



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SAN LUIS POTOSÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA
CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS DE
POSGRADO

PROPUESTA DE UN SISTEMA PARA LA
UTILIZACIÓN DE LAS ESCORRENTÍAS DE LA
ZONA UNIVERSITARIA PONIENTE DE LA UASLP.

TESIS QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRÍA EN HIDROSISTEMAS
OPCIÓN: INGENIERÍA AMBIENTAL

PRESENTA:

ING. JOSÉ ALVARO SEGURA CASTRO

DIRECTORES:

DR. LUIS ARMANDO BERNAL JÁCOME

M.I. JORGE ALBERTO RODRÍGUEZ ROBLEDO

SAN LUIS POTOSÍ, MÉXICO

FEBRERO DEL 2012



20 de octubre de 2011.

AL ING. JOSÉ ÁLVARO SEGURA CASTRO
P R E S E N T E. –

En atención a su solicitud de Temario, presentada por los **Dres. Luis Armando Bernal Jácome y Jorge Alberto Rodríguez Robledo**, Asesor y Coasesor de la Tesis que desarrollará Usted, con el objeto de obtener el Grado de **Maestría en Hidrosistemas con Opción en Ingeniería Ambiental**, Me es grato comunicarle que en la Sesión de Consejo Técnico Consultivo celebrada el día 20 de octubre del presente año, fue aprobado el Temario propuesto:

TEMARIO:

“PROPUESTA DE UN SISTEMA PARA LA UTILIZACIÓN DE LAS ESCORRENTÍAS DE LA ZONA UNIVERSITARIA PONIENTE DE LA UASLP ”

Introducción

- I. Identificación y evaluación de escorrentías.
- II. Sistema de captación y conducción.
- III. Sistema de almacenamiento.
- IV. Sistema de distribución.
- V. Resultados.

Conclusiones.

Bibliografía.

Anexos.

“MODOS ET CUNCTARUM RERUM MENSURAS AUDEBO”

A T E N T A M E N T E


ING. ARMANDO VIRAMONTES ALDANA
DIRECTOR



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DE SAN LUIS POTOSÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCION



**FACULTAD
DE INGENIERÍA**

Av. Manuel Nava 8
Zona Universitaria • CP 78290
San Luis Potosí, S.L.P.
tel. (444) 826 2330 al39
fax (444) 826 2336
www.uaslp.mx

/bcb

El logro de haber alcanzado esta meta y los esfuerzos realizados para llegar a ella, son por ti Vianey, que has brindado tu apoyo, tu compañía, tu amor, y ahora tu mano para recorrer la vida a tu lado.

Gracias por tu confianza en mi y no dejes de motivarme y retarme a alcanzar nuevas metas.

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por otorgarme una beca y la oportunidad de realizar el posgrado, durante el periodo de Septiembre 2009 - Agosto 2011, que aparece con registro No. 333861.

A la Universidad Autónoma de San Luis Potosí, por darme el acceso al posgrado y proporcionar las instalaciones del Centro de Investigación y Posgrado para la realización de la Maestría.

Al terminar una etapa de preparación en mi vida y tener este en mis manos este documento que materializa los conocimientos adquiridos, las experiencias obtenidas, y un gran logro alcanzado, saltan a mi mente tantas personas a que de una u otra forma, me han apoyado para alcanzarlo, y a quien debo un agradecimiento, tantas que es imposible nombrarlas a todas, por lo que esperando no omitir a nadie, lo hago de manera abreviada.

En tal sentido, todo mi agradecimiento para...

Dios por brindarme el tiempo, y las bendiciones para permitirme alcanzar las metas que he logrado profesional y personalmente.

Mis asesores, Dr. Luis Armando Bernal Jácome y M.I. Jorge Alberto Rodríguez Robledo, que mostraron siempre paciencia y apoyo, y con sus acertados consejos encausaron el desarrollo del presente trabajo.

Todos mis profesores del posgrado, ya que cada uno aportó una parte importante en mi formación.

Mis compañeros que me acompañaron en esta cuesta, Sócrates, Alfredo y Diego, con quienes fue muy grato convivir estos dos años.

Ing. Fernando Cervantes Rivera, quien con su amistad y continúa motivación, influyó en mi decisión de iniciar el posgrado.

Mis padres, por haberme formado con la convicción de que la mejor herramienta en la vida es la preparación constante y a mis hermanos y hermanas, por continuar apoyándome en todos los nuevos retos.

Mi esposa Vianey, por tener la paciencia durante este tiempo y por apoyarme y acompañarme siempre

Todas las personas que creen en mi y les complacen mis logros.

..... gracias a todos.

José Alvaro Segura Castro

Índice General

Índice de Tablas.....	ix
Índice de Figuras.....	xiii
Introducción.....	1
Panorama del Recurso Agua	1
Entorno Internacional	2
Entorno Nacional	3
Entorno Regional	6
Problemática Hídrica	9
Definición del Problema:	12
Justificación	14
Objetivo	15
Marco Teórico	16
Captación de Agua de Lluvia	16
I. Identificación y Evaluación de Escorrentías.....	26
I.1.- Datos meteorológicos, precipitación pluvial	26
I.1.1.- Obtención de la serie anual de máximos	27
I.1.2.- Análisis de homogeneidad y consistencia de la serie anual de máximos	27
I.1.3.- Elaboración de curvas Intensidad-Duración-Periodo de Retorno	28
I.1.4.- Obtención de lluvias de diseño	29
I.1.5.- Determinación de mejor distribución para la serie anual de máximos	29
I.1.5.1.- Transformación MIMEMA	30
I.1.5.2.- Error Estándar de Ajuste	31
I.1.5.3.- Selección de distribución	32
I.1.6.- Obtención de intensidades de precipitación	32
I.1.6.1.- Ecuación de Bell	33
I.1.6.2.- Ecuación de Chen	35
I.2.- Determinación de volúmenes de escurrimiento	38

I.2.1.- Plano base	38
I.2.2.- Identificación y delimitación de superficies y direcciones de escurrimiento	40
I.2.3.- Ubicación de rejillas y bocas de tormenta	41
I.2.4.- Propuesta de ubicación de estructuras de almacenamiento y sistema de captación	42
I.2.5.- Caudales de escurrimiento	42
I.2.5.1.- Método Racional	43
I.2.5.2.- Identificación de áreas de aportación y coeficientes de escurrimiento	45
I.2.5.3.- Obtención de tiempos de concentración	47
I.2.5.4.- Período de diseño	47
I.2.5.5.- Determinación de los caudales de escurrimiento	49
II. Sistema de Captación y Conducción.....	51
II.1.- Determinación del trazo del sistema de tuberías	51
II.2.- Ubicación y definición de estructuras	51
II.3.- Diseño de bocas de tormenta	52
II.4.- Obtención de longitudes y cotas iniciales	56
II.5.- Dimensionamiento	57
II.5.1.- Condiciones y restricciones de diseño	57
II.5.1.1.- Diámetro mínimo	57
II.5.1.2.- Velocidades permisibles de flujo en las tuberías	57
II.5.1.3.- Pendiente mínima	58
II.5.1.4.- Pendiente máxima	59
II.5.1.5.- Colchón mínimo	59
II.5.1.6.- Conexión de tuberías	59
II.5.2.- Secuencia de cálculo	60
II.5.3.- Levantamiento de niveles en campo	65
II.5.4.- Dimensionamiento final	65
II.6.- Separación de sedimentos y sólidos contaminantes	66
III. Sistema de Almacenamiento.....	70
III.1.- Propuestas de utilización de agua de lluvia	70
III.1.1.- Determinación de demanda de agua en sanitarios	71

V.2.- Sistema de Captación	121
V.2.1.- Bocas de Tormenta, Ubicación y Anchos	121
V.2.2.- Gastos y eficiencia en las bocas de tormenta	123
V.3.- Sistema de Conducción	125
V.4.- Sistema de Almacenamiento	130
V.4.1.-Propuestas de uso de agua de lluvia	130
V.4.2.- Demanda por WC	133
V.4.3.- Demanda de agua para riego	135
V.4.4.- Escenarios de Propuestas con demandas Compuestas	137
V.4.5.- Escenarios por Sistema	141
V.4.6.- Simulación de 10 Años	142
V.4.7.- Tamaño de los depósitos de almacenamiento	144
V.5.- Sistema de Distribución	144
V.5.1.- Asignación de Demandas	145
V.5.2.- Resultados en nudos	147
V.5.3.- Resultados en Tuberías	150
V.5.4.- Equipos de Bombeo	152
V.6.- Costos	153
Conclusiones.....	157
Comentarios del proyecto	157
Recomendaciones	161
Bibliografía	164
Anexo A.- Pruebas de Homogeneidad en la Serie Anual de Precipitaciones Máximas Diarias	
Anexo B.-Transformación MIMEMA	
Anexo C.- Error Estándar de Ajuste	
Anexo D.- Coeficientes “C” de escurrimiento por subárea y subcuenca	
Anexo E.- Obtención de Tiempos de Concentración	
Anexo F.- Características del sistema de captación y conducción	
Anexo G.- Determinación de demanda de agua para riego	
Anexo H.- Balance de almacenamiento de agua de lluvia por sistema	
Anexo I.- Simulación de funcionamiento de almacenamiento por sistema	

Anexo J.- Demandas de agua de lluvia por nudo

Anexo K.- Características del sistema de distribución

Anexo L.- Curvas de bombas

Anexo N.- Costos

Índice de Tablas

Tabla 1. 1.- Distribuciones probabilísticas con mejor ajuste para la serie anual de precipitaciones máximas de proyecto	30
Tabla 1. 2.- Recomendaciones de D.M. Hershfield para seleccionar relación de lluvia P1h 2/P24h 2.....	34
Tabla 1. 3.- Valores de relación P1 h 2/P24 h 2 en función de días con lluvia al año.	34
Tabla 1. 4.- Valores del Coeficiente de Escurrimiento (C) del método Racional.	46
Tabla 1. 5.- Períodos de retorno para diseño de estructuras menores	49
Tabla 1. 6.- Uso del suelo y períodos de retorno recomendados para diseño	49
Tabla 2. 1.- Resumen de anchos de bocas de tormenta.....	55
Tabla 2. 2.- Velocidades máximas permisibles en alcantarillado sanitario	58
Tabla 2. 3.- Colchón mínimo para tuberías	59
Tabla 2. 4.- Conexiones de tubos.....	60
Tabla 2. 5.-Coeficientes de fricción “n” para usarse en la ecuación de Manning	61
Tabla 2. 6.- Coeficientes de pérdida de carga en pozos de visita más comunes.	64
Tabla 3. 1.- Demanda de agua por persona por día en la ZUP.....	72
Tabla 4. 1.- Fenómenos y actividades que aportan contaminantes a las escorrentías.	80
Tabla 4. 2.- Procedencia de elementos contaminantes presentes en las aguas de escorrentía	81
Tabla 4. 3.- Mecanismos de retención de sólidos en un filtro vertical multicapa.	84
Tabla 4. 4.- Velocidades recomendadas de filtración con filtros multicapa	85
Tabla 4. 5.- Caudales de filtración, en función del tamaño y cantidad de filtros en m ³ /h	86
Tabla 5. 1.- Serie Anual de Precipitaciones Máximas Diarias.	100
Tabla 5. 2.- Estadística descriptiva de la Serie Anual de Precipitaciones Máximas Diarias.....	101
Tabla 5. 3.- Registros transformados mediante el método MIMEMA.	104

Tabla 5. 4.- Error estándar de ajuste de los valores obtenidos mediante la transformación MIMEMA y las seis distribuciones de probabilidad analizadas.	105
Tabla 5. 5.-Lluvias estimadas para distintos periodos de retorno, mediante los seis modelos de distribución de probabilidad.....	106
Tabla 5. 6.- Valores de precipitación esperada corregidos por intervalo fijo de observación.....	106
Tabla 5. 7.- Magnitudes de precipitación para diferentes duraciones de tormenta y periodos de retorno, calculados con la ecuación de Bell.	107
Tabla 5. 8.- Intensidades de precipitación para diferentes duraciones de tormenta y periodos de retorno, calculados con la ecuación de Bell.	108
Tabla 5. 9.- Obtención de cociente R para el método de Chen.....	110
Tabla 5. 10.- Intensidades de precipitación para diferentes duraciones de tormenta y periodos de retorno, calculados Por el método de Chen.....	111
Tabla 5. 11.- Coeficiente “C” de escurrimiento para el sistema captación No. 1.....	113
Tabla 5. 12.- Coeficiente “C” de escurrimiento ponderado para toda la zona de estudio.....	118
Tabla 5. 13.- Valores de la curva N de escurrimiento por subcuenca.	119
Tabla 5. 14.- Tiempos de concentración obtenidos mediante diferentes métodos por subcuenca.	120
Tabla 5. 15.- Bocas de tormenta existentes y propuestas en la ZUP.....	122
Tabla 5. 16.- Gastos de entrada en las bocas de tormenta para el sistema de captación No. 1.	124
Tabla 5. 17.- Dimensionamiento por eficiencia y características de las bocas de tormenta del sistema de captación No. 1.	126
Tabla 5. 18.- Dimensionamiento y características de las tuberías del sistema de captación No. 1.	127
Tabla 5. 19.- Características de los pozos de visita del sistema de conducción No.1.....	129
Tabla 5. 20.- Características de la descarga del sistema de conducción No. 1.	129

Tabla 5. 21.- Afluencia de alumnos y trabajadores a la ZUP en días normales de clases.	131
Tabla 5. 22.- Afluencia de alumnos y trabajadores a la ZUP en días con clases parciales (verano).....	131
Tabla 5. 23.- Afluencia de alumnos y trabajadores a la ZUP en días sin clases y con actividad administrativa.	132
Tabla 5. 24.- Consumo promedio agua por día en sanitarios, según diferentes autores.	134
Tabla 5. 25.- Consumo promedio agua por día en sanitarios, según diferentes autores.	134
Tabla 5. 26.- Datos climatológicos y evapotranspiración de referencia en la ZUP.	135
Tabla 5. 27.- Precipitación media y precipitación efectiva en la ZUP.	136
Tabla 5. 28.- Obtención del requerimiento de riego para césped en la ZUP.	136
Tabla 5. 29.- Balance global mensual de agua de lluvia en la ZUP, escenario No. 2, primera parte.	137
Tabla 5. 30.- Balance global mensual de agua de lluvia en la ZUP, escenario No. 2, segunda parte.....	138
Tabla 5. 31.- Resumen de escenarios de balance global de almacenamiento de agua de lluvia en la ZUP.	138
Tabla 5. 32.- Edificios y jardines contemplados para uso de agua de lluvia en la ZUP.	140
Tabla 5. 33-a.- Balance de uso y almacenamiento de agua de lluvia en sistema No.1, primera parte.	141
Tabla 5. 34.- Balance de uso y almacenamiento de agua de lluvia en sistema No.1, segunda arte.....	141
Tabla 5. 35.- Resumen de simulación de funcionamiento de sistema de almacenamiento No.1 en 10 años, con diferentes volúmenes de almacenamiento.	142
Tabla 5. 36.- Resumen de volúmenes de almacenamiento para los siete sistemas.	144
Tabla 5. 37.- Cantidad y tipo de filtros por sistema	145
Tabla 5. 38.- Gastos de demanda por nudo en el sistema de distribución No.1.	146

Tabla 5. 39.- Características de los nudos del sistema de distribución No.1.	147
Tabla 5. 40.- Características de las tuberías del sistema de distribución No.1.	150
Tabla 5. 41.- Datos hidráulicos de las cisternas considerados en el análisis.	151
Tabla 5. 42.- Accesorios considerados en los sistemas de distribución.....	152
Tabla 5. 43.- Accesorios considerados en los sistemas de distribución.....	153
Tabla 5. 44.- Tarifas de agua potable de INTARAPAS, 2011.	155
Tabla 5. 45.- Costo comercial del agua que se captaría, según escenario de 2001 a 2010.	155

Índice de Figuras

Figura 1.- Variación de disponibilidad media per cápita y proyección al año 2 030.	4
Figura 2.- Incremento de la población en la ciudad de San Luis Potosí.	7
Figura 1. 1.- Relación empírica para estimar la lluvia de una hora y periodo de retorno dos años, en ausencia de registros pluviográficos.	35
Figura 1. 2.- Representación gráfica del método Racional	44
Figura 2. 1.- Representación de boca de tormenta tipo utilizada en el diseño hidráulico	52
Figura 2. 2.- Sección tipo de flujo en arroyo de circulación sin cuneta.	53
Figura 2. 3.-Propiedades de una sección circular con flujo sin presión.	62
Figura 2. 4.-Esquema de funcionamiento de un sistema de separación de primera lluvia.	67
Figura 2. 5.-Esquema de funcionamiento de un equipo separador hidrodinámico de sedimentos, sólidos flotantes y grasas.	69
Figura 2. 6.-Partes de un equipo separador hidrodinámico de sedimentos, sólidos flotantes y grasas.	69
Figura 4. 1.- Filtro a presión vertical a multicapa - esquema.	83
Figura 4. 2.-Partes de un filtro vertical a presión.	83
Figura 4. 3.- Esquema de cargas hidráulicas en una tubería con flujo a presión.	93
Figura 5. 1.- Curvas Precipitación-Duración-Periodo de Retorno obtenidas con la ecuación de Bell.	108
Figura 5. 2.- Curvas Intensidad-Duración-Periodo de Retorno (I-D-Tr) obtenidas a partir de la ecuación de Bell.	109
Figura 5. 3.- Curvas Intensidad-Duración-Periodo de Retorno (I-D-Tr) obtenidas a partir de la ecuación de Bell.	111
Figura 5. 4.- Diferentes acabados en las superficies de escurrimiento en la ZUP.	114
Figura 5. 5.- Direcciones de escurrimientos en pisos y azoteas.	115
Figura 5. 6.- Subdivisión del área de estudio en sistemas de captación y funcionamiento.	116

Figura 5. 7.- Esquematización de las subcuencas definidas para el Sistema No. 1.	117
Figura 5. 8.- Identificación de los acabados superficiales para cada microcuenca del Sistema No.1.	117
Figura 5. 9.- Trazo de las líneas de conducción del sistema No. 1	125
Figura 5. 10.- Perfil de línea CB-1 a OF-1	128
Figura 5. 11.- Tendencias en los balances globales de agua pluvial en la ZUP.	139
Figura 5. 12.- Tamaño de cisterna contra volumen aprovechado, en el funcionamiento de sistema de almacenamiento No.1 en 10 años.	143
Figura 5. 13.- Diagrama de demandas en el sistema de distribución.	148
Figura 5. 14.- Diagrama de presiones en los nudos del sistema de distribución.	149

Introducción.

