



FACULTAD DE INGENIERIA
Maestría en Ingeniería Civil

Trabajo de Grado

Requerimientos de Infraestructura para el Aprovechamiento
Sostenible del Agua Lluvia en el Campus de la Pontificia
Universidad Javeriana, sede Bogotá

Presentado por:

Jorge Luis Estupiñán Perdomo
Héctor Ovidio Zapata García

Director
Andrés Eduardo Torres Abello

Bogotá D.C.
Diciembre de 2010

APROBACIÓN

El Trabajo de grado con título “Requerimientos de Infraestructura para el Aprovechamiento Sostenible del Agua Lluvia en el Campus de la Pontificia Universidad Javeriana, sede Bogotá”, desarrollado por los estudiantes Jorge Luis Estupiñán Perdomo y Héctor Ovidio Zapata García, en cumplimiento de uno de los requisitos depuestos por la Pontificia Universidad Javeriana, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería civil, para optar el Título de Magister en ingeniería Civil, fue aprobado por:

Director

Andrés Eduardo Torres Abello

Jurado 1

Jaime Andrés Lara Borrero

Jurado 2

Javier Forero Torres

Requerimientos de Infraestructura para el Aprovechamiento Sostenible del Agua Lluvia en el Campus de la Pontificia Universidad Javeriana, sede Bogotá

La Pontificia Universidad Javeriana, no es responsable por los conceptos emitidos por los autores-investigadores del presente trabajo, por lo cual son responsabilidad absoluta de sus autores y no comprometen la idoneidad de la institución ni de sus valores.



Pontificia Universidad
JAVERIANA
Bogotá

Maestría en
INGENIERÍA CIVIL
Bogotá



“Pensar globalmente, actuar localmente”

Peter J. Coombes

DEDICATORIAS

*A ti Padre Santo por darme la oportunidad, la
sabiduría y el entendimiento para hacer de este
sueño un gran triunfo.*

A mis padres por ser mis bastiones permanentes.

Gracias por estar ahí siempre.

A Ana María, mi motor de vida.

A mi hermano Jairo Enrique (Q.E.P.D.): KIKE,

¡lo hice nuevamente!

A todos ustedes, gratitud eterna.

Jorge Luis

*A los motores de mi vida: Dios y Mis
Padres, quienes siempre han estado
incólumes ante cualquier adversidad y me
han brindado el impulso necesario para
cumplir a satisfacción y cabalidad ésta
meta. “Dios los bendiga”*

Héctor Ovidio

AGRADECIMIENTOS

A Andrés Eduardo Torres

Por su constancia, filantropía, sabiduría y toma de decisiones. Además, por enseñarnos a leer y a escribir nuevamente.

A Juan Carlos Gutiérrez

Por su tiempo y transmisión magnánima del conocimiento en hidráulica de redes.

A Gilma Ramírez Zapata

Por su carisma y dedicación durante la concepción de los Modelos Digitales de Elevación.

A la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá

*Por la información relativa a las cuentas contrato
(Convenio No. 9-07-26100-1060-2008)*

RESUMEN

Frente a los problemas de sobrepresión y escasez hídrica como consecuencia del consumo insostenible, la contaminación y el cambio climático, el aprovechamiento de las aguas lluvias puede convertirse en una práctica de mitigación muy interesante desde el punto de vista económico y ambiental. Así mismo, podría mitigar los problemas relacionados con la acumulación de caudales pico durante periodos de altas precipitaciones, como en el caso de la Pontificia Universidad Javeriana, en donde se demostró la factibilidad para transformar este problema en una oportunidad de aprovechamiento, utilizando el agua lluvia como alternativa de suministro para diversos usos, generando un nuevo concepto de campus sostenible.

Por esta razón los requerimientos de infraestructura fueron determinados de acuerdo a la concepción de una metodología científica, replicable y escalable basada en criterios técnicos, financieros y de sostenibilidad ambiental, generando paralelamente subproductos importantes como el inventario de usos y consumos del agua en la Universidad y un completo análisis de calidad de las aguas lluvias en el campus, los cuales se podrán convertir en las cartas de navegación referentes a la gestión y uso eficiente del recurso hídrico.

De esta forma, aunque en la zona de ubicación del proyecto se presentan altos volúmenes de precipitación, los balances hídricos demostraron que por causa de las restricciones físicas del campus universitario, el agua lluvia no es suficiente para cubrir la demanda hídrica total. En consecuencia, se demostró que se podría suplir una demanda máxima del 14 % del consumo total en el campus, beneficiando alrededor de 30 mil personas, pero teniendo en cuenta que para ello son necesarias cuantiosas inversiones y un cambio en el modelo cultural del aprovechamiento del agua.

ABSTRACT

Given the overpressure problems and water shortage as a consequence of several factors such as unsustainable consumption, pollution and climate change, rainwater harvesting may become an interesting mitigation practice from the economic and environmental perspectives. In the same way, it would be able to mitigate the problems related to the peak flow accumulation during high precipitation periods, such as the case of the Pontifical Xaverian University, where the feasibility to transform this problem into a usage opportunity was proved to be positive, using rainwater as a supply alternative for diverse uses, generating a new sustainable campus concept.

It is for the afore-mentioned reasons that the infrastructural requirements were determined according to the concept of a scientific, replicable and scalable methodology, based in technical, financial and environmental criteria, generating important sub-products along the process, such as the usage and consumption inventory for the University as well as a complete rainwater quality assessment, which could become navigation charts referring to the efficient management and usage of water resources.

In this way, although there are high precipitation volumes in the projects layout area, the water balances proved that because of physical restrictions within the campus, the rainwater is not sufficient to cover the total water demand. As a consequence, it was shown that a maximum demand of 14% of the total consumption in the campus could be supplied, benefiting around 30 thousand people, however it must be pointed out that a large investment is needed as well as a significant shift in the cultural model for water usage.

CONTENIDO

	Página
1. INTRODUCCIÓN	20
2. MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE	24
2.1 APROVECHAMIENTO DE AGUAS LLUVIAS	24
2.2 CALIDAD DE LAS AGUAS LLUVIAS	26
2.3 TENDENCIAS EN APROVECHAMIENTO DE AGUAS LLUVIAS	28
2.4 HIDROLOGÍA Y RELACIONES OFERTA DEMANDA	33
2.4.1 Adaptación del Método Racional para Aguas Lluvias	34
2.4.2 Métodos de análisis de la Demanda de aguas	34
2.4.3 Balance Hídrico	35
2.5 PARÁMETROS HIDRÁULICOS PARA EL DISEÑO DE REDES	35
2.5.1 Presiones y Velocidades	35
2.5.2 Pérdidas por fricción en tuberías	36
2.5.3 Pérdidas menores	36
2.6 DISEÑO DE REDES A TRAVÉS DE MODELACIÓN HIDRÁULICA	37
2.7 ANÁLISIS FINANCIERO	37
2.7.1 Valor Presente Neto VPN	38
2.7.2 Tasa Interna de Rentabilidad y Periodo de Recuperación	38
2.7.3 Fiabilidad Volumétrica	39
3. MATERIALES Y MÉTODOS	40
3.1 DESCRIPCIÓN DEL CAMPUS	40

3.2 USOS DEL AGUA EN EL CAMPUS DE LA PUJB: ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA HÍDRICA	41
3.3 ANÁLISIS DE LA OFERTA	44
3.4 CONSTRUCCIÓN DE BALANCES HÍDRICOS	44
3.5 MODELO DIGITAL DE ELEVACIONES	45
3.6 MODELACIÓN HIDRÁULICA DE REDES	46
3.7 SELECCIÓN TECNOLOGÍAS DE TRATAMIENTO	49
3.8 ANÁLISIS FINANCIERO	50
4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	51
4.1 METODOLOGÍA PLANTEADA	51
4.1.1 Relaciones Oferta-Demanda	51
4.1.2 Balances Hídricos	58
4.1.2.1 Escenario 1: Aprovechamiento de aguas lluvias para el suministro del 100% de los usos (Tabla 7), mediante recolección que incluya el área total del campus.	58
4.1.2.2 Escenario 2: Aprovechamiento del agua lluvia para usos no potables, a través de una captación en todo el campus.	60
4.1.2.3 Escenario 3: Utilización del agua lluvia para usos no potables, mediante captación en cubiertas y campo de fútbol.	61
4.1.2.4 Escenario 4: Aprovechamiento del agua lluvia para usos externos supliendo el 40% de la demanda total, a través de captación en edificios y campo de fútbol.	62
4.1.2.5 Escenario 5: Aprovechamiento del agua lluvia para usos externos supliendo el 38% de la demanda total, a través de captación en edificios, campo de fútbol y zonas duras y verdes.	63
4.1.3 Ajuste de Demandas	65

Página

4.1.4	Determinación y Análisis de Subcuencas en el Campus	66
4.1.5	Dimensionamiento Volúmenes de Almacenamiento	69
4.1.5.1	Subcuenca Campo de Fútbol	69
4.1.5.2	Subcuenca CJFD-Barón	70
4.1.5.3	Subcuenca Pasarelas	71
4.1.6	Diseño de Redes de Distribución	73
4.1.6.1	Modelación Subcuenca Campo de Fútbol: Escenario 1, bajo condición de Caudal Máximo Probable.	78
4.1.6.2	Modelación Subcuenca CJFD-BARÓN: Escenario 1, bajo condición de Caudal Máximo Probable.	82
4.1.6.3	Modelación Subcuenca Pasarelas: Escenario 1, bajo condición de Caudal Máximo Probable.	84
4.1.6.4	Modelación de Ajuste Subcuenca Campo de Fútbol: Escenario 1, bajo condición de Caudal Máximo Probable.	89
4.1.6.5	Modelación Subcuenca Campo de Fútbol: Escenario 1, bajo condición de Caudal Máximo Posible.	94
4.1.6.6	Modelación Subcuenca JFD-Barón: Escenario 1, bajo condición de Caudal Máximo Posible.	100
4.1.6.7	Modelación Subcuenca Campo de Fútbol: Escenario 1, bajo condición de Caudal Máximo Mayorado.	102
4.1.6.8	Modelación Subcuenca CJFD-Barón: Escenario 1, bajo condición de Caudal Máximo Mayorado.	108
4.1.6.9	Modelación Subcuenca Campo de Fútbol: Escenario 2, bajo condición de Caudal Máximo Probable.	114
4.1.6.10	Síntesis de las modelaciones hidráulicas efectuadas	121
4.1.7	Adecuación de Puntos de Captación y Redes Aductoras	122

	Página
4.1.7.1 Subcuenca Campo de Fútbol	122
4.1.7.2 Subcuenca CJFD-Barón	126
4.1.8 Selección de la Tecnología de Tratar	131
4.1.8.1 Subcuenca Campo de fútbol	132
4.1.8.2 Subcuenca CJFD-Barón	134
4.1.9 Presupuesto de Obra	136
4.1.9.1 Presupuesto de obra Subcuenca Campo de Fútbol	136
4.1.9.2 Presupuesto de obra Subcuenca CJFD-Barón	141
4.1.9.3 Presupuestos de obra por cambio de material de tuberías	145
4.1.10 Estimación ahorro agua potable por aprovechamiento de aguas lluvias	146
4.1.10.1 Estimación ahorro por reducción de los volúmenes de almacenamiento en un 50 % y 75 %.	
4.1.11 Análisis Financiero	147
4.1.11.1 Inversión Inicial	148
4.1.11.2 Ingresos	148
4.1.11.3 Egresos	148
4.1.11.4 Tasas de interés	149
4.1.11.5 Fiabilidad Volumétrica	149
4.1.12 Síntesis	156
5. CONCLUSIONES	159
6. RECOMENDACIONES	163
7. REFERENCIAS	165
8. ANEXOS	173

LISTADO DE FIGURAS

	Página
Figura 1. Principales componentes de los sistemas urbanos de aprovechamiento de agua lluvia	28
Figura 2. Proceso de desarrollo del modelo hidráulico.	47
Figura 3. Integración de diferentes software en la generación de un modelo hidráulico.	47
Figura 4. Ubicación de puntos de muestreo en el campus de la PUJB.	49
Figura 5. Consumo de agua en el campus de la PUJB, según inventario de usos.	54
Figura 6. Promedio de consumo mensual en el Campus principal PUJB.	56
Figura 7. Consumo Anual de agua en el campus de la PUJB.	57
Figura 8. Población Pontificia Universidad Javeriana. Fuente: Oficina de Planeación PUJB.	57
Figura 9. Relación Oferta – Demanda Mensual para el Escenario 1.	59
Figura 10. Análisis de oferta y demanda acumuladas para el escenario 1.	59
Figura 11. Oferta y demanda acumuladas para el escenario 2.	60
Figura 12. Balance de masas para el escenario 3.	61
Figura 13. Relación oferta y demanda acumuladas para el escenario 4.	62
Figura 14. Balance hídrico para un año promedio en el campus de la PUJB. Análisis para el escenario 5.	64
Figura 15. Relación oferta–demanda intermensual acumulada para un año promedio, establecida en el escenario 5.	64
Figura 16. Subcuencas potenciales iniciales para el RWH en el campus de la PUJB.	67
Figura 17. Diseño del tanque de almacenamiento para la subcuenca Campo de Fútbol.	70
Figura 18. Diseño del tanque de almacenamiento para la subcuenca CJFD-Barón.	71
Figura 19. Diseño del tanque de almacenamiento para la subcuenca Pasarelas.	72
Figura 20. Resultados de la Campaña realizada el 12 de marzo de 2010.	73
Figura 21. Unión de puntos y tracks con el plano general del campus de la PUJB.	74
Figura 22. Visualización del campus de la PUJB en ArGIS.	74
Figura 23. Modelo Digital de Elevaciones visto en ArcSCENE.	75
Figura 24. Trazado inicial redes de distribución de aguas lluvias.	76

Página

Figura 25. Selección de Escenarios y alternativas en WaterCAD.	77
Figura 26. Perfil hidráulico de la Red 1-01 Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	80
Figura 27. Perfil hidráulico de la Red 1-02 Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	80
Figura 28. Perfil hidráulico de la Red 1-03 Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	81
Figura 29. Perfil hidráulico de la Red 1-04 Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	81
Figura 30. Perfil hidráulico de la Red 2-01 Subcuenca CJFD-Barón, frente a un caudal máximo probable.	83
Figura 31. Perfil hidráulico de la Red 2-02 Subcuenca CJFD-Barón, frente a un caudal máximo probable.	83
Figura 32. Perfil hidráulico de la Red 3-01 Subcuenca Pasarelas, frente a un caudal máximo probable.	85
Figura 33. Perfil hidráulico de la Red 3-02 Subcuenca Pasarelas, frente a un caudal máximo probable.	86
Figura 34. Perfil hidráulico de la Red 3-03 Subcuenca Pasarelas, frente a un caudal máximo probable.	86
Figura 35. Volumen del tanque de almacenamiento por adición de la Subcuenca Pasarelas a la Subcuenca Campo de Fútbol.	87
Figura 36. Ajuste de los trazados de las redes de aguas lluvias en el campus de la PUJB.	88
Figura 37. Perfil hidráulico de la red 1-01 del modelo ajustado de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	90
Figura 38. Perfil hidráulico de la red 1-02 del modelo ajustado de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	91
Figura 39. Perfil hidráulico de la red 1-03 del modelo ajustado de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	91
Figura 40. Perfil hidráulico de la red 1-04 del modelo ajustado de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	92
Figura 41. Perfil hidráulico de la red 1-05 del modelo ajustado de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	92



Página

Figura 42. Perfil hidráulico de la red 1-06 del modelo ajustado de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	93
Figura 43. Perfil hidráulico de la red 1-07 del modelo ajustado de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	93
Figura 44. Perfil hidráulico de la red 1-01 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo posible.	96
Figura 45. Perfil hidráulico de la red 1-02 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo posible.	97
Figura 46. Perfil hidráulico de la red 1-03 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo posible.	97
Figura 47. Perfil hidráulico de la red 1-04 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo posible.	98
Figura 48. Perfil hidráulico de la red 1-05 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo posible.	98
Figura 49. Perfil hidráulico de la red 1-06 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo posible.	99
Figura 50. Perfil hidráulico de la red 1-07 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo posible.	99
Figura 51. Perfil hidráulico de la red 2-01 de la Subcuenca CJFD-Barón, frente a un caudal máximo posible.	101
Figura 52. Perfil hidráulico de la red 2-02 de la Subcuenca CJFD-Barón, frente a un caudal máximo posible.	101
Figura 53. Perfil hidráulico de la red 1-01 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo mayorado.	104
Figura 54. Perfil hidráulico de la red 1-02 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo mayorado.	104
Figura 55. Perfil hidráulico de la red 1-03 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo mayorado.	105
Figura 56. Perfil hidráulico de la red 1-04 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo mayorado.	105
Figura 57. Perfil hidráulico de la red 1-05 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo mayorado.	106
Figura 58. Perfil hidráulico de la red 1-06 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo mayorado.	106



	Página
Figura 59. Perfil hidráulico de la red 1-07 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo mayorado.	107
Figura 60. Perfil hidráulico de la red 2-01 de la Subcuenca CJFD-Barón, frente a un caudal máximo mayorado.	108
Figura 61. Perfil hidráulico de la red 2-02 de la Subcuenca CJFD-Barón, frente a un caudal máximo mayorado.	109
Figura 62. Trazado del escenario 2: redes de distribución malladas en los sistemas Campo de Fútbol y CJFD-Barón.	113
Figura 63. Perfil hidráulico de la red mallada 1-01 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	116
Figura 64. Perfil hidráulico de la red mallada 1-02 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	116
Figura 65. Perfil hidráulico de la red mallada 1-03 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	117
Figura 66. Perfil hidráulico de la red mallada 1-04 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	117
Figura 67. Perfil hidráulico de la red mallada 1-05 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	118
Figura 68. Perfil hidráulico de la red mallada 1-06 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	118
Figura 69. Perfil hidráulico de la red mallada 1-07 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	119
Figura 70. Perfil hidráulico de la red mallada 1-08 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	119
Figura 71. Perfil hidráulico de la red mallada 1-09 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	120
Figura 72. Modificación de la red de desagüe norte del edificio de Parqueaderos. Envío de aguas a una red tangente a la red sur de desagüe	123
Figura 73. Vista de la Red de Aducción 2 para la Subcuenca Campo de Fútbol.	123
Figura 74. Red de aducción principal de la Subcuenca Campo de Fútbol, al instante de la unión de las aducciones 1 y 2. Red de control de excesos.	124
Figura 75. Perfil de elevación (cota batea) de la red de aducción 1 de la Subcuenca Campo de Fútbol.	124

Página

Figura 76. Perfil de elevación (cota batea) de la red de aducción 2 de la Subcuenca Campo de Fútbol.	125
Figura 77. Perfil de elevación (cota batea) de la red de control de excesos de la Subcuenca Campo de Fútbol.	125
Figura 78. Distribución en planta de las redes de aducción para la Subcuenca CJFD-Barón.	127
Figura 79. Perfil de elevación (cota batea) de la red de aducción 3 de la Subcuenca CJFD-Barón.	128
Figura 80. Perfil de elevación (cota batea) de la red de aducción 4 de la Subcuenca CJFD-Barón.	128
Figura 81. Perfil de elevación (cota batea) de la red de aducción 5 de la Subcuenca CJFD-Barón.	129
Figura 82. Perfil de elevación (cota batea) de la red de aducción 6 de la Subcuenca CJFD-Barón.	129
Figura 83. Perfil de elevación (cota batea) de la red de control de excesos de la Subcuenca CJFD-Barón.	130
Figura 84. Puntos de muestreo de calidad de aguas lluvias seleccionados para análisis de tecnologías de tratamiento en las Subcuencas Campo de Fútbol y CJFD-Barón.	131



LISTADO DE TABLAS

	Página
Tabla 1. Medidas de tratamiento de aguas lluvias y su eficacia en la eliminación de contaminantes.	28
Tabla 2. Inventario y cobertura de Micromedidores en el Campus de la PUJB	31
Tabla 3. Dotaciones utilizadas para el análisis de los usos y consumos de agua.	41
Tabla 4 Consolidado de consumos por edificio en el campus de la PUJB.	43
Tabla 5. Clasificación de edificios por tendencia de consumo.	51
Tabla 6. Resultado de análisis de escenarios, sin incluir el Hospital San Ignacio.	53
Tabla 7. Resultado de análisis de escenarios, incluyendo el Hospital San Ignacio.	54
Tabla 8. Porcentaje de usos del agua en el campus de la PUJB.	55
Tabla 9. Demanda al 80% del consumo total del campus.	60
Tabla 10. Áreas de edificios para determinación de la oferta en el escenario 3.	61
Tabla 11. Usos incluidos en el escenario 4 para ser suministrados por agua lluvia.	62
Tabla 12 Áreas incluidas en el análisis de oferta del escenario 5	63
Tabla 13. Días con lluvia promedio intermensuales para Bogotá.	66
Tabla 14. Ajuste de demandas por usos externos para el campus de la PUJB.	66
Tabla 15. Resultados balances hídricos iniciales en subcuencas potenciales de aprovechamiento.	67
Tabla 16. Resultados balances hídricos ajustados subcuencas.	68
Tabla 17. Condiciones de operación tanque almacenamiento subcuenca Campo de Fútbol.	69
Tabla 18. Condiciones de operación tanque almacenamiento subcuenca CJFD-Barón.	70
Tabla 19. Condiciones de operación tanque almacenamiento subcuenca Pasarelas.	71
Tabla 20. Dimensionamiento tanques de almacenamiento.	73
Tabla 21. Puntos de Suministro para las tres Subcuencas de aprovechamiento.	75
Tabla 22. Estimación caudales por coeficiente de simultaneidad para la alternativa b (Caudal máx. probable).	78
Tabla 23. Comportamiento hidráulico de la red de la Subcuenca Campo de Fútbol frente a un caudal máximo probable	79
Tabla 24. Presión en nodos de suministro Subcuenca Campo de Fútbol frente a un caudal máximo probable.	82
Tabla 25. Comportamiento hidráulico de la red de la Subcuenca CJFD-Barón frente a un caudal máximo probable.	82



	Página
Tabla 26. Presión en nodos de suministro Subcuenca CJFD-Barón frente a un caudal máximo probable.	84
Tabla 27. Comportamiento hidráulico de la red de la Subcuenca Pasarelas frente a un caudal máximo probable.	84
Tabla 28. Presión en nodos de suministro Subcuenca Pasarelas frente a un caudal máximo probable.	87
Tabla 29. Comportamiento hidráulico de la red de la Subcuenca Campo de Fútbol modificada frente a un caudal máximo probable.	89
Tabla 30. Presión en nodos de suministro Subcuenca Campo de Fútbol frente a un caudal máximo probable.	94
Tabla 31. Comportamiento hidráulico de la red de la Subcuenca Campo de Fútbol frente a un caudal máximo posible.	95
Tabla 32. Presión en nodos de suministro Subcuenca Campo de Fútbol frente a un caudal máximo posible.	100
Tabla 33. Comportamiento hidráulico de la red de la Subcuenca CJFD-Barón, frente a un caudal máximo posible.	100
Tabla 34. Presión en nodos de suministro Subcuenca CJFD-Barón frente a un caudal máximo posible.	102
Tabla 35. Comportamiento hidráulico de la red de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo mayorado.	102
Tabla 36. Presión en nodos de suministro Subcuenca Campo de Fútbol frente a un caudal máximo mayorado.	107
Tabla 37. Comportamiento hidráulico de la red de la Subcuenca CJFD-Barón, frente a un caudal máximo mayorado.	108
Tabla 38. Presión en nodos de suministro Subcuenca CJFD-Barón frente a un caudal máximo mayorado.	109
Tabla 39. Cuadro resumen del comportamiento hidráulico de la Subcuenca Campo de Fútbol en el escenario 1 (red simple con tubería PVC), frente a las tres alternativas de demanda plateadas.	110
Tabla 40. Cuadro resumen de presiones en los nodos de suministro de la Subcuenca Campo de Fútbol. Análisis escenario 1.	111
Tabla 41. Cuadro resumen del comportamiento hidráulico de la Subcuenca CJFD-Barón en el escenario 1 (red simple con tubería PVC), frente a las tres alternativas de demanda plateadas.	112
Tabla 42. Cuadro resumen de presiones en los nodos de suministro de la Subcuenca CJFD-Barón. Análisis escenario 1.	112
Tabla 43. Comportamiento hidráulico de la red mallada de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.	114
Tabla 44. Presión en nodos de suministro Subcuenca Campo de Fútbol frente a un caudal máximo probable.	120



Página

Tabla 45. Cuadro descriptivo de la red de aducción de la Subcuenca Campo de Fútbol.	126
Tabla 46. Cuadro descriptivo de la red de aducción de la Subcuenca Campo de Fútbol.	130
Tabla 47. Resultados de los ensayos de calidad de agua lluvia de escorrentía para el punto 1 (Drenaje principal del campo de fútbol) que no cumplen con estándares de calidad	132
Tabla 48. Resultados de los ensayos de calidad de agua lluvia de escorrentía para el punto 4 (Cubierta Edificio de Parquaderos) que no cumplen estándares de calidad.	133
Tabla 49. Resultados de los ensayos de calidad de agua lluvia de escorrentía para punto 7 (Cubierta Edificio Fernando Barón) que no cumplen estándares de calidad.	134
Tabla 50. Resultados de los ensayos de calidad de agua lluvia de escorrentía para el punto 10 (Desagüe vía parqueadero-Parque Nacional frente a Facultad de Psicología) que no cumplen con estándares de calidad.	135
Tabla 51. Presupuesto de obra Aprovechamiento de Aguas Lluvias en la Subcuenca Campo de Fútbol de la PUJB.	136
Tabla 52. Presupuesto de obra Aprovechamiento de Aguas Lluvias en la Subcuenca CJFD-Barón de la PUJB	141
Tabla 53. Estimación del porcentaje de aprovechamiento de aguas lluvias para las Subcuencas establecidas.	146
Tabla 54. Comparación presupuestal de los diferentes escenarios de variación de los tanques de almacenamiento para análisis financiero.	147
Tabla 55. Ahorro anual que sería generado por la posible implementación de los diferentes escenarios finalmente estipulados.	148
Tabla 56. Costos de operación y mantenimiento en los diferentes escenarios finalmente establecidos	149
Tabla 57. Indicadores de Bondad Financiera para Subcuenca Campo de Fútbol con tanque de almacenamiento al 100% del volumen de diseño.	150
Tabla 58. Indicadores de Bondad Financiera para Subcuenca CJFD-Barón con tanque de almacenamiento al 100% del volumen de diseño.	151
Tabla 59. Indicadores de Bondad Financiera para Subcuenca Campo de Fútbol mediante la reducción de los volúmenes de almacenamiento en un 50 %.	152
Tabla 60. Indicadores de Bondad Financiera para Subcuenca CJFD-Barón mediante la reducción de los volúmenes de almacenamiento en un 50 %.	153
Tabla 61. Indicadores de Bondad Financiera para Subcuenca Campo de Fútbol mediante la reducción de los volúmenes de almacenamiento en un 75 %.	154
Tabla 62. Indicadores de Bondad Financiera para Subcuenca CJFD-Barón mediante la reducción de los volúmenes de almacenamiento en un 75 %.	154
La tabla 63 establece la comparación de los resultados de los indicadores financieros ejecutados para las dos subcuencas de aprovechamiento.	155

1. INTRODUCCIÓN

En el planeta, cerca del 97 % del agua se halla en los mares en forma de agua salada y tan sólo el 3 % restante se localiza como agua dulce en acuíferos, hielo, nieve, lagos, ríos y lluvia (M. d. M. A. IDEAM, 2005; May, 2004; Pachauri, 2008). Todas estas formas de disposición se mantienen gracias al ciclo que las regula. Sin embargo, se piensa que el agua podrá escasear debido a las altas presiones en la demanda de los recursos hídricos (agrícola, industrial, consumo humano) y al manejo deficiente de éstos (contaminaciones, vertimientos no controlados, etc.). Debido a lo anterior, son cada vez menos las fuentes aptas para suplir las demandas requeridas para los diferentes usos, lo cual refleja una enorme problemática mundial de escasez de agua dulce (May, 2004; Pacheco Montes, 2008; Suárez, García, & Mosquera, 2006), pero más grave aún es que existe un modo de pensar que se ha impuesto en las sociedades del presente a través del cual se concibe que el agua puede ser un bien desechable y contaminable, lo cual justifica su sobreexplotación (Antón, 2002; Eriksson, Auffarth, Henze, & Ledin, 2002).

Frente a esta situación, existen varias alternativas para reducir la sobrecarga hídrica, entre ellas la desalinización de las aguas marinas y el aprovechamiento de fuentes no convencionales, las cuales pueden reducir las presiones sobre los recursos hídricos pero que a su vez presentan algunas limitaciones técnicas, económicas y geográficas para ser explotadas de manera sistemática en los países en vías de desarrollo (T. D. Fletcher, Deletic, Mitchell, & Hatt, 2008). Otra de estas alternativas es el aprovechamiento de las aguas lluvias, considerada hasta hace poco como un recurso del cual había que deshacerse lo antes posible (De Graaf, Van der Brugge, Lankester, van der Vliet, & Valkenburg, 2007; T. Fletcher, Mitchell, Deletic, Ladson, & Séven, 2007; Vishwanath, 2001), pero que debido a los problemas de escasez y sobrecarga de otras fuentes hídricas, ha venido presentando un mayor auge por ser una práctica muy interesante desde el punto de vista económico y ambiental (T. Fletcher, et al., 2007; Lara Borrero, J., M., Duarte L., & P., 2007; Suárez, et al., 2006; L. J. Torres A., O.M., Estupiñán Perdomo, & S., 2009).

En Colombia, las aguas pluviales urbanas actualmente son subutilizadas debido a que no se encuentran comprendidas como un recurso; pero en cambio, sí representan un problema para su evacuación, debido a que el drenaje urbano tradicionalmente ha sido concebido para agrupar ligeramente el agua lluvia y conducirla fuera de las zonas urbanas; los cauces urbanos han sido canalizados y el alcantarillado diseñado para recolectar toda el agua producto de la escorrentía superficial, originando en los sistemas hídricos la pérdida de la riqueza natural y su capacidad de respuesta ante las crecientes presentadas. Así mismo, por el aumento de las superficies impermeables en las ciudades, los sistemas de drenaje resultan ser incapaces para infiltrar los volúmenes de agua circulantes, generando con mayor frecuencia las inundaciones (Hernández, et al., 2006; Sánchez & Caicedo, 2004).

Frente a esta problemática emerge el drenaje urbano sostenible con el objetivo de controlar las inundaciones, posibilitando la utilización del agua de lluvia (Hernández, et al., 2006) y convirtiendo las dificultades del drenaje en una clara posibilidad de aprovechamiento. Este

sistema propende además por la implementación de una infraestructura integral, bajo el concepto de desarrollo sostenible (Ramírez, 2009), evitando la alteración significativa del ciclo hidrológico en la zona de impacto.

A nivel mundial el aprovechamiento del agua lluvia se ha convertido en todo un incentivo de gestión y uso eficiente del agua, en los casos en que la oferta del recurso hídrico representa un problema vital y en las zonas donde siendo suficiente, su suministro o potabilización representa costos socioeconómicos inalcanzables. De esta forma, el agua lluvia está siendo utilizada especialmente para descargas de inodoros, orinales y riego de jardines (B Hatt, Deletic, & Fletcher, 2004; Neila, 2000; Ramírez, 2009; Suárez, et al., 2006). Estados Unidos, Suecia, China, Japón, Australia, Indonesia, Alemania, España, Francia, Nigeria y Sudáfrica figuran como los países líderes en prácticas de aprovechamiento de aguas lluvias, mediante concepciones técnicas, científicas, normativas y socioeconómicas, asociadas a procesos de construcción sostenible (Coombes, Argue, & Kuczera, 2000; Mbugua, 2002). Del mismo modo, Brasil, México y Chile guían en Latinoamérica esta práctica para usos no potables en conjuntos residenciales, escuelas, estaciones de servicios, parques, sistemas de riego, paisajismo y zonas duras (Duan, Attawater, & Min, 2008; Ghisi, Montibeller, & Schmidt, 2006; Ghisi, Tavares, & Rocha, 2009; León, 2008; May, 2004; Pachauri, 2008).

Actualmente en Colombia esta práctica se concentra a través de experiencias tradicionales de captación por medio de canecas, vasijas y pozos artesanales para utilizar el agua que cae sobre los tejados de las viviendas para usos no potables (P. Castañeda, 2010; Ramírez, 2009; Sánchez & Caicedo, 2004). Las pocas experiencias tecnificadas han surgido a partir de la ratificación del protocolo de Kioto por medio de la Ley 629 de Diciembre de 2001, en la cual, el país se incorporó a la filosofía de sostenibilidad ambiental. Como respuesta, el agua lluvia ha empezado a tenerse en cuenta para el mejoramiento o la ejecución de sistemas de suministro a nivel público o privado, empresarial o colectivo (Asano, 2007; Sánchez & Caicedo, 2004; J. T. Visscher & Sánchez, 1993).

Así mismo, la empresa privada lidera este tipo de proyectos (centros comerciales y de servicios, edificios de oficinas y bloques de apartamentos). Ejemplo de ello es un hipermercado ubicado sobre la calle 170 con carrera 69 en la ciudad de Bogotá, el cual aprovecha sus cubiertas para realizar la captación de las aguas lluvias, las cuales son tratadas mediante procesos de filtración en múltiples etapas y cloración en una planta con capacidad para 40 m³ diarios, supliendo el 80% de la demanda del establecimiento, estableciendo un modelo replicable en las ciudades de Pereira y Villavicencio (P. Castañeda, 2010; Ramírez, 2009). A nivel institucional, las Universidad EAFIT en Medellín y La Universidad de Los Andes, La Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá y la Pontificia Universidad Javeriana en Bogotá son las instituciones que cuentan con diseños o estudios científicos para este tipo de aprovechamiento (P. Castañeda, 2010; Lara Borrero, et al., 2007; Suárez, et al., 2006; A Torres, et al., 2010). De las únicas experiencias de aprovechamiento organizado en comunidades figura La Bocana-Valle del Cauca, donde se capta el agua lluvia para diferentes usos (consumo humano, lavado de ropa, preparación de alimentos y aseo) pero sin las condiciones mínimas de infraestructura y salubridad, generando alto riesgo de morbi-mortalidad asociada a malaria y problemas gastrointestinales (Sánchez & Caicedo, 2004).

Por ende, para la implementación de un proyecto de aprovechamiento de aguas lluvias no sólo se requiere de un análisis de la oferta hídrica en disposición y de su calidad, sino que también se hace necesario conocer todos aquellos factores sociales y culturales predominantes en la comunidad que se beneficiará del servicio (Chocat, 2006; T. D. Fletcher, et al., 2008; Lara Borrero, et al., 2007; Mbugua, 2002; Sánchez & Caicedo, 2004), demostrando de igual forma la necesidad de generar una base científica que permita la gestión integral del recurso, a través de la generación de modelos de aprovechamiento que enfrenten los problemas de sobrepresión hídrica y lo conviertan en alternativas de solución sostenibles.

En el caso particular, la Pontificia Universidad Javeriana, debido a su ubicación en la zona de piedemonte de los cerros orientales de Bogotá, posee altos niveles de precipitación, los cuales han llegado a generar dificultades en el normal desarrollo de sus actividades por causa de inundaciones en algunas zonas del campus. Consciente de ello, el Departamento de Ingeniería Civil, inició una serie de procesos de investigación conducentes a concebir un equilibrio integral entre la construcción de infraestructura y el entorno natural, promulgando el aprovechamiento del agua lluvia como alternativa de suministro para diversos usos no potables en el campus institucional, mediante la utilización de sistemas de drenaje de bajo impacto, intentando generar un nuevo concepto de campus sostenible (Lara Borrero, et al., 2007).

Los estudios iniciaron en el año 2004 mediante el análisis de disponibilidad del recurso en el campus, generando balances hídricos mediante el método de masas oferta-demanda, en el cual se concluyó que existen volúmenes suficientes de aguas lluvias en el campus universitario para suplir la demanda de ciertos usos (Lara Borrero, et al., 2007). La siguiente fase consistió en realizar un análisis exhaustivo de calidad de las aguas de escorrentía en la zona, con el fin de definir sus posibles usos, logrando determinar que la calidad del agua lluvia no es apta para ningún uso en el campus sin tratamiento previo (L. J. Torres A., et al., 2009).

Por esta razón, el objetivo de la investigación se centró en concebir y diseñar los requerimientos de infraestructura necesarios para suplir, mediante el uso del agua lluvia, diferentes demandas de agua dentro del campus. Si bien es cierto que, en la literatura existe un número importante de alternativas para desarrollar la infraestructura adecuada, en este caso, dichos requerimientos y el potencial de aprovechamiento obedecieron a (i) la diversidad de la calidad del agua, (ii) los usos del agua en el campus, (iii) las condiciones topográficas, de infraestructura y de servicios del campus, (iv) las zonas potenciales de aprovechamiento, (v) las relaciones oferta-demanda y su repartición espacial en el campus, (vi) los beneficios económicos y ambientales, y (vii) los costos de instalación y operación.

De conformidad con lo anterior, el presente documento consta de un marco teórico y estado del arte donde se realiza una revisión de la literatura mundial y se incluyen los agentes considerados como esenciales para concebir y desarrollar proyectos de aprovechamiento de aguas lluvias. Seguidamente, se ha establecido un capítulo de materiales y métodos donde se

estipularon los lineamientos metodológicos. Sucesivamente, se encuentra una sección relativa a la divulgación y análisis de los resultados obtenidos y por último, un apartado de conclusiones y recomendaciones.

2. MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE

A continuación, se establece un compendio sobre el aprovechamiento sostenible de las aguas lluvias y los elementos necesarios para plantear diferentes opciones de infraestructura. La revisión de las principales prácticas de aprovechamiento a nivel mundial y nacional, las bondades y desventajas del agua lluvia como fuente de suministro, la calidad, los usos y las normas guías para estas aguas, la hidrología, las relaciones oferta-demanda, la hidráulica de redes, los requerimientos de infraestructura y los análisis financieros convencionales aplicables, hacen parte de este marco que recopila una amplia información literaria de los principales expertos y organizaciones, a nivel mundial.

2.1 APROVECHAMIENTO DE AGUAS LLUVIAS

Según una serie de estudios realizados por la Organización de las Naciones Unidas en el año 2008, se logró demostrar que más del 50 % de la población mundial reside en zonas urbanas, provocando que en muchas de estas áreas la demanda de agua sea mayor a la oferta disponible (FAO, 2000). Lo anterior, sumado al acelerado crecimiento demográfico que trae consigo problemas hidrológicos propios de las ciudades como el incremento de las superficies impermeables, la disminución del tiempo de retraso entre la precipitación y la escorrentía (inundaciones), los cambios geomorfológicos (erosión) y la disminución de la evapotranspiración (por reducción de vegetación) ha permitido que diversos entes mundiales (FAO, UNESCO, ONU, etc.) informen sobre la necesidad de generar nuevos enfoques para gestionar sosteniblemente el agua, de manera que se reduzcan las presiones sobre los recursos hídricos disponibles en el planeta. De igual forma, ya es evidente la escasez de agua causada por desequilibrios del ciclo hidrológico (Duarte & Echeverry, 2004; Eriksson, et al., 2002; T. D. Fletcher, et al., 2008), pero también es alarmante la magnitud de población que no tiene acceso al recurso en óptimas condiciones, motivo por el cual uno de los Objetivos del Milenio de la ONU es precisamente reducir a la mitad esta limitación (Helmreich & Horn, 2009).

Por su parte, la Cumbre de la Tierra de Río de Janeiro de 1992, definió que toda forma de desarrollo sostenible debe generar crecimiento económico, equidad social y conservación ambiental (ratificado durante el Protocolo de Kioto en 1997 y la Cumbre de Johannesburgo en 2002), y por ende, debe estar ligado a la concepción de infraestructura sostenible (Ghisi, et al., 2006; González, 2003; Ramírez, 2009). Por esta razón, dada la necesidad de mitigar las sobrepresiones hídricas, es necesario establecer nuevas opciones de suministro de agua, las cuales logren interactuar eficazmente con el medio ambiente (Zhang, Chen, Chen, & Ashbolt, 2009), con lo cual, estas mismas organizaciones mundiales propenden por el aprovechamiento de las aguas lluvias y la reutilización de las aguas grises y negras en los centros urbanos (Montt, Rivera, Fernández, & Valenzuela, 2003).

Dentro de estas opciones, el aprovechamiento de las aguas lluvias, a través de una gestión integral, puede convertirse en una solución que ayude a replantear el modelo de consumo actual del agua (Coombes, et al., 2000; Eriksson, et al., 2002; T. D. Fletcher, et al., 2008; Helmreich & Horn, 2009; Pacheco Montes, 2008). Esta percepción ha permitido que decenas de países muestren un mayor interés en el aprovechamiento de aguas lluvias (RWH, por su sigla en Inglés), desafiando a su vez aquella concepción tradicional que la consideraba como un desecho y remplazándola por una nueva que la estima como un recurso (De Graaf, et al., 2007; T. Fletcher, et al., 2007; Vishwanath, 2001).

Hoy en día, como práctica no convencional, se reconoce que el RWH podría traer múltiples beneficios, debido a que puede reducir la sobrepresión de los hidrosistemas superficiales, intentando conservar este valioso recurso, al tiempo de disminuir los impactos de los contaminantes y las cargas de nutrientes en los ríos (Booth, Attwater, Derry, & Simmons, 2003; Duan, Attwater, & Min, 2008). En efecto, se piensa que esta práctica permite la restauración hidrológica de cuencas y genera beneficios ambientales, energéticos y económicos, puesto que se ha demostrado que los costos de recolección y tratamiento suelen ser inversamente proporcionales a la escala de la recolección (Eriksson, et al., 2002; T. D. Fletcher, et al., 2008). Así mismo, el RWH disminuye parte de la escorrentía en zonas impermeables, reduciendo a su vez el volumen pico de lluvia aguas abajo de la zona de captación, y con ello la presión sobre la infraestructura de desagüe (Coombes, et al., 2000; T. Fletcher, et al., 2007; Zhang, et al., 2009). Una ventaja adicional es la reducción de la demanda de agua potable, de acuerdo a las condiciones de infraestructura, calidad de las aguas, y precipitación en cada experiencia (B Hatt, et al., 2004; Helmreich & Horn, 2009). Sin embargo, el volumen máximo de aprovechamiento debe ser estimado en medida de su impacto en el posible desequilibrio del ciclo del agua en las zonas de aplicación, garantizando que la infiltración natural no decrezca notablemente (para evitar la reducción sustancial de los volúmenes de recarga de acuíferos), o se deje de alimentar los hidrosistemas superficiales hasta el punto que sus volúmenes lleguen a ser menores a los caudales ambientales (T. Fletcher, et al., 2007; B Hatt, et al., 2004).

Como desventajas generales asociadas al RWH se encuentran la dependencia del nivel de precipitaciones de la zona de adaptación y los altos costos iniciales de construcción (especialmente por los volúmenes de almacenamiento). A lo anterior se le añaden dificultades que históricamente se han presentado en decenas de proyectos, impidiendo su integración y aplicabilidad exitosa, particularmente porque (i) se utiliza tecnología insuficiente para satisfacer las consumos, (ii) no existe confianza, aceptación, y participación entre los usuarios, (iii) la información hidrológica no es confiable, (iv) se presenta gran incertidumbre en la calidad del agua, (v) en los tanques de almacenamiento no se realizan adecuadas labores de mantenimiento y operación, y (vi) en algunos países resulta ser una práctica ilegal, si se aplica estrictamente la legislación (P. Castañeda, 2010; Evans, Coombes, Dunstan, & Harrison, 2009; Helmreich & Horn, 2009; F. Li, Wichmann, & Otterpohl, 2009).

Por su parte, Australia encabeza a nivel mundial el RWH, a través de la generación de políticas de aprovechamiento, conjuntas con incentivos tributarios y conciencia ambiental. Como resultado cuenta con centenares de experiencias exitosas, entre ellas: el

aprovechamiento para usos agrícolas en la Universidad de Western Sydney (Hawkesbury), y el uso en rascacielos y zonas residenciales en Melbourne, Sydney, Perth y Darwin (Duan, Attwater, et al., 2008; Zhang, et al., 2009). Así mismo, Estados Unidos, Suecia, China, Japón, Indonesia, Alemania, España, Francia, Nigeria, Zambia y Sudáfrica también han logrado realizar decenas de experiencias exitosas ligadas a normatividad exclusiva sobre esta práctica. Por su parte, en Latinoamérica, Brasil ha liderado diferentes proyectos de RWH, mediante diversas experiencias ligadas a proyectos de mediana y pequeña escala como centros comerciales, industriales y residenciales, complejos deportivos, estaciones de servicio y sistemas de demanda para agricultura, en más de 62 ciudades (Ghisi, et al., 2006; Ghisi, et al., 2009; May, 2004). De igual forma, México y Chile han logrado ciertos avances en RWH (Fernández & Rivera, 2000; Montt, et al., 2003; Pacheco Montes, 2008).

No obstante, la mayoría de las experiencias utilizan el RWH para satisfacer usos no potables, debido a la constante variación de la calidad del agua. Incluso, diversos autores no recomiendan su uso para consumo humano y otros usos de contacto directo, argumentando razones de salud, en lugar de insuficiencia de este recurso (Boers & Ben-Asher, 1982; Coombes, et al., 2000; Ghisi, et al., 2009; Gomes, Weber, & Delong, 2010; BE Hatt, Siriwardene, et al., 2006; May, 2004; Mwenge Kahinda, Taigbenu, & Boroto, 2007).

En Colombia esta práctica ha sido poco utilizada principalmente debido a su desconocimiento como recurso aprovechable y a la abundancia de fuentes de suministro superficiales. A pesar de ello, la mayoría de los proyectos de este tipo puestos en marcha han logrado reducir los costos por consumo de agua potable, facturando menores volúmenes por concepto de saneamiento básico (Duarte & Echeverry, 2004; Ramírez, 2009), pero en ausencia de técnicas certificadas y de normatividad explícita, muchos de ellos se encuentran diseñados mediante técnicas empíricas donde predomina el desconocimiento de la calidad necesaria para que el RWH satisfaga cada uno de los usos previstos.

2.2 CALIDAD DE LAS AGUAS LLUVIAS

El agua de lluvia pura es difícil de encontrar, debido a que el nivel de contaminación es dependiente de los componentes presentes en la atmósfera local, debido a que allí habitualmente se concentran partículas, microorganismos, metales pesados y sustancias orgánicas, los cuales se precipitan inmersos en las gotas de lluvia. Lo anterior, sumado a la acumulación de contaminantes en las zonas de captación que son lavados durante los eventos de lluvia y a la gama de materiales constitutivos como infraestructura de aprovechamiento o drenaje, permiten justificar el porqué la calidad del agua lluvia es tan variable. Esta característica se hace mucho más crítica en las ciudades que en zonas rurales debido a la concentración de industrias y procesos productivos (Coombes, et al., 2000; Helmreich & Horn, 2009; Mwenge Kahinda, et al., 2007).

Precisamente en este último aspecto, es donde se puede generar mayor control, debido a que diferentes análisis han determinado que las mayores fuentes de contaminación en la fuente corresponde a techos de zinc, aluminio, cobre y bambú, este último no recomendado por salubridad. Así mismo, diferentes impermeabilizantes que contienen derivados de petróleo,

pinturas metalizadas, bajantes de hierro y cobre, y tanques en ferrocemento no son recomendados por contener un alto porcentaje de metales pesados, grasas y aceites. Otras fuentes de contaminación secundaria corresponden a metales provenientes de frenos y neumáticos vehiculares, así como compuestos orgánicos aromáticos como los hidrocarburos policíclicos (HAP) y los hidrocarburos alifáticos procedentes de procesos de combustión (Coombes, et al., 2000; Helmreich & Horn, 2009; Morrow, Dunstan, & Coombes, 2010). Así mismo, otro tipo de contaminación es la generada por contaminación fecal de las aves, mamíferos y reptiles que tienen acceso a zonas de captación de aguas pluviales y tanques de almacenamiento, generando la reproducción de bacterias, virus y protozoos. Así mismo, la presencia de indicadores microbianos y patógenos ha sido tradicionalmente uno de los aspectos que más varía (Gilbert, et al., 1982; Helmreich & Horn, 2009; Krishna, 2005; Morrow, et al., 2010; Sazakli, Alexopoulos, & Leotsinidis, 2007).

De igual forma, el diseño del sistema, las prácticas de mantenimiento y las recomendaciones relativas a la utilización de normas nacionales para el aprovechamiento del agua lluvia (RWH) deben estar guiados por una comprensión de la relación entre la contaminación relativa a la zona de captación, los procesos generados en los depósitos, la calidad del producto final y las estrategias de reducción de la contaminación en la fuente (Evans, et al., 2009; L. J. Torres A., et al., 2009). Sin embargo, generalmente la ausencia de normas adecuadas de calidad para agua lluvia ha generado un gran impedimento para su utilización y, dada la variabilidad de algunas de las especificaciones de las pocas directrices existentes, los procesos de tratamiento en algunas de ellas presentan grandes bondades, pero en otras no son considerados viables (Lazarova, Hills, & Birks, 2003; F. Li, et al., 2009; Morrow, et al., 2010; Sazakli, et al., 2007; Sturm, Zimmermann, Schütz, Urban, & Hartung, 2009).

Generalmente los procesos de tratamiento dependen de la calidad del agua y de los usos que ésta pueda tener (agricultura, paisajismo, industria, usos urbanos no potables, recreación y ambiente, recarga de aguas subterráneas, agua potable, usos directos e indirectos, etc.). En la actualidad los procesos de tratamiento se enfocan al análisis de la calidad del agua lluvia de acuerdo a las normas establecidas por reconocidas organizaciones, como la Organización Mundial de la Salud y entes territoriales que condicionan su utilización de acuerdo a parámetros físicos (pH, Color, Temperatura, partículas), químicos (Cloruros, sodio, Metales pesados, contenido orgánico), Microbiológicos (coliformes totales y fecales, bacterias varias) y biológicos-orgánicos (Descarga Bioquímica de Oxígeno DBO, Descarga Química de Oxígeno DQO, Compuestos Orgánicos Volátiles VOC's) (Asano, 2007; Lazarova, et al., 2003). Adicionalmente, se consideran también aspectos económicos ya que, a menos que el agua cumpla con los mínimos requerimientos de uso, un tratamiento inferior al recomendado puede generar problemas en la fuente receptora y uno excesivo puede determinar una pérdida de recursos en términos de energía, mano de obra y dinero (Asano, 2007; Handia, Tembo, & Mwiindwa, 2003; Kobiyama & Hansen, 2002; Z. Li, Boyle, & Reynolds, 2010).

Las normas de calidad para aguas lluvias se centran en las directrices europeas (EU, 1998, 2006), americanas (U.S. EPA, 2004), asiáticas (MLIT, 2005) y Australianas (WHO, 2006). En Colombia la única norma de calidad para aprovechamiento de agua es la establecida mediante Decreto 1594 del Ministerio de Salud República de Colombia, llamada “ Usos del

agua y residuos líquidos”, la cual fue establecida en el año 1984 y desde entonces no ha sufrido modificación representativa.

De esta forma, por ejemplo si el agua lluvia presenta altas concentraciones de Sólidos Suspendidos Totales (SST) y DBO₅ superiores a 30 mg/L, y pH, mayor a 7 unidades, el Ministerio de Salud República de Colombia, (1984) y la Norma U.S. EPA (2004), restringen su uso directo para riego agrícola superficial o usos ornamentales, debido a un posible taponamiento de los elementos de irrigación (Lazarova, et al., 2003; L. J. Torres A., et al., 2009). Así mismo, si la turbiedad es superior a 5 NTU, se restringe para el lavado de automóviles. Una muestra con concentraciones superiores a 0.1 mg/L y 0.01 mg/L de Hierro (Fe) y Cadmio (Cd), respectivamente, impide su uso directo para el riego por afectar la salud humana. Además, si se detecta una concentración de Nitrógeno amoniacal por encima de 1.0 mg/L, el agua no puede ser utilizada para consumo humano (Ministerio de Salud República de Colombia, 1984), a menos que le sea realizado un proceso de tratamiento (L. J. Torres A., et al., 2009).

2.3 TENDENCIAS EN APROVECHAMIENTO DE AGUAS LLUVIAS

En consecuencia al creciente interés sobre el aprovechamiento del agua lluvia a nivel mundial, han surgido diferentes modelos de infraestructura que generalmente constan de cuatro componentes primarios: captación, tratamiento, almacenamiento y distribución, siguiendo los tradicionales procesos de suministro de agua, pero teniendo en cuenta que actúan de acuerdo a los índices de carga contaminante que trae consigo el fluido (Boers & Ben-Asher, 1982; T. D. Fletcher, et al., 2008; Sturm, et al., 2009; Zhang, et al., 2009). La Figura 1 establece diferentes sistemas ampliamente utilizados para efectuar el RWH.

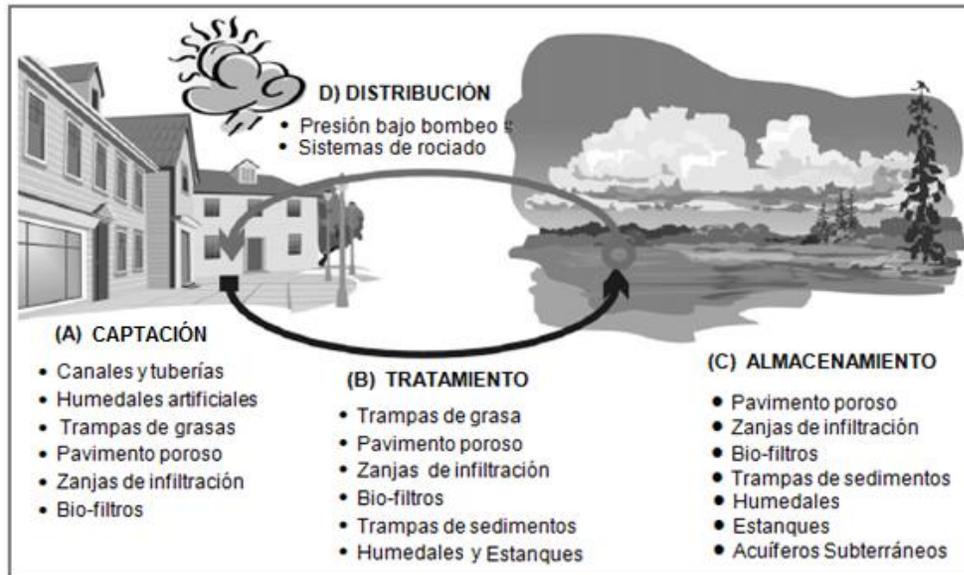


Figura 1. Principales componentes de los sistemas urbanos de aprovechamiento de agua lluvia. Fuente: (Adaptado de T.D. Fletcher, *et al*, 2008).

Estos métodos también dependen de la zona y de las condiciones socioeconómicas de la población consumidora. En algunos lugares este proceso se desarrolla artesanalmente mediante el uso de utensilios caseros (canaletas, baldes, etc.); otras comunidades utilizan tanques rudimentarios o pequeñas superficies de captación como estanques (Gómez González, Rodríguez Benavides, & Torres, 2010; Mbugua, 2002; Sánchez & Caicedo, 2004), o sistemas de almacenamiento en tierra, como es el caso de las tribus Wayuu en el norte de Colombia (Doria. C, 2009 ; Serna. J, 2009).

En zonas de mayor desarrollo, los procesos de captación son realizados mediante el uso de canales y redes de tuberías, zanjas de infiltración, humedales artificiales, biofiltración o sistemas de filtración con elementos naturales (Booth, et al., 2003; Davis, Shokouhian, Sharma, Minami, & Winogradoff, 2003). Así mismo, las últimas tecnologías hacen referencia a sistemas que realizan conjuntamente los procesos de recolección y almacenamiento mediante superficies porosas conectadas a compartimientos subterráneos, como es el caso de los pavimentos porosos (T. D. Fletcher, et al., 2008; Gómez González G.A., Rodríguez Benavides A.F., & A., 2010).

Particularmente, la infraestructura para el RWH se concentra principalmente en el diseño de la estructura de almacenamiento, puesto que casi siempre esta resulta ser indispensable para equilibrar las diferencias temporales entre el suministro y la demanda de agua, más aún, cuando un sistema de aprovechamiento de aguas lluvias no cuenta con una fuente permanente de suministro, sino que depende exclusivamente de la oferta hidrológica, que resulta ser variable, frente a una demanda constante (Gomes, et al., 2010; Z. Li, et al., 2010; Mitchell, McCarthy, Fletcher, & Deletic, 2005).

Aunque son varios los estudios que han tratado de concebir un nuevo modelo que establezca el volumen ideal de la estructura de almacenamiento, a través de metodologías regidas por (i) análisis estadísticos de series de precipitación ajustados a periodos de retorno y días consecutivos sin lluvia (Kobiyama & Hansen, 2002), (ii) coeficientes de esorrentía regionales (Fendrich, 2004), (iii) métodos de determinación de volúmenes de embalses (May, 2004), (iv) continuidad de los volúmenes almacenados en relación con el tiempo de vacío (Silva & Tassi, 2005), (v) análisis mediante superficies impermeabilizas, coeficientes de escurrimiento de techos, días secos y precipitaciones, (vi) calibración mediante variables aleatorias (Viana & Cerqueira, 2005), y (vii) criterios hidrológicos y financieros, en un análisis general, el tiempo de cálculo estimado resulta ser relativamente grande para los niveles de complejidad de los proyectos. Además, no se tienen en cuenta los parámetros financieros que permitan equilibrar el dimensionamiento del tanque con su factibilidad para ser construido (Gomes, et al., 2010), con lo cual aún se sigue utilizando el método que indica el volumen de la estructura de almacenamiento producto de la diferencia entre oferta y demanda mensuales acumuladas en un año hidrológico promedio estimado (P. Castañeda, 2010; Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente., 2004; De Graaf, et al., 2007; May, 2004; Mitchell, et al., 2005; Organización Panamericana de la Salud, 2001).

Por su parte, son diversas las tecnologías de tratamiento que se encuentran en la literatura. Sin embargo, al igual que las aguas servidas, el aprovechamiento de las aguas lluvias debe contar con procesos de tratamiento de acuerdo a su uso final, teniendo en cuenta que su gestión integral debe estar basada en tres pilares a saber: cantidad, calidad y servicio, de los cuales se desprenden cuatro principios básicos: seguridad en la higiene, estética, tolerancia con el medio ambiente y viabilidad socioeconómica y cultural (Duarte & Echeverry, 2004; T. D. Fletcher, et al., 2008; Helmreich & Horn, 2009; F. Li, et al., 2009; Rodríguez Hernández J, et al., 2006; L. J. Torres A., et al., 2009), pero este también se estriba de las directrices de calidad locales.

Por otra parte, debido a la complejidad de contaminantes presentes en el agua, los procesos de tratamiento suelen aumentar representativamente los costos en los sistemas, con lo cual, por razones técnicas y económicas, habitualmente el tratamiento está orientado a la extracción de turbiedad, impurezas biológicas, hierro, manganeso, color y olor (J. T. Visscher, Paramasivam, Raman, & Heijnen, 2000). Así mismo, múltiples autores recomiendan no realizar el RWH durante los primeros momentos de lluvia, de acuerdo al fenómeno del primer lavado, con el fin de obtener una mejor calidad del agua realizando un menor tratamiento (Coombes, et al., 2000; Evans, et al., 2009; Ghisi, et al., 2006; Helmreich & Horn, 2009; F. Li, et al., 2009; May, 2004). Partiendo de esta premisa, generalmente las tecnologías de tratamiento incluyen estanques de retención-decantación, humedales naturales y artificiales, sistemas de infiltración, pavimentos porosos y biofiltros, entre otros. En algunos países se han combinado procesos físico-químicos con tratamientos naturales y en sistemas más ostentosos se ha llegado a utilizar sistemas ultravioletas y biorreactores (BE Hatt, Siriwardene, et al., 2006; F. Li, et al., 2009). Así mismo, de acuerdo a los usos finales y a las restricciones espaciales y topográficas, se suele realizar una etapa de sedimentación como pre-tratamiento o utilizar el tanque de almacenamiento para realizar esta función (Abdulla & Al-Shareef, 2009; Asano, 2007; Ghisi & Mengotti de Oliveira, 2007; F. Li, et al., 2009), teniendo en cuenta que en este último caso, los costos pueden aumentar significativamente debido a un incremento en la profundidad del reservorio.

Los tratamientos más usuales son los físicos, representados en procesos de filtración lenta en arenas (FLA), filtración en distintos estratos de suelo y filtración en múltiples etapas (FIME), en conjunto con procesos de sedimentación, carbón activado y, en algunos casos, desinfección química (Galvis, Latore, & Visscher, 2006; F. Li, et al., 2009; J. T. Visscher, et al., 2000). Entre los materiales más utilizados se encuentran gravas y arenas convencionales, arenas gruesas, arenas finas, sílice hidratada y alúmina. Generalmente estos procesos tienen la ventaja de reducir generalmente entre un 58 % y un 95 % los niveles de turbidez, sólidos suspendidos totales, nitrógeno total, metales pesados y la Descarga Bioquímica de Oxígeno (DBO), así como eliminar contaminantes orgánicos y fósforo total (Asano, 2007; Burbano & Sánchez, 2005; F. Li, et al., 2009); así mismo, requieren sencillas actividades de operación y mantenimiento, y por ello, suelen ser alternativas muy económicas. De ellos, la FLA tiene como inconveniente la aceptación de niveles de turbiedad no muy elevados por rápida saturación de los intersticios comunicantes, aumentando los costos de operación y mantenimiento y la filtración directa en estratos de suelos es muy vulnerable a la afectación del agua por agentes contaminantes (Helmreich & Horn, 2009; Meera & Mansoor



Ahammed, 2006). Del mismo modo, los procesos químicos incluyen la coagulación, la oxidación foto-catalítica, intercambio de iones y carbón activado granular, los cuales seguidos de una etapa de desinfección, son medios eficaces para la purificación del agua mediante reducción y/o eliminación de la DQO, la DBO, turbidez, metales pesados y sólidos totales, pero traen consigo altos costos por adquisición de elementos químicos, operación y mantenimiento (T. D. Fletcher, et al., 2008; F. Li, et al., 2009). Además, en muchos casos estos procesos no son justificados para el uso final, puesto que resultan ser muy complejos para los requerimientos de calidad.

Los tratamientos biológicos, por su parte, han resultado ser muy efectivos para la remoción de contaminantes, teniendo una amplia utilización como sistemas de tratamiento para aguas lluvias a través de prácticas adaptadas a la hidráulica e hidrología urbana. Estos procedimientos son conocidos como Sistemas de Bajo Impacto (LID's), Sistemas de Diseño Urbano Sensibles al Agua (WSUD) y Sistemas Sostenibles de Drenaje Urbano (SUDS) en Estados Unidos, Australia y el Reino Unido, respectivamente, debido a que funcionan como modelos de acopio, reducción de contaminantes y control de inundaciones (Booth, et al., 2003; T. D. Fletcher, et al., 2008; Rodríguez Hernández J, et al., 2006; A. Torres, 2004), por lo cual son ampliamente utilizados en centros urbanos que presentan alta pluviosidad y en los cuales la lluvia se ha convertido en un problema de drenaje (Chocat, 2006; Montt, et al., 2003).

Tabla 1. Medidas de tratamiento de aguas lluvias y su eficacia en la eliminación de contaminantes. (Fuente: Fletcher *et al.*, 2008).

Sistema de Tratamiento	Mecanismos de eliminación de contaminantes	Eficacia de la medida de tratamiento						
		Control de la contaminación			Captación de agua lluvia			
		Sedimentos	Nutrientes	Metales Pesados	Sedimentos	Nutrientes	Metales Pesados	Agentes Patógenos
Trampas de grasa	Sedimentación	✓✓	✓	✓✓	✓	✓	✓	?
	Filtración gruesa							
	Infiltración							
Estanques y Humedales	Sedimentación	✓✓✓	✓✓	✓✓✓	✓✓	✓	✓✓	✓✓
	Filtración							
	Procesos biológicos							
	Infiltración							
	Evapotranspiración							
	Sedimentación	✓✓✓	✓✓	✓✓✓	✓✓✓	✓	✓✓✓	?
	Filtración							
	Procesos biológicos							
	Infiltración							
Evapotranspiración								
Sistemas de Infiltración	Sedimentación	✓✓✓	✓✓	✓✓✓	✓✓	✓	✓✓	✓✓
	Filtración							
	Procesos biológicos							
	Infiltración							
	Evapotranspiración							

De ellos, tradicionalmente en RWH en diversos países de Europa, Oceanía y Norteamérica se han utilizado trampas de grasas, estanques, humedales y sistemas de infiltración, los cuales poseen variados procesos de eliminación de contaminantes. En consecuencia, su eficacia es

variable debido a que habitualmente remueven efectivamente elementos contaminantes, especialmente organolépticos, pero son incapaces de eliminar agentes patógenos, con lo cual son restringidos para usos de contacto directo. Lo anterior, se suma a que la mayoría de ellos necesita amplios espacios para su construcción (T. D. Fletcher, et al., 2008; BE Hatt, Siriwardene, et al., 2006; Mwenge Kahinda, et al., 2007; Sturm, et al., 2009).

La Biofiltración es otro sistema de gran utilización para usos no potables, debido a que reduce hasta en un 90 % el contenido de metales pesados y sólidos presentes, aunque la eliminación de nutrientes presenta eficiencias muy variables, puesto que depende del comportamiento individual de filtros, tipos de plantas, presencia de vegetación y de la zona anaeróbica que incentive la nitrificación o desnitrificación en el medio filtrante (T. D. Fletcher, et al., 2008; B Hatt, et al., 2004; BE Hatt, Deletic, & Fletcher, 2006; BE Hatt, Siriwardene, et al., 2006). Así mismo, este sistema elimina eficazmente Fósforo, Nitrógeno Total Kjendahl y Amoníaco, pero no es muy efectivo frente a agentes patógenos. Dadas las altas concentraciones de bacterias, virus y protozoos que las aguas lluvias pueden contener, este sistema no se recomienda para ser destinado para potabilización o usos de contacto directo debido a las implicaciones en salubridad y a que sus resultados no suelen ser siempre similares y comparables debido a las variaciones de las propiedades del suelo y las condiciones climáticas (Asano, 2007; Davis, et al., 2003; T. D. Fletcher, et al., 2008; BE Hatt, Siriwardene, et al., 2006; Montt, et al., 2003). Por esta razón, este proceso a veces es complementado con mecanismos similares a los de una planta de tratamiento de aguas residuales; procesos que necesitan mayor investigación (T. D. Fletcher, et al., 2008; McCarthy, Mitchell, Deletic, & Diaper, 2006; Mitchell, et al., 2005).

Por su parte, los pavimentos porosos, han cobrado gran importancia en RWH, debido a que funcionan a través de un sistema estructurado en capas que actúan en forma complementaria. Las capas superficiales se adaptan por estética a diversas aplicaciones (parqueaderos, parques y jardines, calles peatonales, zonas residenciales, etc.), a medida que las inferiores filtran el agua reteniendo los contaminantes procedentes de los vehículos (aceites y grasas), biodegradándolos por acción del crecimiento de comunidades microbianas. Su gran ventaja radica en que aumentan el porcentaje de superficie permeable en las ciudades reduciendo así el riesgo por inundaciones y contaminación difusa (Gómez González, et al., 2010; Hernández, et al., 2006; Torres A., Ortega Suescún D.H.M., & E., 2009); así mismo, ofrecen un acabado estético y evitan la formación de charcos en superficie.

No obstante, si están asociados a una mala construcción podrían tener una corta vida útil, desventaja que puede sumarse a problemas de colmatación por exceso de sedimentos, pérdida de permeabilidad, falta de capacidad portante, fallo estructural y altos costos constructivos (Asano, 2007; Duan, Attawater, et al., 2008; Rodríguez Hernández J, et al., 2006). Otros mecanismos se basan en procesos como la adsorción en carbón activado, la desinfección con rayos ultravioleta, la radiación, la oxidación y la pasteurización en conjunto con la tecnología solar (Helmreich & Horn, 2009). Otros funcionan en forma mixta, como los biorreactores de membranas que utilizan tratamientos secundarios (Mwenge Kahinda, et al., 2007).

Por su parte, la filtración por membranas representa un desarrollo significativo dentro de la variedad de procesos de tratamiento, ya que dispone de una serie de procedimientos similares a los de aguas residuales, en los cuales el agua recuperada puede también ser desmineralizada por medio de ósmosis inversa y electrodiálisis (Asano, 2007; BE Hatt, Siriwardene, et al., 2006). Su alta eficacia para la eliminación de contaminantes no sólo mejora significativamente los niveles de calidad de agua sino también reduce los niveles de riesgos de salud, pero tiene la desventaja de involucrar procesos de alta complejidad asociados a altos costos de construcción, operación y mantenimiento. Otras tecnologías como la desinfección ultravioleta y la oxidación avanzada pueden ser opciones paralelas para mejorar la calidad del agua de acuerdo a los niveles de seguridad deseados, pero necesitan el desarrollo de mejores bases científicas que soporten su utilización (Asano, 2007; Davis, et al., 2003; Helmreich & Horn, 2009).

En todo caso, aunque existen grandes avances en la generación de tecnologías para el tratamiento de las aguas lluvias, aún siguen existiendo baches frente a eficiencias de remoción de contaminantes y directrices locales, con lo cual existe la necesidad de ahondar más en el tema (T. D. Fletcher, et al., 2008; Meera & Mansoor Ahammed, 2006; Mwenge Kahinda, et al., 2007).

Por último, los procesos de distribución generalmente obedecen a los mismos sistemas de construcción de redes de aducción y distribución para sistemas a presión convencionales. El mayor análisis frente a este tipo de infraestructura radica en la calidad final del agua y los tipos de uso demandantes, aspectos que son fundamentales para determinar el material de la tubería y de los sistemas de control a instalar, debido a una posible re-contaminación del agua (Duan, Attwater, et al., 2008; T. D. Fletcher, et al., 2008).

2.4 HIDROLOGÍA Y RELACIONES OFERTA DEMANDA

La información hidrológica es fundamental para realizar el análisis de factibilidad técnica de un sistema de aprovechamiento de aguas lluvias. Por esta razón, a continuación se enuncian los métodos y conceptos generalmente utilizados para efectuar los análisis de oferta y demanda.

2.4.1 Adaptación del Método Racional para Aguas Lluvias

Para la estimación de la oferta hídrica se utilizó el método racional, desarrollado por Mulvaney en 1850, el cual determina el caudal instantáneo máximo de descarga en una cuenca hidrográfica, razón por la cual se ha convertido en el modelo hidrológico más simple y usado para diseños de drenaje urbano desde fines del siglo XIX (Fernández & Rivera, 2000). Este método considera la cuenca total como una superficie única y uniforme en tiempo y espacio, con un tamaño igual al área de la cuenca (Rodríguez, Camacho, & Villareal J, 2008).

$$Q = C.I.A.$$

Fórmula 1. Método Racional convencional

Básicamente, el método racional se encuentra establecido a través de la ecuación universal (fórmula 1), donde Q es el caudal máximo, C el coeficiente de escorrentía, I la intensidad de lluvia y A , el área de la cuenca (Campos Aranda, 2008; Fernández & Rivera, 2000; Rodríguez, et al., 2008).

