Tabla 28).

De estas tablas se puede ver que entre más densa sea la población que se va a abastecer, más barata va a ser la red. Esto se debe a que las longitudes de los tubos van a ser menores, porque la población va a estar concentrada en una menor área. Según la Ecuación 27 y de las tablas poblacionales, la longitud de los tubos es un parámetro más importante que el diámetro para determinar el costo de la red. Para una misma población de diseño, la red con la menor longitud total va ser la más económica, y su costo va a ir ascendiendo a medida que la longitud lo hace. Por ejemplo, si se ven los costos de todas las redes para una población de 2,500, el orden de más barata a más costosa es el siguiente: Red Elevada, San Vicente, Oasis IV, Campamento 1, R-28 y Campamento 2. Viendo las tablas poblacionales este orden también corresponde a las redes de menor a mayor longitud total.

Una vez se conocen las tablas poblacionales, se ajustaron varias regresiones a los datos para encontrar la población de equilibrio. Esta población hace referencia a la población necesaria que debe tener una RDAP para igualar el costo de una RIDAP. A continuación se muestra este costo para varias condiciones de diámetro en la Tabla 29.

Tabla 29. Resumen de costos de los modelos de RIDAP.

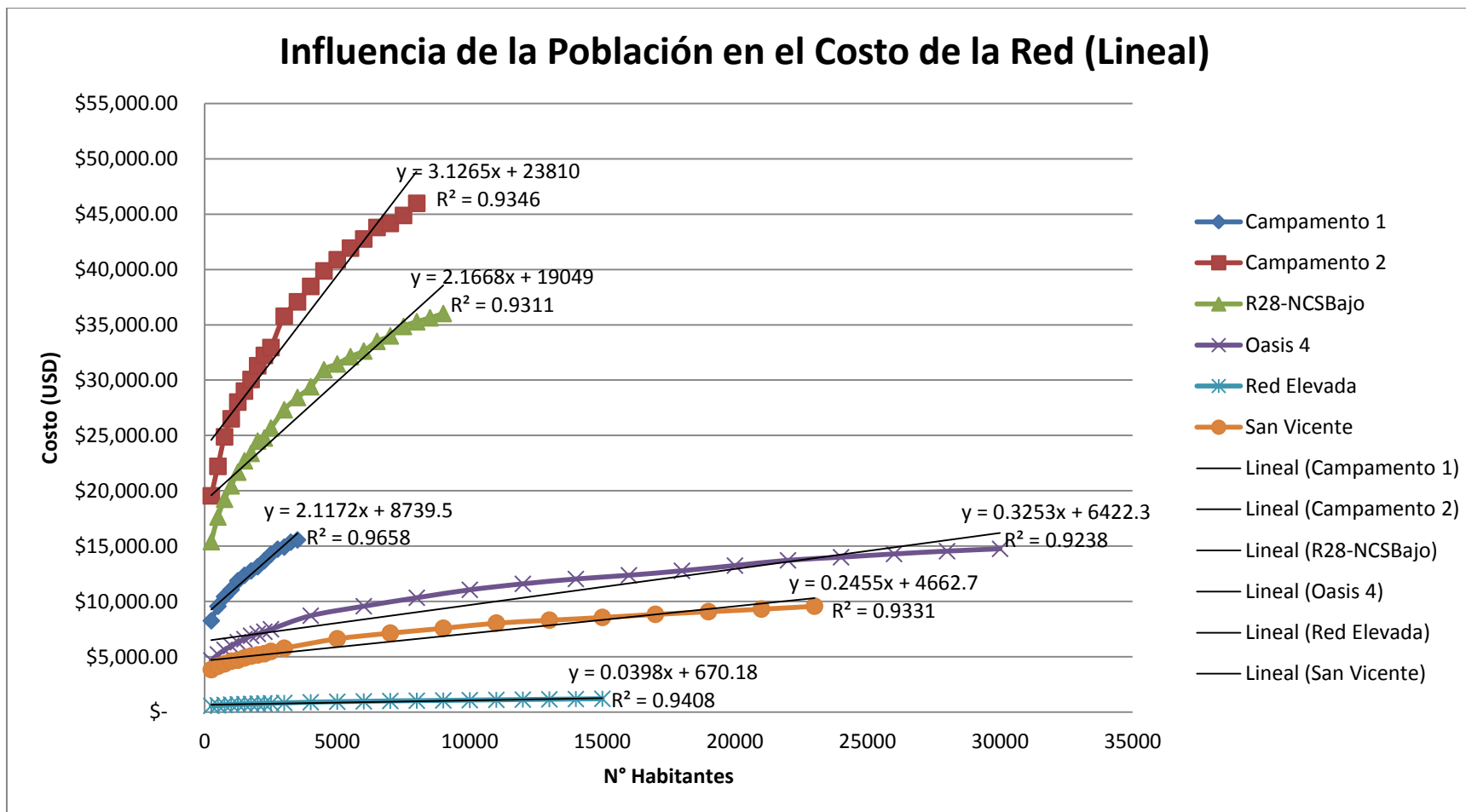
COSTO (USD) DISEÑO RIDAP				
Red	d Continuo	d Siguiete Comercial	d Anterior Comercial	d Redondeado
Campamento 1	\$ 14,813.40	\$ 16,205.60	\$ 13,694.60	\$ 14,926.70
Campamento 2	\$ 42,963.30	\$ 46,964.20	\$ 39,178.50	\$ 42,528.40
R-28	\$ 33,200.00	\$ 35,848.20	\$ 30,281.20	\$ 33,597.40
Oasis IV	\$ 12,435.40	\$ 13,802.30	\$ 11,374.10	\$ 12,394.90
Red Elevada	\$ 1,044.00	\$ 1,177.30	\$ 978.90	\$ 1,025.10
San Vicente	\$ 7,517.60	\$ 8,207.40	\$ 6,884.30	\$ 7,467.20

La columna de diámetro continuo es el costo obtenido con los diámetros calculados con el software RIDAPS, el cual no tiene la habilidad de redondear a diámetros comerciales. La tercera columna hace referencia al costo que se tiene si los diámetros continuos se aproximan al siguiente diámetro comercial; lo contrario pasa con la cuarta columna donde se redondea al anterior comercial. La última columna aproxima al diámetro comercial más cercano del continuo, ya sea éste el siguiente o el anterior.

A continuación se muestran las regresiones que se ajustaron a las tablas poblacionales:

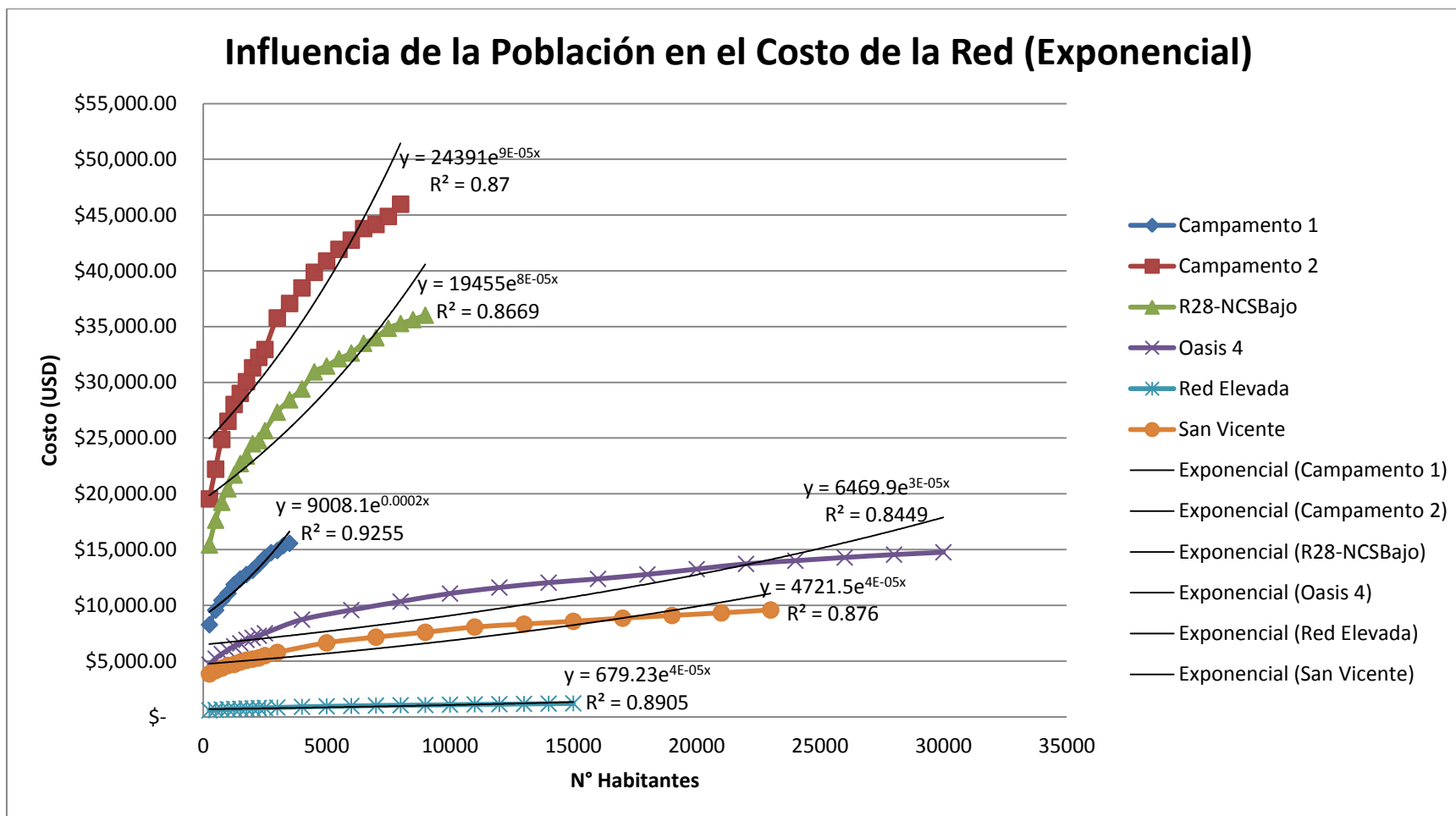


Universidad de los Andes  
 Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental  
 Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados - CIACUA  
*Límite poblacional (ciudades pequeñas, campamentos provisionales y permanentes) para el cual se debe hacer uso de programas de diseño de RDAP vs. programas de diseño de RIDAP.*

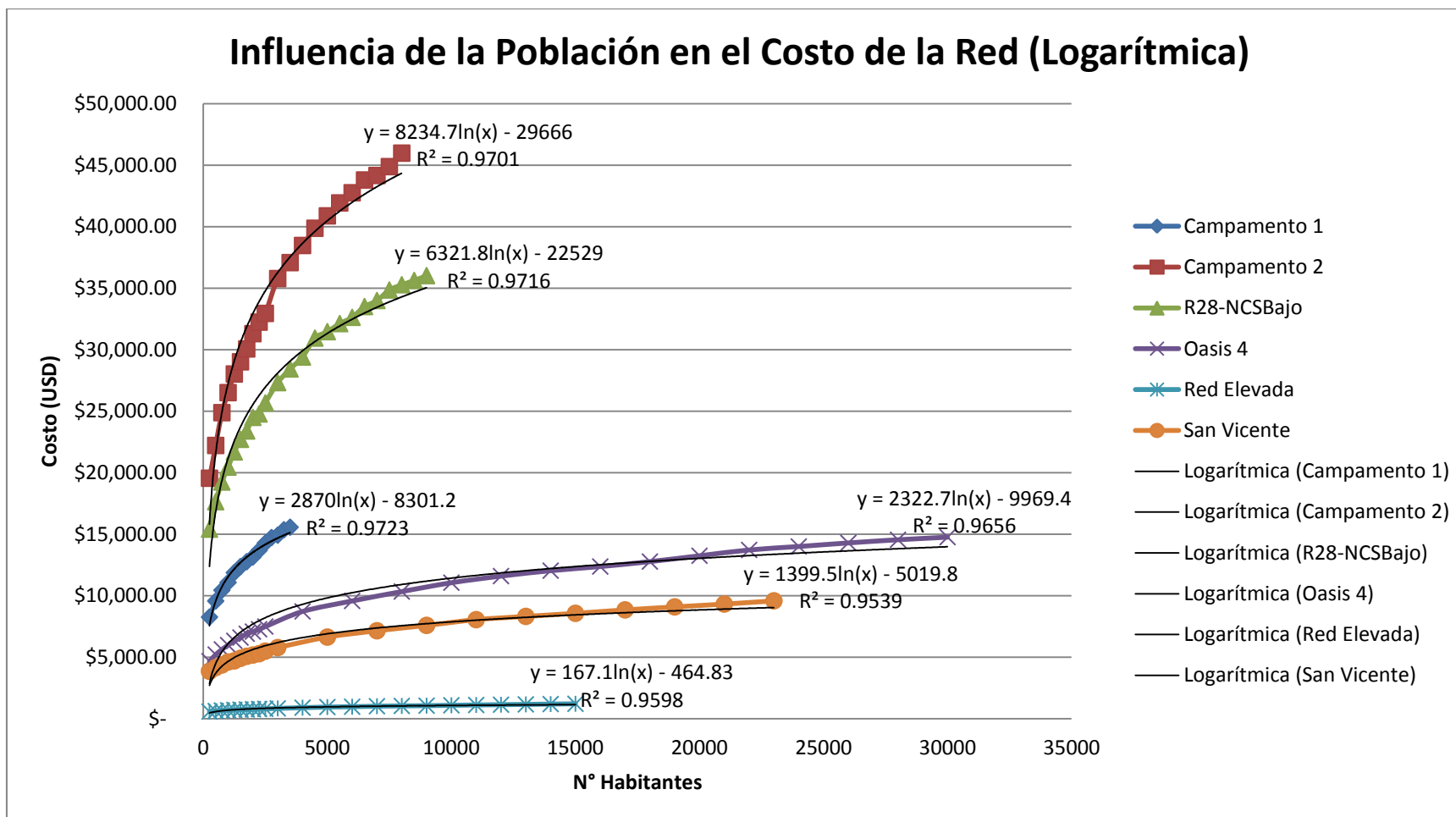


Gráfica 13. Ajuste de los diseños poblacionales mediante una regresión lineal.