Panorama del Recurso Agua

Aún cuando existe una gran cantidad de agua en nuestro planeta, donde tres cuartas partes están cubiertas por este líquido, sólo se cuenta con una fracción muy pequeña en la forma y calidad aptas para consumo humano. Si bien la cantidad de agua en nuestro planeta se considera constante desde el enfriamiento del globo terráqueo y la generación de las primeras formas de vida, en la actualidad y debido al elevado crecimiento demográfico, así como a la contaminación de las fuentes de agua y a una distribución no acorde a los centros de población, se presenta un panorama complicado en la provisión de agua potable en una gran parte del mundo. Este punto ha llamado la atención de gobiernos, población científica y sociedad en general, que una vez analizado el panorama, han determinado que existe una “crisis del agua”, y se ha considerado como uno de los principales problemas del nuevo milenio.

Ante esta situación, las organizaciones internacionales, sugieren iniciar ciertas acciones para mitigar y revertir esta crisis; acciones que se engloban en un uso racional del recurso agua, y dentro de las cuales destacan el desarrollo y uso de nuevas estrategias y tecnologías para la obtención de agua, sin sobreexplotar acuíferos o poner en riesgo ecosistemas existentes.

Una de las técnicas, que no precisamente nueva, ya que se han encontrado vestigios de su utilización desde hace unos 4,000 años o más, pero que toma relevancia en la actualidad como un método sustentable para obtención de agua, es la captación de agua de lluvia, que presenta algunas ventajas como no producir extracción de mantos acuíferos, no consumir energía para su obtención y no requerir conducción ya que su obtención normalmente es en el mismo lugar de su uso. Esta técnica es la que se

aplicará en la realización del proyecto, proponiendo la utilización de las escorrentías de agua dentro de la Zona Universitaria de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí (ZUP), que actualmente se encuentran sin utilizar o aprovechar.

Entorno Internacional

El agua es un elemento indispensable para la vida desde los primeros organismos unicelulares, hace unos 3 mil millones de años, desde entonces y hasta hace poco hubo un equilibrio entre la cantidad de agua existente y las necesidades vitales (World Water Council, 2000), el agua es además necesaria para regular el clima del planeta y además esculpe el relieve (Fondo para la Comunicación y la Educación Ambiental A.C., 2006).

Tres cuartas partes de nuestro planeta se encuentra cubierto por agua, pero de esta cantidad los seres humanos solo pueden utilizar para consumo y actividades cotidianas el 0.0075 % (4200 km³), debido a que el resto se encuentra en océanos (agua salada, no apta para consumo), glaciares y lugares no accesibles económicamente para el hombre (Lubbadeh, 2009).

La cantidad de agua en el mundo a través del tiempo se considera constante (1386 millones de km³) (Gleick, 1996), solo varía el lugar y la forma en la que se encuentra, en función del ciclo hidrológico. El agua dulce a nivel mundial, se encuentra más abundante en forma subterránea (30% del total) que superficialmente en lagos y ríos (0.3%), es decir es mayor la cantidad de agua dulce que no se puede ver que la que está a nuestra vista, y el 69.7% restante se encuentra en forma de hielo en los polos y glaciares (Fondo para la Comunicación y la Educación Ambiental A.C., 2006).

En los últimos 100 años, la población mundial se ha triplicado, y el uso del agua para consumo humano ha crecido en seis veces, llegando al grado que tal vez la mitad del agua dulce disponible en el mundo se está ya utilizando, es decir, dos veces más que hace 35 años. (World Water Council, 2000). El Consejo Mundial del Agua, sin

mencionar cuánta agua se requiere para mantener nuestros ecosistemas, afirma que se está llegando a los límites de explotación, y en algunos casos, incluso estos límites ya se han sobrepasado.

Actualmente más de 80 países, en donde se encuentra el 40% de la población mundial sufren de escases del agua (Fondo para la Comunicación y la Educación Ambiental A.C., 2006).

Según los datos de la Organización Mundial de la Salud, en el año 2004, se tenían 1100 millones de personas en el mundo que carecían de acceso a servicio de agua potable, equivalente al 17 % de la población mundial; y que la carencia de este servicio, junto con la ausencia de alcantarillado, se vincula a la propagación de enfermedades de diarrea, paludismo, hepatitis y tracoma, siendo la población infantil el sector más vulnerable. De acuerdo al nivel de cobertura en el servicio de agua potable, en el año 2006, México se ubicaba en el lugar número 84, con un 89% cobertura, encontrándose 45 países con el 100% (Comisión Nacional del Agua, 2009).

Entorno Nacional

En nuestro país tenemos una precipitación media anual de 711 mm, equivalente a un volumen de 1,511 km³, valor no muy grande si se compara con otros lugares del mundo, por lo que México está considerado como un país con disponibilidad baja de agua. Los países más ricos en disponibilidad de agua son Canadá y Brasil (Fondo para la Comunicación y la Educación Ambiental A.C., 2006).

En su mayor parte, México es un país árido o semiárido, y por su disponibilidad de agua se puede dividir en dos grandes zonas, la primera: zona norte, centro y noroeste, que contiene el 77% de la población nacional, y genera el 87% del PIB, ocurre solamente el 31% del agua renovable; y la segunda: zona sur y sureste, con el 23% de la población nacional y el 13% del PIB, ocurre el 69% del agua renovable (Comisión Nacional del Agua, 2009). Esta diferencia se puede observar también en la disparidad

de la ocurrencia de lluvias, por ejemplo Baja California, donde se tiene una precipitación promedio anual de 199 mm, mientras que en Tabasco se tiene una precipitación media anual de 2,588 mm (Fondo para la Comunicación y la Educación Ambiental A.C., 2006).

En *“El Agua en México: lo que todos debemos saber”* (2006), se afirma que en México llueve cada vez menos, y que de 1994 a la fecha ha llovido menos del promedio histórico. Esto ya en si generar cierta preocupación, pero sumando además el efecto de la explosión demográfica, se presenta una situación a la que se debe poner atención, y que se puede ver más claramente por medio de una gráfica de disponibilidad per cápita a través de los años, en donde se aprecia la magnitud del decremento en la disponibilidad per cápita de agua hasta el 2007, y la proyección al año 2030, realizada por la CONAGUA (2009) en la Figura 0.1.

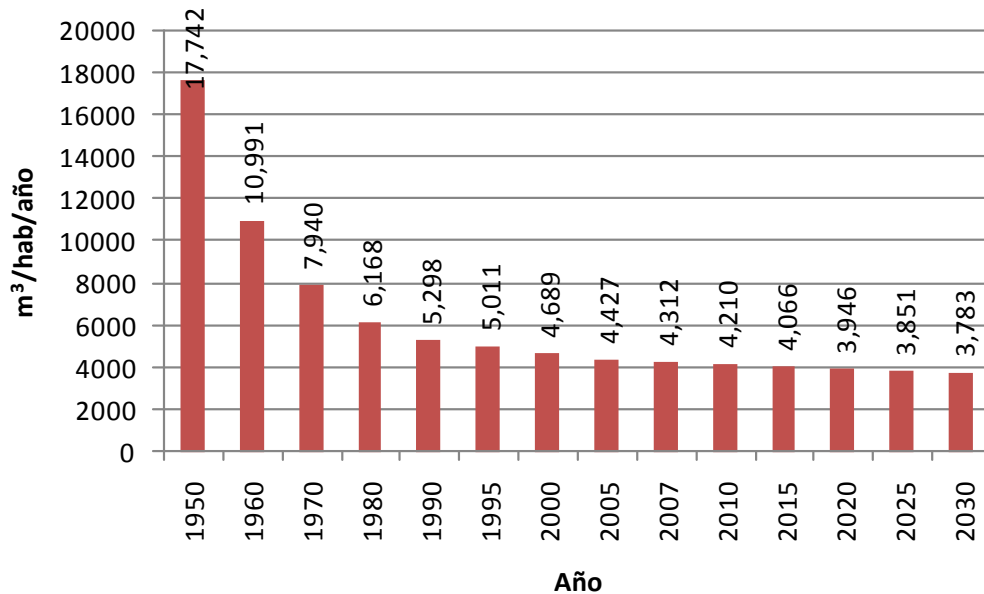


Figura 1.- Variación de disponibilidad media per cápita y proyección al año 2 030.

Fuente: Comisión Nacional del Agua, 2009. (Modificada)

En México de 1950 a 2005, se observan dos aspectos importantes, el primero, un crecimiento acelerado de la población, ya que ésta se cuadruplicó en este período, y el

segundo aspecto, que la población pasó de ser predominantemente rural (57.4%) a principalmente urbana (76.5%) (Comisión Nacional del Agua, 2009).

Estos fenómenos de crecimiento poblacional y además de crecimiento mayoritario en las ciudades que en el medio rural, no es exclusivo de México, sino una tendencia en los países en desarrollo, y se estima que a nivel global, la población rural permanecerá inalterable, mientras que se espera un rápido crecimiento de la población urbana, siendo que en los países desarrollados ocurre a la inversa, ya que los habitantes del medio urbano abandonan las ciudades buscando un mejor nivel de vida (UNESCO, 2006).

Aunado al comportamiento demográfico expuesto, el Fondo para la Comunicación y la Educación Ambiental afirma que el desperdicio y la contaminación han causado que en 50 años el país disponga de menos de la mitad del agua y que México sea catalogado como un país con disponibilidad promedio baja.

El agua subterránea es muy importante en México, ya que el 37% del volumen total concesionado para uso consuntivo es de origen subterráneo. El territorio nacional se encuentra dividido administrativamente en 653 acuíferos, y se considera un acuífero sobreexplotado cuando el volumen de extracción en tal acuífero sobrepasa en más de un 10% al volumen de recarga, teniendo para 2008, la cantidad de 101 acuíferos sobreexplotados, localizándose estos en la parte centro, norte y noroeste del territorio nacional, y ubicando al acuífero de San Luis Potosí en esta clasificación (Comisión Nacional del Agua, 2009).

Cuando los acuíferos se encuentran localizados en cercanía con el mar, y no se tiene el control adecuado en la extracción, aunado a efectos meteorológicos, se puede presentar intrusión salina, de tal modo que México para 2008 registraba 16 acuíferos en esta situación.

El agua de lluvia, al recorrer el subsuelo, en formaciones geológicas sedimentarias antiguas de origen marino somero y evaporítico, se enriquece con sales de diversos tipos, como cloruros, carbonatos, sulfatos, entre otros, dándole una característica de

salobre al acuífero, en tal condición se encontraban 32 acuíferos de nuestro país a finales de 2008, localizados básicamente en el altiplano mexicano (Comisión Nacional del Agua, 2009).

Una medida que ha tomado el Gobierno Federal de nuestro país es decretar zonas de veda en los acuíferos que se encuentran sobreexplotados. Las vedas pueden ser de tres categorías:

- I.- Zonas de veda en las que no es posible aumentar las extracciones sin peligro de abatir peligrosamente o agotar los mantos acuíferos.
- II.- Zonas de veda en las que la capacidad de los mantos acuíferos solo permite extracciones para usos domésticos.
- III.- Zonas de veda en las que la capacidad de los mantos acuíferos permite extracciones limitadas para usos domésticos, industriales, de riego y otros.

En general, se tienen 145 zonas de veda vigentes, publicadas entre 1948 y 2007; ubicando al acuífero de San Luis Potosí con una veda tipo I (Comisión Nacional del Agua, 2009).

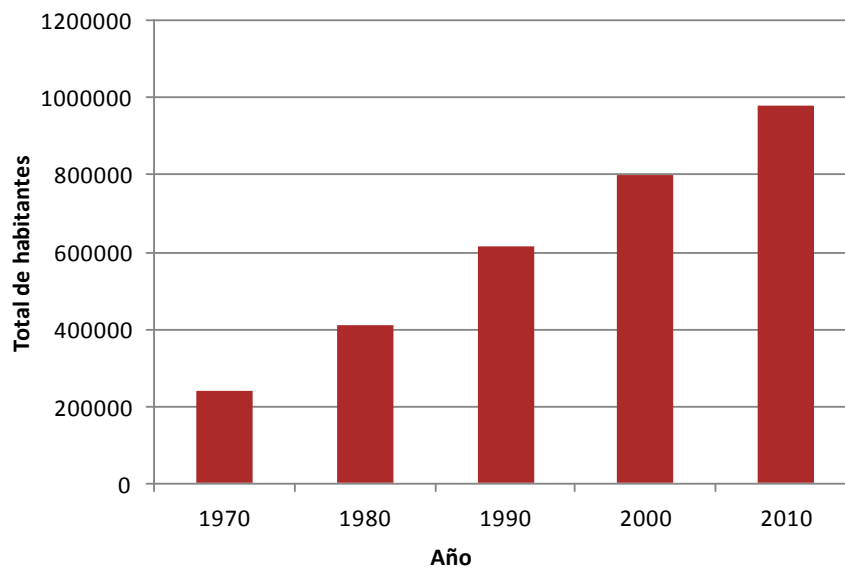
Entorno Regional

La cuenca de San Luis Potosí tiene una orientación Norte-Sur, con límites morfológicos en la Sierra de San Pedro y de Álvarez al este, la Sierra de San Miguelito al oeste la Sierra Melada y un parteaguas poco prominente a la altura del poblado de La Pila, en el sur (Guevara, 2007).

La situación actual del Estado y particularmente la ciudad de San Luis Potosí, que se encuentra en una zona conurbada con Soledad de Graciano Sánchez y Cerro de San Pedro, no presenta un comportamiento diferente a la tendencia de los países en desarrollo y nacional en cuanto al crecimiento de población y demanda de agua. Los municipios de San Luis Potosí y Soledad de Graciano Sánchez han reflejado un crecimiento demográfico acelerado en la segunda mitad del siglo XX. En el caso del

municipio de San Luis Potosí, se tiene un crecimiento poblacional promedio anual de 30 % de 1960 a 1970 y de más de un 50 % de 1970 a 1980, incrementando de manera vertiginosa la demanda de agua en la mancha urbana (Guevara, 2007).