Teniendo en cuenta que el aprovechamiento de aguas lluvias se realiza mediante la captación en superficies potenciales, para este caso, la transformación de la precipitación total en efectiva, el método racional considera una serie de coeficientes de escorrentía, considerados como la relación entre el caudal escurrido y el precipitado sobre cada superficie en una condición de lluvia permanente y constante, de acuerdo a los usos del suelo de las superficies involucradas. Sus valores se encuentran copiosamente en la literatura, tanto para cuencas urbanas como para superficies naturales (Campos Aranda, 2008; Fernández & Rivera, 2000; Ghisi & Mengotti de Oliveira, 2007).

Así mismo, la intensidad que, originalmente posee una duración igual a la asignada en la creciente de diseño, a través de un tiempo de concentración (Campos Aranda, 2008), para efectos de análisis de oferta en RWH es transformada en la altura (H) que la lámina de agua puede experimentar frente a la precipitación de diseño en cada una de las áreas receptoras A (Chow, 1994). De esta forma, la ecuación queda transformada en:

$$V = C.H.A$$

Fórmula 2. Método Racional para aguas lluvias

2.4.2 Métodos de análisis de la Demanda de aguas

Para estimar la demanda convencional de agua lluvia necesaria para suplir diferentes usos, existen diferentes métodos entre los cuales se destacan (i) la obtención de registros históricos a través de macro y micromedidores dispuestos en las infraestructuras solicitantes, (ii) estudios de consumos dotacionales, y (iii) distribución espacial de la población actual y futura, nivel de complejidad del sistema, identificación de diferentes usos de tierra, tipos de consumidores y distribución espacial de la demanda (Ministerio de Desarrollo Económico, 2000; Organización Panamericana de la Salud & UNAT Sabar, 2003)

2.4.3 Balance Hídrico

Usualmente, los balances utilizados para los estudios de aprovechamiento del agua lluvia se orientan a través de la aplicación del método de masas, en el cual se estima la altura acumulada mensual de lluvia de acuerdo al análisis de oferta y demanda hídrica, permitiendo conocer el volumen de oferta de acuerdo al Método Racional (P. Castañeda, 2010; Lara Borrero, et al., 2007). Así mismo, sirve como materia prima para el diseño de la capacidad

del tanque de almacenamiento, como principal elemento regulador del sistema. De ahí la importancia de un buen análisis oferta-demanda.

2.5 PARÁMETROS HIDRÁULICOS PARA EL DISEÑO DE REDES

Para un óptimo diseño de las redes en un sistema de acueducto es necesario determinar los parámetros hidráulicos inherentes a cada componente del sistema (López Cualla, 1999; Ministerio de Desarrollo Económico, 2000). Generalmente, los diseños para el aprovechamiento del agua lluvia se describen en dos partes: (i) una captación y red de aducción caracterizada a través de un flujo libre y (ii) una distribución entre el tanque de almacenamiento y las redes de entrega, conceptualizada como un sistema a presión (Coombes, et al., 2000; Helmreich & Horn, 2009; Morrow, et al., 2010). En este caso los diseños serán establecidos esencialmente para la red de distribución, debido a que la infraestructura del sistema de drenaje actual puede ser aprovechada como red de aducción, enviando los volúmenes de agua lluvia captada al tanque de almacenamiento. Esta medida apunta a la economía y versatilidad del sistema, de la misma forma como se ha realizado en diferentes experiencias en donde la infraestructura para acueducto y saneamiento básico ya ha sido instalada con anterioridad a la implementación del RWH (Booth, et al., 2003; Duan, Attwater, et al., 2008; T. D. Fletcher, et al., 2008; Helmreich & Horn, 2009).

El diseño de la red de conducción consiste en analizar el flujo a través de las tuberías con el objetivo de conocer las velocidades, los gradientes de energía y las presiones manométricas óptimas de acuerdo a las directrices de diseño, de acuerdo a un sistema que en lo posible opere por gravedad, a una topografía base y a un material y diámetro específico (López Cualla, 1999; Ministerio de Desarrollo Económico, 2000).

2.5.1 Presiones y Velocidades

La velocidad y la presión en los sistemas de acueducto son componentes primarios de esencial conocimiento, debido a que son los factores de mayor incidencia para su óptimo servicio. En efecto, estas variables se encuentran relacionadas directamente con la espacialidad física y variables propias de diseño de tuberías como el diámetro y los materiales de fabricación. En Colombia, el Reglamento de Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS-2000, instituyó las recomendaciones técnicas para el cumplimiento de parámetros adecuados para el normal servicio de un sistema de suministro de acuerdo a su nivel de complejidad.

El análisis de las velocidades del flujo debe garantizar que no se produzcan sedimentaciones ni erosiones en los conductos, por tanto, se recomienda una velocidad oscilante entre 0.50 m/s y 2.00 m/s (Arniella & Gianella, 2004; Carvajal, Gómez, & Ochoa, 2007; Granados, Salazar, & Civiles, 2006; López Cualla, 1999). Así mismo, las presiones deben estar en un rango comprendido entre los 4,0 Metros Columna de Agua (MCA) y los 10,00 MCA (López Cualla, 1999), aunque el RAS 2000 establece que la presión mínima en un punto dado debe ser de 10 MCA.

2.5.2 Pérdidas por fricción en tuberías

A medida que el agua fluye por las redes de conducción se generan pérdidas de energía debidas a la fricción entre (i) el agua y la tubería, y (ii) las partículas de agua. En consecuencia, aplicando la ecuación de la energía, dichas pérdidas generan una reducción de la presión entre dos puntos del sistema. Habitualmente, para efectuar el cálculo hidráulico y la determinación de las pérdidas por fricción en tuberías a presión se acude a la ecuación universal de Darcy-Weisbach (Mott, 2000; Potter & Wiggert, 2002).

$$h_L = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

Fórmula 3. Ecuación de Darcy

Donde el término h_L se define como la energía perdida por el sistema a lo largo de una longitud L en una tubería de diámetro D donde circula un flujo con una velocidad promedio v , regida por fuerza de la aceleración de la gravedad g y un coeficiente de resistencia en función de la aspereza de la tubería y el número de Reynolds f (Potter & Wiggert, 2002; Streeter, 1966).

2.5.3 Pérdidas menores

Estas pérdidas de energía tienen como fuente todos aquellos accesorios involucrados en la construcción de las redes, los cuales entran en contacto directo con el agua. De ellos se destacan los codos, bifurcaciones, juntas de unión, válvulas, contracciones, etc. Aunque son consideradas pérdidas menores, la magnitud de afectación a la presión puede ser mayor a las debidas a la fricción (Mott, 2000; Streeter, 1966).

$$h_e = K \frac{v^2}{2g} = \left[1 - \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^2 \right]^2 \frac{v^2}{2g}$$

Fórmula 4. Ecuación para determinar pérdidas menores

En la mayoría de casos, las pérdidas menores son establecidas experimentalmente por medio de un coeficiente K deducido de aquella concepción que aduce que la pérdida varía con respecto al cuadrado de la velocidad promedio v en flujos turbulentos. Por esta razón, existe una amplia literatura que resume los coeficientes de pérdida K para casos típicos como válvulas y codos (Mott, 2000; Potter & Wiggert, 2002; RAS, 2000; Streeter, 1966).

2.6 DISEÑO DE REDES A TRAVÉS DE MODELACIÓN HIDRÁULICA

La modelación hidráulica se ha convertido en una herramienta que permite representar el comportamiento de una red de distribución a través de simulaciones, determinando presiones

de servicio en los nodos de la red y caudales circulantes en las líneas de acuerdo al sistema de carga que presente. Del mismo modo, es un elemento indispensable para conocer todos aquellos comportamientos que la red puede tener a futuro frente a cambios de diseño, aumento de la demanda, mejoramiento de la red, instalación de nuevos elementos o redes, localización de fugas, etc. (Arniella & Gianella, 2004). En consecuencia, a medida que pasa el tiempo han surgido mayor cantidad de programas dedicados a modelar los sistemas de agua potable y saneamiento básico, como mecanismos de solución a los problemas de ingeniería hidráulica e hidrológica, aplicando los conceptos básicos de la hidráulica de redes.

2.7 ANÁLISIS FINANCIERO

En cualquier proyecto, el análisis financiero resulta ser la forma más sencilla y real de acercar un proyecto al conocimiento de su viabilidad para ser construido o ejecutado (Ekelund, Hébert, & Escutia, 1992; Linsley. R.K. & Franzini. J.B., 1964).

En efecto, el diseño óptimo de los requerimientos de infraestructura para el aprovechamiento de las aguas lluvias involucra la realización de diversos escenarios físicamente factibles. En consecuencia, una primera selección debe estar basada en los posibles comportamientos que cada infraestructura tendrá de acuerdo a los análisis técnicos. Seguidamente, cada nueva selección deberá efectuarse con base en condiciones financieras, siendo este último un factor decisivo en la toma de decisiones debido a que es la herramienta clave para elegir si el proyecto es viable o no desde el punto de vista financiero (Linsley. R.K. & Franzini. J.B., 1984), más aún, cuando se reconoce que el aprovechamiento de aguas lluvias suele llevar consigo una cuantiosa inversión inicial, aunque generalmente la operación y el mantenimiento no implican un gasto importante (Boers & Ben-Asher, 1982; P. Castañeda, 2010; T. D. Fletcher, et al., 2008; Ghisi, et al., 2006; Ghisi, et al., 2009; Helmreich & Horn, 2009; F. Li, et al., 2009; May, 2004).

Los factores de mayor impacto financiero generalmente corresponden a (i) la construcción de la infraestructura misma particularmente del tanque del almacenamiento y la planta de tratamiento, y (ii) las excavaciones y costos indirectos (Gomes, et al., 2010; Helmreich & Horn, 2009; May, 2004). Por ende, es sumamente importante conocer los costos asociados a la realización de la propuesta general y también reconocer su comportamiento a futuro, puesto que a simple vista no son conocidas las consecuencias o beneficios que un proyecto cualquiera puede asumir frente a un mercado bursátil y una economía global y local (Thuesen, Fabrycky, Thuesen, & Betancourt, 1986).

2.7.1 Valor Presente Neto VPN

Los costos del proyecto (construcción inicial, operación y mantenimiento), son de gran importancia en la selección de las alternativas de aprovechamiento. Un análisis de viabilidad podrá ser desarrollado sobre la base del valor presente, de acuerdo al total de los costos anuales o los costos de ciclo de vida. En un análisis del valor actual, todos los gastos futuros

se convierten en un análisis del valor actual al comienzo del período de planificación. Los costos del ciclo de vida se utilizan para determinar el valor total de una instalación durante su vida útil total (Asano, 2007; Linsley. R.K. & Franzini. J.B., 1984). En la fórmula 5, se presenta el Valor Presente Neto, donde n es el tiempo total en años del proyecto, r la tasa de descuento y C_t el flujo de caja neto en un periodo t , usualmente tomado en unidad de año (Sturm, et al., 2009).

$$VPN = \sum_{t=0}^n \frac{C_t}{(1+r)^t}$$

Fórmula 5. Determinación del VPN. Fuente: (Sturm, et al., 2009).

2.7.2 Tasa Interna de Rentabilidad y Periodo de Recuperación

En el análisis de viabilidad del proyecto, la generación potencial de ingresos es un factor fundamental para ser evaluado, sea por medio del análisis de los activos que puede traer consigo o mediante aquel ahorro que puede generar mediante la puesta en marcha de la propuesta (Asano, 2007; Coombes, et al., 2000). En este caso en particular, el análisis puede efectuarse de acuerdo a periodo de recuperación de la inversión y a la Tasa Interna de Retorno TIR, teniendo como referencia los valores de los regímenes tarifarios existentes que utiliza el sistema de prestación del servicio de agua potable, analizando de igual forma, los beneficios económicos que pudieran derivarse, tanto para el cliente y el proveedor (Asano, 2007; Linsley. R.K. & Franzini. J.B., 1984; Zhang, et al., 2009).

$$\text{Periodo de recuperación} = \frac{\text{Costos iniciales}}{\text{Ahorros anuales}}$$

Fórmula 6. Estimación del periodo de recuperación de la inversión. Fuente: (Zhang, et al., 2009)

La TIR se define como la tasa de descuento que que hace que el Valor Presente Neto (VPN) de una inversión sea igual a cero. Para el cálculo de la TIR se empleará una ecuación que relaciona el VPN con dos tasas de interés tomadas como referencia. Una tasa i_1 que produce un VPN_1 y una tasa i_2 que produce un VPN_2 (Ramos Tapia, 2004).

$$TIR = \left[\frac{i_2 - VPN_2 (i_2 - i_1)}{(VPN_2 - VPN_1)} \right]$$

Fórmula 7. Estimación de la Tasa Interna de Rentabilidad. Fuente:(Ramos Tapia, 2004)

2.7.3 Fiabilidad Volumétrica

La optimización del volumen de los tanques de agua lluvia y la estimación del porcentaje de ahorro de agua de la red se estima utilizando el balance hídrico. De allí parte la fórmula 8, la cual afirma que la fiabilidad volumétrica anual V_R se expresa como la proporción entre la demanda total de agua en el tanque V_{TA} y el volumen de ahorro V_T (Zhang, et al., 2009).

$$V_R = \frac{\sum V_{TA}}{\sum V_T}$$

Fórmula 8. Fiabilidad económica del tanque de almacenamiento. Fuente: (Zhang, et al., 2009).

3. MATERIALES Y MÉTODOS

El presente capítulo presenta de forma abreviada la metodología y las herramientas utilizadas para el desarrollo del presente trabajo de grado, incluyendo la localización espacio temporal del campus universitario y todos los medios necesarios para la estimación de los usos y consumos del agua, así como los procesos necesarios para determinar los requerimientos de infraestructura para el aprovechamiento de aguas lluvias en el mismo. Por ende, el desarrollo metodológico inició mediante la examinación de la información existente referente a planos y catastros de redes de la universidad para reconocer y diagnosticar, principalmente, el sistema de redes hidrosanitarias.

3.1 DESCRIPCIÓN DEL CAMPUS

La Pontificia Universidad Javeriana sede Bogotá (PUJB) fue establecida en el año 1623, suspendida en 1767 y restablecida en 1930, año para el cual trasladó sus instalaciones físicas del Colegio San Bartolomé al nuevo concepto de ‘ciudad universitaria’, un extenso terreno contiguo al Parque Nacional, la calle 45, la carrera séptima y la avenida circunvalar, en la Localidad de Chapinero.

La ‘ciudad universitaria’ cuenta con 18 hectáreas de terreno y casi 200.000 metros cuadrados de construcción donde se asientan edificios académicos, administrativos, de parqueaderos y de servicios, capillas, instituciones bancarias y hospitalarias, cafeterías, tiendas por departamentos, auditorios, centro de convenciones, campo de fútbol, zonas deportivas, arboledas, zonas verdes y plazoletas, donde diariamente circulan cerca de 30 mil personas.

Desde su restablecimiento, el campus ha estado en constante cambio, adecuando su infraestructura para prestar óptimamente todos los servicios a la comunidad javeriana. Por esta razón, posee edificios cuya antigüedad supera los 70 años (Ciencias Básicas, Hospital San Ignacio, Edificio Central, Biblioteca y alrededores), algunos que cuentan con aproximadamente 40 años (Facultad de Artes, Estudios Musicales, Arquitectura, Medicina y afines) y otros que son relativamente recientes (Campo de fútbol, Ingenierías, Gimnasio, Psicología, Teología, Ed. Barón, Parqueadero, Ed. Giraldo y Ático).

Conforme a ello, la infraestructura hidrosanitaria del campus principal presenta diferentes gamas de materiales y tamaños instalados de acuerdo a las tecnologías existentes en su época, lo que hoy en día ha generado grandes dificultades, debido a que, si bien es cierto las redes parcialmente han sido reemplazadas, especialmente para laboratorios y zonas externas, en la actualidad se carece de una auscultación completa de las mismas, por lo cual aún no se conoce la ubicación total de las redes subterráneas. Así mismo, la institución se encuentra ubicada en la zona de piedemonte de los cerros orientales de Bogotá, razón por la cual posee altos niveles de precipitación, los cuales han llegado a generar dificultades en el

normal desarrollo de sus actividades por causa de inundaciones en algunas zonas del campus.

Frente a ello, el presente proyecto pretende convertir estos problemas de drenaje del campus en una oportunidad de aprovechamiento, utilizando el agua lluvia como alternativa de suministro para diversos usos, intentando generar un nuevo concepto de campus sostenible, además de incentivar el uso de fuentes de agua no convencionales que logren generar un aporte en la disminución del estrés hídrico de las fuentes superficiales de suministro. Por esta razón, a continuación se estipula la metodología necesaria para determinar los requerimientos de infraestructura necesarios para poner en marcha este proyecto.

3.2 USOS DEL AGUA EN EL CAMPUS DE LA PUJB: ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA HÍDRICA

El punto de partida del proyecto consistió en realizar un análisis de los usos y demandas de agua en el campus a partir del suministro de información en las Oficinas de Administración del Campus y Construcciones. De este análisis se encontró que (i) no existía inventario alguno, (ii) no se conocía cuál era la distribución de usos y consumos, y (iii) tampoco existía un sistema de medición de consumos históricos. Esto, sumado a los problemas de ubicación y desconocimiento de las redes hidrosanitarias, hizo necesario realizar un inventario completo de los sistemas de medición de aguas seguido de un inventario de usos del agua en el campus.

Conformemente, se logró determinar que la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá (EAAB) suministra el servicio de agua potable a los 46 edificios que se encuentran dentro del campus principal de la PUJB (no hacen parte el Instituto Geofísico y otros edificios ubicados en diferentes partes de la ciudad), a través de 16 micromedidores instalados paralelamente al crecimiento de la infraestructura física. En consecuencia, la mayoría de ellos cubren la medición de varios edificios, por lo cual fue imposible obtener directamente los valores de consumo de cada edificio.

Tabla 2. Inventario y cobertura de Micromedidores en el Campus de la PUJB.

MICROMEDIDORES		
No.	Ubicación	Cobertura
1	Calle 40 con Cra. 5a. Costado norte	Ed 11. José Gabriel Maldonado S.J. (Ingeniería)
2	Cra. 5a con calle 40 Costado oriental	Ed. 91 Centro Javeriano de Formación Deportiva Ed. 95 Manuel Briceño Jáuregui S.J. (Psicología) Ed. 94 Pedro Arrupe S.J. (Teología) Ed. 02 Fernando Barón S.J.
3	Cra. 5a con calle 40 Costado occid.	Casa Coral
4	Calle 40 con Cra. 5a. Costado Norte	Ed. 96 Galpón Talleres de Arte Laboratorio Automatización industrial Oficina Construcciones Consultorios Psicología



MICROMEDIDORES		
No.	Ubicación	Cobertura
5	Calle 40 con Cra. 6a. Costado norte	Oficina de Administración del campus Ed. 24 Hospital de San Ignacio Ed. 29 Urgencias H.U.S.I. Ed. 27 José del Carmen Acosta S.J. Ed.25 Facultad de Odontología Ed 18 Talleres de Arquitectura Ed17 Capilla Nuestra Señora del Rosario Ed. 12 Luis Felipe Silva S.J. (Lab. Fac. Ingeniería) Ed. 09 Julio Carrizosa (Fac. Ciencias Sociales)
6	Calle 40 con Cra. 6a. Costado norte	Ed. 03 Gabriel Giraldo S.J. Edificio Ático
7	Calle 40 con Cra. 6a. Costado norte	Ed. 16 Carlos Arbeláez Camacho (Fac. Arquitectura) Ed. 15 Leopoldo Rother (Aulas Arquitectura) Ed. 05 Talleres de Diseño Industrial Ed. 06 Cafetería de Arquidiseño
8	Calle 40 con Cra. 7a.	Ático
9	Andén carrera séptima	Ed. 01 Instituto Pensar Casa Navarro
10	Cra. 7a con calle 40	Ed. 13 Centro de Educación Continua
11	Cra. 7a con calle 41	Ed.19 José Celestino Andrade S.J. Baños públicos Ed. 23 Cafetería Central Ed. 34 Alejandro Novoa (debajo de biblioteca)
12	Cra. 7a con calle 41	Ed. 35 Oficina de Vigilancia Ed. 21 Emilio Arango S.J. (Central) Ed. 28 Jesús María Fernández S.J. Banco de Bogotá Ed. 41 Pablo VI
13	Cra. 7a con calle 42 (frente a la Arboleda)	Ed. 44 Salones carrera de Música Cafetería Ed. 45 San Francisco Javier Ed. 49 Auditorio Félix Restrepo S.J. Ed. 50 Félix Restrepo S.J.
14	Cra. 7a con calle 45 (sobre entrada principal básicas)	Ed. 51 Ángel Valtierra S.J. Ed. 52 Carlos Ortiz S.J. Ed. 53 Jesús Emilio Ramírez S.J. 1 Ed. 54 Jesús Emilio Ramírez S.J. 2
15	Calle 41 Con Transversal 5a .	Ed. 46 Salones Facultad de Artes Ed. 67 José Rafael Arboleda S.J. Ed. 115 Don Guillermo Castro S.J. (Parqueadero)
16	Calle 41 con cra. 5a.	Ed. 32 Instituto de Genética Humana Ed. 30 Néstor Santacoloma (Oncología) Ed. 31 Rafael Barrientos Conto (morfología, anfiteatro)

Lo anterior se convirtió en un gran inconveniente para determinar directamente los consumos y los usos del agua, lo cual justificó aún más la ejecución de un completo inventario para determinar los posibles escenarios de infraestructura para el aprovechamiento de las aguas lluvias. Para evaluar los usos del agua, se decidió realizar una serie de visitas a los diferentes edificios de la Universidad, llevando consigo una ficha técnica tipo (Anexo 2), elaborada de acuerdo a los usos básicos del agua en edificios y a otros usos conocidos en ese entonces. Así mismo, se clasificaron los usos en internos y externos (estos últimos de acuerdo a su área de influencia) y se dejaron algunas casillas en blanco para anexar aquellos nuevos usos encontrados. Para realizar estas visitas, se



establecieron diferentes programaciones y se solicitaron los permisos necesarios para poder ingresar a cada edificio sin ningún tipo de restricción.

En efecto, se logró establecer diferentes usos que inicialmente no se conocían, destacándose entre ellos recortadoras de yeso para Odontología, tinas de formol en Morfología y Jacuzzis en el Centro Javeriano de Formación Deportiva. También se determinó que algunos edificios no poseían consumo de agua (Anexo 1). El único edificio no auscultado totalmente fue el Hospital San Ignacio, debido a la complejidad de sus servicios y a restricción de ingreso en algunos sectores.

Seguidamente, la información fue procesada y a cada uso del agua le fue asignado tres dotaciones diferentes de acuerdo a un análisis de escenarios de consumo (mínimo, promedio y máximo) establecidos en diferentes investigaciones (Centro de Producción más Limpia de Medellín, 2009; McCarthy, et al., 2006; Meera & Mansoor Ahammed, 2006). Así mismo, se determinaron las diferentes áreas de interés del campus para aquellas dotaciones que requirieron el conocimiento de las áreas de demanda (Anexo 3). De esta forma, se logró establecer el consumo y el porcentaje de gasto para cada uso en el campus, determinando consigo las edificaciones con mayores consumos.

Tabla 3. Dotaciones utilizadas para el análisis de los usos y consumos de agua.

VALORES TÍPICOS DE GASTOS DE AGUA		Consumo mínimo	Consumo promedio	Consumo máximo
Actividad	Gasto			
Inodoros	80 - 240 lpd	80	140	240
Orinales	30 - 170 lpd	30	80	170
Lavamanos	25 - 100 lpd	25	60	100
Bebida y cocina, lavado de platos	20-100 lpd	20	60	100
Aseo personal (por ducha)	30-150 lpd	30	90	150
Laboratorios	50 - 200 lpd	50	140	200
Oficinas	50 - 150 lpd	50	100	150
Lavado de ropa	10-60 lpd	10	30	60
Lavado de pisos	5 - 40 l/m ²	5	15	40
Lavado de autos (cada vez)	250 - 600 l	250	400	600
Riego de jardines	10 - 35 l/m ²	10	22,5	35
Recortadoras de yeso	20 -60 lpd	20	40	60
Cafeterías	80 - 170 lpd	80	125	170
Restaurantes	90 -200 lpd	90	145	200
Jacuzzi	300 - 700 lpd	300	500	700
Lavamanos laboratorios	80 - 140 lpd	80	110	140
Hospitales	300 – 500 l/d/cama	300	400	500
Lavado zonas duras	10 – 30 l/m ²	10	20	30
Paisajismo	30 l/m ²	30	30	30
Hospitales	300 – 500 l/cama	300	400	500

Modificado de: (Centro de Producción más Limpia de Medellín, 2009; McCarthy, et al., 2006; Meera & Mansoor Ahammed, 2006).

Paralelamente, se tomaron 16 cuentas-contrato pertenecientes a la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá, con el objetivo de obtener el consumo promedio mensual histórico del campus. De esta forma se logró garantizar magnitudes de oferta y demanda de gran confiabilidad para la ejecución de los balances hídricos. La EAAB en marco del Convenio Interinstitucional de Cooperación para el Desarrollo Científico, Tecnológico y de Innovación (Convenio No. 9-07-26100-1060-2008), suministró en medio magnético toda la información de las cuentas contrato de la ciudad, las cuales ascendieron a un total de 12000 unidades, razón por la cual la información requerida tuvo que ser filtrada desde el año 2004 hasta el año 2009 (Anexo 4).

3.3 ANÁLISIS DE LA OFERTA

Con la estimación de las demandas en el campus, seguidamente se realizó el análisis de oferta hídrica, a través de la recopilación de información concerniente a precipitaciones intermensuales de estaciones cercanas al campus. En efecto, se determinó que las estaciones del Instituto Geofísico (Cubierta Ed. Ingenierías) y del Parque Nacional eran las más próximas, pero por carencia de datos consecutivos, estas fueron descartadas. Por esta razón, finalmente se determinó analizar los datos de las estaciones San Diego y San Luis, ubicadas en las cuencas de los ríos Arzobispo (tipo: PG, latitud: 4°37', longitud: 74°04' y elevación: 2700,00) y Arrayanes (tipo: PG, latitud: 4°39', longitud: 74°03' y elevación: 2959,00), respectivamente (Anexo 5), información adquirida en la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá. Finalmente, para determinar la oferta hídrica, se seleccionó la Estación San Luis debido a que presentó la mayor cantidad de datos interanuales consecutivos.

Con la estación definida, se realizó un análisis continuo de precipitaciones entre los años 1936-1987 y 1989-2009 (durante el año 1988 la estación no funcionó). De allí se obtuvieron los promedios mensuales históricos, valores que se multiplicaron por el área total del campus, con lo cual se determinó la oferta máxima de aguas lluvias. Así mismo, partiendo de los principios del Método Racional y realizando algunas modificaciones (establecidas en el numeral 2.4.1) para lograr una mayor aplicabilidad en aguas lluvias se determinaron los coeficientes de escorrentía para las superficies potenciales de captación (Anexo 3) y se realizaron diferentes balances hídricos con el objetivo de examinar los comportamientos de las relaciones oferta-demanda de las aguas lluvias en el campus universitario.

3.4 CONSTRUCCIÓN DE BALANCES HÍDRICOS

Inicialmente se desarrollaron balances hídricos de masas en unidad de cuenca para el campus universitario (Anexo 6). Los resultados mostraron la necesidad de dividir el campus en distintas subcuencas potenciales de aprovechamiento para distribuir de mejor forma los requerimientos de infraestructura, especialmente los tanques de almacenamiento. En ese sentido y de acuerdo a la distribución de las redes de drenaje de aguas lluvias, a la ubicación y sentido de las cubiertas y a la topografía del campus, se identificaron cinco (5)

subcuencas potenciales de aprovechamiento. Así mismo, se solicitó a la Oficina de Planeación del Campus el listado de ubicación de tanques de almacenamiento de agua potable, con el objetivo de definir las áreas potenciales de almacenamiento y evitar incluir aquellas zonas donde se encuentran ubicados dichos tanques.

Seguidamente, de acuerdo a la distribución de lluvias intermensuales tomadas de la estación San Luis y a las áreas potenciales de aprovechamiento ajustadas mediante los coeficientes de escurrimiento, se determinó la oferta promedio para cada subcuenca. De igual modo, conforme a la topografía y la localización, se determinaron las posibles zonas para ser beneficiadas mediante la utilización del agua lluvia, calculando con ello la demanda para cada microcuenca (Anexo 7).

Estos cálculos fueron realizados a través de balances de masas, de acuerdo a la simulación de diferentes escenarios, cuyos resultados incentivaron sucesivamente a la ejecución de nuevos análisis, hasta encontrar los balances ideales según una metodología de ensayo y error (numeral 4.1.2), permitiendo definir, en conjunto con los estimativos de usos y de calidad, los volúmenes de almacenamiento óptimos y los puntos de concentración de la demanda, determinando, en efecto, los primeros requerimientos de infraestructura.

Por su parte, las demandas para los usos externos fueron ajustadas de acuerdo al número de días de no ocurrencia de lluvia (para el riego de zonas verdes) y a los periodos de lavado de fachadas y zonas duras, a través de datos tomados del Atlas Climatológico de Colombia (M. d. M. A. IDEAM, 2005) y consultas sobre los periodos regulares de lavado en la Universidad, respectivamente. Este ajuste permitió reducir la demanda en cada subcuenca de análisis y con ello, el dimensionamiento de los tanques de almacenamiento en las tres subcuencas definidas luego de los análisis y ajustes realizados (Campo de fútbol, CJFD- Barón y Pasarelas).

3.5 MODELO DIGITAL DE ELEVACIONES

Debido a que la Universidad no contaba con planos generales actualizados, completamente georreferenciados y con ejes altimétricos definidos, los diversos planos conseguidos fueron examinados y complementados entre sí. Por esta razón, se tuvo que comprobar que la georreferenciación de las redes sanitarias era correcta, para lo cual, se alquiló un GPS Garmin Colorado 300 y un altímetro de precisión; mediante una previa calibración de los equipos, se recorrió el campus en tres diferentes campañas de medición, buscando contrastar la ubicación planimétrica con las ubicaciones *in situ*, realizando paralelamente el inventario de las redes de drenaje y con ello el ajuste de los planos.

Posteriormente, se unieron todos los datos de las tres campañas en un único proyecto y se proyectaron espacialmente los diferentes *datum* de Bogotá WGS 1984 a coordenadas Geográficas-Sudamérica-Bogotá y posteriormente a Datum- Bogotá- Colombia - Zone. De esta forma se adecuaron las coordenadas y se importaron las capas de AutoCAD para ser transformadas en *Shapefile* del programa ArcGIS. Por esta razón, se analizaron los datos del *track* (puntos, curvas de nivel, polígonos y en general todos aquellos datos necesarios).

Así mismo, se recrearon las diferentes zonas de la Universidad mediante polígonos, realizando los procesos respectivos de generación y habilitando el modo edición para dibujarlos según el *target*. De igual forma, se calcularon las diferentes áreas para asignación de usos. Justamente, la toma de más de 2000 puntos referentes a *tracks*, rejillas, pozos, hitos y lugares de información (redes no encontradas en los planos, esquinas de la universidad, etc.), permitió una completa georreferenciación del sistema de redes y la topografía del campus en sistema ArcGIS.

Con la anterior información, se elaboró el Modelo Digital de Elevaciones (MDE), el cual fue analizado mediante las herramientas ArcMAP y ArcSCENE. Para ello, se cargaron las extensiones *3d* y *Spatial*, y se utilizó la herramienta *Spatial analyst-options-extend*. Posteriormente, se acomodó la visualización de tal forma que incluyera a todos los puntos. Seguidamente, se analizaron los diferentes modelos existentes: *Kriging*, *Spline* e *Invert Distance* y se generó el primer MDE del campus, el cual tuvo que ser suavizado para eliminar errores y obtener con ello una mayor confiabilidad. Estos planos sirvieron como base para la generación de la topología del campus y el diseño de redes en el programa WaterCAD.

3.6 MODELACIÓN HIDRÁULICA DE REDES

La modelación hidráulica fue realizada mediante la utilización del Software WaterCAD, perteneciente a la multinacional norteamericana Bentley, el cual permite simular variedad de estructuras hidráulicas en redes, tales como embalses, sistemas de acueducto, redes de distribución, bombas, reservorios, tanques de almacenamiento y estructuras de entrega, a través de herramientas que permiten interpretar el sistema mediante bases topológicas y numéricas (Arniella & Gianella, 2004). WaterCAD solicitó como entrada todos aquellos datos geográficos y físicos a ser modelados topológicamente.

A continuación, el sistema accedió al análisis de diferentes escenarios y alternativas de acuerdo a la variabilidad de materiales, factores condicionantes, usos, ofertas, demandas y restricciones de servicio. Seguidamente el programa generó los primeros análisis a través de las ecuaciones de conservación de masa y conservación de energía permitiendo, por último, la estimación de análisis actuales y futuros en cada uno de los escenarios planteados y el sistema de modelación utilizado (Arniella & Gianella, 2004).

Para el caso de la red de distribución, se introdujeron los datos necesarios para que el modelo simulara el flujo del agua en las tuberías y la presión en los nudos a través de un sistema de líneas conectadas entre sí por sus extremos totalmente identificados y con propiedades individuales. Seguidamente, se establecieron los niveles del agua en los tanques y reservorios, así como los tiempos de permanencia del agua en la red (Arniella & Gianella, 2004; Joshi, et al., 2004). La figura 2 describe el proceso de desarrollo de un modelo hidráulico en WaterCAD.

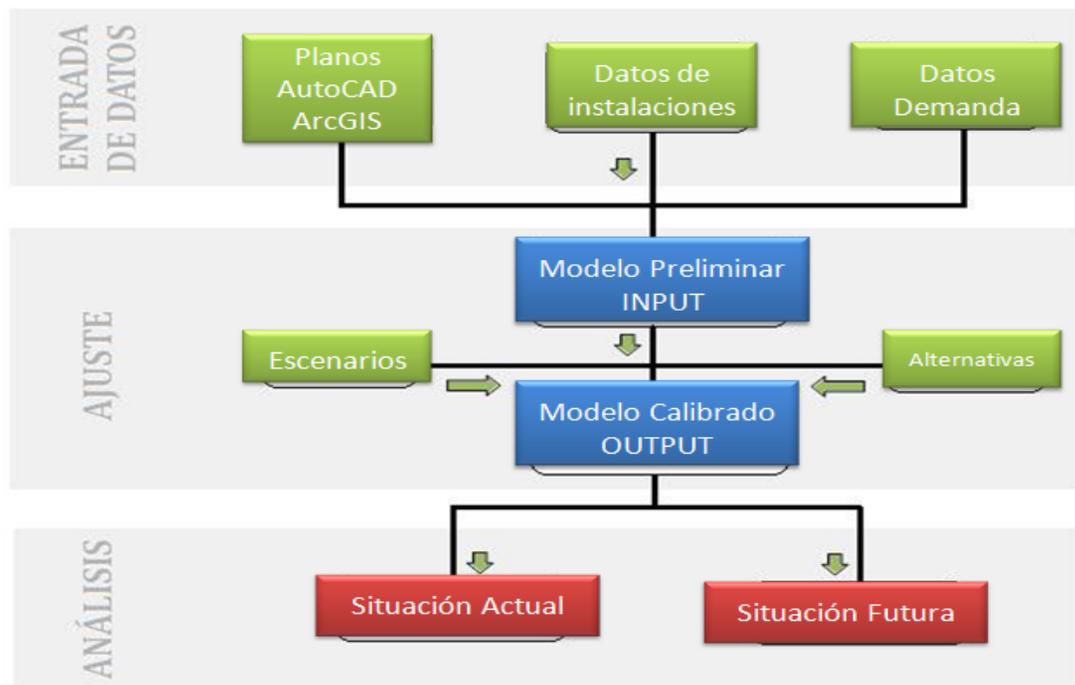


Figura 2. Proceso de desarrollo del modelo hidráulico. Modificado de: (Arniella & Gianella, 2004).

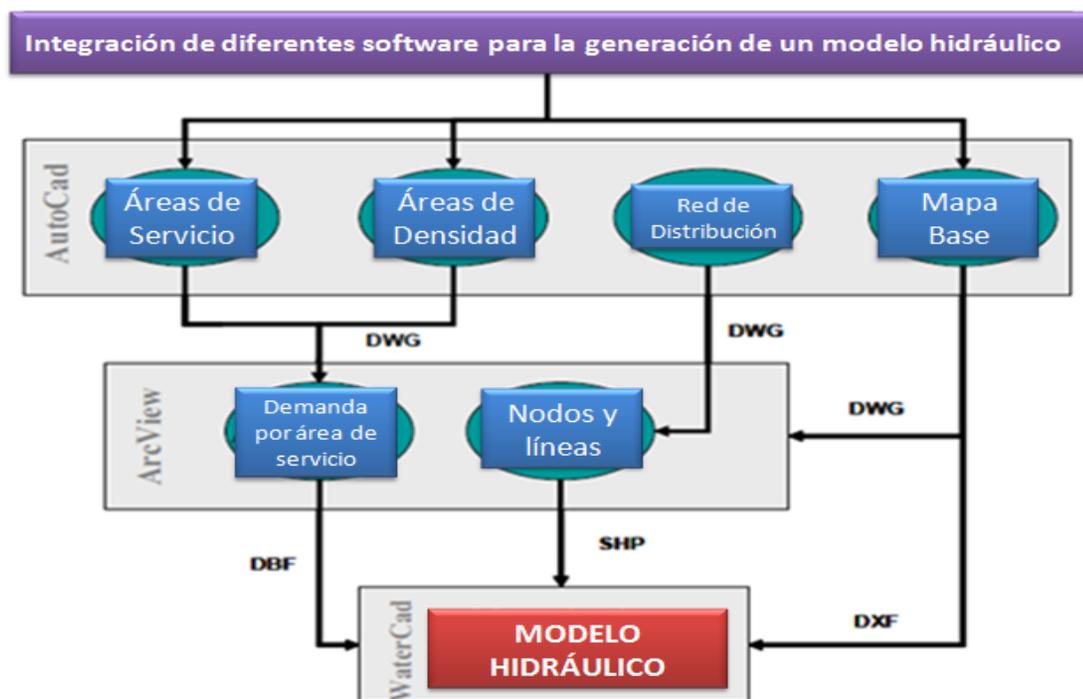


Figura 3. Integración de diferentes programas en la generación de un modelo hidráulico. Modificado de: (Arniella & Gianella, 2004).

Dentro de los software de mayor compatibilidad con WaterCAD se encuentra el programa ArcGIS (Arniella & Gianella, 2004; Joshi, et al., 2004), el cual, mediante un completo Sistema de Información Geográfica SIG (GIS en inglés), tiene la capacidad de agrupar, almacenar, transformar, analizar y cartografiar datos geográficos de forma precisa e interactiva para, a partir de ello georreferenciarlos, es decir darles una ubicación en coordenadas reales de la Tierra, generando un modelo real y a escala de un territorio al cual se le desea conocer, supervisar y/o analizar de una forma rápida y verídica (Acueducto de Bogotá, 2009; Escuela Naval Almirante Padilla, 2009). De acuerdo a los resultados del análisis consolidado de estos programas es mucho más fácil, real y dinámico el estudio de las redes de distribución de un sistema de abastecimiento, en lugar de diseñar iterativamente o de acuerdo a las recomendaciones de los reglamentos generales de diseño locales, en este caso del RAS 2000.

Para realizar la modelación hidráulica de las tres subcuencas finalmente escogidas, inicialmente se realizó la inclusión de la infraestructura definida y la transferencia de los planos de ArcGIS a WaterCAD. El trazado de las redes en WaterCAD fue realizado por nodos de diseño. Cada nodo correspondió a una variación significativa de la red, en altura y en planta, y a los puntos donde se ubicaron los sistemas de entrega. Así mismo, se adjudicó la oferta, la demanda y la topología para definir, seguidamente, los escenarios para cada subcuenca potencial de aprovechamiento. De este análisis surgieron los primeros escenarios y alternativas, todos ellos regidos por la variación de la demanda, utilizando (i) los caudales admitidos de demanda máxima para las tuberías seleccionadas, (ii) las demandas de acuerdo a los coeficientes de simultaneidad de los aparatos sanitarios y (iii) los niveles de demanda máxima establecidos en el título B del RAS 2000. Por tanto, cada uno de los escenarios fue analizado según las anteriores alternativas.

Así mismo, se definieron nuevos escenarios de diseño, logrando especificar 12 posibles requerimientos de infraestructura, teniendo en cuenta que las modelaciones hidráulicas fueron simuladas mediante periodos estáticos, visualizando de esta forma su comportamiento (presiones de servicio, velocidades, caudales circulantes, tiempos de almacenamiento, entre otros) y correcciones sistémicas (adición o sustracción de elementos hidráulicos). De esta forma, se logró determinar los requerimientos de infraestructura más factibles desde el punto de vista técnico, estableciéndose decisivamente las estructuras de captación, los tiempos de retención, las dimensiones de los almacenamientos, los accesorios y válvulas de regulación necesarios (condiciones de funcionamiento), así como las zonas críticas y obras varias (excavaciones, áreas de intervención, etc.).

Con los resultados de las modelaciones hidráulicas definitivas, la siguiente tarea fue seleccionar las tecnologías de tratamiento más adecuadas a las necesidades de suministro, de acuerdo al inventario de usos y la calidad del agua lluvia en el campus universitario.

3.7 SELECCIÓN DE TECNOLOGÍAS DE TRATAMIENTO

La Facultad de Ingeniería a través de los grupos de investigación Hidrociencias e ISAD, en conjunto con el presente trabajo de grado, iniciaron las actividades de toma de muestras de aguas lluvias en el campus, determinando en el laboratorio de calidad de aguas del Departamento de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Javeriana, la posible presencia de elementos contaminantes a través de análisis físico-químicos, microbiológicos, metales pesados, grasas y aceites, compuestos volátiles, orgánicos y compuestos fúlvicos, siguiendo los estándares recomendados por las normas técnicas: Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater (1998) y la norma ISO 9308-1 (2002) para Escherichia Coli (L. J. Torres A., et al., 2009). Estos muestreos fueron realizados en diferentes puntos del campus, los cuales fueron seleccionados de acuerdo a zonas estratégicas por ubicación, topografía, potencial de aprovechamiento, funcionamiento y características constructivas.



PUNTOS DE MUESTREO

1. Campo de fútbol: Dren principal
2. Campo de fútbol: Canal Norte
3. Campo de fútbol: Canal Sur
4. Edificio parqueaderos: Cubierta
5. Edificio parqueaderos: Dren sótano
6. Facultad de Ingeniería: Cubierta
7. Edificios de aulas No. 2: Cubierta
8. Edificios de aulas No. 27: Cubierta
9. Talleres de arquitectura: Cubierta
10. Sumidero vía hacia parqueadero

Figura 4. Ubicación de puntos de muestreo en el campus de la PUJB. Modificado de: (L. J. Torres A., et al., 2009).

De esta forma, entre el año 2009 y 2010 se efectuaron en total once campañas de medición de calidad de aguas de escorrentía. Los resultados fueron contrastados con estándares de calidad y documentos relacionados a nivel nacional (Ministerio de Salud República de Colombia, 1984) e internacional (Asano, 2007; EU, 1998, 2006; Gilbert, et al., 1982; Lazarova, et al., 2003; MLIT, 2005; Pescod, 1992; U.S. EPA, 2004; WHO, 2006). La investigación concluyó que el agua lluvia no era apta para ningún uso en el campus sin previo tratamiento (L. J. Torres A., et al., 2009). Del total de puntos evaluados se tomaron los resultados de los análisis referentes a los puntos 1 y 4 concernientes a la subcuenca Campo de fútbol y los puntos 7 y 10, de la subcuenca CJFD-Barón (Anexo 7), de los cuales se determinó, a través de normas nacionales e internacionales (Ministerio de Salud de Colombia, EPA, WHO, etc.), que generalmente la calidad del agua lluvia no es apta para ningún uso en el campus sin tratamiento previo.

En consecuencia, se procedió a analizar diferentes tecnologías de tratamiento adecuadas para reducir aquellos parámetros contaminantes recurrentes en las aguas lluvias examinadas (Anexo 12). Desde el punto de vista teórico, se tomaron en cuenta procesos de tratamientos físicos, químicos, naturales y combinados para poder ser aplicados según los usos finales del aprovechamiento y las restricciones topológicas del campus, de las cuales se escogieron las más provechosas, entre las cuales figuran procesos de filtración lenta en arena FLA, filtración en múltiples etapas FIME, biofiltración, pavimentos porosos, etc.

3.8 ANÁLISIS FINANCIERO

Con el diseño y la definición de la totalidad de los requerimientos de infraestructura de acuerdo a su viabilidad técnica, seguidamente se realizó el análisis de costos, para lo cual se calcularon las cantidades de obra y los costos relativos al mercado para cada uno de los ítems estipulados, incluyendo en ellos el valor de la mano de obra. De esta forma se logró cuantificar las inversiones económicas necesarias para poner en marcha el proyecto de aprovechamiento.

Así mismo, se realizó la evaluación financiera a través de herramientas como el Valor Presente Neto VPN, la Tasa Interna de Retorno TIR, la relación Costo/Beneficio y el Punto de Equilibrio, los cuales fueron complementados con un análisis de fiabilidad volumétrica de los tanques de almacenamiento, con el objetivo de conocer la factibilidad económica, los periodos de recuperación de la inversión y las bondades económicas que el proyecto puede generar frente a la reducción del consumo de agua del sistema de acueducto. Como última instancia, se desarrollaron todas aquellas discusiones de los resultados obtenidos y se dedujo la viabilidad del RWH en el campus universitario.



4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 METODOLOGÍA PLANTEADA

Los resultados obtenidos en el presente trabajo de grado son producto de una metodología especial basada en el análisis de oferta, usos y consumos de agua, generación de diferentes escenarios de aprovechamiento y análisis económicos con el objetivo de determinar los requerimientos de infraestructura óptimos para ser aplicados en el campus universitario. Por ende, a continuación se presentan los resultados del estudio:

4.1.1. Relaciones Oferta-Demanda

La recopilación de información a través de la ficha técnica digitalizada en Excel, en conjunto con el análisis de dotaciones, permitió determinar los consumos de agua para tres escenarios: Mínimo, promedio y máximo, de acuerdo a la gama de usos encontrados en el campus universitario, lográndose por primera vez, la obtención del consumo en cada uno de sus edificios y zonas externas.

Tabla 4. Consolidado de consumos por edificio en el campus de la PUJB.

No.	Edificio	Consumo (LPD)		
		Mínimo	Promedio	Máximo
1	Ed. 28 Jesús María Fernández S.J. (Biblioteca)	7100	10440	15260
2	Ed. 21 Emilio Arango S.J. (Central)	7441	10006	13561
3	Ed. 02 Fernando Barón	13613	20173	29518
4	Ed. 94 Pedro Arrupe (Teología)	7085	11125	17045
5	Ed. 95 Manuel Briceño Jáuregui S.J. (Psicología)	6346	10946	17526
6	Ed. 115 Guillermo Castro (Parqueadero)	15216	20666	27396
7	Ed. 27 José del Carmen Acosta S.J.	2748	4248	6448
8	Ed. 11. José Gabriel Maldonado S.J. (Ingenierías) Ed. 12 Luis Felipe Silva (laboratorios Ingeniería)	12825	23360	38510
10	Ed. 91 Centro Javeriano de Formación Deportiva	5989	9454	13539
11	Ed. 67 José Rafael Arboleda S.J.	13460	19775	28745
12	Ed.25 Facultad de Odontología	17217	25552	35072
13	Ed 18 Talleres de Arquitectura	1173	1698	2478
14	Ed. 03 Gabriel Giraldo S.J.	9003	14440	21748
15	Ed. 09 Julio Carrizosa Valenzuela	2277	3897	6297
16	Ed. 16 Carlos Arbeláez Camacho (Facultad de Arquitectura y diseño)	1277	2147	3287
17	Ed. 15 Leopoldo Rother (Aulas Arquitectura y diseño)	1478	2263	3403
18	Ed. 05 Talleres de Diseño Industrial	620	670	720
19	Ed. 23 Cafetería Central	720	825	975



No.	Edificio	Consumo (LPD)		
		Mínimo	Promedio	Máximo
20	Ed. 34 Alejandro Novoa (Debajo de biblioteca)	3117	7317	10587
21	Ed. 35 Oficina de Vigilancia (frente a biblioteca)	134	219	309
22	Eds. 53 y 54 Jesús Emilio Ramírez S.J. (Ciencias)	8691	14971	23051
24	Ed. 50 Félix Restrepo, Ed. 51 Ángel Valtierra y Ed. 52 Carlos Ortiz S.J.	23181	78051	111751
27	Eds. 49 Auditorio Félix Restrepo	2651	3601	4941
28	Ed. 45 San Francisco Javier (capilla y oficinas)	867	1477	2217
29	Ed. 41 Pablo VI (Facultad de Artes)	4393	7508	11963
30	Ed. 42 Salones Facultad de Artes	1635	2620	3820
31	Ed. 46 Cataluña	346	531	801
32	Ed. 32 Instituto de Genética Humana	1559	2739	4034
33	Ed. 31 Rafael Barrientos Conto (Aulas Medicina-Morfología)	6244	14654	20314
34	Ed. 30 Néstor Santacoloma (Oncología)	4567	12427	18107
35	Ed.19 José Celestino Andrade S.J. (Ofs. C. Sociales y WC públicos)	3152	4947	7432
36	Ed. 13 Centro de Educación Continua	980	1850	2980
37	Ed. 01 Instituto Pensar Casa Navarro	600	910	1220
38	Ed. 96 Galpón Talleres de Arte	498	1988	2788
39	Ed. 04 Dirección Administrativa (Ofs. Campus y Construcciones)	4281	6476	9356

Así mismo, se realizó la clasificación de consumo de cada uno de los edificios evaluados, de acuerdo a tres categorías: altos, medios y bajos consumidores. De este análisis se obtuvo que los edificios que demandan mayores volúmenes diarios de agua son: el conjunto de edificios de Ciencias Básicas, la Facultad de Odontología, el edificio de Ingeniería, el bloque de Parqueaderos, el edificio Fernando Barón y el Edificio José Rafael Arboleda (en el cual se encuentran las Facultades de Estudios Ambientales, Comunicación y Lenguaje, la Editorial Javeriana, Javegraf, aulas de clase, y el Instituto de Bioética). Por el contrario, las oficinas de vigilancia, el edificio Cataluña, los Talleres de Diseño Industrial y la Cafetería Central, se caracterizaron por ser los edificios de menor consumo de agua.

Tabla 5. Clasificación de edificios por tendencia de consumo.

No.	Edificio	Consumo promedio (LPD)	Categoría
1	Ed. 50 Félix Restrepo, Ed. 51 Ángel Valtierra y Ed. 52 Carlos Ortiz S.J.	78051	Alto Consumidor
4	Ed.25 Facultad de Odontología	25552	
5	Ed. 11. José Gabriel Maldonado S.J. (Ingenierías) Ed. 12 Ed. 12 Luis Felipe Silva (laboratorios Ingeniería)	23360	
7	Ed. 115 Guillermo Castro (Parqueadero)	20666	
8	Ed. 02 Fernando Barón	20173	
9	Ed. 67 José Rafael Arboleda S.J.	19775	
10	Eds. 53 y 54 Jesús Emilio Ramírez S.J. (Ciencias)	14971	
12	Ed. 31 Rafael Barrientos Conto (Aulas Medicina-Morfología)	14654	



No.	Edificio	Consumo promedio (LPD)	Categoría
13	Ed. 03 Gabriel Giraldo S.J.	14440	Alto Consumidor
14	Ed. 30 Néstor Santacoloma (Oncología)	12427	
15	Ed. 94 Pedro Arrupe (Teología)	11125	
16	Ed. 95 Manuel Briceño Jáuregui S.J. (Psicología)	10946	
17	Ed. 28 Jesús María Fernandez S.J. (Biblioteca)	10440	
18	Ed. 21 Emilio Arango S.J. (Central)	10006	
19	Ed. 91 Centro Javeriano de Formación Deportiva	9454	Consumidor Medio
20	Ed. 41 Pablo VI (Facultad de Artes)	7508	
21	Ed. 34 Alejandro Novoa (Debajo de biblioteca)	7317	
22	Ed. 04 Dirección Administrativa (Ofs. Campus y Construcciones)	6476	
23	Ed.19 José Celestino Andrade S.J. (Ofs. C. Sociales y WC públicos)	4947	
24	Ed. 27 José del Carmen Acosta S.J.	4248	
25	Ed. 09 Julio Carrizosa Valenzuela	3897	
26	Eds. 49 Auditorio Félix Restrepo	3601	
27	Ed. 32 Instituto de Genética Humana	2739	
28	Ed. 42 Salones Facultad de Artes	2620	
29	Ed. 15 Leopoldo Rother (Aulas Arquitectura y diseño)	2263	
30	Ed. 16 Carlos Arbeláez Camacho (Facultad de Arquitectura y diseño)	2147	
31	Ed. 96 Galpón Talleres de Arte	1988	
32	Ed. 13 Centro de Educación Continua	1850	
33	Ed. 18 Talleres de Arquitectura	1698	
34	Ed. 45 San Francisco Javier (capilla y oficinas)	1477	
35	Ed. 01 Instituto Pensar Casa Navarro	910	
36	Ed. 23 Cafetería Central	825	
37	Ed. 05 Talleres de Diseño Industrial	670	
38	Ed. 46 Cataluña	531	
39	Ed. 35 Oficina de Vigilancia (frente a biblioteca)	219	

Por su parte, se analizaron los consumos totales generados en cada escenario, discriminando, a partir del consumo diario, los gastos totales por mes. Estos resultados fueron confrontados con las cuentas-contrato de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá EAAB, lográndose obtener magnitudes relativamente similares. Aunque la diferencia no es mucha, esta puede suceder por sistemas no evaluados y posibles fugas, variable no analizada dentro del presente estudio.

Tabla 6. Resultado de análisis de escenarios, sin incluir el Hospital San Ignacio.

Escenarios	Consumo total (LPD)	m ³ /día	No. días	m ³ /mes	Vr / m ³	Vr total por mes
Consumo mínimo	294364,84	294,36	30	8830,945	1916	\$ 16.920.090,83
Consumo promedio	496239,84	496,24	30	14887,19	1916	\$ 28.523.865,83
Consumo máximo	717854,84	717,85	30	21535,64	1916	\$ 41.262.296,03

Adicionalmente, se logró determinar que el Hospital San Ignacio posee un consumo que oscila entre el 55 % y el 64 % del gasto total estimado para el campus de la PUJB. No obstante, el hospital San Ignacio no fue incluido dentro del listado de usos finales del campus, debido a las necesidades de suministro de agua potable.

Tabla 7. Resultado de análisis de escenarios, incluyendo el Hospital San Ignacio.

Escenarios	Consumo total (LPD)	M3/día	No. días	M3/mes	Vr / m2	Vr total por mes
Consumo mínimo	534364,84	534,36	30	16030,94	1916	\$ 30.715.290,83
Consumo promedio	816239,84	816,24	30	24487,19	1916	\$ 46.917.465,83
Consumo máximo	1117854,84	1117,85	30	33535,64	1916	\$ 64.254.296,03

Paralelamente, el análisis del escenario promedio permitió determinar la magnitud media de consumo de cada uso del agua en el campus, lo cual se convirtió en la fuente principal para determinar el porcentaje de uso frente al consumo total de agua en el campus.

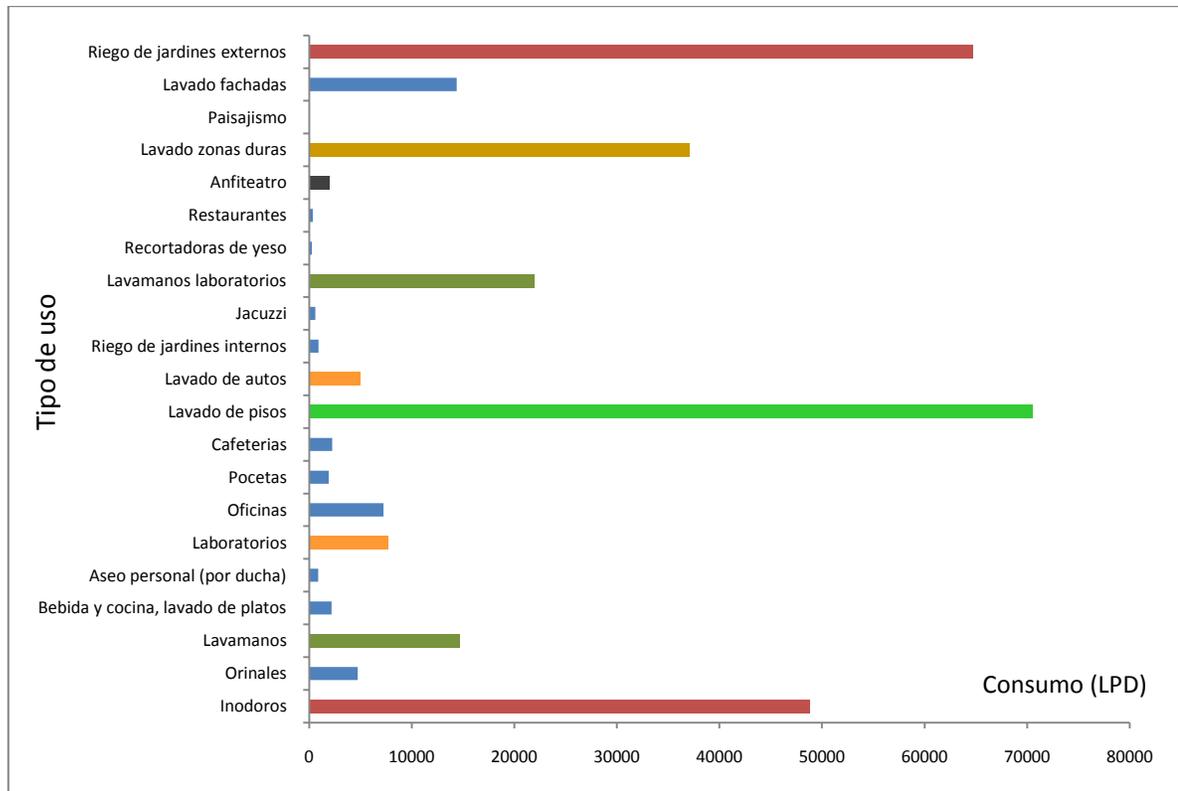


Figura 5. Consumo de agua en el campus de la PUJB, según inventario de usos.

De la Figura 5 y la Tabla 7 se deduce que el lavado de pisos, en conjunto con el riego de jardines externos, la descarga de inodoros, el lavado de zonas duras y los distintos tipos de lavamanos, son los usos que mayor demanda poseen, en contraste con el paisajismo, las recortadoras de yeso, los restaurantes y los orinales, los cuales se encuentran entre los usos



de menor consumo. Este último, en su relación con los inodoros, presentó un consumo relativamente bajo, debido a que desde hace aproximadamente dos años, se han instalado orinales secos en diferentes edificios, lo cual ha reducido significativamente el consumo. Así mismo, de la Tabla 8 se puede analizar que los usos que necesitan esencialmente el agua potable (lavamanos, laboratorios, oficinas, cafeterías, bebida, duchas, jacuzzi y lavado de platos), corresponden tan sólo al 20 % del total de los usos del campus, valor fundamental para justificar el aprovechamiento de las aguas lluvias para usos no potables, puesto que podría suplir hasta en un 80 % las necesidades de agua en el campus.

Tabla 8. Porcentaje de usos del agua en el campus de la PUJB.

No.	Tipo de Uso	LPD	Uso en %
1	Lavado de pisos	70507	23%
2	Riego de jardines externos	64710	21%
3	Inodoros	48880	15%
4	Lavado zonas duras	37138	12%
5	Lavamanos laboratorios	22000	7%
6	Lavado fachadas	14378	5%
7	Lavamanos	14650	5%
8	Laboratorios	7700	3%
9	Oficinas	7250	2%
10	Lavado de autos	5000	2%
11	Orinales	4740	1%
12	Cafeterías	2240	1%
13	Bebida y cocina, lavado de platos	2180	1%
14	Anfiteatro	2000	1%
15	Pocetas	1900	1%
16	Otros	3030	1%

Por su parte, la filtración de los datos de consumos históricos de las cuentas-contrato suministradas por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá EAAB, sirvió para contrastar los resultados del análisis de usos del agua en el campus y para determinar los consumos reales, los cuales varían mensual y anualmente.

Se logró establecer que la demanda mensual promedio en el campus varía sustancialmente, destacándose un consumo bimodal. Los periodos de mayor consumo corresponden a los meses de mayor actividad académica semestral (Febrero-Mayo y Agosto-Noviembre), mientras que el consumo se reduce sustancialmente en los periodos intersemestrales (Diciembre-Enero y Junio-Julio). El mes de mayor consumo suele ser Septiembre y el de menor gasto el mes de Enero.

De acuerdo con la información suministrada por la Oficina de Planeación de la PUJB, esto parece justificarse porque la mayoría de los cursos ofrecidos por Educación Continua se realizan en los meses de Marzo y Septiembre. De igual forma, en casi todo el mes de enero la Universidad cierra sus puertas, con lo cual el consumo se reduce sustancialmente.

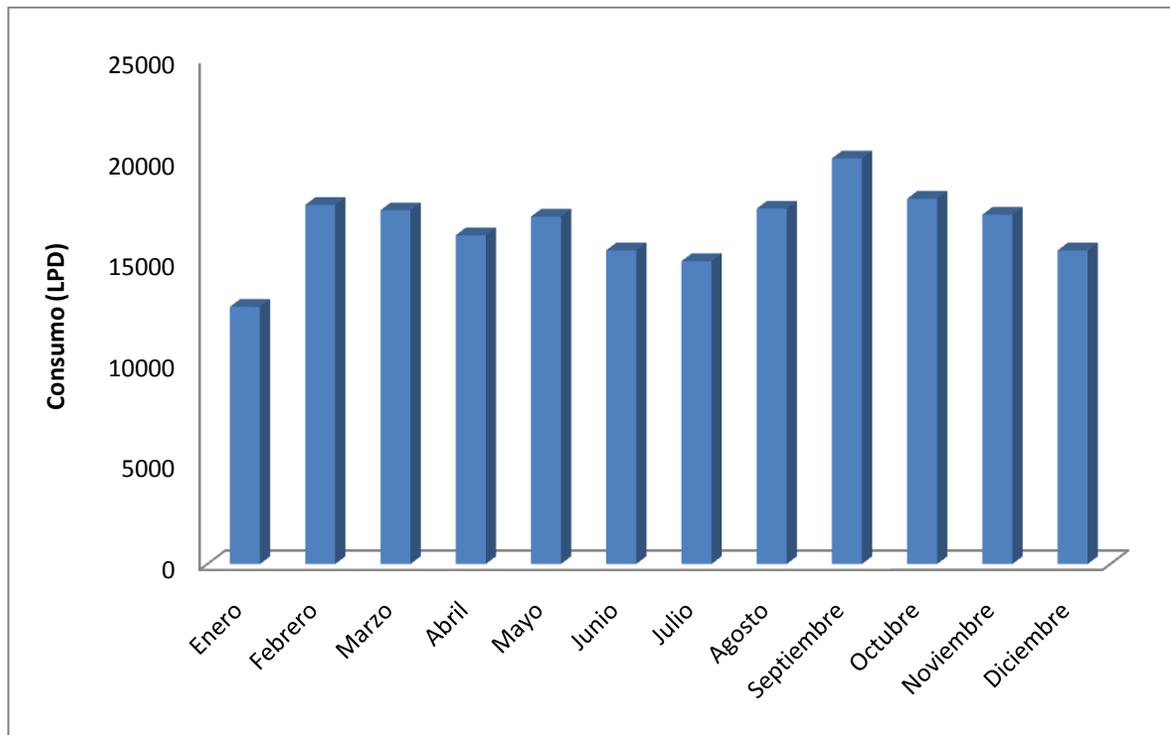


Figura 6. Promedio de consumo mensual en el Campus principal PUJB.

Por otra parte, se logró establecer que la Pontificia Universidad Javeriana consume en su campus principal aproximadamente $16.650,54 \text{ m}^3$ de agua por cada mes, así como $199.806,54 \text{ m}^3$ en el año, lo cual equivale a cancelar a la EAAB un valor promedio de \$63.804.880,13 bimensualmente y un total ponderado de \$382.829.280,77 al año. Estos valores fueron confrontados con algunas facturas que la Oficina de Administración del Campus suministró y tanto las cantidades medidas como los valores recaudados son muy similares.

Por su parte, aunque la Oficina de Administración del Campus de la Pontificia Universidad Javeriana ha intentado reducir los volúmenes de consumo de agua en la institución a través de estrategias de reducción en la fuente, programas de gestión eficiente del recurso hídrico, campañas de culturización y medidas como la instalación de orinales secos, válvulas mariposa y otros dispositivos ahorradores, estas disposiciones no han permitido la reducción sustancial del consumo, puesto que los resultados de las cuentas contrato de la EAAB demuestran que históricamente el consumo del agua se redujo entre los años 2004 y 2007, pero nuevamente aumentó entre los años 2008 y 2009, en magnitudes que se situaron por encima del consumo total del año 2004. No obstante, la Universidad ha aumentado significativamente la población estudiantil en los últimos años, factor que puede ser la razón fundamental de aumento del consumo.

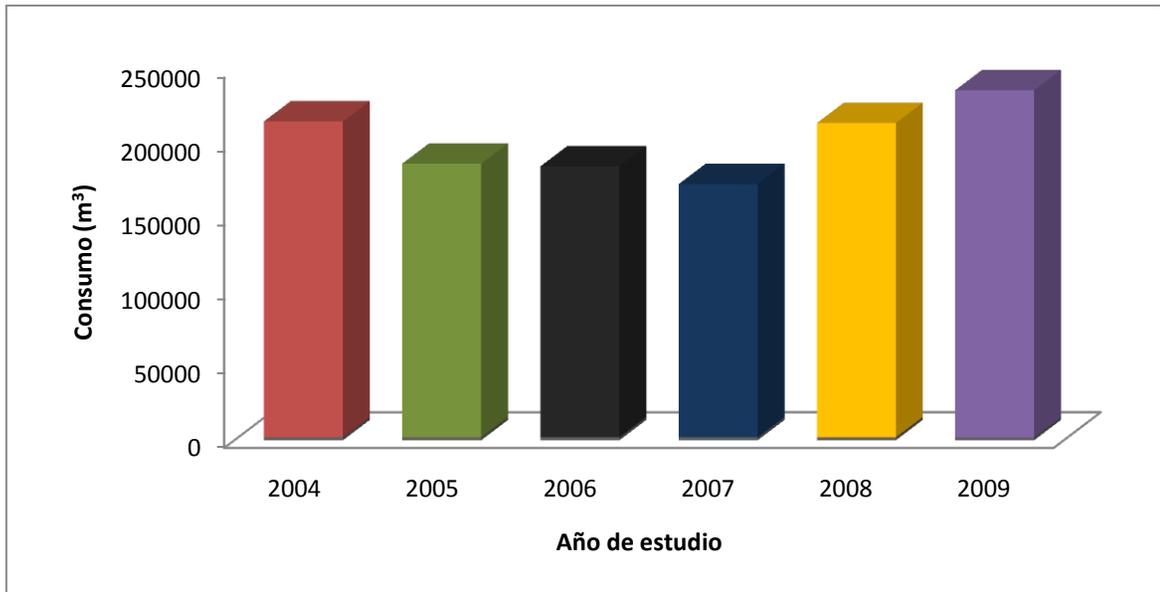


Figura 7. Consumo Anual de agua en el campus de la PUJB.

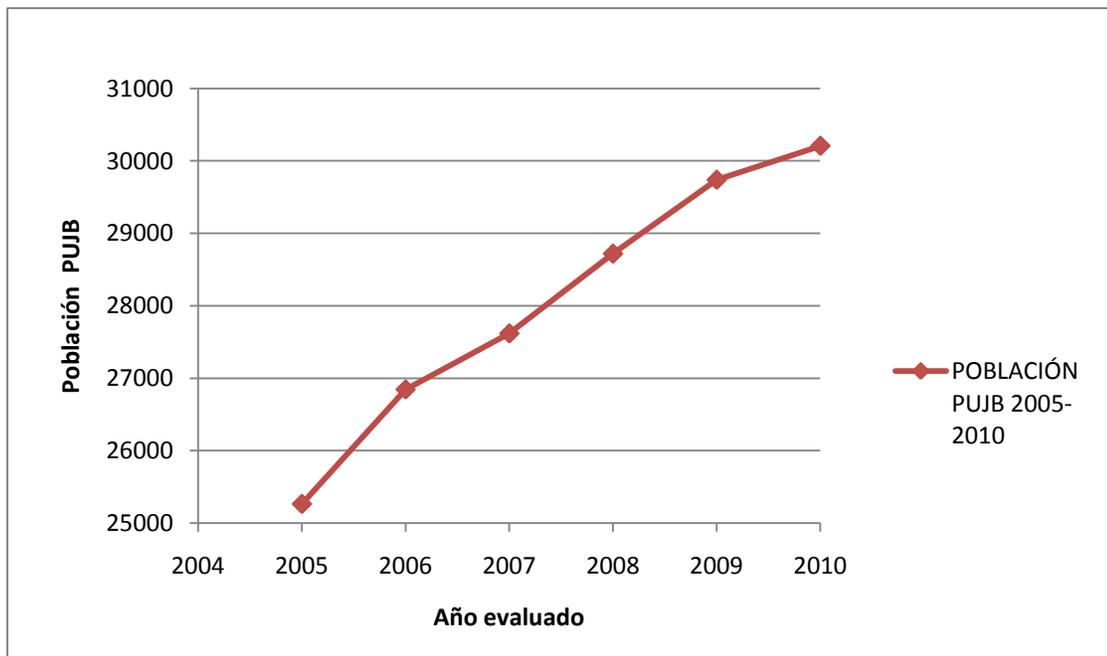


Figura 8. Población Pontificia Universidad Javeriana. Fuente: Oficina de Planeación PUJB.

En cuanto a la oferta hídrica, el análisis realizado a los datos de la Estación San Luis permitió establecer que en promedio la precipitación anual de la zona es de 1007,6 mm de agua lluvia, cifra muy cercana a las registradas por las estaciones hidrológicas más antiguas de Bogotá: Observatorio Meteorológico de Bogotá (972 mm) y Aeropuerto EL Dorado

(818 mm) (M. d. M. A. IDEAM, 2005). La estación San Luis registra una mayor magnitud de precipitaciones anuales. Por tanto, a través de un análisis de datos de un periodo de 67 años, se obtuvo la precipitación mensual promedio de la zona. Cada magnitud mensual fue multiplicada por el área potencial de captación de las superficies escogidas en cada una de las subcuencas, acudiendo a los principios del Método Racional. De esta forma, se obtuvo la máxima oferta hídrica (Anexo 6).

4.1.2 Balances Hídricos

De acuerdo a la distribución de las redes de drenaje de aguas lluvias, a la ubicación y sentido de las cubiertas y a la topografía, se determinaron las áreas potenciales de captación de aguas lluvias en el campus, generando balances de masas que fueron obtenidos de acuerdo a las relaciones oferta-demanda de las áreas y usos estipulados. A continuación se planten diferentes escenarios que mediante la metodología de ensayo-error permitió la definición del porcentaje de aprovechamiento y los volúmenes necesarios para satisfacer las demandas.

4.1.2.1 Escenario 1: Aprovechamiento de aguas lluvias para el suministro del 100 % de los usos (Tabla 7), mediante recolección que incluya el área total del campus.