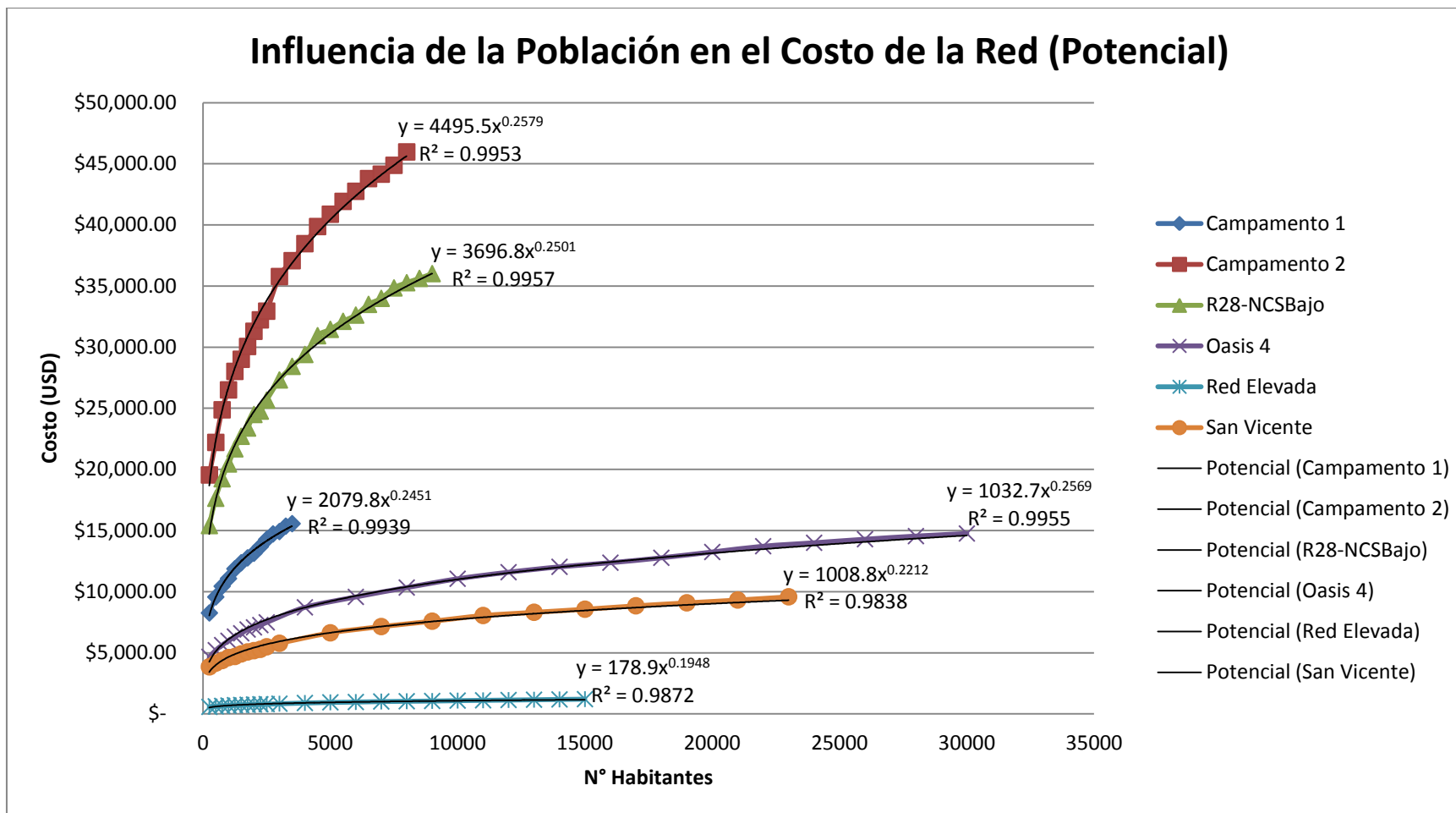
Gráfica 14. Ajuste de los diseños poblacionales mediante una regresión exponencial.



Gráfica 15. Ajuste de los diseños poblacionales mediante una regresión logarítmica.



Universidad de los Andes  
 Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental  
 Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados - CIACUA  
*Límite poblacional (ciudades pequeñas, campamentos provisionales y permanentes) para el cual se debe hacer uso de programas de diseño de RDAP vs. programas de diseño de RIDAP.*



Gráfica 16. Ajuste de los diseños poblacionales mediante una regresión potencial.

Para ajustar la mejor regresión a cada una de las redes se pidió a Excel que calculara el coeficiente de ajuste ( $R^2$ ), donde se escogió el valor más cercano a 1. En la Tabla 30 se muestran resumidos estos valores para cada una de las regresiones.

**Tabla 30. Coeficiente de ajuste ( $R^2$ ) para cada regresión.**

Red	Valor del Coeficiente de Ajuste ( $R^2$ )			
	Lineal	Exponencial	Logarítmica	Potencial
Campamento 1	0.9658	0.9255	0.9723	0.9939
Campamento 2	0.9346	0.8700	0.9701	0.9953
R-28	0.9311	0.8669	0.9716	0.9957
Oasis IV	0.9238	0.8449	0.9656	0.9955
Red Elevada	0.9408	0.8905	0.9598	0.9872
San Vicente	0.9331	0.8760	0.9539	0.9838

Como se puede observar, para cada una de las redes el valor más cercano a 1 del coeficiente de ajuste se logra ajustando una regresión potencial. Por este motivo los cálculos siguientes se hacen con esta regresión. No obstante, se considera apropiado mostrar los resultados de los otros ajustes, con el fin de hacer una comparación entre ellos.

**Tabla 31. Población de equilibrio para cada una de las regresiones.**

Red	Población de Equilibrio (N° Habitantes)			
	Lineal	Exponencial	Logarítmica	Potencial
Campamento 1	2,340	2,094	2,130	2,186
Campamento 2	4,916	5,266	4,274	4,425
R-28	5,184	5,530	4,246	4,487
Oasis IV	15,222	18,806	9,790	11,372
Red Elevada	7,757	9,137	5,653	6,154
San Vicente	9,049	9,428	4,944	5,896

En la Tabla 31 se muestra cada una de las poblaciones de equilibrio de cada regresión, que como se mencionó anteriormente, hace referencia a la población necesaria que debe tener una RDAP para obtener el costo de diseño de una RIDAP. Para obtener esta población se debe hacer uso de las ecuaciones mostradas en las gráficas poblacionales de cada regresión (Gráfica 13 a Gráfica 16), donde se iguala al costo del “diámetro anterior comercial” mostrado en la Tabla 29 y despejando para el valor de x. A manera de ejemplo se muestran los cálculos para el Campamento 1, haciendo uso de la regresión potencial.



$$y = 2,079.8X^{0.2451}$$

$$13,694.60 = 2,079.8X^{0.2451}$$

$$X = \left( \frac{13,694.60}{2,079.8} \right)^{\frac{1}{0.2451}}$$

$$X = 2,186 \text{ Habitantes}$$

De manera similar se llevaron a cabo los demás cálculos, solamente se cambiaba el valor de “y” entre redes, y la ecuación entre regresiones. Cabe aclarar que se escogió el valor del diámetro anterior comercial porque era con el que se obtenía un menor costo total de la red.

**Tabla 32. Población de equilibrio definitiva.**

<b>Red</b>	<b>Población de Equilibrio (N° Habitantes)</b>
Campamento 1	2,186
Campamento 2	4,425
R-28	4,487
Oasis IV	11,372
Red Elevada	6,154
San Vicente	5,896

En la Tabla 32 se muestra la población de equilibrio definitiva que se encontró al realizar los cálculos explicados anteriormente. Con base a esta población se llegó a los resultados obtenidos en la siguiente sección.

Adicionalmente, para asegurarse de que la regresión potencial si representaba de manera precisa el comportamiento de los datos Costo vs. Población, se diseñaron los seis modelos como RDAP modificando su demanda base por nudo. Con la población de equilibrio y el método de la carga unitaria (sección 2.3.2) se siguió la metodología de SOGH en REDES, y se obtuvieron los valores mostrados en la Tabla 33.

Como se puede ver la aproximación es bastante buena, ya que en la red que se tiene el mayor error absoluto (R-28) no se supera ni siquiera una diferencia de \$ 700 USD. Teniendo en cuenta que es la segunda red más costosa y larga en metros lineales de tubería, esta discrepancia en costos es mínima.

**Tabla 33. Comprobación del costo.**

Red	Comprobación del Costo (USD)		
	RIDAP	RDAP	Error absoluto (%)
Campamento 1	\$ 13,694.60	\$ 13,622.40	0.527
Campamento 2	\$ 39,178.50	\$ 39,676.80	1.272
R-28	\$ 30,281.20	\$ 30,935.50	2.161
Oasis IV	\$ 11,374.10	\$ 11,454.80	0.710
Red Elevada	\$ 978.90	\$ 973.40	0.562
San Vicente	\$ 6,884.30	\$ 6,821.40	0.914

Toda esta metodología de la población de equilibrio gira en torno a igualar el costo de diseño de la RDAP con el de la RIDAP, pero ¿qué pasaría si fuera al revés? Es decir, si se encuentra el número de aparatos sanitarios que debe haber en la red para que se ajuste a la demanda base por nudo de la población de equilibrio.

**Tabla 34. Escenario crítico equivalente a la demanda base por RDAP.**

Red	Demanda Base (L/s)	Sanitarios	Duchas	Lavaplatos
Campamento 1	0.313	0	1	0
Campamento 2	0.424	1	0	1
R-28	0.419	1	0	1
Oasis IV	0.307	0	1	0
Red Elevada	0.17	1	0	0
San Vicente	0.377	2	0	0

En la Tabla 34 se muestra el escenario crítico de RIDAP que iguala la demanda base obtenida con la población de equilibrio. Por ejemplo, en el caso del Campamento 2 si el escenario crítico se da cuando se tiene un sanitario y un lavaplatos encendido en cada nudo, la demanda base va a ser muy similar entre los modelos de RDAP y RIDAP.

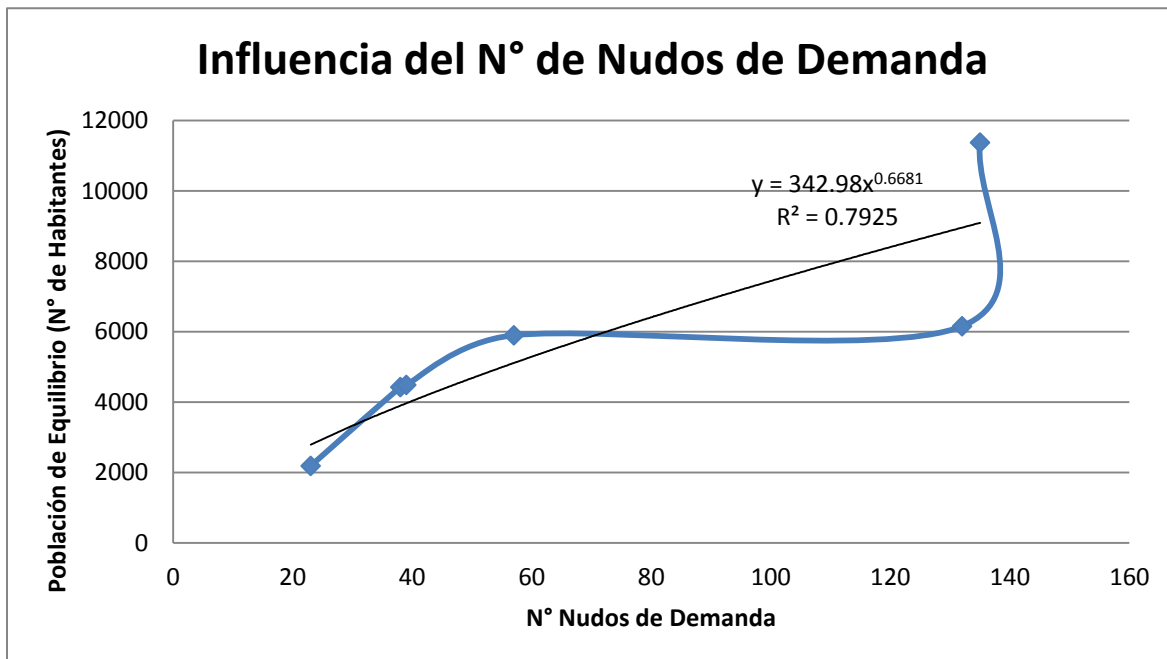
Lo que se hace acá es partir de lo encontrado en con la metodología de la población de equilibrio, y ver cuáles aparatos sanitarios son equivalentes a esa demanda para poder modelar las RIDAP. Sin embargo, este proceso sólo se menciona para futuras referencias, ya que todos los resultados y análisis se enfocan en lo concerniente a la población de equilibrio.