En la Figura 0.2 se presenta la evolución de la cantidad de habitantes, en el periodo comprendido entre el año 1970 y el año 2000, donde es posible observar la tendencia del crecimiento demográfico durante todo el periodo analizado.



*Figura 2.- Incremento de la población en la ciudad de San Luis Potosí.
Fuente: Elaboración propia en base a datos del INEGI.*

De acuerdo a los datos de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), en el valle de San Luis Potosí, se extraen 125.6 millones de metros cúbicos por año, siendo 5 de ellos extraídos del acuífero superior, a través de pozos y norias, mientras que los 120.6 restantes provienen del acuífero profundo, por medio de 370 pozos. La recarga de acuífero profundo tiene un valor de 70 millones de metros cúbicos, es notable que se tiene un acuífero sobreexplotado, que como ya se mencionó, se encuentra sometido a un estado de veda tipo I.

Además de la extracción de agua subterránea, para cubrir la demanda de la ciudad de San Luis Potosí, se tienen 4 presas, El Peaje, San José, El Potosino y Cañada del Lobo, las cuales aportan el 8% de la demanda (Guevara, 2007).

Considerando todos los usos del agua, en 2004, la Comisión Nacional del Agua, tenía registrada un gasto total de 148'856,530 metros cúbicos de agua por año, los cuales resultaron insuficientes para cubrir la demanda a partir de 2005, año en que se estableció un tandeo en algunas colonias de la ciudad de San Luis Potosí, y que aun cuando el organismo operador de agua potable ha justificado esta práctica con diferentes elementos cada año, se ha mantenido desde entonces. (Guevara, 2007).

La ciudad de San Luis Potosí se ubica dentro de la Región Hidrológica No. VII: Cuencas Centrales del Norte, para la cual la CONAGUA, asigna en 2009, una disponibilidad per cápita de agua de 1887 m³/hab/año, muy inferior a la media nacional, que para el mismo año, presentaba un valor de 4263 m³/hab/año (Comisión Nacional del Agua, 2011)

Una medida más reciente que ha tomado la Comisión Nacional del Agua, para reducir es estrés hídrico en la ciudad de San Luis Potosí, Celaya y Guanajuato municipios del estado de Guanajuato, es la construcción de la presa El Realito, siendo un proyecto de gran impacto, y que proveerá un metro cúbico por segundo de agua a San Luis Potosí por medio de un acueducto de 133 kilómetros de longitud, elevándola 1050 metros de altura. Esta obra se encuentra actualmente en proceso, proyectada para un almacenamiento de 50 millones de metros cúbicos, y un costo superior a 4600 millones de pesos, y se espera entre en funcionamiento en un par de años más.

Como se puede apreciar, la autoridades estatales y federales han recurrido ya a soluciones muy costosas para cubrir la necesidad de agua de la ciudad de San Luis Potosí, que como se ha mencionado, se encuentra avanzando en la misma tendencia de crecimiento demográfico y demanda de agua nacional e internacional. (Comisión Nacional del Agua, 2011)

Problemática Hídrica

El Programa de Naciones Unidas para el Medio Ambiente ha determinado el problema de la escasez del agua como uno de los dos problemas más apremiantes en el nuevo milenio, siendo el segundo problema el cambio climático (Fondo para la Comunicación y la Educación Ambiental A.C., 2006), que también tiene efectos en la disponibilidad del agua.

Aún cuando en los últimos años se han tenido logros en cuanto a la calidad del agua superficial en muchos países desarrollados, en la producción de alimentos, y en mejores niveles de vida, educación y mejoras sociales y económicas, además de descender el índice demográfico en algunos países, el panorama del agua en el mundo no es muy alentador, por ejemplo, una de cada cinco personas en el mundo no tiene acceso a agua potable de buena calidad y a un costo asequible, y la mitad de la población no tiene acceso a saneamiento, cada año mueren entre 3 y 4 millones de personas por enfermedades transmitidas por el agua. Como consecuencia del avance económico se ha producido graves impactos a los ecosistemas naturales, la mitad de los humedales en el mundo fueron destruidos en el siglo XX, muchos ríos y cauces que pasan por centros urbanos están muertos o a punto de morir, generando pérdidas a la biodiversidad (World Water Council, 2000).

Desde 1950 a la fecha se ha triplicado el uso de agua en el mundo, y si continúa la misma tendencia, dentro de 20 años se utilizará 40% más agua que en la actualidad, y según las proyecciones, el número de personas que vive en países con estrés por falta de agua, pasará de los 470 millones de hoy a 3 mil millones en para 2025 (Fondo para la Comunicación y la Educación Ambiental A.C., 2006).

Aunado al estrés hídrico generado por el crecimiento demográfico y la extracción y manejo del agua, se encuentran los efectos que sobre este tema se prevé pueda generar el cambio climático. Los efectos sobre el recurso agua por el cambio climático esperados son disminución de cuerpos de agua continentales, incluidos glaciares; erosión y modificación de la línea costera; intrusión salina, inundaciones y otras

afectaciones debido a la elevación del nivel medio del mar y a la incidencia de eventos hidrometeorológicos extremos más frecuentes. Se podrían provocar cambios en la distribución y la abundancia de humedales y de otros ecosistemas costeros, así como la distribución y abundancia de especies costeras y sobre todo los impactos derivados de cambios en la frecuencia, duración e intensidad de fenómenos hidrometeorológicos extremos (Comisión Intersecretarial de Cambio Climático, 2010).

Este tema ya ha sido tratado por instancias internacionales, gobiernos e instituciones de investigación, en la cumbre de Johannesburgo 2002, el grupo de trabajo de Agua, Energía, Salud, Agricultura y Biodiversidad (WEHAB, por sus siglas en inglés), trataron el tema del agua, concluyendo nueve esferas de acción (WEHAB, 2002):

- Provisión de un abastecimiento de agua potable
- Ampliación de las fuentes de abastecimiento de agua potable
- Preparación y ejecución de planes de acción para la gestión de los recursos hídricos
- Mejoramiento de la productividad del agua en la agricultura
- Salvaguardia de la salud humana
- Fortalecimiento de los procesos de planificación para la preparación en casos de desastre
- Movilización de recursos financieros
- Fortalecimiento de las capacidades técnicas e institucionales
- Protección de los ecosistemas acuáticos, incluidos los sistemas marinos y de estuarios.

A este respecto en México se formó la Comisión Intersecretarial del Cambio Climático, para crear un programa de prevención ante el fenómeno del cambio climático (Comisión Intersecretarial de Cambio Climático, 2010).

El Programa Especial del Cambio Climático 2008-2012 plasma los esfuerzos que habrán de realizarse por las diferentes Secretarías, y en el aspecto del agua, sugiere acciones tendientes al incremento en los volúmenes de tratamiento de aguas residuales colectadas, así como diversas acciones enfocadas a promover su reúso,

que podrían incrementar la disponibilidad para ciertos usos y disminuir el riesgo de escasez del líquido (Comisión Intersecretarial de Cambio Climático, 2010).

Dentro de las acciones en materia de política ambiental en torno al agua, se observa por ejemplo, las declaraciones ministeriales número 14, en el Quinto Foro Mundial del Agua, llevado a cabo en Estambul en 2009, en donde los ministros se comprometieron a dar soporte a la investigación científica, educación, desarrollo y adopción de nuevas tecnologías y ampliar los cambios tecnológicos en materia de agua, y promover su utilización a través de un uso y manejo sostenible de fuentes de agua (5th World Water Forum, Marzo 22, 2009).

En la declaración número 17, se invita a las organizaciones e instituciones internacionales a realizar un esfuerzo para incrementar la difusión de experiencias y compartir las mejores prácticas sobre fuentes sostenibles de agua, en cuanto a su rehabilitación, protección, conservación, administración y utilización (5th World Water Forum, Marzo 22, 2009).

Stakhiv y Pietrowski (2009) analizan las acciones preventivas necesarias ante el cambio climático en cuanto a las fuentes y servicios de agua, y proponen 5 acciones esenciales que los administradores de agua deben realizar, posicionando en el número 5, la introducción de nuevas tecnologías eficientes, como desalinización, biotecnología, riego por goteo, reúso de aguas residuales, reciclado, energía solar.

Por lo anterior, y aun cuando no es la única acción que marcan los diferentes foros e investigaciones, es necesario adoptar una nueva estrategia para el manejo del agua, buscando un manejo eficiente y una explotación sustentable de este recurso, que antes se consideró inagotable, y que ante esta crisis del agua, es necesario modificar conductas y hasta adoptar una nueva cultura.

Definición del Problema:

Ante el panorama actual y la problemática del agua en el recurso agua, desde el ámbito internacional hasta el local, se requiere tomar conciencia y comenzar a ver el vaso medio vacío (World Water Council, 2000).

En tal sentido, la Universidad Autónoma de San Luis Potosí (UASLP), como institución académica líder en el estado, así como fuente de conocimientos técnicos y científicos, debe tomar un papel activo en la generación de nuevas estrategias en pro de una población saludable y un desarrollo y utilización sostenible de recursos naturales.

Se propone así generar una opción para utilizar las escorrentías pluviales que ocurren en la ZUP, las cuales actualmente se encuentran desaprovechadas, ya que sólo se busca desalojarlas del lugar. Con este proyecto se realizará un desalojo más rápido al reducir las distancias de recorrido, y a la vez se buscará beneficiarse captando y almacenando el agua para su utilización.

El proyecto se desarrolla en la ZUP, como área de estudio, se encuentra delimitada físicamente por las barreras de colindancia del predio.

La ZUP se encuentra ubicada dentro de la ciudad de San Luis Potosí, capital del estado de mismo nombre, geográficamente se encuentra entre las coordenadas 22°08' y 22°09' latitud norte y 101°00' y 101°01' longitud oeste, con una altura sobre el nivel del mar que varía desde 1902 m.s.n.m. en la parte sur, hasta los 1884 m.s.n.m. en la parte norte (Rueda, 2004).

El área considerada en la ZUP es aproximadamente 13.01 Has, en donde se encuentran edificios para aulas, bibliotecas, talleres, estacionamientos, canchas deportivas, cafeterías, laboratorios, plantas piloto, centros de investigación, institutos, sanitarios, auditorios, áreas administrativas, área de finanzas, casetas de vigilancia, accesos, andadores y áreas verdes (Rueda, 2004).

En la ZUP se encuentran funcionando las instalaciones de Ingeniería, Enfermería, Estomatología, Ciencias Químicas, Ciencias, Hábitat, Departamento de Físico-Matemático, Instituto de Geología, Instituto de Física, Centro de Salud Universitario, Departamento de Seguridad y Resguardo de Bienes Patrimoniales, Departamento Universitario de Inglés, departamento de Diseño y Construcción, Dirección de Cooperación Académica Estudiantil, Área de Finanzas, División de Informática, Agenda Ambiental, recursos Humanos, Secretaría de Investigación y Postgrado, Centro Universitario de Apoyo Tecnológico y Empresarial (CUATE), Biblioteca del área Biomédica, Centro de Información de Ciencia, Tecnología y Diseño y un auditorio al aire libre. (Rueda, 2004). Aún cuando la Facultad de Medicina forma parte administrativa y operativa de la ZUP, para este proyecto se considera fuera del área de estudio por estar físicamente separada del resto por la calle Dr. Manuel Nava, y como predio separado, se deberá realizar un análisis independiente.

La zona de estudio se encuentra en la región central del país con clima semi-cálido con lluvias en verano (BWkw). Presenta una temperatura media anual de 18.2 °C, temperatura media máxima de 25.7 °C, temperatura máxima absoluta de 35.0 °C, temperatura media mínima de 10.7 °C, temperatura mínima absoluta de 5.0 °C, temperatura media diurna de 20.9 °C, temperatura media nocturna de 15.5 °C.

La velocidad media del viento es de 1.5 m/s, con viento dominante en dirección SW en los meses de enero a abril y con dirección NE de mayo a diciembre.

La humedad Relativa anual es de 66%, la radiación total anual es de 436 Langleys.

Se tiene una precipitación media anual de 396.2 mm, siendo junio el mes con un registro más alto de 75.8 mm. Las lluvias ocurren principalmente en los meses de junio a octubre; la precipitación máxima anual en 24 horas es de 85.5 mm (Rueda, 2004).

Según estos datos, la lluvia se presenta generalmente en un periodo de 5 meses, pero de forma intermitente, dato muy importante que se deberá tomar en cuenta al momento de proponer el uso del agua captada, así como el sistema de almacenamiento.

En época de lluvias en los andadores de la ZUP, se tienen escurrimientos sobre la superficie del terreno, que presentan dos aspectos en los cuales se ha puesto atención para proponer este tema: uno, el problema de circulación peatonal a través de los escurrimientos que puede presentar riesgo de accidentes por resbalones y caídas, y el aspecto más importante: el agua que fluye y se drena sin ser utilizada, generando un desaprovechamiento.

En 2010 en la ZUP tiene una población flotante de 11,784 personas, de acuerdo al informe de Rectoría 2009-2010 y a información brindada por la Unidad de Enlace de Transparencia y Acceso a la Información. Rueda menciona en el año 2004, que la ocupación había alcanzado ya el 92% de su capacidad máxima en la ZUP.

Justificación

La UASLP, como el centro de conocimientos de mayor nivel en el estado de San Luis Potosí, tiene por objeto entre otros “*difundir la cultura en el Estado, hacer investigación científica y formar los profesionistas, especialistas o técnicos...*”, según se establece en el artículo 1° de la Ley Orgánica del artículo 100 (ahora 11) de la Constitución Política del Estado libre y soberano de San Luis Potosí (P.E.F., 1949).

Derivado de lo anterior, y ante la panorámica del agua en el mundo, en México y en la ciudad de San Luis Potosí, se presenta una alternativa, para aprovechar el agua de lluvia, y a la vez regular las escorrentías superficiales que ocurren en la ZUP durante una tormenta.

Se expresan así los beneficios que se persiguen con el desarrollo del proyecto:

- Se genera un proyecto de infraestructura, que pueda ser analizado por las autoridades de la UASLP.
- Se podrá implementar localmente una práctica utilizada en otros lugares, en donde se han producido buenos resultados.

- Se beneficia toda la comunidad universitaria, desde alumnos, hasta profesores, personal administrativo, de mantenimiento y vigilancia, al generar un proyecto que proporcione una solución al problema de escurrimientos superficiales durante las lluvias, que complican el tránsito peatonal en el interior de la institución.

Con los beneficios mencionados anteriormente, se pretende expresar la importancia del proyecto, que si bien no soluciona el estrés hídrico en que se encuentra la ciudad de San Luis Potosí, si genera una opción que puede ser utilizada, y a la vez considerando que la UASLP presenta una imagen de liderazgo educativo y tecnológico, este tipo de proyectos y acciones puedan influir en la adaptación de opciones sustentables y amigables con el ambiente.

Objetivo

Objetivo general:

- Cuantificar el volumen de agua de lluvia probable a ser captado, en base a las condiciones físicas y climatológicas del sitio, proponer usos del agua y diseñar un sistema hidráulico para la su captación, conducción, almacenamiento y distribución en la ZUP de la UASLP.

De este objetivo general se desprenden los siguientes objetivos particulares:

1. Cuantificar la lluvia a captar en azoteas, patios y pasillos, a partir de datos meteorológicos, áreas y superficies de escurrimiento.
2. Proponer usos para el agua captada, e identificar y establecer los puntos y volúmenes de demanda.
3. Proponer un trazo para el sistema de captación, conducción, almacenamiento y distribución, y realizar su dimensionamiento en base al funcionamiento hidráulico.
4. Estimar el costo aproximado del sistema y el ahorro de agua de la red pública.
5. Analizar la factibilidad técnica del sistema de captación y uso de agua de lluvia.

Marco Teórico

Existen diversas formas de fuentes de abastecimiento de agua para consumo humano, impactando cada una de ellas en mayor o menor medida al ambiente. En este proyecto se aplicará la captación de agua de lluvia a través de los escurrimientos superficiales en un área urbana, como un medio amigable al ambiente, y que puede proveer una cantidad extra de agua para consumo de la ZUP.