Como primer escenario se determinó suplir el total de usos en el campus; por ende, el agua lluvia necesitaría ser potabilizada. El presente contexto representó el escenario ideal que sirvió como punto de partida para el análisis de los valores de demanda y oferta, teniendo en cuenta que es casi imposible captar aguas lluvias en la totalidad del área del campus por causa de la topografía, las superficies y los potenciales de aprovechamiento.

Como resultado del análisis, se demostró que tan sólo en los meses de Abril, Octubre y Noviembre la oferta supera el consumo de agua en el campus (ver figura 9). Así mismo, el mes de mayo obtuvo casi una igualdad entre las variables, pero presenta un déficit mínimo de agua. Por esta razón, si bien es cierto que estos períodos concuerdan con el período de lluvias bimodal de la zona andina, se determinó el comportamiento de lluvias y demandas acumuladas para reconocer la tendencia final del escenario con miras a realizar un análisis más detallado.

Así mismo, la Figura 10 es clara: la demanda es mayor a la oferta; razón por la cual, se deduce que siendo este el escenario ideal de aprovechamiento, no es factible utilizar el agua lluvia para suplir totalmente el servicio de acueducto que actualmente suministra la EAAB. En consecuencia, se analizó un segundo escenario utilizando el 80 % de los usos del agua, es decir, descartando el suministro de agua lluvia para los usos potables en el campus.

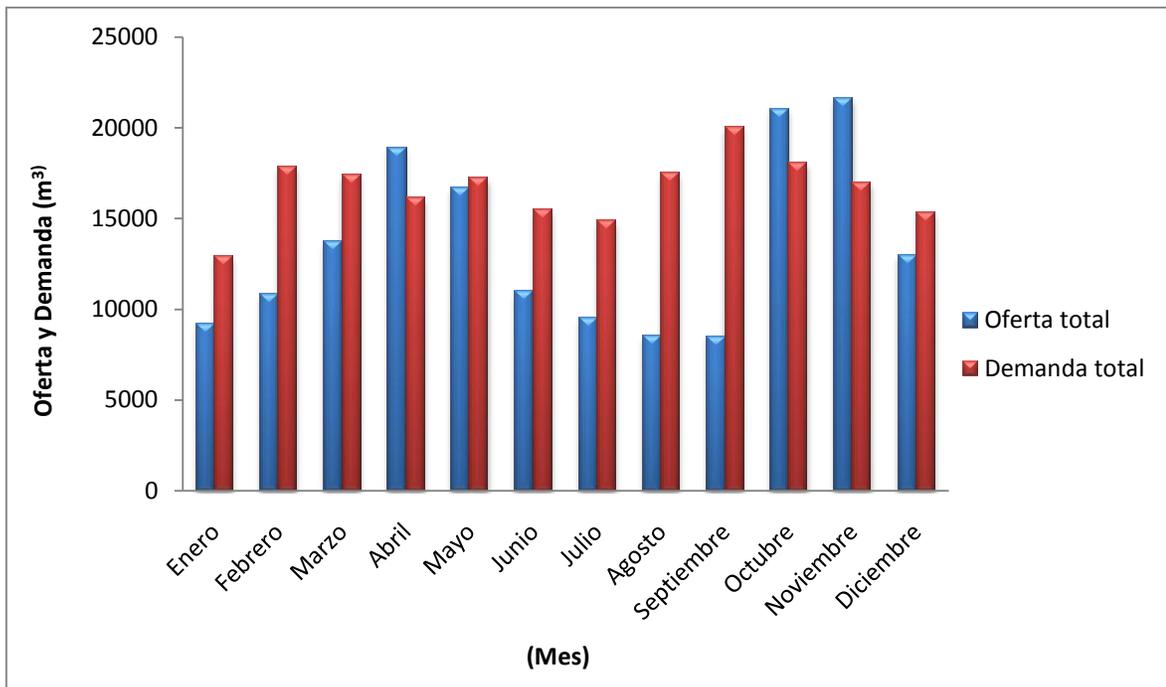


Figura 9. Relación Oferta – Demanda Mensual para el Escenario 1.

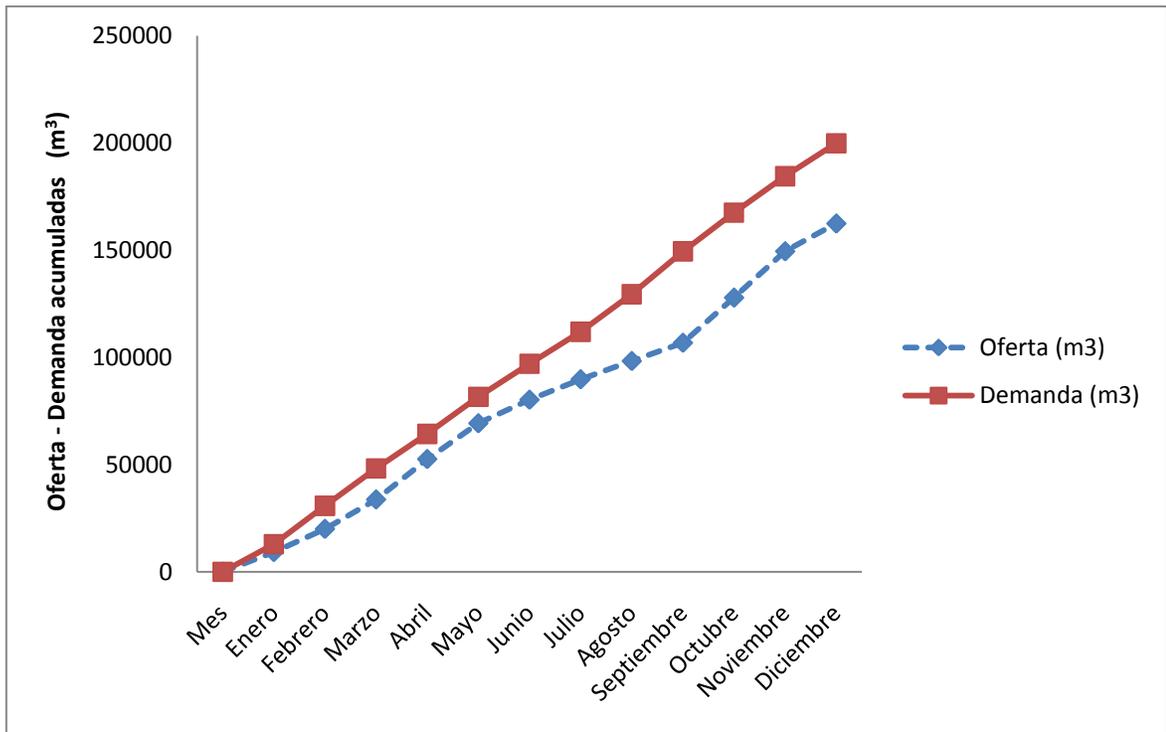


Figura 10. Análisis de oferta y demanda acumuladas para el escenario 1.

4.1.2.2 Escenario 2: Aprovechamiento del agua lluvia para usos no potables, a través de una captación en todo el campus.

En la siguiente gráfica se puede apreciar los usos no potables en el campus universitario, los cuales fueron incluidos en el análisis de oferta-demanda.

Tabla 9. Demanda al 80 % del consumo total del campus.

Escenario 3: Usos no potables del agua en campus PUJB			
1	Lavado de pisos	70507	23%
2	Riego de jardines externos	64710	21%
3	Inodoros	48880	15%
4	Lavado zonas duras	37138	12%
6	Lavado fachadas	14378	5%
10	Lavado de autos	5000	2%
11	Orinales	4740	1%
16	Pocetas	1900	1%
Porcentaje total			80 %

Este escenario incluyó el 80 % de la demanda total del campus y se consideró la condición de aprovechamiento en todo el campus universitario. El balance de masas mostró que durante 5 meses (Abril, Mayo, Octubre, Noviembre y Diciembre) la oferta es mayor a la demanda. En la figura 11 se establece la posibilidad de construir algunos tanques de almacenamiento mostrando una factibilidad de aprovechamiento, pero debido a la imposibilidad de aprovechar las aguas lluvias en la totalidad del campus, este escenario fue considerado no viable y por tanto se recurrió a la generación de un nuevo escenario adecuado a las condiciones topográficas, de demanda y de uso en el campus.

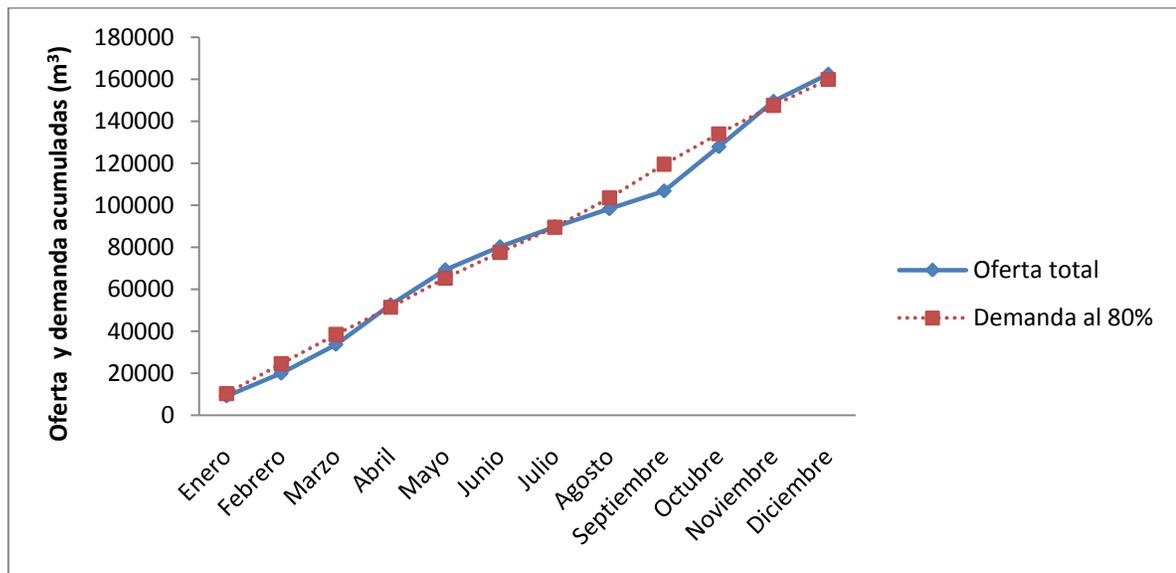


Figura 11. Oferta y demanda acumuladas para el escenario 2.



4.1.2.3 Escenario 3: Utilización del agua lluvia para usos no potables, mediante captación en cubiertas y campo de fútbol.

Teniendo en cuenta que no es viable utilizar la totalidad del campus para aprovechar el agua lluvia, se seleccionaron áreas que por ubicación, superficie y tamaño se consideraron aptas para realizar los procesos de captación. Finalmente, este escenario incluyó cubiertas de edificios y el campo de fútbol, ajustando de esta forma la oferta establecida en el escenario 2. Así mismo, se tomó un área total de aprovechamiento y se realizó el análisis de oferta hídrica de acuerdo a los datos de precipitación de la Estación San Luis.

Tabla 10. Áreas de edificios para determinación de la oferta en el escenario 3.

No. Ed.	Nombre	Área (m2)	Ubicación (Zona)	No. Ed.	Nombre	Área (m2)	Ubicación (Zona)
-	Ed. Sacerdotes 1	6180	Alta	16	Arquitectura	1444	Media
-	Ed. Sacerdotes 2.	4051	Alta	53	Jesús Emilio Ramírez	1694	Media
02	Barón	1086	Alta	18	Talleres Arq.	418	Media
94	Arrupe	1222	Alta	15	Leopoldo Rother	575	Media
95	Psicología	747	Alta	51	Ángel Valtierra (51)	473	Media
90	Campo de fútbol	8484	Alta	52	Carlos Ortiz	959	Media
91	Gimnasio	1623	Alta	45	San Francisco Javier	1685	Media
91	Gimnasio 2	620	Alta	41	Pablo VI	1178	Media
115	Edif. Parqueaderos.	3736	Alta	46	Salones artes	1878	Media
67	Arboleda (67)	1936	Alta	09	Julio Carrizosa	439	Media
12	Laboratorio Ing.	429	Media	21	Emilio Arango (central)	1362	Baja
11	Ingenierías	815	Media	28	Biblioteca General	1333	Baja
Área Total (m2)						44368	

Se estableció el balance de masas para el escenario tres, del cual se concluyó que es imposible aprovechar las aguas lluvias captando únicamente a través de cubiertas y el campo de fútbol, puesto que la demanda resulta ser un poco más del triple de la oferta previsible.

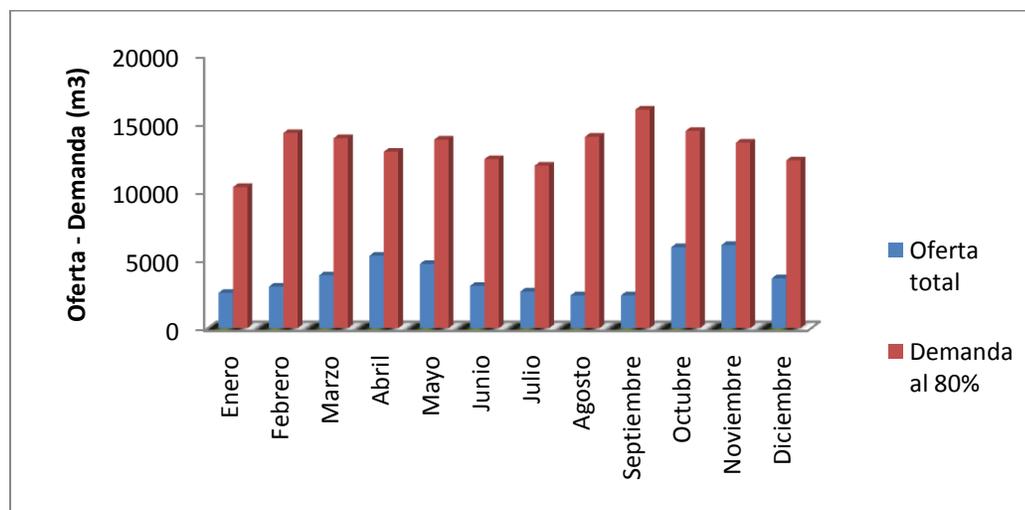


Figura 12. Balance de masas para el escenario 3.

Por esta razón, se ajustó nuevamente el balance a través de la estimación de un nuevo escenario que únicamente tuvo en cuenta los usos externos del agua en el campus, equivalentes al 40 % de la demanda total.

4.1.2.4 Escenario 4: Aprovechamiento del agua lluvia para usos externos supliendo el 40 % de la demanda total, a través de captación en edificios y campo de fútbol.

Para efectos de la estimación de la demanda para el presente escenario, en la tabla 11 se puede apreciar los usos incluidos en dicho análisis.

Tabla 11. Usos incluidos en el escenario 4 para ser suministrados por agua lluvia.

No.	Tipo de Uso	Consumo promedio (LPD)	Porcentaje
2	Riego de jardines externos	64710	21%
4	Lavado zonas duras	37138	12%
6	Lavado fachadas	14378	5%
10	Lavado de autos	5000	2%
		Porcentaje total	40%

Tomando igual número de áreas establecidas en el escenario 3 (tabla 10), se decidió reducir el aprovechamiento, sólo a los usos externos. El resultado también fue negativo, debido a que la demanda siguió siendo mucho mayor a la oferta hídrica (figura 13).

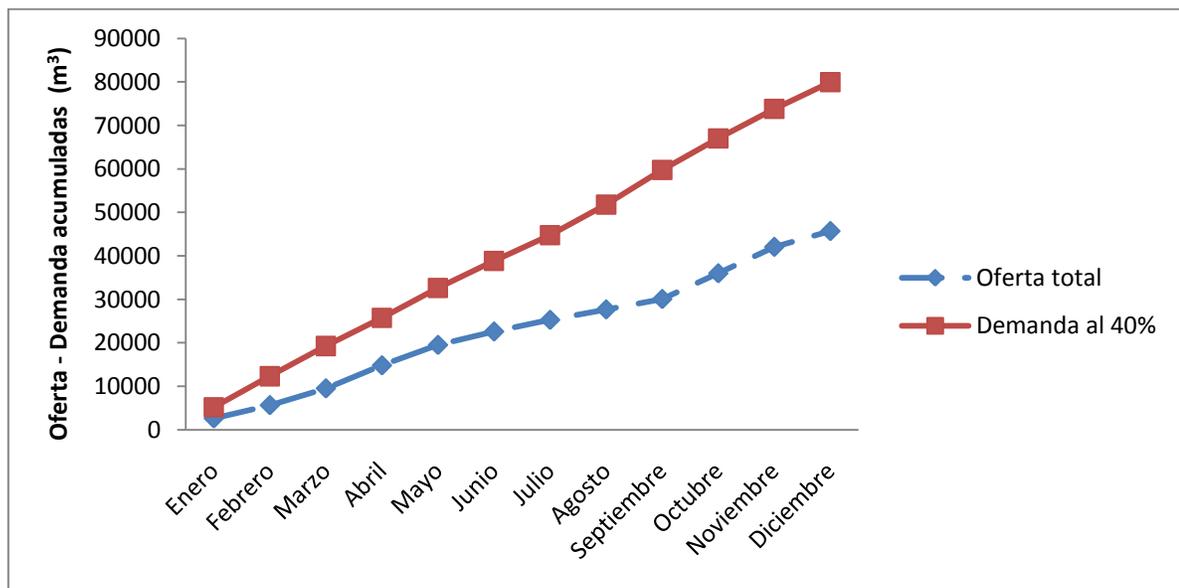


Figura 13. Relación oferta y demanda acumuladas para el escenario 4.

Por esta razón, además de las áreas de los edificios establecidos en la tabla 10, se decidió incluir algunas áreas verdes y zonas duras estratégicamente ubicadas para aumentar significativamente las superficies de captación, generando un nuevo escenario de análisis.



4.1.2.5 Escenario 5: Aprovechamiento del agua lluvia para usos externos supliendo el 38% de la demanda total, a través de captación en edificios, campo de fútbol y zonas duras y verdes.

Particularmente, las áreas incluidas en este escenario fueron afectadas mediante el coeficiente de escorrentía promedio encontrado en la literatura de acuerdo a cada tipo de superficie (tabla 12). Las áreas de los edificios fueron multiplicadas por un coeficiente igual a una unidad (escenario optimista). Así mismo, el porcentaje de uso fue ajustado a un 38 % debido a que el porcentaje de lavado de vehículos fue eliminado para ser aprovechado, esto a causa de los pequeños volúmenes de agua utilizados (2 % del total) y especialmente por su ubicación en la zona alta del edificio de Parqueaderos, con lo cual, muy posiblemente se tendría que bombear el agua para poder suplir este uso, razón poco viable económicamente.

Tabla 12. Áreas incluidas en el análisis de oferta del escenario 5

ZONAS DURAS PUJ			
Lugar	Área (m ²)	Coef. Escorrentía	Área Def.(m ²)
Vía Parqueadero Sur	4287	0,90	3858,3
Andenes Barón-HUSI	4086	0,80	3268,8
Plazoleta Arquitectura	4494	0,70	3145,8
Plazoleta Ingenierías	1747	0,70	1222,9
Vehículos HUSI	7391	0,80	5912,8
Plazoleta Artes	1521	0,70	1064,7
Andenes Básicas	4390	0,80	3512
Parte Norte Básicas	5830	0,80	4664
Vía Parqueadero Norte	2037	0,90	1833,3
TOTAL ZONAS DURAS	35783	TOTAL CxA	28482,6
ZONAS VERDES PUJ			
Lugar	Área (m ²)	Coef. Escorrentía	Área Def.(m ²)
Cancha parte sur	7117	0,45	3202,65
Cancha Micro Sur	853	0,45	383,85
Cancha Micro Norte	1874	0,45	843,3
Intermedio canchas Micro	193	0,45	86,85
Parte superior Canal	2607	0,45	1173,15
Parte inferior Canal	6123	0,45	2755,35
Parte superior HUSI	4768	0,45	2145,6
Parte Inferior Sacerdotes	7534	0,45	3390,3
Parte Inferior II Sacerdotes	2190	0,45	985,5
Parte psicología Superior	1187	0,45	534,15
Detrás psicología	1518	0,45	683,1
TOTAL ZONAS VERDES	35964	TOTAL CxA	16183,8
CUBIERTAS EDIFICIOS			
Lugar	Área (m ²)	Coef. Escorrentía	Área Def. (m ²)
Edificios Escenario 4	44368	1,0	44368
Hospital U. San Ignacio (HUSI)	6934	1,0	6934
TOTAL CUBIERTAS EDIFICIOS	51302	TOTAL CxA	51302
TOTAL ÁREAS DE APROVECHAMIENTO (m²)			95969

Como resultado se obtuvo un escenario durante el cual en ocho de los doce meses la oferta hídrica es mayor a la demanda, permitiendo una viabilidad muy alta para realizar la captación del agua lluvia en las superficies establecidas y diseñar los tanques de almacenamientos necesarios para suministrar en períodos de precipitaciones menores.

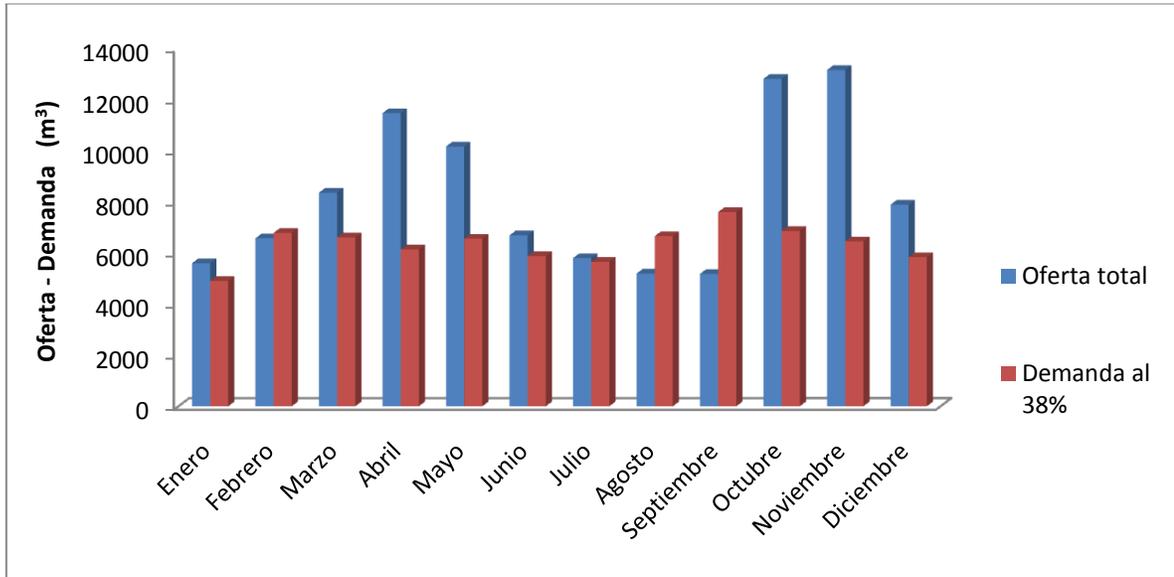


Figura 14 Balance hídrico para un año promedio en el campus de la PUJB. Análisis para el escenario 5.

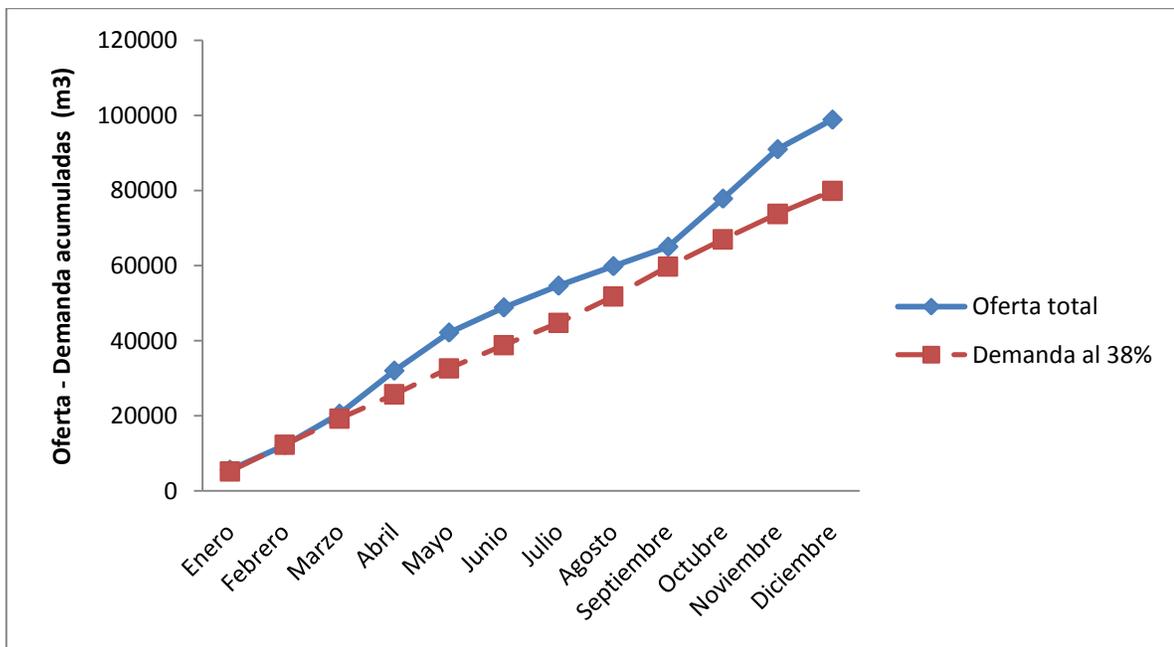


Figura 15. Relación oferta – demanda intermensual acumulada para un año promedio, establecida en el escenario 5.

De esta forma, se realizó un análisis detallado de oferta-demanda, partiendo de un escenario ideal de aprovechamiento para la totalidad de usos en el campus, seguido de un escenario para usos no potables, y finalmente una serie de escenarios para usos externos, con lo cual, adaptando las áreas de cubiertas, campo de fútbol y zonas verdes y duras, se generó este escenario finalmente aceptado mediante el análisis de masas (ver Figura 15).

Es importante resaltar que las áreas de las cubiertas de los edificios altos y el campo de fútbol en estos escenarios resultaron ser insuficientes para ser utilizados como superficies receptoras de agua lluvia, razón por la cual, además de ellas, fue necesario aprovechar las áreas de plazoletas, caminos y zonas verdes que topográficamente podrían ayudar a elevar los volúmenes de agua para almacenamiento durante los periodos de lluvias. Así mismo, se realizaron una serie de balances hídricos para utilizar el agua lluvia en algunos sectores determinados y también para suministrar el 100 % del agua en algunos edificios únicamente, pero aunque en primera instancia esta opción fue considerada como técnicamente viable, la infraestructura presente en los edificios, sumado a la antigüedad de los mismos, las limitaciones topográficas y de espacios libres para una posible ubicación de tanques de almacenamiento y plantas de tratamiento, así como la necesidad de instalar un completo sistema de bombeo, dejaron entrever que estas alternativas de aprovechamiento si bien podrían aprovechar elevados volúmenes de aguas lluvias, no eran económicamente viables.

Por su parte, para este balance final se realizó el dimensionamiento del tanque de almacenamiento necesario para albergar los volúmenes de aguas lluvias necesarias para suplir la demanda calculada. El volumen estimado fue de 7400 m³, magnitud excesiva dadas las restricciones físicas del campus. Por esta razón, y de acuerdo a las necesidades de bombeo en diversas redes y a las limitaciones topográficas y de espacio del campus, se decidió generar análisis a través de microcuencas potenciales de aprovechamiento, con el objetivo de examinar la posibilidad de construir diferentes tanques y redes que lograran ser operadas por sistemas a gravedad. Por ende, se reajustaron nuevamente las demandas de acuerdo a las condiciones de oferta estipuladas, las cuales se encuentran a continuación.

4.1.3 Ajuste de Demandas

Debido a que las demandas para usos externos fueron calculadas a través del análisis de diferentes dotaciones que estiman un gasto diario, fue necesario realizar un ajuste de dichos consumos, por las siguientes razones: (i) las precipitaciones en Bogotá son de alta magnitud pero no se presentan diariamente y (ii) no es necesario regar zonas verdes y lavar fachadas y zonas duras todos los días.

Por esta razón, se recurrió al Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales de Colombia IDEAM, el cual a través del libro Atlas Climatológico de Colombia suministró los días con lluvia promedio intermensuales para Bogotá (Tabla 13), del cual se ajustó la demanda calculada a través del inventario de usos del agua en el campus de la PUJB y los consumos de las cuentas contrato de la EAAB, utilizando los datos de la estación Observatorio Meteorológico Nacional (la más cercana a la universidad),

dividiendo el consumo establecido para cada mes entre los días secos intermensuales (días de cada mes menos los días de lluvia).

Tabla 13. Días con lluvia promedio intermensuales para Bogotá.

Estación	Elev	Long	Lat	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Total anual
Observatorio Meteorológico Nacional	2256	-74,10	4,63	9	11	13	18	18	17	16	15	15	19	17	12	180
Aeropuerto El Dorado P1-2	2547	-74,15	4,72	8	10	14	18	20	18	17	16	16	18	17	12	184

Fuente: (IDEAM, 2005; M. d. M. A. IDEAM, 2005)

De igual forma, se determinó que en el campus los pisos se lavan una vez en el mes y las fachadas cada tres meses. Por esta razón, las demandas también fueron ajustadas a estos periodos de tiempo. Siendo así, las demandas quedaron establecidas de la siguiente forma:

Tabla 14. Ajuste de demandas por usos externos para el campus de la PUJB.

Ajuste demanda usos externos del agua	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Total anual
Riego en días secos (m ³)	1898	2375	2069	1357	1449	1408	1458	1839	2100	1390	1545	1935	20822
Lavado zonas duras (m ³)	52	71	70	65	69	62	60	70	80	72	68	61	799
Lavado fachadas (m ³)	213	295	287	266	285	255	245	289	330	298	280	253	3297
Demanda total	2163	2741	2425	1688	1803	1725	1763	2199	2510	1760	1893	2249	24919

Por esta razón, se prevé que el ahorro anual en el campus universitario puede ser del orden de 25 mil metros cúbicos, lo cual es equivalente a 48 millones de pesos, cifra que la Universidad evitaría cancelar a la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá.

4.1.4 Determinación y Análisis de Subcuencas en el Campus

El análisis de una única cuenca compacta en el campus de la Pontificia Universidad Javeriana sede Bogotá arrojó como resultado un volumen de tanque demasiado grande para las necesidades y restricciones del campus. Por esta razón, conforme a la topografía, distribución de redes, zonas potenciales de aprovechamiento y ubicación de la demanda, se estimaron diferentes subcuencas con el objetivo de reducir los volúmenes de los tanques de almacenamiento y ubicarlos en diferentes puntos, dadas las restricciones de espacio.

De este análisis finalmente se encontraron cinco subcuencas factibles. Ellas son: (i) Campo de fútbol, (ii) CJFD-Barón, (iii) Pasarelas, (iv) Pablo VI-HUSI, y (v) Básicas. En la figura 16 se observa la delimitación de las microcuencas y las distintas superficies incluidas en cada una de ellas.

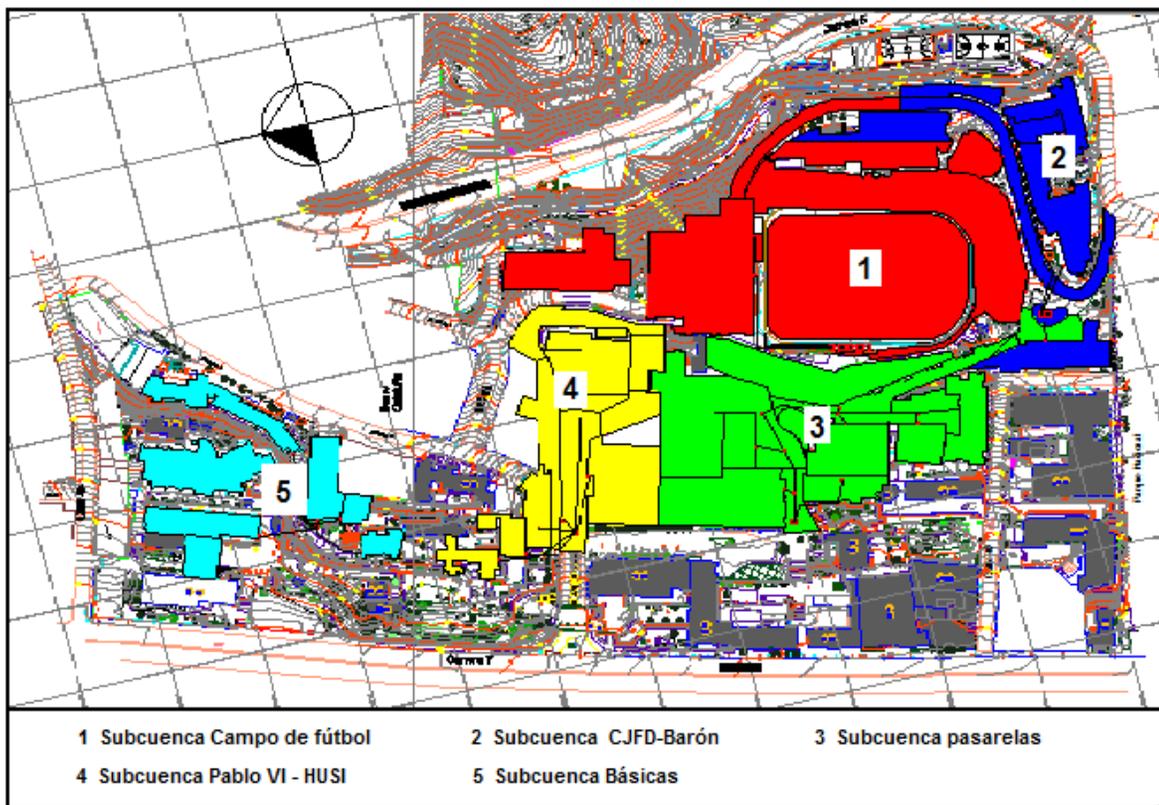


Figura 16. Subcuencas potenciales iniciales para el RWH (aprovechamiento de aguas lluvias) en el campus de la PUJB.

Por su parte, cada una de estas subcuencas fue examinada a través de balances de masas para conocer su relación oferta-demanda. En el anexo 7 se encuentran plasmados los balances hídricos para cada subcuenca.

Como resultado se encontró que para la subcuenca Campo de Fútbol, la oferta prácticamente quintuplicaba la demanda, razón suficiente para añadirle la demanda de la subcuenca CJFD – Barón, debido a su similitud topográfica en los espacios demandantes. En la tabla 15 se aprecian dichos resultados.

Tabla 15. Resultados balances hídricos iniciales en subcuencas potenciales de aprovechamiento.

Subcuenca	Oferta (m ³ /año)	Demanda (m ³ /año)	Ubicación Tanque Almacenamiento
Campo de fútbol	18259	3113	Zona Occidental campo de fútbol
CJFD – Barón	5909	3289	Explanada frente al Edificio Barón
Pasarelas	13858	1060	Pasarela frente a Cafetería HUSI
Pablo VI – HUSI	8377	690	Bajo vía HUSI frente a Urgencias
Básicas	5386	5566	Frente al Restaurante El Cotidiano



De igual forma, se consideró conveniente eliminar de la oferta la cubierta del Edificio 67 (Arboleda), debido a que esta sería la única cubierta que necesitaría la construcción de infraestructura para llevar los volúmenes captados hacia el tanque de almacenamiento y, de acuerdo a los balances, no sería necesaria su utilización. Las demás infraestructuras ofertantes no sufrieron modificación alguna debido a que actualmente todas ellas se encuentran conectadas entre sí y su no consideración en el proyecto de aprovechamiento implicaría costosas inversiones para separar las aguas.

Así mismo, a la subcuenca CJFD–Barón se le otorgó una nueva demanda. Esta vez se decidió incluir los usos no potables más cercanos a la zona de almacenamiento, por lo cual se analizó favorecer el Edificio No. 2 Fernando Barón, pero debido a la doble sectorización de baños que este posee en cada nivel y a sus nueve pisos de altura (tomados desde la ubicación del tanque de almacenamiento), sería necesario utilizar dos sistemas de bombeo diferentes generando, posiblemente, costos muy elevados. Por esta razón, se definió suministrar el agua lluvia al edificio No. 11 correspondiente a la Facultad de Ingeniería, el cual cuenta con una distribución espacial de baños en su zona oriental, y tan sólo sería necesario utilizar una bomba que eleve la cabeza de presión en tres niveles. En un análisis posterior se determinó que la oferta sólo podría suministrar agua lluvia para los usos no potables de los tres primeros pisos de la Facultad, pero con la bondad de operar mediante sistema a gravedad.

La subcuenca Pasarelas también logró obtener una oferta muy alta con respecto a la demanda que tendría a cargo, por lo cual se analizó la posibilidad de reducir zonas potenciales de captación, eliminando de la oferta inicial las cubiertas y zonas duras de la Facultad de Ingeniería, la pasarela entre Arquitectura y el HUSI, y las playitas de Odontología y Talleres de Arquitectura. Por el contrario, se decidió aumentar la demanda incluyendo la playita de la Biblioteca–entrada principal PUJB (superficie inicialmente establecida como demanda de la subcuenca Pablo VI–HUSI) y los baños públicos cercanos a la cafetería central, anteriormente no tenidos en cuenta.

En tanto, la Subcuenca Pablo VI–HUSI fue eliminada debido a que la demanda resultó ser mínima para la oferta e infraestructura necesaria. Así mismo, la microcuenca Básicas demostró déficit, por causa de que su demanda fue mayor a la máxima oferta posible, además, algunas captaciones necesitarían bombeo y largos recorridos (cubiertas edificios 51 y 52), con lo cual se determinó descartarla como subcuenca de aprovechamiento.

Tabla 16. Resultados balances hídricos ajustados subcuencas.

Subcuenca	Oferta (m ³ /año)	Demanda (m ³ /año)	Ubicación Tanque Almacenamiento
Campo de fútbol	16490	6159	Zona Occidental campo de fútbol
CJFD – Barón	5909	4593	Explanada frente al Edificio Barón
Pasarelas	2221	1814	Pasarela frente a Cafetería HUSI



En consecuencia, se realizaron los ajustes establecidos anteriormente los cuales se encuentran en el Anexo 7. Como resultado se determinaron los escenarios definitivos desde el punto de vista oferta-demanda, los cuales fueron consignados en la Tabla 16. Con estos análisis definidos, para cada una de las tres subcuencas establecidas se procedió a calcular los volúmenes de los tanques de almacenamiento.

4.1.5 Dimensionamiento Volúmenes de Almacenamiento

Como se estableció en el marco teórico, los diseños iniciales fueron calculados de acuerdo a los volúmenes de oferta y demanda acumulados producto del análisis de los balances hídricos en las tres subcuencas. Como resultado los volúmenes alcanzaron magnitudes críticas (3350 m³, 800 m³ y 215 m³, para las subcuencas Campo de Fútbol, CJFD-Barón y Pasarelas, respectivamente), puesto que, si bien es cierto inicialmente se requirió un tanque de 7400 m³, los volúmenes resultantes del proceso de análisis de subcuencas siguieron siendo bastante altos teniendo en cuenta las restricciones físicas del campus.

Debido a que se observó que no era necesario captar el agua lluvia durante todos los meses del año, para cada microcuenca se determinó un nuevo análisis de volúmenes, a través de un ajuste que redujera significativamente la distancia entre la línea de comportamiento de oferta y de demanda. De esta forma se logró reducir los volúmenes de cada tanque, determinando con ello los escenarios más optimistas para cada sistema.

4.1.5.1 Subcuenca Campo de Fútbol

La tabla 17 establece los volúmenes del tanque necesarios para regular las relaciones oferta-demanda en la subcuenca Campo de Fútbol, teniendo en cuenta algunos periodos de captación en el año.

Tabla 17. Condiciones de operación tanque almacenamiento subcuenca Campo de Fútbol.

Mes	Oferta total (m ³)	Demanda Subcuenca Campo de Fútbol (m ³)	Volumen de almacenamiento (m ³)	Observación
Enero	933,09	397,98	535,11	
Febrero	933,09	948,42	-15,33	No se capta
Marzo	2327,13	1484,22	842,91	
Abril	2327,13	1982,01	345,12	No se capta
Mayo	2327,13	2513,75	-186,62	No se capta
Junio	3442,68	2990,60	452,07	
Julio	3442,68	3449,14	-6,46	No se capta
Agosto	4308,55	3989,11	319,44	
Septiembre	5172,82	4605,66	567,16	
Octubre	5172,82	5162,12	10,70	No se capta
Noviembre	5172,82	5685,43	-512,61	No se capta
Diciembre	6488,43	6158,72	329,71	

En el reajuste se tuvieron en cuenta los períodos donde la oferta superaba significativamente la demanda, con el objetivo de no captar en el mes siguiente y utilizar el volumen almacenado de los meses anteriores para suplir el consumo en ese mes. De esta forma, se logró reducir el volumen de 3350 m³ a 842 m³, mediante la captación en 6 de los 12 meses del año (Tabla 17), teniendo en cuenta que al término del análisis la oferta acumulada fuera mayor a la demanda final de todo el año.

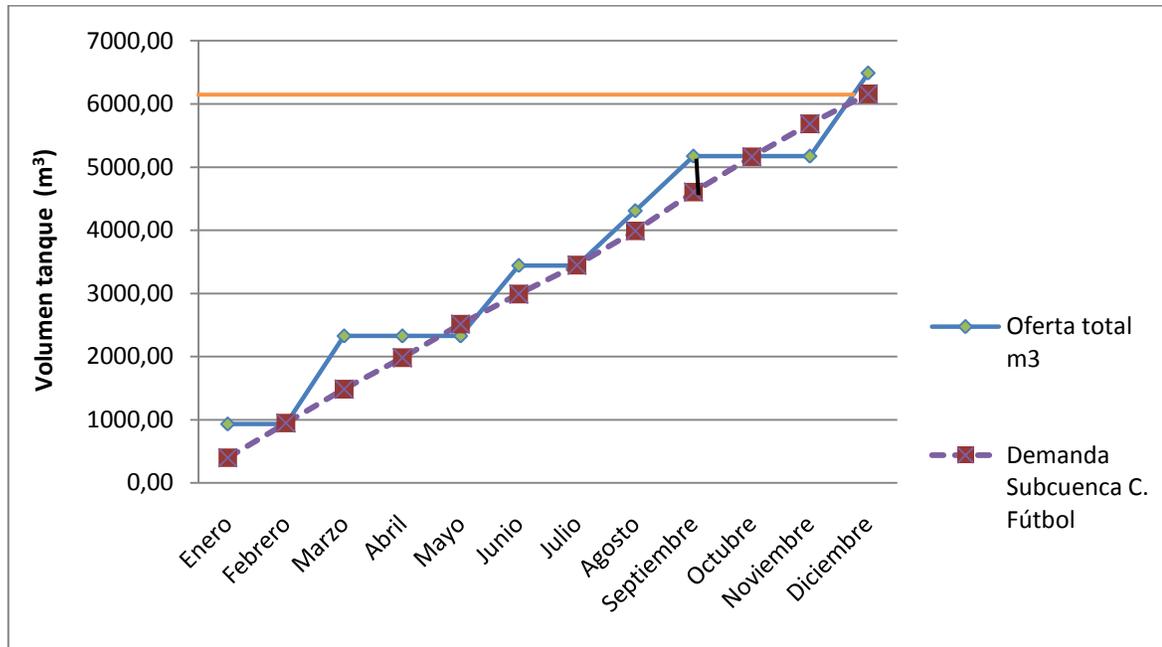


Figura 17. Diseño del tanque de almacenamiento para la subcuenca Campo de Fútbol.

4.1.5.2 Subcuenca CJFD-Barón

En este análisis se dedujo que el volumen del tanque de almacenamiento sería de 435 m³, correspondiente al mes de abril. No obstante, el mayor volumen requerido corresponde al mes de noviembre (590,50 m³), pero en este mes el valor se encuentra muy por encima del umbral máximo de consumo total en el año (figura 18), con lo cual al ser medido hasta dicho tope, daría como resultado un valor reducido a una menor magnitud que la escogida para el mes de abril.

Tabla 18. Condiciones de operación tanque almacenamiento subcuenca CJFD-Barón.

Mes	Oferta total m3	Demanda Subcuenca CJFD-Barón	Volumen de almacenamiento	Observación
Enero	334,36	296,78	37,59	
Febrero	727,23	707,25	19,98	
Marzo	1226,76	1106,80	119,96	
Abril	1912,12	1478,01	434,11	
Mayo	1912,12	1874,54	37,59	No se capta

Mes	Oferta total m ³	Demanda Subcuenca CJFD-Barón	Volumen de almacenamiento	Observación
Junio	2311,87	2230,13	81,73	
Julio	2658,28	2572,07	86,21	
Agosto	2968,55	2974,73	-6,18	
Septiembre	3278,25	3434,50	-156,25	
Octubre	4043,91	3849,47	194,44	
Noviembre	4830,21	4239,71	590,50	
Diciembre	4830,21	4592,65	237,56	No se capta

De esta forma se concluyó que el volumen máximo de almacenamiento sería el correspondiente al periodo establecido entre los meses de abril y mayo (figura 18).

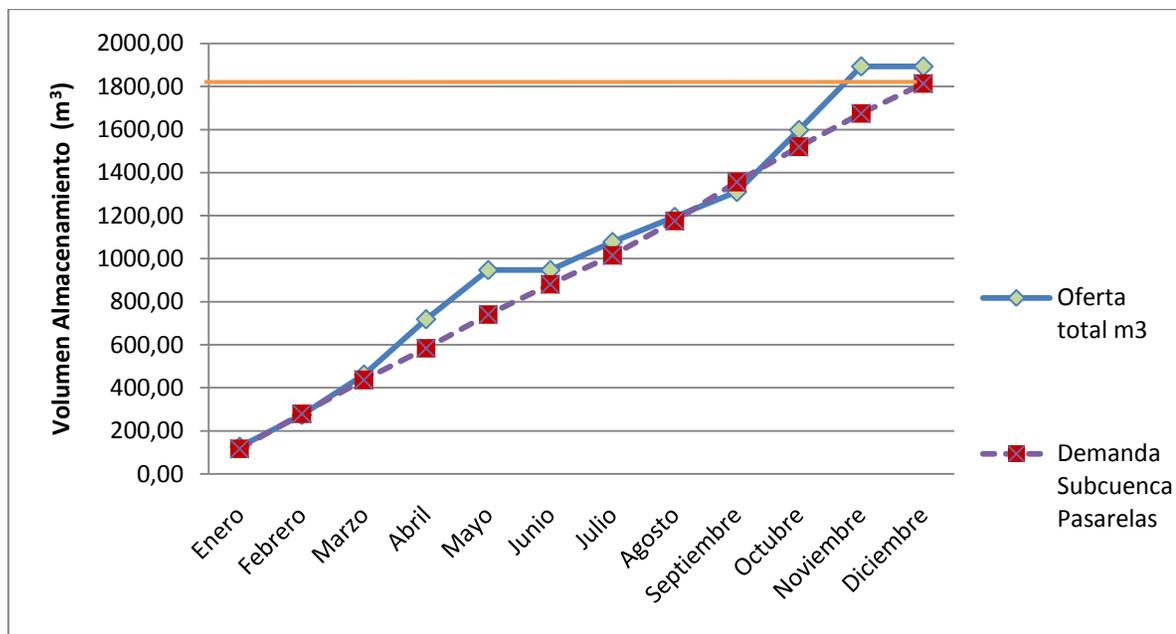


Figura 18. Diseño del tanque de almacenamiento para la subcuenca CJFD-Barón.

4.1.5.3 Subcuenca Pasarelas

Después de varios análisis, se determinó que el mejor escenario fue el obtenido en la tabla 19, en el cual se establece un tanque de almacenamiento de 206,90 m³, realizando el proceso de captación en 10 de los 12 meses del año.

Tabla 19. Condiciones de operación tanque almacenamiento subcuenca Pasarelas.

Mes	Oferta total (m ³)	Demanda Subcuenca Pasarelas (m ³)	Volumen de almacenamiento (m ³)	Observación
Enero	125,70	117,20	8,50	
Febrero	273,39	279,30	-5,91	

Mes	Oferta total (m ³)	Demanda Subcuenca Pasarelas (m ³)	Volumen de almacenamiento (m ³)	Observación
Marzo	461,19	437,09	24,10	
Abril	718,85	583,69	135,16	
Mayo	947,18	740,28	206,90	
Junio	947,18	880,71	66,47	No se capta
Julio	1077,41	1015,75	61,66	
Agosto	1194,05	1174,77	19,29	
Septiembre	1310,48	1356,34	-45,85	
Octubre	1598,32	1520,21	78,11	
Noviembre	1893,93	1674,32	219,60	
Diciembre	1893,93	1813,70	80,22	No se capta

Al igual que en la subcuenca CJFD-Barón, se estableció el volumen como la mayor diferencia entre la oferta y el consumo acumulados dentro del máximo rango de consumo anual, con lo cual, no se tuvo en cuenta el valor del mes de noviembre estimado en 219.60, m³ debido a que su magnitud se encontraba por encima del umbral máximo de consumo (figura 19).

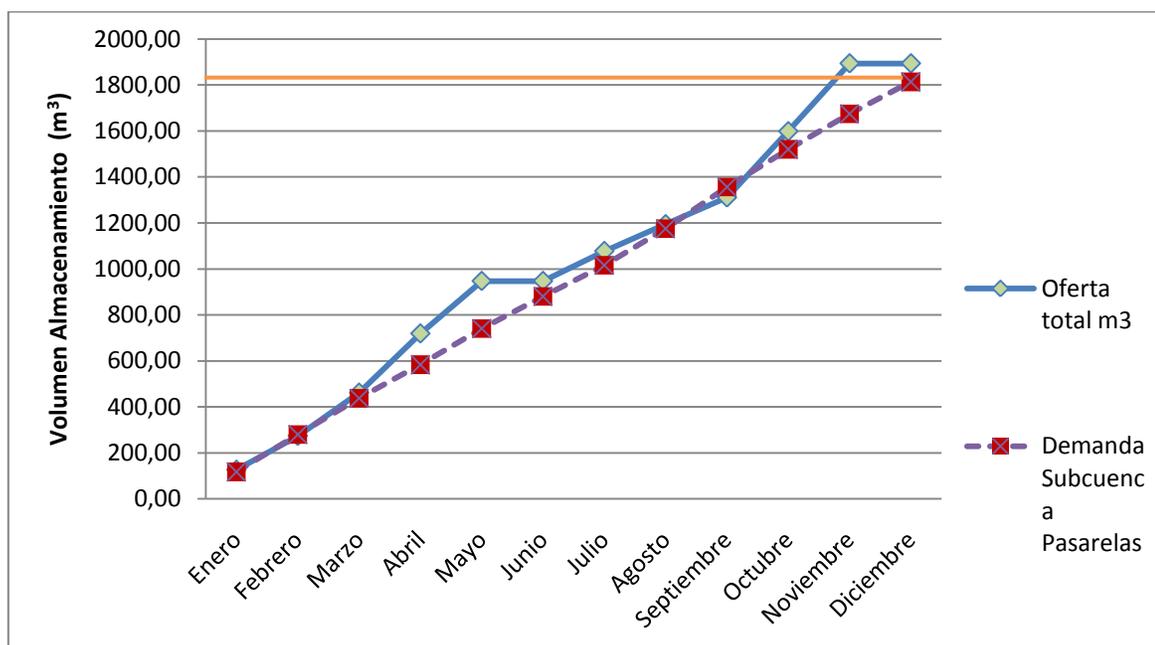


Figura 19. Diseño del tanque de almacenamiento para la subcuenca Pasarelas.

Cabe resaltar que el dimensionamiento también fue realizado mediante el sistema de balance para presas, en donde el volumen de almacenamiento se define de acuerdo a la diferencia entre la oferta, la demanda y la divergencia por almacenamiento, pero las magnitudes para los tanques resultaron ser mayores que aquellas obtenidas por el método de volúmenes acumulados.

Con el conocimiento de los volúmenes de los tanques de almacenamiento, se procedió a dimensionar cada uno de ellos, de acuerdo al espacio previsto para su localización. Seguidamente, se emprendió la tarea de estipular los requerimientos de infraestructura para las redes de distribución en cada subcuenca.

Tabla 20. Dimensionamiento tanques de almacenamiento.

Subcuenca	Tanque No.	Vol. Útil Requerido (m ³)	Vol. Total Tanque (m ³)	Dimensiones		
				Long. (m)	Ancho (m)	Alto (m)
Campo de Futbol	1	843	912	20,00	12,00	3,80
CJFD-Barón	2	434	473	15,00	8,30	3,80
Pasarelas	3	219	242	12,20	6,00	3,30

4.1.6 Diseño de Redes de Distribución

De acuerdo al análisis realizado mediante la interacción de plataformas de los programas AutoCAD y ArcGIS, se logró construir el Modelo Digital de Elevaciones del campus universitario. Este modelo se convirtió en el principal plano de trabajo para el diseño de las redes de suministro, instaurando las conexiones de aducción y los diseños de la red de distribución. La figura 20 establece los registros generados en una de las tres campañas de reconocimiento adelantadas, mientras que la figura 21 se muestra la unión de puntos y *tracks* registrados. Así mismo, las figuras 22 y 23 corresponden al modelo de elevaciones producto del análisis en la herramienta ArcSCENE de ArcGIS.

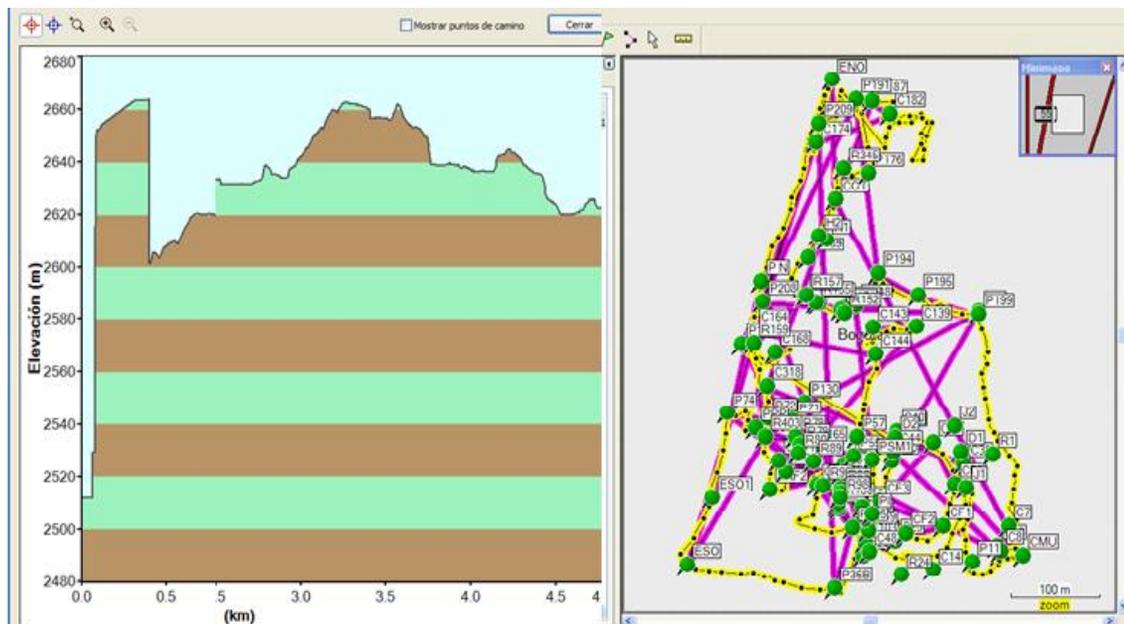


Figura 20. Resultados de la campaña realizada el 12 de marzo de 2010.

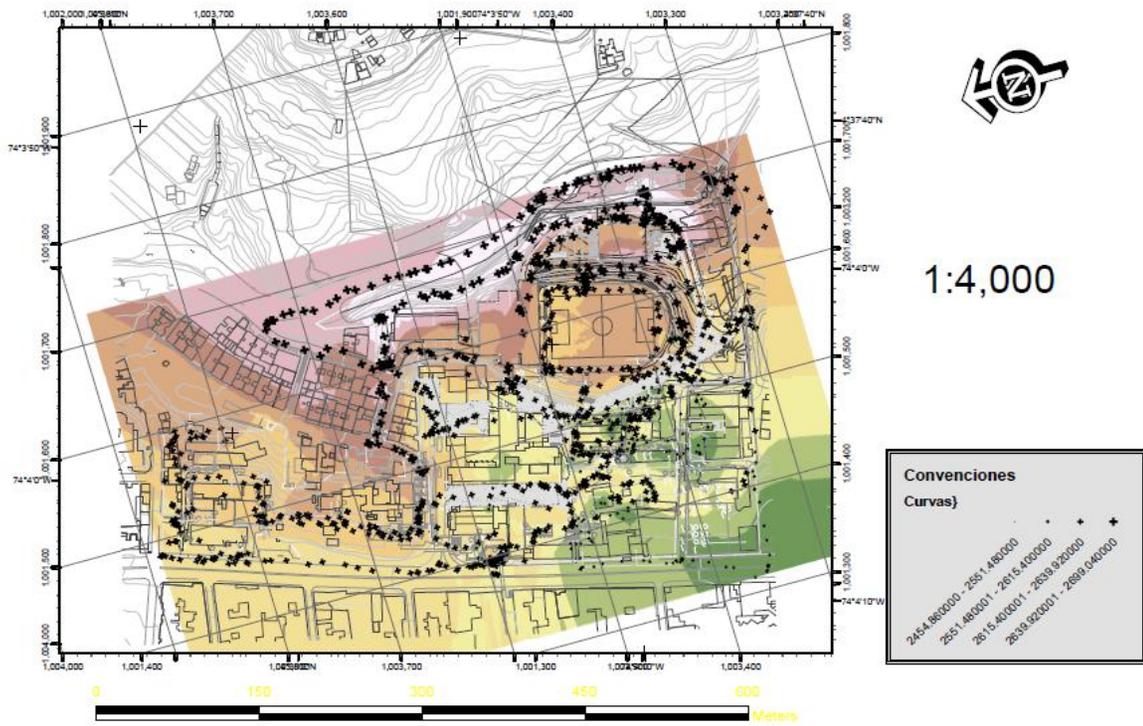


Figura 21. Unión de puntos y *tracks* con el plano general del campus de la PUJB.

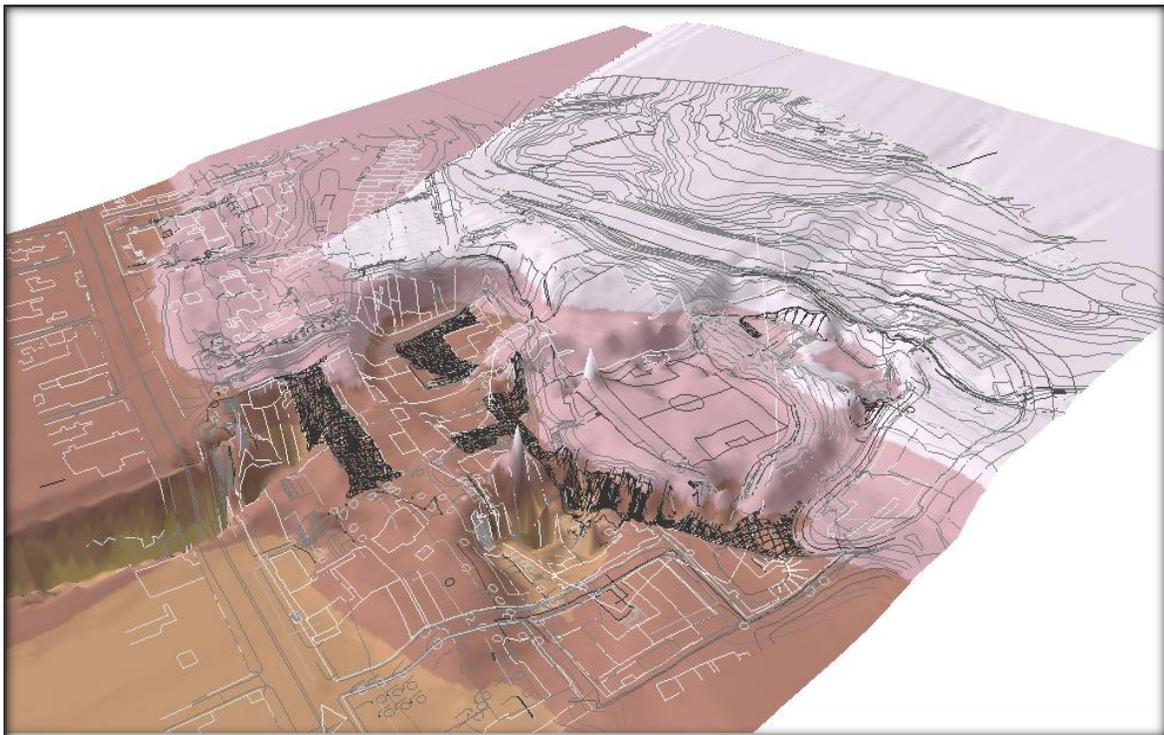


Figura 22. Visualización del campus de la PUJB en ArGIS.

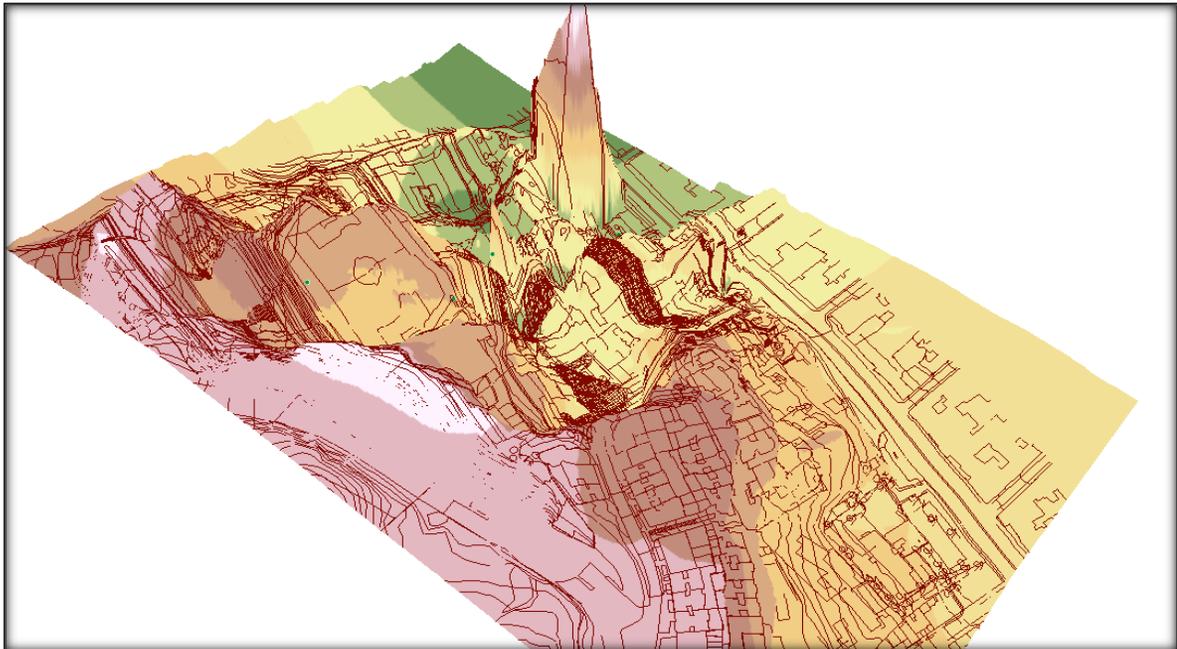


Figura 23. Modelo Digital de Elevaciones visto en ArcSCENE.

Por su parte, el diseño de las redes de aducción no fue realizado debido a que se aprovecharán las actuales conexiones y sistemas de drenaje como mecanismos de entrega hacia el tanque de almacenamiento y/o plantas de tratamiento en cada subcuenca, según el caso, con lo cual, únicamente se hizo necesario realizar algunas modificaciones a los actuales sistemas de aguas lluvias para derivar las redes y permitir que los excesos y las aguas de los conductos no incluidos en el proyecto, sean conducidos al sistema de alcantarillado pluvial. En el capítulo 4.1.7 adecuación de puntos de captación y redes aductoras (tablas 45 y 46) se aprecia la capacidad máxima de cada red incluida en el sistema de aducción. Así mismo, en el presupuesto se tendrán en cuenta todas aquellas intervenciones necesarias para conectar las redes de aducción con los tanques de almacenamiento. Para una mayor comprensión, en el Anexo 11 se encuentran los planos detallados del proyecto donde se determinan cada una de las redes incluidas en mismo.

Tabla 21. Puntos de Suministro para las tres Subcuencas de aprovechamiento.

SUBCUENCA CAMPO DE FÚTBOL			
RED 1-1	ZONA	RED 1-3	ZONA
	Playita José Del Carmen Acosta		Pasarela Barón – Ingenierías
	Playitas Odontología y Medicina		Pasarela entre Talleres de Arq. e Ingenierías
	Pasarela entre Odontología y HUSI sur		Talud entre Campo de fútbol y
	Jardines Norte Talleres arquitectura		Pasarela Barón-Acosta – lab. Ingenierías
RED 1-2	ZONA	RED 1-4	ZONA
	Pasarela entre HUSI y Morfología –		Pasarela Entre Ingenierías y Julio Carrizosa
	Cancerológico		Playita Arquitectura - La Frutera
	Parte alta vía HUSI – Urgencias		Costado Norte y Occidental Fac. Arquitectura
	Rafael Barrientos – Morfología		



Farmacología	Prados playita arquitectura
Instituto de Oncología	Talleres de Arquitectura
Primeros 4 pisos HUSI	La frutera y Capilla Ntra. Sra. Del Camino
SUBCUENCA CJFD-BARÓN	
RED 2-1 ZONA	RED 2-2 ZONA
Sanitarios primeros 3 niveles, ingeniería	Playita ingeniería Edificio de Ingeniería
SUBCUENCA PASARELAS	
RED 3-1 ZONA	RED 3-2 ZONA
Playita cafetería central y Arquidiseño Pasarela Acceso Escaleras central- arquitectura. Pasarela Arquidiseño - Cafetería Central Sobre cafetería central - Playita HUSI	Baños públicos (sanitarios) Parqueadero C. Sociales Edificio José Celestino Andrade z C. Sociales
RED 3-3 ZONA	RED 3-3 ZONA
Costado Norte y Occidental Facultad Arquitectura, Prados playita arquitectura. Facultad de Arquitectura y Ed. Leopoldo Rother, Centro de educación continua y cafetería central	Playita Biblioteca – banderas

Se construyó el escenario básico del sistema, mediante el trazado de redes de distribución y la asignación de los tanques de cada subcuenca. La tabla 21 muestra las redes y zonas definidas a partir de una nomenclatura de registro en el sistema. Así mismo, la figura 24 recopila el trazado de las redes básicas para cada cuenca.

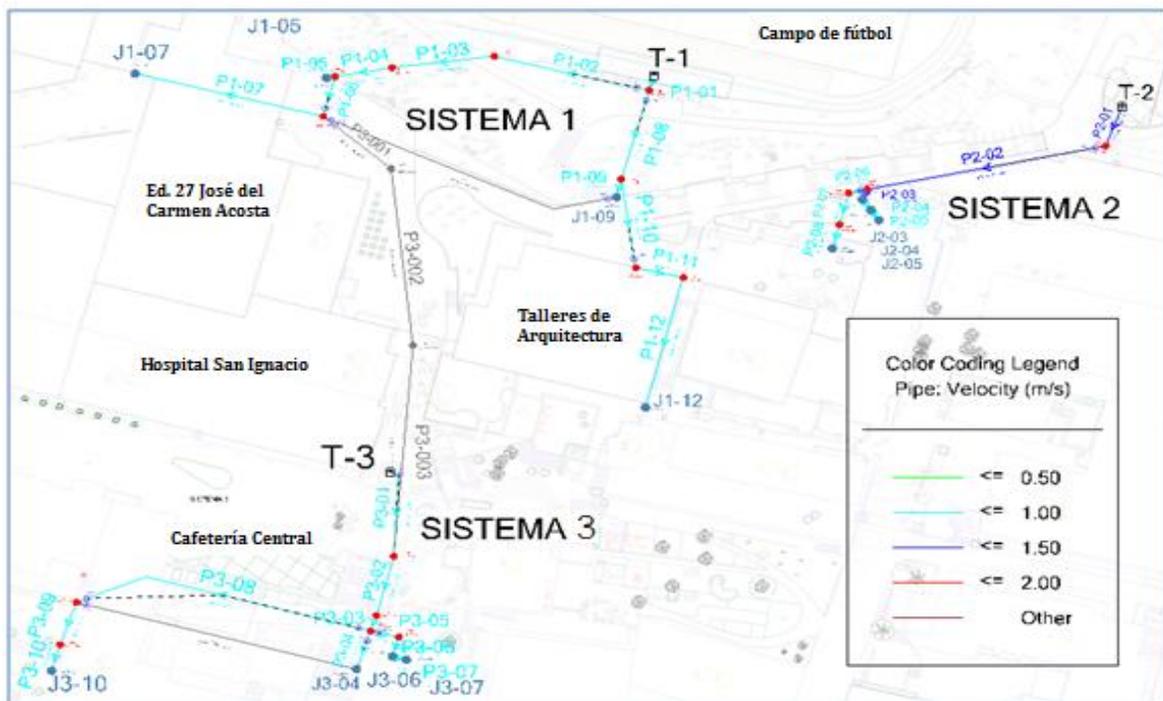


Figura 24. Trazado inicial redes de distribución de aguas lluvias.

Básicamente, se decidió que los escenarios variaran de acuerdo al material de la tubería seleccionada (PVC y Polietileno de Alta Densidad PEAD) y a la simplicidad de la red (red simple y red mallada). Por su parte, las alternativas correspondieron al análisis de la demanda de acuerdo a la posibilidad de que (i) todo el sistema se encontrara funcionando al mismo tiempo (Caudal máximo posible), (ii) se presente una demanda ajustada a través de la aplicación de un coeficiente de simultaneidad de los aparatos sanitarios (Caudal máximo probable), y (iii) se apliquen coeficientes de mayoración para la evaluación del sistema ante períodos críticos en un futuro (RAS, 2000).

En la figura 25 se aprecian los diferentes escenarios y alternativas a evaluar en las redes de las subcuencas Campo de Fútbol y CJFD-Barón. Para una mayor comprensión las alternativas fueron clasificadas de la siguiente forma: (a) Caudal máximo posible, (b) Caudal máximo probable y (c) RAS 2000. De esta forma, se establecieron inicialmente 18 modelaciones hidráulicas.

Condición	Escenarios	Alternativas
a) Material	<ul style="list-style-type: none"> a) Tubería en PVC b) Polietileno de Alta Densidad 	<ul style="list-style-type: none"> a) Caudal máximo posible b) Caudal máximo probable c) RAS 2000
b) Simplicidad de la red	<ul style="list-style-type: none"> a) Red Simple b) Red Mallada 	<ul style="list-style-type: none"> a) Caudal máximo posible b) Caudal máximo probable c) RAS 2000

Figura 25. Selección de Escenarios y alternativas en WaterCAD.