## 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En esta sección se presentan los resultados de los cálculos hidráulicos realizados para las seis redes con los dos modelos (RDAP y RIDAP), junto con sus respectivos costos. Adicionalmente, se hace un análisis de sensibilidad para determinar cuáles son los factores que afectan la población de equilibrio, discutida en la sección anterior.

### 5.1. Análisis de sensibilidad.

Con el fin de poder explicar de qué depende la población de equilibrio en la Tabla 32, se hizo un análisis de sensibilidad con los parámetros más importantes de la red. De esta manera, se puede hacer una idea de la influencia que tienen los factores hidráulicos de flujo, y las características físicas de la red en la estimación de la población de equilibrio.

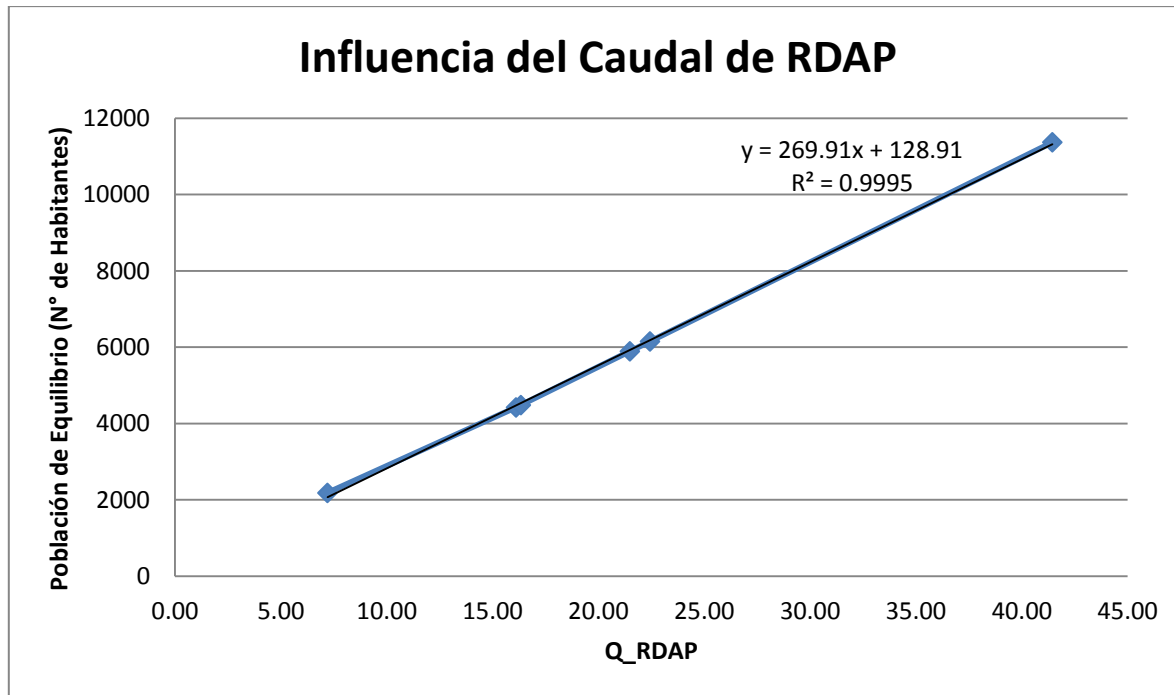


Gráfica 17. Correlación entre la población de equilibrio y el N° de nudos de demanda.

Como se puede ver en la Gráfica 17, se tiene una correlación de forma potencial entre la población de equilibrio y el N° de nudos de demanda. Este comportamiento se fundamenta en el método de la carga unitaria, con el cual se distribuyó la demanda. Según la Ecuación 26, la demanda base por nudo se ve afectada por el número de nudos de demanda, si se tiene una distribución uniforme de

la población. Entre mayor sea el número de nudos, mayor va a ser el caudal total de la red, el cual está directamente relacionado con la población a la cual se va a abastecer con el recurso agua.

Para ver mejor esta relación se muestra en la Gráfica 18 el comportamiento que tiene la población de equilibrio con el caudal máximo posible de las RDAP.

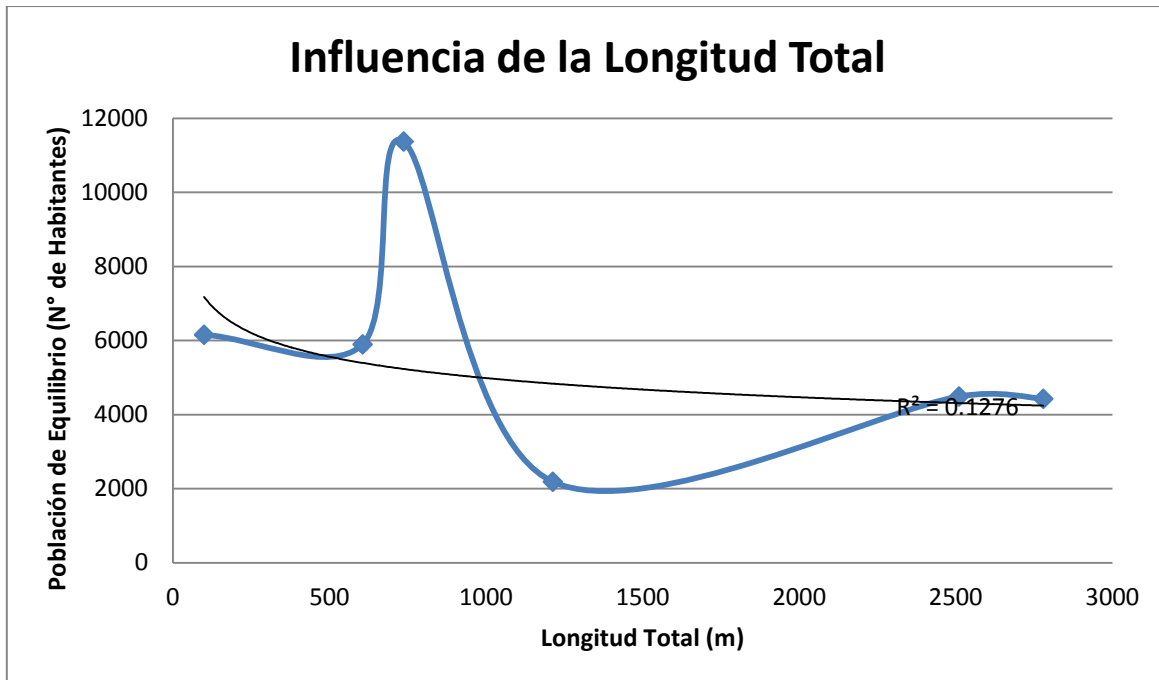


Gráfica 18. Correlación entre la población de equilibrio y el caudal de RDAP.

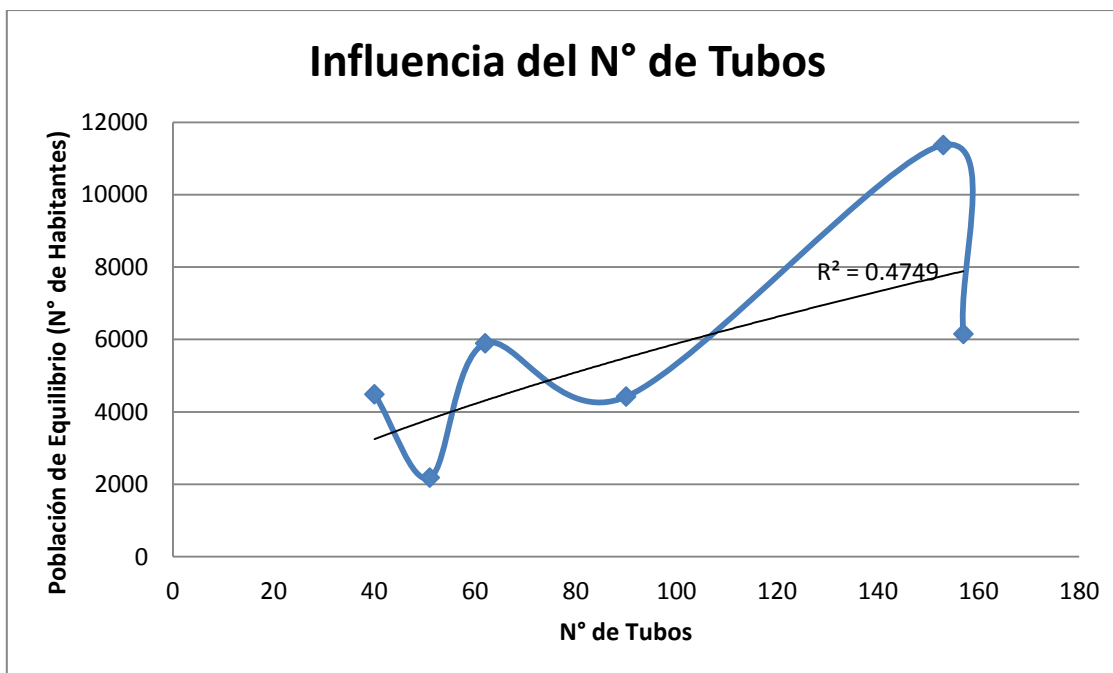
Como se puede ver, su relación es directamente proporcional. Con la ecuación presente en la Gráfica 18 se puede estimar la población de equilibrio basándose en el caudal total demandado, sin necesidad de ejecutar el procedimiento planteado en la Sección 4.3. Debido a su comportamiento lineal y a su gran coeficiente de ajuste ( $R^2$ ), no importaría usar la ecuación por fuera del dominio para el cual está planteada. Es decir, con la ecuación se puede obtener buenos resultados independientemente de si se interpola o extrapola un determinado caudal. Condición que no sucede con la ecuación de la Gráfica 17, debido a que su comportamiento es de tipo potencial se sugiere utilizarla sólo para los valores dentro del dominio establecido.

Adicionalmente se hizo un análisis de sensibilidad para la longitud total de tubería en la red, el número de tubos y la diferencia de caudales entre RIDAP y RDAP. Sin embargo, sus resultados no son tan relevantes como los anteriormente presentados.

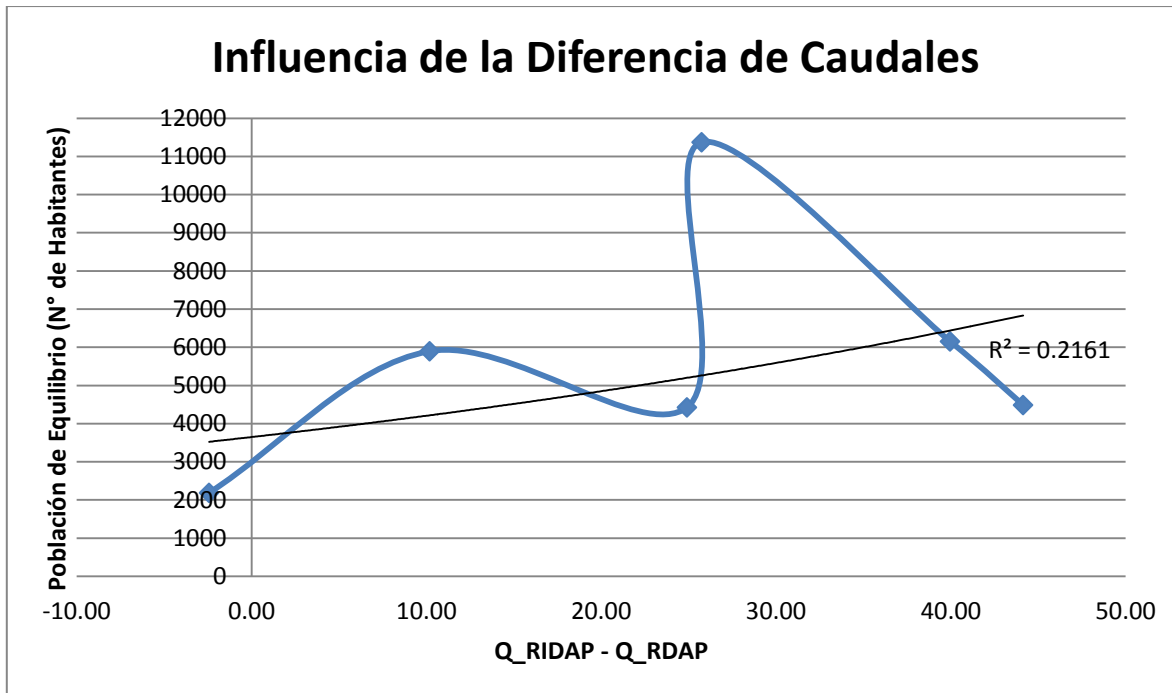




Gráfica 19. Correlación entre la población de equilibrio y la longitud total.