Captación de Agua de Lluvia

Captación de agua de lluvia es un término ampliamente usado que abarca todas aquellas técnicas por medio de las cuales la lluvia es interceptada y usada cerca del lugar donde alcanzó a la tierra (Thomas & Martinson, 2007).

Diversas formas de captación de agua de lluvia se han utilizado tradicionalmente a través de los siglos. Pero estas técnicas se han comenzado a estudiar y publicar técnica y científicamente, sólo en época reciente. En base a los vestigios encontrados, se puede asumir que la captación de agua de lluvia ha desempeñado un papel importante en la producción agrícola y en la vida en general de zonas áridas y semiáridas en diversas partes del mundo. En el desierto de Negev, Israel se han descubierto sistemas de captación con una edad de 4000 años o más; estos sistemas consistían en desmonte de lomeríos para aumentar la escorrentía superficial (Velasco, y otros, 2000).

Pacheco (2008) resalta una bondad de la lluvia, siendo un recurso que no genera costos al consumidor, si bien existe un costo inicial al construir el sistema, no hay cobros por su explotación, y dependiendo de la finalidad, su uso es sin consumo de energía, o será mínimo ya que se evita el consumo por conducción o transporte.

Thomas y Martinson (2007) afirman que la lluvia es en algunas regiones puede ser más limpia que otras fuentes de abastecimiento, sin embargo una vez que esta toca las superficies de captación, puede tomar algunos contaminantes presentes en ella, se han encontrado heces fecales de animales y aves que se depositaron en los techos de captación, o directamente en los depósitos de almacenamiento; y a causa de estas bacterias se han registrado casos de salmonelosis y enfermedades gastrointestinales sin resultados fatales. Aún cuando el agua se contamine al momento de su captación, se tiene la oportunidad de ser depurada en los depósitos de almacenamiento, ya sea por medio de sedimentación, filtración, o incluso mediante la adición de sustancias químicas, como cloro.

Además de los contaminantes captados en la superficie de captación, se puede presentar una acidez elevada cuando la lluvia ocurre en una atmósfera con alto contenido de dióxido de carbono y ozono, lo que normalmente sucede en áreas urbanas, condición que se mejora al almacenar el agua en depósitos de concreto.

Mencionan también, que se han encontrado contaminantes químicos y de metales, los cuales pueden ser captados por la lluvia o en las superficies de captación, presentándose en sitios donde existe actividad humana que libera estas sustancias al ambiente, las cuales debido a su mayor densidad que el agua pueden reducirse en gran cantidad mediante sedimentación.

Por último, es necesario considerar la contaminación por sólidos o sedimentos que son arrastrados al lavar la lluvia la superficie de escurrimiento y captación, componentes que también se pueden reducir en gran medida mediante sedimentación.

En el caso de las partículas de polvo, sólidos y metales arrastrados por la lluvia, sucede en mayor cantidad al inicio de la tormenta, disminuyendo en el transcurso de la misma al haber lavado ya la superficie de captación, por lo puede evitarse la entrada de estos contaminantes al sistema de captación colocando una trampa para la primera descarga, mediante la cual se desvía la primera parte del agua de la tormenta, dejando entrar el agua al sistema, después de una cantidad previamente calibrada.

Los mosquitos, en algunos lugares se asocian a malaria y dengue, y se cree pudieran reproducirse en los tanques de almacenamiento. A este respecto Thomas y Martinson (2007) refieren que en base a los resultados de algunos estudios, se ha concluido que si el agua no contiene nutrientes, las larvas de mosquito depositadas en ella no se desarrollan. Sugieren por lo tanto, tomar algunas medidas para evitar el desarrollo de las larvas, como es mantener los depósitos limpios, cerrados y sin que entre la luz del sol, además de conservar el sistema de conductos y superficies de captación en buen estado y con pendientes fuertes, para evitar acumulaciones de agua.

El agua de lluvia puede ser utilizada con diversas finalidades (Pacheco M., 2008):

- Domésticos y productivos
- Sanitarios y de higiene
- Protección de cuencas
- Soberanía alimentaria
- Conservación de suelos
- Recarga de acuíferos
- Preservación de ecosistemas estratégicos
- Prevención de desastres y estrategias de reconstrucción después de los desastres
- Usos simbólicos, lúdicos y sagrados

Los usos múltiples del agua lluvia tienen implicaciones económicas, sociales, culturales y de género en (Pacheco M., 2008):

- Formulación de políticas, planes, programas y proyectos
- Cambios de comportamiento para valorar el bien público y reducir despilfarro
- Valorización de tradiciones y conocimiento local del medio natural
- Identificación de tecnologías y materiales locales
- Formación de nuevos oficios generadores de ingreso y empleo
- Transferencia e intercambios de tecnología
- Constitución de organizaciones sociales de gestoras de agua lluvia
- Equilibrar los usos del agua por edad, equidad de género y discapacidades
- Monitoreos y evaluaciones de impactos en la sostenibilidad urbana y regional

Un sistema de captación de agua de lluvia cuenta en forma general con los siguientes componentes (Thomas & Martinson, 2007):

- Superficie de captación, que normalmente es un techo
- Canaletas de circulación
- Tuberías de conducción a almacenamiento
- Tanque o depósito de almacenamiento
- Tuberías de demasías y de toma
- Instalaciones accesorias, que dependen de las condiciones del lugar, como sistema de bombeo, sistema de filtrado.

La captación de escurrimientos de agua de lluvia puede ser clasificada en dos grandes categorías: captación sobre el terreno y captación sobre techos (Olowoia Alandenola & Omotayo B., 2009).

Se pueden encontrar sistemas de captación de agua de lluvia en distintos lugares del mundo, en el Manual sobre Sistemas de Captación y Aprovechamiento del Agua de Lluvia para Uso Doméstico y Consumo Humano, publicado por el Colegio de Postgraduados se exponen ejemplos de sistemas construidos y en funcionamientos en diversos países, que a continuación se describen brevemente.

En Kenya a falta de fuentes de abastecimiento y en Bangladesh, debido a que el agua del subsuelo se encuentra contaminada con arsénico, se tiene por práctica común construir sistemas de captación domésticos con cisternas construidas en el sitio a base de diversos materiales, como ferrocemento, concreto, ladrillo o mampostería.

En la India cuenta en algunas de sus ciudades con sistemas masivos de captación de agua de lluvia; en Delhi y Chennai los sistemas de captación son obligatorios, y son instalados con cámaras de sedimentación y filtración.

En la meseta de Loess de Gansu, una de las áreas más pobres de China, donde el escurrimiento y el agua superficial son muy escasos, el gobierno local ha implementado el proyecto llamado “121” para captación del agua de lluvia, apoyando económicamente a cada familia para construir un área de recolección de agua, dos

almacenamientos y un terreno adecuado para cultivar, lo que solucionado el problema del agua potable para 1.2 millones de personas.

En el distrito de Mukojim, y en la ciudad de Sumida, en Japón, se han construido los “Ronjinson”, que son instalaciones que reciben el agua de lluvia del techo de la casa, la cual es almacenada en un pozo subterráneo, para extraer el agua se utiliza una bomba manual.

En Tailandia, se han construido más de 10 millones de cisternas para la captación del agua de lluvia, con la capacidad de almacenar suficiente agua de lluvia para seis personas y puede durar hasta seis meses de abastecimiento, los volúmenes de las cisternas utilizados fueron de 1,000 hasta 3,000 litros, hechas de arcilla.

Se estima que más de medio millón de personas utilizan sistemas del aprovechamiento de agua de lluvia abasteciéndose de agua para uso doméstico, propósitos agrícolas, comerciales o industriales, en 15 estados de los Estados Unidos de Norteamérica, siendo Texas el estado donde está más utilizada esta práctica.

El Manual de Texas sobre Captación de Agua de Lluvia, presenta varios casos con imágenes de sistemas realizados principalmente en la parte sur de los Estados Unidos, en los se puede ver que los sistemas se instalan con diferentes configuraciones, dependiendo del lugar, llegando incluso a integrar los tanques de almacenamiento a la arquitectura del inmueble en donde se encuentran, como es el caso de Lady Bird Johnson Wildflower Center, en Austin, Tx. En los casos mostrados en este manual, los usos más generalizados son para riego en jardines, y como caso especial se tiene el sistema de J.J. Pickle Elementary School/St. John Community Center, en Austin Tx., en donde se utiliza el agua como líquido enfriador en un sistema de aire acondicionado (Brown, Gerston, Colley, & Hari, 2005).

Canadá dentro de un programa piloto para la conservación del agua, destina un subsidio para la compra de barriles para el aprovechamiento del agua de lluvia de los techos, los barriles son tanques plásticos de 75 galones (284 litros), el agua se utiliza para regar jardines y césped.

En Brasil, el gobierno de Sergipe, inició un programa en 1983, para dotar de agua a las comunidades rurales, mediante pequeñas represas y la construcción de 12,000 cisternas construidas con material de la región. El captar agua de lluvia ahora es una parte integrada de los programas educativos para la vida sostenible en las regiones semiáridas de Brasil.

En Honduras y Nicaragua también se tienen sistemas domésticos para captación de agua de lluvia, almacenándola en depósitos o cisternas de distintos materiales.

En Europa, se utiliza el agua lluvia no tratada en usos urbanos, limpieza de calles, riego de jardines, usos industriales, separando el agua potable para el consumo, del agua no tratada para otros usos urbanos (Pacheco M., 2008).

En nuestro país, el Estado de México, en la zona ocupada por la etnia Mazahua se ha construido un sistema que captara agua de lluvia para almacenarla y purificarla, envasarla y abastecer continuamente a una población de 2600 personas con un consumo per cápita de 2.4 litros diarios y una inversión per cápita de 40 dólares.

En Michoacán se establecieron tres sistemas de captación y purificación de agua de lluvia almacenada en tres cisternas revestidas con geomembranas de PVC para abastecer con agua en cantidad y calidad a una población de 4,000 a 6,000 habitantes, la captación se realiza en los techos de las instituciones educativas para fomentar y reforzar la cultura sobre la captación y el aprovechamiento eficiente del agua de lluvia, que contribuya al desarrollo rural sustentable en las comunidades de las zonas marginadas.

En la comunidad Tirados de abajo, Guanajuato, se construyeron tres cisternas de ferrocemento en tres viviendas diferentes, con un sistema de captación del agua de lluvia utilizando el techo de la vivienda. El agua de lluvia se almacena y se aprovecha para regar hortalizas y frutales, para darle de beber a los animales entre diversos usos en la vivienda.

En Ocuituco, Morelos, se construyó un sistema de captación que capta la lluvia en el techo de una iglesia, conduciéndolo a una cisterna recubierta con geomembrana de 140 m³ de capacidad, el agua se filtra en grava y arena y posteriormente se desinfecta con cloro. En el municipio de Totolapan, en el mismo estado, se construyó un sistema colectivo captado el agua de un escurrimiento superficial de una barranca ubicada al norte de la localidad Villa Nicolás Zapata, que conduce el agua a un almacenamiento de 4,000 m³.

En el Estado de San Luis Potosí también se ha valorado e implementado la estrategia de captación de agua pluvial, la Secretaría de Desarrollo Social y Regional del Gobierno del Estado reporta la construcción de 14 sistemas techo cuenca domiciliarios para la localidad de Pokchich, municipio de San Antonio, y 59 más en las localidades de Malilinja, Tiyou y Tzakib, del municipio de Tanlajás, todas estas comunidades se encuentran enclavadas en la Huasteca Potosina y presentan rezago económico y presencia de comunidades indígenas (SEDESORE, 2010).

Por su parte el Gobierno Federal hace su parte implementando sistemas de captación en las obras que son financiadas total o parcialmente con recursos federales en los diferentes programas, aprovechando las cubiertas y techados de plazas cívicas y canchas como áreas de captación, conduciendo el agua a una cisterna, normalmente subterránea, para su almacenamiento y uso posterior, además de un tanque elevado provisto de un filtro, que conduce finalmente a un hidrante, este sistema ha sido aplicado en varios municipios del Estado, como Aquismón, Xilitla, Matlapa, Tamazunchale, y en otros lugares se han instalado sistemas de captación más simples sin filtración o tratamiento para uso de riego de áreas verdes solamente.

Asimismo, se pueden encontrar proyectos similares al presente, por su tipo, ubicación y enfoque, en todo el mundo, entre los que destacan los siguientes:

Begum y Rasul (2009) presentan un proyecto desarrollado en la Universidad central de Qweensalnd, Australia, llamado barranca verde (Green Gully), que colecta, purifica y reúsa agua de lluvia a través de un sistema automatizado. El agua de las calles se

encausa en un canal desviador, para ser filtrado, y posteriormente regar jardines y áreas laterales.

Al encausar hacia la canaleta verde, se evita contaminación ambiental, inundación y reduce el riesgo de accidentes acusados por derrape, y tiene un rol vital en el consumo de agua al reusar el agua pluvial.

En la Pontificia Universidad Javeriana de Bogotá, Colombia, se realizó un estudio en donde analiza la viabilidad de un sistema de captación de agua pluvial y su utilización en el campus, concluyendo que es una alternativa viable, técnica y económicamente, la captación, almacenamiento y uso del agua de lluvia para lavado de fachadas y áreas duras, así como para riego de áreas verdes. En general en el proyecto no presentan sistemas de tratamiento o potabilización para el agua de lluvia, razón por la cual los usos sugeridos son los que tendrían el menor contacto del agua con la población, el contacto directo sería solo con el personal que operaría y utilizaría los hidrantes de riego (Lara Borrero, Torres Abello, Campos Pinilla, Duarte Castro, Echeverri Robayo, & Villegas González, 2007).

En Costa Rica, en 2011, como parte del Programa Horizontes Ambientales, se construyó un sistema de captación de agua pluvial en la Escuela Finca Costa Rica, en donde participaron el Instituto de Estudios Sociales en Población, la Universidad Nacional, la Universidad Estatal a Distancia de Talamanca y la propia Escuela Finca de Costa Rica.

El sistema recibe el agua de los techos y la almacena en depósitos elevados, ya que en la zona son frecuentes las inundaciones, y se garantiza así su uso durante una catástrofe de este tipo. El sistema cuenta con un proceso de filtración y potabilización de agua, que permite su uso incluso en el comedor de la escuela (CONICIT, 2011).

La Universidad Católica de Valencia ha anunciado que su nuevo campus en Torrent consiste en un edificio vanguardista de 10,000 m² distribuidos en sótano, planta baja y cinco niveles más y posee una parcela de aproximadamente 5,880 m².

En este campus se capta agua de lluvia para ser usada en el sistema de riego del campus. Además en la fachada oeste, que da siempre al son, se aprovecha para calentar el edificio y consumir lo menos posible en calefacción e iluminación (Universia, 2011).

La biblioteca de la Universidad de Queen, en Canadá, colecta el agua de lluvia en aproximadamente 3,000 m² de techo, el agua es filtrada para remover la materia orgánica presente, se almacena en un tanque subterráneo, y posteriormente se bombea de regreso al edificio, en donde se utiliza en muebles sanitarios principalmente. En caso de que no se presente lluvia o el agua captada no sea suficiente, el sistema cambia la alimentación automáticamente a la red.

Los administradores del sistema manifiestan que tiene una capacidad para captar 2.6 millones de metros cúbicos al año, equivalente a 82 piscinas de 25 metros o medio millón de descargas de WC, y tuvo un costo de 13,000 libras esterlinas, que se recuperará en cinco años (Kingspan Group plc, 2009).

En Alemania, en la Universidad Técnica de Darmstadt, desde 1993 se utiliza agua captada de lluvia en muebles sanitarios, en limpieza y en sistemas de enfriamiento en laboratorios. Desde su instalación, sólo el 20% de la demanda es suministrada por agua de la red, lo que refleja un ahorro de 80,000 m³ de agua potable al año (Centre of Science and Environment, India).

En la Universidad Jamia Hamdard, en la India se tiene instalado un sistema de captación de agua de lluvia, que cuenta con 315,380 m² de superficie de captación. En este lugar se recupera un volumen de 67,444 m³ anuales, equivalente al 35% del volumen potencial.

El agua se capta de los techos de la Biblioteca, de los dormitorios femeninos, de los archivos Hamdard y del Centro de Investigación, así como de algunos pisos y del bosque de la reserva de Jahanpanah, adyacente al campus. El agua captada es utilizada para recarga del acuífero local mediante pozos y trincheras, con lo que se ha

logrado una recuperación de 6 metros en el nivel freático, desde 2001 a 2011, con un costo equivalente a 13,300 USD (Centre of Science and Environment, India).