La alternativa *a* fue considerada en el caso en que el sistema llegara a presentar una demanda máxima a través del funcionamiento de todos los sistemas sanitarios, de riego, de lavado y de control, en un mismo instante. Por esta razón, esta alternativa es clave para evaluar el comportamiento del sistema frente a un consumo pico. No obstante, dicha condición es poco probable que se registre en la realidad debido a que la mayoría de los usos no exigirán un volumen diario constante, pero es una alternativa que podrá comprobar el análisis de velocidades, presiones y circunstancias de almacenamiento claves para determinar la viabilidad del sistema frente a condiciones improbables de servicio.

Por su parte, para la alternativa *b* se utilizó el coeficiente de simultaneidad (*k*) descrito por Roy B. Hunter en 1932, en el cual se expresa que algunos de los aparatos sanitarios funcionarán al mismo tiempo (Pérez Carmona, 2004). Por lo anterior, se establecieron los caudales circulantes basados en este coeficiente. Por ejemplo, para el edificio de la Facultad de Ingeniería, cada piso posee 6 sanitarios de tanque (*S*). Como cada tanque es equivalente a 5 unidades de suministro para uso público (*U*), al cual se le asigna un caudal unitario de 0.25 l/s, por cada piso se obtendría un *k* de 0.45 y, por tanto, el caudal total de suministro (k_{total}) sería de 0.67 litros por segundo (LPS) para cada uno de los tres niveles previstos. En la tabla 22 se establecen los caudales totales de suministro para cada uso.

En último lugar, para la alternativa *c* el caudal resultante se generó a través de la maximización del consumo estipulado en la alternativa *a*, es decir, en 1.6 veces la mayoración del caudal máximo probable (RAS, 2000), con el objetivo de conocer el máximo comportamiento posible frente a un aumento no esperado de la demanda producto del crecimiento de la población del campus en un futuro.

Tabla 22. Estimación caudales por coeficiente de simultaneidad para la alternativa b (Caudal máx. probable).

Parámetros	Caudal baños Fac. de Ingeniería (por piso)	Caudal baños públicos hombres	Caudal baños públicos mujeres	Caudal llaves de suministro
Número de aparatos S (und)	6,00	4,00	5,00	1,00
Coef. Simultaneidad K	0,45	0,58	0,50	-
Unidades equivalentes por aparato U	5,00	5,00	5,00	5,00
Total Unidades	30,00	20,00	25,00	5,00
Q para 5 und (LPS)	0,25	0,25	0,25	0,25
Q total suministro (LPS)	1,50	1,00	1,25	-
Q total (k_{total}) (LPS)	0,67	0,58	0,63	-

No obstante, aunque WaterCAD permite el análisis en tres modelos diferentes: (i) simulación estática que supone que los caudales permanecen constantes en un instante de tiempo, con lo cual no se varían las condiciones operativas, (ii) simulación cuasi-estática que divide el periodo de estudio en intervalos de demanda constante y ejecuta distintos cálculos por cada intervalo, permitiendo conocer llenados y vaciados de los depósitos, y (iii) simulación dinámica no estacionaria que considera la variabilidad del tiempo y factores como la compresibilidad del fluido, la deformación de tuberías, la celeridad de ondas de retorno, etc., (Joshi, et al., 2004), el sistema fue evaluado únicamente mediante el modelo de simulación estática, debido a que la complejidad del campus imposibilitó el establecimiento de una curva patrón de comportamiento del consumo del agua en el campus.

Conformemente, se procedió a realizar la primera serie de modelaciones a las tres subcuencas, tomando el escenario 1 y la alternativa *b*, Tubería en PVC y Caudal Máximo Probable, respectivamente, como los contextos básicos de análisis, puesto que permitiría conocer la respuesta de los sistemas de distribución de cara al consumo más factible.

4.1.6.1 Modelación Subcuenca Campo de Fútbol: Escenario 1, bajo condición de Caudal Máximo Probable.

El primer escenario de análisis para la Subcuenca Campo de Fútbol correspondió a la evaluación del comportamiento hidráulico del sistema frente a la instalación de la tubería en Policloruro de Vinilo PVC, por la cual circularía un caudal máximo probable. De esta forma, mediante la asignación de diferentes diámetros, el análisis final logró definir el dimensionamiento de las tuberías, los gradientes de presión, los caudales y las velocidades, comprobando que se encontraran dentro de los rangos permisibles del RAS 2000 calculados en el numeral 2.6.1.



Tabla 23. Comportamiento hidráulico de la red de la Subcuenca Campo de Fútbol frente a un caudal máximo probable.

SUBCUENCA CAMPO DE FUTBOL						
RED I-01	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,00	PVC	1,00	0,54	7,40
P1-02	34,46	1,50	PVC	0,50	0,63	16,20
P1-03	22,28	1,50	PVC	0,50	0,63	16,20
P1-04	12,48	1,50	PVC	0,50	0,63	16,20
P1-05	1,89	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
RED I-02	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,00	PVC	1,00	0,54	7,40
P1-02	34,46	1,50	PVC	0,50	0,63	16,20
P1-03	22,28	1,50	PVC	0,50	0,63	16,20
P1-04	12,48	1,50	PVC	0,50	0,63	16,20
P1-06	9,95	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
P1-07	41,98	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
RED I-03	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,00	PVC	1,00	0,54	7,40
P1-08	22,32	1,50	PVC	0,50	0,63	16,20
P1-09	4,41	1,00	PVC	0,25	0,56	19,40
RED I-04	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,00	PVC	1,00	0,54	7,40
P1-08	22,32	1,50	PVC	0,50	0,63	16,20
P1-10	21,62	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
P1-11	10,51	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
P1-12	32,48	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50

Para que la red de distribución cumpliera con los parámetros exigidos por el título B del RAS 2000, el modelo definió que la mayoría de las redes tuviese un diámetro comercial de 1.50 pg, equivalente a un diámetro interno de 31.90 mm. Así mismo, la tubería tendría en sus redes principales un diámetro de 2.00 pg (48.60 mm) y las redes finales de 1.00 pg (23.80 mm).

Seguidamente, se determinaron los perfiles hidráulicos para cada una de las ramificaciones del sistema Subcuenca Campo de Fútbol, mostrando principalmente la elevación en cada nodo y las longitudes de las tuberías, con lo cual se pudo establecer que las pendientes son moderadas en gran parte de las redes. A continuación, las figuras 26 a 29 contienen los perfiles hidráulicos de la red, donde los trazados en color azul indican la línea de energía y los naranjas la elevación en los nodos de diseño.

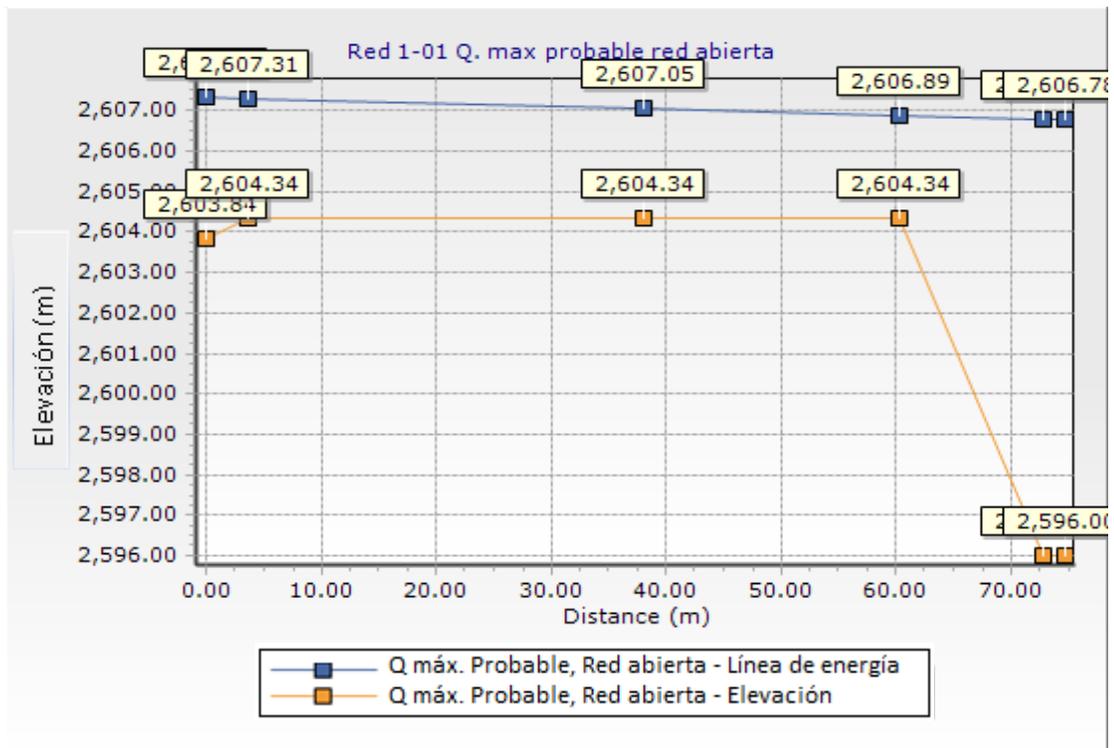


Figura 26. Perfil hidráulico de la Red 1-01 Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

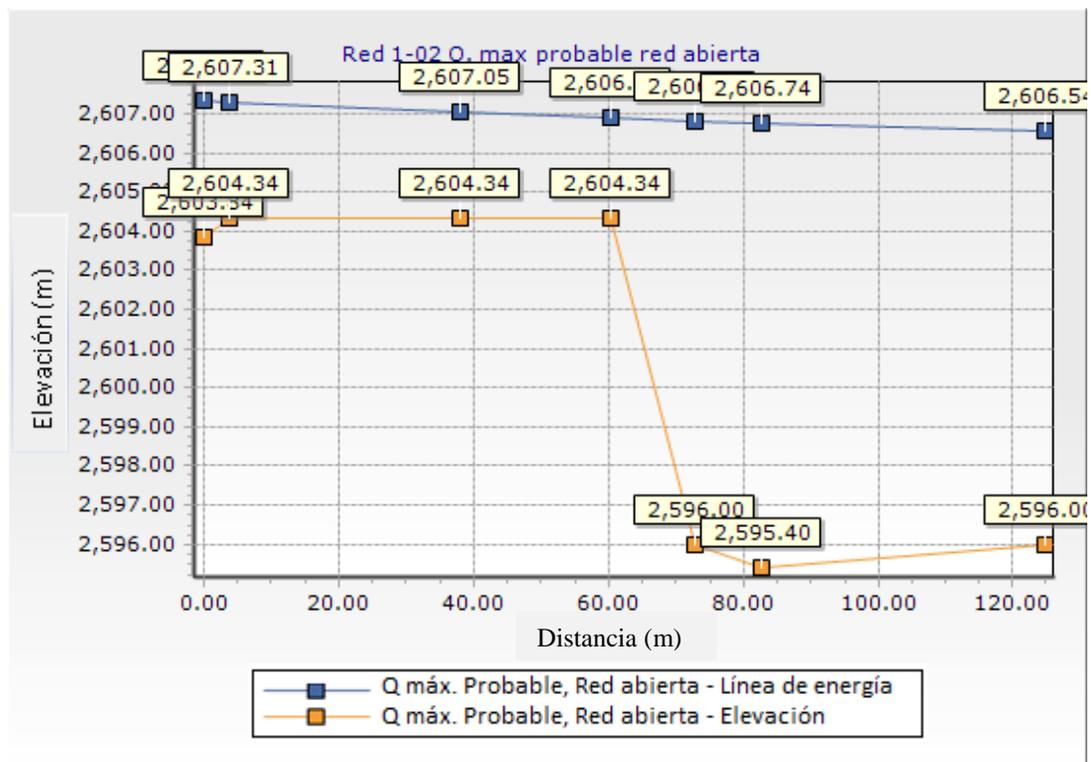


Figura 27. Perfil hidráulico de la Red 1-02 Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

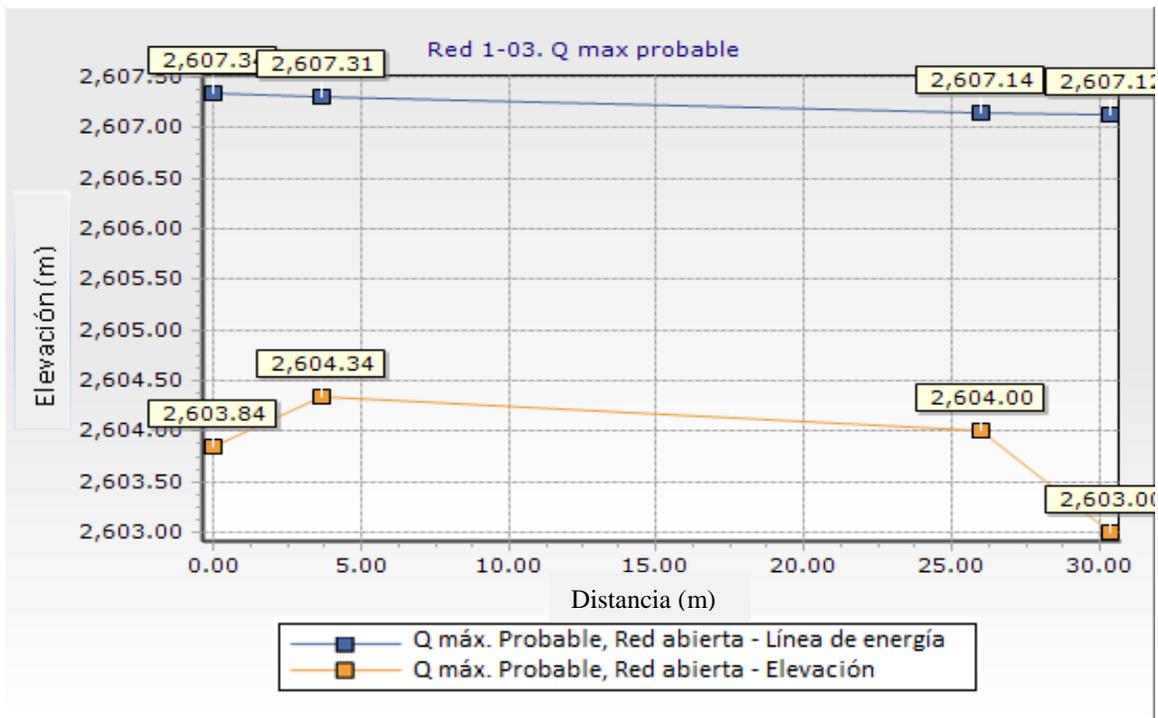


Figura 28. Perfil hidráulico de la Red 1-03 Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

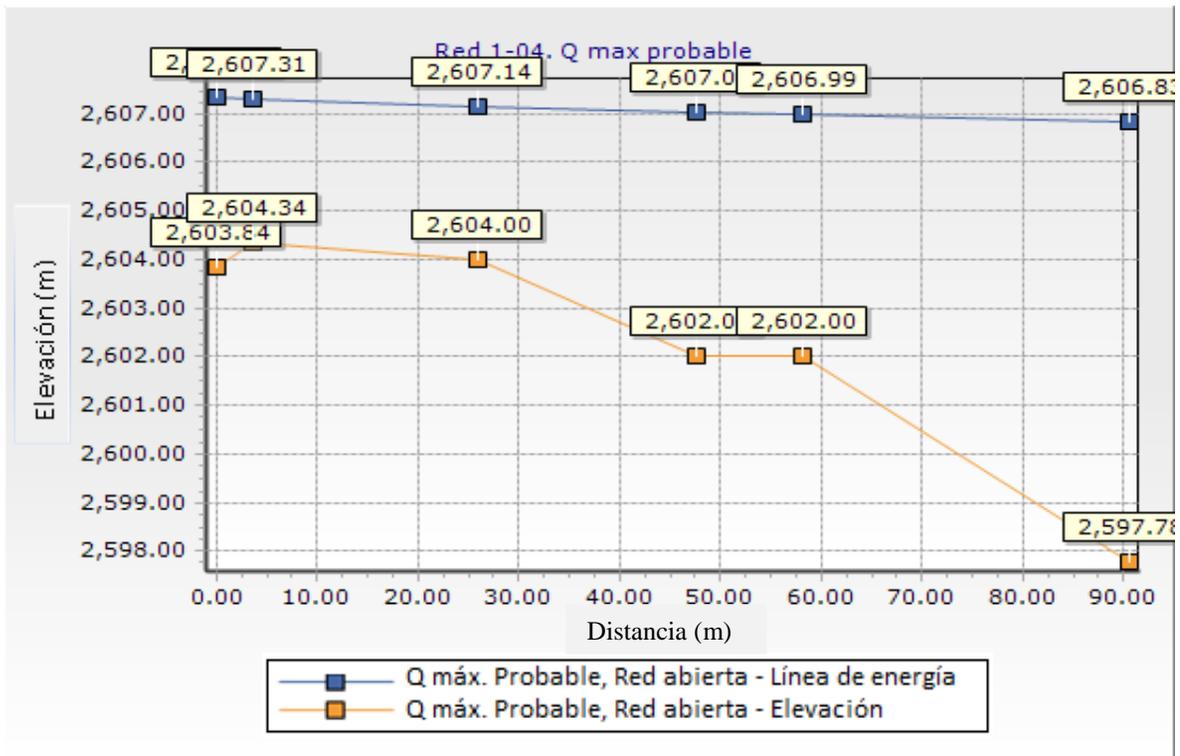


Figura 29. Perfil hidráulico de la Red 1-04 Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.



Secuencialmente, se realizó el análisis de presiones en los nodos de distribución del sistema, lográndose establecer que todas las presiones de servicio se encuentran dentro del umbral recomendado por el RAS 2000. Como se puede apreciar en la Tabla 24, la única red que expuso una magnitud menor a la mínima establecida (4,00 Metros Columna de Agua M.C.A.) es la correspondiente al nodo J1-09, pero, teniendo en cuenta las bondades de ubicación de la llave para el riego en el sector y la topografía de su zona de influencia, se decidió que en este punto se puede cumplir con el suministro sin problema alguno por pérdida de cabeza de presión (ver Anexo 11).

Tabla 24. Presión en nodos de suministro Subcuenca Campo de Fútbol frente a un caudal máximo probable.

No.	Nodo	Descripción	Presión M.C.A.
1	J1-05	Llave de suministro plazoleta Odontología – Ed. 27	10,10
2	J1-07	Llave de suministro plazoleta de Morfología	9,20
3	J1-09	Riego Zona Occidente campo de fútbol – oriente Arquitectura	3,90
4	J1-12	Llave de suministro plazoleta Arquitectura-La Frutera	7,90

4.1.6.2 Modelación Subcuenca CJFD-BARÓN: Escenario 1, bajo condición de Caudal Máximo Probable.

Seguidamente se procedió a evaluar, bajo las mismas condiciones anteriores, la Subcuenca CJFD-Barón, teniendo en cuenta los dos tramos compuestos de la red. De este análisis también se lograron obtener buenos resultados en cuanto a presiones, velocidades, longitudes y caudales. Como resultado, los diámetros necesarios para el cumplimiento óptimo de dichos parámetros correspondieron en su mayoría a 2.00 pg, complementados con diámetros nominales de 1.50 pg y 1.00 pg (37,50 mm y 23,80 mm de diámetro interno, respectivamente). Inmediatamente se establecieron los perfiles hidráulicos del sistema.

Tabla 25. Comportamiento hidráulico de la red de la Subcuenca CJFD-Barón frente a un caudal máximo probable.

CUENCA CFJD – BARON						
RED 2-01	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P2-01	10,12	2,00	PVC	2,26	1,22	31,4
P2-02	52,54	2,00	PVC	2,26	1,22	31,3
P2-03	2,69	2,00	PVC	2,01	1,08	25,5
P2-04	2,99	2,00	PVC	1,34	0,72	12,3
P2-05	3,11	1,50	PVC	0,67	0,61	12,5
RED 2-02	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P2-01	10,12	2,00	PVC	2,26	1,22	31,4
P2-02	52,54	2,00	PVC	2,26	1,22	31,3
P2-06	4,09	1,00	PVC	0,25	0,56	19,5
P2-07	8,01	1,00	PVC	0,25	0,56	19,5
P2-08	5,92	1,00	PVC	0,25	0,56	19,4

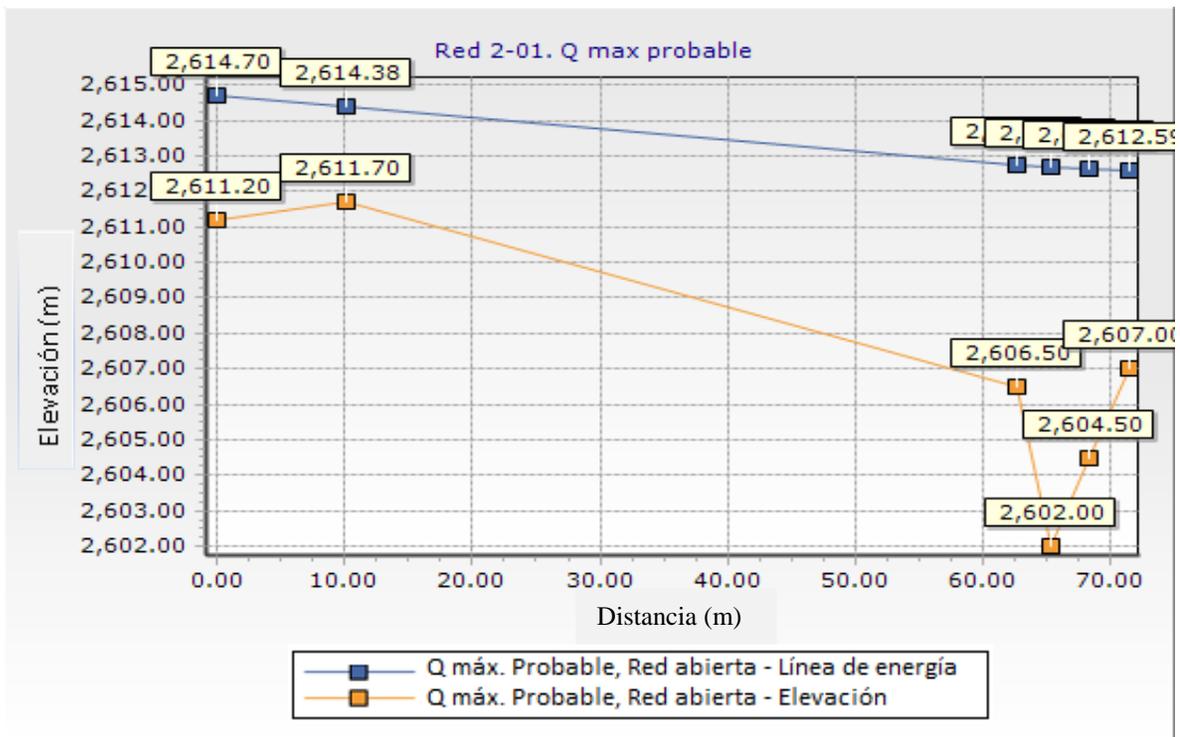


Figura 30. Perfil hidráulico de la Red 2-01 Subcuenca CJFD-Barón, frente a un caudal máximo probable.

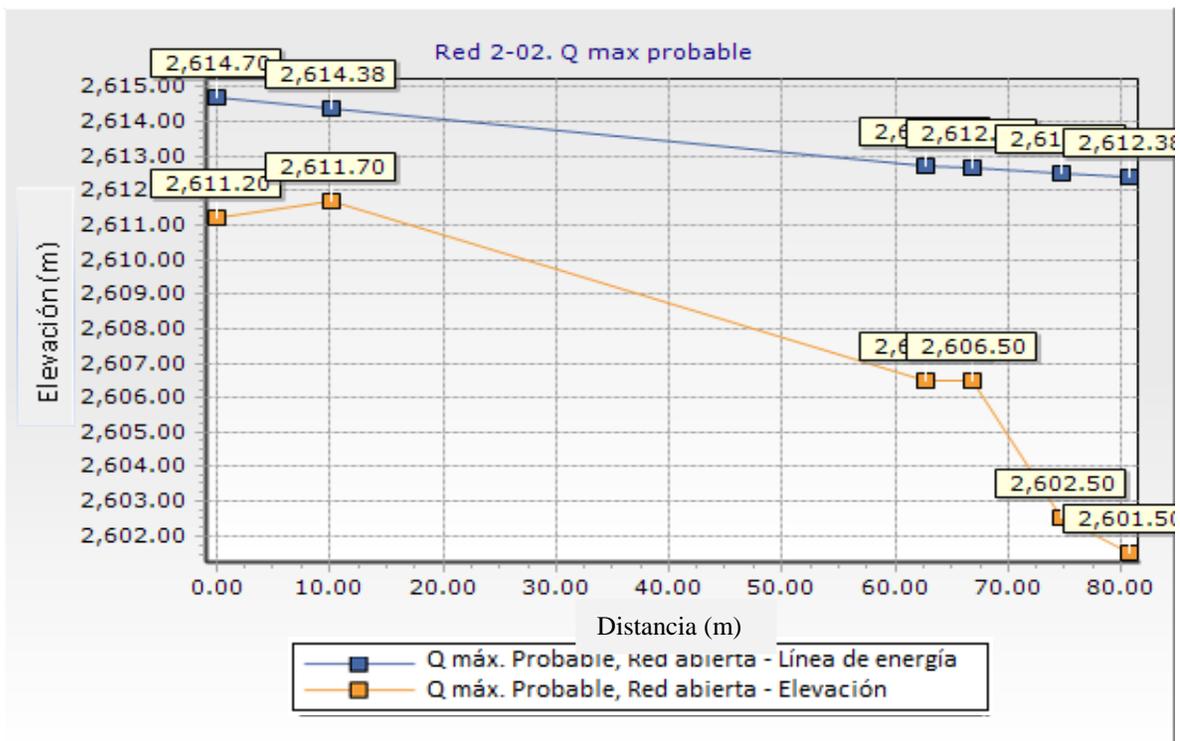


Figura 31. Perfil hidráulico de la Red 2-02 Subcuenca CJFD-Barón, frente a un caudal máximo probable.

Este sistema se encuentra establecido en una topografía de significativa pendiente (alrededor del 30 %), con lo cual el modelo garantiza una cabeza de presión notable, sin embargo, al igual que en la subcuenca Campo de Fútbol, se consideró la instalación de válvulas de aislamiento, las cuales reducen mínimamente la presión del sistema y evitan la suspensión de toda la red en el caso de un posible daño en el sistema, sectorizando la red principalmente en las salidas a distintos ramales. Al final, como se observa en la tabla 26, el sistema contaría con presiones de servicio dentro de los estándares recomendados por el RAS 2000 en cada uno de los nodos de entrega, puesto que la presión mínima sería de 7.70 M.C.A. y la máxima de 13.20 M.C.A.

Tabla 26. Presión en nodos de suministro Subcuenca CJFD-Barón frente a un caudal máximo probable.

No.	Nodo	Descripción	Presión M.C.A.
1	J2-03	Suministro usos del primer nivel de la Fac. de Ingeniería	12,70
2	J2-04	Suministro usos del segundo nivel de la Fac. de Ingeniería	10,20
3	J2-05	Suministro usos del tercer nivel de la Fac. de Ingeniería	7,70
4	J2-08	Llave de suministro para la Plazoleta de la Fac. de Ingeniería	13,20

Seguidamente, se realizó la modelación de las redes para el escenario 1 pero esta vez bajo la alternativa *a* (Caudal Máximo Probable).

4.1.6.3 Modelación Subcuenca Pasarelas: Escenario 1, bajo condición de Caudal Máximo Probable.

En la tabla 27 se aprecia un resumen del comportamiento hidráulico de la Subcuenca Pasarelas frente al análisis de una demanda máxima probable, según la aplicación de los coeficientes de simultaneidad en diferentes aparatos sanitarios.

Tabla 27. Comportamiento hidráulico de la red de la Subcuenca Pasarelas frente a un caudal máximo probable.

CUENCA PASARELAS						
RED 3-01	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P3-01	6,71	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-02	33,86	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-03	3,97	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-04	9,74	1,50	PVC	0,25	0,56	19,5
RED 3-02	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P3-01	6,71	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-02	33,86	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-03	3,97	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-05	6,31	2,00	PVC	1,21	0,65	10,4
P3-06	4,88	2,00	PVC	1,21	0,65	10,3
P3-07	3,13	1,50	PVC	0,58	0,73	21,1

CUENCA PASARELAS						
RED 3-03	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P3-01	6,71	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-02	33,86	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-03	3,97	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-08	66,45	1,00	PVC	0,25	0,56	19,5
P3-09	10,82	1,00	PVC	0,25	0,56	19,5
P3-10	6,57	1,00	PVC	0,25	0,56	19,5

De igual forma, se obtuvieron los perfiles hidráulicos de las distintas redes que componen el sistema. Las figuras 32, 33 y 34 establecen estos resultados.

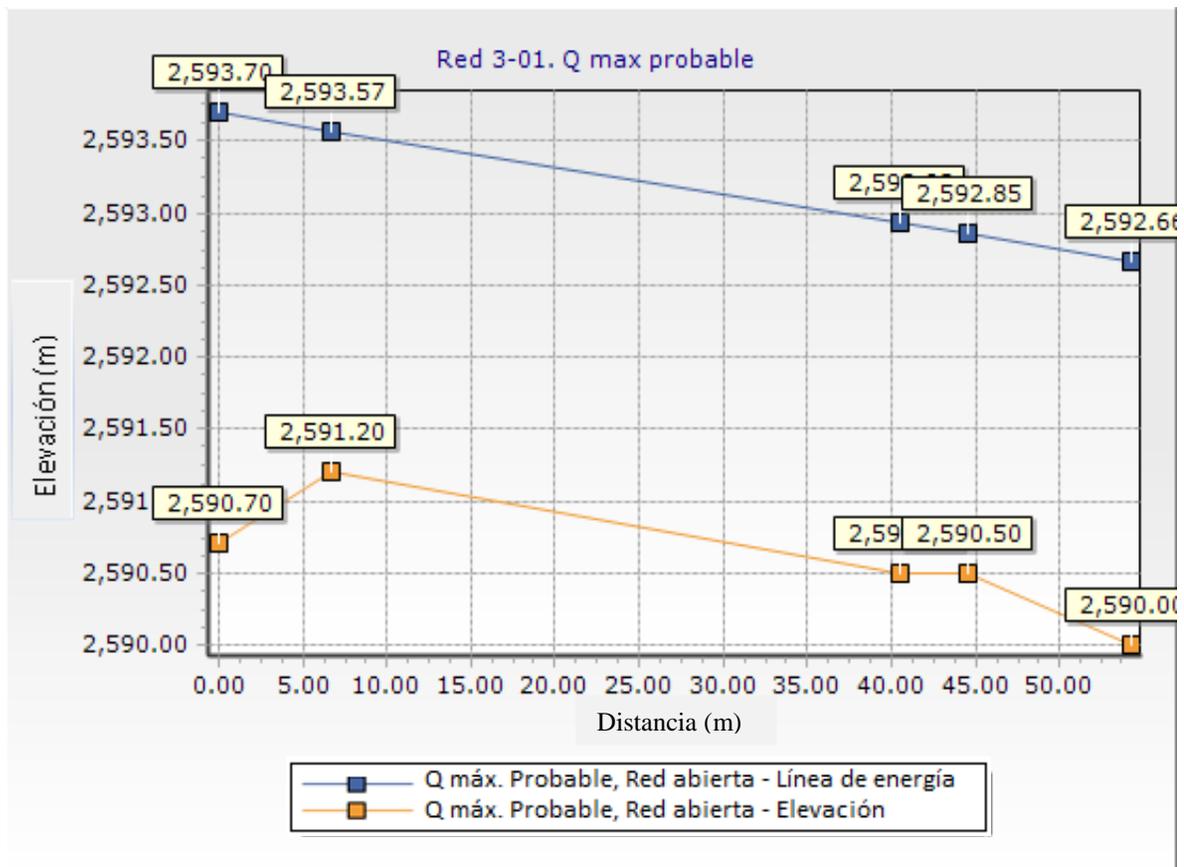


Figura 32. Perfil hidráulico de la Red 3-01 Subcuenca Pasarelas, frente a un caudal máximo probable.

De esta modelación se logró establecer que más del 50 % de la tubería necesita ser instalada en un diámetro de 2.00 pg, seguido por espesores de 1,50 pg y 1,00 pg, con el fin de garantizar que las velocidades cumplan las recomendaciones del RAS 2000. No obstante, el análisis de las presiones en los nodos de distribución no resultaron ser muy efectivos, puesto que la mitad de la red no cumple con el rango mínimo establecido. Para una mejor comprensión del sistema, el Anexo 11 se visualiza el plano general del sistema.

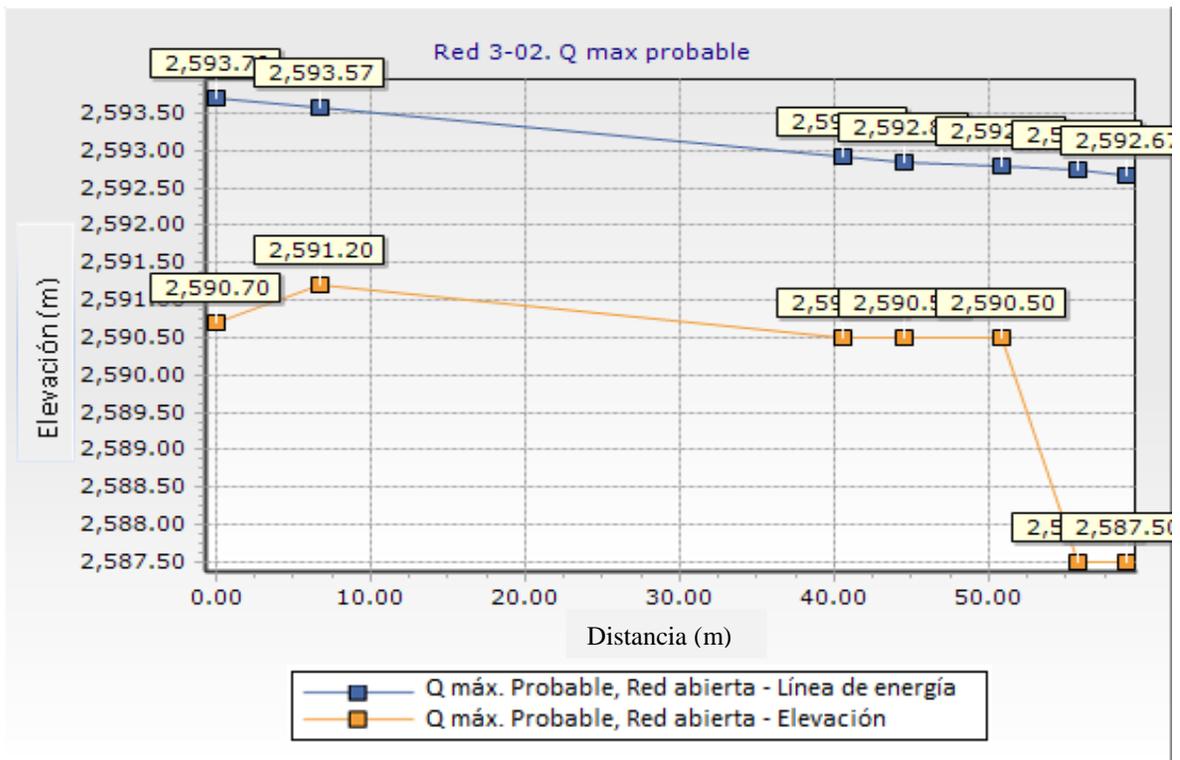


Figura 33. Perfil hidráulico de la Red 3-02 Subcuenca Pasarelas, frente a un caudal máximo probable.

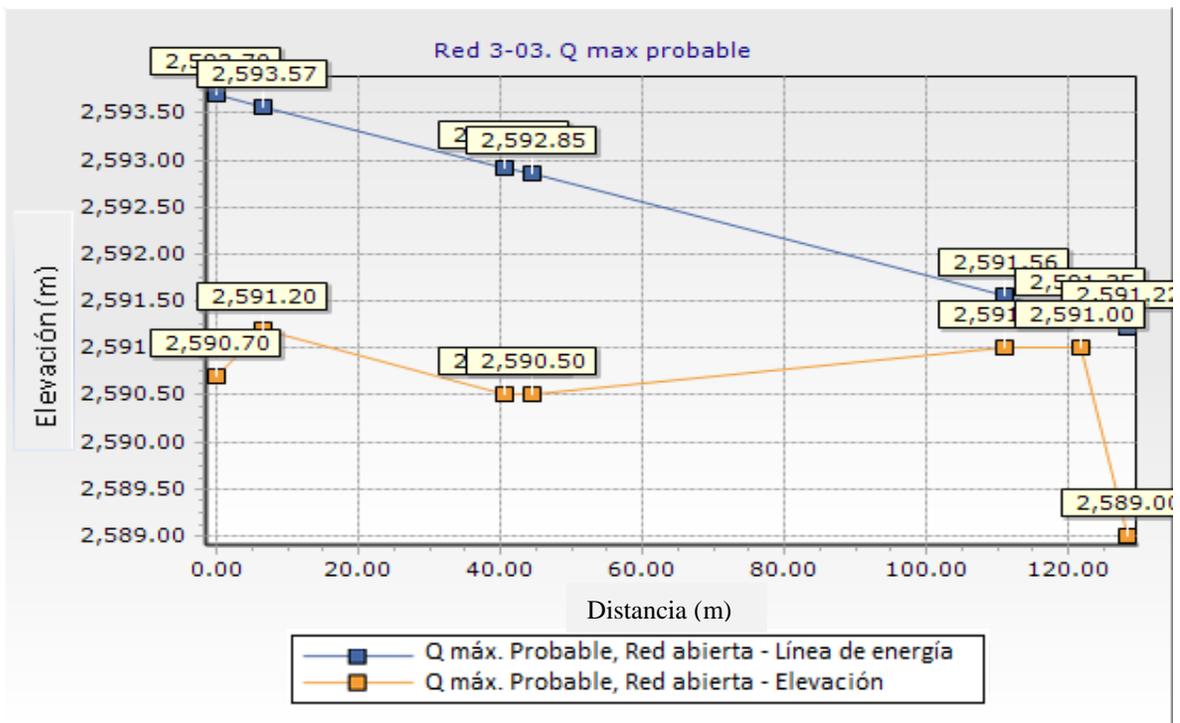


Figura 34. Perfil hidráulico de la Red 3-03 Subcuenca Pasarelas, frente a un caudal máximo probable.

Tabla 28. Presión en nodos de suministro Subcuenca Pasarelas frente a un caudal máximo probable.

No.	Nodo	Descripción	Presión M.C.A.
1	J3-04	Llave Suministro Cafetería Central	2,70
2	J3-06	Suministro Baños Públicos Mujeres	5,20
3	J3-07	Suministro Baños Públicos Hombres	5,20
4	J3-10	Llave suministro Plazoleta Entrada PUJB – Biblioteca	2,20

En la tabla 28 puede apreciarse que los nodos J3-04 y J3-10 no presentan una presión mínima necesaria para suministrar el caudal requerido, debido a que los niveles de la rasante del tanque de almacenamiento se encuentran muy cercanos a la parte baja de la zona de entrega y, consecuentemente, no se alcanza a obtener una presión significativa.

Como alternativa inicial para dar mayor presión a estos nodos se estimó la implementación de un sistema hidroneumático conectado a un pequeño receptáculo ubicado a la salida del tanque principal de almacenamiento. Pero esta situación aumentaría notablemente los costos por excavación y uso de energía, razón por la cual esta opción fue descartada.

Como solución a los problemas de presión de la Subcuenca Pasarelas, se determinó su eliminación como sistema independiente, para añadir sus trazados a la red complementaria de la Subcuenca Campo de Fútbol, logrando con ello, un ahorro en la concepción del tanque de almacenamiento, la planta de tratamiento y muy posiblemente los costos por bombeo.

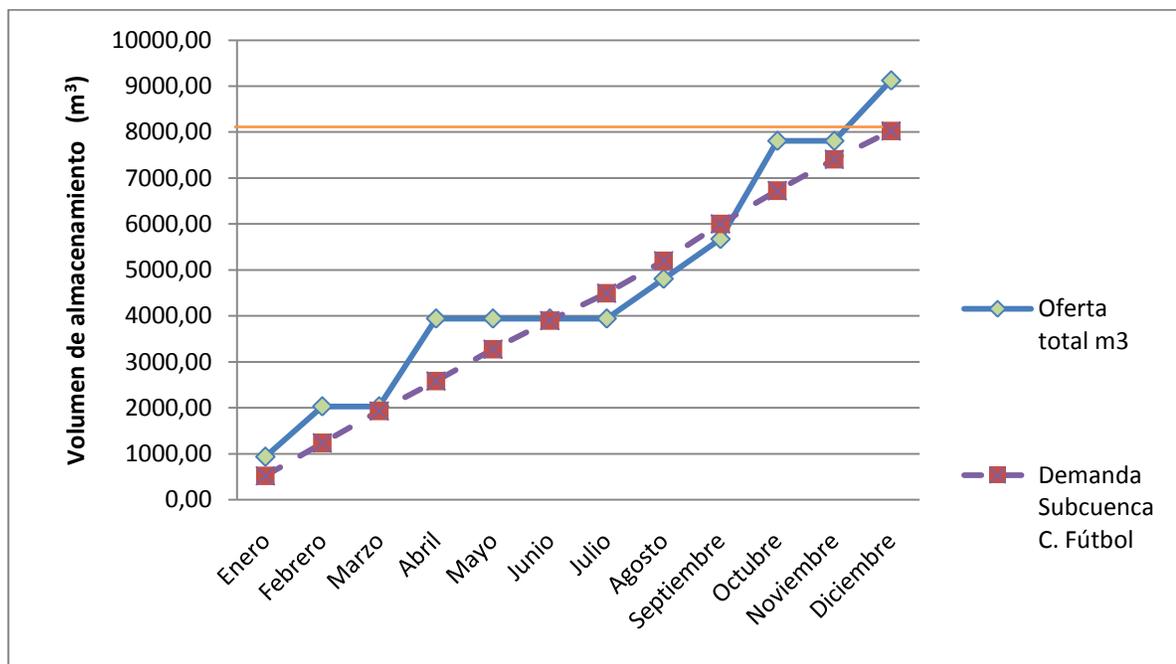


Figura 35. Volumen del tanque de almacenamiento por adición de la Subcuenca Pasarelas a la Subcuenca Campo de Fútbol.

Por esta razón, se procedió a analizar nuevamente las condiciones de oferta y demanda en la Subcuenca Campo de Fútbol (Anexo 8), para determinar el nuevo volumen del tanque de almacenamiento producto de la inclusión de las redes de la subcuenca Pasarelas como nuevos sistemas demandantes. De este análisis se dedujo que inicialmente sería necesaria la construcción de un tanque de almacenamiento de 1360 m^3 (figura 35), pero debido a que al final del año se estaría generando un volumen de excesos del orden de 1100 m^3 , se concluyó que el volumen del tanque debería continuar siendo el mismo al de la modelación inicial (912 m^3).

En la figura 36 se visualiza la modificación de los trazados iniciales en el programa AutoCAD, a través de la unificación de las subcuencas Campo de Fútbol y Pasarelas en el sistema 1. La Subcuenca CJFD-Barón no tuvo modificación alguna, asumiendo en el trazado el nombre de sistema 2.

Por esta razón, se realizó un nuevo análisis de la Subcuenca Campo de Fútbol, bajo las mismas condiciones de servicio, pero de acuerdo a la inclusión de las nuevas redes de demanda, las cuales WaterCAD identificó como los tramos quinto, sexto y séptimo.

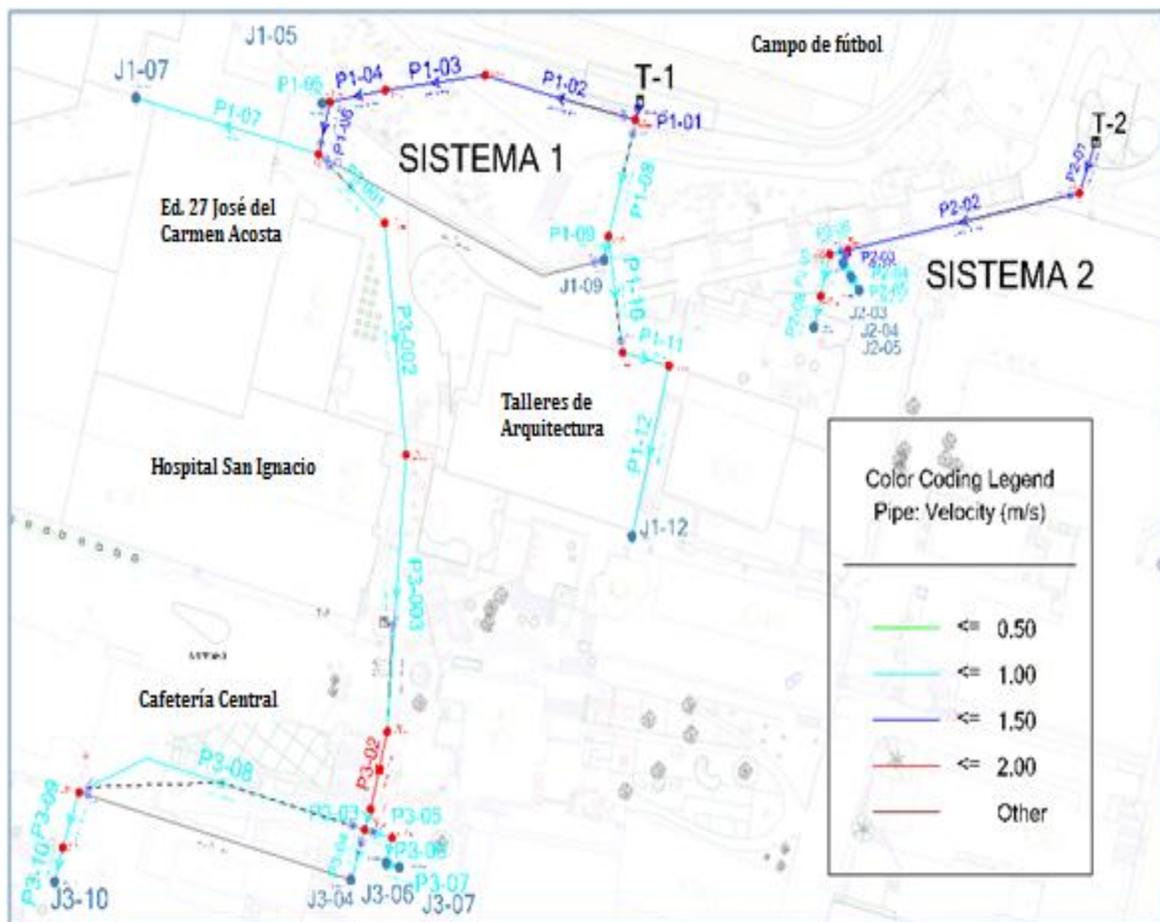


Figura 36. Ajuste de los trazados de las redes de aguas lluvias en el campus de la PUJB.

4.1.6.4 Modelación de Ajuste Subcuenca Campo de Fútbol: Escenario 1, bajo condición de Caudal Máximo Probable.

De acuerdo a la incorporación de las redes de distribución de la Subcuenca Pasarelas a la Subcuenca Campo de Fútbol, se realizó nuevamente la modelación hidráulica para este escenario con el objetivo de conocer su comportamiento frente a una demanda máxima probable. La tabla 29 muestra que las velocidades y gradientes de presión se encuentran dentro de los rangos recomendados por el RAS 2000.

Tabla 29. Comportamiento hidráulico de la red de la Subcuenca Campo de Fútbol modificada frente a un caudal máximo probable.

CUENCA CANCHA DE FUTBOL						
RED 1-01	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,00	PVC	2,71	1,46	43,3
P1-02	34,46	2,00	PVC	2,21	1,19	30,1
P1-03	22,28	2,00	PVC	2,21	1,19	30,1
P1-04	12,48	2,00	PVC	2,21	1,19	30,1
P1-05	1,89	1,00	PVC	0,25	0,56	19,5
RED 1-02	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,00	PVC	2,71	1,46	43,3
P1-02	34,46	2,00	PVC	2,21	1,19	30,1
P1-03	22,28	2,00	PVC	2,21	1,19	30,1
P1-04	12,48	2,00	PVC	2,21	1,19	30,1
P1-06	9,95	2,00	PVC	1,96	1,06	24,3
P1-07	41,98	1,00	PVC	0,25	0,56	19,5
RED 1-03	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,00	PVC	2,71	1,46	43,3
P1-08	22,32	1,50	PVC	0,5	0,63	16,2
P1-09	4,41	1,00	PVC	0,25	0,56	19,4
RED 1-04	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,00	PVC	2,71	1,46	43,3
P1-08	22,32	1,50	PVC	0,5	0,63	16,2
P1-10	21,62	1,00	PVC	0,25	0,56	19,5
P1-11	10,51	1,00	PVC	0,25	0,56	19,5
P1-12	32,48	1,00	PVC	0,25	0,56	19,5
RED 1-05	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,00	PVC	2,71	1,46	43,3
P1-02	34,46	2,00	PVC	2,21	1,19	30,1
P1-03	22,28	2,00	PVC	2,21	1,19	30,1
P1-04	12,48	2,00	PVC	2,21	1,19	30,1
P1-06	9,95	2,00	PVC	1,96	1,06	24,3
P3-001	19,39	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-002	42,92	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-003	51,18	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-02	14,79	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-03	3,97	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-04	9,74	1,00	PVC	0,25	0,56	19,5
RED 1-06	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,00	PVC	2,71	1,46	43,3
P1-02	34,46	2,00	PVC	2,21	1,19	30,1
P1-03	22,28	2,00	PVC	2,21	1,19	30,1
P1-04	12,48	2,00	PVC	2,21	1,19	30,1
P1-06	9,95	2,00	PVC	1,96	1,06	24,3
P3-001	19,39	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1



CUENCA CANCHA DE FUTBOL						
RED 1-01	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P3-002	42,92	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-003	51,18	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-02	14,79	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-03	3,97	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-05	6,31	2,00	PVC	1,21	0,65	10,4
P3-06	4,88	2,00	PVC	1,21	0,65	10,3
P3-07	3,13	1,50	PVC	0,58	0,51	9,1
RED 1-07	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,00	PVC	2,71	1,46	43,3
P1-02	34,46	2,00	PVC	2,21	1,19	30,1
P1-03	22,28	2,00	PVC	2,21	1,19	30,1
P1-04	12,48	2,00	PVC	2,21	1,19	30,1
P1-06	9,95	2,00	PVC	1,96	1,06	24,3
P3-001	19,39	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-002	42,92	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-003	51,18	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-02	14,79	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-03	3,97	2,00	PVC	1,71	0,92	19,1
P3-08	66,45	1,00	PVC	0,25	0,56	19,5
P3-09	10,82	1,00	PVC	0,25	0,56	19,5
P3-10	6,57	1,00	PVC	0,25	0,56	19,5

De este análisis se puede observar que para el cumplimiento de los rangos de velocidad, las redes que en el escenario anterior fueron estimadas en 1.00 plg, en este caso, tuvieron que ser ampliadas a 1.50 pg; de igual forma, las tuberías iniciales estipuladas en 1.50 pg pasaron a ser de 2.00 pg. Así mismo, el 70 % del total de las tuberías corresponden a un diámetro de 2,00 pg, siendo este el mayor rango de denominación de las tuberías del sistema. Estos aumentos de las dimensiones de las tuberías, se justifican en que esta nueva demanda es mucho mayor a la del escenario anterior, producto de la inclusión de nuevas redes, con lo cual el sistema debe suministrar un mayor caudal instantáneo. Si bien es cierto, se puede considerar que este nuevo diseño trae consigo mayores costos por el aumento de las dimensiones de los materiales, contrariamente, este puede resultar ser más económico que el planteamiento inicial (Subcuencas Campo de Fútbol y Pasarelas por separado) debido a que se conservan los volúmenes del tanque de almacenamiento y no es necesario mejorar los niveles de presión.

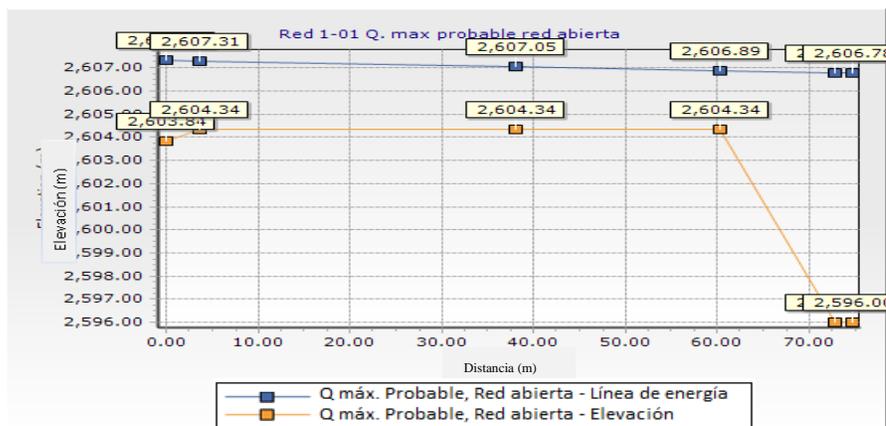


Figura 37. Perfil hidráulico de la red 1-01 del modelo ajustado de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

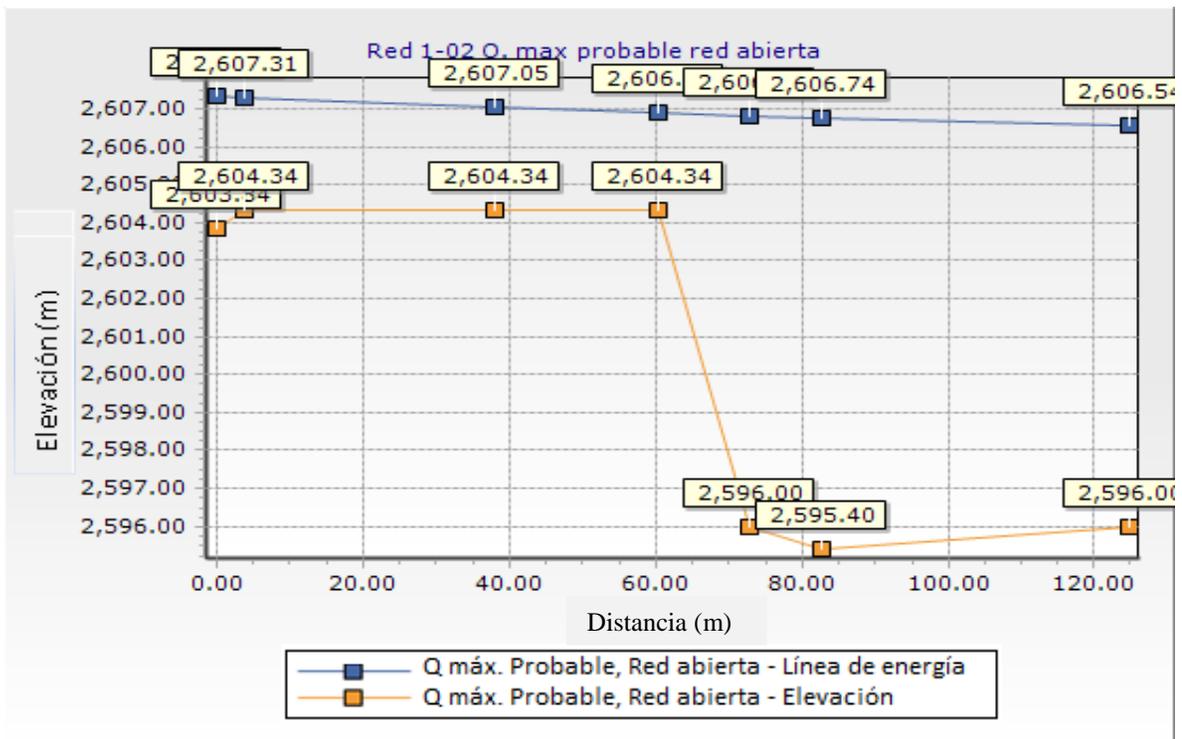


Figura 38. Perfil hidráulico de la red 1-02 del modelo ajustado de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

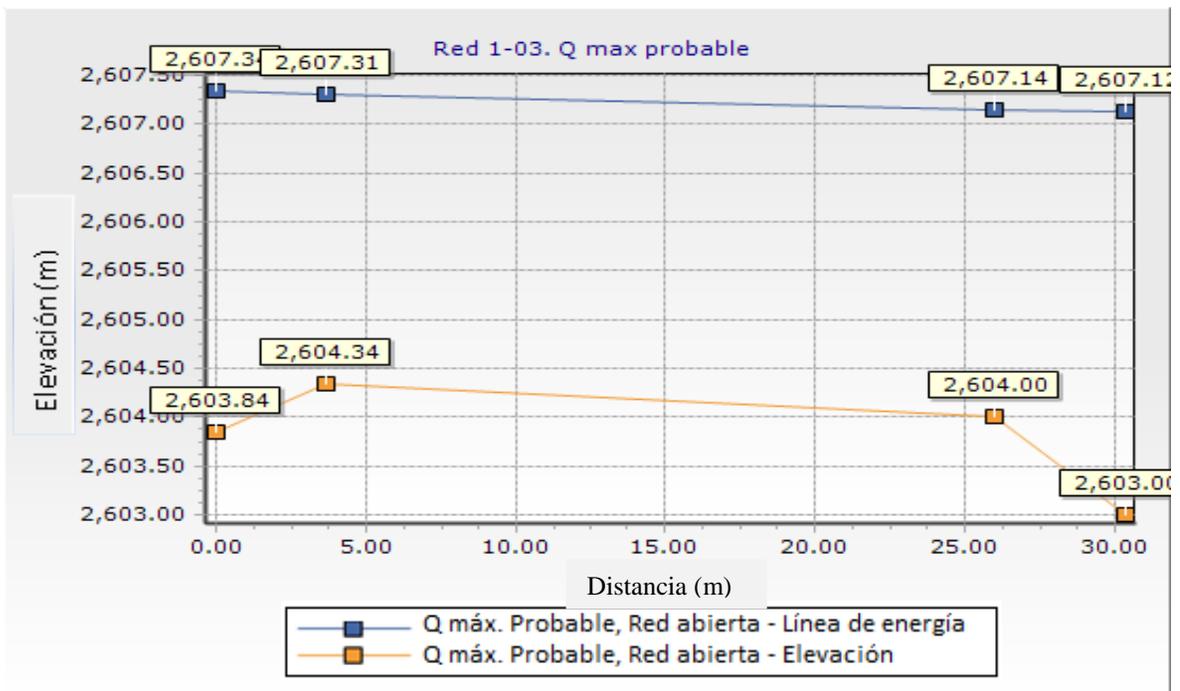


Figura 39. Perfil hidráulico de la red 1-03 del modelo ajustado de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

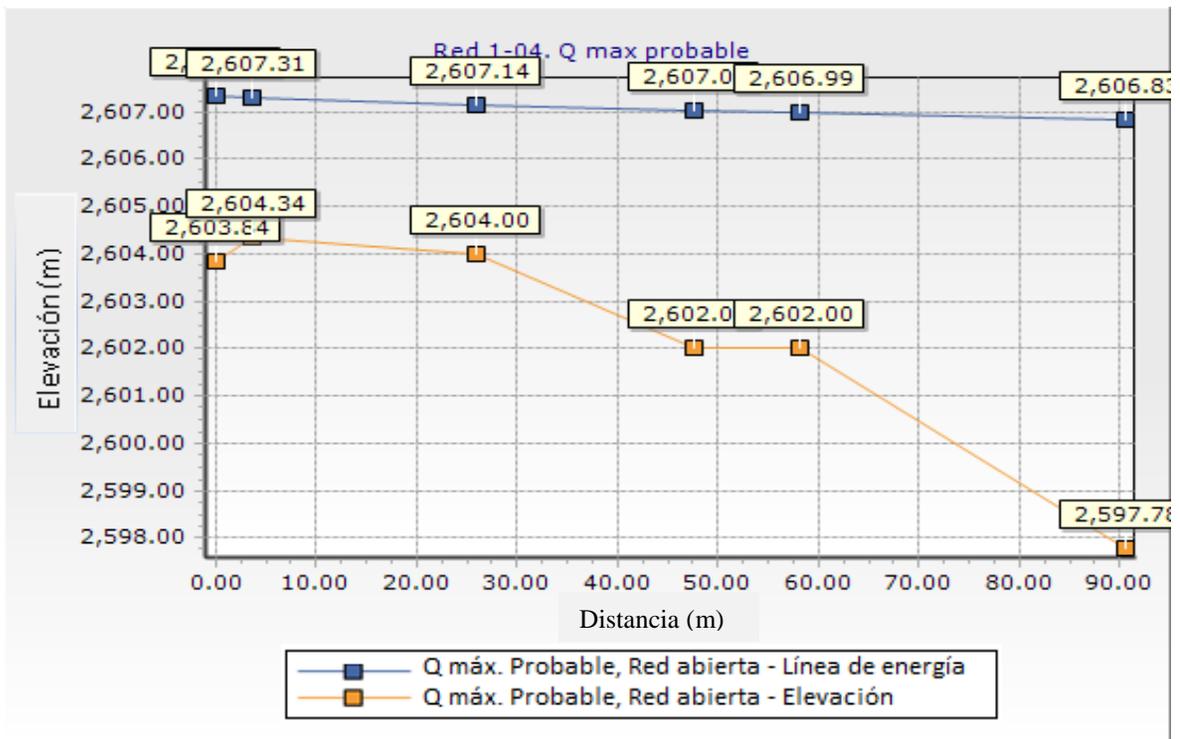


Figura 40. Perfil hidráulico de la red 1-04 del modelo ajustado de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

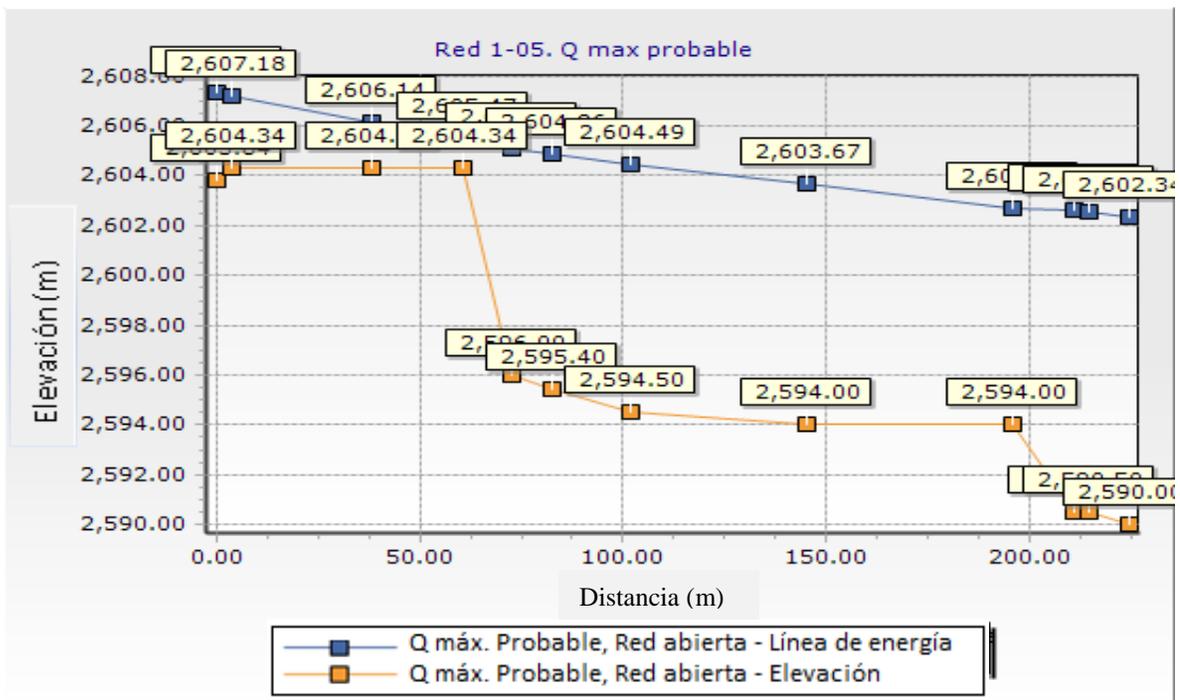


Figura 41. Perfil hidráulico de la red 1-05 del modelo ajustado de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

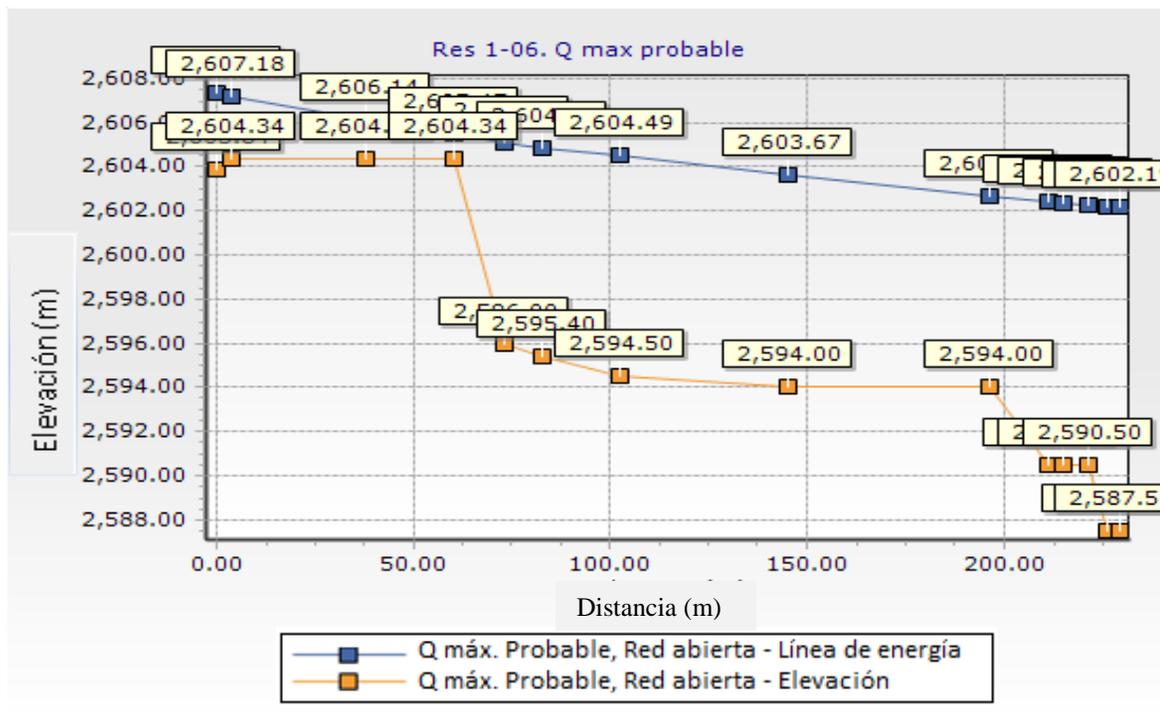


Figura 42. Perfil hidráulico de la red 1-06 del modelo ajustado de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

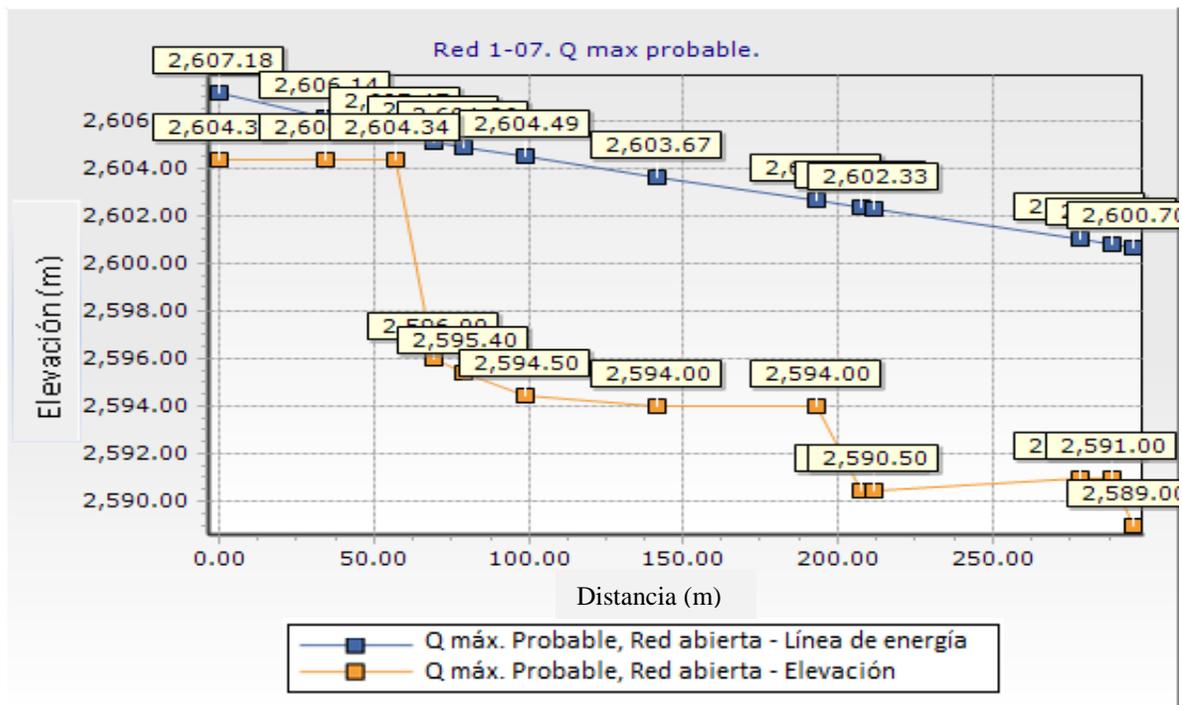


Figura 43. Perfil hidráulico de la red 1-07 del modelo ajustado de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

Del análisis de los perfiles hidráulicos se logró establecer que en la mayoría de los tramos de la red no existen pendientes muy pronunciadas, permitiendo establecer que las cabezas de presión aunque son significativas, se encuentran dentro de los umbrales permitidos por el título B del RAS 2000. En la tabla 30 se enuncian los valores de presión resultantes en los nodos de entrega. Así mismo, en el Anexo 11 se visualiza el plano de redes.

Tabla 30. Presión en nodos de suministro Subcuenca Campo de Fútbol frente a un caudal máximo probable.

No.	Nodo	Descripción	Presión M.C.A.
1	J1-05	Llave de suministro plazoleta Odontología – Ed. 27	9,00
2	J1-07	Llave de suministro plazoleta de Morfología	8,00
3	J1-09	Riego Zona Occidente campo de fútbol – oriente Arquitectura	3,70
4	J1-12	Llave de suministro plazoleta Arquitectura-La Frutera	4,40
5	J3-04	Llave Suministro Cafetería Central	12,10
6	J3-06	Suministro Baños Públicos	14,70
7	J3-07	Llave suministro Plazoleta Entrada PUJB – Biblioteca	14,70

Por su parte, los estudios de escenarios contemplaron inicialmente el análisis del comportamiento de las redes de distribución a partir de dos materiales seleccionados (i) PVC y (ii) Polietileno de Alta Densidad. Sin embargo, estos dos compuestos poseen igual coeficiente de Manning (0.009), por lo cual no es necesario realizar las modelaciones para utilizar el Polietileno de Alta Densidad PEAD como tubería (INRH, 2004; Krah, 2003), puesto que los resultados de las modelaciones serían iguales a los anteriormente obtenidos. Por esta razón y para efectos de simplicidad en las modelaciones, se continuó estableciendo el PVC como el material constitutivo de las tuberías aunque el análisis económico será el encargado de determinar el material más factible para ser utilizado en el campus.