Gráfica 20. Correlación entre la población de equilibrio y el N° de tubos.



**Gráfica 21. Correlación entre la población de equilibrio y la diferencia de caudales de RIDAP y RDAP.**

Si bien las últimas tres gráficas no muestran una correlación definida para explicar la población de equilibrio, la Gráfica 21 muestra que para una población de aproximadamente 3,000 habitantes los caudales para los modelos de RDAP y RIDAP van a ser iguales. Esto significaría que en este límite sería indiferente cuál de las dos metodologías usar, debido a que la red tendría una equivalencia tanto de costo como de funcionalidad hidráulica.

Se podría aseverar que este límite corresponde al propuesto en el objetivo de este trabajo, donde si se tiene una población inferior a este valor sería adecuado diseñar la red como una RIDAP, mientras que si se sobrepasa sería recomendable hacerlo como una RDAP.

A continuación se muestran los resultados de la comparación de los caudales para cada una de las redes con las dos metodologías de diseño, reafirmando lo encontrado sobre el límite poblacional.

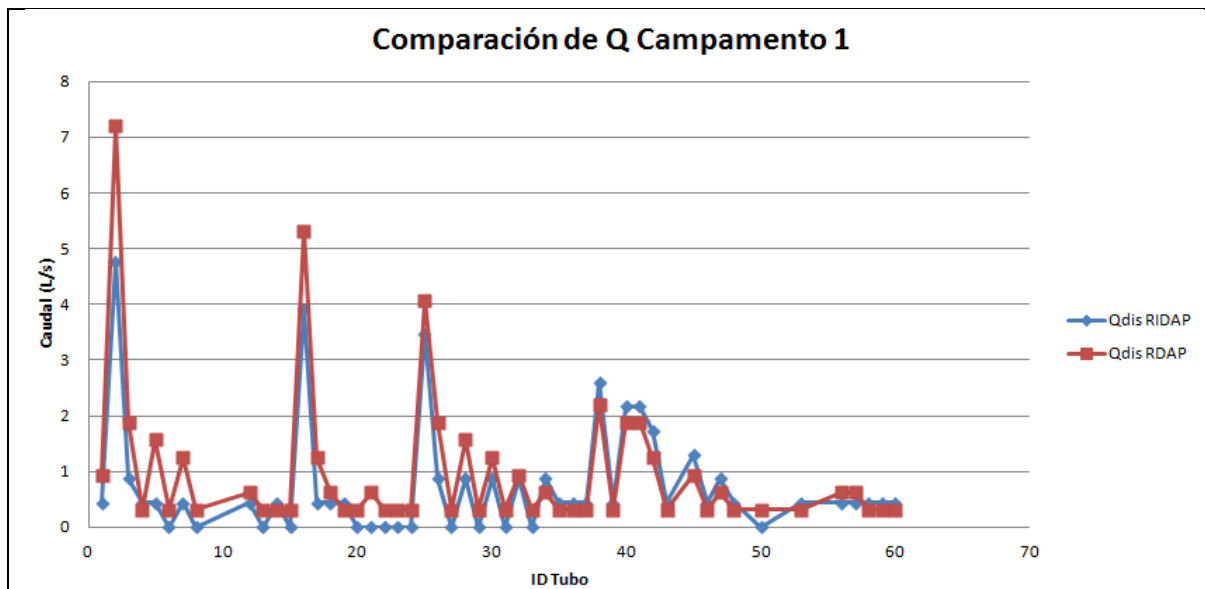
## 5.2. Comparación de los caudales en los tubos.

Una de las ventajas de la metodología propuesta, a parte de su menor costo computacional, es la facilidad de comparar desde el punto de vista hidráulico los dos modelos. Debido a que se cuenta con redes homogéneas en cuanto al número de tubos, se pueden contrastar los caudales en cada uno de éstos para ver cuál demanda más agua. Vale hacer la aclaración que en las RDAP se trabajó con el caudal máximo posible (todos los nudos demandando agua al mismo tiempo), y en las RIDAP con el caudal proveniente del escenario crítico. En la Tabla 35 se muestra el ID de los tubos directamente conectados al embalse de cada red, debido a que por éstos es por donde pasa el caudal total demandado para cada uno de los modelos.

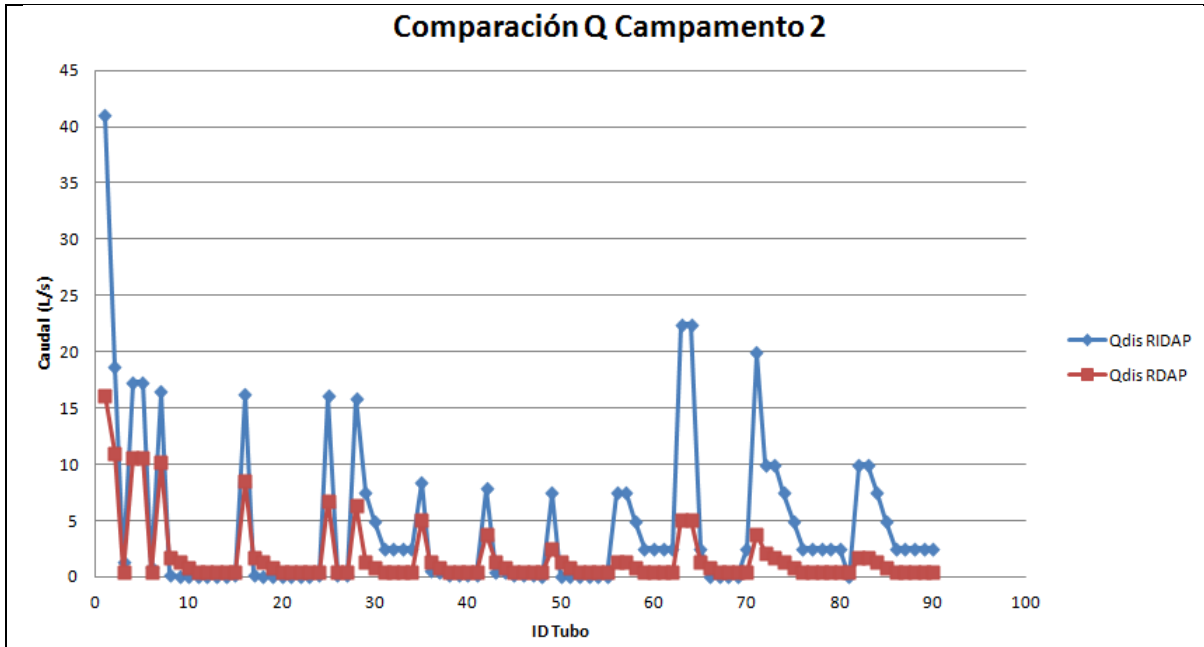
Tabla 35. Tubos conectados al embalse en cada red.

Red	ID Tubo
Campamento 1	2
Campamento 2	1
R28-NCSBajo	20
Oasis 4	153
Red Elevada	1
San Vicente	1

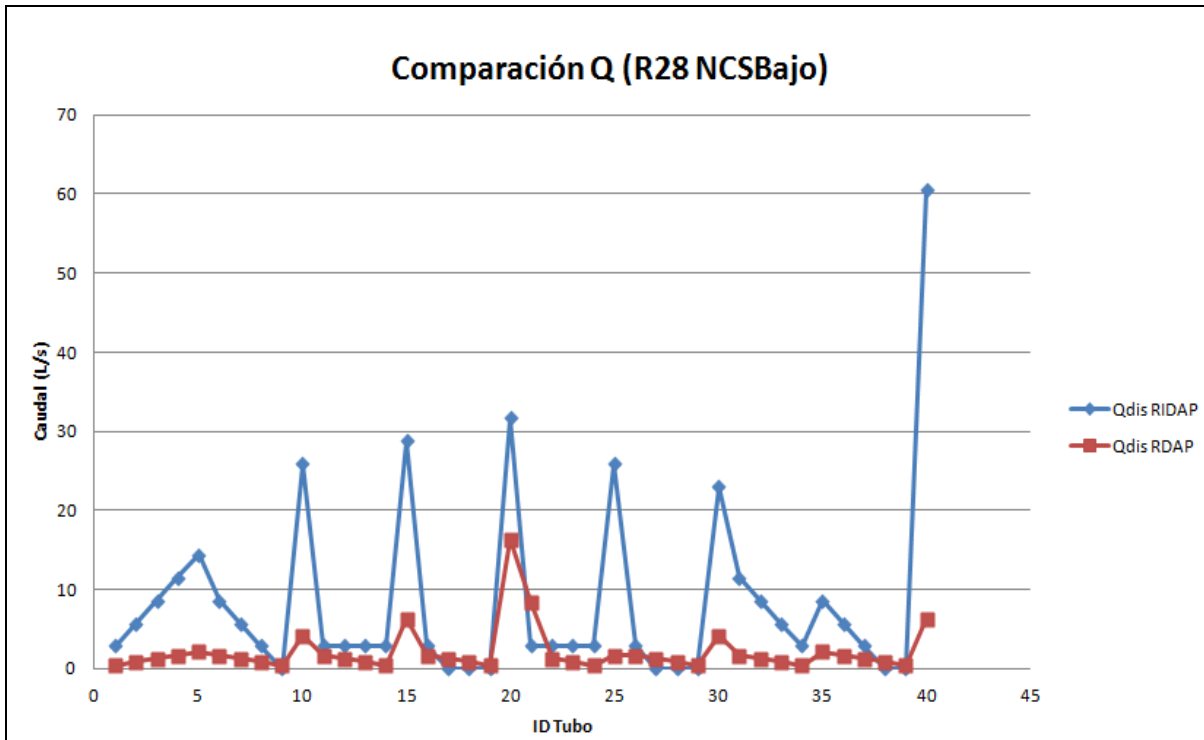
A continuación se muestran las gráficas de comparación de caudales de cada una de las seis redes estudiadas, en el Anexo 9.5 se muestran los datos de los cuales se obtuvieron.



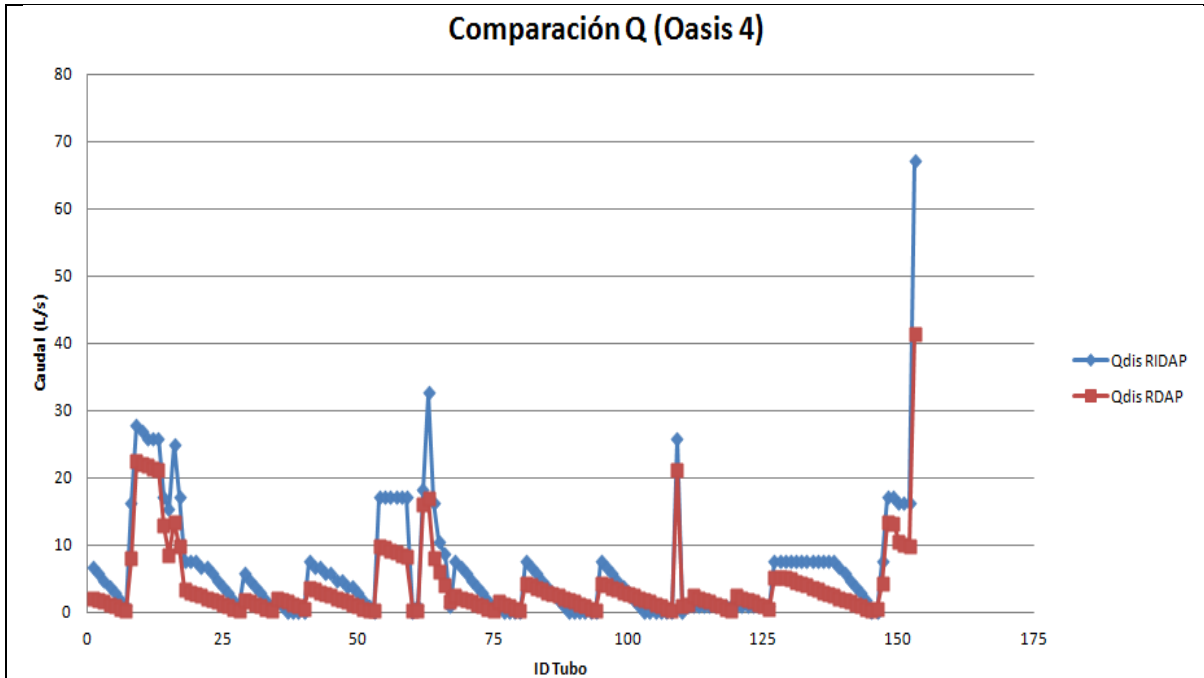
Gráfica 22. Comparación de caudales en el Campamento 1.