Un ejemplo más de la India se encuentra en la Universidad de Manipal, en el estado de Karnataka, en donde se capta el agua de los techos de los edificios del campus, misma que se destina a diferentes usos dentro de los edificios previa filtración y cloración, así como a la recarga del acuífero local, mediante pozos de recarga cercanos al campus (Manipal University, 2009).

En los Estados Unidos de Norteamérica, la Universidad de Carolina del Norte busca implementar un sistema de captación de agua de lluvia en el museo Tryon Palace, en donde se contempla la instalación de cisternas de 3,000 galones. Se propone utilizar el agua en los jardines de Carraway y Stoney.

El Tryon Palace se diseñó con un proyecto verde, en el que se contempla la construcción de humedales que filtran el agua proveniente de un área de 50 acres. El agua se almacena en cisternas subterráneas para su uso en los jardines.

El estacionamiento cuenta con una superficie permeable que permite filtración de escurrimientos, además en la construcción de los edificios se utilizaron materiales reciclados (NCSU).

En el condado de Broome, New York, la Universidad de Binhamton construyó en 2011 un sistema de captación, que incluye la instalación de varios depósitos prefabricados de 50,000 galones cada uno.

Los depósitos forman parte de la construcción del Centro de Excelencia de la Universidad, que busca convertirse en una institución líder en investigación (YNN, 2011).

I. Identificación y Evaluación de Escorrentías.

Para el diseño y dimensionamiento del sistema de captación y conducción, el primer paso es conocer el sitio del proyecto, identificar las superficies de escurrimiento, los puntos más bajos topográficamente por donde escurrirá el agua, y por supuesto, el volumen y la distribución temporal de lluvia.

La estimación del volumen de lluvia que puede ocurrir en el área de estudio se realiza mediante un análisis y procesamiento de una serie histórica de precipitaciones anuales de las máximas diarias, a partir de la cual se determinan mediante herramientas estadísticas, una lluvia probable para el periodo de retorno determinado.

En los puntos siguientes se presenta el procedimiento llevado a cabo para la determinación de los volúmenes de lluvia de diseño.

I.1.- Datos meteorológicos, precipitación pluvial

Los datos meteorológicos utilizados en los todos los procesos de este proyecto fueron obtenidos de dos fuentes: una, la publicación de la Estadística Climatológica del Observatorio Meteorológico de San Luis Potosí (1877-200), editado por la UASLP en 2004, de donde se tomaron las temperaturas mínimas y máximas, así como precipitaciones medias; y la otra, registros proporcionados directamente por el Observatorio Meteorológico de la Facultad de Ingeniería, ubicado dentro de la ZUP, de donde se obtuvo la serie anual de precipitaciones máximas 1931-2010, y los registros diarios de precipitación, temperatura y viento de 1991 a 2010.

I.1.1.- Obtención de la serie anual de máximos

La serie anual de máximos no se incluye en la publicación de la Estadística Climatológica del Observatorio Meteorológico de San Luis Potosí (1877-200), por lo que se solicitó al Observatorio Meteorológico de la UASLP, quien proporcionó una serie de 1977 a 2010, pero esta serie presenta una interrupción en los registros de 1912 a 1922 y de 1929 a 1930. Debido a que para el presente proyecto se utilizarán periodos de retorno cortos (5 años), y para no generar una cantidad grande de registros faltantes que pudieran afectar a la serie original, ya que son 11 años consecutivos y tres más posteriores, se decide utilizar los datos de 1931 a 2010, formando una serie de 80 registros, que es suficientemente amplia para generar pronósticos a periodos de retorno cortos y medianos.

I.1.2.- Análisis de homogeneidad y consistencia de la serie anual de máximos

Para que los resultados del análisis probabilístico de estimación de valores asociados a una determinada probabilidad de excedencia, sean teóricamente válidos, la serie de datos debe satisfacer ciertos criterios estadísticos que son: aleatoriedad, independencia, homogeneidad y estacionalidad (Campos A., Introducción a la Hidrología Urbana, 2010).

Se dice que una serie es homogénea si es muestra de una única población. Si la serie es inhomogénea, se le deberán realizar ajustes o correcciones para volverla homogénea.

La serie anual de máximos 2031-2010 se sometió a las pruebas de homogeneidad y consistencia de Helmert, de las Secuencias, de la t de Student, de Cramer, de Anderson y del Cociente de Von Newman. Las características de cada una de ellas se describen en el anexo A.

En todos los análisis de homogeneidad aplicados se obtiene como resultado que la serie es homogénea, lo que indica que no requiere ningún ajuste o corrección y que es apta para realizar las predicciones de precipitaciones máximas para el proyecto.

I.1.3.- Elaboración de curvas Intensidad-Duración-Periodo de Retorno

La lluvia se define por tres parámetros: magnitud, duración y frecuencia; la magnitud es la cantidad total de lluvia, que se mide en espesor de lámina normalmente en milímetros; la duración es el lapso de tiempo que dura el evento de lluvia, medido en horas o minutos y la frecuencia se refiere al tiempo promedio estadísticamente, en el cual el evento puede ser alcanzado o excedido por lo menos una vez, a esta frecuencia se le denomina periodo de retorno y se expresa en años (Campos A., Procesos del Ciclo Hidrológico, 1991).

Si se cuenta con suficiente información se puede determinar una relación entre la magnitud, duración y periodo de retorno, que se expresa mediante gráficas denominadas Curvas de Precipitación-Duración-Periodo de retorno (P-D-Tr), o por mejor utilidad mediante Curvas de Intensidad-Duración-Periodo de retorno (I-D-Tr).

Las curvas I-D-Tr se pueden obtener a partir de registros pluviográficos o a partir de una serie anual de precipitación máxima.

El observatorio meteorológico de la UASLP no cuenta con una serie amplia de registros pluviográficos, por lo que en este proyecto se trabajó con la serie anual de precipitaciones máximas diarias para la elaboración de las curvas I-D-Tr.

El primer paso para la elaboración de las curvas I-D-Tr es conocer la magnitud de las lluvias de diseño, siendo esta la cantidad máxima de lluvia probable por día, con ocurrencia mínima de un evento durante un determinado periodo de retorno.

Una vez obtenidas las lluvias de diseño (una por cada periodo de retorno considerado), se aplicará uno de los procedimientos para elaboración de las curvas I-D-Tr, para el caso de estudio se utilizaron el método de Bell y el método de Chen, a manera de ser contrastados y seleccionar el más adecuado para el proyecto.

I.1.4.- Obtención de lluvias de diseño

Para determinar la mejor forma de generar las lluvias de diseño se realizaron dos procedimientos: primero, se analizó la serie anual de máximos con varias distribuciones para saber a cual se ajustaba mejor, y segundo, se realizó una transformación MIMEMA a la serie, para contrastar y tener mayores elementos de juicio al elegir el procedimiento más adecuado.

I.1.5.- Determinación de mejor distribución para la serie anual de máximos

Para un análisis más amplio, se utilizó el Demo del software EasyFit Profesional, versión 5.3, el cual ajusta una serie de datos a 48 diferentes modelos de distribución continua, generando mediante el método de máxima verisimilitud los parámetros de posición, escala y forma para cada una de las distribuciones.

Para discriminar entre los diferentes modelos de distribución aplicados a una muestra, el software realiza las pruebas de bondad de Kolmogorov-Smirnov (K-S), Anderson-Darling (A-D) y Chi cuadrado, generando los valores de estadística de ajuste para cada una de ellas. Para el caso de series de registros pluviales, será más útil la prueba de Anderson-Darling, ya que ésta da mayor peso a las colas de la gráfica de frecuencias que las de Kolmogorov –Smirnov y Chi cuadrado, y en las series de precipitación estas colas tienen un papel muy importante, ya que en esta porción se encuentran los

pronósticos que se buscan generalmente, es decir, las probabilidades asociadas a periodos de retorno de 10 años en adelante.

Como resultado del análisis mediante EasyFit, se presentan en la Tabla 1.1 las seis distribuciones que mejor se ajustan a la serie:

Tabla 1. 1.- Distribuciones probabilísticas con mejor ajuste para la serie anual de precipitaciones máximas de proyecto

Distribución	Valor Estadístico (A-D)
Wakeby	0.11934
Johnson SB	0.13841
Gamma	0.14659
Beta	0.14926
Burr (4Parámetros)	0.15109
Weibull (3Parámetros)	0.15141

Las seis distribuciones de probabilidad con mejor ajuste, serán contrastadas con la transformación MIMEMA, mediante la obtención del Error Estándar de Ajuste, como se describe a continuación. Posterior a este procedimiento, se estará en condiciones de elegir la mejor distribución o la transformación MIMEMA para determinar la lluvia esperada.

I.1.5.1.- Transformación MIMEMA

Cuando se ajusta una serie a una distribución, el ajuste se realiza considerando todos los datos, y al realizar una predicción a con baja probabilidad de excedencia, por ejemplo, un periodo de retorno de 10 años tiene una probabilidad de excedencia de 0.1, disminuyendo para periodos de retorno mayores, ésta probabilidad se encuentra en el extremo derecho de la distribución, teniendo poca influencia los datos del centro y de la izquierda.

Una propuesta es que en lugar de ajustar los datos a una distribución general, se transforme la serie, de tal manera que se obtenga una transformación que se adapte a una distribución particular, que generalmente es la Normal (Campos A., Introducción a la Hidrología Urbana, 2010).

La transformación MIMEMA (en inglés SMEMAX: Small, Median, MAXimum) intenta normalizar series sesgadas, utilizando los valores mínimo, mediano y máximo. Con este proceso se obtiene una nueva serie transformada, en la cual las diferencias del valor mínimo (X_s) a la mediana (X_m) y del valor máximo (X_l) a la median, son iguales.

I.1.5.2.- Error Estándar de Ajuste

En el punto I.1.5 se expuso el concepto de prueba de bondad y se explicaron las que se usan en estadística en general para discriminar entre las diferentes distribuciones; para este caso se puede utilizar el Error Estándar de Ajuste entre las precipitaciones máximos anuales observados P_i y las calculadas \hat{P}_i , como una prueba que permite realizar una selección objetiva, que se determina con la Ecuación E-1-1 (Campos A., Introducción a la Hidrología Urbana, 2010).

$$\mathbf{EEA} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_i - \hat{P}_i)^2}{n - np}} \quad (\text{E-1. 1})$$

Donde: P_i son los valores observados, o de la serie original

\hat{P}_i son los valores obtenidos con la transformación MIMEMA o con la aplicación de una distribución de probabilidad

n es el tamaño de la serie o cantidad de registros

np es el número de parámetros de ajuste

De modo que al determinar el EEA para la transformación MIMEMA y las distribuciones aplicadas, se sugiere elegir como mejor ajustada la que presente el menor EEA.

Para obtener el EEA de las seis distribuciones estadísticas y de la transformación MIMEMA, primero se determinaron los valores de precipitación relacionados a cada una de las probabilidades de ocurrencia de los datos iniciales, para aplicar el procedimiento del EEA dato por dato, las series obtenidas y sus EEAs se presentan en el Anexo C.

I.1.5.3.- Selección de distribución

De los valores de EEA obtenidos se desprende que el menor EEA corresponde a la distribución Gamma de tres parámetros, con un valor de 1.436, por lo que se tomó esta como la mejor distribución para realizar las predicciones de lluvia esperada para el periodo de retorno de diseño.

Aun cuando se eligió la distribución Gamma de tres parámetros como la más confiable para la obtención de la lluvia de diseño, se decidió contrastar los valores obtenidos contra las otras cinco distribuciones, dejando fuera de esta comparativa a la transformación MIMEMA por tener un EEA mayor a todas las distribuciones.

I.1.6.- Obtención de intensidades de precipitación

En este proyecto se aplicaron dos métodos para la obtención de las intensidades de precipitación para las curvas I-D-Tr: la fórmula de Bell y la fórmula de Chen, en seguida se presentan ambos, para posteriormente elegir el que mejor aplique a las condiciones del proyecto.

I.1.6.1.- Ecuación de Bell

F.C. Bell relacionó la lluvia-duración y los coeficientes frecuencia-lluvia, en base a la lluvia de duración una hora y periodo de retorno 2 años P_{60}^2 de acuerdo a la Ecuación E-1.2.

$$P_t^T = (0.35 \ln T + 0.76)(0.54 t^{0.25} - 0.50) P_{60}^2 \quad (\text{E-1. 2})$$

Donde: P_t^T Precipitación con duración t minutos y periodo de retorno T

T Periodo de retorno en años

t duración de la lluvia en minutos

P_{60}^2 es la precipitación correspondiente a una duración de 60 minutos y 2 años de período de retorno.

Como los registros de cortas duraciones y en especial con un periodo de retorno de 2 años (P_{60}^2) son escasos en México se pueden utilizar varios métodos para la obtención de este valor, mediante una relación o cociente con la lluvia de 24 horas y 2 años de periodo de retorno, que se mencionan a continuación (Campos A., Procesos del Ciclo Hidrológico, 1991):

D.M. Hershfield indica que el cociente entre la lluvia de una hora y la de 24 horas, ambas con un periodo de retorno de 2 años, varía en los Estados Unidos de Norteamérica, entre 0.10 y 0.60, con un valor medio de 0.4, y presenta algunas guías para la elección de este cociente, que se pueden ver en la Tabla 1.2.

La Organización Meteorológica Mundial presenta una relación de las tormentas de 24 y 1 horas, con periodo de retorno de 2 años, en función del número de días con lluvia al año, que se expresa mediante la Tabla 1.3.

Tabla 1. 2.- Recomendaciones de D.M. Hershfield para seleccionar relación de lluvia P_{1h}^2/P_{24h}^2 .

El cociente es BAJO: (<0.40)	<ul style="list-style-type: none"> a) Donde la incidencia de tormentas convectivas o aguaceros es baja y las grandes lluvias proceden de tormentas no convectivas. b) En el lado de barlovento de las montañas, donde las lluvias comienzan primero y terminan después que en los valles y lado sotavento de las montañas. c) Donde los procesos orográficos son la causa principal de las fuertes lluvias de invierno.
El cociente es ALTO: (>0.40)	<ul style="list-style-type: none"> a) En regiones de baja lluvia anual, donde el número de días con lluvia es pequeño. b) En donde es bastante probable que la lluvia máxima anual en 24 horas provenga de una tormenta convectiva de verano, de duración sustancialmente menor a 24 horas. c) En regiones de alta incidencia de fuertes aguaceros, donde tanto la lluvia máxima anual de una hora, como la de 24 horas generalmente provienen de la misma tormenta.

Fuente: (Campos A., Procesos del Ciclo Hidrológico, 1991)

Tabla 1. 3.- Valores de relación P_{1h}^2/P_{24h}^2 en función de días con lluvia al año.

No. medio de días por año con lluvia igual o mayor a 1 mm.	1	8	16	24
$(P_{1 \text{ hora}} / P_{24 \text{ horas}})_{2 \text{ años}}$	0.20	0.30	0.40	0.50

Fuente: (Campos A., Procesos del Ciclo Hidrológico, 1991)

El U.S. Weather Bureau propuso un criterio en función del número de días tormentas convectivas al año y la media de las precipitaciones máximas diarias, este criterio fue ampliado por B.M. Reich, y la relación se presenta en la Figura 1.1.

Con la ecuación de Bell se obtienen láminas de precipitación para las diferentes duraciones y periodos de retorno, en este caso para duraciones de 2, 5 10, 20, 40, 60, 100 y 120 minutos, y para 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años de periodo de retorno. Las magnitudes de precipitación obtenidas se dividen entre su duración y se obtiene así la intensidad de precipitación para cada una de las duraciones y periodos de retorno establecidos inicialmente, que al ser graficados estos valores, componen las curvas I-D-Tr.