Con los resultados de estos análisis concluyeron las modelaciones hidráulicas bajo los parámetros de demanda máxima probable (alternativa b).

4.1.6.5 Modelación Subcuenca Campo de Fútbol: Escenario 1, bajo condición de Caudal Máximo Posible.

Se realizó el estudio del comportamiento hidráulico para cada una de las redes de las subcuencas Campo de Fútbol y CJFD-Barón, de cara a la estimación de una demanda máxima posible (alternativa a), en la cual se supuso que todos los sistemas incluidos en el diseño funcionaran al mismo instante, generando con ello el máximo pico de consumo.



Tabla 31. Comportamiento hidráulico de la red de la Subcuenca Campo de Fútbol frente a un caudal máximo posible.

CUENCA CANCHA DE FUTBOL						
RED 1-01	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,50	PVC	3,75	1,41	32,60
P1-02	34,46	2,50	PVC	3,25	1,22	25,30
P1-03	22,28	2,50	PVC	3,25	1,22	25,30
P1-04	12,48	2,00	PVC	3,25	1,75	60,10
P1-05	1,89	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
RED 1-02	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,50	PVC	3,75	1,41	32,60
P1-02	34,46	2,50	PVC	3,25	1,22	25,30
P1-03	22,28	2,50	PVC	3,25	1,22	25,30
P1-04	12,48	2,00	PVC	3,25	1,75	60,10
P1-06	9,95	2,00	PVC	3,00	1,62	52,00
P1-07	41,98	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
RED 1-03	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,50	PVC	3,75	1,41	32,60
P1-08	22,32	1,50	PVC	0,50	0,63	16,20
P1-09	4,41	1,00	PVC	0,25	0,56	19,40
RED 1-04	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,50	PVC	3,75	1,41	32,60
P1-08	22,32	1,50	PVC	0,5	0,63	16,20
P1-10	21,62	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
P1-11	10,51	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
P1-12	32,48	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
RED 1-05	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,00	PVC	2,71	1,46	43,30
P1-02	34,46	2,00	PVC	2,21	1,19	30,10
P1-03	22,28	2,00	PVC	2,21	1,19	30,10
P1-04	12,48	2,00	PVC	2,21	1,19	30,10
P1-06	9,95	2,00	PVC	1,96	1,06	24,30
P3-001	19,39	2,00	PVC	2,75	1,48	44,50
P3-002	42,92	2,00	PVC	2,75	1,48	44,50
P3-003	51,18	2,00	PVC	2,75	1,48	44,50
P3-02	14,79	2,00	PVC	2,75	1,48	44,50
P3-03	3,97	2,00	PVC	2,75	1,48	44,50
P3-04	9,74	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
RED 1-06	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,00	PVC	2,71	1,46	43,30
P1-02	34,46	2,00	PVC	2,21	1,19	30,10
P1-03	22,28	2,00	PVC	2,21	1,19	30,10
P1-04	12,48	2,00	PVC	2,21	1,19	30,10
P1-06	9,95	2,00	PVC	1,96	1,06	24,30
P3-001	19,39	2,00	PVC	2,75	1,48	44,50
P3-002	42,92	2,00	PVC	2,75	1,48	44,50
P3-003	51,18	2,00	PVC	2,75	1,48	44,50
P3-02	14,79	2,00	PVC	2,75	1,48	44,50
P3-03	3,97	2,00	PVC	2,75	1,48	44,50
P3-05	6,31	2,00	PVC	2,25	1,21	31,10
P3-06	4,88	2,00	PVC	2,25	1,21	31,10
P3-07	3,13	1,50	PVC	1,00	0,88	23,60

CUENCA CANCHA DE FUTBOL						
RED 1-07	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	2,00	PVC	2,71	1,46	43,30
P1-02	34,46	2,00	PVC	2,21	1,19	30,10
P1-03	22,28	2,00	PVC	2,21	1,19	30,10
P1-04	12,48	2,00	PVC	2,21	1,19	30,10
P1-06	9,95	2,00	PVC	1,96	1,06	24,30
P3-001	19,39	2,00	PVC	2,75	1,48	44,50
P3-002	42,92	2,00	PVC	2,75	1,48	44,50
P3-003	51,18	2,00	PVC	2,75	1,48	44,50
P3-02	14,79	2,00	PVC	2,75	1,48	44,50
P3-03	3,97	2,00	PVC	2,75	1,48	44,50
P3-08	66,45	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
P3-09	10,82	1,00	PVC	0,25	0,56	19,40
P3-10	6,57	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50

Seguidamente se desarrollaron los perfiles hidráulicos con el objetivo de conocer el comportamiento de la red ante la demanda pico establecida, encontrando que la pendiente aproximada del sistema es del 28 %.

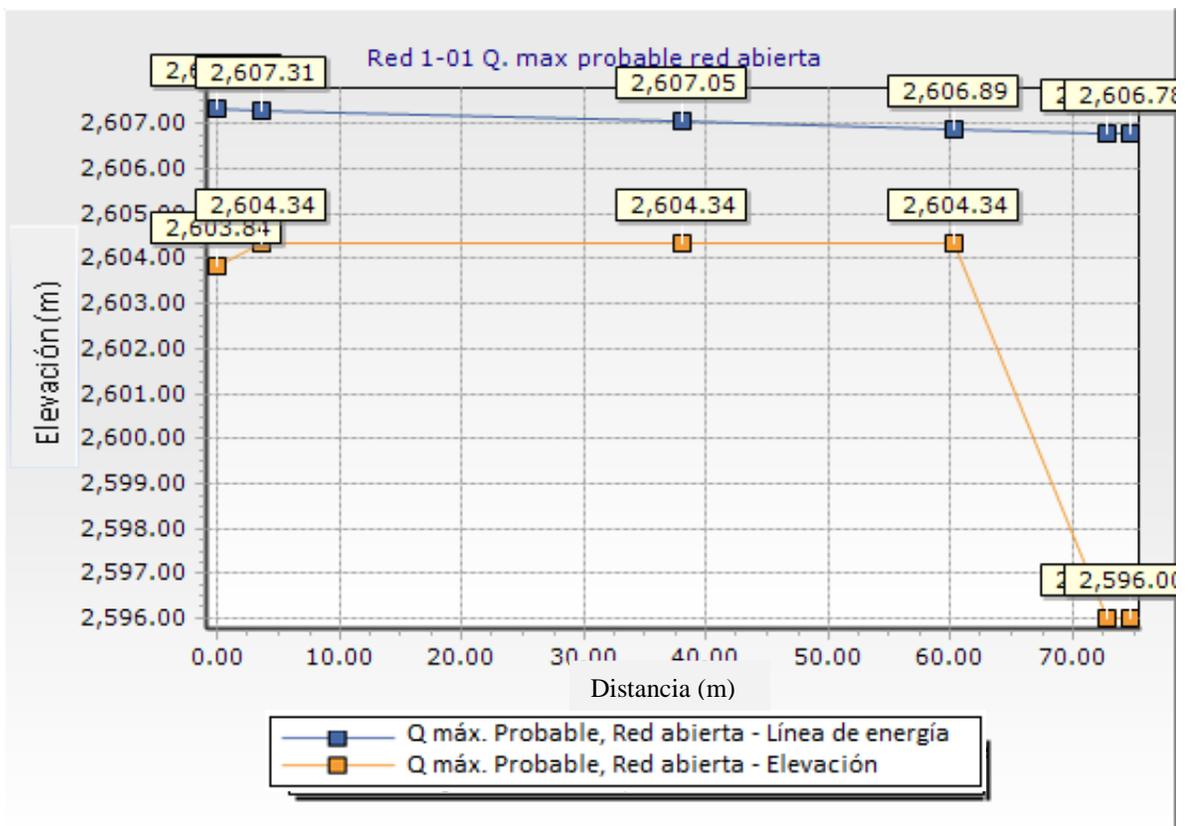


Figura 44. Perfil hidráulico de la red 1-01 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo posible.

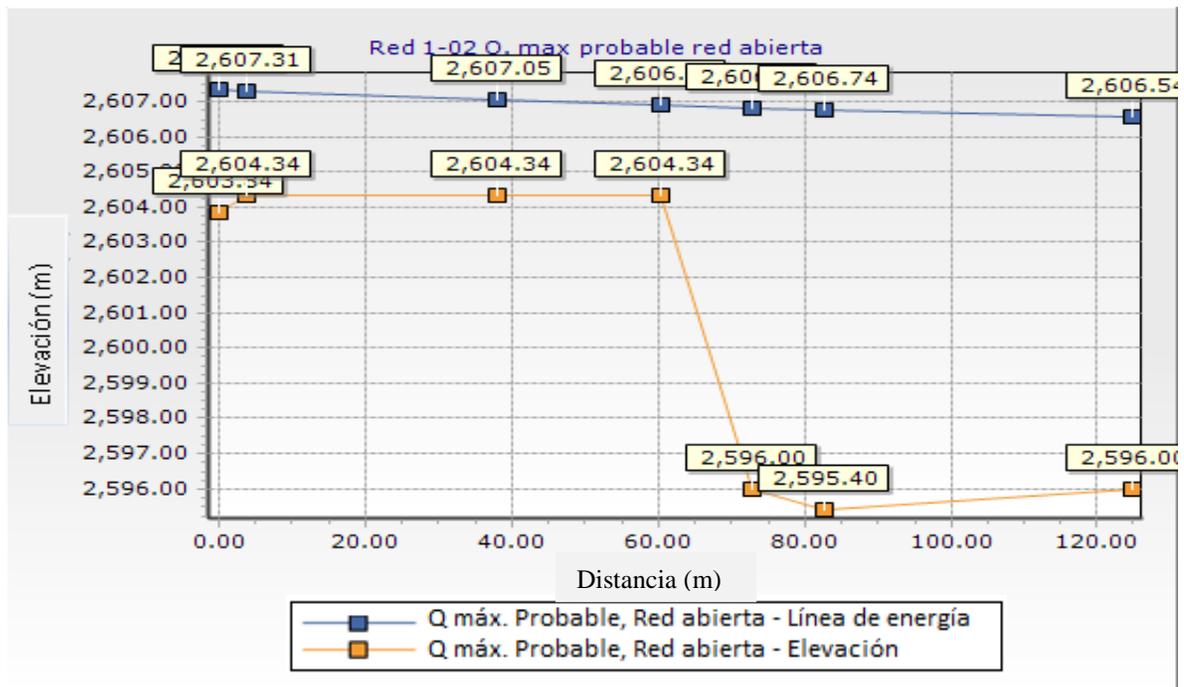


Figura 45. Perfil hidráulico de la red 1-02 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo posible.

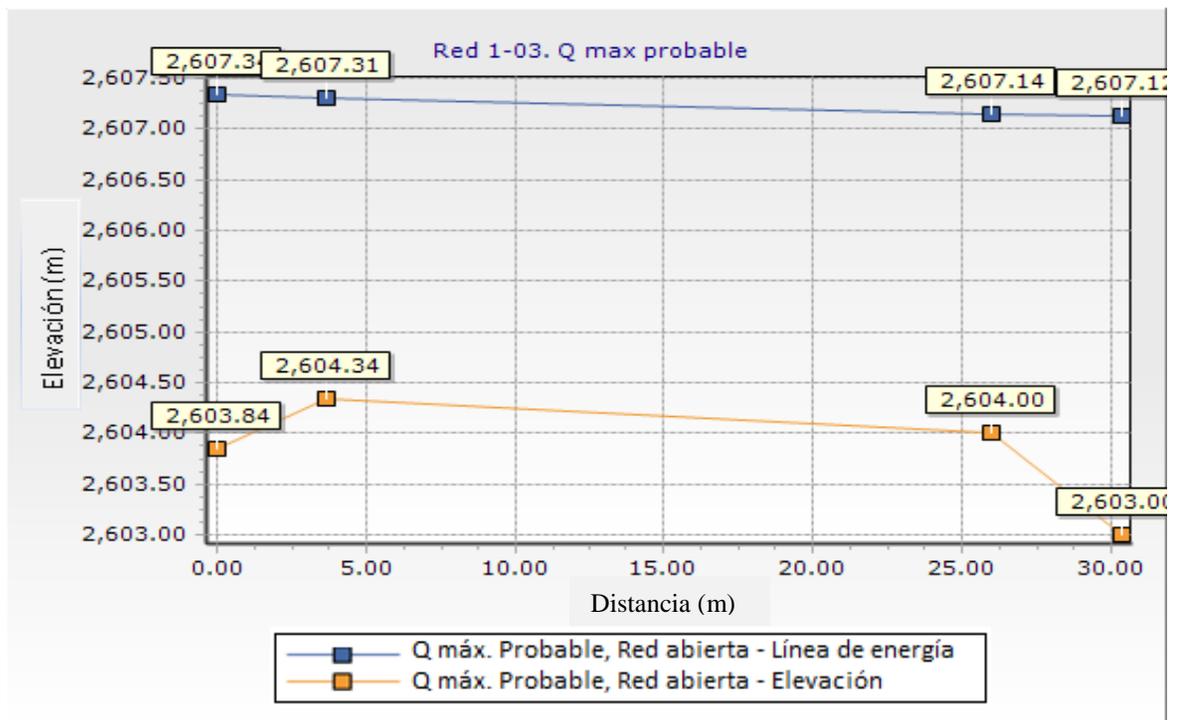


Figura 46. Perfil hidráulico de la red 1-03 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo posible.

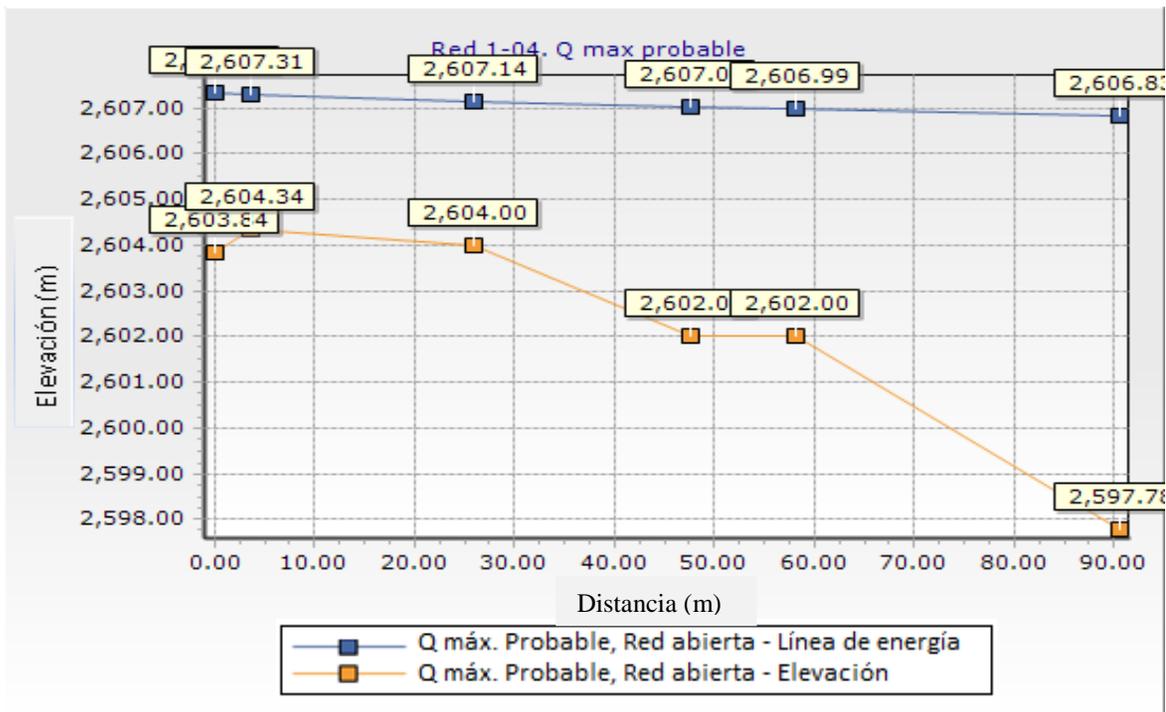


Figura 47. Perfil hidráulico de la red 1-04 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo posible.

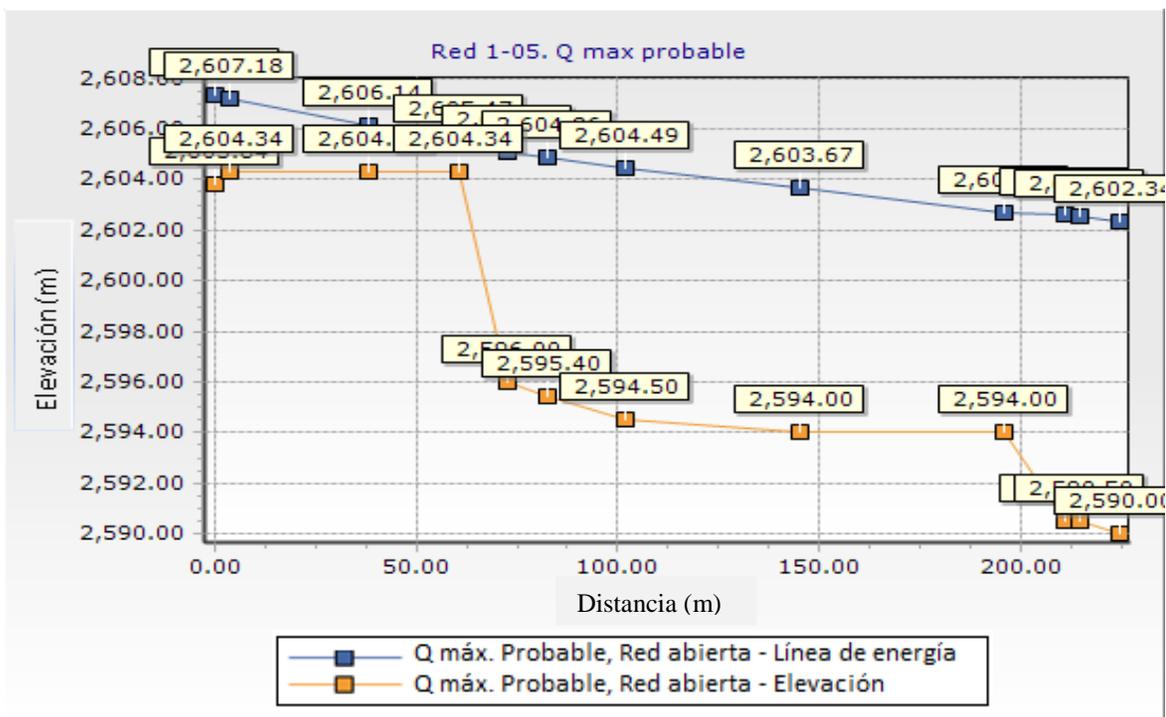


Figura 48. Perfil hidráulico de la red 1-05 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo posible.

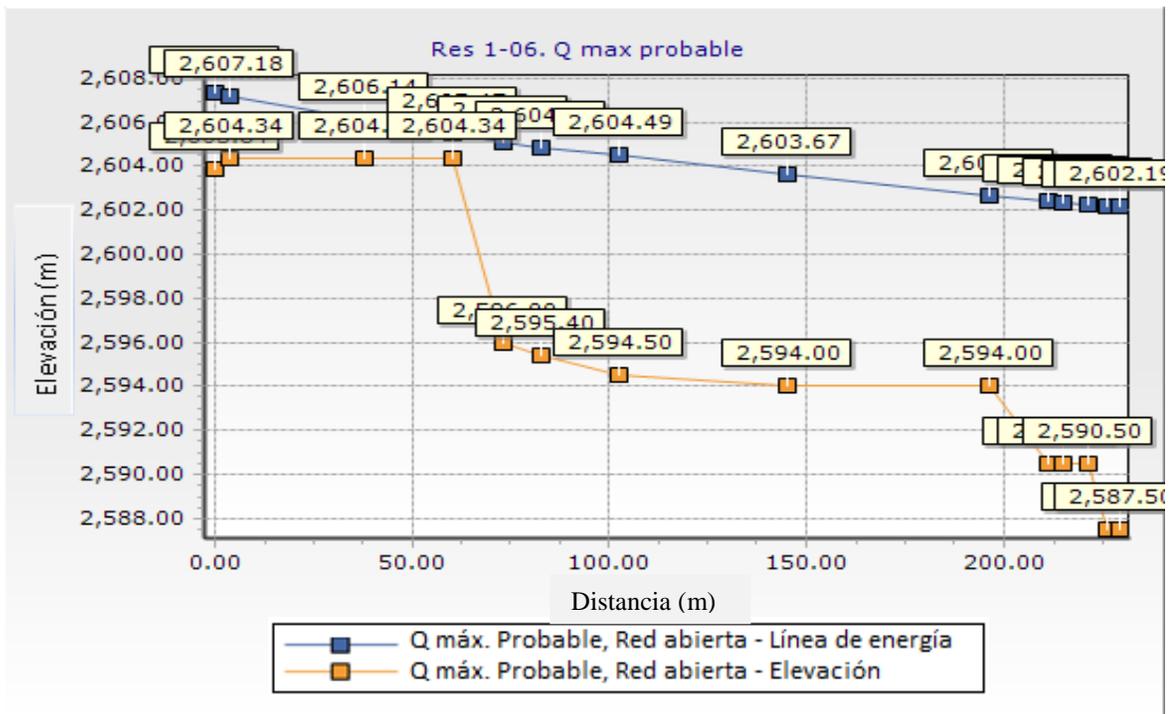


Figura 49. Perfil hidráulico de la red 1-06 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo posible.

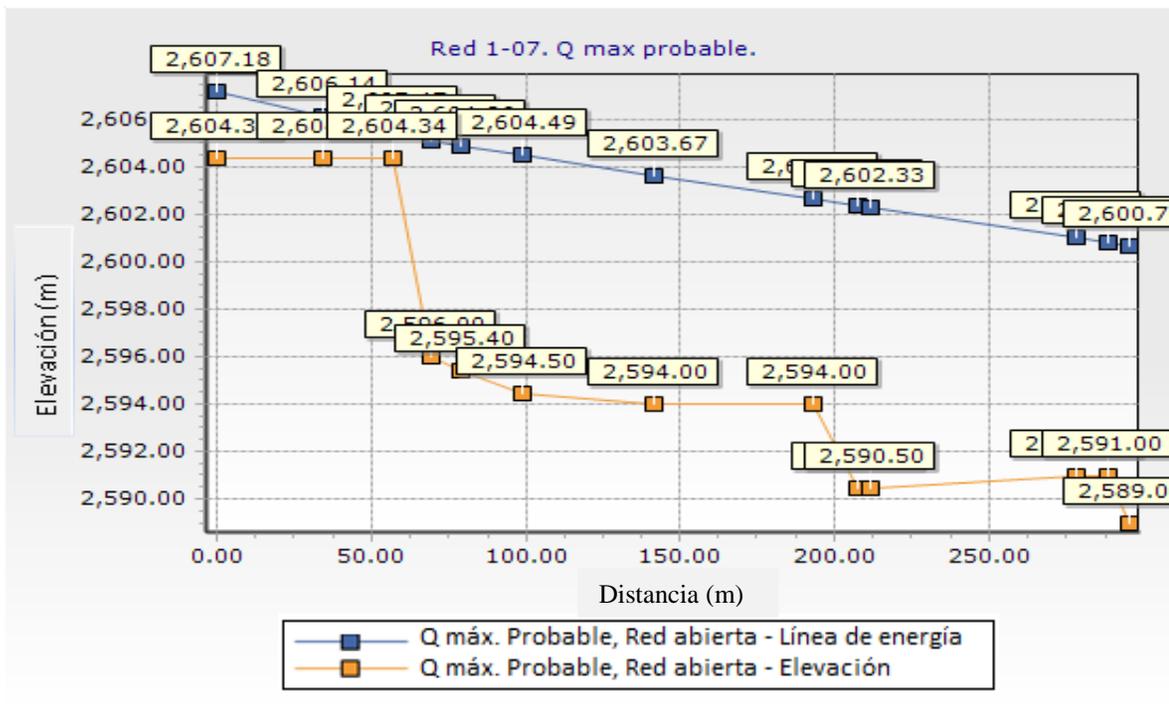


Figura 50. Perfil hidráulico de la red 1-07 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo posible.



Tabla 32. Presión en nodos de suministro Subcuenca Campo de Fútbol frente a un caudal máximo posible.

No.	Nodo	Descripción	Presión M.C.A.
1	J1-05	Llave de suministro plazoleta Odontología – Ed. 27	9,00
2	J1-07	Llave de suministro plazoleta de Morfología	7,70
3	J1-09	Riego Zona Occidente campo de fútbol – oriente Arquitectura	3,80
4	J1-12	Llave de suministro plazoleta Arquitectura-La Frutera	7,80
5	J3-04	Llave Suministro Cafetería Central	8,40
6	J3-06	Suministro Baños Públicos Mujeres	10,80
7	J3-07	Suministro Baños Públicos Mujeres	10,70
8	J3-10	Llave suministro Plazoleta Entrada PUJB – Biblioteca	8,00

Debido a que este escenario requiere la utilización de todos los puntos de suministro al mismo tiempo para ajustar la velocidad a los parámetros recomendados, en el modelo los diámetros tuvieron que ser aumentados, estimándose que en un 75 % corresponderían a 2.50 pg, aunque algunas redes conservaron su diámetro con respecto a la modelación ante un caudal máximo probable. Frente a ello, se generaron los perfiles hidráulicos y por último los análisis de presiones en los nodos del sistema (Tabla 32), donde se logró establecer que todos ellos garantizan una presión adecuada, con excepción del nodo J1-09 donde tan sólo el sistema garantiza una presión de 3.80 M.C.A, la menor presión de todos los escenarios modelados. Lo anterior, sumado al aumento significativo del diámetro de las redes de distribución, deja entrever que el sistema puede ser demasiado costoso con respecto al anterior escenario y, por tanto, no recomendable para su ejecución.

4.1.6.6 Modelación Subcuenca JFD-Barón: Escenario 1, bajo condición de Caudal Máximo Posible.

Luego de la modelación de la Subcuenca Campo de Fútbol mediante la asignación de un caudal máximo posible (funcionamiento de todos los sistemas demandantes al mismo tiempo), se procedió a analizar el comportamiento hidráulico de las redes que componen la Subcuenca CJFD-Barón bajo este mismo precepto.

Tabla 33. Comportamiento hidráulico de la red de la Subcuenca CJFD-Barón, frente a un caudal máximo posible.

CUENCA CJFD – BARON						
RED 2-01	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/g)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P2-01	10,12	3,00	PVC	4,75	1,14	17,10
P2-02	52,54	3,00	PVC	4,75	1,14	17,20
P2-03	2,69	2,50	PVC	4,50	1,69	45,30
P2-04	2,99	2,50	PVC	3,00	1,13	21,90
P2-05	3,11	1,50	PVC	1,50	1,36	52,20
RED 2-02	LONG (m)	Diámetro (pg)	Material	Caudal (l/g)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P2-01	10,12	3,00	PVC	4,75	1,14	17,10
P2-02	52,54	3,00	PVC	4,75	1,14	17,20
P2-06	4,09	1,00	PVC	0,25	0,56	19,40
P2-07	8,01	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
P2-08	5,92	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50

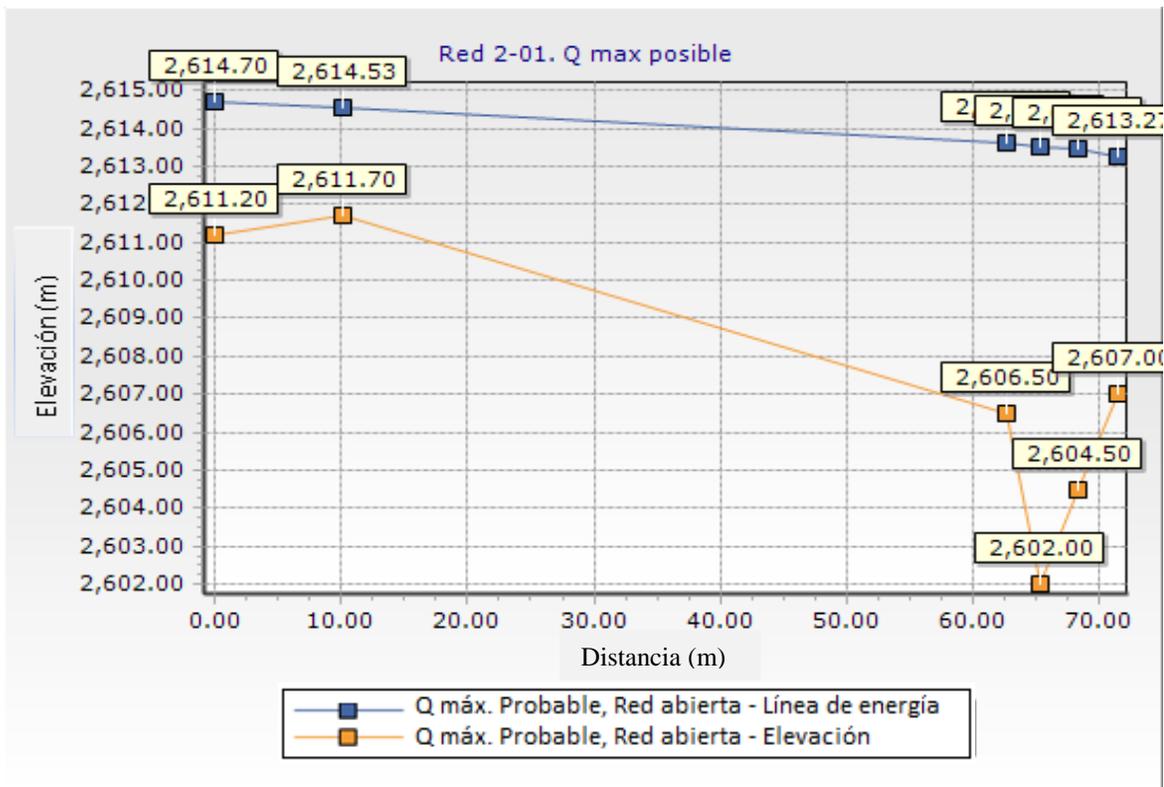


Figura 51. Perfil hidráulico de la red 2-01 de la Subcuenca CJFD-Barón, frente a un caudal máximo posible.

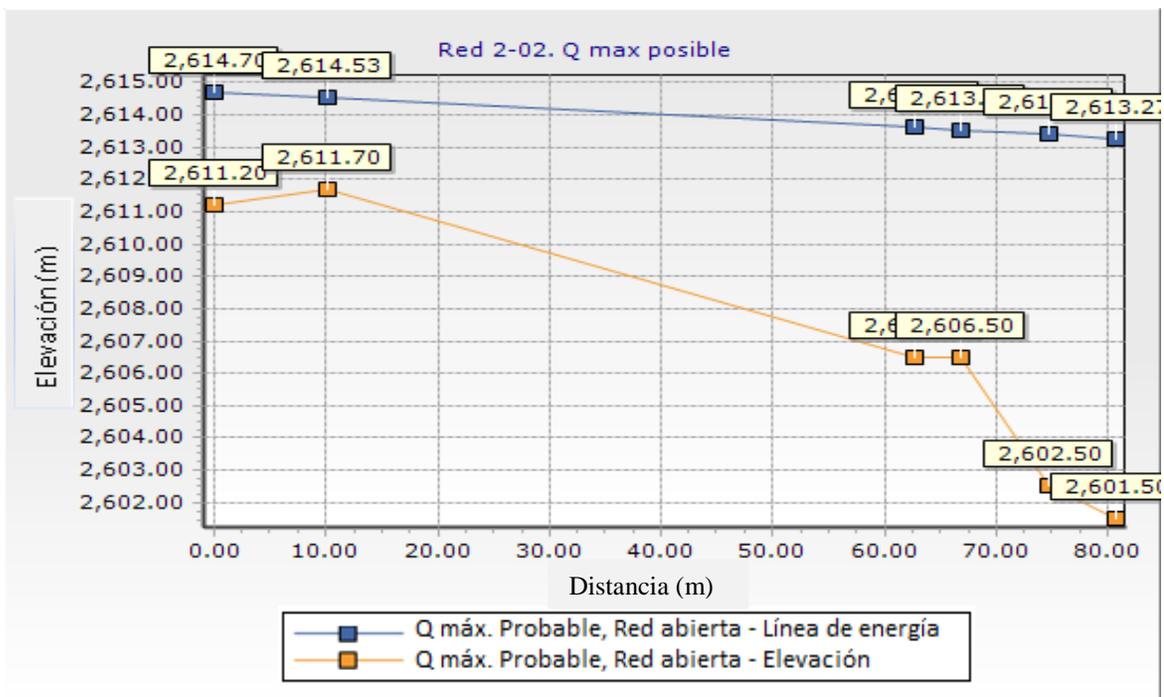


Figura 52. Perfil hidráulico de la red 2-02 de la Subcuenca CJFD-Barón, frente a un caudal máximo posible.



Tabla 34. Presión en nodos de suministro Subcuenca CJFD-Barón frente a un caudal máximo posible.

No.	Nodo	Descripción	Presión M.C.A.
1	J2-03	Suministro usos del primer nivel de la Fac. de Ingeniería	11,50
2	J2-04	Suministro usos del segundo nivel de la Fac. de Ingeniería	8,90
3	J2-05	Suministro usos del tercer nivel de la Fac. de Ingeniería	6,30
4	J2-08	Llave de suministro para la Plazoleta de la Fac. de Ingeniería	11,80

Los resultados de este escenario acopiados en la tabla 33 también mostraron que la red sufrió una gran modificación frente a la alternativa inicial (caudal máximo probable), puesto que el 80 % de las redes aumentaron su diámetro. Además, algunas redes tuvieron que ser ampliadas a 3.00 pg, siendo esta la mayor dimensión hasta ahora alcanzada por una red del sistema.

Hasta este punto, se realizaron las modelaciones de las Subcuencas Campo de Fútbol y CJFD-Barón bajo una infraestructura de redes simples (escenario 1) en el caso de que se llegara a presentar una demanda máxima posible y un consumo máximo probable (alternativas *a* y *b*). Por esta razón, seguidamente se procedió a calcular e comportamiento hidráulico del mismo escenario pero esta vez de acuerdo a la alternativa *c* (caudal máximo mayorado).

4.1.6.7 Modelación Subcuenca Campo de Fútbol: Escenario 1, bajo condición de Caudal Máximo Mayorado.

Tabla 35. Comportamiento hidráulico de la red de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo mayorado.

CUENCA CANCHA DE FUTBOL							
RED 1-01	LONG (m)	Diámetro (mm)	Diámetro Nom. (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	96,20	4,00	PVC	6,00	0,83	6,8
P1-02	34,46	72,70	3,00	PVC	5,20	1,25	20,2
P1-03	22,28	72,70	3,00	PVC	5,20	1,25	20,2
P1-04	12,48	72,70	3,00	PVC	5,20	1,25	20,2
P1-05	1,89	23,80	1,00	PVC	0,40	0,90	44,4
RED 1-02	LONG (m)	Diámetro (mm)	Diámetro Nom. (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	96,2	4,00	PVC	6	0,83	6,8
P1-02	34,46	72,7	3,00	PVC	5,2	1,25	20,2
P1-03	22,28	72,7	3,00	PVC	5,2	1,25	20,2
P1-04	12,48	72,7	3,00	PVC	5,2	1,25	20,2
P1-06	9,95	72,7	3,00	PVC	4,8	1,16	17,5
P1-07	41,98	23,8	1,00	PVC	0,4	0,9	44,2
RED 1-03	LONG (m)	Diámetro (mm)	Diámetro Nom. (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	96,2	4,00	PVC	6	0,83	6,8
P1-08	22,32	37,5	1,50	PVC	0,8	0,72	17,2
P1-09	4,41	23,8	1,00	PVC	0,4	0,9	44,3



CUENCA CANCHA DE FUTBOL

RED 1-04	LONG (m)	Diámetro (mm)	Diámetro Nom. (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	96,2	4,00	PVC	6	0,83	6,8
P1-08	22,32	37,5	1,50	PVC	0,8	0,72	17,2
P1-10	21,62	23,8	1,00	PVC	0,4	0,9	44,3
P1-11	10,51	23,8	1,00	PVC	0,4	0,9	44,2
P1-12	32,48	23,8	1,00	PVC	0,4	0,9	44,2
RED 1-05	LONG (m)	Diámetro (mm)	Diámetro Nom. (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	96,2	4,00	PVC	6	0,83	6,8
P1-02	34,46	72,7	3,00	PVC	5,2	1,25	20,2
P1-03	22,28	72,7	3,00	PVC	5,2	1,25	20,2
P1-04	12,48	72,7	3,00	PVC	5,2	1,25	20,2
P1-06	9,95	72,7	3,00	PVC	4,8	1,16	17,5
P3-001	19,39	72,7	3,00	PVC	4,4	1,06	14,9
P3-002	42,92	72,7	3,00	PVC	4,4	1,06	15
P3-003	51,18	72,7	3,00	PVC	4,4	1,06	15
P3-02	14,79	72,7	3,00	PVC	4,4	1,06	15
P3-03	3,97	72,7	3,00	PVC	4,4	1,06	15
P3-04	9,74	23,8	1,00	PVC	0,4	0,9	44,2
RED 1-06	LONG (m)	Diámetro (mm)	Diámetro Nom. (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	96,2	4,00	PVC	6	0,83	6,8
P1-02	34,46	72,7	3,00	PVC	5,2	1,25	20,2
P1-03	22,28	72,7	3,00	PVC	5,2	1,25	20,2
P1-04	12,48	72,7	3,00	PVC	5,2	1,25	20,2
P1-06	9,95	72,7	3,00	PVC	4,8	1,16	17,5
P3-001	19,39	72,7	3,00	PVC	4,4	1,06	14,9
P3-002	42,92	72,7	3,00	PVC	4,4	1,06	15
P3-003	51,18	72,7	3,00	PVC	4,4	1,06	15
P3-02	14,79	72,7	3,00	PVC	4,4	1,06	15
P3-03	3,97	72,7	3,00	PVC	4,4	1,06	15
P3-05	6,31	48,6	2,00	PVC	3,6	1,94	72,2
P3-06	4,88	48,6	2,00	PVC	3,6	1,94	72,1
P3-07	3,13	38,1	1,50	PVC	1,6	1,4	54,3
RED 1-07	LONG (m)	Diámetro (mm)	Diámetro Nom. (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	96,2	4,00	PVC	6	0,83	6,8
P1-02	34,46	72,7	3,00	PVC	5,2	1,25	20,2
P1-03	22,28	72,7	3,00	PVC	5,2	1,25	20,2
P1-04	12,48	72,7	3,00	PVC	5,2	1,25	20,2
P1-06	9,95	72,7	3,00	PVC	4,8	1,16	17,5
P3-001	19,39	72,7	3,00	PVC	4,4	1,06	14,9
P3-002	42,92	72,7	3,00	PVC	4,4	1,06	15
P3-003	51,18	72,7	3,00	PVC	4,4	1,06	15
P3-02	14,79	72,7	3,00	PVC	4,4	1,06	15
P3-03	3,97	72,7	3,00	PVC	4,4	1,06	15
P3-08	66,45	23,8	1,00	PVC	0,4	0,9	44,2
P3-09	10,82	23,8	1,00	PVC	0,4	0,9	44,3
P3-10	6,57	23,8	1,00	PVC	0,4	0,9	44,2

Así mismo, se determinaron los perfiles hidráulicos de la red apreciados en las gráficas 53 a 59, los cuales mostraron un comportamiento satisfactorio entre la línea de energía y la pendiente de diseño.

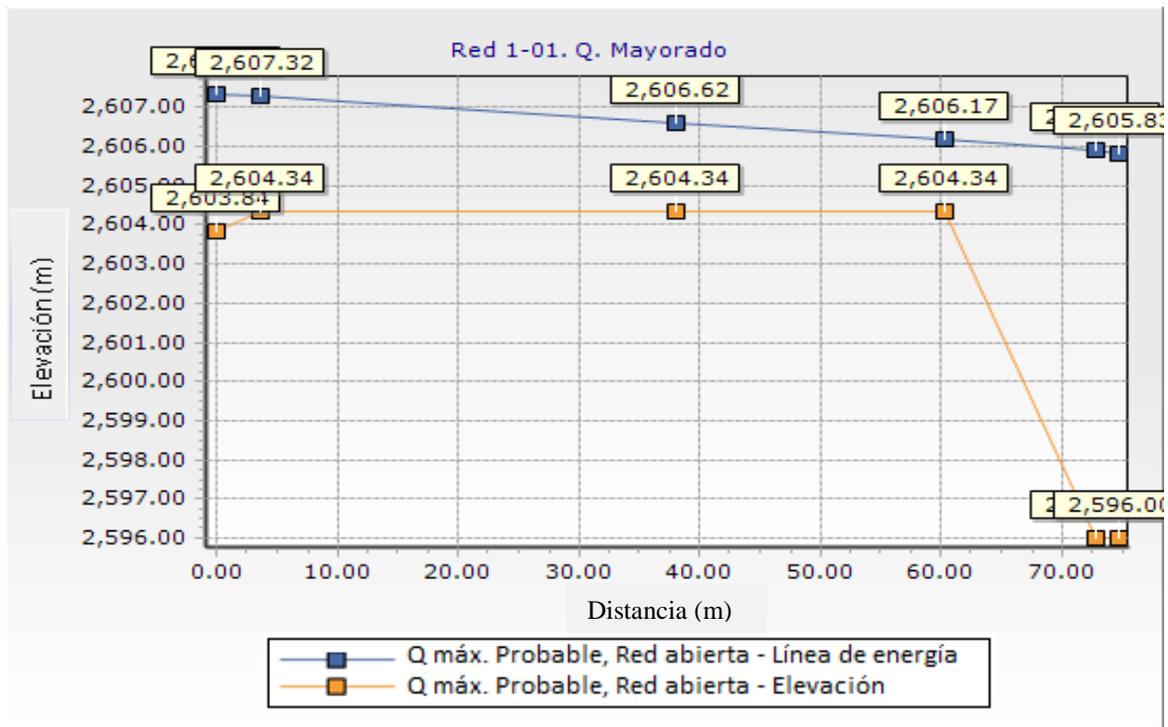


Figura 53. Perfil hidráulico de la red 1-01 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo mayorado.

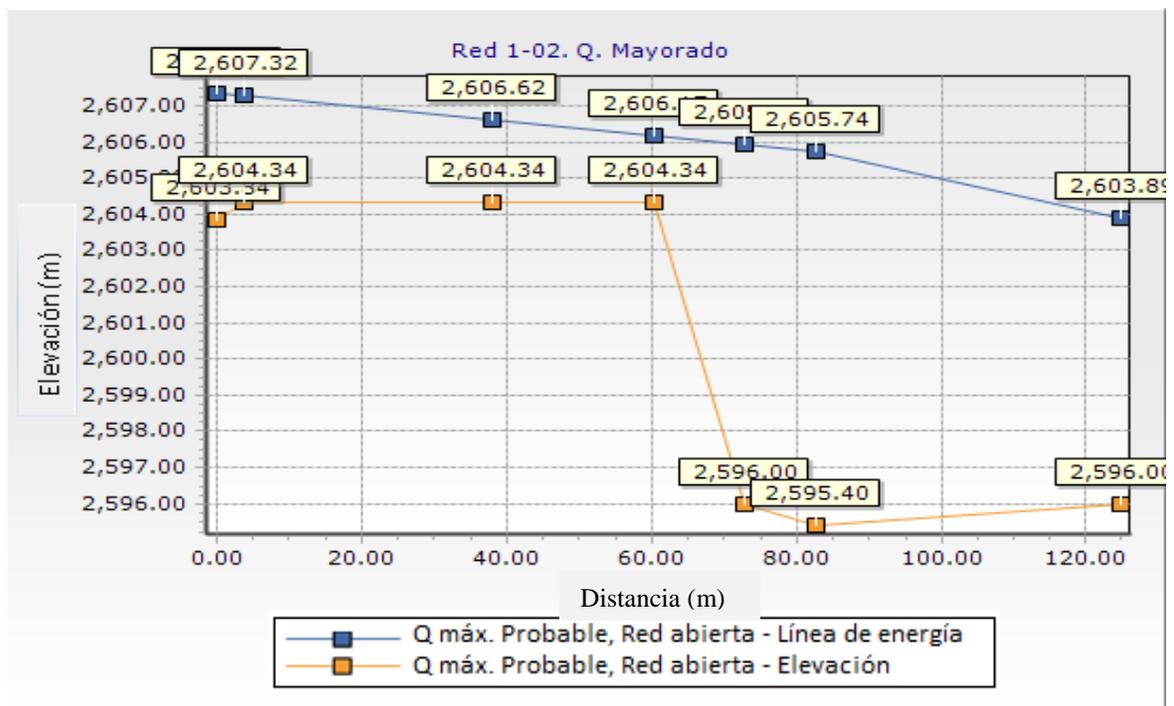


Figura 54. Perfil hidráulico de la red 1-02 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo mayorado.

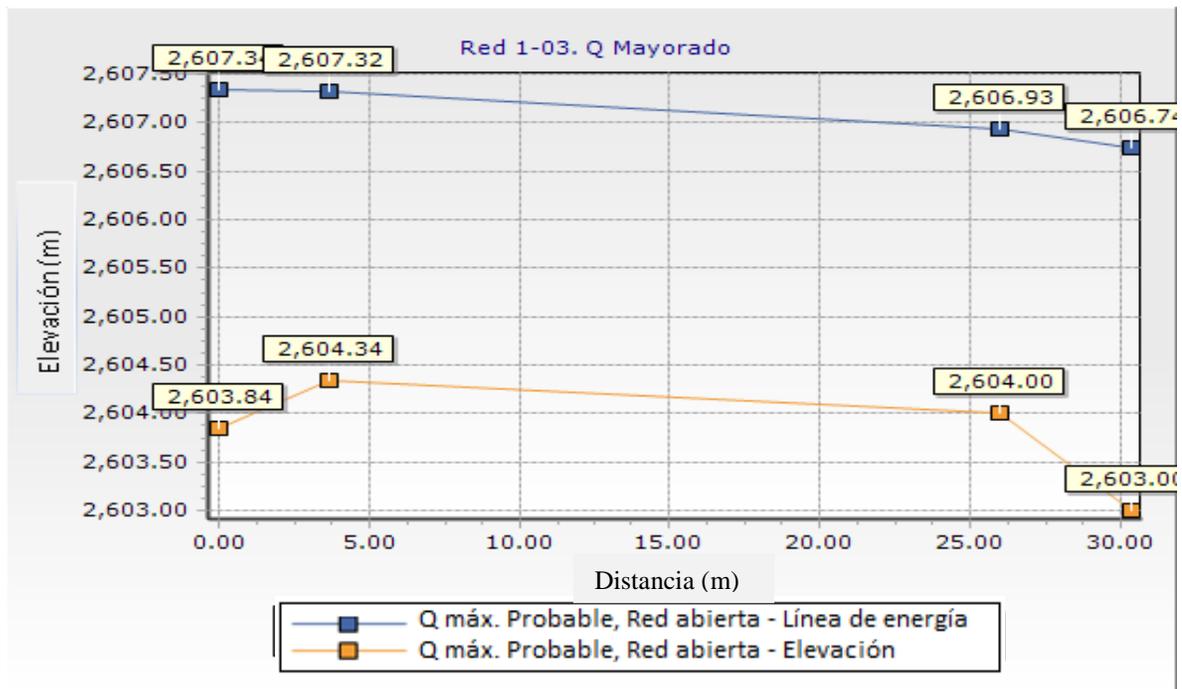


Figura 55. Perfil hidráulico de la red 1-03 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo mayorado.

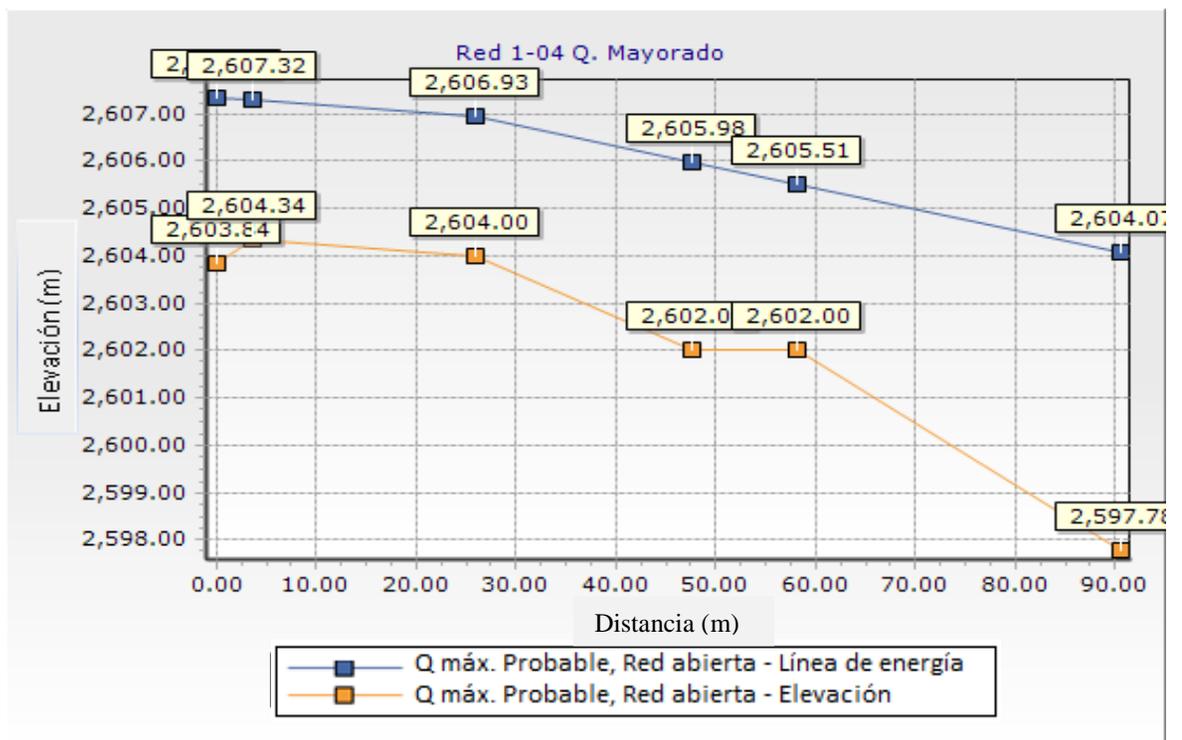


Figura 56. Perfil hidráulico de la red 1-04 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo mayorado.

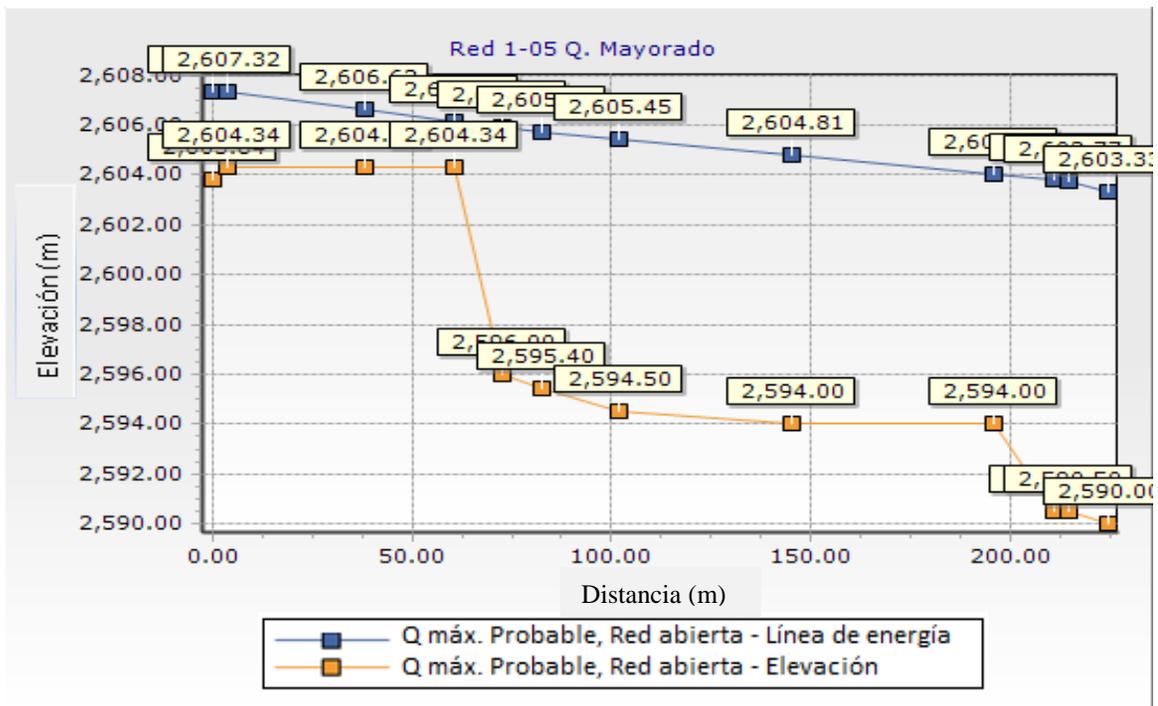


Figura 57. Perfil hidráulico de la red 1-05 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo mayorado.

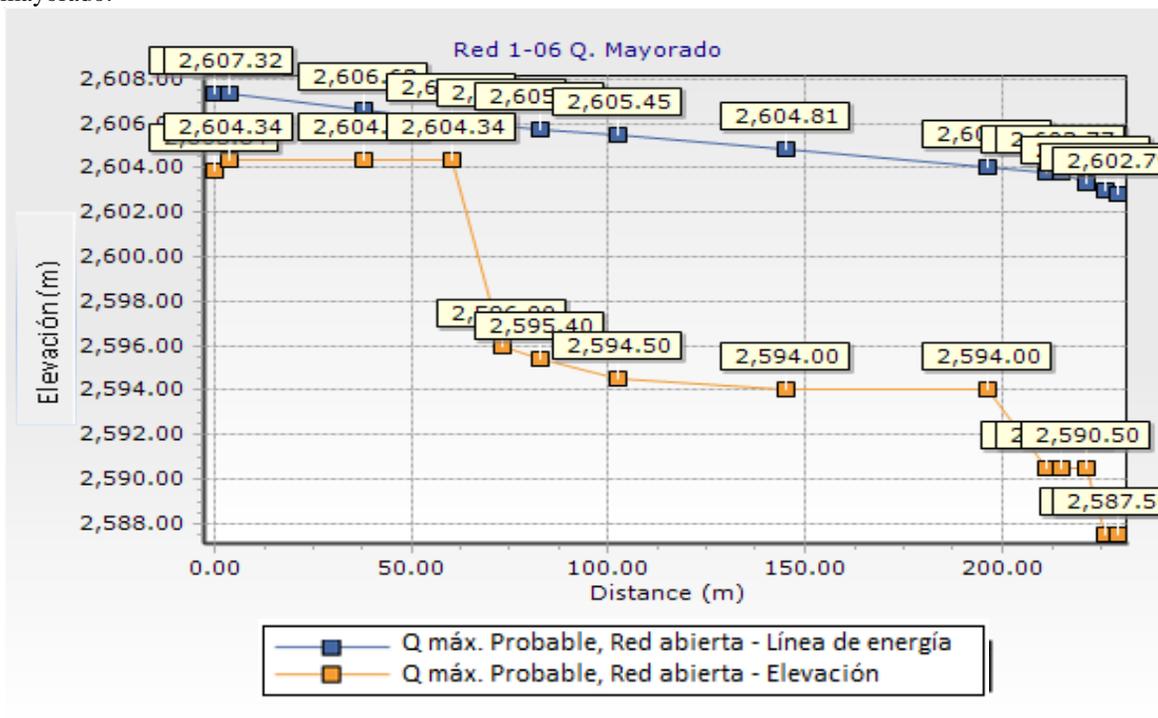


Figura 58. Perfil hidráulico de la red 1-06 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo mayorado.

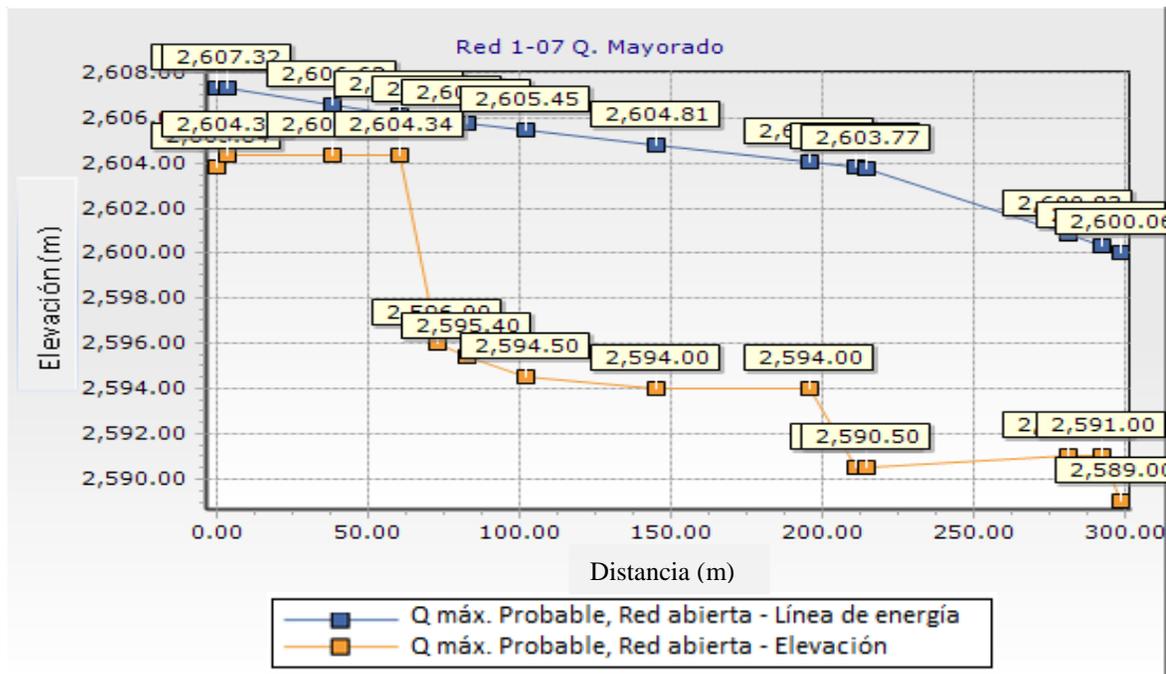


Figura 59. Perfil hidráulico de la red 1-07 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo mayorado.

En este escenario, el aumento significativo de la demanda propuesta por el RAS 2000 a través de la mayoración de la demanda máxima probable trae consigo un dimensionamiento de la red en tubería PVC de 4.00 pg y 3.00 pg.

Tabla 36. Presión en nodos de suministro Subcuenca Campo de Fútbol frente a un caudal máximo mayorado.

No.	Nodo	Descripción	Presión M.C.A.
1	J1-05	Llave de suministro plazoleta Odontología – Ed. 27	9,80
2	J1-07	Llave de suministro plazoleta de Morfología	7,90
3	J1-09	Riego Zona Occidente campo de fútbol – oriente Arquitectura	3,70
4	J1-12	Llave de suministro plazoleta Arquitectura-La Frutera	6,30
5	J3-04	Llave Suministro Cafetería Central	13,30
6	J3-06	Suministro Baños Públicos Mujeres	15,40
7	J3-07	Suministro Baños Públicos Mujeres	15,30
8	J3-10	Llave suministro Plazoleta Entrada PUJB – Biblioteca	11,00

De esta forma, en los nodos de presión de entrega se puede garantizar magnitudes entre los 6.00 M.C.A. y los 15,00 M.C.A.; característicamente, el nodo J1-09 vuelve a aparecer con una presión de 3.70 M.C.A., al igual que en los anteriores escenarios de modelación. El sistema Subcuenca Campo de Fútbol vuelve a mostrar grandes requerimientos de infraestructura frente a un cambio sustancial de la demanda.

4.1.6.8 Modelación Subcuenca CJFD-Barón: Escenario 1, bajo condición de Caudal Máximo Mayorado.

Al igual que en la Subcuenca Campo de Fútbol se determinó el comportamiento hidráulico de la Subcuenca CJFD-Barón, de acuerdo a la solicitud de un caudal máximo mayorado. Los resultados fueron compilados en la tabla 37.

Tabla 37. Comportamiento hidráulico de la red de la Subcuenca CJFD-Barón, frente a un caudal máximo mayorado.

CUENCA CFJD – BARON							
RED 2-01	LONG (m)	Diámetro (mm)	Diámetro Nom. (pg.)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P2-01	10,12	72,70	3,00	PVC	7,60	1,83	39,90
P2-02	52,54	72,70	3,00	PVC	7,60	1,83	39,90
P2-03	2,69	72,70	3,00	PVC	7,20	1,73	36,10
P2-04	2,99	72,70	3,00	PVC	4,80	1,16	17,50
P2-05	3,11	58,20	2,50	PVC	2,40	0,90	14,70
RED 2-02	LONG (m)	Diámetro (mm)	Diámetro Nom. (pg.)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P2-01	10,12	72,70	3,00	PVC	7,60	1,83	39,90
P2-02	52,54	72,70	3,00	PVC	7,60	1,83	39,90
P2-06	4,09	23,80	1,00	PVC	0,40	0,90	44,20
P2-07	8,01	23,80	1,00	PVC	0,40	0,90	44,30
P2-08	5,92	23,80	1,00	PVC	0,40	0,90	44,20

De igual forma se calcularon los perfiles hidráulicos del sistema, los cuales se pueden apreciar en las figuras 60 y 61.

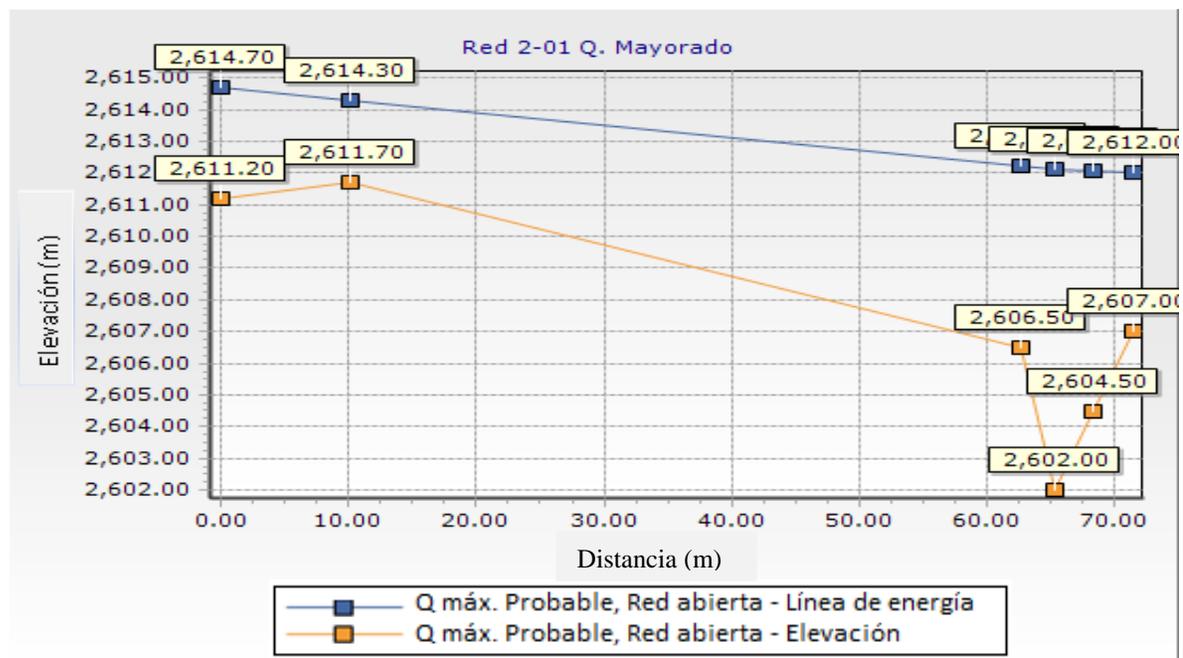


Figura 60. Perfil hidráulico de la red 2-01 de la Subcuenca CJFD-Barón, frente a un caudal máximo mayorado.

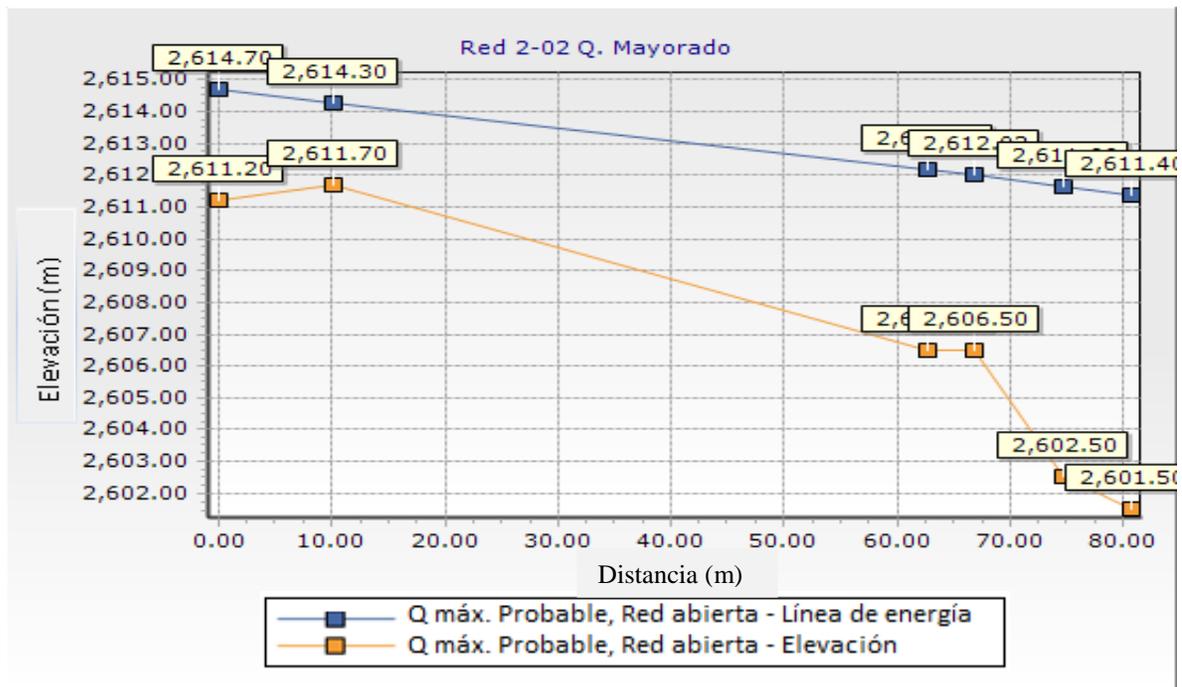


Figura 61. Perfil hidráulico de la red 2-02 de la Subcuenca CJFD-Barón, frente a un caudal máximo mayorado.

Tabla 38. Presión en nodos de suministro Subcuenca CJFD-Barón frente a un caudal máximo mayorado.

No.	Nodo	Descripción	Presión M.C.A.
1	J2-03	Suministro usos del primer nivel de la Fac. de Ingeniería	10,10
2	J2-04	Suministro usos del segundo nivel de la Fac. de Ingeniería	7,50
3	J2-05	Suministro usos del tercer nivel de la Fac. de Ingeniería	5,00
4	J2-08	Llave de suministro para la Plazoleta de la Fac. de Ingeniería	9,90

Mediante la modelación de este escenario se logró establecer la necesidad de conectar el sistema mediante tuberías PVC de 3.00 pg, principalmente. Así mismo, el sistema aumentó un poco sus diámetros de acuerdo a las modelaciones de los escenarios anteriores, lo cual demuestra que este resulta ser un diseño cuyo comportamiento de los parámetros hidráulicos cumplen mejor con los rangos establecidos en comparación con que el sistema de la subcuenca Campo de Fútbol, aunque también su trazado resulta ser más sencillo. De igual forma, las presiones en los nodos de servicio se encuentran dentro de los estándares recomendados por el RAS 2000, puesto que se ubicaron entre 5.00 M.C.A. y 10.00 M.C.A.

Para una mejor selección de la alternativa más factible para el escenario 1 (red simple), desde el punto de vista técnico, se construyó un cuadro comparativo de los resultados de las anteriores modelaciones (tabla 39), en el cual se contrastaron presiones, velocidades y diámetros de las tuberías.



Tabla 39. Cuadro resumen del comportamiento hidráulico de la Subcuenca Campo de Fútbol en el escenario 1 (red simple con tubería PVC), frente a las tres alternativas de demanda plateadas.

Alternativa:		1. Caudal Máximo Probable		2. Caudal Máximo Posible		3. Caudal Máximo Mayorado	
RED	Material	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)
RED 1-01	PVC	2,00	1,46	2,50	1,41	4,00	0,83
P1-02	PVC	2,00	1,19	2,50	1,22	3,00	1,25
P1-03	PVC	2,00	1,19	2,50	1,22	3,00	1,25
P1-04	PVC	2,00	1,19	2,00	1,75	3,00	1,25
P1-05	PVC	1,00	0,56	1,00	0,56	1,00	0,90
RED 1-02	Material	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)
P1-01	PVC	2,00	1,46	2,50	1,41	4,00	0,83
P1-02	PVC	2,00	1,19	2,50	1,22	3,00	1,25
P1-03	PVC	2,00	1,19	2,50	1,22	3,00	1,25
P1-04	PVC	2,00	1,19	2,00	1,75	3,00	1,25
P1-06	PVC	2,00	1,06	2,00	1,62	3,00	1,16
P1-07	PVC	1,00	0,56	1,00	0,56	1,00	0,90
RED 1-03	Material	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)
P1-01	PVC	2,00	1,46	2,50	1,41	4,00	0,83
P1-08	PVC	1,25	0,63	1,25	0,63	1,50	0,72
P1-09	PVC	1,00	0,56	1,00	0,56	1,00	0,90
RED 1-04	Material	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)
P1-01	PVC	2,00	1,46	2,50	1,41	4,00	0,83
P1-08	PVC	1,25	0,63	1,25	0,63	1,50	0,72
P1-10	PVC	1,00	0,56	1,00	0,56	1,00	0,90
P1-11	PVC	1,00	0,56	1,00	0,56	1,00	0,90
P1-12	PVC	1,00	0,56	1,00	0,56	1,00	0,90
RED 1-05	Material	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)
P1-01	PVC	2,00	1,46	2,00	1,46	4,00	0,83
P1-02	PVC	2,00	1,19	2,00	1,19	3,00	1,25
P1-03	PVC	2,00	1,19	2,00	1,19	3,00	1,25
P1-04	PVC	2,00	1,19	2,00	1,19	3,00	1,25
P1-06	PVC	2,00	1,06	2,00	1,06	3,00	1,16
P3-001	PVC	2,00	0,92	2,00	1,48	3,00	1,06
P3-002	PVC	2,00	0,92	2,00	1,48	3,00	1,06
P3-003	PVC	2,00	0,92	2,00	1,48	3,00	1,06
P3-02	PVC	2,00	0,92	2,00	1,48	3,00	1,06
P3-03	PVC	2,00	0,92	2,00	1,48	3,00	1,06
P3-04	PVC	1,00	0,56	1,00	0,56	1,00	0,90
RED 1-06	Material	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)
P1-01	PVC	2,00	1,46	2,00	1,46	4,00	0,83
P1-02	PVC	2,00	1,19	2,00	1,19	3,00	1,25
P1-03	PVC	2,00	1,19	2,00	1,19	3,00	1,25
P1-04	PVC	2,00	1,19	2,00	1,19	3,00	1,25
P1-06	PVC	2,00	1,06	2,00	1,06	3,00	1,16
P3-001	PVC	2,00	0,92	2,00	1,48	3,00	1,06
P3-002	PVC	2,00	0,92	2,00	1,48	3,00	1,06
P3-003	PVC	2,00	0,92	2,00	1,48	3,00	1,06
P3-02	PVC	2,00	0,92	2,00	1,48	3,00	1,06
P3-03	PVC	2,00	0,92	2,00	1,48	3,00	1,06
P3-05	PVC	2,00	0,65	2,00	1,21	2,00	1,94
P3-06	PVC	2,00	0,65	2,00	1,21	2,00	1,94
P3-07	PVC	1,50	0,51	1,50	0,88	1,50	1,40



Alternativa:		1. Caudal Máximo Probable		2. Caudal Máximo Posible		3. Caudal Máximo Mayorado	
RED 1-07	Material	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)
P1-01	PVC	2,00	1,46	2,00	1,46	4,00	0,83
P1-02	PVC	2,00	1,19	2,00	1,19	3,00	1,25
P1-03	PVC	2,00	1,19	2,00	1,19	3,00	1,25
P1-04	PVC	2,00	1,19	2,00	1,19	3,00	1,25
P1-06	PVC	2,00	1,06	2,00	1,06	3,00	1,16
P3-001	PVC	2,00	0,92	2,00	1,48	3,00	1,06
P3-002	PVC	2,00	0,92	2,00	1,48	3,00	1,06
P3-003	PVC	2,00	0,92	2,00	1,48	3,00	1,06
P3-02	PVC	2,00	0,92	2,00	1,48	3,00	1,06
P3-03	PVC	2,00	0,92	2,00	1,48	3,00	1,06
P3-08	PVC	1,00	0,56	1,00	0,56	1,00	0,90
P3-09	PVC	1,00	0,56	1,00	0,56	1,00	0,90
P3-10	PVC	1,00	0,56	1,00	0,56	1,00	0,90

Así mismo, la tabla 40 contiene la comparación de las presiones resultantes de las modelaciones hidráulicas del escenario 1 y sus tres alternativas de demanda. Para una mejor apreciación de los sistemas de redes y nodos de presión y suministro, el anexo 11 contiene los planos generales de diseño.