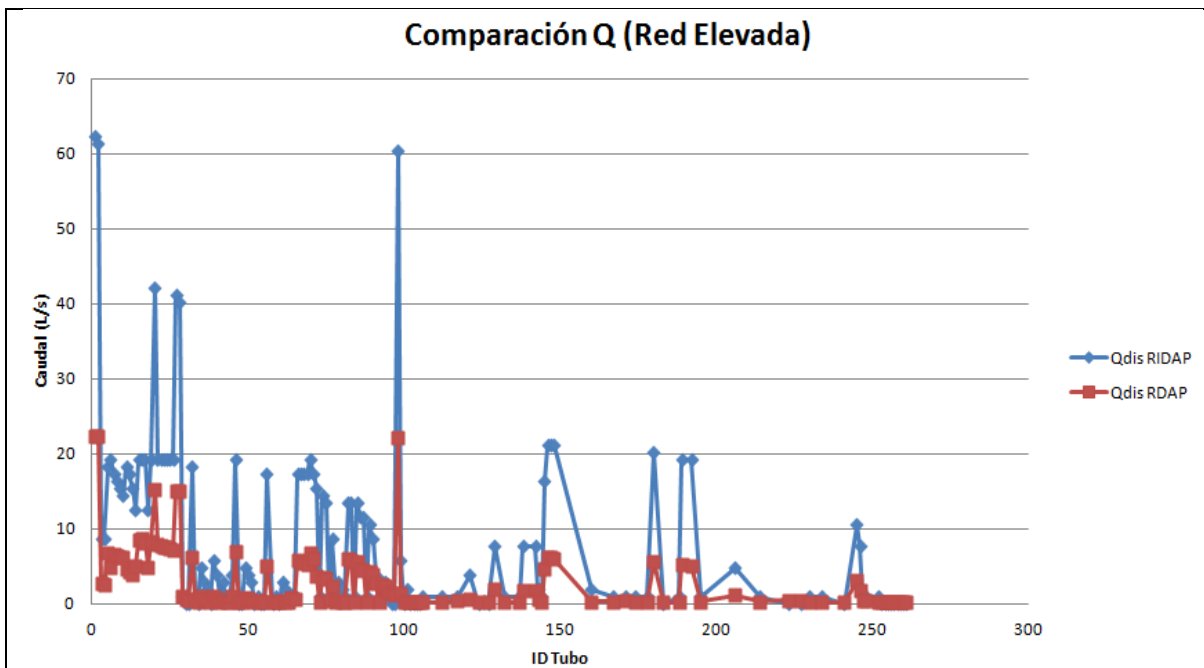
Gráfica 23. Comparación de caudales en el Campamento 2.



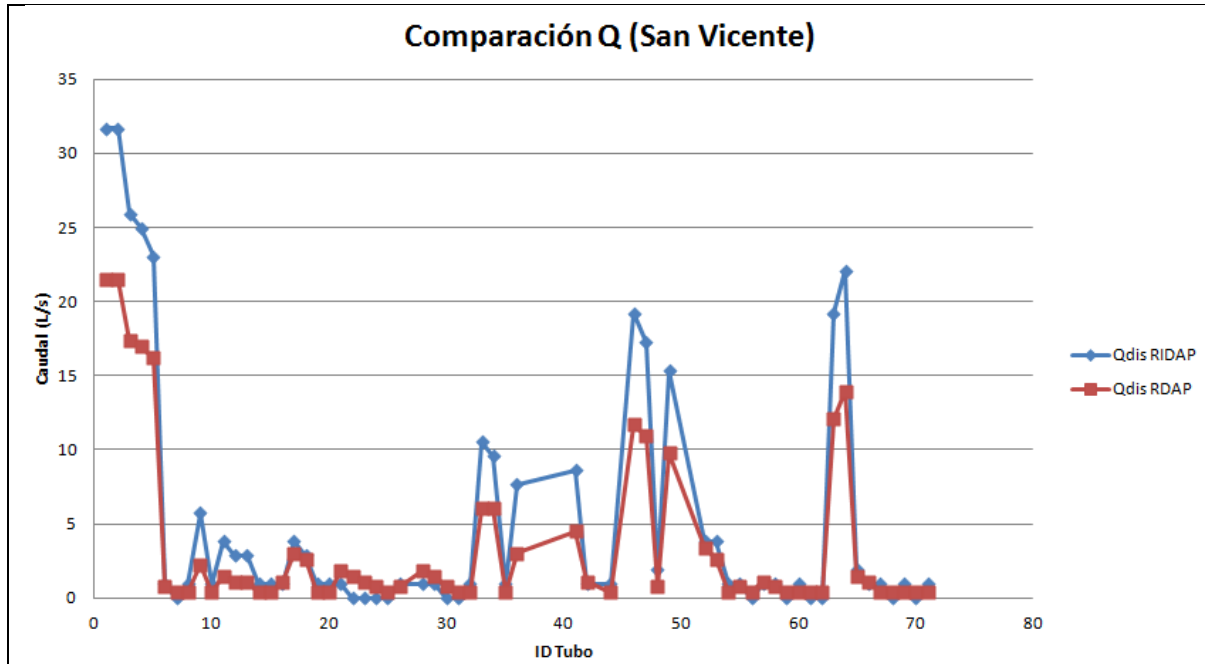
Gráfica 24. Comparación de caudales en la red R-28.



Gráfica 25. Comparación de caudales en Oasis IV.



Gráfica 26. Comparación de caudales en la Red Elevada.



Gráfica 27. Comparación de caudales en San Vicente.

Se ve que en el caso de todas las redes, exceptuando el Campamento 1, el caudal total es mayor en el caso de las RIDAP que en el de las RDAP; este caudal hace referencia al caudal del tubo conectado directamente con el embalse (ver Tabla 35). Como la gracia de esta metodología es asegurar que los diseños por medio de los dos modelos den iguales en costo, se puede hacer la suposición que después de un límite poblacional es mejor diseñar como RDAP porque demanda menos agua. Una hipótesis acertada sería decir que este límite debe ser menor al nivel de complejidad del sistema bajo (según el RAS 2000), que corresponde a una población menor a 2,500 habitantes. Esto se puede evidenciar viendo el comportamiento hidráulico presente en el Campamento 1, ya que fue la única red en donde la población de equilibrio dio menor a los 2,500 habitantes; y consecuentemente, el caudal total demandado es menor cuando se simula como una RIDAP. Adicionalmente, lo encontrado en la Gráfica 21 muestra que efectivamente las redes con una población menor a 3,000 habitantes demandan menos agua si se modelan como una RIDAP. De lo contrario (redes con una población mayor a 3,000 personas) es aconsejable simular y diseñar la red como una RDAP.

Sin embargo, esto también podría significar que en el caso de las 5 últimas redes, los aparatos sanitarios correspondientes al escenario crítico fueron demasiados, aumentando significativamente el caudal total de la red. Esto es probable debido a que los métodos modernos de estimación de la demanda para RIDAP necesitan ser alimentados con datos de medición

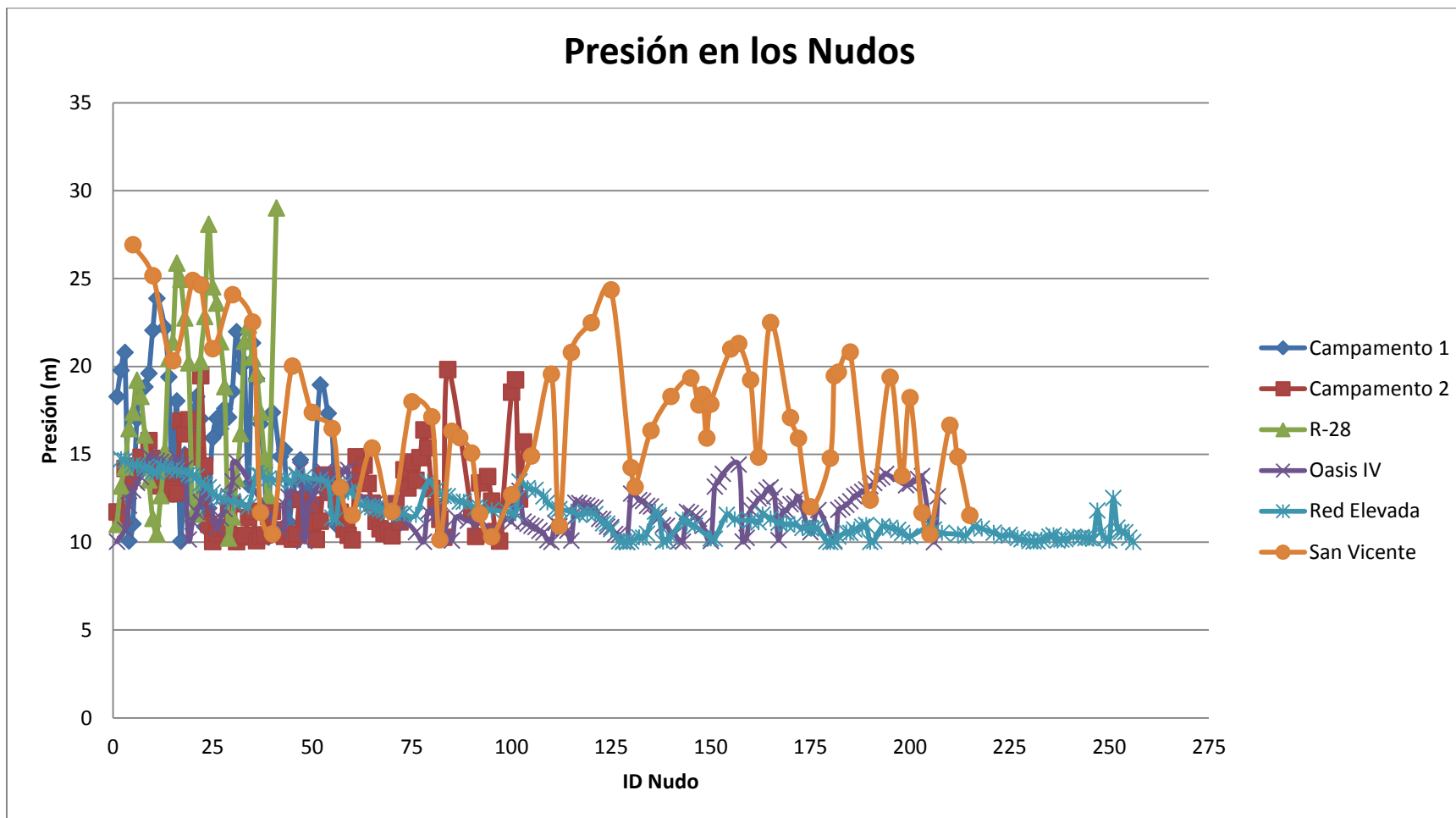
instantánea de caudal en las edificaciones, con el fin de estimar adecuadamente el percentil de la función de frecuencia de pulsos ( $\lambda$ ) y la duración promedio de uso del aparato ( $\alpha$ ). En el caso de este trabajo  $\lambda$  y  $\alpha$  se consideraron constantes en todas las redes con un valor de 0.1 y 21, respectivamente. Por lo tanto, los parámetros de entrada de estos modelos pueden diferir de los medidos en la realidad, afectando así la precisión de los resultados.

Por otro lado, si bien los modelos no tienen una misma magnitud, si presentan una tendencia similar. Para todas las redes los caudales por RDAP y RIDAP tienen un comportamiento similar, donde en la mayoría de los tubos el caudal es mayor para el primer caso. Sin embargo, hay que tener en cuenta que las RIDAP se simulaban para un escenario crítico que en algunos casos arrojaba caudales nulos en los tubos. Esto es comprensible, porque al no tenerse demanda en un nudo su tubo correspondiente no debería transportar agua.

Para el caso de las RDAP se puede comprobar que el diseño es efectivo al ver que la presión en cada uno de los nudos de demanda es superior al mínimo establecido en el RAS 2000 (ver Tabla 1). Para esto se le pidió al software REDES que exportara todos los datos a Excel, con el fin de poder manipularlos mejor y poder hacer la Gráfica 28.