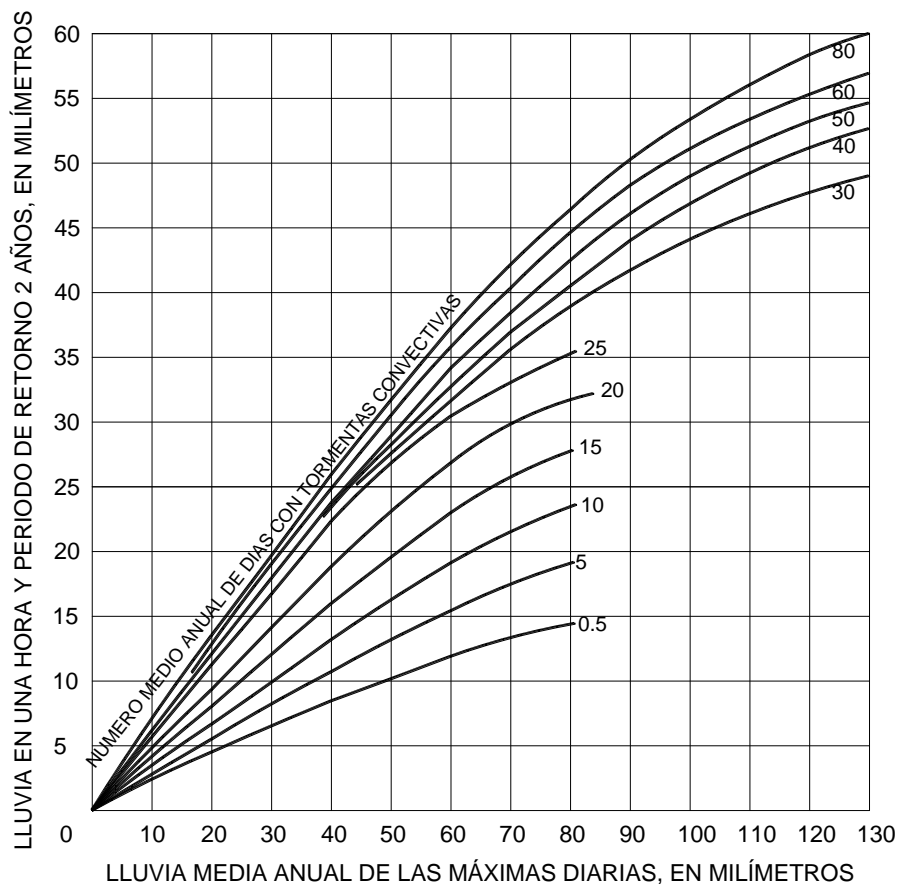


Figura 1. 1.- Relación empírica para estimar la lluvia de una hora y periodo de retorno dos años, en ausencia de registros pluviográficos.

Fuente: (Campos A., Procesos del Ciclo Hidrológico, 1991).

I.1.6.2.- Ecuación de Chen

Chen-Lung Chen encontró una relación entre la precipitación de una lluvia con intensidad i , duración D y periodo de retorno Tr , con la precipitación de una hora de duración y 10 años de periodo de retorno y las precipitaciones de duración de una hora y con periodos de retorno de 10 y 100 años.

Para aplicar este método, es necesario obtener la relación entre la lluvia de 24 horas y la de una hora, que Chen ha establecido como Cociente R:

$$R = \frac{P_1^{Tr}}{P_{24}^{Tr}} \quad (E-1. 3)$$

Donde: R es el cociente entre la lluvia de una hora y la de 24 horas de un mismo periodo de retorno

P_1^{Tr} es la magnitud de precipitación en una hora para un periodo de retorno Tr

P_{24}^{Tr} es la magnitud de precipitación en 24 horas para el mismo Tr

El valor de la precipitación de una hora P_1^{Tr} , se puede obtener de las curvas Isoyetas publicadas por estado, por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2000), en este caso se utilizó la versión del año 2000, en donde se presentan curvas para periodos de retorno de 10, 20, 25, 50 y 100 años; de este modo se obtienen cinco valores de R , como se utiliza un solo valor para el cálculo, se obtiene el promedio y se utiliza este (R_{prom}) en lo subsecuente.

Además es necesario determinar el cociente F , entre la precipitación en 24 horas con un periodo de retorno de 100 años y la precipitación de en 24 horas con un periodo de retorno de 10 años, ambos valores fueron obtenidos del pronóstico de precipitación máxima diaria.

$$F = \frac{P_{24}^{100}}{P_{24}^{10}} \quad (E-1. 4)$$

Donde: F es el cociente entre la precipitación en 24 horas para periodo de retorno de 100 y 10 años.

P_{24}^{100} es la magnitud de precipitación en 24 horas con un periodo de retorno de 100 años

P_{24}^{10} es la magnitud de precipitación en 24 horas con un periodo de retorno de 10 años

Posteriormente es necesario obtener los parámetros a , b y c , que están en función de R , mediante las gráficas propuestas por Chen, que se han expresado en forma de ecuaciones de regresión polinomial, válidas para $0.20 \leq R \leq 0.70$ (Campos A., Introducción a la Hidrología Urbana, 2010):

$$a = 21.03453 - 186.4683 R + 825.4915 R^2 - 1084.846 R^3 + 524.06 R^4 \quad (\text{E-1. 5})$$

$$b = 3.487775 - 68.13976 R + 389.4625 R^2 - 612.4041 R^3 + 315.8721 R^4 \quad (\text{E-1. 6})$$

$$c = 0.2677553 + 0.9481759 R + 2.109415 R^2 + 4.827012 R^3 + 2.459584 R^4 \quad (\text{E-1. 7})$$

Finalmente para conocer las intensidades de precipitación en milímetros por hora, para diferentes duraciones de lluvia y periodos de retorno, se aplica la fórmula de Chen:

$$i_D^{Tr} = \frac{a P_1^{10} \log(10^{2-F} Tr^{F-1})}{(D+b)^c} = \frac{\alpha_{Tr}}{(D+b)^c} \quad (\text{E-1. 8})$$

Donde: i_D^{Tr} es la intensidad de precipitación de una tormenta con D minutos de duración y Tr años de periodo de retorno, en milímetros por hora

a , b , y c son valores de las gráficas de Chen

P_1^{10} es la magnitud de precipitación con una duración de una hora y un periodo de retorno de 10 años

F es el cociente entre la precipitación en 24 horas para periodo de retorno de 100 y 10 años

D es la duración de la tormenta en minutos

Tr es el periodo de retorno en años

α es una constante para simplificación de los cálculos

Mediante la ecuación anterior se obtienen valores de i_D^{Tr} , para las duraciones y periodos de retorno considerados, por ejemplo con duraciones de 5, 10, 20, 30, 60, 120, 240, 1440 minutos, para periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años, por ejemplo, estos valores se grafican en escala natural formando una serie para cada periodo de retorno, obteniendo así las Curvas de Intensidad-Duración-Período de retorno (I-D-Tr).

Las intensidades de precipitación obtenidas por el método de Bell y Chen, según se comentan en el punto 1.1.6 de resultados, presentan algunas diferencias, en este proyecto se aplicaron ambos proyectos para contrastar los resultados.

Para la predicción de las lluvias de diseño se utilizarán los valores obtenidos mediante la ecuación de Bell, ya que para cortas duraciones y periodos de retorno menores a 10 años, presentan menor desviación con los valores reales, mientras que en duraciones medianas y grandes y periodos de retorno mayores a 10 años el método de Chen presenta un mejor ajuste (Campos A. & Gómez de Luna, Procedimiento para obtener curvas I-D-Tr a partir de registros plviométricos, 1990).

Con fundamento en lo anterior y debido a que los tiempos de concentración de las subcuencas que se utilizarán para generar los escurrimientos son de algunos minutos, según se aprecia en el punto V.1.4., y el periodo de retorno a utilizar es de 5 años, se decide utilizar los valores obtenidos mediante la ecuación de Bell.

I.2.- Determinación de volúmenes de escurrimiento

En forma paralela al análisis estadístico y la generación de las curvas I-D-Tr, es necesario determinar las características físicas del área de estudio, tales como superficies y coeficientes de escurrimiento, delimitación de parteaguas, desniveles, rutas de escurrimientos y demás aspectos propios del terreno y su distribución topográfica y arquitectónica.

En los puntos siguientes se presenta el trabajo realizado para obtener las características de las subcuencas, y en general, la información necesaria del sitio para la generación de los escurrimientos.

I.2.1.- Plano base

Gran parte de la información necesaria para el diseño y cálculo de este proyecto se obtiene de la distribución y características físicas del área de estudio, tal información puede ser obtenida por inspección física y de planos y cartas existentes del sitio.

En este caso se solicitó la información y planos existentes al Taller de Topografía, perteneciente a la Facultad de Ingeniería, y al Departamento de Diseño y Construcción de la UASLP.

El Taller de Topografía proporcionó en forma digital una planta de conjunto, en la que se encuentran ubicados los edificios, jardines, canchas y andadores, de la ZUP. La planta de conjunto se revisó mediante recorrido e inspección física que incluyera todos los espacios actuales, anexando los edificios faltantes, medidos y ubicados con cinta.

El taller de topografía también proporcionó un plano con curvas de nivel con equidistancia vertical de un metro, el cual se unió con la planta de conjunto, para trabajarse en conjunto.

El plano de conjunto así obtenido, se tomó como plano base, a partir del cual se generaron las diferentes áreas, niveles, recorridos de los escurrimientos y demás datos preliminares para el desarrollo del proyecto.

Como complemento, el Departamento de Diseño y Construcción proporcionó las plantas arquitectónicas de los edificios, agrupados por Facultad, las cuales contienen información útil para complementar el plano base, y para la localización de los sanitarios, cuando se plantee el uso del agua captada.

Un inconveniente que se detectó al recabar los planos existentes, es que el Taller de Topografía y el Departamento de Diseño y construcción no cuentan con planos de instalaciones aéreas y subterráneas de servicios existentes, como líneas locales de agua, líneas de luz, líneas de drenaje sanitario, entre otros, o al menos no se proporcionaron al momento de la solicitud.

I.2.2.- Identificación y delimitación de superficies y direcciones de escurrimiento

Una vez obtenido el plano base, el siguiente paso para la determinación de los escurrimientos es la caracterización de las áreas y superficies de escurrimiento de la zona de estudio.

Mediante inspección física en la ZUP se determinaron dos aspectos importantes del lugar: material superficial en pisos y azoteas, y direcciones de escurrimientos.

Los materiales superficiales existentes, se identificaron, ubicaron y delimitaron en el plano base, de acuerdo a la siguiente clasificación:

- Azotea impermeabilizada
- Cubierta de lámina
- Jardín
- Concreto lavado
- Concreto liso
- Concreto cepillado
- Concreto rugoso
- Asfalto
- Piedra en laja
- Adocreto
- Adoquín de piedra
- Gravilla / Tezontle
- Terracería

Además del material superficial, durante los recorridos se ubicaron las descargas o bajadas pluviales de todos los edificios, plasmándolas en el plano base, para determinar su contribución en los escurrimientos en los andadores y pisos.

Las direcciones de los escurrimientos sobre el terreno se determinó mediante los niveles indicados en el plano base y confirmando estas direcciones en forma cualitativa en campo, especialmente en los cruces de andadores, esta información preliminar servirá para identificar los recorridos de los escurrimientos y para realizar el trazo del sistema de captación de agua, que una vez desarrollado, se afinará mediante un levantamiento topográfico de niveles sobre el trazo definitivo.

I.2.3.- Ubicación de rejillas y bocas de tormenta

Normalmente en un sistema de drenaje pluvial en vialidades, se ubica primero la línea de tubería, y posteriormente las bocas de tormenta, tomando en cuenta los criterios de separación recomendable y puntos críticos, como cruceros y puntos bajos, para la ubicación de las bocas de tormenta. En el caso del presente proyecto, debido a lo irregular tanto de la forma, como orientación y distribución de edificios, andadores, explanadas y jardines, se consideró más adecuado proponer la mejor ubicación de las bocas de tormenta, y posteriormente buscar el trazo más adecuado para la línea de conducción de agua de lluvia.

Para iniciar, se localizaron y ubicaron las rejillas existentes actualmente, mismas que se encuentran conectadas al drenaje sanitario de la ZUP. Debido a que las rejillas existentes se encuentran ubicadas en puntos conflicto ya identificados previamente, como puntos bajos y entradas a algunos edificios, se contempla conservarlas, proponiendo conectarlas al nuevo sistema de captación, quitando carga al drenaje sanitario.

Para la ubicación de las nuevas bocas de tormenta, se dividió la zona de estudio en subcuencas en base a los escurrimientos ya detectados de acuerdo a los criterios del punto 1.2.1. y 1.2.2, las subcuencas se delimitaron con polígonos irregulares, tratando que los tamaños de ellas fueran semejantes, dejando intencionalmente con mayor área aquellas en las que se identifica una mayor filtración, como terracerías y jardines.

Como resultado de esta subdivisión se generaron 70 subcuencas, contando cada una de ellas con una boca de tormenta en su parte más baja.

I.2.4.- Propuesta de ubicación de estructuras de almacenamiento y sistema de captación

Una vez ubicadas las bocas tormenta, tanto existentes, como propuestas, que captarán el agua pluvial, se buscan los puntos probables para ubicar los tanques o cisternas de almacenamiento.

Las características deseables de los puntos para los tanques de almacenamiento son:

- Espacio suficientemente amplio para construir una cisterna
- Puntos bajos con respecto a las áreas de captación.
- Puntos con acceso en donde colocar tuberías, tanto de captación, como reúso y excedencias
- Que los puntos propuestos se encuentren distribuidos en toda el área de la ZUP, ya que se prefieren varios almacenamientos pequeños a uno demasiado grande.

A la par que se eligen los puntos de entrada de agua al sistema y los puntos de almacenamiento, es necesario determinar el trazo del sistema de conducción, debido a que éste sistema deberá trabajar por gravedad, y siguiendo lo más apegado posible las pendientes del terreno, ya que esto generará zanjas menos profundas, menor espacio para la construcción y sobre todo, menor costo, por lo que el trazo deberá ensayarse cuantas veces sea necesario, considerando todas las opciones viables, a fin de cerciorarse que se elija la mejor ubicación.

I.2.5.- Caudales de escurrimiento

I.2.5.1.- Método Racional

Para la determinación de los volúmenes se utilizó el Método Racional, que si bien es un método empírico y de los más simples, diversos autores además de la CONAGUA, lo consideran válido y apropiado para cuencas pequeñas, menores a 0.20 kilómetros cuadrados (Km^2). La zona de estudio tiene una superficie de 0.13 Km^2 , mientras que las subcuencas generadas son menores a 0.0052 Km^2 .

Un aspecto más que se consideró es que para métodos más complejos se requieren registros de escurrimientos y distribución temporal de tormentas, datos con los que no son medidos por el observatorio de la UASLP.

El principio fundamental del método Racional establece que una tormenta dada comienza instantáneamente con una intensidad i , que se mantiene constante hasta alcanzar el tiempo de concentración T_c , momento en que toda la cuenca está contribuyendo al flujo de salida y se alcanza en gasto máximo.

El método Racional es demasiado simplificado, ya que considera lluvias constantes en tiempo y uniformes en toda el área de la cuenca o subcuenca analizada, situación que sólo puede presentarse en tiempos y áreas muy pequeñas, de ahí la restricción de uso por tamaño de cuenca. (CONAGUA, 2000) sugiere el uso del Método Racional en cuencas pequeñas menores a 0.20 Km^2 , quedando el área de estudio dentro de este rango, con un tamaño de 0.13 Km^2 , por lo que el Método Racional resulta válido y se aplica en el proyecto.

Si la tormenta dura un tiempo igual al tiempo de concentración (T_c), se produce un hidrograma con forma triangular, donde el punto más alto es el gasto máximo (Q_p), que alcanza en el tiempo T_c como se muestra en Figura 1.2-a.

Si la duración de la tormenta se extiende más allá de T_c , como ya toda el área se encuentra contribuyendo y la intensidad es constante, el gasto de salida de la cuenca se mantiene constante e igual al Q_p , hasta el cese de la tormenta. Figura 1.2-b.

Bajo el criterio expuesto, el escurrimiento en unidades de volumen sobre tiempo (Gasto) se obtiene al multiplicar el área de captación por un espesor de lámina de lluvia que cae en un intervalo de tiempo (intensidad), afectándolo por un coeficiente C que depende de las pérdidas por infiltración principalmente.