Tabla 40. Cuadro resumen de presiones en los nodos de suministro de la Subcuenca Campo de Fútbol. Análisis escenario 1.

Alternativa:	1. Caudal Máximo Probable	2. Caudal Máximo Posible	3. Caudal Máximo Mayorado
Nodos	Presión M.C.A.	Presión M.C.A.	Presión M.C.A.
J1-05	9,00		9,00 9,80
J1-07	8,00		7,70 7,90
J1-09	3,70		3,80 3,70
J1-12	4,40		7,80 6,30
J3-04	12,10		8,40 13,30
J3-06	14,70		10,80 15,40
J3-07	14,70		10,70 15,30
J3-10	11,70		8,00 11,00

Los cuadros de análisis compilados permitieron establecer que la red de la Subcuenca Campo de Fútbol necesita aumentar significativamente los diámetros de sus tuberías para distribuir óptimamente los volúmenes de suministro necesarios, frente a un posible aumento de la demanda permisible. Y es que el sistema, para poder cumplir con los parámetros de velocidad y presión, debe aumentar el área de circulación de las aguas lluvias, con algunas excepciones, como es el caso de los nodos de suministro al final de cada red. No obstante, si se tiene en cuenta que la ecuación de continuidad establece que el diámetro de la tubería es inversamente proporcional a la velocidad de flujo, el aumento de esta última haría necesaria la disminución de los diámetros, lo cual afectaría la eficiencia de los conductos y por ende se necesitarían mayores requerimientos de infraestructura (como válvulas sostenedoras de presión) para permitir que el agua fluya a una velocidad adecuada y se mantengan las presiones y velocidades recomendadas por el RAS 2000.

Además, partiendo del hecho de que la mayor parte de los usos del agua lluvia en la Universidad no serán significativamente afectados por el incremento de la población en el



campus, puesto que son externos (riego de zonas verdes y lavado de fachadas y zonas duras), no se considera necesario implementar un sistema que incluya la maximización de las demandas, con lo cual, se define que para este primer escenario, la alternativa más factible, desde el punto de vista técnico, es la correspondiente a la demanda generada por un Caudal Máximo Probable (alternativa *b*). Si bien es cierto, las demandas en los baños pueden aumentar debido a un posible crecimiento de la población estudiantil en los años futuros, el sistema Campo de Fútbol, de acuerdo a los análisis de caudales probables y picos, indudablemente admitiría este aumento sin sufrir cambios hidráulicos importantes, debido a que los volúmenes de entrega son menores en comparación con los usos externos en el campus. Así mismo, el sistema podría soportar la conexión de nuevas redes de distribución para usos como paisajismo y zonas duras de determinada área, sin sufrir alteración alguna, pero con la condición de que no se requiera entregar un caudal constante diario.

Tabla 41. Cuadro resumen del comportamiento hidráulico de la Subcuenca CJFD-Barón en el escenario 1 (red simple con tubería PVC), frente a las tres alternativas de demanda plateadas.

Alternativa:	1. Caudal Máximo Probable		2. Caudal Máximo Posible		3. Caudal Máximo Mayorado		
RED 2-01	Material	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)
P2-01	PVC	2,00	1,22	3,00	1,14	3,00	1,83
P2-02	PVC	2,00	1,22	3,00	1,14	3,00	1,83
P2-03	PVC	2,00	1,08	2,50	1,69	3,00	1,73
P2-04	PVC	2,00	0,72	2,50	1,13	3,00	1,16
P2-05	PVC	1,50	0,61	1,50	1,36	2,50	0,90
RED 2-02	Material	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)	Diámetro Nom. (pg)	Velocidad (m/s)
P2-01	PVC	2,00	1,22	3,00	1,14	3,00	1,83
P2-02	PVC	2,00	1,22	3,00	1,14	3,00	1,83
P2-06	PVC	1,00	0,56	1,00	0,56	1,00	0,90
P2-07	PVC	1,00	0,56	1,00	0,56	1,00	0,90
P2-08	PVC	1,00	0,56	1,00	0,56	1,00	0,90

Por su parte, el análisis comparativo de la Subcuenca CJFD-Barón permitió establecer que el sistema, en contraste con la Subcuenca Campo de Fútbol, suele tener un mejor comportamiento hidráulico frente a la generación de una demanda instantánea máxima y en un periodo futuro, puesto que los diámetros aumentaron con respecto al sistema base (caudal máximo probable), pero se mantuvieron estables en un 95 % semejantes frente a los escenarios de mayor demanda ocasional (alternativas *a* y *c*).

Tabla 42. Cuadro resumen de presiones en los nodos de suministro de la Subcuenca CJFD-Barón. Análisis escenario 1.

Alternativa:	1. Caudal Máximo Probable		2. Caudal Máximo Posible		3. Caudal Máximo Mayorado	
Nodos	Presión M.C.A.		Presión M.C.A.		Presión M.C.A.	
J2-03	12,70		11,50		10,10	
J2-04	10,20		8,90		7,50	
J2-05	7,70		6,30		5,00	
J2-08	13,20		11,80		9,90	



Por esta razón, se estableció que la alternativa más factible para el escenario 1 (red simple) es la de la demanda máxima probable (alternativa *b*), la cual permitirá el incremento de la demanda hasta un nivel un poco menor a la del escenario máximo posible, sin alterar significativamente las condiciones hidráulicas de diseño. Así mismo, el sistema permitirá la unión de nuevas redes, siempre y cuando no se llegue a generar una demanda máxima posible y se efectúe la conexión desde el tanque de almacenamiento.

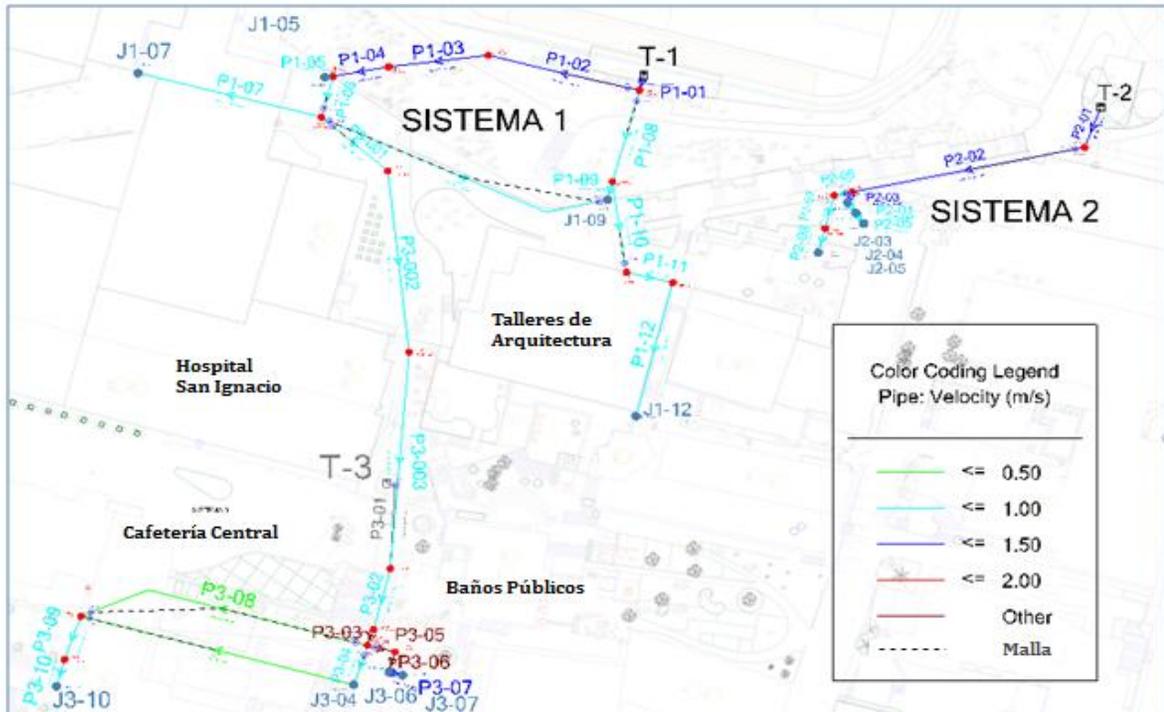


Figura 62. Trazado del escenario 2: redes de distribución malladas en los sistemas Campo de Fútbol y CJFD-Barón.

Con las alternativas definidas para el escenario 1 (red simple) de las dos subcuencas, se procedió a analizar el escenario 2 (red compuesta o mallada).

El modelo simplificado de redes, aunque tradicionalmente ha sido considerado el sistema más económico posible, tiene como inconveniente la moderada susceptibilidad a sufrir suspensiones de servicio debido a rompimientos de las tuberías, conexiones, etc., con lo cual, entra en desventaja con el sistema de redes malladas que, suelen distribuir los caudales por medio de la interconexión de redes, aunque por este mismo hecho suelen ser más costosas. Por esta razón, se realizó el análisis de las redes de las dos subcuencas del campus a través de la modificación de las redes simples por mallas compuestas, donde la topografía y la simplicidad de cada sistema lo permitieron.

En consecuencia, se determinó el segundo escenario, con un trazado de una red mallada, con diámetros pre-dimensionados, el cual permitiera la circulación de las aguas lluvias por distintas redes, con el objetivo de evitar la generación de una ruta crítica del flujo que

conlleve a la suspensión total de la red en el caso de un posible rompimiento de tuberías (caso red simple). Igualmente, en este escenario se realizó el análisis incluyendo la instalación de válvulas de aislamiento, las cuales brindan mayor seguridad y continuidad del flujo en los sistemas, frente a un caudal máximo probable, previamente seleccionado para el escenario 1, con el objetivo de comparar sus resultados y determinar la mejor opción técnica.

Cabe resaltar que el análisis de redes malladas sólo fue aplicado al sistema Subcuenca Campo de Fútbol, debido a que por la simplicidad y restricciones topográficas, en la Subcuenca CJFD-Barón esta opción no se tuvo en cuenta.

4.1.6.9 Modelación Subcuenca Campo de Fútbol: Escenario 2, bajo condición de Caudal Máximo Probable.

Mediante la asignación de diferentes diámetros, se logró obtener las dimensiones de las tuberías, los gradientes de presión, los caudales y las velocidades, comprobando que todos ellos se encontraran dentro de los rangos permitidos por el RAS 2000. Así mismo, debido a que por sus mismas características los sistemas mallados poseen mayores redes de distribución, se consideraron dos nuevas redes denominadas como redes alternas. Para una mayor comprensión del sistema, en el Anexo 11 se encuentran los planos del sistema de redes malladas.

Tabla 43. Comportamiento hidráulico de la red mallada de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

CUENCA CANCHA DE FUTBOL							
RED 1-01	Long (m)	Diámetro (mm)	Diámetro Nom. (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	48,60	2,00	PVC	2,71	1,46	43,30
P1-02	34,46	48,60	2,00	PVC	1,95	1,05	24,10
P1-03	22,28	48,60	2,00	PVC	1,95	1,05	24,10
P1-04	12,48	48,60	2,00	PVC	1,95	1,05	24,10
P1-05	1,89	23,80	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
RED 1-02	Long (m)	Diámetro (mm)	Diámetro Nom. (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	48,60	2,00	PVC	2,71	1,46	43,30
P1-02	34,46	48,60	2,00	PVC	1,95	1,05	24,10
P1-03	22,28	48,60	2,00	PVC	1,95	1,05	24,10
P1-04	12,48	48,60	2,00	PVC	1,95	1,05	24,10
P1-06	9,95	48,60	2,00	PVC	1,7	0,92	18,90
P1-07	41,98	23,80	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
RED 1-03	Long (m)	Diámetro (mm)	Diámetro Nom. (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	48,60	2,00	PVC	2,71	1,46	43,30
P1-08	22,32	37,50	1,50	PVC	0,76	0,69	15,70
P1-09	4,41	31,90	1,25	PVC	0,51	0,64	16,90
RED 1-04	Long (m)	Diámetro (mm)	Diámetro Nom. (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	48,60	2,00	PVC	2,71	1,46	43,30
P1-08	22,32	37,50	1,50	PVC	0,76	0,69	15,70



P1-10	21,62	23,80	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
P1-11	10,51	23,80	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
P1-12	32,48	23,80	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
RED 1-05	Long (m)	Diámetro (mm)	Diámetro Nom. (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	48,60	2,00	PVC	2,71	1,46	43,30
P1-02	34,46	48,60	2,00	PVC	1,95	1,05	24,10
P1-03	22,28	48,60	2,00	PVC	1,95	1,05	24,10
P1-04	12,48	48,60	2,00	PVC	1,95	1,05	24,10
P1-06	9,95	48,60	2,00	PVC	1,70	0,92	18,90
P3-001	19,39	48,60	2,00	PVC	1,71	0,92	19,10
P3-002	42,92	48,60	2,00	PVC	1,71	0,92	19,10
P3-003	51,18	48,60	2,00	PVC	1,71	0,92	19,10
P3-02	14,79	48,60	2,00	PVC	1,71	0,92	19,10
P3-03	3,97	23,80	1,00	PVC	1,71	3,84	587,50
P3-04	9,74	23,80	1,00	PVC	0,35	0,78	34,20
RED 1-06	Long (m)	Diámetro (mm)	Diámetro Nom. (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	48,60	2,00	PVC	2,71	1,46	43,30
P1-02	34,46	48,60	2,00	PVC	1,95	1,05	24,10
P1-03	22,28	48,60	2,00	PVC	1,95	1,05	24,10
P1-04	12,48	48,60	2,00	PVC	1,95	1,05	24,10
P1-06	9,95	48,60	2,00	PVC	1,70	0,92	18,90
P3-001	19,39	48,60	2,00	PVC	1,71	0,92	19,10
P3-002	42,92	48,60	2,00	PVC	1,71	0,92	19,10
P3-003	51,18	48,60	2,00	PVC	1,71	0,92	19,10
P3-02	14,79	48,60	2,00	PVC	1,71	0,92	19,10
P3-03	3,97	23,80	1,00	PVC	1,71	3,84	587,50
P3-05	6,31	23,80	1,00	PVC	1,21	2,72	315,40
P3-06	4,88	23,80	1,00	PVC	1,21	2,72	315,40
P3-07	3,13	23,80	1,00	PVC	0,58	1,30	85,20
RED 1-07	Long (m)	Diámetro (mm)	Diámetro Nom. (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
P1-01	3,64	48,60	2,00	PVC	2,71	1,46	43,30
P1-02	34,46	48,60	2,00	PVC	1,95	1,05	24,10
P1-03	22,28	48,60	2,00	PVC	1,95	1,05	24,10
P1-04	12,48	48,60	2,00	PVC	1,95	1,05	24,10
P1-06	9,95	48,60	2,00	PVC	1,70	0,92	18,90
P3-001	19,39	48,60	2,00	PVC	1,71	0,92	19,10
P3-002	42,92	48,60	2,00	PVC	1,71	0,92	19,10
P3-003	51,18	48,60	2,00	PVC	1,71	0,92	19,10
P3-02	14,79	48,60	2,00	PVC	1,71	0,92	19,10
P3-03	3,97	23,80	1,00	PVC	1,71	3,84	587,50
P3-08	66,45	23,80	1,00	PVC	0,15	0,35	8,50
P3-09	10,82	23,80	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
P3-10	6,57	23,80	1,00	PVC	0,25	0,56	19,50
Red Alterna	Long (m)	Diámetro (mm)	Diámetro Nom. (pg)	Material	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Gradiente de Presión (m/km)
PR1	68,49	23,80	1,00	PVC	0,26	0,59	20,90
PR2	62,53	23,80	1,00	PVC	0,10	0,21	3,70

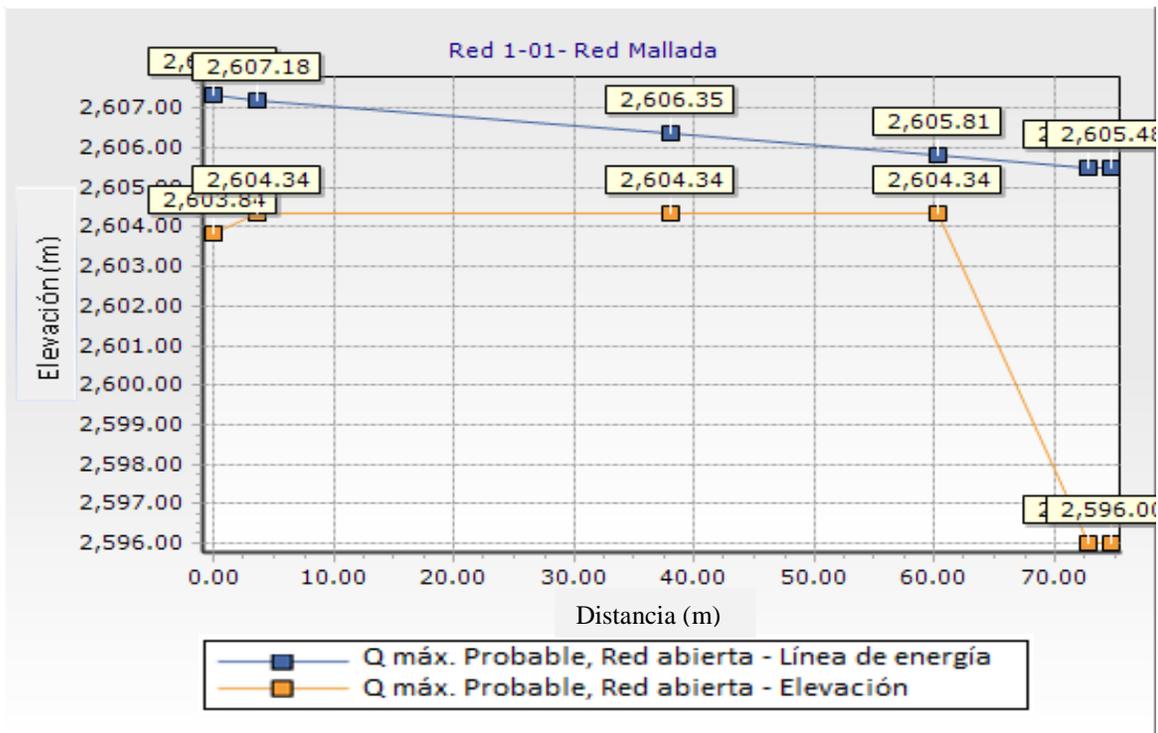


Figura 63. Perfil hidráulico de la red mallada 1-01 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

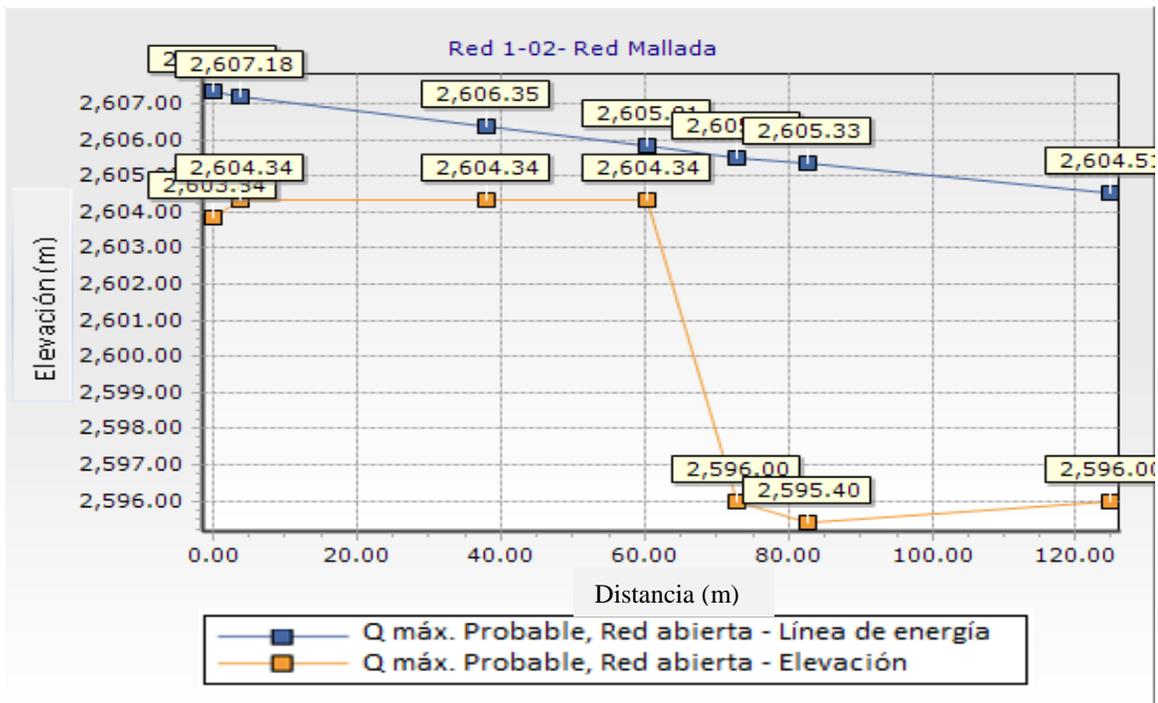


Figura 64. Perfil hidráulico de la red mallada 1-02 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

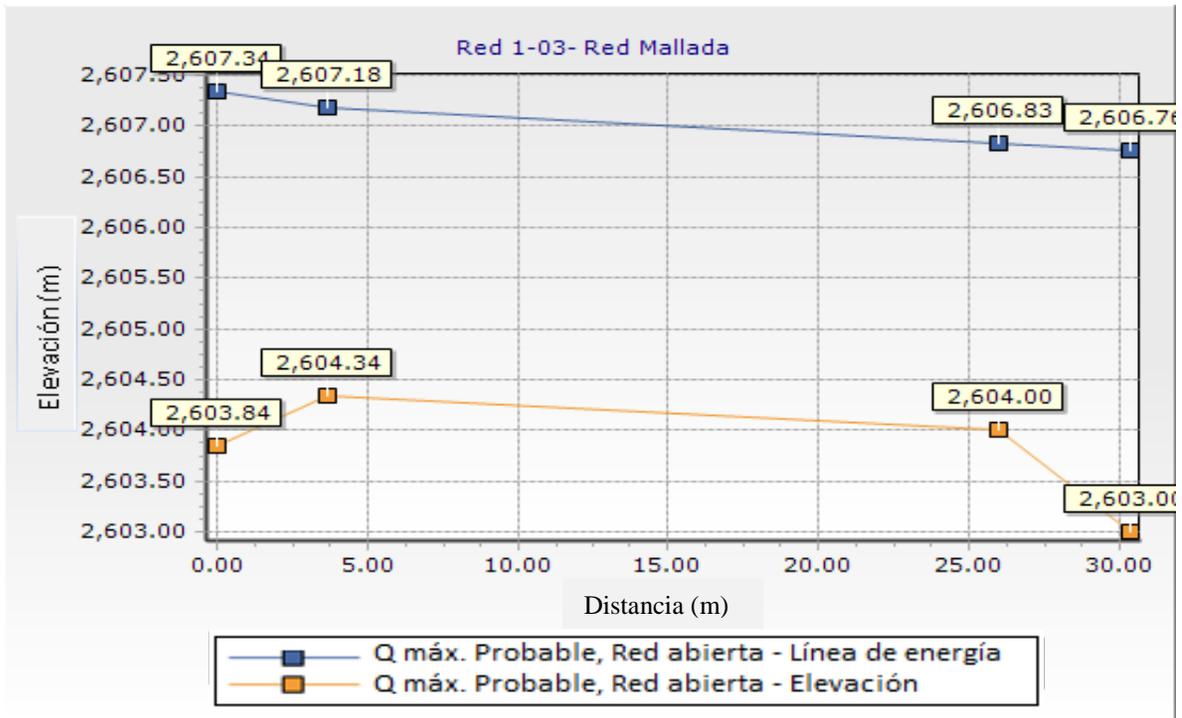


Figura 65. Perfil hidráulico de la red mallada 1-03 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

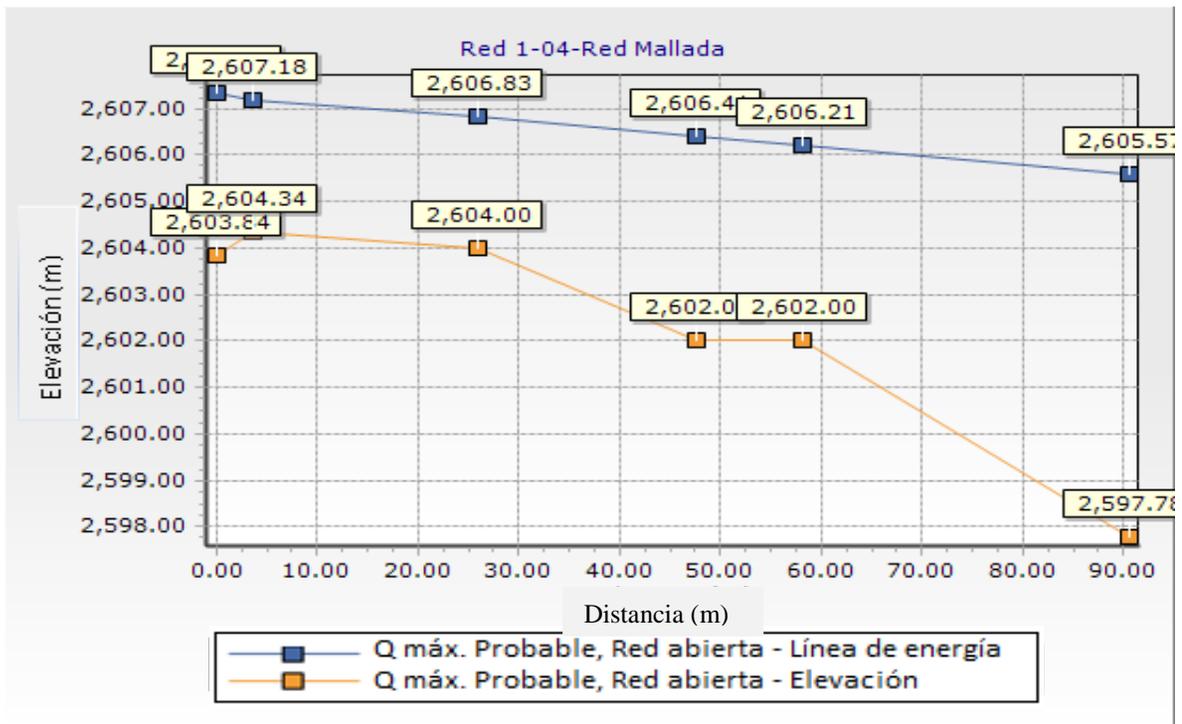


Figura 66. Perfil hidráulico de la red mallada 1-04 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

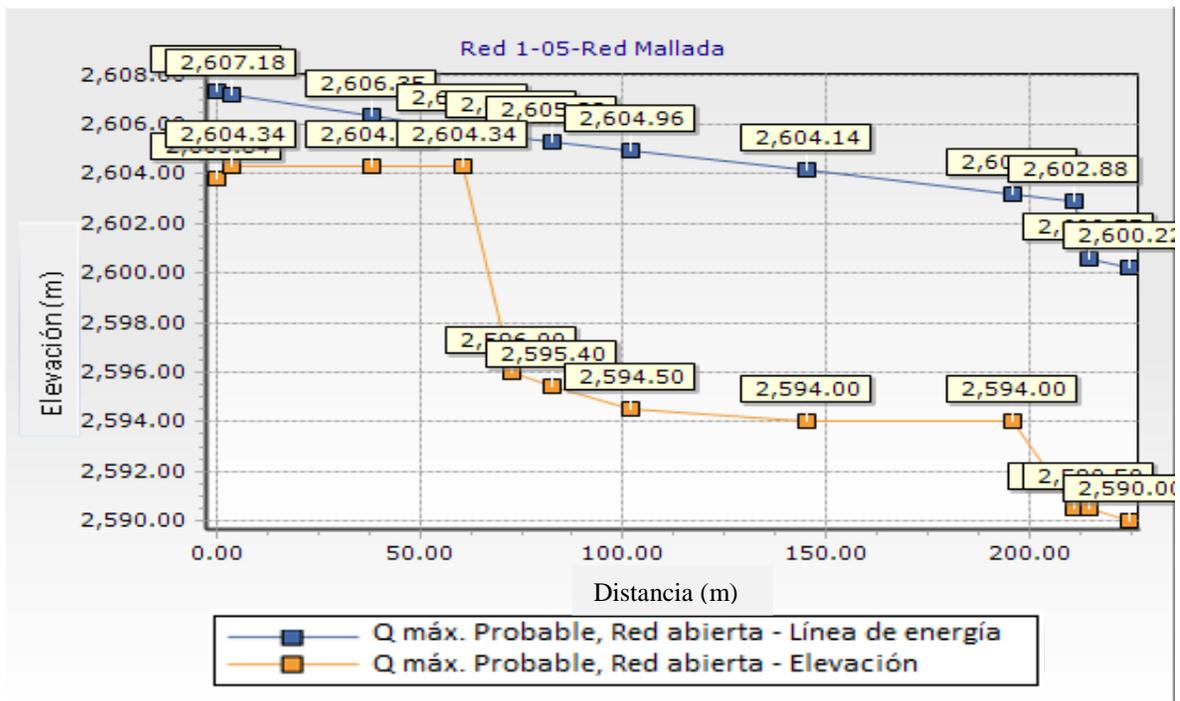


Figura 67. Perfil hidráulico de la red mallada 1-05 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

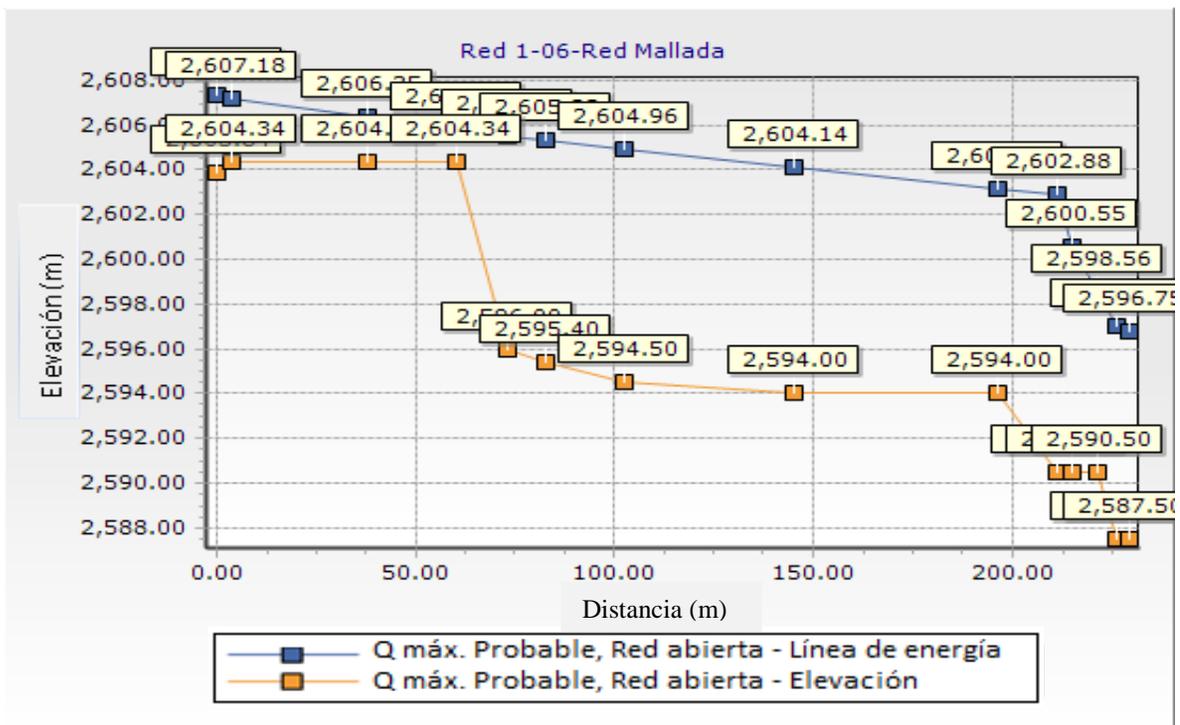


Figura 68. Perfil hidráulico de la red mallada 1-06 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

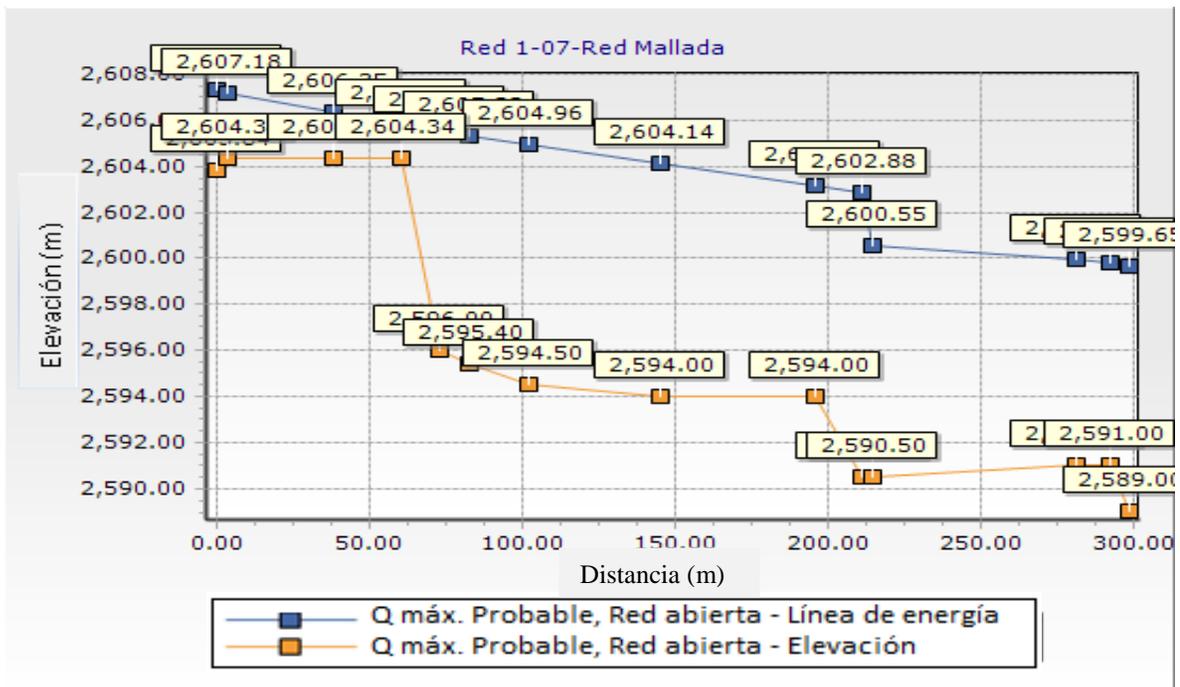


Figura 69. Perfil hidráulico de la red mallada 1-07 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

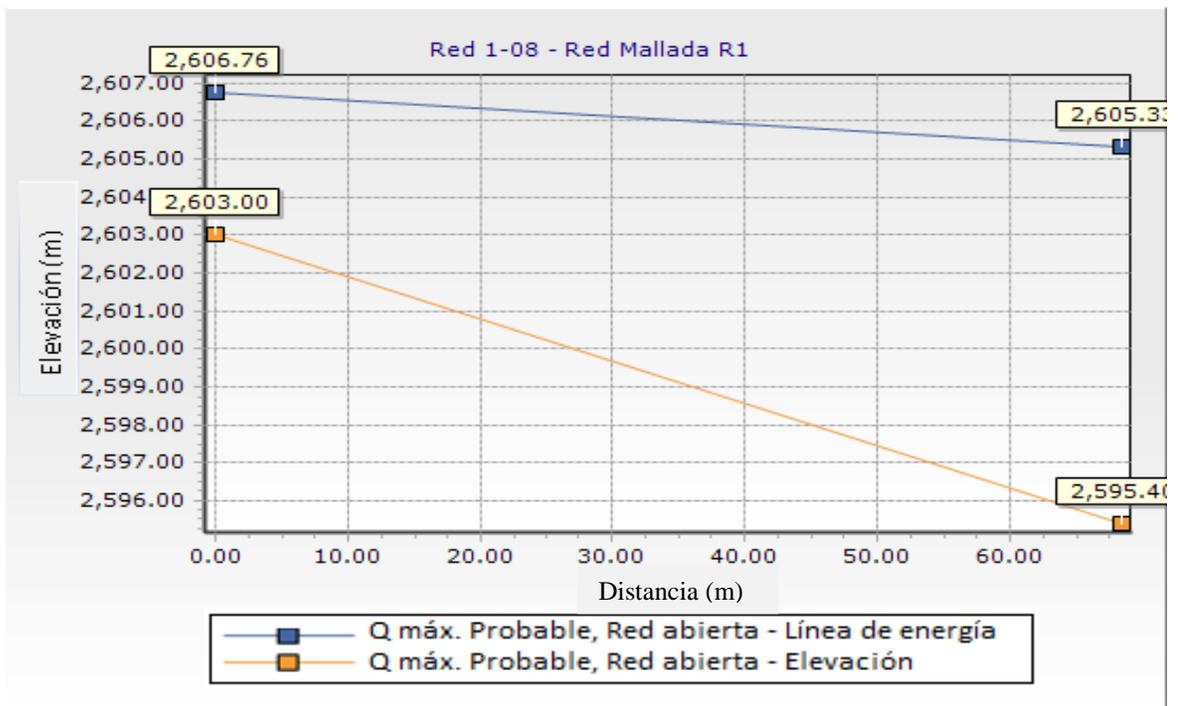


Figura 70. Perfil hidráulico de la red mallada 1-08 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

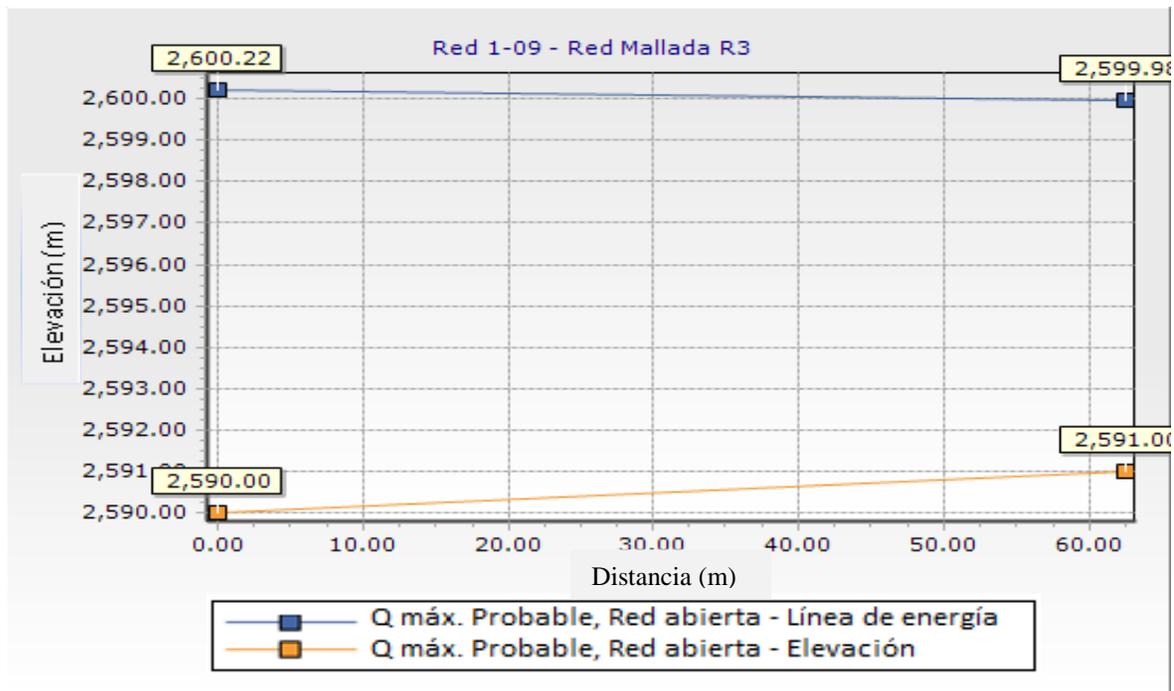


Figura 71. Perfil hidráulico de la red mallada 1-09 de la Subcuenca Campo de Fútbol, frente a un caudal máximo probable.

Este escenario, en comparación con el sistema escogido para el escenario 1, mostró un constante aumento de los diámetros y consecuentemente una disminución de las presiones en los nodos de suministro. Además, las velocidades se redujeron considerablemente, generando mayores requerimientos de infraestructura para poder cumplir los parámetros establecidos en el RAS 2000. Así mismo, este sistema para su funcionamiento requiere la construcción de dos redes adicionales (redes malladas) que permiten la circulación del flujo de una forma más segura, pero con la posibilidad de generar mayores costos por excavaciones, instalación de tuberías y rellenos agregados.

Tabla 44. Presión en nodos de suministro Subcuenca Campo de Fútbol frente a un caudal máximo probable.

No.	Nodo	Descripción	Presión M.C.A.
1	J1-05	Llave de suministro plazoleta Odontología – Ed. 27	9,50
2	J1-07	Llave de suministro plazoleta de Morfología	8,50
3	J1-09	Riego Zona Occidente campo de fútbol – oriente Arquitectura	3,70
4	J1-12	Llave de suministro plazoleta Arquitectura-La Frutera	7,80
5	J3-04	Llave Suministro Cafetería Central	10,20
6	J3-06	Suministro Baños Públicos Mujeres	9,50
7	J3-07	Suministro Baños Públicos Mujeres	9,20
8	J3-10	Llave suministro Plazoleta Entrada PUJB – Biblioteca	10,60

Teniendo en cuenta que en el presente proyecto, con excepción de la descarga de sanitarios, la mayoría de los usos de destino del agua lluvia no suplirán una demanda constante, debido a que el riego de jardines, el suministro de agua para pocetas y el lavado de pisos internos, fachadas y zonas duras, generarían un gasto periódico, el sistema podría permitir suspensiones ocasionales de servicio, ocasionadas por daños en el sistema o acciones de operación y mantenimiento, sin generar alteración alguna en el normal transcurso de las actividades del campus puesto que, de ser necesario, el actual sistema de suministro de agua potable del acueducto podría atender la demanda que el sistema de agua lluvia pueda dejar de entregar por las anteriores razones (especialmente para la descarga de sanitarios), con lo cual no se encuentra necesaria la construcción del sistema mediante redes compuestas.

En consecuencia, luego de efectuar las anteriores modelaciones se ratificó que el sistema más factible, desde el punto de vista técnico, correspondió a la red establecida en la modelación *a* (Modelación Subcuenca Campo de Fútbol: escenario 1, bajo condición de caudal máximo probable), en la cual se analizó la red frente a una demanda máxima probable y una tubería en PVC. No obstante, aunque las modelaciones fueron ejecutadas para este tipo de material, y se logró establecer que su comportamiento hidráulico es igual al del Polietileno de Alta Densidad, en el presupuesto general se realizará la comparación económica de ambos materiales, con el objetivo de reconocer la opción más factible, desde el punto de vista económico y logístico.

4.1.6.10 Síntesis de las modelaciones hidráulicas efectuadas

De acuerdo a las condiciones físicas del campus, a las relaciones oferta-demanda y a los trazados de redes de distribución en las Subcuencas Campo de Fútbol, CJFD-Barón y Pasarelas, inicialmente se establecieron dos escenarios de diseño concebidos de acuerdo al material de constitución y a la simplicidad de las redes de distribución (PVC-PEAD y Red simple-Red mallada). Así mismo, con miras a efectuar un mejor análisis del comportamiento hidráulico de cada subcuenca, estos escenarios fueron complementados con una posible variación de la demanda, conceptualizando tres alternativas de consumo (*a*, *b*, y *c* correspondientes a caudales máximos posibles, máximos probables y máximos mayorados, respectivamente), generando en su conjunto un total de 18 modelaciones hidráulicas.

Por su parte, se determinó en la literatura que el coeficiente de rugosidad de Manning era igual para el policloruro de vinilo PVC y el polietileno de alta densidad PEAD, con lo cual no se tuvo en cuenta la modelación de acuerdo al material de la tubería y todas las modelaciones fueron realizadas para tuberías en PVC. Por ende, se decidió que el análisis económico sería el factor para elegir la mejor opción.

En consecuencia, las modelaciones iniciaron teniendo en cuenta la combinación del escenario 1 con la alternativa *b* (red simple en PVC con una demanda máxima probable). Cuando se efectuó la modelación de la red de distribución de la Subcuenca Pasarelas se obtuvo como resultado que las presiones eran demasiado bajas, con lo cual se determinó la posibilidad de aumentar la presión a la salida del tanque de almacenamiento por medio de

un sistema hidroneumático ó trasladar su demanda a otra subcuenca. En efecto, la segunda iniciativa resultó ser más factible y por ende se decidió eliminar la Subcuenca Pasarelas y conectar sus redes de distribución a la Subcuenca Campo de Fútbol. De esta forma se redujo el número de modelaciones hidráulicas a un total de 12.

Seguidamente se realizó el análisis hidráulico al escenario 1 de acuerdo a la variación de las demandas mediante las alternativas *a* y *c*. (consumos máximo posible y máximo mayorado) Con los resultados de las modelaciones a cada una de las alternativas, se realizó un cuadro comparativo y se determinó la mejor de ellas de acuerdo a las implicaciones técnicas y económicas que su construcción podría generar. Desde este punto, la modelación más beneficiosa resultó ser la de un sistema de redes simples bajo una condición de demanda máxima probable.

Posteriormente, se realizaron las modelaciones del escenario 2 (redes malladas) con igual número de alternativas establecidas anteriormente, pero esta vez los análisis obedecen únicamente a la red de distribución de la Subcuenca Campo de Fútbol, debido a que las condiciones topográficas del campus y la simplicidad del sistema perteneciente a la Subcuenca CJFD-Barón impidieron que se lograra concebir una red compuesta. Siendo así, como resultado las modelaciones dejaron entrever el aumento significativo de los diámetros de las tuberías, lo cual redujo considerablemente las presiones en los nodos de servicio. Este aspecto sumado al aumento del número de redes que trae consigo el diseño de redes malladas y con ello mayores costos de construcción, permitió justificar que el sistema de mejor comportamiento hidráulico y más factible económicamente sería el escenario ideal recomendado durante las modelaciones del escenario 1, es decir, se reiteró que la opción más interesante, desde el punto de vista técnico y económico sería la construcción de un sistema de redes simples de cara a una demanda máxima probable (numeral 4.1.6.1).

4.1.7 Adecuación de Puntos de Captación y Redes Aductoras

La identificación de las redes de drenaje en el campus universitario permitió establecer las fuentes potenciales de captación y, a su vez, la adecuación de las redes aductoras desde los puntos de recolección hasta el tanque de almacenamiento. Se recurrió a la utilización de las redes de drenaje pluviales de las estructuras físicas potenciales de captación, adecuándolas para conducir los flujos directamente hacia los tanques de almacenamiento. Así mismo, se separaron las redes no incluidas en el proceso de aprovechamiento y se determinaron las redes de control de excesos a partir de dichos tanques, incluyendo estos análisis en el presupuesto de obra final.

4.1.7.1 Subcuenca Campo de Fútbol

Se instituyeron dos redes aductoras:

- ❁ **Red de Aducción 1:** Proviene de la cubierta del Edificio de Parquaderos (Ed. 115 Don Guillermo Castro S. J.). La evaluación del desagüe existente sirvió para establecer



la existencia de dos bajantes en 8 pg., ubicadas en las zonas norte y sur del edificio. Se determinó la unión de estas dos redes en el penúltimo nivel del edificio a través del desvío de la red norte (trazado verde-amarillo de la figura 72) por medio de la instalación de una tubería por debajo de la placa de entrepiso (trazado negro-amarillo de la figura 72) y su descenso tangente a la red sur, para que ambas redes logren llegar a las estructuras de recolección del campo de fútbol (vista en perspectiva del Edificio de Parquederos margen izquierda de la figura 72).

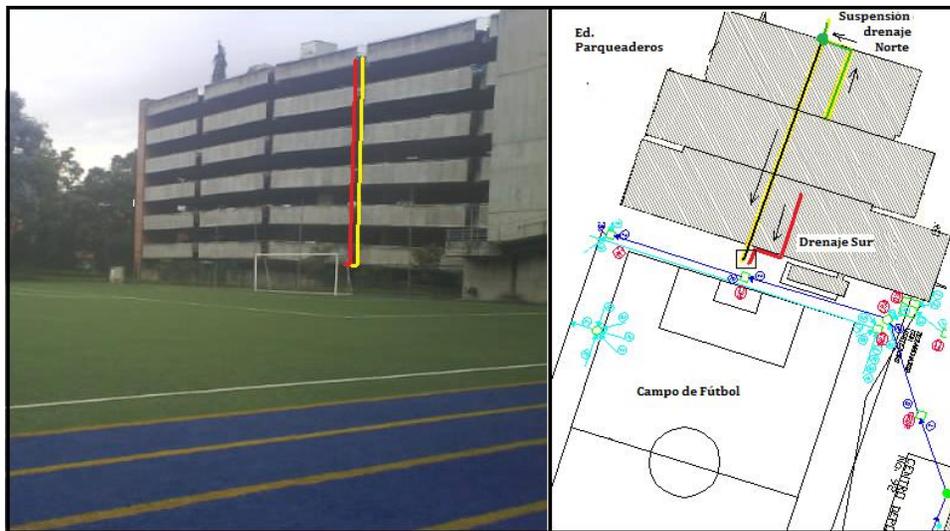


Figura 72. Modificación de la red de desagüe norte del edificio de Parquederos. Envío de aguas a una red tangente a la red sur de desagüe

- 
Red de Aducción 2: Proviene de la cancha de futbol, el ala occidental de la cubierta del CJFD (Centro Javeriano de Formación Deportiva), la zona norte de la vía de acceso al edificio de parqueaderos y el talud oriental del campo de fútbol (figura 73).

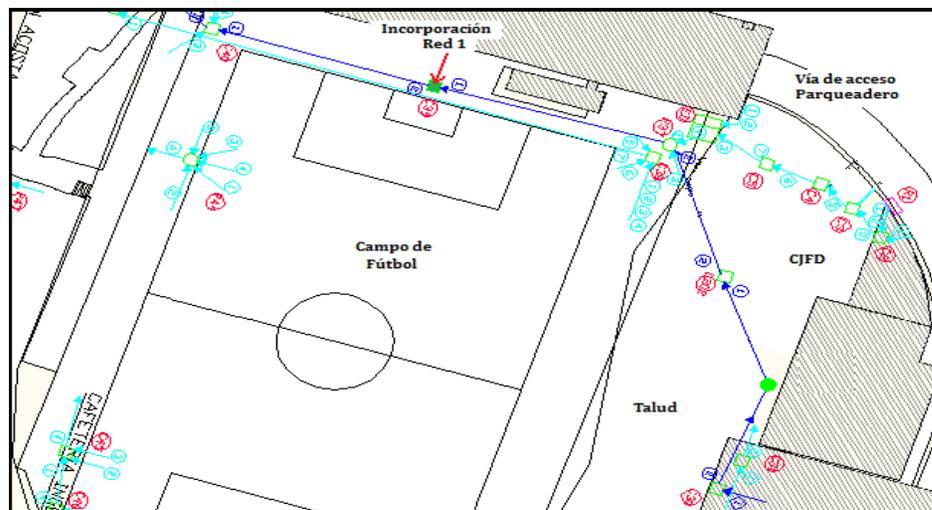


Figura 73. Vista de la Red de Aducción 2 para la Subcuenca Campo de Fútbol.



Estas redes descargan sus aguas en una caja de inspección ubicada en la parte noroccidental de la cancha de fútbol en una tubería de 8 plg.



Figura 74. Red de aducción principal de la Subcuenca Campo de Fútbol, al instante de la unión de las aducciones 1 y 2. Red de control de excesos.

Así mismo, se diseñó la Red de control de excesos (purga), con el fin de evitar el rebosamiento del tanque y con ello la aparición de sobrepresiones. Para ello, se estableció una tubería de 8 pg, que finalmente retorna al punto de evacuación de la caja de inspección existente.

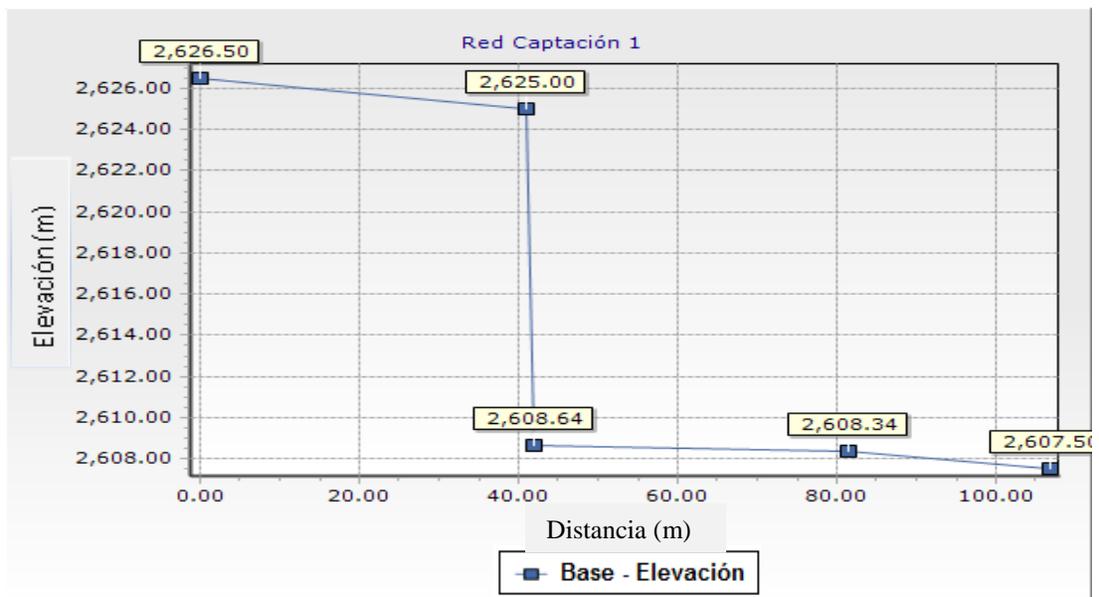


Figura 75. Perfil de elevación (cota batea) de la red de aducción 1 de la Subcuenca Campo de Fútbol.

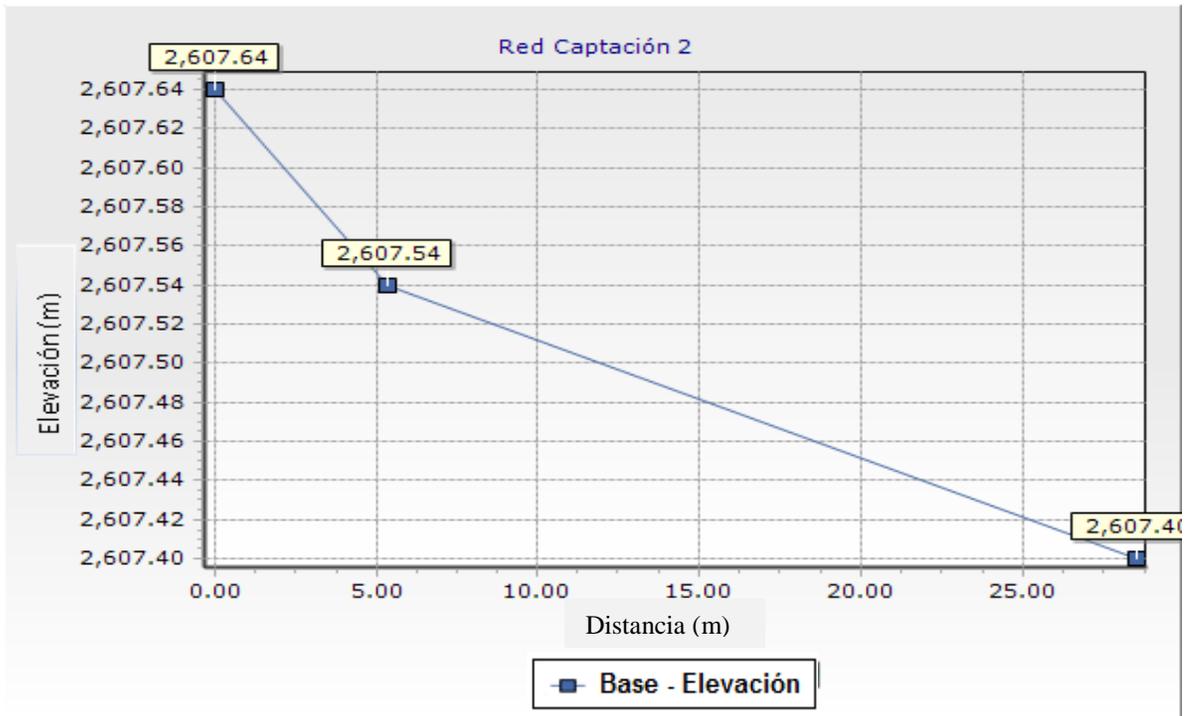


Figura 76. Perfil de elevación (cota batea) de la red de aducción 2 de la Subcuenca Campo de Fútbol.

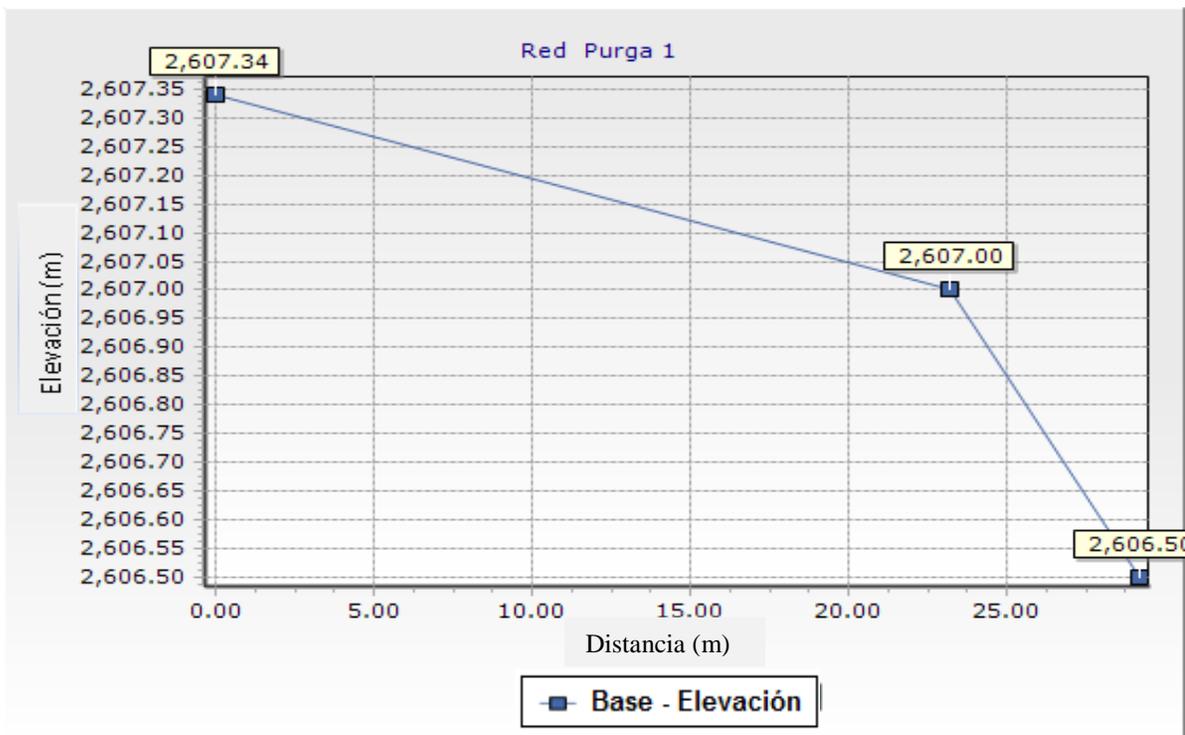


Figura 77. Perfil de elevación (cota batea) de la red de control de excesos de la Subcuenca Campo de Fútbol.

Así mismo, se calcularon los perfiles hidráulicos de las redes y se determinó, finalmente, el cuadro descriptivo de la red de aducción de la subcuenca, donde se incluyen los valores del caudal máximo a tubo lleno que pueden transportar (utilizando la ecuación de Manning), así como las especificaciones del material a utilizar. La sección AD 1-02 corresponde a una bajante, donde se determina el caudal mediante la ecuación de Dawson y Hunter (Pérez Carmona, 2004). Por tanto, la tabla 45 describe las especificaciones de las redes de aducción a partir de la infraestructura existente en las zonas de captación.

Tabla 45. Cuadro descriptivo de la red de aducción de la Subcuenca Campo de Fútbol.

Red Capt. 1	Long (m)	Diámetro (pg)	Material	Pendiente (s) %	Área (m ²)	Rh (m)	n (Manning)	Q (m ³ /s)
AD 1-01	41.00	8.0	PVC	1.22	0.026	0.046	0.009	0.041
AD 1-02	16.36	8.0	PVC	----	----	----	----	0.058
AD 1-03	39.50	8.0	PVC	0.76	0.026	0.046	0.009	0.032
AD 1-04	25.40	8.0	PVC	3.31	0.026	0.046	0.009	0.067
Red Capt. 2	Long (m)	Diámetro (pg)	Material	Pendiente (s) %	Área (m ²)	Rh (m)	n (Manning)	Q (m ³ /s)
AD 1-05	5.35	8.0	PVC	1.87	0.026	0.046	0.009	0.050
AD 1-06	23.2	8.0	PVC	0.60	0.026	0.046	0.009	0.029
Red Purga 1	Long (m)	Diámetro (pg)	Material	Pendiente (s) %	Área (m ²)	Rh (m)	n (Manning)	Q (m ³ /s)
REB 1-01	23.2	8.0	PVC	1.47	0.026	0.046	0.009	0.045
REB 1-02	6.00	8.0	PVC	8.33	0.026	0.046	0.009	0.106

4.1.7.2 Subcuenca CJFD-Barón

De igual forma, para esta subcuenca se realizó el diseño la adecuación de las redes de aducción que suministrarán el agua lluvia al tanque de almacenamiento, logrando establecer las siguientes redes:

- 
Red de Aducción 3: La cual proviene del desagüe del ala oriental de la cubierta del Centro javeriano de Formación Deportiva (CJFD), así como la cubierta del Edificio de la Facultad de Psicología y el costado oriental de la vía que comunica la entrada norte del campus con el edificio de parqueaderos.
- 
Red de Aducción 4: La cual procede de la cubierta del Edificio Pedro Arrupe perteneciente a la Facultad de Teología.
- 
Red de Aducción 5: Proveniente de la recolección de las aguas lluvias a través de los sumideros transversales a la zona baja (costado norte) de la vía que comunica la entrada norte del campus con el edificio de parqueaderos.
- 
Red de Aducción 6: Transporta las aguas pluviales precipitadas en la cubierta del Edificio Fernando Barón.



Para convertir estos sistemas de desagüe en redes de aducción es necesario conectar los bajantes de las cubiertas y desviarlos hacia las redes de aguas lluvias existentes. Para ello, se tendrá en cuenta la instalación de tubería PVC bajo los andenes externos de los edificios de Psicología, Fernando Barón y Pedro Arrupe, realizando una excavación de 50 x 50 cms. Así mismo, se realizará una excavación en la explanada central del Ed. Fernando Barón para conectar las redes de aguas lluvias donde provendrían los volúmenes de captación 3, 4, 5 y 6, hasta el tanque de almacenamiento. Estos requerimientos al igual que los de la aducción de la Subcuenca Campo de Fútbol serán incluidos en los presupuestos de obra. La figura 78 establece los trazados generales de la red de aducción que alimenta la Subcuenca CJFD-Barón, sin embargo para un mayor entendimiento del trazado de redes, en el Anexo 11 se encuentran los planos de las redes de aducción para cada subcuenca potencial de aprovechamiento.

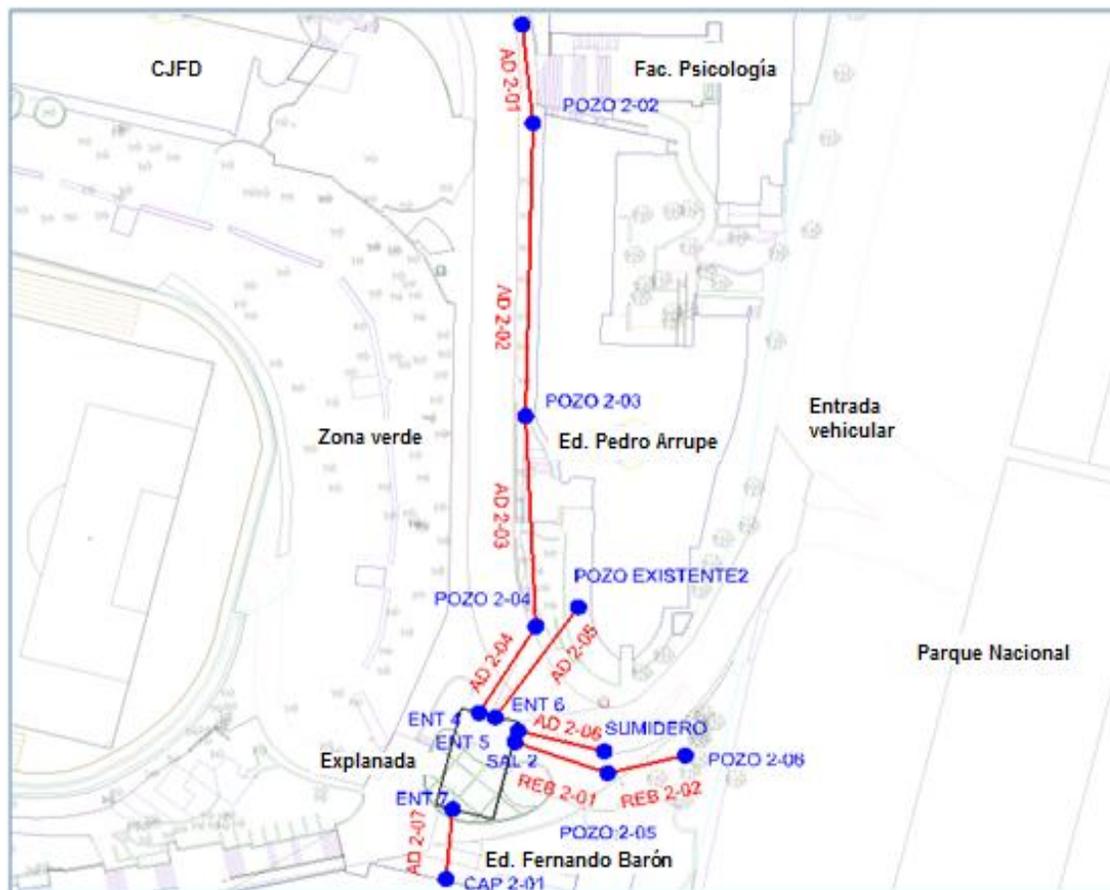


Figura 78. Distribución en planta de las redes de aducción para la Subcuenca CJFD-Barón.

Por su parte, se determinó la red de control de excesos (Purga), la cual quedó establecida en un diámetro de 8 pg, conduciendo las aguas excedentes hacia un sumidero cercano a través de la construcción de un pozo adicional.

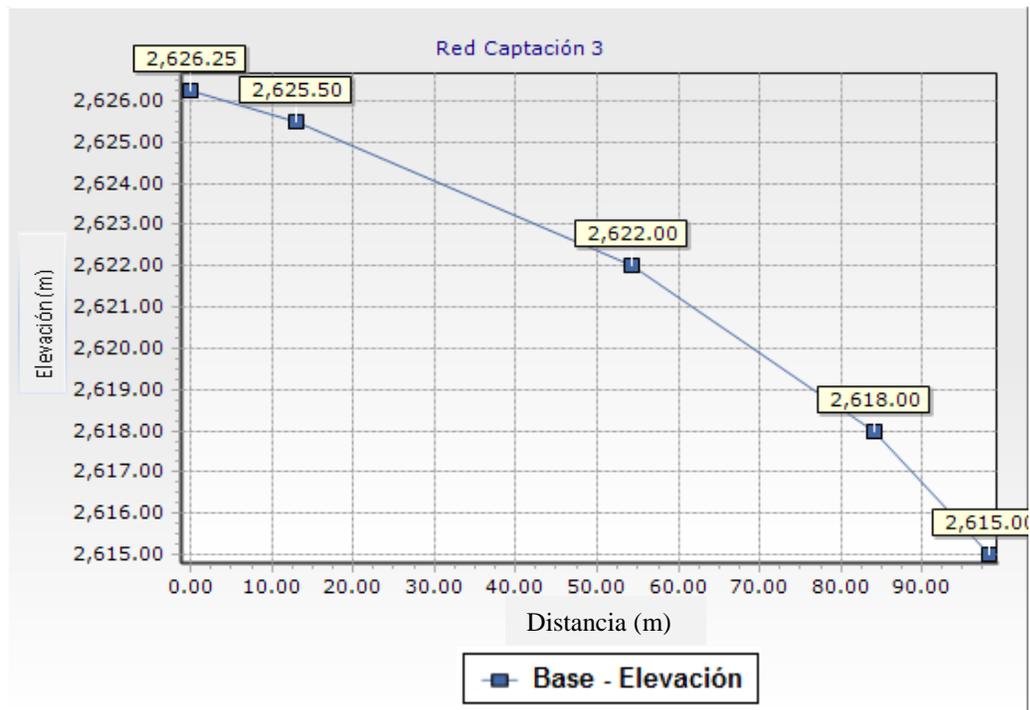


Figura 79. Perfil de elevación (cota batea) de la red de aducción 3 de la Subcuenca CJFD-Barón.