Lo más importante de esta gráfica es entender que en ningún nudo se tiene una presión menor a la mínima requerida para estos niveles de servicio. Como ninguna red supera una población de 12,500 habitantes se puede asegurar que al no tener una presión menor a 10 m en los nudos, la red va a tener un correcto funcionamiento con los diámetros establecidos en el diseño. Este es el caso de cada una de las redes diseñadas, ya que en muchos nudos se tienen presiones justo con la presión mínima, pero en ningún caso se pasa por debajo de este límite.

A diferencia de los resultados de (Torrado, 2012), este trabajo presenta diseños coherentes y funcionales, debido a que las presiones en los nudos superan los mínimos establecidos por el RAS 2000. En su caso, sólo se tienen presiones positivas cuándo se distribuye la demanda con el método de Hunter modificado, con un escenario donde el 15% de los aparatos funcionan simultáneamente. Sin embargo, cuando lo aplica a los métodos de la carga unitaria y de RIDAPS presenta presiones negativas en todos los nudos (ver Anexo 9.4).



Gráfica 28. Presión en los nudos de las seis redes.



## 6. CONCLUSIONES

Aunque el diseño hidráulico para RDAP y RIDAP está gobernado por los mismos principios físicos, sus datos de entrada son diferentes debido a que la normatividad técnica establece valores distintos para la presión y el caudal mínimo. Por un lado se tiene al RAS 2000 para las RDAP, y por el otro se tiene a la NTC 1500 para las RIDAP. Las metodologías usadas para el primer caso basan la estimación de la demanda en la definición de un caudal máximo horario (QMH), el cual debe suministrarse de acuerdo a la población a servir y a los usos del agua. Mientras que en el segundo, se cuenta con aproximaciones empíricas, semiempíricas y probabilísticas con las que se estima el caudal tramo a tramo en función de la cantidad y tipo de aparato sanitario a abastecer.

Para establecer la mejor metodología de estimación de demanda que se ajusta al diseño de sistemas de distribución de agua potable en el caso de ciudades pequeñas y campamentos provisionales o permanentes, que son instalaciones con características tanto de RDAP como de RIDAP, se compararon el método de la carga unitaria (Sección 2.3.2) y el método moderno implementado en el software RIDAPS (Sección 2.7.2.1). El primero basado en una dotación establecida en el RAS 2000, y el segundo analizando el consumo de agua como un proceso estocástico.

Una vez seleccionado el modo de establecer la demanda, se analizaron seis redes de ejemplo que representan instalaciones típicas de ciudades pequeñas y campamentos. Cuando se modeló como RDAP se hizo uso de la metodología SOGH, mientras que para las redes internas se utilizó el software RIDAPS. Posteriormente se evaluaron sus datos de entrada, sus características y su comportamiento hidráulico; usando el caudal máximo posible para las RDAP y el del escenario crítico para las RIDAP.

Para todos los casos estudiados los diseños fueron satisfactorios, ya que para todos los nudos se cumplió con la presión mínima requerida. De esta manera se sabe que los diámetros encontrados no sólo van a ser capaces de transportar el caudal requerido en los distintos escenarios de demanda, sino que van también a asegurar un buen nivel de servicio en el sistema; los aparatos sanitarios van a poder funcionar sin dificultad y los usuarios no van a experimentar interrupciones de agua.

Adicionalmente, se da a continuación una lista de las conclusiones más pertinentes que resultaron del trabajo propuesto en este documento, basándose en el límite poblacional encontrado y de sus distintas dependencias:



- Gracias a la homogenización de las redes para los modelos de RIDAP, se pudo comparar los resultados encontrados con los dos modelos. No sólo se obtuvieron redes con un mismo número de tuberías, sino que el costo computacional se disminuyó considerablemente. Debido a esto se logró usar el software RIDAPS para llevar a cabo los modelos de redes internas, extrapolando el problema de redes en edificaciones a redes en ciudades pequeñas y campamentos.
- La metodología de la población de equilibrio permite encontrar redes iguales desde el punto de vista económico (independientemente de si se modelan como RDAP o RIDAP), con el fin de compararlas únicamente por medio de su comportamiento hidráulico. Específicamente se reduce el problema a encontrar el modelo que demande la menor cantidad de agua, o caudal total.
- La población de equilibrio sigue un comportamiento potencial a la hora de igualar el costo de una RIDAP bajo el parámetro de aproximación del “anterior diámetro comercial”. Sin importar los parámetros físicos (N° de tubos o nudos, longitud total y topografía) o hidráulicos de la red (caudal en los tubos y presión en los nudos), la regresión que mejor representa el comportamiento de los datos con respecto a su media es la potencial.
- Se establece un límite poblacional de aproximadamente 3,000 habitantes. Según los resultados obtenidos, toda red con una población menor a ésta debe ser diseñada como una RIDAP, mientras que si se sobrepasa este límite se debe diseñar como una RDAP. Si bien se van a tener costos constructivos muy similares independientemente de cómo se diseñe, la demanda de agua suministrada si va a jugar un papel muy importante a la hora de decidir. Para redes menores a 3,000 habitantes se tiene un caudal total menor en la red si se diseña como una RIDAP, y para las que cuentan con una población mayor esto sucede si se hace como una RDAP.
- La población de equilibrio depende de forma potencial del número de nudos de demanda que hay en la red (ver Gráfica 17), aunque se recomienda que sólo se use para redes entre 20 y 140 nudos de demanda. No se asegura que tan preciso sea el resultado si se toman valores por fuera de este rango.
- La población de equilibrio depende de forma lineal del caudal demandado en el caso de RDAP (caudal máximo posible en las redes), y a diferencia del número de nudos de demanda éste si se puede utilizar sin problemas para cualquier valor de caudal. Debido a su comportamiento lineal y a su buen coeficiente de ajuste ( $R^2$ ) se pueden extrapolar los valores, por lo cual no está limitado al dominio de la Gráfica 18.



---

## 7. RECOMENDACIONES

Con este trabajo se demarcó un límite poblacional para el caso de ciudades pequeñas y campamentos temporales o permanentes, con el cual se establece a partir de cuántos habitantes es recomendable diseñar el sistema de distribución de agua potable como RDAP o RIDAP. La metodología propuesta para llevar a cabo esto se vale del término de población de equilibrio, y hace uso de varias suposiciones. Teniendo en cuenta lo mencionado y lo presentado a lo largo de este trabajo a continuación se presentan unas recomendaciones para futuros trabajos enfocados en este mismo tema:

- Usar los modelos desagregados de RIDAP para que cada nudo sea simulado como la acometida de un aparato sanitario. De esta manera los resultados obtenidos con el software RIDAPS van a ser más precisos en cuanto a la estimación del escenario crítico de diseño.
- Distribuir la población en las RDAP de otra forma que no sea uniforme, para que se puedan implementar los modelos desagregados en estas redes también. De esta forma se pueden seguir comparando las características hidráulicas presentes en cada uno de los tubos de los dos modelos.
- Realizar el proceso de diseño de las RIDAP con caudales instantáneos reales medidos en edificaciones típicas presentes en una ciudad pequeña o en un campamento provisional o permanente.
- Revisar el número de aparatos sanitarios usados en el escenario crítico de las redes que superan el límite de los 3,000 habitantes en su población de equilibrio, con el fin de saber si se está sobreestimando este valor y por eso los resultados obtenidos muestran que es mejor diseñar como RDAP después de este límite, o si en efecto los 3,000 habitantes es un límite seguro para establecer cuál metodología de diseño debe usarse.



---

## 8. BIBLIOGRAFÍA

- Blokker, e. a. (2010). Simulating Residential Water Demand with a Stochastic End-Use Model. *JOURNAL OF WATER RESOURCES PLANNING AND MANAGEMENT @ ASCE*, 19-26.
- Castro, e. a. (2006). APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS PROBABLES INSTANTÁNEOS, EN EDIFICACIONES DE DIFERENTE TIPO. *Seminário Iberoamericano sobre Sistemas de Abastecimiento Urbano de Agua*, 1-14.
- CIACUA, C. d. (2011). *Desarrollo e implementación de una metodología moderna para el diseño de redes internas de distribución de agua potable*. Bogotá D.C.
- Department of Health. (2009). *Water system design manual*. Washington: Olympia.
- FEDELONJAS. (2009). *Proyecto de Norma Técnica Colombiana*. Bucaramanga.
- García, e. a. (2004). Stochastic Model to Evaluate Residential Water Demands. *JOURNAL OF WATER RESOURCES PLANNING AND MANAGEMENT*, 386-394.
- García, S. J. (2001). *Instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificios*. México: Fundación ICA.
- Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC). (2004). *Código Colombiano de Fontanería*. Bogotá.
- Ochoa, S. (2009). *DISEÑO OPTIMIZADO DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE CON BASE EN EL CONCEPTO ENERGÉTICO DE SUPERFICIE ÓPTIMA DE GRADIENTE HIDRÁULICO*. Bogotá.
- Pancorbo, F. J. (2011). *Coeficiente de simultaneidad en las instalaciones de agua en las edificaciones*. Recuperado el 13 de 8 de 2012, de <http://dspace.universia.net/bitstream/2024/978/1/coeficiente+simultaneidad+en+las+instalaciones.pdf>
- República de Colombia, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Viceministerio de Agua y Saneamiento. (2008). Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico. En *Sección II, Título B, Sistemas de Acueducto* (pág. 337). Bogotá.
- Saldarriaga, J. (2007). *Hidráulica de Tuberías*. Bogotá D.C.: Uniandes.



---

Torrado, D. F. (2012). *Comparación de metodologías de diseño de redes externas de distribución de agua potable vs. Metodologías de diseño de redes internas para el caso de campamentos y ciudades temporales*. Bogotá.

Wells, S. G. (1996). INTENSITY, DURATION, AND FREQUENCY OF RESIDENTIAL WATER DEMANDS. *JOURNAL OF WATER RESOURCES PLANNING AND MANAGEMENT*, 11-19.

## 9. ANEXOS

### 9.1. Tabla poblacional con intervalos de 500 habitantes.

Tabla 36. Primera versión de las tablas poblacionales.

Red	Población (Hab)	Demanda Base por Nodo (L/s)	Costo (USD)
Campamento 1 (51 Tubos - 1.212,8 m)	500	0.072	\$ 9'560.60
	1000	0.143	\$ 11'067.40
	1500	0.215	\$ 12'360.30
	2000	0.287	\$ 13'137.50
	2500	0.358	\$ 14'266.90
Campamento 2 (90 Tubos - 2.779,2 m)	500	0.043	\$ 22'204.70
	1000	0.087	\$ 26'501.10
	1500	0.130	\$ 29'004.70
	2000	0.174	\$ 31'295.50
	2500	0.217	\$ 32'939.90
R28-NCSBajo (40 Tubos - 2510,0 m)	500	0.042	\$ 17'635.40
	1000	0.085	\$ 20'444.50
	1500	0.127	\$ 22'707.00
	2000	0.169	\$ 24'488.50
	2500	0.211	\$ 25'665.40
Oasis 4 (153 Tubos - 736,5 m)	500	0.012	\$ 5'204.90
	1000	0.024	\$ 5'976.20
	1500	0.037	\$ 6'589.20
	2000	0.049	\$ 7'072.10
	2500	0.061	\$ 7'486.80

Esta tabla fue la primera versión de las tablas poblacionales, se consideraban las redes en el nivel de complejidad bajo del sistema (poblaciones menores o iguales a 2,500 habitantes), además de que se tenían intervalos de avance de 500 habitantes. Los resultados obtenidos con esta tabla son muy distintos a los de la población de equilibrio definitiva, debido a que acá tocaba extrapolar para obtenerla.

## 9.2. Tabla poblacional con intervalos de 250 habitantes.

Tabla 37. Segunda tabla poblacional.