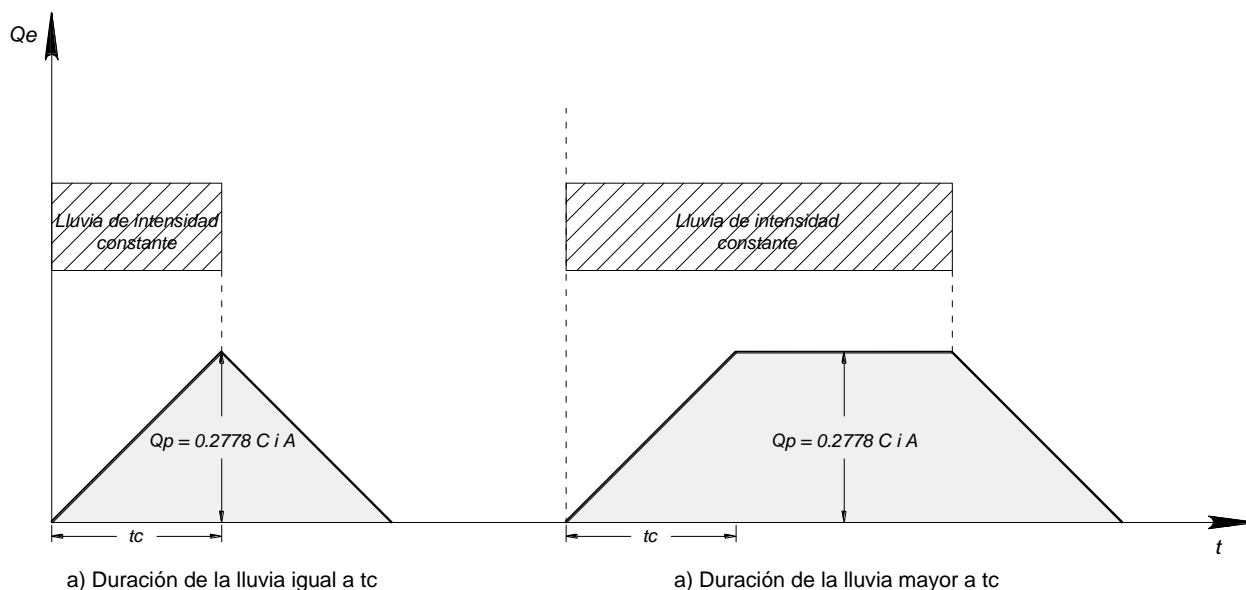


Figura 1. 2.- Representación gráfica del método Racional
Fuente: Alcantarillado pluvial, MAPAS 2003.

$$Q = 0,2778 C i A \quad (E-1. 9)$$

Donde: Qp es el gasto pico en litros por segundo

C es el Coeficiente de escurrimiento (adimensional)

i es la intensidad media de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca en milímetros por hora

A es el área de la cuenca o subcuenca en hectáreas

Si la intensidad se maneja en metros por segundo y el área en metros, la ecuación no requiere el factor de unidades y se transforma en:

$$Q = C i A \quad (E-1. 10)$$

La intensidad se obtiene de las curvas I-D-Tr, los demás parámetros se explican en los siguientes puntos.

I.2.5.2.- Identificación de áreas de aportación y coeficientes de escurrimiento

Al momento de proponer la ubicación de las bocas de tormenta se delimitaron las áreas de aportación o subcuencas, de las cuales es necesario conocer su superficie, valor que se obtiene al medir el área en planta de cada subcuenca sobre el plano.

Para el determinar el coeficiente de escurrimiento “C” se consultaron las tablas que relacionan el material superficial con un coeficiente sugerido. La tabla más común y de la que algunos autores han realizado algunas adecuaciones es la propuesta por el U.S. Soil Conservation Service, que se presenta en la tabla 1.4.

Como se ve en la Tabla 1.4, los coeficientes de escurrimiento están determinados para cada material, si la subcuenca tuviera un solo material en el piso, bastaría con aplicar el coeficiente directamente, pero si la subcuenca cuenta con dos o más materiales, como es el caso de casi todas las generadas en este proyecto, entonces es necesario determinar un coeficiente de escurrimiento ponderado.

Para la determinación del coeficiente de escurrimiento ponderado, se aplicó la Ecuación 1.11 para cada subcuenca, para lo cual fue necesario medir la el área de cada material superficial por subcuenca.

$$C_p = \frac{\sum_{i=1}^m C_i a_i}{A} \quad (E-1. 11)$$

Donde: C_p es el coeficiente ponderado por subcuenca

C_i es el coeficiente por material superficial

a_i es el área parcial por material superficial

A es el área total de la subcuenca

m es la cantidad de materiales superficiales que presenta la subcuenca

Tabla 1. 4.- Valores del Coeficiente de Escorrimento (C) del método Racional.

Uso del terreno:	C
Comercial	
Centro de la ciudad	0.70 – 0.95
Zonas periféricas	0.50 – 0.70
Residencial	
Áreas de casas familiares	0.30 – 0.50
Multifamiliares separados	0.40 - 0.60
Multifamiliares juntos	0.60 - 0.75
Suburbano	0.25 – 0.40
Áreas de apartamentos	0.50 – 0.70
Industrial	
Áreas esparcidas	0.50 – 0.80
Áreas densas	0.60 – 0.90
Parques y cementerios	0.10 – 0.25
Campos de juego	0.20 – 0.35
Patios de ferrocarril	0.20 – 0.40
Áreas incultas	0.10 – 0.30
Calles o pavimentos	
Asfalto	0.70 – 0.95
Concreto	0.80 – 0.95
Ladrillo	0.70 – 0.85
Poroso	0.05 – 0.10
Calzadas y caminos	0.70 – 0.85
Techos	0.73 – 0.95
Áreas de césped	
Suelo arenoso, terreno plano (2 %)	0.05 – 0.10
Suelo arenoso, terreno medio (2 – 7 %)	0.10 – 0.15
Suelo arenoso, terreno inclinado (>7 %)	0.15 -0.20
Suelo arcilloso, terreno plano (2 %)	0.13 – 0.17
Suelo arcilloso, terreno medio (2 – 7 %)	0.18 – 0.25
Suelo arcilloso, terreno inclinado (>7 %)	0.25 – 0.35
Terrenos agrícolas	
Áreas de suelo desnudo liso	0.30 – 0.60
Áreas de suelo desnudo rugoso	0.20 – 0.50
Cultivos en surco	
Suelo arcilloso en descanso	0.30 – 0.60
Suelo arcilloso cultivado	0.20 – 0.50
Suelo arenoso en descanso	0.20 – 0.40
Suelo arenoso cultivado	0.10 -0.25
Pastizal en suelo arcilloso	0.15 -0.45
Pastizal en suelo arenoso	0.05 -0.25

I.2.5.3.- Obtención de tiempos de concentración

El tiempo de concentración (T_c) es el lapso de tiempo que le toma a una gota de agua fluir desde el punto hidráulicamente más remoto de la cuenca hasta su salida; cuando existen diversas trayectorias factibles para el flujo se debe buscar el T_c máximo, con lo cual se asegura que toda la cuenca esté contribuyendo al gasto máximo (Campos A., Introducción a la Hidrología Urbana, 2010).

Para la determinación del tiempo de concentración (Campos A., Introducción a la Hidrología Urbana, 2010) sugiere un método por componentes y 8 fórmulas empíricas que han sido contrastadas por otros autores en cuencas urbanas.

En este proyecto se determinó el T_c mediante componentes y 5 fórmulas empíricas, que son aplicables con los datos disponibles de las cuencas.

Los tiempos de concentración obtenidos por los métodos expuestos corresponden a cada subcuenca individualmente, estos tiempos se usaron para determinar las intensidades y gastos para el diseño de tuberías en subcuencas cabeceras directamente; en tuberías que acumulan el gasto de más de una subcuenca, se determinó el tiempo de recorrido total de cada subcuenca al inicio del tramo de tubería en diseño, sumando el tiempo de concentración de la subcuenca más el tiempo de recorrido dentro de la tubería hasta llegar a la confluencia con una nueva cuenca, o al punto de inicio del tramo en diseño, y se utiliza el valor mayor de las sumas de tiempo obtenidas, para determinar el gasto de la nueva cuenca.

I.2.5.4.- Período de diseño

La magnitud de la precipitación varía con el tiempo de concentración (t_c) y con el período de retorno. El tiempo de concentración se determina a partir de las características físicas de la subcuenca, por lo que es un dato fijo en tanto no se modifiquen la permeabilidad, pendiente o curso del agua, al contrario del período de retorno que no es una característica de la cuenca, sino un lapso de tiempo en el cual al calculista le interesa conocer la precipitación, y por lo tanto es establecido por él.

Al período de retorno utilizado para determinar los gastos de diseño de un sistema de drenaje pluvial, se le llama período de retorno de diseño, el cual influye en el nivel de protección contra inundaciones, y por consiguiente en la capacidad del sistema y en el riesgo o probabilidad de falla de la obra.

Es conveniente destacar que no es posible construir una obra de protección cien por ciento segura contra inundaciones, ya que por un lado, sería muy costosa por su capacidad, y por otro, resultaría muy complejo determinar la capacidad de la misma, en virtud de que las lluvias de diseño se obtienen de una curva que se hace asintótica al acercarse a periodos de diseño muy grandes.

Como resultado de análisis económicos, se sabe que el costo de una obra aumenta en proporción con el incremento del nivel de protección, directamente ligado este último a la capacidad del sistema, siendo necesario establecer entonces, el periodo económico de diseño, que es el periodo después del cual el costo se incrementa demasiado sin obtener mejoras sustanciales en el nivel de protección (CONAGUA, 2000)

Por razones de economía, la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), propone usar periodos de diseño pequeños, con los que se logra un funcionamiento adecuado del sistema con las lluvias ordinarias, presentando encharcamientos que provoquen ligeros daños y molestias a las lluvias extraordinarias, siempre y cuando no se ponga en riesgo a vidas humanas. Los períodos de diseño propuestos por la CONAGUA se presentan en las Tablas 1.5 y 1.6.

Tabla 1. 5.- Períodos de retorno para diseño de estructuras menores

Tipo de estructura	T (años)
- Alcantarillas en caminos secundarios, drenaje de lluvia o contracunetas	5 a 10
- Drenaje lateral de los pavimentos, donde pueden tolerarse encharcamientos causados por lluvias de corta duración	1 a 2
- Drenaje de aeropuertos	5
- Drenaje Urbano	2 a 10

Fuente: MAPAS Drenaje sanitario

Tabla 1. 6.- Uso del suelo y períodos de retorno recomendados para diseño

Tipo de uso de suelo	T (años)
Zona de actividad comercial	5
Zona de actividad industrial	5
Zona de edificios públicos	5
Zona residencial multifamiliar de alta densidad *	3
Zona residencial unifamiliar y multifamiliar de baja densidad	1.5
Zona recreativa de alto valor e intenso uso por el público	1.5
Otras zonas recreativas	1

* Se consideran valores mayores de 100 hab/ha para alta densidad.

Fuente: MAPAS Drenaje sanitario

El proyecto de drenaje pluvial de la ZUP se clasifica en la Tabla 1.5 como un drenaje urbano con un periodo de retorno de diseño entre 2 y 10 años, y en la Tabla 1.6 como una zona de edificios públicos con un periodo de retorno de diseño de 5 años; valor que se estableció como periodo de retorno de diseño de proyecto y que será usado para la determinación de los gastos de diseño.

I.2.5.5.- Determinación de los caudales de escurrimiento

Con los datos completos de las propiedades de cada subcuenca, elaboradas las curvas I-D-Tr y establecido el periodo de retorno de diseño, se aplicó la Ecuación No. 1.32 del

método Racional para obtener los gastos pico en cada subcuenca, que serán los gastos de diseño para las tuberías de conducción a los depósitos de almacenamiento.

II. Sistema de Captación y Conducción.

II.1.- Determinación del trazo del sistema de tuberías

Como se mencionó en el punto I.2.3., debido a la distribución arquitectónica de la zona de estudio, se propuso primero la ubicación de las bocas de tormenta, que en este punto se convierten en entradas al sistema de conducción de agua pluvial, o los puntos de captación del agua de lluvia, para posteriormente buscar la “mejor” ubicación de las líneas de conducción.

La mejor ubicación de las líneas de conducción es aquella que una las bocas de tormenta entre sí y con el depósito de almacenamiento, mediante la línea más corta y con la pendiente más cercana a la del terreno natural, con lo que se generará la menor excavación y la menor longitud de tubería posible, y consecuentemente, menor costo.

II.2.- Ubicación y definición de estructuras

El inicio de cada una de las líneas de drenaje pluvial ya se encuentra definido por las bocas de tormenta cabeceras, y una vez definido el trazo como se describe en el punto anterior, se puede realizar la consideración de las demás estructuras necesarias para la línea de drenaje pluvial.

Las estructuras más comunes son los pozos de visita, que se definen en función de las tuberías a unir, considerando los diámetros de llegada y salida al pozo en cuestión, así como el ángulo de deflexión de la línea que se forma en el pozo.

Considerando que se presentan áreas pequeñas, de inicio se contemplan pozos de visita de 1.20 metros de diámetro interior, ya que se esperan diámetros menores a 61 cm (CONAGUA, 2000).

II.3.- Diseño de bocas de tormenta

Debido a que toda el área de estudio presenta pendiente adecuada, en general superior al 1%, se consideraron todas las bocas de tormenta trabajando a nivel, es decir, captando el agua que circula, sin considerar concentraciones o encharcamientos puntuales que hagan trabajar a las bocas de tormenta como orificios sumergidos.

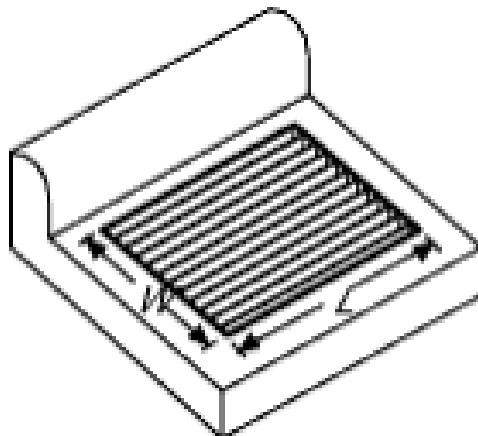


Figura 2. 1.- Representación de boca de tormenta tipo utilizada en el diseño hidráulico
Fuente: (Bentley, 2010).

Para el caso de una pendiente transversal uniforme en el área de circulación del escurrimiento, es decir, donde no se tiene presente cuneta marcada, como se aprecia en el esquema de la Figura 2.2, la relación entre el gasto sobre el ancho de la boca de tormenta y el gasto en el ancho de encharcamiento se obtiene aplicando la fórmula de Manning, como se presenta en la Ecuación No. 2.1, considerando que se presenta un flujo normal.

$$Q = \frac{K_c}{n} S_x^{1.67} S_L^{0.5} T^{2.67} \quad (E-2. 1)$$

Donde: Q es el gasto total

Kc es una constante con valor de 0.376 en el sistema internacional

n es el coeficiente de Manning

S_x es la pendiente transversal de pavimento, adimensional

S_L es la pendiente longitudinal del pavimento, adimensional

T es el ancho del escurrimiento o encharcamiento

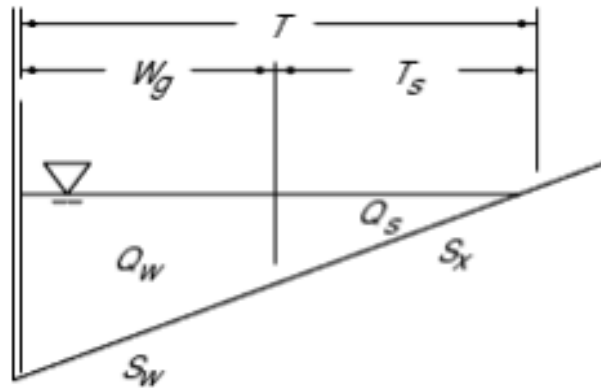


Figura 2. 2.- Sección tipo de flujo en arroyo de circulación sin cuneta.
Fuente: (Bentley, 2010).

La profundidad del flujo lateral a la guarnición es:

$$d = T S_x \quad (E-2. 2)$$

Donde d es la profundidad del agua en la orilla de la guarnición.