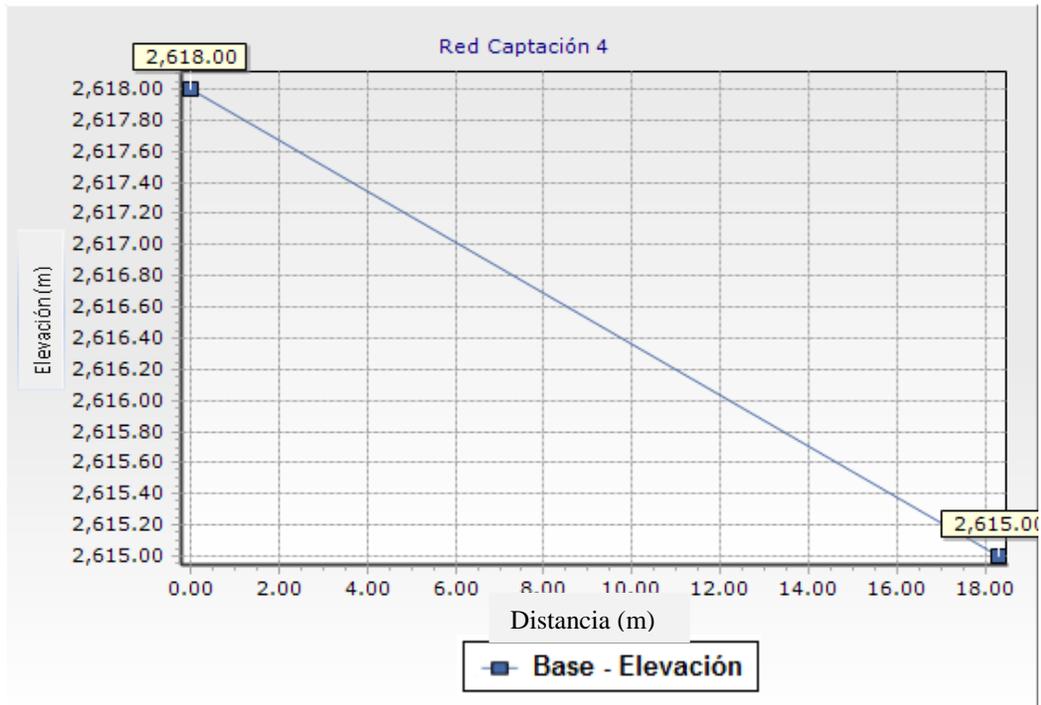


Figura 80. Perfil de elevación (cota batea) de la red de aducción 4 de la Subcuenca CJFD-Barón.

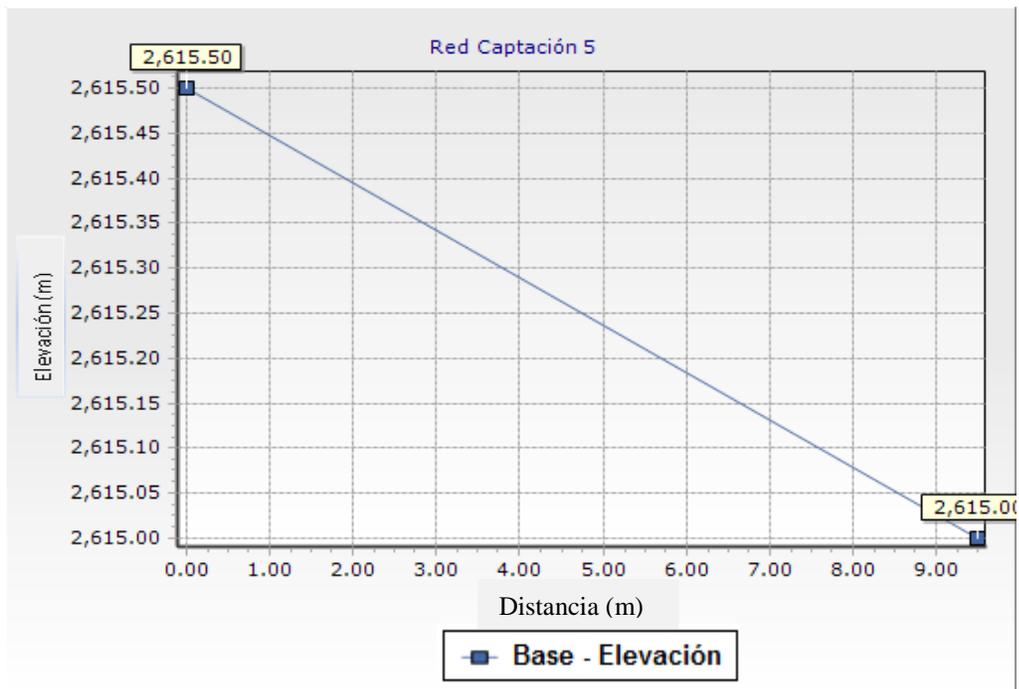


Figura 81. Perfil de elevación (cota batea) de la red de aducción 5 de la Subcuenca CJFD-Barón.

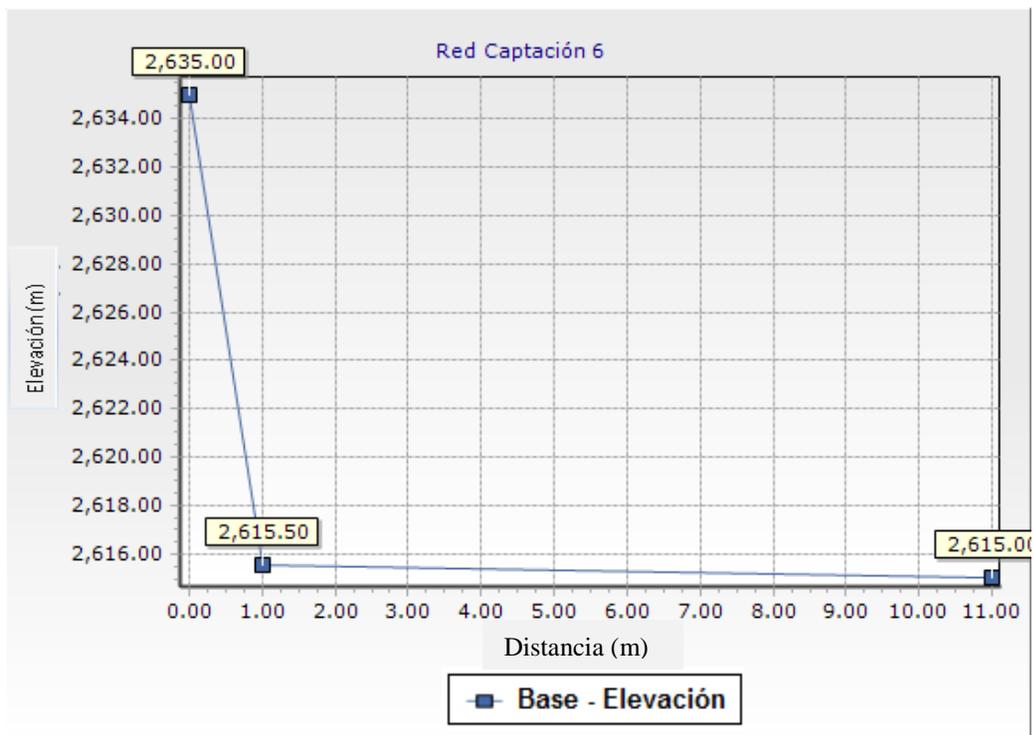


Figura 82. Perfil de elevación (cota batea) de la red de aducción 6 de la Subcuenca CJFD-Barón.

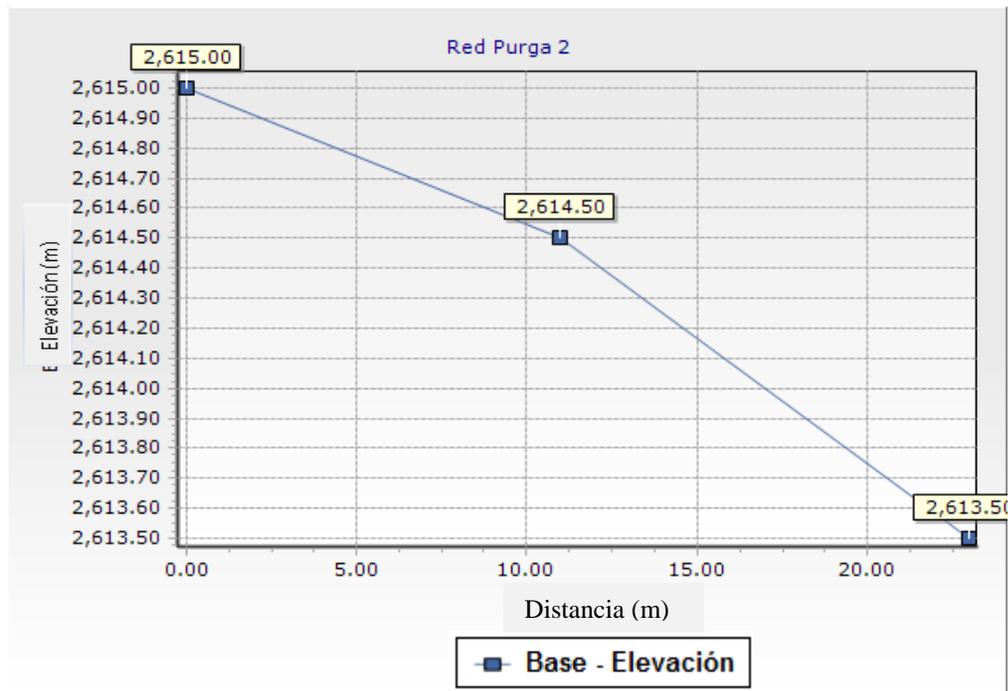


Figura 83. Perfil de elevación (cota batea) de la red de control de excesos de la Subcuenca CJFD-Barón.

De esta forma quedaron estipuladas las redes de aducción para las dos subcuencas del presente proyecto. Así mismo, se puede concluir que los caudales presentados en la tabla 46 demuestran que existe capacidad suficiente para transportar las aguas lluvias al tanque de almacenamiento.

Tabla 46. Cuadro descriptivo de la red de aducción de la Subcuenca CJFD-Barón.

Red Capt 3	Long (m)	Diámetro (Pg)	Material	Pendiente (s) %	Area (m ²)	Rh (m)	n (Manning)	Q (m ³ /s)
AD 2-01	13.00	8.0	PVC	5.77	0.026	0.046	0.009	0.088
AD 2-02	41.30	8.0	PVC	8.47	0.026	0.046	0.009	0.107
AD 2-03	29.80	8.0	PVC	13.42	0.026	0.046	0.009	0.135
AD 2-04	14.10	8.0	PVC	21.28	0.026	0.046	0.009	0.170
Red Capt 4	Long (m)	Diámetro (Pg)	Material	Pendiente (s) %	Área (m ²)	Rh (m)	n (Manning)	Q (m ³ /s)
AD 2-05	18.30	8.0	PVC	16.39	0.026	0.046	0.009	0.149
Red Capt 5	Long (m)	Diámetro (Pg)	Material	Pendiente (s) %	Área (m ²)	Rh (m)	n (Manning)	Q (m ³ /s)
AD 2-06	9.5	8.0	PVC	5.26	0.026	0.046	0.009	0.085
Red Capt 6	Long (m)	Diámetro (Pg)	Material	Pendiente (s) %	Área (m ²)	Rh (m)	n (Manning)	Q (m ³ /s)
AD 2-07	19.50	8.0	PVC	----	----	----	----	0.058
AD 2-08	10.00	8.0	PVC	5.00	0.026	0.046	0.009	0.082
Red Purga 2	Long (m)	Diámetro (Pg)	Material	Pendiente (s) %	Área (m ²)	Rh (m)	n (Manning)	Q (m ³ /s)
REB 2-01	11.00	8.0	PVC	4.55	0.026	0.046	0.009	0.079
REB 2-02	12.00	8.0	PVC	8.33	0.026	0.046	0.009	0.106



4.1.8 Selección de la Tecnología de Tratamiento

Realizando un análisis general de los valores examinados en los cuatro puntos de muestreo presentados en la figura 84 (puntos 1 y 4 para Subcuenca Campo de Fútbol y puntos 7 y 10 para Subcuenca CJFD-Barón), los parámetros más incidentes en la contaminación de las aguas lluvias en el campus de la Pontificia Universidad Javeriana sede Bogotá corresponden a Hierro, Plomo, Cadmio y Mercurio (dentro de los análisis de metales pesados), así como pH, DBO5, Nitrógeno amoniacal, Sólidos Suspendidos y Coliformes Totales y Fecales, con lo cual, los procesos de tratamiento deben ir orientados principalmente a reducir o eliminar estos parámetros, de acuerdo a su incidencia en los usos determinados para cada cuenca.

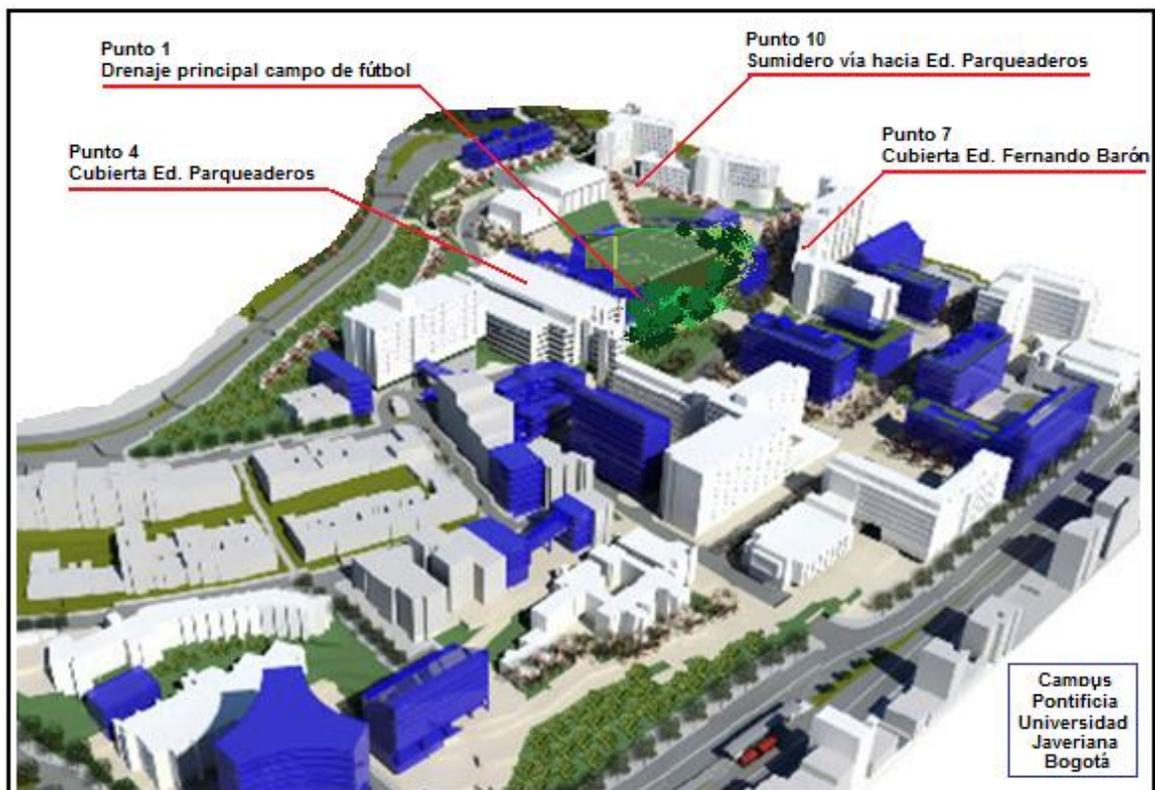


Figura 84. Puntos de muestreo de calidad de aguas lluvias seleccionados para análisis de tecnologías de tratamiento en las Subcuencas Campo de Fútbol y CJFD-Barón. Imagen modificada del Plan Maestro del Campus PUJB.

Teniendo en cuenta principalmente las normas de calidad para aguas lluvias de las directrices europeas (EU, 1998, 2006), americanas (U.S. EPA, 2004), asiáticas (MLIT, 2005) y Australianas (WHO, 2006) y que en Colombia la única norma de calidad para aprovechamiento de agua es el Decreto 1594 del Ministerio de Salud República de Colombia, denominada “ Usos del agua y residuos líquidos”, en las siguientes tablas se presenta el resumen de los parámetros que no cumplieron con los estándares mínimos de calidad, según los requerimientos de la norma más estricta.



4.1.8.1 Subcuenca Campo de fútbol

El análisis de calidad sugiere restricciones para consumo humano debido a una significativa presencia de Hierro, Plomo, Cadmio y Mercurio, así como alta turbidez y altas concentraciones Nitrógeno amoniacal. Así mismo, los valores de Sólidos suspendidos totales y DBO₅ generan restricciones para descargas de sanitarios, duchas, lavado de vehículos y riego por aspersión, debido a su impacto visual y a posibles taponamientos en las redes de irrigación (Gilbert, et al., 1982; Lazarova, et al., 2003; Pescod, 1992; L. J. Torres A., et al., 2009). No obstante, los únicos parámetros reiterativos en obtener un valor por encima del umbral máximo permitido fueron pH y Hierro, los demás parámetros estuvieron dentro del rango permitido y en algunos casos no fueron detectables, con lo cual, los resultados de calidad son bastante alentadores, teniendo en cuenta que las muestras tomadas siempre han sido realizadas en los primeros instantes de lluvia, de acuerdo al fenómeno del primer lavado. La tabla 47 expone los resultados obtenidos producto de la evaluación de la calidad de las aguas lluvias en el punto 1 (ver figura 84).

Tabla 47. Resultados de los ensayos de calidad de agua lluvia de escorrentía para el punto 1 (Drenaje principal del campo de fútbol) que no cumplen con estándares de calidad

Parámetro	Und	Campaña de Febrero 26 de 2010	Campaña de Octubre 04 de 2010	Observaciones
Plomo	mg/l	0,0781	ND	Concentración de Plomo (Pb) mayor a 0.05 mg/l restricciones (Ministerio de Salud, 1984 y EU, 1998): consumo humano.
Hierro	mg/l	0,1382	0,2709	Concentración de Hierro (Fe) mayor a 0.1 mg/l, valor límite recomendado para riego (Ministerio de Salud República de Colombia, 1984; U.S. EPA, 2004).
Cadmio	mg/l	0,0194	ND	Concentración de Cadmio (Cd) mayor a 0.01 mg/l restricciones (Ministerio de Salud, 1984 y EU, 1998): riego agrícola y consumo humano.
Mercurio	mg/l	0,2039	ND	Mercurio (Hg) mayor a 0.001 mg/l . Restricciones (Ministerio de Salud, 1984 y EU, 1998): riego agrícola y consumo humano.
pH	Und	8,80	7,20	pH mayor a 7 Und. Restricción para riego (Gilbert et al., 1982; Pescod, 1992; Lazarova et al., 2004).
DBO ₅	mg/l	42,00	ND	DBO ₅ mayor a 10 mg/l. Restricciones para descarga de sanitarios u orinales, agua para duchas, lavado de automóviles y riego por aspersión (U.S. EPA, 2004).
Sólidos Suspendidos Totales	mg/l	675,00	21,33	SST mayor a 30 mg/l. Restricción para riego y usos paisajísticos (U.S. EPA, 2004).
Turbidez	UNT	5,97	4,57	Turbidez mayor a NTU. Restricción para riego no agrícola y lavado de automóviles (U.S. EPA, 2004).
Nitrógeno Amoniacal	mg/l	ND	3,92	Nitrógeno Amoniacal mayor de 1.0 mg/l. Restricción para consumo humano (Ministerio de Salud República de Colombia, 1984).

ND = No Detectable



Por su parte, los resultados de calidad en el punto 4 (figura 84), indican que el agua lluvia, de igual forma, posee restricción para consumo humano por contener valores por encima del límite máximo en los siguientes parámetros: Plomo, Hierro, Mercurio y Cadmio. Del mismo modo, las magnitudes de pH y DBO₅ sugieren restricción para riego. Al igual que los análisis del punto 1, la mayoría de los resultados no son reiterativos y las magnitudes son pequeñas o no detectables en más del 70 % de los metales pesados.

En consecuencia el Mercurio resulta ser el único valor inicialmente preocupante, debido a los valores encontrados en las dos campañas realizadas en el año 2009, con un mes de diferencia entre sí. Las magnitudes son significativas, aunque no consecutivas, debido a que en los ensayos realizados durante las campañas de abril 04 y octubre 06 de 2010, este parámetro no fue detectado. Por ende, se puede pensar que dichas magnitudes obedecieron a una carga contaminante ocasional proveniente de la atmósfera (teniendo en cuenta el fenómeno del primer lavado) o posiblemente del ingreso de algún elemento ajeno al fluido cerca de la zona del campo de fútbol, con lo cual se deduce la importancia de tomar medidas de control en la fuente.

Tabla 48. Resultados de los ensayos de calidad de agua lluvia de escorrentía para el punto 4 (Cubierta Edificio de Parquederos) que no cumplen con estándares de calidad.

Parámetro analizado	Und	Campaña Marzo 27 de 2009	Campaña de Abril 06 de 2010	Observaciones
Plomo	mg/l	0,1699	ND	Concentración de Plomo (Pb) mayor a 0.05 mg/l restricciones (Ministerio de Salud, 1984 y EU, 1998): consumo humano
Hierro	mg/l	0,3105	0,1687	Concentración de Hierro (Fe) mayor a 0.1 mg/l, valor límite recomendado para riego (Ministerio de Salud República de Colombia, 1984; U.S. EPA, 2004).
Cadmio	mg/l	12,0000	0,0086	(Concentración de Cadmio (Cd) mayor a 0.01 mg/l restricciones (Ministerio de Salud, 1984; EU, 1998 y U.S. EPA, 2004): riego agrícola y consumo humano.
Mercurio	mg/l	0,1268	ND	Mercurio (Hg) mayor a 0.001 mg/l . Restricciones (Ministerio de Salud, 1984 y EU, 1998): riego agrícola y consumo humano.
pH	Und	6,2400	8,99	pH mayor a 7 Und. Restricción para riego (Gilbert et al., 1982; Pescod, 1992; Lazarova et al., 2004).
DBO ₅	mg/l	12,00	12,00	DBO ₅ mayor a 10 mg/l. Restricciones para descarga de sanitarios u orinales, agua para duchas, lavado de automóviles y riego por aspersión (U.S. EPA, 2004).

ND = No Detectable

Teniendo en cuenta que el destino final del aprovechamiento de las aguas lluvias en la Subcuenca Campo de Fútbol va dirigido a usos externos no potables (lo cual redujo sustancialmente el análisis de las tecnologías de tratamiento), la principal restricción



pertenece al riego de zonas verdes, debido a las magnitudes que alcanzaron algunos metales pesados (Fe, Cd y Hg) y los sólidos suspendidos totales durante la ejecución de los ensayos. Teniendo en cuenta las bondades de los sistemas FIME (numeral 2.2), de este análisis se sugiere emplear inicialmente una decantación sencilla, seguida de una filtración en múltiples etapas en conjunto con un proceso de carbón activado simple para reducir respectivamente, los porcentajes de sólidos suspendidos totales, metales pesados y de ellos, los contenidos de hierro especialmente. Cabe resaltar que el campo de fútbol realiza un pre-tratamiento a las aguas que ingresan de sus zonas aferentes (edificio de parqueaderos, taludes zonas verdes y vía de acceso a parqueaderos), las cuales hacen parte de la oferta potencial de la presente subcuenca de aprovechamiento.

4.1.8.2 Subcuenca CJFD-Barón

Los resultados del análisis de calidad en el punto 7 sugieren que los contenidos de Hierro, Cadmio y Nitrógeno amoniacal impiden su uso directo para consumo humano. De igual forma, las magnitudes de las concentraciones de Cadmio, pH y DBO5 indican restricción para riego por aspersión, por posible daño directo a plantas y suelos (Lazarova, et al., 2003), y las cantidades de Sólidos Suspendidos Totales por el taponamiento que puede generar si se escoge un sistema de este tipo. Así mismo, la magnitud de la DBO5 restringe el uso directo para descarga de inodoros. La tabla 49 establece los parámetros que no cumplieron los estándares máximos de calidad de acuerdo a la norma más exigente.

Tabla 49. Resultados de los ensayos de calidad de agua lluvia de escorrentía para el punto 7 (Cubierta Edificio Fernando Barón) que no cumplen con estándares de calidad.

Parámetro analizado	Und	Campaña Septiembre 15 de 2009	Campaña Agosto 25 de 2010	Observaciones
Hierro	mg/l	0,1320	3,4231	Concentración de Hierro (Fe) mayor a 0.1 mg/l, valor límite recomendado para riego (Ministerio de Salud República de Colombia, 1984; U.S. EPA, 2004).
Cadmio	mg/l	0,0412	0,0075	Concentración de Cadmio (Cd) mayor a 0.01 mg/l restricciones (Ministerio de Salud, 1984; EU, 1998 y U.S. EPA, 2004): riego agrícola y consumo humano.
pH	Und	6,7167	7,4700	pH mayor a 7 Und. Restricción para riego (Gilbert et al., 1982; Pescod, 1992; Lazarova et al., 2004).
DBO5	mg/l	10,00	14,67	DBO ₅ mayor a 10 mg/l. Restricciones para descarga de sanitarios u orinales, agua para duchas, lavado de automóviles y riego por aspersión (U.S. EPA, 2004).
Sólidos Suspendidos Totales	mg/l	40,00	35,60	SST mayor a 30 mg/l. Restricción para riego y usos paisajísticos (U.S. EPA, 2004).
Nitrógeno Amoniacal	mg/L	2,99	ND	Nitrógeno Amoniacal mayor de 1.0 mg/l. Restricción para consumo humano (Ministerio de Salud República de Colombia, 1984).

ND = No Detectable



Los resultados de los ensayos para el punto 10 sugieren que el agua lluvia en esta zona tendría restricciones para riego y paisajismo, debido a la excedencia de los contenidos de Hierro, Nitrógeno amoniacal y DBO_5 , así como también por los valores de pH y Sólidos Suspendidos Totales. Por su parte, también se plantea que el uso directo del agua tendría restricción para consumo humano debido a la presencia de contaminación bacteriológica, (aunque no en una magnitud significativa) la cual impide el uso del agua dentro del campus, debido a que este parámetro también restringe usos como la descarga de sanitarios u orinales al exigir cero contenido de Coliformes Totales (MLIT, 2005; U.S. EPA, 2004).

Tabla 50. Resultados de los ensayos de calidad de agua lluvia de escorrentía para el punto 10 (Desagüe vía parqueadero-Parque Nacional frente a Facultad de Psicología) que no cumplen con estándares de calidad.

Parámetro analizado	Und	Campaña Septiembre 15 de 2009	Campaña Octubre 04 de 2010	Observaciones
Hierro	mg/l	0,4839	0,1338	(Concentración de Hierro (Fe) mayor a 0.1 mg/l, valor límite recomendado para riego (Ministerio de Salud República de Colombia, 1984; U.S. EPA, 2004).
pH	Und	7,85	7,10	pH mayor a 7 Und. Restricción para riego (Gilbert et al., 1982; Pescod, 1992; Lazarova et al., 2004).
DBO_5	mg/l	30,00	ND	DBO_5 mayor a 10 mg/l. Restricciones para descarga de sanitarios u orinales, agua para duchas, lavado de automóviles y riego por aspersión (U.S. EPA, 2004).
Sólidos Suspendidos Totales	mg/l	220,00	122,22	SST mayor a 30 mg/l. Restricción para riego y usos paisajísticos (U.S. EPA, 2004).
Nitrógeno Amoniacal	mg/l	5,04	4,48	Nitrógeno Amoniacal mayor de 1.0 mg/l. Restricción para consumo humano (Ministerio de Salud República de Colombia, 1984).
Coliformes Fecales	UFC/100mL	240,00	NR	Restricción para descarga de sanitarios u orinales no se deben detectar Coliformes Fecales MLIT (2005) y según U.S. EPA (2004) no se deben detectar Coliformes Totales.
Escherichia coli	UFC/100mL	170,00	NR	

ND = No Detectable NR = No Realizado

Teniendo en cuenta que la demanda estimada para la presente subcuenca se encuentra establecida para los usos no potables de los tres primeros pisos del edificio de la Facultad de Ingeniería (descarga de inodoros y orinales, y lavado de pisos, zonas duras y fachadas), básicamente, los procesos de tratamiento deben ir encaminados a reducir los contenidos de metales pesados, Sólidos Suspendidos Totales y DBO_5 , con lo cual, la filtración en múltiples etapas (tipo compacta) en conjunto con la instalación de una capa de carbón activado y el proceso de decantación pueden reducir estos contaminantes para asegurar una mejor calidad del agua frente a su uso final. Así mismo, debido a que la infraestructura y la topografía en el campus no permiten la construcción de grandes espacios para la instalación de la planta de tratamiento, el tanque de almacenamiento tendrá que realizar parte de la decantación. Con esto se asegura una reducción notable del espacio requerido. Este proceso será desarrollado en todos los tanques de almacenamiento requeridos en el campus.



Por su parte, frente a los porcentajes de coliformes totales y fecales, aunque las normas más estrictas (MLIT, 2005; U.S. EPA, 2004) establecen la eliminación total de estos parámetros para la descarga de inodoros y orinales, otras normas internacionales (EU, 2006; WHO, 2006) y diversos expertos en aprovechamiento de aguas lluvias (Eriksson, et al., 2002; T. D. Fletcher, et al., 2008; Ghisi, et al., 2006; Gilbert, et al., 1982; Lazarova, et al., 2003; May, 2004; Sazakli, et al., 2007) recomiendan su uso si estos parámetros se encuentran en bajas concentraciones. Por ende, los procesos de tratamiento no incluirán la eliminación de estos parámetros, mas bien, se insistirá en generar estrategias de reducción de contaminación en las superficies potenciales de aprovechamiento. La totalidad de los análisis de calidad se encuentran en el Anexo 12.

En consecuencia, se determinó que los procesos de tratamiento seleccionados serán idénticos en las subcuencas Campo de Fútbol y CJFD-Barón, los cuales serán (i) Filtración en múltiples etapas, (ii) Decantación y, (iii) Película de Carbón Activado.

4.1.9 Presupuesto de Obra

De acuerdo a las alternativas escogidas durante los procesos de modelación hidráulica de redes y la selección de las tecnologías de tratamiento, para cada subcuenca se evaluaron los ítems necesarios para elaborar los presupuestos de obra. A continuación se exponen los presupuestos requeridos para cada una de ellas.

4.1.9.1 Presupuesto de obra Subcuenca Campo de Fútbol

En la tabla 51 se exponen todos aquellos factores necesarios para la construcción de los requerimientos de infraestructura en la Subcuenca Campo de Fútbol, incluyendo la adecuación de las redes aductoras y de drenaje.

Tabla 51. Presupuesto de obra Aprovechamiento de Aguas Lluvias en la Subcuenca Campo de Fútbol de la PUJB.

PRESUPUESTO NO. 1 INFRAESTRUCTURA PARA EL APROVECHAMIENTO DE AGUAS LLUVIAS SUBCUENCA CAMPO DE FUTBOL PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - SEDE BOGOTÁ					
					
ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNIT.	VALOR TOTAL
1	REDES DE CAPTACIÓN Y ADUCCIÓN				
1,1	PRELIMINARES				
1.1.1	Señal Preventiva y Reglamentaria	Und	4,00	\$ 65.400,00	\$ 261.600,00
1.1.2	Barrera con colombinas y cinta de seguridad	ML	100,00	\$ 845,00	\$ 84.500,00
1.1.3	Localización y Replanteo de Redes	ML	180,00	\$ 1.300,00	\$ 234.000,00
				Subtotal	\$ 580.100,00



Continuación Tabla 51

1,2	EXCAVACIONES, DEMOLICIONES Y TRASLADOS DE ESTRUCTURAS				
1.2.1	Demoliciones de andenes y sardineles en concreto hidráulico	m ²	43,10	\$ 12.500,00	\$ 538.750,00
1.2.2	Excavación de Material común 0-4m	m ³	151,10	\$ 18.200,00	\$ 2.750.020,00
				Subtotal	\$ 3.288.770,00
1,3	RETIRO Y DISPOSICIÓN DE MATERIALES SOBANTES				
1.3.1	Evacuación escombros y sobrantes	m ³	52,77	\$ 22.400,00	\$ 1.182.048,00
				Subtotal	\$ 1.182.048,00
1,4	RELLENOS				
1.4.1	Recebo	m ³	22,07	\$ 35.000,00	\$ 772.450,00
1.4.2	Material Seleccionado Proveniente de la excavación	m ³	108,8	\$ 14.500,00	\$ 1.577.600,00
1.4.3	Relleno mezcla de gravilla y arena lavada de río	m ³	14,72	\$ 75.000,00	\$ 1.104.000,00
				Subtotal	\$ 3.454.050,00
1,5	SUMINISTRO E INSTALACIÓN TUBERÍAS				
1.5.1	Tubería PVC, corrugada externa, lisa interior, alcant., PS57psi. D 8''	ML	163,65	\$ 42.500,00	\$ 6.955.125,00
				Subtotal	\$ 6.955.125,00
1,6	ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS				
1.6.1	Caja de Inspección de 0.8 m X 0.8 m, en tolete común, incluye base-tapa en concreto de 0.10 m.	Und	5,00	\$ 154.000,00	\$ 770.000,00
				Subtotal	\$ 770.000,00
1,7	RECONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS				
1.7.1	Reconstrucción de Andenes y Sardineles en concreto hidráulico	m ²	43,10	\$ 42.500,00	\$ 1.831.750,00
				Subtotal	\$ 1.831.750,00
				Subtotal Redes de Captación y aducción	\$ 18.061.843,00
2	REDES DE DISTRIBUCIÓN				
2,1	PRELIMINARES				
2.1.1	Señal Preventiva y Reglamentaria	Und	4,00	\$ 65.400,00	\$ 261.600,00
2.1.2	Barrera con Colombinas y cinta de seguridad	ML	200,00	\$ 845,00	\$ 169.000,00
2.1.3	Localización y Replanteo de Redes	ML	458,17	\$ 1.300,00	\$ 595.621,00
				Subtotal	\$ 1.026.221,00
2,2	EXCAVACIONES, DEMOLICIONES Y TRASLADOS DE ESTRUCTURAS				
2.2.1	Demoliciones de andenes y sardineles en concreto hidráulico	m ²	233,20	\$ 12.500,00	\$ 2.915.000,00
2.2.2	Excavación de Material común 0-4m	m ³	367,00	\$ 18.200,00	\$ 6.679.400,00
				Subtotal	\$ 9.594.400,00
2,3	RETIRO Y DISPOSICIÓN DE MATERIALES SOBANTES				
2.3.1	Evacuación escombros y sobrantes	m ³	145,60	\$ 22.400,00	\$ 3.261.440,00
				Subtotal	\$ 3.261.440,00



Continuación Tabla 51

2,4	RELLENOS				
2.4.1	Material granular (arena)	m ³	82,47	\$ 38.500,00	\$ 3.175.095,00
2.4.2	Material Seleccionado Proveniente de la excavación	m ³	286,00	\$ 14.500,00	\$ 4.147.000,00
				Subtotal	\$ 7.322.095,00
2,5	SUMINISTRO E INSTALACIÓN TUBERÍAS				
	<i>La instalación incluye accesorios (uniones, reducciones, codos, semicodos)</i>				
2.5.1	Tubería PVC-Presión RDE 21 de 1"	ML	206,47	\$ 6.780,00	\$ 1.399.866,60
2.5.2	Tubería PVC-Presión RDE 21 de 1 1/4"	ML	22,32	\$ 10.350,00	\$ 231.012,00
2.5.3	Tubería PVC-Presión RDE 21 de 1 1/2"	ML	3,13	\$ 12.400,00	\$ 38.812,00
2.5.4	Tubería PVC-Presión RDE 21 de 2"	ML	226,25	\$ 16.500,00	\$ 3.733.125,00
				Subtotal	\$ 5.402.815,60
2,6	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE VÁLVULAS				
2.6.1	Suministro e instalación de válvula de aislamiento tipo compuerta elástica-Vástago, no ascendente JH, con cuadrante	Und	9,00	\$ 216.000,00	\$ 1.944.000,00
2.6.2	Portaválvula (Incluye puerta metálica)	Und	9,00	\$ 123.200,00	\$ 1.108.800,00
				Subtotal	\$ 3.052.800,00
2,7	RECONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS				
2.7.1	Reconstrucción de Andenes y Sardineles en concreto hidráulico	m ²	233,20	\$ 42.500,00	\$ 9.911.000,00
				Subtotal	\$ 9.911.000,00
				Subtotal Redes de Distribución	\$ 39.570.771,60
3	TANQUE DE ALMACENAMIENTO				
3,1	PRELIMINARES				
3.1.1	Señal Preventiva y Reglamentaria	Und	2,00	\$ 65.400,00	\$ 130.800,00
3.1.2	Cerramiento en Polisombra verde	ML	120,00	\$ 4.500,00	\$ 540.000,00
3.1.3	Localización y Replanteo	m ²	240,00	\$ 1.400,00	\$ 336.000,00
				Subtotal	\$ 1.006.800,00
3,2	EXCAVACIONES, DEMOLICIONES Y TRASLADOS DE ESTRUCTURAS				
3.2.1	Demoliciones de andenes y sardineles en concreto hidráulico	m ²	40,00	\$ 12.500,00	\$ 500.000,00
3.2.2	Retiro grama y 3 árboles	GLB	1,00	\$ 842.000,00	\$ 842.000,00
3.2.3	Excavación de Material común 0-4m	m ³	1344,00	\$ 18.200,00	\$ 24.460.800,00
3.2.4	Entibado temporal 0-4m	m ²	358,40	\$ 8.500,00	\$ 3.046.400,00
				Subtotal	\$ 28.849.200,00
3,3	RETIRO Y DISPOSICIÓN DE MATERIALES SOBANTES				
3.3.1	Evacuación escombros y sobrantes	m ³	1097,00	\$ 22.400,00	\$ 24.572.800,00
				Subtotal	\$ 24.572.800,00



Continuación Tabla 51

3,4	RELLENOS				
3.4.1	Relleno compactado mecánicamente con material de préstamo (con densidad > 90% del Proctor Modificado)	m ³	120,00	\$ 45.000,00	\$ 5.400.000,00
3.4.2	Material Seleccionado Proveniente de la excavación	m ³	134,40	\$ 14.500,00	\$ 1.948.800,00
3.4.3	Afirmado suelo-roca e = 0,30 m	m ³	72,00	\$ 56.000,00	\$ 4.032.000,00
				Subtotal	\$ 11.380.800,00
3,5	CONCRETOS				
3.5.1	Solado en Concreto f'c =140 Kg/cm2 e= 0,05 m	m ³	12,00	\$ 174.000,00	\$ 2.088.000,00
3.5.2	Concreto f'c =245 Kg/cm2 para losas de base-fondo incluye impermeabilización y aditivos acelerantes	m ³	60,00	\$ 395.000,00	\$ 23.700.000,00
3.5.3	Concreto f'c =245 Kg/cm2 para muros, incluye formaletes e impermeabilización	m ³	89,60	\$ 452.000,00	\$ 40.499.200,00
3.5.4	Concreto f'c =245 Kg/cm2 para cubierta (tapa), incluye formaletes e impermeabilizante	m ³	36,00	\$ 485.000,00	\$ 17.460.000,00
3.5.5	Acero de refuerzo fy = 60.000 PSI	Kg	32024,70	\$ 3.200,00	\$ 102.479.126,40
3.5.6	Cinta PVC de e = 22 cm para juntas de construcción	ML	172,82	\$ 37.000,00	\$ 6.394.155,00
				Subtotal	\$ 192.620.481,40
3,6	ESTRUCTURAS				
3.6.1	Escalera interna de aluminio para lavado y control	Und	1,00	\$ 450.000,00	\$ 450.000,00
				Subtotal	\$ 450.000,00
				Subtotal Tanque de almacenamiento	\$ 258.880.081,40
4	CÁMARA - PLANTA DE TRATAMIENTO				
4,1	PRELIMINARES				
4.1.1	Señal Preventiva y Reglamentaria	Und	1,00	\$ 65.400,00	\$ 65.400,00
4.1.2	Cerramiento en Polisombra verde	ML	20,00	\$ 4.500,00	\$ 90.000,00
4.1.3	Localización y Replanteo	m ²	12,00	\$ 1.400,00	\$ 16.800,00
				Subtotal	\$ 172.200,00
4,2	EXCAVACIONES, DEMOLICIONES Y TRASLADOS DE ESTRUCTURAS				
4.2.1	Demoliciones de andenes y sardineles en concreto hidráulico	m ²	12,00	\$ 12.500,00	\$ 150.000,00
4.2.2	Excavación de Material común 0-4m	m ³	67,20	\$ 18.200,00	\$ 1.223.040,00
4.2.3	Entibado temporal 0-4m	m ²	78,40	\$ 8.500,00	\$ 666.400,00
				Subtotal	\$ 2.039.440,00
4,3	RETIRO Y DISPOSICIÓN DE MATERIALES SOBANTES				
4.3.1	Evacuación escombros y sobrantes	m ³	60,48	\$ 22.400,00	\$ 1.354.752,00
				Subtotal	\$ 1.354.752,00
4,4	RELLENOS				



Continuación Tabla 51

4.4.1	Material Seleccionado Proveniente de la excavación	m ³	6,72	\$ 14.500,00	\$ 97.440,00
4.4.2	Afirmado suelo-roca e = 0,30 m	m ³	3,60	\$ 56.000,00	\$ 201.600,00
				Subtotal	\$ 299.040,00
4,5	CONCRETOS				
4.5.1	Solado en Concreto f'c =140 Kg/cm2 e= 0,05 m	m ³	0,60	\$ 174.000,00	\$ 104.400,00
4.5.2	Concreto f'c =245 Kg/cm2 para losas de base-fondo incluye impermeabilización y aditivos acelerantes	m ³	3,00	\$ 395.000,00	\$ 1.185.000,00
4.5.3	Concreto f'c =245 Kg/cm2 para muros, incluye formaletas e impermeabilización	m ³	19,60	\$ 452.000,00	\$ 8.859.200,00
4.5.4	Concreto f'c =245 Kg/cm2 para cubierta (tapa), incluye formaletas e impermeabilizante	m ³	3,00	\$ 485.000,00	\$ 1.455.000,00
4.5.5	Acero de refuerzo fy = 60.000 PSI	Kg	432,00	\$ 3.200,00	\$ 1.382.400,00
				Subtotal	\$ 12.986.000,00
4,6	ESTRUCTURAS				
4.6.1	Escalera de ingreso en concreto	Und	1,00	\$ 1.350.000,00	\$ 1.350.000,00
				Subtotal	\$ 1.350.000,00
4,7	SUMINISTRO E INSTALACIÓN PLANTA				
4.7.1	Planta de tratamiento acrílico en monómero metil metacrilato	Und	1,00	\$ 27.500.000,00	\$ 27.500.000,00
4.7.2	Suministro de equipos, montaje y calibración	GLB	1,00	\$ 760.000,00	\$ 760.000,00
				Subtotal	\$ 28.260.000,00
				Subtotal Cámara-Planta de tratamiento	\$ 46.461.432,00

TOTAL COSTOS DIRECTOS		\$ 362.974.128,00
ADMINISTRACIÓN	15 %	\$ 54.446.119,20
IMPREVISTOS	5 %	\$ 18.148.706,40
UTILIDAD	3 %	\$ 10.889.223,84
TOTAL AIU	23 %	\$ 83.484.049,44
IVA SOBRE UTILIDAD	16 %	\$ 1.742.275,81

TOTAL SUBCUENCA CAMPO DE FÚTBOL	\$ 448.200.453,25
--	--------------------------

Pesos colombianos Año 2010.

La Subcuenca Campo de Fútbol fue diseñada para suplir las demandas de riego en zonas verdes y de lavado de fachadas y zonas duras en la zona baja central del campus, así como el suministro en pocetas y descargas de inodoros en los baños públicos de la cafetería central. El volumen máximo aprovechable es de 16.500 m³ de agua lluvia captadas a través de diferentes superficies potenciales de aprovechamiento las cuales fueron localizadas en la zona alta del campus (Anexo 7).



En consecuencia, el presupuesto necesario para implementar este sistema fue estimado en \$448.200.453 de pesos colombianos (235895 USD) para el año 2010. El sistema incluye los requerimientos de infraestructura adaptados a las recomendaciones del RAS 2000 para aprovechar el recurso hídrico en búsqueda de una mayor sostenibilidad ambiental y económica.

4.1.9.2 Presupuesto de obra Subcuenca CJFD-Barón

La Subcuenca CJFD-Barón fue planteada para suplir las demandas no potables solicitadas en los primeros tres pisos del edificio de la Facultad de Ingeniería, al igual que el lavado de las fachadas y zonas duras del mismo. En esta cuenca se podrían aprovechar alrededor de 5.900 m³ (Anexo 7). Por esta razón, la tabla 52 establece los requerimientos necesarios para construir el sistema de aprovechamiento en la Subcuenca CJFD-Barón.

Tabla 52. Presupuesto de obra Aprovechamiento de Aguas Lluvias en la Subcuenca CJFD-Barón de la PUJB.

PRESUPUESTO NO. 2 INFRAESTRUCTURA PARA EL APROVECHAMIENTO DE AGUAS LLUVIAS SUBCUENCA CJFD-BARÓN PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA - SEDE BOGOTÁ					
ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNIT.	VALOR TOTAL
1	REDES DE CAPTACIÓN Y ADUCCIÓN				
1,1	PRELIMINARES				
1.1.1	Señal Preventiva y Reglamentaria	Und	4,00	\$ 65.400,00	\$ 261.600,00
1.1.2	Barrera con colombinas y cinta de seguridad	ML	100	\$ 845,00	\$ 84.500,00
1.1.3	Localización y Replanteo de Redes	ML	178,5	\$ 1.300,00	\$ 232.050,00
				Subtotal	\$ 578.150,00
1,2	EXCAVACIONES, DEMOLICIONES Y TRASLADOS DE ESTRUCTURAS				
1.2.1	Demoliciones de andenes y sardineles en concreto hidráulico	m ²	86,94	\$ 12.500,00	\$ 1.086.750,00
1.2.2	Demoliciones de pavimento en asfalto	m ²	8,46	\$ 12.500,00	\$ 105.750,00
1.2.3	Excavación de Material común 0-4m	m ³	117,48	\$ 18.200,00	\$ 2.138.136,00
				Subtotal	\$ 3.330.636,00
1,3	RETIRO Y DISPOSICIÓN DE MATERIALES SOBRTANTES				
1.3.1	Evacuación escombros y sobrantes	m ³	80,93	\$ 22.400,00	\$ 1.812.832,00
				Subtotal	\$ 1.812.832,00
1,4	RELLENOS				
1.4.1	Recebo	m ³	28,62	\$ 35.000,00	\$ 1.001.700,00
1.4.2	Material Seleccionado Proveniente de la excavación	m ³	65,94	\$ 14.500,00	\$ 956.130,00
1.4.3	Relleno mezcla de gravilla y arena lavada de río	m ³	19,1	\$ 75.000,00	\$ 1.432.500,00
				Subtotal	\$ 3.390.330,00



Continuación Tabla 52

1,5	SUMINISTRO E INSTALACIÓN TUBERÍAS				
1.5.1	Tubería PVC, corrugada externa, lisa interior, alcant., PS57psi. D 8''	ML	159,00	\$ 42.500,00	\$ 6.757.500,00
				Subtotal	\$ 6.757.500,00
1,6	ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS				
1.6.1	Caja de Inspección de 0.8 m X 0.8 m, en tolete común, incluye base-tapa en concreto de 0.10 m.	Und	6,00	\$ 154.000,00	\$ 924.000,00
				Subtotal	\$ 924.000,00
1,7	RECONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS				
1.7.1	Reconstrucción de Andenes y Sardineles en concreto hidráulico	m ²	86,94	\$ 42.500,00	\$ 3.694.950,00
1.7.2	Reconstrucción de Pavimento flexible (Incluye material de base y subbase)	m ²	8,46	\$ 51.350,00	\$ 434.421,00
				Subtotal	\$ 4.129.371,00
				Subtotal Capítulo Redes de Captación y Aducción	\$ 20.922.819,00
2	REDES DE DISTRIBUCIÓN				
2,1	PRELIMINARES				
2.1.1	Señal Preventiva y Reglamentaria	Und	2,00	\$ 65.400,00	\$ 130.800,00
2.1.2	Barrera con Colombinas y cinta de seguridad	ML	100	\$ 845,00	\$ 84.500,00
2.1.3	Localización y Replanteo de Redes	ML	89,47	\$ 1.300,00	\$ 116.311,00
				Subtotal	\$ 331.611,00
2,2	EXCAVACIONES, DEMOLICIONES Y TRASLADOS DE ESTRUCTURAS				
2.2.1	Demoliciones de andenes y sardineles en concreto hidráulico	m ²	45,32	\$ 12.500,00	\$ 566.500,00
2.2.2	Excavación de Material común 0-4m	m ³	44,58	\$ 18.200,00	\$ 811.356,00
				Subtotal	\$ 1.377.856,00
2,3	RETIRO Y DISPOSICIÓN DE MATERIALES SOBANTES				
2.3.1	Evacuación escombros y sobrantes	m ³	27,07	\$ 22.400,00	\$ 606.368,00
				Subtotal	\$ 606.368,00
2,4	RELLENOS				
2.4.1	Material granular (arena)	m ³	15,01	\$ 38.500,00	\$ 577.885,00
2.4.2	Material Seleccionado Proveniente de la excavación	m ³	29,58	\$ 14.500,00	\$ 428.910,00
				Subtotal	\$ 1.006.795,00
2,5	SUMINISTRO E INSTALACIÓN TUBERÍAS				
	La instalación incluye accesorios (uniones, reducciones, codos, semicodos)				
2.5.1	Tubería PVC-Presión RDE 21 de 1"	ML	18,02	\$ 6.780,00	\$ 122.175,60
2.5.2	Tubería PVC-Presión RDE 21 de 1 1/2"	ML	3,11	\$ 12.400,00	\$ 38.564,00
2.5.3	Tubería PVC-Presión RDE 21 de 2"	ML	68,34	\$ 16.500,00	\$ 1.127.610,00
				Subtotal	\$ 1.288.349,60



Continuación Tabla 52

2,6	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE VÁLVULAS				
2.6.1	Suministro e instalación de válvula de compuerta elástica-Vástago, no ascendente JH, con cuadrante	Und	3	\$ 216.000,00	\$ 648.000,00
2.6.2	Portaválvula (Incluye puerta metálica)	Und	3	\$ 123.200,00	\$ 369.600,00
				Subtotal	\$ 1.017.600,00
2,7	RECONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS				
2.7.1	Reconstrucción de Andenes y Sardineles en concreto hidráulico	m ²	45,32	\$ 42.500,00	\$ 1.926.100,00
				Subtotal	\$ 1.926.100,00
		Subtotal Capítulo Redes de Distribución			\$ 7.554.679,60
3	TANQUE DE ALMACENAMIENTO				
3,1	PRELIMINARES				
3.1.1	Señal Preventiva y Reglamentaria	Und	2,00	\$ 65.400,00	\$ 130.800,00
3.1.2	Cerramiento en Polisombra verde	ML	60,00	\$ 4.500,00	\$ 270.000,00
3.1.3	Localización y Replanteo	m ²	124,50	\$ 1.400,00	\$ 174.300,00
				Subtotal	\$ 575.100,00
3,2	EXCAVACIONES, DEMOLICIONES Y TRASLADOS DE ESTRUCTURAS				
3.2.1	Demoliciones de andenes y sardineles en concreto hidráulico	m ²	87,15	\$ 12.500,00	\$ 1.089.375,00
3.2.2	Retiro grama y 1 árbol	GLB	1,00	\$ 453.000,00	\$ 453.000,00
3.2.3	Excavación de Material común 0-4m	m ³	473,10	\$ 18.200,00	\$ 8.610.420,00
3.2.4	Entibado temporal 0-4m	m ²	177,08	\$ 8.500,00	\$ 1.505.180,00
				Subtotal	\$ 11.657.975,00
3,3	RETIRO Y DISPOSICIÓN DE MATERIALES SOBANTES				
3.3.1	Evacuación escombros y sobrantes	m ³	363,54	\$ 22.400,00	\$ 8.143.296,00
				Subtotal	\$ 8.143.296,00
3,4	RELLENOS				
3.4.1	Relleno compactado mecánicamente con material de préstamo (con densidad > 90% del Proctor Modificado)	m ³	62,25	\$ 45.000,00	\$ 2.801.250,00
3.4.2	Material Seleccionado Proveniente de la excavación	m ³	47,31	\$ 14.500,00	\$ 685.995,00
3.4.3	Afirmado suelo-roca e = 0,30 m	m ³	37,35	\$ 56.000,00	\$ 2.091.600,00
				Subtotal	\$ 5.578.845,00
3,5	CONCRETOS				
3.5.1	Solado en Concreto f'c =140 Kg/cm2 e= 0,05 m	m ³	6,22	\$ 174.000,00	\$ 1.082.280,00
3.5.2	Concreto f'c =245 Kg/cm2 para losas de base-fondo incluye impermeabilización y aditivos acelerantes	m ³	31,13	\$ 395.000,00	\$ 12.296.350,00
3.5.3	Concreto f'c =245 Kg/cm2 para muros, incluye formales y impermeabilización	m ³	44,27	\$ 452.000,00	\$ 20.010.040,00



Continuación Tabla 52

3.5.4	Concreto f'c =245 Kg/cm2 para cubierta (tapa), incluye formaletas e impermeabilizante	m ³	18,68	\$ 485.000,00	\$ 9.059.800,00
3.5.5	Acero de refuerzo fy = 60.000 PSI	kg	16487,2	\$ 3.200,00	\$ 52.759.136,00
3.5.6	Cinta PVC de e = 22 cm para juntas de construcción	ML	88,97	\$ 37.000,00	\$ 3.291.890,00
				Subtotal	\$ 98.499.496,00
3,6	ESTRUCTURAS				
3.6.1	Escalera interna de aluminio para lavado y control	Und	1,00	\$ 450.000,00	\$ 450.000,00
				Subtotal	\$ 450.000,00
		Subtotal Capítulo Tanque de Almacenamiento			\$ 124.904.712,00
4	CÁMARA - PLANTA DE TRATAMIENTO				
4,1	PRELIMINARES				
4.1.1	Señal Preventiva y Reglamentaria	Und	1,00	\$ 65.400,00	\$ 65.400,00
4.1.2	Cerramiento en Polisombra verde	ML	20,00	\$ 4.500,00	\$ 90.000,00
4.1.3	Localización y Replanteo	m ²	12,00	\$ 1.400,00	\$ 16.800,00
				Subtotal	\$ 172.200,00
4,2	EXCAVACIONES, DEMOLICIONES Y TRASLADOS DE ESTRUCTURAS				
4.2.1	Demoliciones de andenes y sardineles en concreto hidráulico	m ²	12,00	\$ 12.500,00	\$ 150.000,00
4.2.2	Excavación de Material común 0-4m	m ³	67,20	\$ 18.200,00	\$ 1.223.040,00
4.2.3	Entibado temporal 0-4m	m ²	78,40	\$ 8.500,00	\$ 666.400,00
				Subtotal	\$ 2.039.440,00
4,3	RETIRO Y DISPOSICIÓN DE MATERIALES SOBRANTES				
4.3.1	Evacuación escombros y sobrantes	m ³	60,48	\$ 22.400,00	\$ 1.354.752,00
				Subtotal	\$ 1.354.752,00
4,4	RELLENOS				
4.4.1	Material Seleccionado Proveniente de la excavación	m ³	6,72	\$ 14.500,00	\$ 97.440,00
4.4.2	Afirmado suelo-roca e = 0,30 m	m ³	3,60	\$ 56.000,00	\$ 201.600,00
				Subtotal	\$ 299.040,00
4,5	CONCRETOS				
4.5.1	Solado en Concreto f'c =140 Kg/cm2 e= 0,05 m	m ³	0,60	\$ 174.000,00	\$ 104.400,00
4.5.2	Concreto f'c =245 Kg/cm2 para losas de base-fondo incluye impermeabilización y aditivos acelerantes	m ³	3,00	\$ 395.000,00	\$ 1.185.000,00
4.5.3	Concreto f'c =245 Kg/cm2 para muros, incluye formaletes e impermeabilización	m ³	19,60	\$ 452.000,00	\$ 8.859.200,00
4.5.4	Concreto f'c =245 Kg/cm2 para cubierta (tapa), incluye formaletería e impermeabilizante		3,00	\$ 485.000,00	\$ 1.455.000,00
4.5.5	Acero de refuerzo fy = 60.000 PSI	kg	432,00	\$ 3.200,00	\$ 1.382.400,00
				Subtotal	\$ 12.986.000,00



Continuación Tabla 52

4,6	ESTRUCTURAS				
4.6.1	Escalera de ingreso en concreto	Und	1,00	\$ 1.350.000,00	\$ 1.350.000,00
				Subtotal	\$ 1.350.000,00
4,7	SUMINISTRO E INSTALACIÓN PLANTA				
4.7.1	Planta de tratamiento acrílico en monómero metil metacrilato	Und	1,00	\$ 27.500.000,00	\$ 27.500.000,00
4.7.2	Suministro de equipos, montaje y calibración	GLB	1,00	\$ 760.000,00	\$ 760.000,00
				Subtotal	\$ 28.260.000,00
				Subtotal Cámara - Planta de tratamiento	\$ 46.461.432,00

TOTAL COSTOS DIRECTOS		\$ 199.843.642,60
ADMINISTRACIÓN	15%	\$ 29.976.546,39
IMPREVISTOS	5%	\$ 9.992.182,13
UTILIDAD	3%	\$ 5.995.309,28
TOTAL AIU	23%	\$ 45.964.037,80
IVA SOBRE UTILIDAD	16%	\$ 959.249,48
TOTAL SUBCUENCA CJFD-BARÓN		\$ 246.766.929,88

Pesos Colombianos. Año 2010

Por ende, el presupuesto para implementar el aprovechamiento de aguas lluvias en la Subcuenca CJFD-Barón fue estimado en \$246.776.929,88 de pesos colombianos (129878 USD) para el año 2010, utilizando tubería en PVC para las distintas conducciones. En consecuencia, el costo total de construcción del sistema de aprovechamiento de aguas lluvias en el campus sería de \$ 694.967.383 de pesos colombianos. No obstante, teniendo en cuenta que la Pontificia Universidad Javeriana sede Bogotá cuenta con la oficina de Planta Física como organismo encargado de la planificación del desarrollo físico del campus, algunos de estos ítems (actividades preliminares, tuberías, etc.) podrían ser suplidos por el material que se encuentre en sus bodegas, lo cual establece una clara posibilidad para reducir los costos directos de construcción de los sistemas de aprovechamiento de aguas lluvias.

4.1.9.3 Presupuestos de obra por cambio de material de tuberías

Por su parte, se decidió cambiar el material de las conducciones en cada sistema, reemplazando el Policloruro de Vinilo PVC por Polietileno de Baja densidad para las redes a presión y Polietileno de Alta Densidad para sistemas a flujo libre (aducción), con el objetivo de establecer comparaciones económicas entre ellos (Anexo 9). De este análisis se encontró que el presupuesto para las redes de la Subcuenca Campo de Fútbol ascendió a \$ 464.591.463 pesos colombianos y para la Subcuenca CJFD-Barón el valor estimado alcanzó los \$ 257.589.330 pesos colombianos. Lo anterior deja entrever que reemplazar el material de las tuberías implicaría aumentar el presupuesto total en \$ 27.213.410 pesos colombianos (14323 USD).



Por esta razón, se decidió descartar la opción de utilizar el polietileno de alta y baja densidad debido a sus altos costos de adquisición. Si bien es cierto que este material tiene como principales ventajas la flexibilidad, al igual que su facilidad de instalación y su amplia resistencia, las condiciones topológicas de gran parte de la red permiten el aislamiento de las redes con respecto a cargas móviles de gran magnitud, por lo cual no se necesitaría cumplir con especificaciones técnicas más elevadas que las que el PVC pueda garantizar. En consecuencia, se resolvió conservar el Policloruro de Vinilo PVC como material de las distintas tuberías incluidas en los diseños para las dos cuencas analizadas.

4.1.10 Estimación del ahorro de agua potable por aprovechamiento de aguas lluvias

La Subcuenca Campo de Fútbol fue concebida para suplir un porcentaje de uso del 53 %, no obstante, los resultados del balance hídrico demostraron que la demanda máxima que esta podría suministrar sería aproximadamente de 642 m³ mensuales (Anexo 7), generando un porcentaje de aprovechamiento equivalente al 8,48 % con relación al consumo total del campus, lo cual equivale a un ahorro mensual de \$ 1.281.270,00 pesos colombianos (674 USD) y anual de \$ 15.375.246 pesos (8096 USD).

Así mismo, el sistema de aprovechamiento CJFD-Barón tendría la capacidad de suplir una demanda estimada en 367 m³ (Anexo 7) equivalente a un 4.85 % del total del campus. Esta magnitud equivale a un ahorro mensual aproximado de \$ 733.292 pesos colombianos (386 USD) y a un total de \$ 8.799.507 pesos anuales (4632 USD).

Tabla 53. Estimación del porcentaje de aprovechamiento de aguas lluvias para las Subcuencas establecidas.

Subcuenca Campo de Fútbol		Subcuenca CJFD-Barón	
Usos estipulados	Porcentaje de uso	Usos estipulados	Porcentaje de uso
Riego de jardines externos	21,00%	Lavado zonas duras	12,00%
Lavado zonas duras	12,00%	Lavado fachadas	5,00%
Lavado fachadas	5,00%	Descarga de sanitarios	15,00%
Descarga de sanitarios	15,00%	Orinales	1,00%
		Pocetas	0,27%
		Lavado de pisos internos	23,00%
Porcentaje total de uso en la subcuenca	53,00%		56,27%

Zona de aprovechamiento	Consumo por aprovechamiento (m ³ /año)	Valor anual equivalente	Porcentaje de aprovechamiento con respecto al campus
Subcuenca Campo de Fútbol	8024,66	\$ 15.375.246,27	8,48%
Subcuenca CJFD-Barón	4592,65	\$ 8.799.507,83	4,85%



De esta forma, el porcentaje total de aprovechamiento de aguas lluvias en el campus de la Pontificia Universidad Javeriana sede Bogotá sería del orden del 14 %, reduciendo el consumo de agua potable en aproximadamente \$ 2.014.563 pesos colombianos mensualmente (1060 USD), lo cual sería equivalente a un ahorro de \$ 24.174.754 pesos colombianos al año (12723 USD) debido a un ahorro aproximado de 199.800 m³ de agua al año.

4.1.10.1 Estimación del ahorro por reducción de los volúmenes de almacenamiento en un 50 % y 75 %.

Otro análisis realizado consistió en determinar los costos de construcción de los sistemas con base en la reducción de los volúmenes de los tanques de almacenamiento en un 75 % y 50 %, con respecto a los volúmenes óptimos resultantes de los balances hídricos y las modelaciones hidráulicas para las subcuencas Campo de futbol y CJFD-Barón. Dichos análisis fueron realizados conservando las demandas calculadas y reduciendo las áreas de captación a tal punto que minimizaran los volúmenes de oferta, pero sin afectar la configuración de las redes de distribución.

Estas consideraciones revelaron que para la Subcuenca Campo de Fútbol el hecho de reducir el volumen de almacenamiento en un 50 % haría necesaria la construcción de un tanque con capacidad para 456 m³, con lo cual se necesitaría una inversión total de \$ 287.737.480 pesos colombianos (151440 USD), reduciendo los costos en aproximadamente un 36 % con respecto al escenario ideal (volumen de almacenamiento de 912 m³). Así mismo, la reducción del volumen en un 75 % conllevaría a la construcción de un tanque de almacenamiento de 211 m³ mediante una inversión total de \$ 210.775.019 (110934 USD) que permitiría un ahorro del orden del 53 % con respecto al escenario base (Anexo 10).

Está claro que el ahorro es significativo con respecto al escenario base; sin embargo, no se podrá garantizar un suministro constante en los doce meses del año, con lo cual el porcentaje de aprovechamiento de aguas lluvias seguiría siendo del 14 % pero tan sólo durante tres meses del año. Las demandas de los meses restantes tendrían que ser suplidas por la red de acueducto.

Tabla 54. Comparación presupuestal de los diferentes escenarios de variación de los tanques de almacenamiento para análisis financiero.

Escenario	Ubicación Subcuenca	Volumen Tanque.	Costo Total
1	Campo de Futbol	100%	\$ 448,200,453.25
1-1	Campo de Futbol	50%	\$ 287,737,480.28
1-2	Campo de Futbol	25%	\$ 210,775,019.00
2	CJFD-Barón	100%	\$ 246,766,929.88
2-1	CJFD-Barón	50%	\$ 173,217,781.78
2-2	CJFD-Barón	25%	\$ 131,019,184.51



Por su parte, si en la subcuenca CJFD-Barón se pretende reducir el volumen de almacenamiento en un 50 % se haría necesaria la construcción de un tanque de 217 m³, alcanzando una inversión total del orden de los \$ 173.217.781 (91167 USD) y un ahorro del 29 %. Del mismo modo, una reducción del 75 % del volumen inicial conllevaría la necesidad de construir un tanque de 118 m³ que, materializado en conjunto con las redes del sistema y la planta de tratamiento, requeriría una inversión de \$ 131.019.184 pesos colombianos (68957 USD), el cual es equivalente a un ahorro del 53 % de la inversión inicial (Anexo 10). El porcentaje global de aprovechamiento de aguas lluvias seguiría siendo del 14 % del consumo total del campus, sin embargo al igual que en la Subcuenca Campo de fútbol estos volúmenes no asegurarían el suministro durante todo el año, puesto que la oferta alcanzaría a suplir tan sólo cuatro meses del año y los meses restantes tendrían que ser suministrados por la empresa de acueducto.

4.1.11 Análisis Financiero

En relación a los costos de inversión inicial presupuestados para las dos subcuencas (campo de fútbol y CJFD-Barón), se estableció la necesidad de presentar una evaluación financiera del proyecto para definir su viabilidad, a través de la aplicación de los conceptos de Valor Presente Neto, Tasa Interna de Retorno, Relación Beneficio-Costo y Fiabilidad Volumétrica. En consecuencia, se definieron los requerimientos necesarios para realizar dichos cálculos.

4.1.11.1 Inversión Inicial

La inversión inicial es aquella correspondiente al valor presupuestal que involucra el suministro y la construcción de la infraestructura requerida para la implementación del sistema de aprovechamiento de aguas lluvias. Dicha inversión fue estimada a través de los presupuestos realizados para los escenarios de diseño finales (tabla 54).

4.1.11.2 Ingresos

Es el valor correspondiente al ahorro en volumen de agua que se deja de pagar al acueducto por el suministro de agua en el campus universitario. Estos costos fueron evaluados anualmente. La tabla 55 presenta el ahorro anual programado del proyecto.

Tabla 55. Ahorro anual que sería generado por la posible implementación de los diferentes escenarios finalmente estipulados.

TABLA COMPARATIVA ESCENARIOS			
Escenario	Ubicación Subcuenca	Volumen Tanque.	Costo Ingreso / año
1	Campo de Futbol	100%	\$ 15,375,246.27
1-1	Campo de Futbol	50%	\$ 7,687,623.14
1-2	Campo de Futbol	25%	\$ 3,843,811.57
2	CJFD-Barón	100%	\$ 8,799,507.83
2-1	CJFD-Barón	50%	\$ 4,399,753.92
2-2	CJFD-Barón	25%	\$ 2,199,876.96



4.1.11.3 Egresos

Valor correspondiente a los gastos necesarios relacionados con operación y mantenimiento de la infraestructura construida (tanque, planta de tratamiento y redes de aducción y conducción). Dichos valores fueron estimados anualmente mediante la valoración de los posibles costos para cada infraestructura, cuyas cifras resultantes fueron divididas de acuerdo a las áreas y/o longitudes de los mismos con el objetivo de tomar un valor por metro lineal de estructura. Así mismo, en el caso de la planta de tratamiento se tuvieron en cuenta los periodos de lavado de los agregados y con base a ello, se estimó el equivalente a los costos de operación y mantenimiento diario. Los anteriores valores fueron consignados en la tabla 56 los cuales fueron comparados con los precios de construcción, operación y mantenimiento del Acueducto de Girardot ACUAGYR S.A.

Tabla 56. Costos de operación y mantenimiento en los diferentes escenarios finalmente establecidos

Volumen Tanque de Almacenamiento al 100 %				
Infraestructura / Periodo Mantenimiento	Und	Costo	Costo Campo Fútbol /Anual	Costo Barón /Anual
Redes de Captación/ 5 años	ML	\$ 600.00	\$ 19,638.00	\$ 19,080.00
Tanque de almacenamiento /6 meses	m ²	\$ 1,200.00	\$ 576,000.00	\$ 298,800.00
Planta de Tratamiento/ Diario	DIA	\$ 950.00	\$ 346,750.00	\$ 346,750.00
Redes de Distribución / 5 años	ML	\$ 600.00	\$ 54,600.00	\$ 10,734.00
Total			\$ 996,988.00	\$ 675,364.00

Volumen Tanque de Almacenamiento al 50 %				
Infraestructura / Periodo Mantenimiento	Und	Costo	Costo Campo Futbol /Anual	Costo Barón /Anual
Redes de Captación/ 5 años	ML	\$ 600.00	\$ 6,930.00	\$ 17,880.00
Tanque de almacenamiento /6 meses	m ²	\$ 1,200.00	\$ 288,000.00	\$ 149,400.00
Planta de Tratamiento/ Diario	DIA	\$ 950.00	\$ 346,750.00	\$ 346,750.00
Redes de Distribución / 5 años	ML	\$ 600.00	\$ 54,600.00	\$ 10,734.00
Total			\$ 696,280.00	\$ 524,764.00

Volumen Tanque de Almacenamiento al 25 %				
Infraestructura / Periodo Mantenimiento	Und	Costo	Costo Campo Futbol /Anual	Costo Barón /Anual
Redes de Captación/ 5 años	ML	\$ 600.00	\$ 6,930.00	\$ 14,124.00
Tanque de almacenamiento /6 meses	m ²	\$ 1,200.00	\$ 144,000.00	\$ 74,712.00
Planta de Tratamiento/ Diario	DIA	\$ 950.00	\$ 346,750.00	\$ 346,750.00
Redes de Distribución / 5 años	ML	\$ 600.00	\$ 54,600.00	\$ 10,734.00
Total			\$ 552,280.00	\$ 446,320.00

4.1.11.4 Tasas de interés

La tasa de interés (Tasa de Oportunidad, Tasa de inflación, DTF) corresponde al máximo indicador de bondad financiera. Dentro de ella se encuentran:



- ❁ Tasa de Oportunidad: Evaluada con el valor de la Tasa Promedio Ponderada de las nuevas captaciones que hacen las corporaciones financieras (DTF), igual al 3.34 %.
- ❁ Tasa de Inflación: Evaluada a partir del cálculo promedio de la tasa de inflación que posee el Banco de la República proyectada hasta el año 2015, igual al 3.37 % (Banco de la República de Colombia, 2010).