Red	Población (Hab)	Demanda Base por Nudo (L/s)	Costo (USD)
Campamento 1 (51 Tubos - 1.212,8 m)	250	0.036	\$ 8,254.10
	500	0.072	\$ 9,560.60
	750	0.108	\$ 10,438.20
	1000	0.143	\$ 11,067.40
	1250	0.179	\$ 11,866.40
	1500	0.215	\$ 12,360.30
	1750	0.251	\$ 12,758.30
	2000	0.287	\$ 13,137.50
	2250	0.323	\$ 13,677.10
	2500	0.358	\$ 14,266.90
Campamento 2 (90 Tubos - 2.779,2 m)	250	0.022	\$ 19,542.10
	500	0.043	\$ 22,204.70
	750	0.065	\$ 24,872.00
	1000	0.087	\$ 26,501.10
	1250	0.108	\$ 28,014.20
	1500	0.130	\$ 29,004.70
	1750	0.152	\$ 30,052.90
	2000	0.174	\$ 31,295.50
	2250	0.195	\$ 32,231.50
	2500	0.217	\$ 32,939.90
R28-NCSBajo (40 Tubos - 2510,0 m)	250	0.021	\$ 15,402.90
	500	0.042	\$ 17,635.40
	750	0.063	\$ 19,233.30
	1000	0.085	\$ 20,444.50
	1250	0.106	\$ 21,680.10
	1500	0.127	\$ 22,707.00
	1750	0.148	\$ 23,382.90
	2000	0.169	\$ 24,488.50
	2250	0.190	\$ 24,765.50
	2500	0.211	\$ 25,665.40

Red	Población (Hab)	Demanda Base por Nudo (L/s)	Costo (USD)
Oasis 4 (153 Tubos - 736,5 m)	250	0.006	\$ 4,667.80
	500	0.012	\$ 5,204.90
	750	0.018	\$ 5,623.30
	1000	0.024	\$ 5,976.20
	1250	0.031	\$ 6,320.60
	1500	0.037	\$ 6,589.20
	1750	0.043	\$ 6,897.10
	2000	0.049	\$ 7,072.10
	2250	0.055	\$ 7,263.50
	2500	0.061	\$ 7,486.80
Red Elevada (157 Tubos - 99,2 m)	250	0.006	\$ 567.80
	500	0.012	\$ 614.20
	750	0.019	\$ 651.70
	1000	0.025	\$ 678.80
	1250	0.031	\$ 709.00
	1500	0.037	\$ 723.90
	1750	0.044	\$ 742.90
	2000	0.05	\$ 762.20
	2250	0.056	\$ 782.20
	2500	0.062	\$ 796.10
San Vicente (62 Tubos - 605,6 m)	250	0.014	\$ 3,843.70
	500	0.029	\$ 4,149.10
	750	0.043	\$ 4,360.90
	1000	0.058	\$ 4,602.60
	1250	0.072	\$ 4,693.60
	1500	0.087	\$ 4,903.50
	1750	0.101	\$ 5,064.40
	2000	0.116	\$ 5,169.90
	2250	0.130	\$ 5,276.30
	2500	0.145	\$ 5,485.20

Esta tabla fue la segunda versión de las tablas poblacionales, se seguían considerando las redes en el nivel de complejidad bajo del sistema, pero ahora se contaba con intervalos de avance de 250 habitantes para mejorar la precisión en los resultados de la población de equilibrio.



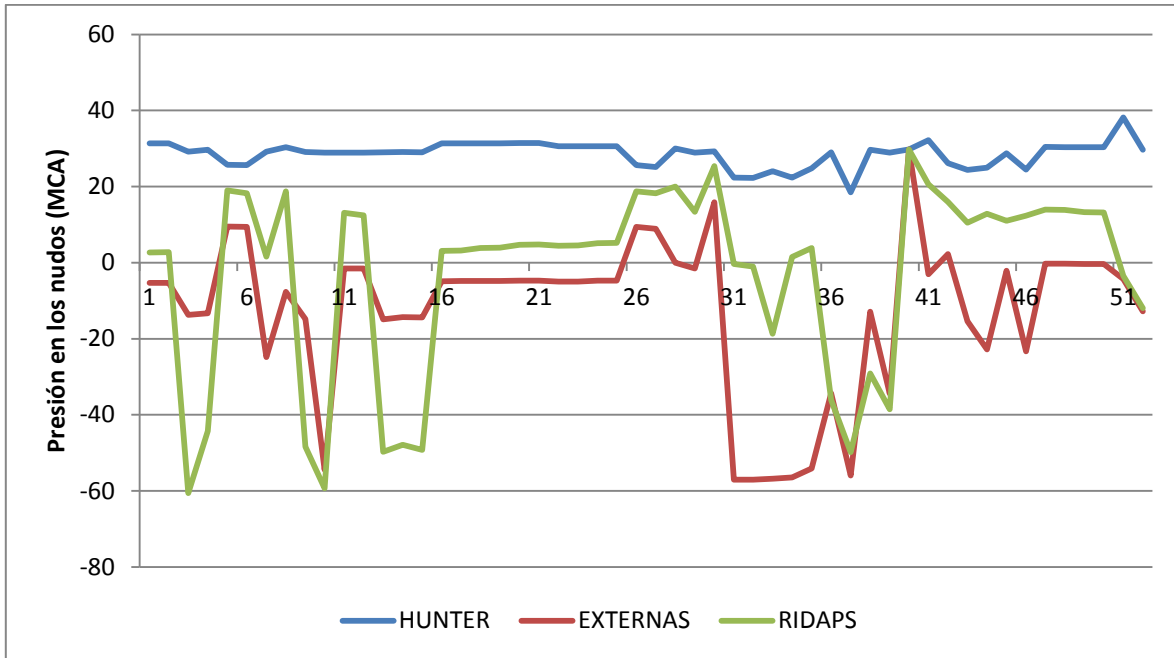
### 9.3. Población de equilibrio basada en extrapolaciones.

Tabla 38. Población de equilibrio obtenida extrapolando.

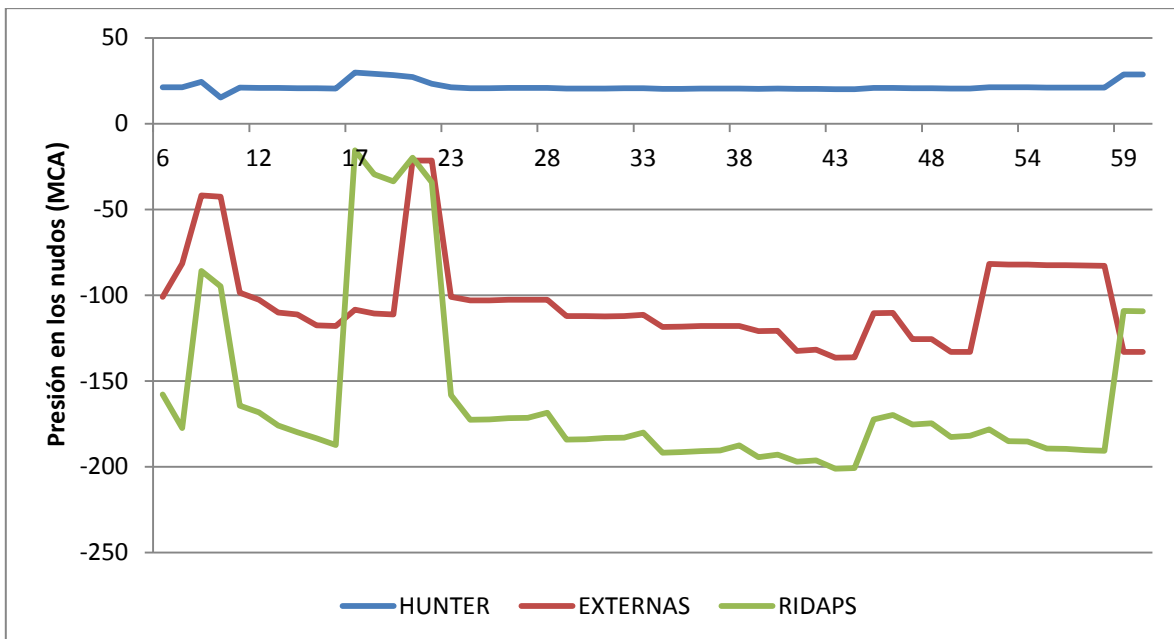
Red	Población de Equilibrio (N° Habitantes)			
	Lineal	Exponencial	Logarítmica	Potencial
Campamento 1	2740	2773	3916	3343
Campamento 2	4192	3690	13664	7689
R28-NCSBajo	4338	3719	16318	8712
Oasis 4	6740	4795	145016	29646
Red Elevada	4708	5763	27842	14800
San Vicente	5328	6592	53875	22498

En la Tabla 38 se muestran los primeros resultados obtenidos de la población de equilibrio, basándose en los datos de la Tabla 37. Como estos datos sólo contemplaban poblaciones hasta los 2,500 habitantes, todas las poblaciones de equilibrio se obtuvieron por medio de extrapolaciones. Como se puede ver, esto es completamente impreciso debido a que por la falta de datos para determinar las ecuaciones correspondientes, las regresiones no alcanzan a representar de manera correcta el comportamiento de los datos que se encuentren por fuera de este rango (2,500 habitantes).

### 9.4. Presiones en los nudos encontradas por (Torrado, 2012).



Gráfica 29. Presiones en los nudos del Campamento 1.



Gráfica 30. Presiones en los nudos del Campamento 2.

En las dos gráficas anteriores se ve que en el caso del método de la carga unitaria (con el nombre de “externas” en las gráficas) y de RIDAPS, ningún nudo tiene presión positiva. Este diseño se contempló para un escenario subjetivo en el cual el 15% de los aparatos sanitarios estaban encendidos.

## 9.5. Tablas de caudales de diseño por tubo en RDAP y RIDAP.

**Tabla 39. Campamento 1 RIDAP.**

ID Tubo	CAUDAL (L/s)
1	0.434
2	4.774
3	0.868
4	0.434
5	0.434
6	0
7	0.434
8	0
12	0.434
13	0
14	0.434
15	0
16	3.906
17	0.434
18	0.434
19	0.434
20	0
21	0
22	0
23	0
24	0
25	3.472
26	0.868
27	0
28	0.868
29	0
30	0.868

**Tabla 45. Campamento 1 RDAP.**

ID Tubo	CAUDAL (L/s)
1	0.939
2	7.199
3	1.878
4	0.313
5	1.565
6	0.313
7	1.252
8	0.313
12	0.626
13	0.313
14	0.313
15	0.313
16	5.321
17	1.252
18	0.626
19	0.313
20	0.313
21	0.626
22	0.313
23	0.313
24	0.313
25	4.069
26	1.878
27	0.313
28	1.565
29	0.313
30	1.252

31	0
32	0.868
33	0
34	0.868
35	0.434
36	0.434
37	0.434
38	2.604
39	0.434
40	2.17
41	2.17
42	1.736
43	0.434
45	1.302
46	0.434
47	0.868
48	0.434
50	0
53	0.434
56	0.434
57	0.434
58	0.434
59	0.434
60	0.434

31	0.313
32	0.939
33	0.313
34	0.626
35	0.313
36	0.313
37	0.313
38	2.191
39	0.313
40	1.878
41	1.878
42	1.252
43	0.313
45	0.939
46	0.313
47	0.626
48	0.313
50	0.313
53	0.313
56	0.626
57	0.626
58	0.313
59	0.313
60	0.313

**Tabla 40. Campamento 2 RIDAP.**

ID Tubo	CAUDAL (L/s)
1	41.02
2	18.61
3	1.35
4	17.26
5	17.26
6	0.8
7	16.46
8	0.19
9	0
10	0

**Tabla 46. Campamento 2 RDAP.**

ID Tubo	CAUDAL (L/s)
1	16.112
2	11.024
3	0.424
4	10.6
5	10.6
6	0.424
7	10.176
8	1.696
9	1.272
10	0.848



11	0
12	0
13	0
14	0
15	0.19
16	16.27
17	0.19
18	0
19	0
20	0
21	0
22	0
23	0
24	0.19
25	16.08
26	0.19
27	0.19
28	15.89
29	7.47
30	4.98
31	2.49
32	2.49
33	2.49
34	2.49
35	8.42
36	0.57
37	0.38
38	0.19
39	0.19
40	0.19
41	0.19
42	7.85
43	0.38
44	0.38
45	0.19
46	0.19

11	0.424
12	0.424
13	0.424
14	0.424
15	0.424
16	8.48
17	1.696
18	1.272
19	0.848
20	0.424
21	0.424
22	0.424
23	0.424
24	0.424
25	6.784
26	0.424
27	0.424
28	6.36
29	1.272
30	0.848
31	0.424
32	0.424
33	0.424
34	0.424
35	5.088
36	1.272
37	0.848
38	0.424
39	0.424
40	0.424
41	0.424
42	3.816
43	1.272
44	0.848
45	0.424
46	0.424



47	0.19
48	0
49	7.47
50	0
51	0
52	0
53	0
54	0
55	0
56	7.47
57	7.47
58	4.98
59	2.49
60	2.49
61	2.49
62	2.49
63	22.41
64	22.41
65	2.49
66	0
67	0
68	0
69	0
70	2.49
71	19.92
72	9.96
73	9.96
74	7.47
75	4.98
76	2.49
77	2.49
78	2.49
79	2.49
80	2.49
81	0
82	9.96

47	0.424
48	0.424
49	2.544
50	1.272
51	0.848
52	0.424
53	0.424
54	0.424
55	0.424
56	1.272
57	1.272
58	0.848
59	0.424
60	0.424
61	0.424
62	0.424
63	5.088
64	5.088
65	1.272
66	0.848
67	0.424
68	0.424
69	0.424
70	0.424
71	3.816
72	2.12
73	1.696
74	1.272
75	0.848
76	0.424
77	0.424
78	0.424
79	0.424
80	0.424
81	0.424
82	1.696