Para determinar el valor futuro para cada periodo (ingresos y egresos) se aplicó un incremento lineal utilizando la tasa de inflación calculada. Así mismo, se calculó el Valor Presente Neto VPN, la Tasa Interna de Retorno TIR y la relación Beneficio Costo del proyecto. A continuación se presentan los resultados de los análisis económicos para los escenarios factibles desde el punto de vista técnico.

Tabla 57. Indicadores de Bondad Financiera para Subcuenca Campo de Fútbol con tanque de almacenamiento al 100% del volumen de diseño.

PERIODO EN AÑOS	EGRESOS	INGRESOS	FLUJO NETO EFECTIVO (FNE)
0	\$ 448,200,453.25		\$ (448,200,453.25)
1	\$ 996,988.00	\$ 15,375,246.27	\$ 14,378,258.27
2	\$ 1,030,636.35	\$ 15,894,160.83	\$ 14,863,524.49
3	\$ 1,065,420.32	\$ 16,430,588.76	\$ 15,365,168.44
4	\$ 1,101,378.26	\$ 16,985,121.13	\$ 15,883,742.87
5	\$ 1,138,549.77	\$ 17,558,368.97	\$ 16,419,819.19
6	\$ 1,176,975.83	\$ 18,150,963.92	\$ 16,973,988.09
7	\$ 1,216,698.76	\$ 18,763,558.95	\$ 17,546,860.19
8	\$ 1,257,762.35	\$ 19,396,829.07	\$ 18,139,066.72
9	\$ 1,300,211.83	\$ 20,051,472.05	\$ 18,751,260.22
10	\$ 1,344,093.97	\$ 20,728,209.23	\$ 19,384,115.26
11	\$ 1,389,457.15	\$ 21,427,786.29	\$ 20,038,329.15
12	\$ 1,436,351.32	\$ 22,150,974.08	\$ 20,714,622.76
13	\$ 1,484,828.18	\$ 22,898,569.45	\$ 21,413,741.27
14	\$ 1,534,941.13	\$ 23,671,396.17	\$ 22,136,455.04
15	\$ 1,586,745.40	\$ 24,470,305.79	\$ 22,883,560.40
16	\$ 1,640,298.05	\$ 25,296,178.62	\$ 23,655,880.56
17	\$ 1,695,658.11	\$ 26,149,924.64	\$ 24,454,266.53
18	\$ 1,752,886.57	\$ 27,032,484.60	\$ 25,279,598.03
19	\$ 1,812,046.50	\$ 27,944,830.96	\$ 26,132,784.46
20	\$ 1,873,203.06	\$ 28,887,969.00	\$ 27,014,765.94
21	\$ 1,936,423.67	\$ 29,862,937.95	\$ 27,926,514.29
22	\$ 2,001,777.97	\$ 30,870,812.11	\$ 28,869,034.14
23	\$ 2,069,337.97	\$ 31,912,702.02	\$ 29,843,364.05
24	\$ 2,139,178.13	\$ 32,989,755.71	\$ 30,850,577.58
25	\$ 2,211,375.39	\$ 34,103,159.97	\$ 31,891,784.58
26	\$ 2,286,009.31	\$ 35,254,141.62	\$ 32,968,132.30
27	\$ 2,363,162.13	\$ 36,443,968.90	\$ 34,080,806.77
28	\$ 2,442,918.85	\$ 37,673,952.85	\$ 35,231,034.00
29	\$ 2,525,367.36	\$ 38,945,448.75	\$ 36,420,081.40
30	\$ 2,610,598.51	\$ 40,259,857.65	\$ 37,649,259.14
31	\$ 2,698,706.21	\$ 41,618,627.85	\$ 38,919,921.64



32	\$	2,789,787.54	\$	43,023,256.54	\$	40,233,468.99
33	\$	2,883,942.87	\$	44,475,291.44	\$	41,591,348.57
VPN					\$6,665,291.19	
TIR					3.52%	
RELACIÓN B/C					1.01	

Tabla 58. Indicadores de Bondad Financiera para Subcuenta CJFD-Barón con tanque de almacenamiento al 100% del volumen de diseño.

PERIODO EN AÑOS	EGRESOS	INGRESOS	FLUJO NETO EFECTIVO (FNE)
0	\$ 246,766,929.88		\$ (246,766,929.88)
1	\$ 675,364.00	\$ 8,799,507.83	\$ 8,124,143.83
2	\$ 698,157.54	\$ 9,096,491.22	\$ 8,398,333.68
3	\$ 721,720.35	\$ 9,403,497.80	\$ 8,681,777.45
4	\$ 746,078.41	\$ 9,720,865.85	\$ 8,974,787.43
5	\$ 771,258.56	\$ 10,048,945.07	\$ 9,277,686.51
6	\$ 797,288.54	\$ 10,388,096.97	\$ 9,590,808.43
7	\$ 824,197.02	\$ 10,738,695.24	\$ 9,914,498.22
8	\$ 852,013.67	\$ 11,101,126.20	\$ 10,249,112.53
9	\$ 880,769.14	\$ 11,475,789.21	\$ 10,595,020.08
10	\$ 910,495.09	\$ 11,863,097.10	\$ 10,952,602.01
11	\$ 941,224.30	\$ 12,263,476.63	\$ 11,322,252.32
12	\$ 972,990.62	\$ 12,677,368.96	\$ 11,704,378.34
13	\$ 1,005,829.06	\$ 13,105,230.17	\$ 12,099,401.11
14	\$ 1,039,775.79	\$ 13,547,531.68	\$ 12,507,755.90
15	\$ 1,074,868.22	\$ 14,004,760.88	\$ 12,929,892.66
16	\$ 1,111,145.02	\$ 14,477,421.56	\$ 13,366,276.53
17	\$ 1,148,646.17	\$ 14,966,034.53	\$ 13,817,388.37
18	\$ 1,187,412.98	\$ 15,471,138.20	\$ 14,283,725.22
19	\$ 1,227,488.16	\$ 15,993,289.11	\$ 14,765,800.95
20	\$ 1,268,915.89	\$ 16,533,062.62	\$ 15,264,146.73
21	\$ 1,311,741.80	\$ 17,091,053.49	\$ 15,779,311.68
22	\$ 1,356,013.09	\$ 17,667,876.54	\$ 16,311,863.45
23	\$ 1,401,778.53	\$ 18,264,167.37	\$ 16,862,388.85
24	\$ 1,449,088.55	\$ 18,880,583.02	\$ 17,431,494.47
25	\$ 1,497,995.29	\$ 19,517,802.70	\$ 18,019,807.41
26	\$ 1,548,552.63	\$ 20,176,528.54	\$ 18,627,975.91
27	\$ 1,600,816.28	\$ 20,857,486.38	\$ 19,256,670.09
28	\$ 1,654,843.83	\$ 21,561,426.54	\$ 19,906,582.71
29	\$ 1,710,694.81	\$ 22,289,124.69	\$ 20,578,429.88
30	\$ 1,768,430.76	\$ 23,041,382.65	\$ 21,272,951.89
31	\$ 1,828,115.30	\$ 23,819,029.31	\$ 21,990,914.01
32	\$ 1,889,814.19	\$ 24,622,921.55	\$ 22,733,107.36
33	\$ 1,953,595.42	\$ 25,453,945.15	\$ 23,500,349.73
VPN			\$10,245,752.86
TIR			3.68%
RELACIÓN B/C			1.04

Inicialmente se estimó un periodo de evaluación de 30 años, pero debido a que los indicadores no alcanzaron a generar rentabilidad, se evaluó un periodo de retorno (3 años más), que la garantizara. De esta forma, al aumentar la proyección de análisis se determinó que se llegaba a un punto de equilibrio y en el año 33 el proyecto se tornaría factible y rentable. De esta forma, los anteriores indicadores de bondad financiera demostraron que el proyecto es conveniente de acuerdo al VPN, rentable según la TIR y provechoso según la relación beneficio-costos, aunque en esta última se hayan presentado magnitudes positivas muy reducidas.

En consecuencia, el análisis financiero determinó que aunque los indicadores mostraron valores positivos y excedieron el valor de la tasa de oportunidad, desde un punto de vista único de inversión y rentabilidad el proyecto no sería aconsejable para ser ejecutado, sin embargo, teniendo en cuenta que existe un retorno de la inversión después de treinta años de su construcción y que el proyecto tiene implícitas consideraciones para la gestión del recurso hídrico desde una perspectiva sostenible, entonces es posible considerar que el proyecto es factible, debido a los beneficios que puede traer consigo.

Por ejemplo, la Pontificia Universidad Javeriana sede Bogotá (PUJB) debe cancelar al Estado por concepto de Impuesto de ICA un valor del 9.8 x 1000 sobre el total de ingresos registrados anualmente. Si en el año 2010 se matricularon cerca de 26.000 estudiantes y cada uno de ellos canceló un monto alrededor de \$ 10.000.000 de pesos colombianos (5265 USD) la Universidad recibiría alrededor de \$ 260.000.000.000 de pesos colombianos (136842110 USD), únicamente por este concepto. Dado el caso de que la PUJB cancele el impuesto sobre este último valor, el tributo estaría estimado en \$ 2.548.000.000 de pesos colombianos (1341056 USD). De acuerdo a lo dispuesto en la Carta Constitucional (Decreto 1421 de 1993) y el Acuerdo Distrital No. 19 de 1996, en los cuales se establecen las disposiciones para promover prácticas de responsabilidad social y ambiental en las empresas mediante programas de adopción de parques, humedales, rondas de río, entre otros, la Universidad podría solicitar la inclusión de los programas de uso eficiente del recurso hídrico (Ley 373 de 1997) y aprovechamiento de aguas lluvias en el campus, con el objetivo de ser exonerada del pago de dicho impuesto, de la misma forma que se realiza actualmente con los programas incluidos en estas directrices. De esta forma, la idea de proyecto podría complementar las herramientas jurídicas de gestión ambiental en el país y permitiría que la Universidad, en vez de girar al Distrito los \$ 2.548.000.000 de pesos colombianos (1341056 USD), invirtiera esta suma de dinero en la construcción de la infraestructura para el aprovechamiento de las aguas lluvias en el campus y con los valores excedentes, adoptar de una determinada zona del Parque Nacional, con el cual la Universidad limita.

Por su parte, con el interés de realizar un proceso comparativo de acuerdo a la evaluación financiera, se procedió a calcular la factibilidad al construir la infraestructura a través de la reducción de los volúmenes de almacenamiento en un 50 % y 75 % para las dos subcuencas estudiadas, de los cuales se obtuvieron los siguientes resultados (ver tablas 59 a 62).



Tabla 59. Indicadores de Bondad Financiera para Subcuenta Campo de Fútbol mediante la reducción de los volúmenes de almacenamiento en un 50 %.

PERIODO EN AÑOS	EGRESOS	INGRESOS	FLUJO NETO EFECTIVO (FNE)
0	\$ 287.737.480,28		\$ (287.737.480,28)
1	\$ 696.280,00	\$ 7.687.623,14	\$ 6.991.343,14
2	\$ 719.779,45	\$ 7.947.080,42	\$ 7.227.300,97
3	\$ 744.072,01	\$ 8.215.294,38	\$ 7.471.222,37
4	\$ 769.184,44	\$ 8.492.560,57	\$ 7.723.376,13
5	\$ 795.144,41	\$ 8.779.184,48	\$ 7.984.040,07
6	\$ 821.980,54	\$ 9.075.481,96	\$ 8.253.501,43
7	\$ 849.722,38	\$ 9.381.779,48	\$ 8.532.057,10
8	\$ 878.400,51	\$ 9.698.414,53	\$ 8.820.014,03
9	\$ 908.046,53	\$ 10.025.736,02	\$ 9.117.689,50
10	\$ 938.693,10	\$ 10.364.104,62	\$ 9.425.411,52
11	\$ 970.373,99	\$ 10.713.893,15	\$ 9.743.519,16
12	\$ 1.003.124,11	\$ 11.075.487,04	\$ 10.072.362,93
13	\$ 1.036.979,55	\$ 11.449.284,73	\$ 10.412.305,18
14	\$ 1.071.977,61	\$ 11.835.698,09	\$ 10.763.720,48
15	\$ 1.108.156,85	\$ 12.235.152,90	\$ 11.126.996,04
16	\$ 1.145.557,15	\$ 12.648.089,31	\$ 11.502.532,16
17	\$ 1.184.219,70	\$ 13.074.962,32	\$ 11.890.742,62
18	\$ 1.224.187,12	\$ 13.516.242,30	\$ 12.292.055,19
19	\$ 1.265.503,43	\$ 13.972.415,48	\$ 12.706.912,05
20	\$ 1.308.214,17	\$ 14.443.984,50	\$ 13.135.770,33
21	\$ 1.352.366,40	\$ 14.931.468,98	\$ 13.579.102,58
22	\$ 1.398.008,77	\$ 15.435.406,06	\$ 14.037.397,29
23	\$ 1.445.191,56	\$ 15.956.351,01	\$ 14.511.159,45
24	\$ 1.493.966,78	\$ 16.494.877,86	\$ 15.000.911,08
25	\$ 1.544.388,16	\$ 17.051.579,98	\$ 15.507.191,83
26	\$ 1.596.511,26	\$ 17.627.070,81	\$ 16.030.559,55
27	\$ 1.650.393,51	\$ 18.221.984,45	\$ 16.571.590,94
28	\$ 1.706.094,29	\$ 18.836.976,42	\$ 17.130.882,13
29	\$ 1.763.674,97	\$ 19.472.724,38	\$ 17.709.049,40
30	\$ 1.823.199,00	\$ 20.129.928,83	\$ 18.306.729,82
31	\$ 1.884.731,97	\$ 20.809.313,92	\$ 18.924.581,95
32	\$ 1.948.341,67	\$ 21.511.628,27	\$ 19.563.286,59
33	\$ 2.014.098,21	\$ 22.237.645,72	\$ 20.223.547,52
		VPN	(\$ 66.561.699,46) Neg.
		TIR	1,90%
		RELACIÓN B/C	0,77

Tabla 60. Indicadores de Bondad Financiera para Subcuenta CJFD-Barón mediante la reducción de los volúmenes de almacenamiento en un 50 %.

PERIODO EN AÑOS	EGRESOS	INGRESOS	FLUJO NETO EFECTIVO (FNE)
0	\$ 173.217.781,78		\$ (173.217.781,78)
1	\$ 524.764,00	\$ 4.399.753,92	\$ 3.874.989,92
2	\$ 542.474,79	\$ 4.548.245,61	\$ 4.005.770,82
3	\$ 560.783,31	\$ 4.701.748,90	\$ 4.140.965,59
4	\$ 579.709,75	\$ 4.860.432,92	\$ 4.280.723,18
5	\$ 599.274,95	\$ 5.024.472,54	\$ 4.425.197,59
6	\$ 619.500,48	\$ 5.194.048,48	\$ 4.574.548,00
7	\$ 640.408,62	\$ 5.369.347,62	\$ 4.728.939,00
8	\$ 662.022,41	\$ 5.550.563,10	\$ 4.888.540,69



9	\$ 684.365,67	\$ 5.737.894,61	\$ 5.053.528,94
10	\$ 707.463,01	\$ 5.931.548,55	\$ 5.224.085,54
11	\$ 731.339,89	\$ 6.131.738,31	\$ 5.400.398,43
12	\$ 756.022,61	\$ 6.338.684,48	\$ 5.582.661,87
13	\$ 781.538,37	\$ 6.552.615,08	\$ 5.771.076,71
14	\$ 807.915,29	\$ 6.773.765,84	\$ 5.965.850,55
15	\$ 835.182,43	\$ 7.002.380,44	\$ 6.167.198,01
16	\$ 863.369,84	\$ 7.238.710,78	\$ 6.375.340,94
17	\$ 892.508,57	\$ 7.483.017,27	\$ 6.590.508,70
18	\$ 922.630,73	\$ 7.735.569,10	\$ 6.812.938,37
19	\$ 953.769,52	\$ 7.996.644,56	\$ 7.042.875,04
20	\$ 985.959,24	\$ 8.266.531,31	\$ 7.280.572,07
21	\$ 1.019.235,37	\$ 8.545.526,74	\$ 7.526.291,38
22	\$ 1.053.634,56	\$ 8.833.938,27	\$ 7.780.303,71
23	\$ 1.089.194,73	\$ 9.132.083,69	\$ 8.042.888,96
24	\$ 1.125.955,05	\$ 9.440.291,51	\$ 8.314.336,46
25	\$ 1.163.956,03	\$ 9.758.901,35	\$ 8.594.945,32
26	\$ 1.203.239,55	\$ 10.088.264,27	\$ 8.885.024,72
27	\$ 1.243.848,88	\$ 10.428.743,19	\$ 9.184.894,31
28	\$ 1.285.828,78	\$ 10.780.713,27	\$ 9.494.884,49
29	\$ 1.329.225,50	\$ 11.144.562,35	\$ 9.815.336,84
30	\$ 1.374.086,86	\$ 11.520.691,32	\$ 10.146.604,46
31	\$ 1.420.462,30	\$ 11.909.514,66	\$ 10.489.052,36
32	\$ 1.468.402,90	\$ 12.311.460,78	\$ 10.843.057,88
33	\$ 1.517.961,50	\$ 12.726.972,58	\$ 11.209.011,08

VPN (\$50.629.903,66) **Neg.**

TIR **1,44%**

RELACIÓN B/C **0,71**

Tabla 61. Indicadores de Bondad Financiera para Subcuenta Campo de Fútbol mediante la reducción de los volúmenes de almacenamiento en un 75 %.

PERIODO EN AÑOS	EGRESOS	INGRESOS	FLUJO NETO EFECTIVO (FNE)
0	\$ 210.775.019,00		\$ (210.775.019,00)
1	\$ 552.280,00	\$ 3.843.811,57	\$ 3.291.531,57
2	\$ 570.919,45	\$ 3.973.540,21	\$ 3.402.620,76
3	\$ 590.187,98	\$ 4.107.647,19	\$ 3.517.459,21
4	\$ 610.106,83	\$ 4.246.280,28	\$ 3.636.173,46
5	\$ 630.697,93	\$ 4.389.592,24	\$ 3.758.894,31
6	\$ 651.983,99	\$ 4.537.740,98	\$ 3.885.756,99
7	\$ 673.988,45	\$ 4.690.889,74	\$ 4.016.901,29
8	\$ 696.735,56	\$ 4.849.207,27	\$ 4.152.471,71
9	\$ 720.250,38	\$ 5.012.868,01	\$ 4.292.617,63
10	\$ 744.558,83	\$ 5.182.052,31	\$ 4.437.493,48
11	\$ 769.687,69	\$ 5.356.946,57	\$ 4.587.258,88
12	\$ 795.664,65	\$ 5.537.743,52	\$ 4.742.078,87
13	\$ 822.518,33	\$ 5.724.642,36	\$ 4.902.124,03
14	\$ 850.278,33	\$ 5.917.849,04	\$ 5.067.570,72
15	\$ 878.975,22	\$ 6.117.576,45	\$ 5.238.601,23
16	\$ 908.640,63	\$ 6.324.044,65	\$ 5.415.404,02
17	\$ 939.307,26	\$ 6.537.481,16	\$ 5.598.173,91
18	\$ 971.008,88	\$ 6.758.121,15	\$ 5.787.112,27
19	\$ 1.003.780,43	\$ 6.986.207,74	\$ 5.982.427,31
20	\$ 1.037.658,01	\$ 7.221.992,25	\$ 6.184.334,24
21	\$ 1.072.678,97	\$ 7.465.734,49	\$ 6.393.055,52
22	\$ 1.108.881,89	\$ 7.717.703,03	\$ 6.608.821,14
23	\$ 1.146.306,65	\$ 7.978.175,50	\$ 6.831.868,85
24	\$ 1.184.994,50	\$ 8.247.438,93	\$ 7.062.444,43



25	\$	1.224.988,07	\$	8.525.789,99	\$	7.300.801,93
26	\$	1.266.331,41	\$	8.813.535,40	\$	7.547.203,99
27	\$	1.309.070,10	\$	9.110.992,22	\$	7.801.922,13
28	\$	1.353.251,21	\$	9.418.488,21	\$	8.065.237,00
29	\$	1.398.923,44	\$	9.736.362,19	\$	8.337.438,75
30	\$	1.446.137,11	\$	10.064.964,41	\$	8.618.827,30
31	\$	1.494.944,24	\$	10.404.656,96	\$	8.909.712,73
32	\$	1.545.398,60	\$	10.755.814,13	\$	9.210.415,53
33	\$	1.597.555,81	\$	11.118.822,86	\$	9.521.267,05
VPN					(\$106.645.232,99) Neg	
TIR					-0,41%	
RELACIÓN B/C					0,49	

Tabla 62. Indicadores de Bondad Financiera para Subcuenta CJFD-Barón mediante la reducción de los volúmenes de almacenamiento en un 75 %.

PERIODO EN AÑOS	EGRESOS	INGRESOS	FLUJO NETO EFECTIVO (FNE)
0	\$ 131.019.184,51		\$ (131.019.184,51)
1	\$ 446.320,00	\$ 2.199.876,96	\$ 1.753.556,96
2	\$ 461.383,30	\$ 2.274.122,80	\$ 1.812.739,50
3	\$ 476.954,99	\$ 2.350.874,45	\$ 1.873.919,46
4	\$ 493.052,22	\$ 2.430.216,46	\$ 1.937.164,24
5	\$ 509.692,73	\$ 2.512.236,27	\$ 2.002.543,54
6	\$ 526.894,86	\$ 2.597.024,24	\$ 2.070.129,38
7	\$ 544.677,56	\$ 2.684.673,81	\$ 2.139.996,25
8	\$ 563.060,43	\$ 2.775.281,55	\$ 2.212.221,12
9	\$ 582.063,72	\$ 2.868.947,30	\$ 2.286.883,59
10	\$ 601.708,37	\$ 2.965.774,27	\$ 2.364.065,91
11	\$ 622.016,03	\$ 3.065.869,16	\$ 2.443.853,13
12	\$ 643.009,07	\$ 3.169.342,24	\$ 2.526.333,17
13	\$ 664.710,62	\$ 3.276.307,54	\$ 2.611.596,92
14	\$ 687.144,61	\$ 3.386.882,92	\$ 2.699.738,31
15	\$ 710.335,74	\$ 3.501.190,22	\$ 2.790.854,48
16	\$ 734.309,57	\$ 3.619.355,39	\$ 2.885.045,82
17	\$ 759.092,52	\$ 3.741.508,63	\$ 2.982.416,12
18	\$ 784.711,89	\$ 3.867.784,55	\$ 3.083.072,66
19	\$ 811.195,91	\$ 3.998.322,28	\$ 3.187.126,36
20	\$ 838.573,78	\$ 4.133.265,66	\$ 3.294.691,88
21	\$ 866.875,64	\$ 4.272.763,37	\$ 3.405.887,73
22	\$ 896.132,69	\$ 4.416.969,14	\$ 3.520.836,44
23	\$ 926.377,17	\$ 4.566.041,84	\$ 3.639.664,67
24	\$ 957.642,40	\$ 4.720.145,76	\$ 3.762.503,35
25	\$ 989.962,83	\$ 4.879.450,67	\$ 3.889.487,84
26	\$ 1.023.374,08	\$ 5.044.132,14	\$ 4.020.758,06
27	\$ 1.057.912,95	\$ 5.214.371,59	\$ 4.156.458,64
28	\$ 1.093.617,52	\$ 5.390.356,64	\$ 4.296.739,12
29	\$ 1.130.527,11	\$ 5.572.281,17	\$ 4.441.754,07
30	\$ 1.168.682,40	\$ 5.760.345,66	\$ 4.591.663,27
31	\$ 1.208.125,43	\$ 5.954.757,33	\$ 4.746.631,90
32	\$ 1.248.899,66	\$ 6.155.730,39	\$ 4.906.830,73
33	\$ 1.291.050,02	\$ 6.363.486,29	\$ 5.072.436,26



VPN	(\$75.544.246,17) Neg
TIR	-----
RELACIÓN B/C	0,42

La tabla 63 muestra la comparación de los resultados de los indicadores financieros ejecutados para las dos subcuencas de aprovechamiento.

Tabla 63. Comparación de indicadores financieros de los escenarios analizados.

Escenario Técnico	VPN	TIR	Rel. B/C
Campo Futbol 100%	\$6,665,291.19	3.52%	\$1.01
Campo Futbol 50%	(\$66,561,699.46)	1.90%	\$0.77
Campo Futbol 25%	(\$106,645,232.99)	-0.41%	\$0.49
CJFD-Barón 100%	\$10,245,752.86	3.68%	\$1.04
CJFD-Barón 50%	(\$50,629,903.66)	1.44%	\$0.71
CJFD-Barón 25%	(\$75,544,246.17)	-0.20%	\$0.42

Valores () corresponden a cifras negativas

En contraste con las evaluaciones financieras para los sistemas técnicamente factibles (volúmenes de tanque al 100 %), las anteriores tablas demostraron que reducir los tanques de almacenamiento en un 50 % y 75 %, si bien reducen la inversión inicial (manteniendo iguales las redes de suministro y la planta de tratamiento), los convierten en escenarios no factibles desde un punto de vista financiero, ya que los valores presentes netos se tornan negativos, la tasa de retorno no supera la tasa de oportunidad y la relación beneficio-costo tiende a ser menor a una unidad, con lo cual quedan descartados como escenarios óptimos de implementación.

4.1.11.5 Fiabilidad Volumétrica

El concepto de fiabilidad volumétrica anual es una ayuda teórica para justificar la construcción de los tanques de almacenamiento de acuerdo al volumen de ahorro generado por el sistema de aprovechamiento. Por esta razón, teniendo en cuenta que de acuerdo a los análisis de factibilidad técnica y financiera se estableció que los escenarios de diseño de los volúmenes de almacenamiento al 100% para las dos subcuencas arrojaron los mejores resultados, de la tabla 20 se extrajeron los volúmenes de almacenamiento los cuales corresponden a un total de 1.385 m³. Así mismo, de la tabla 53 se tomó el volumen anual aprovechable cuya magnitud total fue calculada en 12.617,31 m³. Aplicando la fórmula 8, se tiene que:

$$V_R = \frac{\sum V_{TA}}{\sum V_T} \quad V_R = \frac{1.385 \text{ m}^3}{12.617 \text{ m}^3} \quad V_R = 0.11$$

Este resultado indica que si bien se presenta fiabilidad volumétrica, de acuerdo al dimensionamiento de las redes de demanda, los volúmenes calculados no podrían asumir

efectivamente el aumento significativo de consumo producto de nuevas conexiones. Así mismo, si se redujera el volumen de ahorro, los tanques de almacenamiento podrían asumir mayores eficiencias de trabajo, pero de acuerdo a los resultados de los diseños se concluye que la fiabilidad volumétrica es adecuada para el proyecto de inversión, como se observó en el capítulo de modelación hidráulica de redes, en el cual también se estimó que los tanques podrían aumentar la demanda hasta un pico menor a la demanda máxima posible.

4.1.12 Síntesis

Debido a la ausencia de medición de usos y consumos en el campus, como primera medida se realizó un inventario de los usos del agua, por medio de una auscultación de los 46 edificios del campus principal, identificando con ello una completa gama de usos inicialmente no previstos. Paralelamente se tomaron 16 cuentas-contrato pertenecientes a la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá, obteniendo el consumo promedio mensual histórico del campus. Estos resultados fueron confrontados y con ello se logró obtener el inventario de usos del agua, determinando que los usos potables tan sólo corresponden a un 20 % del total del consumo, mientras que la descarga de inodoros, el riego de zonas verdes, lavado de pisos, fachadas y zonas duras, entre otros usos no potables, sumaron entre sí, un 80 % del consumo facturado.

Seguidamente, se recopiló información de las estaciones pluviométricas más cercanas al campus y con base a ello, se realizaron diversos balances hídricos por medio de diagramas de masas para determinar los escenarios de aprovechamiento. Los análisis desarrollados demostraron que si bien se presentan altos volúmenes de precipitación en la zona, el agua lluvia no es suficiente para cubrir la oferta total del campus universitario. Por esta razón, utilizando los programas AutoCAD, ArcGIS y Civil3D, se realizaron modelos digitales de elevación mediante la identificación de subcuencas potenciales de aprovechamiento, en las cuales se determinaron las ofertas y demandas para cada una de ellas. En consecuencia, después de ejecutar varios escenarios, se determinaron dos subcuencas potenciales: (i) Campo de fútbol y (ii) CJFD-Barón.

La primera subcuenca interceptaría las aguas lluvias de las cubiertas del Edificio de Parqueaderos, el Centro de Formación Deportiva y el Campo de Fútbol, este último con un área de 8.484 m^2 en gramado sintético, generando un volumen máximo aprovechable de 16.000 m^3 , a través de un tanque de almacenamiento, el cual podría suplir los usos externos de la zona baja del campus (riego de zonas verdes y lavado de fachadas y zonas duras) y los inodoros de los baños públicos. Así mismo, la subcuenca CJFD-Barón, utilizaría las cubiertas de los edificios y la vía de acceso a la zona alta del campus, para satisfacer una totalidad de 4.600 m^3 anuales de agua para usos no potables en los tres primeros niveles del edificio de la Facultad de Ingeniería.

Seguidamente se realizaron las modelaciones hidráulicas de cada subcuenca mediante la utilización de los programas WaterCAD y Sewergems, obteniendo de esta forma los requerimientos de infraestructura necesarios para la puesta en marcha del proyecto,

determinando finalmente presiones, caudales, diámetros, velocidades, válvulas y sistemas de bombeo necesarios para operar adecuadamente.

Por su parte, la Facultad de Ingeniería realizó una serie de campañas de medición de la calidad del agua lluvia en el campus, estableciendo mediante pruebas de laboratorio, la posible presencia de elementos físico-químicos, microbiológicos, metales pesados, grasas y aceites, compuestos volátiles, orgánicos y fúlvicos, de los cuales, se ha determinado a través de normas nacionales e internacionales (Ministerio de Salud de Colombia, EPA, WHO, etc.) que, generalmente, la calidad del agua lluvia no es apta para ningún uso en el campus sin tratamiento previo.

Debido a que se definió que las aguas lluvias suplirán diversos usos no potables, luego de analizar la aplicabilidad de diferentes técnicas como la Decantación, la Filtración Lenta en Arena FLA, la Biofiltración y la Filtración en Múltiples Etapas FIME, se optó por elegir esta última como el principal proceso de tratamiento, dadas sus ventajas de remoción de Sólidos Suspendedos Totales SST y Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO. También se recomendó utilizar una película de carbón activado para eliminar las altas concentraciones de hierro (Fe), un proceso de decantación generado en los tanques de almacenamiento y que se analicen diferentes estrategias de reducción de la contaminación en la fuente.

Seguidamente se estimó la inversión necesaria para poner en marcha diferentes escenarios de sistemas de aprovechamiento de aguas lluvias dentro del campus, los cuales incluyeron sistemas de captación, tratamiento, almacenamiento y suministro. Si bien es cierto que los análisis de las diferentes modelaciones hidráulicas determinaron los mejores escenarios para ser implementados de acuerdo al cumplimiento de los requerimientos técnicos del RAS 2000, también se examinó la posibilidad de reducir los volúmenes de los tanques en un 50 % y 75 % como alternativas paralelas a los requerimientos recomendados. Dichos análisis consolidaron que los proyectos escogidos mediante los análisis técnicos también resultaron ser viables financieramente para ser implementados, puesto que el VPN, la TIR y la Relación Beneficio-Costo, arrojaron conveniencia y rentabilidad. En contraste, los escenarios de reducción de los volúmenes de almacenamiento no tuvieron un buen comportamiento por causa de los valores negativos, con lo cual fueron descartados.

Por esta razón, se determinó que los escenarios escogidos por sus bondades desde el punto de vista técnico también resultaron ser los de mejor comportamiento financiero, convirtiéndose en los escenarios definitivos recomendados para su ejecución. Siendo así, en un análisis final se indicó que el agua lluvia podría suplir una demanda aproximada del 14 % del consumo total del campus, generando un ahorro promedio anual estimado en \$ 24.174.754 pesos colombianos (12723 USD).

5. CONCLUSIONES

- ✿ Aunque Colombia posee un enorme potencial hídrico que lo caracteriza a nivel mundial como una de las naciones con mayores reservas de agua, el país no es ajeno a los problemas relacionados con la contaminación y el uso insostenible del recurso hídrico. Particularmente, los hidrosistemas superficiales son quienes están sufriendo mayor estrés debido generalmente a su alta disposición que justifica su sobreexplotación, al desconocimiento de otras formas de aprovechamiento (aguas subterráneas y aguas lluvias), a la subutilización de prácticas de reciclaje de aguas negras y grises, a la contaminación y al cambio climático, lo cual permite, con excepción de algunas experiencias aisladas, que los ríos y quebradas se conviertan en las únicas fuentes de explotación hasta el punto de sobrepasar su oferta máxima. Como resultado, ya se están evidenciando las consecuencias de los desequilibrios en el ciclo del agua.

Frente a esta situación, nuevamente queda demostrado que el aprovechamiento de aguas lluvias puede convertirse en una alternativa no convencional que logre mitigar los problemas de sobrepresión a través de herramientas de uso eficiente del recurso hídrico ligadas al concepto de Desarrollo Sostenible, los cuales permiten que esta sea una práctica muy interesante desde el punto de vista económico y ambiental.

No obstante, de acuerdo a las pocas experiencias de aprovechamiento de aguas lluvias registradas en Colombia se concluye que el empirismo es el factor preponderante tanto en los diseños técnicos como en los usos finales y la calidad del agua de entrega. Las experiencias indican básicamente que la decisión de aprovechar estas aguas suele ser producto de los altos niveles de precipitación en las zonas de implementación y de la generación de estrategias de captación a través de infraestructuras artesanales en donde generalmente no se tiene en cuenta la calidad del agua, factor fundamental para determinar los usos y los posibles tratamientos con miras a garantizar una óptima calidad de entrega. Sin embargo, son varios los proyectos comerciales que están empezando a implementar estas prácticas en la misma medida que se sigue avanzando en investigaciones acerca de procesos como el primer lavado y la variabilidad de la calidad del agua lluvia.

- ✿ Los desequilibrios del ciclo hidrológico estimulan la concentración de caudales picos de escorrentía que en muchos casos pueden convertirse en inundaciones. Frente a esta situación, el aprovechamiento de aguas lluvias puede transformar estos problemas en claras oportunidades de utilización, como en el caso de la Pontificia Universidad Javeriana sede Bogotá, donde a través del presente proyecto se determinó la factibilidad de la puesta en marcha de un sistema que logra dar uso a este recurso y con ello minimiza significativamente los volúmenes de escorrentía durante los procesos de lluvia, generando sistemáticamente un modelo de campus sostenible.

Para determinar los requerimientos de infraestructura necesarios para suplir mediante el uso del agua lluvia diferentes demandas de agua dentro del campus, se generó una metodología replicable y escalable resultante de una serie de análisis que obedecieron a: (i) la diversidad de la calidad del agua, (ii) los usos del agua en el campus, (iii) las condiciones topográficas, de infraestructura y de servicios del campus, (iv) las zonas potenciales de aprovechamiento, (v) las relaciones oferta-demanda y su repartición espacial en el campus, (vi) los beneficios económicos y ambientales, y (vii) los costos de instalación y operación.

- Se logró establecer que la Pontificia Universidad Javeriana consume en su campus principal aproximadamente 16.651 m^3 de agua por cada mes, así como 199.807 m^3 al año, lo cual es equivalente a cancelar a la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá un valor promedio bimensual de \$63.804.880 pesos colombianos (33586 USD) y un total ponderado de \$382.829.281 pesos colombianos anualmente (201489 USD).

Así mismo, con el objetivo de determinar los usos del agua en el campus, por primera vez en la historia de la Universidad se realizó un inventario de usos del agua en su campus principal, identificando con ello una completa gama de usos no previstos. De esta forma, se logró determinar que los usos potables tan sólo corresponden a un 20 % del consumo total, mientras que la descarga de inodoros, el riego de zonas verdes, el lavado de pisos, fachadas y zonas duras, entre otros usos no potables, sumaron entre sí, un 80 % del consumo total facturado. Este inventario permitirá establecer diferentes estrategias de uso eficiente en cada infraestructura auscultada, con lo cual para la Universidad el documento podrá convertirse en la carta de navegación para la toma de decisiones referente al uso eficiente del recurso hídrico en el campus.

- De acuerdo a los resultados de los balances hídricos se demostró que si bien, se presentan altos volúmenes de precipitación, el agua lluvia no es suficiente para cubrir la demanda total en el campus universitario, lo cual limitó el alcance del proyecto debido a que inicialmente se previó el aprovechamiento de la misma para usos potables, posteriormente para usos no potables y finalmente sólo para usos externos. Por esta razón, en definitiva, se identificaron dos subcuencas potenciales de aprovechamiento: (i) Campo de fútbol y (ii) CJFD-Barón, las cuales se ajustaron a las particulares condiciones topográficas y de espacialidad del campus. Se concluyó que la primera subcuenca podría aportar un volumen máximo aprovechable de 16.000 m^3 , supliendo los usos externos de la zona baja del campus (riego de zonas verdes y lavado de fachadas y zonas duras) y los inodoros de los baños públicos. La segunda subcuenca podría tributar una oferta máxima de 4.600 m^3 anuales de agua lluvia para usos no potables en los tres primeros niveles del edificio de la Facultad de Ingeniería.

- ❁ Particularmente, los requerimientos de infraestructura para el aprovechamiento de las aguas lluvias se concentran en el cálculo de los volúmenes de almacenamiento necesarios para equilibrar las diferencias temporales entre el suministro y la demanda de agua, debido principalmente a que un sistema de este tipo no suele contar con una fuente permanente de suministro, sino que depende exclusivamente de la oferta hidrológica de la zona de captación, la cual resulta ser variable para atender una demanda generalmente constante. Razón por la cual la mayoría de las metodologías resultan ser empíricas y acuden a la maximización de los volúmenes de almacenamiento para asegurar que no se interrumpa la entrega de aguas en los sistemas demandantes. Lo anterior denota un gran inconveniente, puesto que dependiendo de la magnitud del proyecto se necesitarían amplias zonas para la ubicación de los tanques, lo cual conlleva a que los costos constructivos se aumenten notablemente. Incluso, de acuerdo a diferentes análisis de proyectos efectuados a nivel mundial, a través del presente trabajo se dedujo que generalmente los volúmenes de almacenamiento necesarios pueden corresponder a un rango que oscila entre el 30 % y el 40 % del área total de captación.

Así mismo, se concluyó que para el presente proyecto los volúmenes de almacenamiento necesarios para garantizar la entrega de agua en todos los periodos del año deben ser del orden de 912 m³ y 473 m³ para las subcuencas Campo de fútbol y CJFD-Barón, respectivamente. También se determinó que el hecho de reducir a la mitad o a un cuarto estas dimensiones, como consecuencia generaría la intermitencia del suministro de agua para los usos establecidos, a tal punto que sólo se podría garantizar un suministro en tres o cuatro meses del año, lo cual haría insostenible el proyecto de aprovechamiento.

- ❁ En cuanto a las redes de distribución, se efectuaron 12 modelaciones en el programa WaterCAD a diferentes escenarios que incluyeron la variación del material de las tuberías (PVC y PEAD) y la simplicidad de las redes de distribución (sistemas simples y mallados). Consideraciones técnicas que fueron sometidas al análisis de diferentes alternativas de consumo (demandas máximas posibles, probables y mayoradas) para determinar su comportamiento hidráulico. De estos análisis se logró establecer que en dichas redes sería innecesario maximizar significativamente los consumos a tal punto que se generara una solicitud de gasto en todos los sistemas en un mismo instante, con lo cual se definió que la modelación más beneficiosa para las dos subcuencas, desde el punto de vista técnico y económico, sería la correspondiente a la implementación de redes de distribución simples en policloruro de vinilo PVC capaz de suplir una demanda generada por un caudal máximo probable.
- ❁ Los resultados de los análisis de calidad de las aguas lluvias efectuados en los puntos más cercanos a las zonas potenciales de captación del campus permitieron establecer una alta variabilidad en la presencia de elementos contaminantes, debido a la carga de contaminantes atmosféricos y a los materiales constitutivos de las superficies de captación. De esta forma, luego de confrontar los resultados con la normatividad



internacional más estricta y la norma nacional (Decreto 1594 de 1984), se determinó que el agua lluvia no es apta para ningún uso en el campus universitario sin tratamiento previo y por ende, las alternativas de mejoramiento de calidad más convenientes, desde el punto de vista económico y de remoción de contaminantes, sería la Filtración en Múltiples Etapas FIME en conjunto con la instalación de una película de carbón activado y un proceso de decantación en los tanques de almacenamiento. Dada la variabilidad de la calidad de las aguas, estos sistemas reducirían significativamente y/o eliminarían los altos contenidos de metales pesados (principalmente Hierro y Cadmio), Sólidos Suspendidos Totales SST, Nitrógeno Amoniacal y Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO, con miras a suministrar agua acorde con las directrices más exigentes.

- ❁ Para las Subcuencas Campo de Fútbol y CJFD-Barón se estimó la inversión necesaria para poner en marcha los sistemas de aprovechamiento de aguas lluvias dentro del campus, los cuales incluyeron sistemas de captación, tratamiento, almacenamiento y suministro. Si bien es cierto que los análisis de las diferentes modelaciones hidráulicas determinaron los mejores escenarios para ser implementados de acuerdo al cumplimiento de los requerimientos técnicos del RAS 2000, también se examinó la posibilidad de reducir los volúmenes de los tanques en un 50 % y 75 % como alternativas paralelas a los requerimientos recomendados. Dichos estudios consolidaron que los proyectos escogidos mediante los análisis técnicos también resultaron ser viables financieramente para ser implementados, puesto que el Valor Presente Neto VPN, la Tasa Interna de Rentabilidad TIR y la Relación Beneficio-Costo, arrojaron una alta conveniencia, rentabilidad y fructividad, respectivamente. En contraste, los escenarios de reducción de los volúmenes de almacenamiento no tuvieron un buen comportamiento por causa de que los indicadores de bondad financiera se tornaron negativos, la tasa de retorno no superó la tasa de oportunidad y la relación beneficio-costo resultó ser menor a una unidad, con lo cual fueron descartados como escenarios óptimos de implementación desde el punto de vista económico, puesto que ya habían sido rechazados de acuerdo al criterio de evaluación técnico.

- ❁ Finalmente se concluye que el agua lluvia puede suplir aproximadamente una demanda del 14 % del consumo total en el campus, generando un ahorro promedio anual estimado en \$ 24.174.754 pesos colombianos (12723 USD), beneficiando alrededor de 30 mil personas que diariamente visitan la Pontificia Universidad Javeriana sede Bogotá, pero teniendo en cuenta que para ello es necesario invertir cuantiosas sumas de dinero y generar un cambio en el modelo cultural del aprovechamiento del agua. De esta forma, este trabajo de grado pretende ser un ejemplo claro de gestión y uso eficiente del agua lluvia en Colombia, mediante un modelo de investigación con base científica, replicable y escalable, basado en los tres pilares de eficiencia hídrica: calidad, cantidad y prestación del servicio.

6. RECOMENDACIONES

En el presente trabajo de grado se partió de los conceptos del Método Racional para transformar la precipitación total en efectiva considerando una serie de coeficientes de escorrentía establecidos de acuerdo a los usos del suelo de las superficies involucradas en el proyecto. Así mismo, se determinó la altura que la lámina de agua puede experimentar frente a la precipitación de diseño en cada una de las áreas receptoras. De esta forma se realizó el análisis de oferta hídrica en el campus universitario. Por tal motivo, sería muy interesante realizar el análisis de estimación de la oferta hídrica a través de los modelos SWMM de la EPA, los cuales predicen el caudal que se genera a la salida de una superficie en régimen no permanente, mediante un almacenamiento no lineal y sin tener en cuenta la infiltración. De esta forma, se podría contrastar la información resultante a través de este método con los análisis de oferta generados mediante el Método Racional.

Para mejorar las condiciones de calidad de las aguas lluvias en el campus universitario se recomienda implementar estrategias de reducción de contaminación en la fuente, así como diferentes programas de gestión, ahorro y uso eficiente del recurso hídrico, acompañado de campañas de sensibilización cultural en la población estudiantil y administrativa, buscando generar conciencia que el uso eficaz no sólo representa un mecanismo de reducción de costos, sino una alternativa de sostenibilidad ambiental.

El aprovechamiento de aguas lluvias en el campus universitario fue establecido para usos no potables. Por esta razón, no se propuso purificar las aguas lluvias y por tanto, se recomienda a la Oficina de Planta Física que dada la implementación del presente trabajo de grado, se exija a los operarios encargados de las actividades de riego, lavado de fachadas y zonas duras y aseo de pisos internos e inodoros, la utilización de los elementos de seguridad industrial necesarios para evitar en lo posible el contacto directo con estas aguas.

Se recomienda a la Oficina de Planta Física de la Pontificia Universidad Javeriana sede Bogotá, la actualización de los planos de catastros de redes, debido a que se evidenció la ausencia de algunos sistemas de alcantarillado pluvial y en otros casos la información no se encontró actualizada de acuerdo a las modificaciones de infraestructura realizadas a partir del año 2004.

Se recomienda a la Facultad de Ingeniería el establecimiento de una línea de investigación o la creación de un instituto que se encargue de analizar diferentes opciones de infraestructura, tecnologías de tratamiento, metodologías de análisis oferta-demanda y todos aquellos factores que se consideren necesarios para generar mayores bases científicas

correspondientes al aprovechamiento de las aguas lluvias en Colombia. Así mismo, que propenda por reducir el número de experiencias instauradas mediante análisis empíricos y logre dar a conocer, aún más, esta práctica no convencional para incentivar su explotación y con ello ayudar reducir los problemas de sobrepresión hídrica en los hidrosistemas superficiales.

Durante los análisis de calidad de aguas lluvias se logró establecer que el país carece de una directriz adecuada a las especificaciones de calidad necesarias para un óptimo aprovechamiento de aguas lluvias según sus usos finales, puesto que el Decreto 1594 de 1984 única normatividad nacional referente a los usos del agua y residuos líquidos, carece de consideraciones apropiadas a las necesidades propias de la hidrología urbana y desde su año de aparición no ha sufrido modificación representativa. Por ello, para un buen análisis de calidad para aguas lluvias de debe acudir a las normas europeas (EU, 1998, 2006), americanas (U.S. EPA, 2004), asiáticas (MLIT, 2005) y Australianas (WHO, 2006). Por esta razón, se recomienda la concepción de un reglamento explícito para la evaluación de la calidad de las aguas lluvias en Colombia.

El Decreto 1421 de 1993 y el Acuerdo Distrital No. 19 de 1996 establecen las disposiciones para promover prácticas de responsabilidad social y ambiental en las empresas mediante programas de adopción de parques, humedales, rondas de río, entre otros. Se recomienda a la Pontificia Universidad Javeriana, al Distrito y a la Nación que a partir de la Ley 373 de 1993 se solicite la inclusión de los programas de uso eficiente del recurso hídrico y de aprovechamiento de aguas lluvias dentro de las prácticas establecidas en dichas directrices. De esta forma, la Universidad podría trasladar el valor correspondiente al pago del Impuesto de ICA (9.8x1000 sobre el total de ingresos registrados anualmente) estimado en aproximadamente \$ 2.548.000.000 de pesos colombianos (1341056 USD) a la construcción de los requerimientos de infraestructura para el aprovechamiento de las aguas lluvias en el campus y con los valores excedentes podría adoptar una determinada zona del Parque Nacional, con el cual limita. En consecuencia, la Universidad no sólo tendría la oportunidad de implementar el proyecto de aprovechamiento sin necesidad de buscar mayores recursos de inversión, sino que lideraría desde la academia la implementación de prácticas de gestión ambiental sostenible, teniendo en cuenta que éstas deben ser incentivadas para su ejecución no sólo por la reducción de costos, sino por los beneficios ambientales que traen consigo.

7. REFERENCIAS

- Abdulla, F., & Al-Shareef, A. (2009). Roof rainwater harvesting systems for household water supply in Jordan. *Desalination*, 243(1-3), 195-207.
- Acueducto de Bogotá. (2009). Sistema de Información Geográfica Unificado Empresarial – Sigue, para la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá– EAAB. . In C. d. d. EAAB (Ed.). Bogotá D.C.: Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá– EAAB.
- Antón, D. (2002). *Sequía en un mundo de agua* (Vol. 1). Toluca: Universidad Autónoma del Estado de México; Centro Interamericano de Recursos del Agua.
- Arniella, E., & Gianella, E. (2004). Desarrollo, calibración y uso del modelo hidráulico para la planificación, diseño y operación del acueducto de la ciudad de Guayaquil. *AIDIS. Forjando el Ambiente que Compartimos. San Juan, AIDIS, Ago. 2004, p. 1-8 Ilus.*
- Asano, T. (2007). *Water reuse: issues, technologies, and applications*: McGraw-Hill Professional.
- Banco de la República de Colombia. (2010). Listado promedio de la tasa de inflación de la República de Colombia, proyectada hasta el año 2015. Bogotá D.C.: Banrepública.
- Boers, T., & Ben-Asher, J. (1982). A review of rainwater harvesting. *Agricultural water management*, 5(2), 145-158.
- Booth, C., Attwater, R., Derry, C., & Simmons, B. (2003). The Hawkesbury Water Reuse Scheme. *Water(Australia)*, 30(5), 42-44.
- Burbano, L., & Sánchez, L. D. (2005). *Remoción de hierro y manganeso por oxidación - filtración para agua potable*. Paper presented at the AGUA 2009. Seminario internacional: visión integral en el mejoramiento de la calidad del agua.
- Campos Aranda, D. (2008). Calibración del método racional en ocho cuencas rurales menores de 1,650 km² de la Región Hidrológica No. 10 (Sinaloa), México. *Agrociencia*, 42(6), 615-627.
- Carvajal, L., Gómez, A., & Ochoa, S. (2007). Simulación de un Lavado Hidráulico en Tuberías para el Control del Crecimiento de Biopelícula. *Dyna (Medellín)*, 63-72.
- Castañeda, P. (2010). *Propuesta de un sistema de aprovechamiento de agua lluvia, como alternativa para el ahorro de agua potable, en la institución educativa María Auxiliadora de Caldas, Antioquia* Universidad de Antioquia, Medellín.
- Centro de Producción más Limpia de Medellín. (2009). Estimación de gastos de agua a nivel doméstico y comercial. In C. d. P. m. L. d. Medellín (Ed.). Medellín-Colombia.
- Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente., O. P. d. I. S., and Organización Mundial de la Salud. . (2004). Guía de diseño para captación del agua de lluvia.
- Chocat, B. (2006). *Les préoccupations sanitaires liées aux eaux pluviales et à l'assainissement. «Eau et Santé»*. Paper presented at the Eaux pluviales et assainissement: nouvelles préoccupations sanitaires.
- Chow, V. (1994). *Hidráulica de canales abiertos* (4 ed.). México.

- Coombes, P., Argue, J., & Kuczera, G. (2000). Figtree Place: a case study in water sensitive urban development (WSUD). *Urban Water*, 1(4), 335-343.
- Council Directive 98/83/EC (1998). Council Directive 98/83/EC of 3 November 1998 on the quality of water intended for human consumption. (1998).
- Council Directive 2006/7/EC of the European Parliament and of the Council of 16 February 2006 Concerning the Management of Bathing Water Quality and Repealing Directive 76/160/EEC. Official Journal of the European Union L64 (2006).
- Davis, A., Shokouhian, M., Sharma, H., Minami, C., & Winogradoff, D. (2003). Water quality improvement through bioretention: Lead, copper, and zinc removal. *Water Environment Research*, 75(1), 73-82.
- De Graaf, R., Van der Brugge, R., Lankester, J., van der Vliet, W., & Valkenburg, L. (2007). *Local water resources and urban renewal: A Rotterdam case study*. Paper presented at the 6th International Conference on Sustainable Techniques and Strategies in Urban Water Management, Lyon, France.
- Doria, C. (2009). *El uso del agua de jagüeyes en comunidades indígenas Wayuu de La Guajira*. Paper presented at the Seminario Internacional: Uso eficiente del agua. AGUA 2009: La gestión integrada del recurso hídrico frente al cambio climático. .
- Duan, C., Attawater, R., & Min, L. (2008). Introduction to rainwater management in Australia and suggestions for China's water problems. *Journal of Chongqing University (English Edition)*[ISSN, 1671, 8224.
- Duan, C., Attwater, R., & Min, L. (2008). Introduction to rainwater management in Australia and suggestions for China's water problems. *Journal of Chongqing University (English Edition)*[ISSN, 1671, 8224.
- Duarte, L., & Echeverry, J. I. (2004). *Estudio para la reutilización de las aguas lluvias en el campus de la Pontificia Universidad Javeriana*. Pontificia Universidad Javeriana sede Bogotá. , Bogotá - Colombia.
- Ekelund, R., Hébert, R., & Escutia, J. (1992). *Historia de la teoría económica y de su método*. México D.F.: McGraw-Hill.
- Eriksson, E., Auffarth, K., Henze, M., & Ledin, A. (2002). Characteristics of grey wastewater. *Urban Water*, 4(1), 85-104.
- Escuela Naval Almirante Padilla. (2009). Los Sistemas de Información Geográfica (SIG). Un intento de definición - SIG y Geografía. Capítulo Primero los Sistemas de Información Geográfica (SIG). In E. N. A. Padilla (Ed.). Bogotá D.C.: Escuela Naval Almirante Padilla,.
- Evans, C., Coombes, P., Dunstan, R., & Harrison, T. (2009). Extensive bacterial diversity indicates the potential operation of a dynamic micro-ecology within domestic rainwater storage systems. *Science of The Total Environment*, 407(19), 5206-5215.
- FAO (2000). *Manual de Captación y Aprovechamiento del Agua de Lluvia Experiencias en América Latina, Serie: Zonas Áridas y Semiáridas* Santiago de Chile.
- Fendrich, R. (2004). Dimensionamento de reservatórios de detenção e utilização das águas pluviais., 28.
- Fernández, B., & Rivera, P. (2000). *XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica Córdoba 2000*. Paper presented at the Análisis experimental de la modelación hidrológica de cuencas urbanas.

- Fletcher, T., Mitchell, V., Deletic, A., Ladson, T., & Séven, A. (2007). Is stormwater harvesting beneficial to urban waterway environmental flows? *Water science and technology: a journal of the International Association on Water Pollution Research*, 55(4), 265.
- Fletcher, T. D., Deletic, A., Mitchell, V. G., & Hatt, B. E. (2008). Reuse of Urban Runoff in Australia: A Review of Recent Advances and Remaining Challenges. *J. Environ. Qual.*, 37(5_Supplement), S-116-S-127.
- Galvis, G., Latore, J., & Visscher, J. (2006). Filtración en multiples etapas, tecnología innovativa para el tratamiento de agua. Versión preliminar Serie documentos Técnicos. *Universidad del Valle* 89.
- Ghisi, E., Montibeller, A., & Schmidt, R. (2006). Potential for potable water savings by using rainwater: An analysis over 62 cities in southern Brazil. *Building and Environment*, 41(2), 204-210.
- Ghisi, E., & Mengotti de Oliveira, S. (2007). Potential for potable water savings by combining the use of rainwater and greywater in houses in southern Brazil. *Building and Environment*, 42(4), 1731-1742.
- Ghisi, E., Tavares, D., & Rocha, V. (2009). Rainwater harvesting in petrol stations in Brasilia: Potential for potable water savings and investment feasibility analysis. *Resources, Conservation and Recycling*, 54(2), 79-85.
- Gilbert, R., Nakayama, F., Bucks, D., French, O., Adamson, K., & Johnson, R. (1982). Trickle irrigation: predominant bacteria in treated Colorado river water and biologically clogged emitters. *Irrigation Science*, 3(2), 123-132.
- Gomes, J., Weber, D., & DeLong, C. (2010). Dimensionamento de Reservatórios de Armazenamento de Águas Pluviais, usando um Critério Financeiro. *Diretoria da ABRH*, 89.
- Gómez González, G. A., Rodríguez Benavides, A. F., & Torres, A. (2010). *Durabilidad de las capacidades filtrantes de la capa de rodadura de un pavimento poroso rígido*. Paper presentado en el XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica.
- González, F. (2003). Las instituciones medioambientales globales ante la Cumbre de Río+10. *Ecosistemas*, 12(1), 16.
- Granados, J., Salazar, R., & Civiles, I. (2006). Información básica, identificación de proyectos, definición de necesidades, justificación y priorización de proyectos de agua potable y saneamiento básico del municipio de San Antero.
- Guidelines for the Safe Use of Wastewater, Excreta and Greywater (2006).
- Handia, L., Tembo, J., & Mwiindwa, C. (2003). Potential of rainwater harvesting in urban Zambia. *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, 28(20-27), 893-896.
- Hatt, B., Deletic, A., & Fletcher, T. (2004). Integrated Stormwater Treatment and Re-use Systems-Inventory of Australian Practice. CRC Catchment Hydrology Industry Report.
- Hatt, B., Deletic, A., & Fletcher, T. (2006). Integrated treatment and recycling of stormwater: a review of Australian practice. *Journal of environmental management*, 79(1), 102-113.
- Hatt, B., Siriwardene, N., Deletic, A., Fletcher, T., Mikkelsen, P., Vollertsen, J., et al. (2006). Filter media for stormwater treatment and recycling: the influence of

- hydraulic properties of flow on pollutant removal. *Water Science & Technology*, 54(6-7), 263-271.
- Helmreich, B., & Horn, H. (2009). Opportunities in rainwater harvesting. *Desalination*, 248(1-3), 118-124.
- Hernández, J., Bayón, J., Fresno, D., Pérez, M., Jordana, J., Muñoz, F., et al. (2006). *Construcción de pavimentos permeables para el control en origen de la escorrentía urbana: ejemplo práctico del aparcamiento del palacio de deportes de La Guía*. Paper presentado en el III Congreso de Ingeniería Civil, Territorio y Medio Ambiente. Universidad de Cantabria, Universidad de Oviedo y Ayuntamiento de Gijón.
- IDEAM. (2005). Cifras del Estudio Nacional del Agua a 2005. In IDEAM (Ed.) (1 ed., pp. 5). Bogotá D.C.: IDEAM.
- IDEAM, M. d. M. A. (2005). *Atlas Climatológico de Colombia*. Bogotá D.C.: Colombia. Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial-IDEAM.
- INRH. (2004). Instructivo para la utilización de tuberías y accesorios de PEAD. In I. N. d. R. Hidráulicos (Ed.). La Habana-Cuba.
- Joshi, P., Walski, T., Gandhi, S., Babcock, B., Andrews, J., & Newswanger, C. (2004). *Case Study: Linking Bristol Babcock's SCADA Systems to WaterCAD, a Water Distribution Modeling Tool*.
- Kobiyama, M., & Hansen, S. (2002). Vantagens da utilização do sistema de coleta de água da chuva sob o ponto de vista dos aspectos hidrológico e econômico: estudo de caso em Florianópolis-SC. *Aproveitamento da água da chuva. Curitiba: Organic Trading Tradução de Masato Kobiyama, Cláudio Tsuyoshi Ushiwata e Manoela dos Anjos Afonso. Tradução do original japonês —Yatte Miyo Amamizu Riyol*.
- Krah. (2003). Nota técnica No. 011-06. Calculo Hidraulico de Tuberias Krah para Conducciones a Superficie Libre. Fórmula de Chezy-Manning. In K. A. Latina (Ed.). Buenos Aires-Argentina: Krah Argentina.
- Krishna, J. (2005). *The Texas Manual on Rainwater Harvesting*: Texas Water Development Board.
- Lara Borrero, J., J., Torres A., M., C., Duarte L., E. J., & P., V. (2007). Aprovechamiento del agua lluvia para riego y lavado de zonas duras y fachadas en el campus de la Pontificia Universidad Javeriana (Bogotá). *Ingeniería y Universidad*, 11, 9.
- Lazarova, V., Hills, S., & Birks, R. (2003). Using recycled water for non-potable, urban uses: a review with particular reference to toilet flushing. *Water Science & Technology: Water Supply*, 3(4), 69-77.
- León, A. (2008). El cambio climático no tiene fronteras: Impacto del cambio climático en la Comunidad Andina.
- Li, F., Wichmann, K., & Otterpohl, R. (2009). Evaluation of appropriate technologies for grey water treatments and reuses. *Water Science & Technology—WST*, 59.2, 249-258.
- Li, Z., Boyle, F., & Reynolds, A. (2010). Rainwater harvesting and greywater treatment systems for domestic application in Ireland. *Desalination 2010*, 260, 1-8.
- Linsley, R.K., & Franzini, J.B. (1964). *Ingeniería económica en los recursos hidráulicos*. (Vol. 1). México D.F.

- Linsley, R.K., & Franzini, J.B. (1984). *Ingeniería económica en la planeación de los recursos hidráulicos* (Vol. 2). México D.F.
- López Cualla, R. (1999). *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados*. México; Alfaomega, 1999, 388 p. Ilus.
- Manual on Water Quality for Reuse of Treated Municipal Wastewater, Japanese Ministry of Land, Infrastructure, and Transportation, Tokyo. (2005).
- May S. (2004). *Estudo da viabilidade do aproveitamento de água de chuva para consumo não potável em edificações*. Sao Paulo, Sao Paulo.
- Mbugua, J. (2002). Artificial Recharge. Small Community Water Supplies. Technology people and partnership. . *Technical Series Paper No. 40. IRC*, 3(8) 129-149.
- McCarthy, D., Mitchell, G., Deletic, A., & Diaper, C. (2006). *Escherichia coli Levels in Urban Stormwater*.
- Meera, V., & Mansoor Ahammed, M. (2006). Water quality of rooftop rainwater harvesting systems: a review. *Journal of water supply: research and technology. AQUA*, 55(4), 257-268.
- Ministerio de Desarrollo Económico (2000). República de Colombia. Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS - 2000. Sección II, Título B Sistemas de Acueducto.
- Ministerio de Salud (1984). República de Colombia. Decreto 1594 C.F.R. (1984). Usos del agua y residuos líquidos.
- Mitchell, V., McCarthy, D., Fletcher, T., & Deletic, A. (2005). Optimising storage capacity for stormwater utilisation. *Proc of 10th ICUD*.
- Montt, J., Rivera, P., Fernández, B., & Valenzuela, Y. (2003). *Caracterización de la calidad de las aguas lluvias urbanas de Santiago*. Paper presented at the XVI congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica.
- Morrow, A., Dunstan, R., & Coombes, P. (2010). Elemental composition at different points of the rainwater harvesting system. *Science of The Total Environment*.
- Mott, R. L. (2000). *Mecánica de Fluidos Aplicada* (Cuarta ed.). México-Estados Unidos: Prentice-Hall Hispanoamericana, S.A.
- Mwenge Kahinda, J., Taigbenu, A., & Boroto, J. (2007). Domestic rainwater harvesting to improve water supply in rural South Africa. *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, 32(15-18), 1050-1057.
- Neila, J. (2000). *Arquitectura bioclimática en un entorno sostenible: buenas prácticas edificatorias*. *Ciudades para un futuro más sostenible*. Madrid-España, .
- Organización Panamericana de la Salud, & UNAT Sabar, C. (2003). Captación de agua de lluvia para el consumo humano: especificaciones técnicas CEPIS, 2003, 10 p. Ilus
- Organización Panamericana de la Salud, C. (2001). *Especificaciones Técnicas Captación de Agua de Lluvia para Consumo Humano*.
- Pachauri, R. (2008). El cambio climático y el agua. *Documento técnico VI del IPCC*.
- Pacheco Montes, M. (2008). Avances en la Gestión Integral del Agua Lluvia (GIALL): contribuciones al consumo sostenible del agua, el caso de "Lluviatl" en México. *Revista Internacional Sostenibilidad, Tecnología y Humanismo.*, 3, 18.
- Pérez Carmona, R. (2004). Instalaciones hidráulicas, sanitarias y de gas en edificaciones. *Santafé de Bogotá, DC; Grupo Editor, 2004, 419 p. Ilus, Tablas*.

- Pescod, M. (1992). *Wastewater treatment and use in agriculture: irrigation with wastewater*: FAO.
- Potter, M. C., & Wiggert, D. C. (2002). *Mecánica de fluidos* (tercera ed.). México-Estados Unidos: International Thomson Editores
- Ramírez, J. (2009). Construcción verde en concreto. *Noticreto, revista de la técnica y la construcción*, 2, 20-27.
- Ramos Tapia, J. J. (2004). *Cálculo de la Tasa Interna de Retorno (TIR) basado en una aplicación simple del Modelo Lineal Generalizado*. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín, Medellín.
- Rodríguez, E., Camacho, L., & Villareal J. (2008). XVIII Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología. *Sociedad Colombiana de Ingenieros*. Paper presented at the Variabilidad espacio-temporal de la precipitación en una microcuenca urbana.
- Rodríguez Hernández J, Rodríguez J, Castro D, Calzada M, Canteras JC, Ballester F, et al. (2006). *Construcción de pavimentos permeables para el control en origen de la escorrentía urbana: ejemplo práctico del aparcamiento del palacio de deportes de la guía*. . Paper presentado en el III Congreso de Ingeniería Civil, Territorio y Medio Ambiente. Universidad de Cantabria, Universidad de Oviedo y Ayuntamiento de Gijón. .
- Sánchez, L., & Caicedo, E. (2004). Uso del agua lluvia en La Bocana-Buenaventura. *CINARA; Universidad del Valle. Usos Múltiples del Agua: para la Vida y el Desarrollo Sostenible. Cartagena de Indias, CINARA, 2004, p. 1-9 Ilus, Tab.*
- Sazakli, E., Alexopoulos, A., & Leotsinidis, M. (2007). Rainwater harvesting, quality assessment and utilization in Kefalonia Island, Greece. *Water research*, 41(9), 2039-2047.
- Serna. J. (2009). *Uso del agua en zonas secas: caso de estudio comunidades indígenas Wayuu*. . Paper presented at the Seminario Internacional: Uso eficiente del agua. AGUA 2009. La gestión integrada del recurso hídrico frente al cambio climático. .
- Silva, A. R. V., & Tassi, R. (2005). *Dimensionamiento y simulación del comportamiento de un reservorio para aprovechamiento de agua lluvia: Resultados preliminares*. . Paper presented at the XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2005, João Pessoa. .
- Streeter, V. L. (1966). *Mecánica de los Fluidos* (Quinta ed.). México-Estados Unidos: McGraw-Hill de México.
- Sturm, M., Zimmermann, M., Schütz, K., Urban, W., & Hartung, H. (2009). Rainwater harvesting as an alternative water resource in rural sites in central northern Namibia. *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, 34(13-16), 776-785.
- Suárez, J., García, M., & Mosquera, R. (2006). *Historia de los sistemas de aprovechamiento de agua lluvia*. Paper presented at the VI SEREA - Seminário Iberoamericano sobre Sistemas de Abastecimiento Urbano de Água João Pessoa (Brasil), 5 a 7 de junho de 2006.
- Thuesen, H., Fabrycky, W., Thuesen, G., & Betancourt, A. (1986). *Ingeniería económica*: Prentice Hall.
- Torres, A. (2004). *Apuntes de clase sobre hidrología urbana* Bogotá: Editorial Pontificia Universidad Javeriana.

- Torres, A., Mendez Fajardo, S., Lopez Kleine, L., Marin Valencia, V., Gonzalez Valencia, J. A., Suarez Blanco, J. C., et al. (2010). *Evaluación de la calidad de las aguas lluvias de escorrentía sobre tejados para su posible aprovechamiento: caso Altos de la Florida (Soacha, Cundinamarca), Villa Alexandra y Acacias (localidad de Kennedy, Bogotá D.C.)*". Paper presented at the Evaluación de la calidad de las aguas lluvias de escorrentía sobre tejados para su posible aprovechamiento: caso Altos de la Florida (Soacha, Cundinamarca), Villa Alexandra y Acacias (localidad de Kennedy, Bogotá D.C).
- Torres A., Ortega Suescún D.H.M., & E., H. D. (2009). *Propiedades filtrantes de los pavimentos porosos rígidos*. . Paper presented at the Seminario Internacional Agua 2009: La gestión integrada del recurso hídrico frente al cambio climático. Enfoque de trabajo en: Un nuevo paradigma en el manejo integrado del agua en áreas urbanas. .
- Torres A., Lara J., Torres Murillo O. M., Estupiñán Perdomo, J. L., & Méndez Fajardo S. (2009). Aprovechamiento de Aguas Lluvias en el Campus de la Pontificia Universidad Javeriana, Sede Bogotá (PUJB). *AGUA 2009: La gestión integrada del recurso hídrico frente al cambio climático.*, 10.
- Viana, A. N. C., & Cerqueira, R. J. (2005). *Captación de agua lluvia para aprovechamiento no potable: una propuesta de modelo en residencias en la ciudad de Itajubá* Paper presented at the XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2005, João Pessoa. .
- Vishwanath, S. (2001, April 2001.). *Domestic Rainwater Harvesting Some applications in Bangalore, India*, IITD, New Delhi.
- Visscher, J. T., Paramasivam, R., Raman, A., & Heijnen, H. A. (2000). *Filtración lenta en arena. Tratamiento de agua para comunidades*. Cali-Colombia, La Haya-Países Bajos: CINARA.
- Visscher, J. T., & Sánchez, L. D. (1993). *Agua Lluvia: Alternativa de Abastecimiento*. . Paper presented at the Curso Internacional sobre Sistemas no Convencionales de Abastecimiento de Agua y Saneamiento. .
- Zhang, Y., Chen, D., Chen, L., & Ashbolt, S. (2009). Potential for rainwater use in high-rise buildings in Australian cities. *Journal of environmental management*, 91(1), 222-226.

8. ANEXOS

ANEXO 1. EDIFICIOS EVALUADOS EN EL PROYECTO

ANEXO 2. FICHA TÉCNICA “INVENTARIO DE LOS DIFERENTES USOS DEL AGUA EN EDIFICIOS Y ZONAS EXTERNAS DEL CAMPUS UNIVERSITARIO”

ANEXO 3. ÁREAS Y PERÍMETROS ESTABLECIDOS PARA USOS EXTERNOS

ANEXO 4. ANÁLISIS DEL CONSUMO DE AGUA EN EL CAMPUS (CUENTAS CONTRATO EAAB)

ANEXO 5. ANÁLISIS DE LA OFERTA DE AGUA EN EL CAMPUS (ESTACIONES HIDROMÉTRICAS CERCANAS)

ANEXO 6. BALANCES HÍDRICOS PARA LA TOTALIDAD DEL CAMPUS

ANEXO 7. BALANCES HÍDRICOS SUBCUENCAS POTENCIALES DE APROVECHAMIENTO

ANEXO 8. MODIFICACIÓN DE LA SUBCUENCA CAMPO DE FÚTBOL POR ADICIÓN DE LA DEMANDA DE LA SUBCUENCA PASARELAS

ANEXO 9. PRESUPUESTOS DE OBRA UTILIZANDO POLIETILENO DE ALTA Y BAJA DENSIDAD

ANEXO 10. ANÁLISIS DE COSTOS POR REDUCCIÓN DE LOS VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO EN UN 50 % Y 75 %

ANEXO 11. PLANOS REDES DE APROVECHAMIENTO (ADUCCIÓN-TANQUE-PLANTA-DISTRIBUCIÓN)

ANEXO 12. COMPILADO ANÁLISIS DE CALIDAD EN EL CAMPUS DE LA PUJB