83	9.96
84	7.47
85	4.98
86	2.49
87	2.49
88	2.49
89	2.49
90	2.49

83	1.696
84	1.272
85	0.848
86	0.424
87	0.424
88	0.424
89	0.424
90	0.424

**Tabla 41. Red R-28 RIDAP.**

ID Tubo	CAUDAL (L/s)
1	2.88
2	5.76
3	8.64
4	11.52
5	14.4
6	8.64
7	5.76
8	2.88
9	0
10	25.92
11	2.88
12	2.88
13	2.88
14	2.88
15	28.8
16	2.88
17	0
18	0
19	0
20	31.68
21	2.88
22	2.88
23	2.88
24	2.88
25	25.92
26	2.88

**Tabla 47. Red R-28 RDAP.**

ID Tubo	CAUDAL (L/s)
1	0.419
2	0.838
3	1.257
4	1.676
5	2.095
6	1.676
7	1.257
8	0.838
9	0.419
10	4.19
11	1.676
12	1.257
13	0.838
14	0.419
15	6.285
16	1.676
17	1.257
18	0.838
19	0.419
20	8.38
21	1.676
22	1.257
23	0.838
24	0.419
25	6.285
26	1.676

27	0
28	0
29	0
30	23.04
31	11.52
32	8.64
33	5.76
34	2.88
35	8.64
36	5.76
37	2.88
38	0
39	0
40	60.48

27	1.257
28	0.838
29	0.419
30	4.19
31	1.676
32	1.257
33	0.838
34	0.419
35	2.095
36	1.676
37	1.257
38	0.838
39	0.419
40	16.341

**Tabla 42. Red Oasis IV RIDAP.**

ID Tubo	CAUDAL (L/s)
1	6.72
2	5.76
3	4.8
4	3.84
5	2.88
6	1.92
7	0.96
8	16.32
9	27.84
10	26.88
11	25.92
12	25.92
13	25.92
14	17.28
15	15.36
16	24.96
17	17.28
18	7.68
19	7.68
20	7.68

**Tabla 48. Red Oasis IV RDAP.**

ID Tubo	CAUDAL (L/s)
1	2.149
2	1.842
3	1.535
4	1.228
5	0.921
6	0.614
7	0.307
8	7.982
9	22.411
10	22.104
11	21.797
12	21.49
13	21.183
14	12.894
15	8.596
16	13.508
17	9.824
18	3.377
19	3.07
20	2.763



21	6.72
22	6.72
23	5.76
24	4.8
25	3.84
26	2.88
27	1.92
28	0.96
29	5.76
30	4.8
31	3.84
32	2.88
33	1.92
34	0.96
35	1.92
36	0.96
37	0
38	0
39	0
40	0
41	7.68
42	6.72
43	6.72
44	5.76
45	5.76
46	4.8
47	4.8
48	3.84
49	3.84
50	2.88
51	1.92
52	0.96
53	0
54	17.28
55	17.28
56	17.28

21	2.456
22	2.149
23	1.842
24	1.535
25	1.228
26	0.921
27	0.614
28	0.307
29	1.842
30	1.535
31	1.228
32	0.921
33	0.614
34	0.307
35	2.149
36	1.842
37	1.535
38	1.228
39	0.921
40	0.614
41	3.684
42	3.377
43	3.07
44	2.763
45	2.456
46	2.149
47	1.842
48	1.535
49	1.228
50	0.921
51	0.614
52	0.307
53	0.307
54	9.824
55	9.517
56	9.21

57	17.28
58	17.28
59	17.28
60	0
61	0.96
62	18.24
63	32.64
64	16.32
65	10.56
66	8.64
67	0.96
68	7.68
69	6.72
70	5.76
71	4.8
72	3.84
73	2.88
74	1.92
75	0.96
76	0.96
77	0
78	0
79	0
80	0
81	7.68
82	6.72
83	5.76
84	4.8
85	3.84
86	2.88
87	1.92
88	0.96
89	0
90	0
91	0
92	0

57	8.903
58	8.596
59	8.289
60	0.307
61	0.307
62	15.964
63	16.885
64	7.982
65	6.14
66	3.991
67	1.535
68	2.456
69	2.149
70	1.842
71	1.535
72	1.228
73	0.921
74	0.614
75	0.307
76	1.535
77	1.228
78	0.921
79	0.614
80	0.307
81	4.298
82	3.991
83	3.684
84	3.377
85	3.07
86	2.763
87	2.456
88	2.149
89	1.842
90	1.535
91	1.228
92	0.921

93	0
94	0
95	7.68
96	6.72
97	5.76
98	4.8
99	3.84
100	2.88
101	1.92
102	0.96
103	0
104	0
105	0
106	0
107	0
108	0
109	25.92
110	0
111	0.96
112	0.96
113	0.96
114	0.96
115	0.96
116	0.96
117	0.96
118	0.96
119	0.96
120	0.96
121	0.96
122	0.96
123	0.96
124	0.96
125	0.96
126	0.96
127	7.68
128	7.68

93	0.614
94	0.307
95	4.298
96	3.991
97	3.684
98	3.377
99	3.07
100	2.763
101	2.456
102	2.149
103	1.842
104	1.535
105	1.228
106	0.921
107	0.614
108	0.307
109	21.183
110	0.921
111	1.228
112	2.456
113	2.149
114	1.842
115	1.535
116	1.228
117	0.921
118	0.614
119	0.307
120	2.456
121	2.149
122	1.842
123	1.535
124	1.228
125	0.921
126	0.614
127	5.219
128	5.219

129	7.68
130	7.68
131	7.68
132	7.68
133	7.68
134	7.68
135	7.68
136	7.68
137	7.68
138	7.68
139	6.72
140	5.76
141	4.8
142	3.84
143	2.88
144	1.92
145	0
146	0
147	7.68
148	17.28
149	17.28
150	16.32
151	16.32
152	16.32
153	67.2

**Tabla 43. Red Elevada RIDAP.**

ID Tubo	CAUDAL (L/s)
1	62.4
2	61.44
3	8.64
4	8.64
5	18.24
6	19.2
7	17.28
8	16.32
9	15.36

129	5.219
130	4.912
131	4.605
132	4.298
133	3.991
134	3.684
135	3.377
136	3.07
137	2.763
138	2.456
139	2.149
140	1.842
141	1.535
142	1.228
143	0.921
144	0.614
145	0.307
146	0.614
147	4.298
148	13.508
149	13.201
150	10.438
151	10.131
152	9.824
153	41.445

**Tabla 49. Red Elevada RDAP.**

ID Tubo	CAUDAL (L/s)
1	22.44
2	22.27
3	2.72
4	2.55
5	6.8
6	4.93
7	6.63
8	6.46
9	6.29

10	14.4
11	18.24
12	17.28
13	15.36
14	12.48
15	19.2
16	19.2
17	19.2
18	12.48
19	19.2
20	42.24
21	19.2
22	19.2
23	19.2
24	19.2
25	19.2
26	19.2
27	41.28
28	40.32
29	0.96
30	0
31	0
32	18.24
33	0.96
34	0
35	4.8
36	2.88
37	1.92
38	0
39	5.76
40	3.84
41	0.96
42	2.88
43	0.96
44	0.96
45	3.84

10	6.12
11	4.59
12	4.25
13	3.91
14	5.1
15	8.5
16	8.67
17	8.16
18	4.93
19	8.33
20	15.3
21	7.99
22	7.82
23	7.65
24	7.48
25	7.31
26	7.14
27	15.13
28	14.96
29	1.02
30	0.68
31	0.51
32	6.29
33	0.51
34	0.17
35	1.02
36	0.68
37	0.51
38	0.17
39	1.02
40	0.68
41	0.34
42	0.51
43	0.17
44	0.34
45	1.02

46	19.2
47	0
48	0
49	4.8
50	3.84
51	2.88
52	0
53	0.96
54	0
55	0
56	17.28
58	0
59	0.96
60	0
61	2.88
62	1.92
63	0.96
64	0.96
65	0.96
66	17.28
67	17.28
68	17.28
69	17.28
70	19.2
71	17.28
72	15.36
73	0.96
74	14.4
75	13.44
76	0.96
77	8.64
78	0.96
79	2.88
80	1.92
81	0.96
82	13.44

46	6.97
47	0.17
48	0.17
49	0.85
50	0.68
51	0.51
52	0.34
53	0.51
54	0.34
55	0.17
56	5.1
58	0.17
59	0.17
60	0.17
61	0.51
62	0.34
63	0.17
64	0.85
65	0.68
66	5.78
67	5.61
68	5.44
69	5.27
70	6.8
71	5.95
72	3.74
73	0.17
74	3.57
75	3.4
76	0.51
77	2.38
78	0.17
79	0.51
80	0.34
81	0.17
82	5.95



83	13.44
84	0.96
85	13.44
86	11.52
87	11.52
88	0.96
89	10.56
90	8.64
91	3.84
92	0.96
93	2.88
94	2.88
95	0.96
96	0
97	0
98	60.48
99	5.76
100	0
101	1.92
102	0
103	0
104	0
105	0
106	0.96
112	0.96
117	0.96
121	3.84
124	0
127	0
129	7.68
132	0.96
137	0.96
138	7.68
142	7.68
143	1.92
144	0.96

83	5.78
84	0.17
85	5.61
86	4.59
87	4.42
88	0.17
89	4.25
90	3.91
91	2.72
92	0.17
93	2.55
94	2.38
95	1.53
96	1.36
97	1.19
98	22.1
99	1.36
100	0.34
101	0.34
102	0.17
103	0.34
104	0.17
105	0.17
106	0.34
112	0.17
117	0.51
121	0.68
124	0.17
127	0.17
129	2.04
132	0.17
137	0.17
138	1.87
142	1.7
143	0.68
144	0.17

145	16.32
146	21.12
147	21.12
148	21.12
160	1.92
167	0.96
171	0.96
174	0.96
178	0.96
180	20.16
183	0
188	0.96
189	19.2
192	19.2
195	0.96
206	4.8
214	0.96
223	0
227	0
230	0.96
234	0.96
241	0
245	10.56
246	7.68
247	0.96
248	0.96
252	0.96
253	0
254	0
255	0
256	0
257	0
258	0
259	0
260	0
261	0

145	4.76
146	6.29
147	6.12
148	5.95
160	0.34
167	0.34
171	0.51
174	0.17
178	0.17
180	5.61
183	0.17
188	0.17
189	5.27
192	5.1
195	0.34
206	1.19
214	0.34
223	0.51
227	0.51
230	0.17
234	0.17
241	0.17
245	3.06
246	1.7
247	0.51
248	0.51
252	0.34
253	0.17
254	0.17
255	0.34
256	0.17
257	0.17
258	0.34
259	0.17
260	0.17
261	0.34



262	0
268	7.68
269	1.92
270	0

262	0.17
268	3.4
269	2.04
270	0.68

**Tabla 44. San Vicente RIDAP.**

ID Tubo	CAUDAL (L/s)
1	31.68
2	31.68
3	25.92
4	24.96
5	23.04
6	0.96
7	0
8	0.96
9	5.76
10	0.96
11	3.84
12	2.88
13	2.88
14	0.96
15	0.96
16	0.96
17	3.84
18	2.88
19	0.96
20	0.96
21	0.96
22	0
23	0
24	0
25	0
26	0.96
28	0.96
29	0.96
30	0
31	0

**Tabla 50. San Vicente RDAP.**

ID Tubo	CAUDAL (L/s)
1	21.489
2	21.489
3	17.342
4	16.965
5	16.211
6	0.754
7	0.377
8	0.377
9	2.262
10	0.377
11	1.508
12	1.131
13	1.131
14	0.377
15	0.377
16	1.131
17	3.016
18	2.639
19	0.377
20	0.377
21	1.885
22	1.508
23	1.131
24	0.754
25	0.377
26	0.754
28	1.885
29	1.508
30	0.754
31	0.377

32	0.96
33	10.56
34	9.6
35	0.96
36	7.68
41	8.64
42	0.96
44	0.96
46	19.2
47	17.28
48	1.92
49	15.36
52	3.84
53	3.84
54	0.96
55	0.96
56	0
57	0.96
58	0.96
59	0
60	0.96
61	0
62	0
63	19.2
64	22.08
65	1.92
66	0.96
67	0.96
68	0
69	0.96
70	0
71	0.96

32	0.377
33	6.032
34	6.032
35	0.377
36	3.016
41	4.524
42	1.131
44	0.377
46	11.687
47	10.933
48	0.754
49	9.802
52	3.393
53	2.639
54	0.377
55	0.754
56	0.377
57	1.131
58	0.754
59	0.377
60	0.377
61	0.377
62	0.377
63	12.064
64	13.949
65	1.508
66	1.131
67	0.377
68	0.377
69	0.377
70	0.377
71	0.377