El cociente E_0 , entre las variables Q_w y Q_s , se define como:

$$Q_w = E_0 Q \quad (E-2. 3)$$

$$Q_s = Q - Q_w = (1 - E_0)Q \quad (E-2. 4)$$

$$E_0 = 1 - \left(1 - \frac{W_g}{T}\right)^{2.67} \quad (E-2. 5)$$

Donde: Q es el gasto total sobre el pavimento

Q_w es el caudal frontal, la porción del gasto sobre el ancho de la rejilla

E_0 es la relación entre el gasto sobre la rejilla y el gasto total

Q_s es el caudal lateral al ancho de la rejilla

W_g es el ancho de la rejilla

Definido el flujo sobre el arroyo de circulación, se realiza el análisis de funcionamiento de las bocas de tormenta, siguiendo los pasos que se mencionan a continuación:

La relación entre el gasto interceptado y el gasto total, puede expresarse como:

$$R_F = 1 - K_{CF} (V - V_0) \quad (E-2. 6)$$

Donde: K_{CF} es una constante con valor de 0.295 para el sistema internacional

V es la velocidad media en el arroyo

V_0 es la velocidad a la cual el agua comienza a saltar sobre la rejilla

Si $V < V_0$, entonces $R_F = 1$, es decir, todo el gasto es interceptado, además R_F no puede exceder el valor de 1.0.

La velocidad V_0 , está en función del tipo de rejilla y la longitud L de la boca de tormenta.

El gasto frontal interceptado es, por lo tanto:

$$Q_{wi} = R_F Q_w \quad (E-2. 7)$$

La relación R_s del caudal lateral interceptado se expresa como:

$$R_s = \frac{1}{\left(1 + \frac{K_{cs} V^{1.8}}{S_x L^{2.3}}\right)} \quad (E-2. 8)$$

Donde: K_{cs} es una constante con valor de 0.0828 en el sistema internacional

L es la longitud de la rejilla

El flujo lateral interceptado es entonces:

$$Q_{si} = R_s Q_s \quad (E-2. 9)$$

El flujo total interceptado:

$$Q_i = Q_{wi} + Q_{si} \quad (E-2. 10)$$

El flujo no interceptado que continúa escurriendo sobre el pavimento:

$$Q_b = Q - Q_i \quad (E-2. 11)$$

Y la eficiencia de la boca de tormenta se obtiene mediante la ecuación:

$$E = R_F E_0 + R_S (1 - E_0) \quad (\text{E-2. 12})$$

ó:

$$E = \frac{Q_i}{Q} \quad (\text{E-2. 13})$$

Como se ve en los puntos anteriores y como es de entenderse, el ancho de la boca de tormenta es directamente proporcional a la capacidad de la misma, por lo que de inicio se identificaron las bocas de tormenta existentes mediante el recorrido de campo, se ubicaron en el plano base y se determinó en gabinete su ancho aproximado.

Las bocas de tormenta existentes tienen anchos variables, desde 60 cm, en lateral al invernadero de la Facultad de Ciencias, hasta 35.90 metros, al sureste del edificio administrativo de la Facultad del Hábitat, con una gran variación de tamaños intermedios.

Las bocas de tormenta propuestas se ubicaron sobre el mismo plano base, definiendo en cada una de ellas los anchos de los arroyos vehiculares, anchos de pasillos, y en general, el espacio disponible para la construcción de cada una de estas estructuras.

Finalmente se ubicaron 70 bocas de tormenta, una por cada subcuenca trazada para definir los escurrimientos, las que se agruparon de acuerdo a su ancho, en las siguientes categorías:

Tabla 2. 1.- Resumen de anchos de bocas de tormenta.

Grupo	Ancho representativo para revisión (m)	Rango de anchos		Cantidad de piezas
		Mínimo (m)	Máximo (m)	
1	0.60	0.60	0.60	1
2	1.70	1.70	1.85	2
3	2.00	2.00	2.77	4
4	2.85	2.84	2.99	5
5	3.00	3.19	3.75	5
6	4.00	4.07	9,25	28
7	10.00	9.91	35.90	25

Las bocas de tormenta se analizaron con el ancho representativo, considerando largos de boca de tormenta de 0.30, 0.40 y 0.50 metros, para cada boca de tormenta, hasta obtener un mínimo de 95% de eficiencia, de acuerdo a las Ecuaciones No. 2.2 a 2.13. Este análisis se realizó considerando que el ancho representativo es el mínimo de los anchos del grupo, por lo que si se el ancho representativo alcanza una eficiencia del 95%, los anchos reales funcionarán más holgados.

II.4.- Obtención de longitudes y cotas iniciales

Para el dimensionamiento de las tuberías es necesario conocer las longitudes de todos los tramos de tubería, sus niveles y rugosidad del material, además del gasto ya determinado mediante el procedimiento descrito en el punto I.2.5.

Las longitudes de los tramos se midieron en el plano base sobre el trazo inicial propuesto.

La pendiente de la tubería se determina de manera que cumpliendo con las velocidades mínimas a tubo lleno y parcialmente lleno, se apege en la medida de lo posible a la pendiente del terreno natural, por lo que es necesario conocer primero la pendiente del terreno natural y a partir de ella asignar los valores más convenientes a la tubería. En el plano base se cuenta con curvas de nivel a cada metro, a partir de las cuales y mediante interpolación se determinaron las cotas de terreno natural en cada boca de tormenta, pozo de visita y cisterna, y a partir de ellas, considerando el colchón mínimo y los diámetros de tubo, proponer las cotas de rasante de tubería para obtener una pendiente propuesta para la tubería.

Para las líneas de conducción se propone la utilización de tubería de polietileno de alta densidad para drenaje pluvial, por presentar gran facilidad de traslado y colocación, con una vida útil superior a 50 años, que no reacciona químicamente con el agua y sus componentes normales, y posee un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.10, de

acuerdo a datos y recomendaciones de los fabricantes (Hancor, 2005), (ADS Mexicana S.A. de C.V.)

II.5.- Dimensionamiento

II.5.1.- Condiciones y restricciones de diseño

Para el diseño de las líneas de conducción del agua pluvial se consideraron las recomendaciones de la CONAGUA establecidas tanto en el libro de Datos básicos, como en el de Alcantarillado pluvial del MAPAS 2003, y que se mencionan a continuación:

II.5.1.1.- Diámetro mínimo

La finalidad de establecer un diámetro mínimo es con la finalidad de evitar obstrucciones frecuentes en conductos pequeños, reduciendo así los costos de conservación y operación del sistema. El diámetro mínimo recomendado por el MAPAS para alcantarillado pluvial es de 30 cm.

II.5.1.2.- Velocidades permisibles de flujo en las tuberías

La velocidad del flujo en la tubería se limita para evitar azolvamiento dentro de ella debido a bajas velocidades y la erosión de las paredes del conducto por fricción a altas velocidades.

La velocidad mínima permisible recomendada por el MAPAS para alcantarillados pluviales es de 0.60 m/s a tubo parcialmente lleno, y de 0.90 m/s cuando se presente flujo a tubo lleno.

La velocidad máxima permisible varía dependiendo del material de la tubería, de acuerdo a la Tabla 2.2.

Tabla 2. 2.- Velocidades máximas permisibles en alcantarillado sanitario

Tipo de tubería (material)	Velocidad máxima (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 1 cm de diámetro o mayores	3.5
Fibrocemento	5.0
Poli (cloruro de polivinilo) PVC	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0

Fuente: MAPAS 2003, Libro de Alcantarillado pluvial

En casos excepcionales, en tramos aislados, se pueden aceptar velocidades de hasta 8 m/s, para ello se debe realizar un estudio de funcionamiento hidráulico y de resistencia del material de las paredes del conducto.

II.5.1.3.- Pendiente mínima

Se establece un pendiente mínima tal que se produzca una velocidad de 0.90 m/s a tubo lleno.

En casos excepcionales, debido a un desnivel pequeño en el terreno natural, se acepta una pendiente mínima que produzca una velocidad de 0.60 m/s con un tirante igual o mayor de 3.0 cm.

II.5.1. 4.- Pendiente máxima

Se acepta como pendiente máxima la que produzca una velocidad de 3 a 5 m/s, de acuerdo a la Tabla 2.2, trabajando normalmente.

II.5.1.5.- Colchón mínimo

El colchón es la distancia entre el lomo de la tubería y la superficie del terreno. Se establece un colchón mínimo para proteger las tuberías por daños o rupturas ocasionadas por cargas vivas.

Los valores recomendados por el MAPAS para alcantarillado pluvial se presentan en la Tabla 2.3.

Tabla 2. 3.- Colchón mínimo para tuberías

Diámetro del tubo	Colchón mínimo (cm)
Tuberías con diámetro hasta 45 cm	90
Tuberías con diámetros mayores a 45 y hasta 122 cm	100
Tuberías con diámetros mayores a 122 cm	150

Fuente: MAPAS 2003, Libro de Alcantarillado pluvial

II.5.1.6.- Conexión de tuberías

Para un mejor funcionamiento hidráulico, el MAPAS recomienda que las conexiones de las tuberías en pozos de visita u otras estructuras del sistema se conecten igualando los niveles de las claves, y que las conexiones a ejes y plantillas se utilicen sólo cuando sea indispensable, con las limitaciones que se presentan en la Tabla 2.4 para diámetros más comunes.

Tabla 2. 4.- Conexiones de tubos

D/D	20	25	30	38	45	61	76	91	107	122	152	183	213	244
20	P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C
25		P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C
30			P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C
38				P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C
45					P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C
61						P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C
76							P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C
91								P	PEC	PEC	EC	EC	C	C
107									P	PEC	PEC	EC	EC	C
112										P	PEC	PEC	EC	EC
152											P	PEC	PEC	EC
183												P	PEC	PEC
213													P	PEC
244														P

Nota: D = Diámetro del tubo; P = Conexión a plantillas; E = Conexión a ejes; C = Conexión a claves
 Fuente: MAPAS 2003, Libro de Alcantarillado pluvial

Para el presente proyecto no se consideran limitaciones de nivel ni de conexión, por lo que se contemplaron conexiones a clave en todas las intersecciones y uniones.

II.5.2.- Secuencia de cálculo

El dimensionamiento de la tubería, se realizó por tramos, considerando un flujo uniforme permanente, con la siguiente secuencia de cálculo:

- a) Se propone un diámetro de tubo en un tamaño comercial, con el cuidado de no utilizar uno menor al mínimo por especificación.
- b) Se determina la capacidad de la sección a tubo lleno, con la pendiente propia del tramo, utilizando la ecuación de Manning, en donde se ha sustituido la velocidad con la ecuación de continuidad para obtener el gasto:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{E-2. 14})$$

Donde: Q es el gasto que pasa por la sección, en metros cúbicos por segundo

A es el área de la sección transversal, en metros cuadrados

R es el radio hidráulico, en metros

S es la pendiente hidráulica de la tubería, que en este caso se supone igual a la de la tubería, adimensional

n es el coeficiente de fricción de Manning, adimensional, que depende del material de la tubería, en la Tabla 2.5 se proponen algunos materiales como ejemplo

Tabla 2. 5.-Coeficientes de fricción “n” para usarse en la ecuación de Manning

Material	n
PVC y polietileno de alta densidad	0.009
Asbesto-cemento	0.010
Fierro fundido nuevo	0.013
Fierro fundido usado	0.017
Concreto liso	0.012
Concreto áspero	0.016
Concreto preesforzado	0.012
Concreto con buen acabado	0.014
Mampostería con mortero de cemento	0.020
Acero soldado con revestimiento interior a base de epoxy	0.011
Acero sin revestimiento	0.014
Acero galvanizado nuevo o usado	0.014

Fuente: Datos básicos, MAPAS

Además las propiedades geométricas de la sección a tubo lleno se obtienen con las siguientes ecuaciones, ya que en este caso el tirante es igual al diámetro ($y = D$):

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad (\text{E-2. 15})$$

$$P = \pi D \quad (\text{E-2. 16})$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{D}{4} \quad (\text{E-2. 17})$$

Donde: D es el diámetro del tubo, en metros

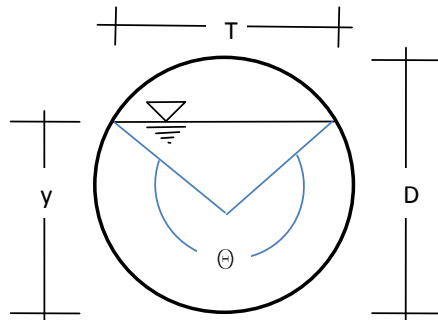
P es el perímetro mojado, en metros

A es el área de la sección transversal, en metros cuadrados

R es el radio hidráulico, en metros

Si el gasto obtenido (capacidad del tubo) es mayor al gasto de diseño, y si la velocidad determinada a tubo lleno es mayor a 0.9 m/s, se continúa con la revisión, en caso contrario deberá proponerse un diámetro mayor y repetir este paso, en caso de quedar demasiado grande el tubo podrá reducirse el diámetro, siempre que no se use un diámetro menor al mínimo por especificación.

- c) Para determinar el tirante hidráulico (y) se utilizan las propiedades geométricas de una canal de sección circular parcialmente lleno, que se presentan a continuación:



$$A = \frac{1}{8} (\theta - \text{Sen } \theta) D^2 \quad (\text{E-2. 18})$$

$$P = \frac{1}{2} \theta D \quad (\text{E-2. 19})$$

$$R = \left[\frac{(\theta - \text{Sen } \theta)}{\theta} \right] \frac{D}{4} \quad (\text{E-2. 20})$$

Figura 2. 3.-Propiedades de una sección circular con flujo sin presión.

Donde: A es el área ocupada por el agua, en metros cuadrados

P es el perímetro mojado, en metros

R es el radio hidráulico, en metros

D es el tirante hidráulico, en metros

θ es el ángulo formado por el espejo del agua en el centro de la sección circular, en radianes

Al sustituir las propiedades hidráulicas en la ecuación de Manning, se obtiene una ecuación en función de θ , y conociendo esta mediante un método recursivo o iterativo, se pueden conocer las demás variables, incluyendo la velocidad.

La velocidad así obtenida, es la velocidad de funcionamiento con gasto de diseño, que deberá compararse con las velocidades máxima y mínima permitidas. Si la velocidad para gasto de diseño se encuentra dentro del rango permitido, se continúa la revisión, en caso contrario se deberá corregirse la pendiente.

- d) Siguiendo el mismo procedimiento del inciso anterior se determina la velocidad mínima en el tubo, para un caudal con tirante hidráulico igual a tres centímetros ($y = 0.03 \text{ m}$).

Esta velocidad (V_{\min}) se compara con la velocidad mínima permitida de 0.60 m/s , si es favorable se continúa el proceso, si es menor deberá ajustarse la pendiente.

- e) Debido a la geometría del tubo, la velocidad máxima en una sección dada, se produce cuando el tirante alcanza un valor de 0.81 de diámetro ($y = 0.81 D$), por lo tanto habrá que revisar la velocidad máxima con este valor también, de acuerdo al procedimiento del inciso c).
- f) Una vez realizadas y aprobadas las evaluaciones de velocidades mínimas y máximas, niveles y colchón mínimo, se da por válido el diámetro propuesto, continuando con el siguiente tramo.
- g) En el tramo siguiente se acumularán las aportaciones de bocas de tormenta o tramos interceptados, si los hubiera, y se repite el procedimiento de los incisos a) hasta f).

- h) Pérdidas por pozos de visita

La pérdida local de carga en cada pozo se determina mediante la ecuación

$$h_s = K \frac{V_o^2}{2g} \quad (E-2. 21)$$

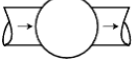




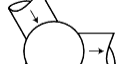

Donde: h_s es la pérdida de carga en el pozo de visita

K es un coeficiente de pérdida que se obtiene de la Tabla 2.6, y depende de la cantidad de tubos que llegan al pozo, así como del ángulo de llegada y de salida de cada tubo

V_o es la velocidad en la tubería de salida

g es al constante de la gravedad, 9.81 m/s^2 en el sistema internacional

Tabla 2. 6.- Coeficientes de pérdida de carga en pozos de visita más comunes.

Tipo de Pozo	Esquema	Coeficiente de pérdida de carga
Intersección sin deflexión		0.5
Intersección con deflexión a 45°		0.6
Intersección con deflexión a 90°		0.8
Intersección con un lateral		Mínimo 0.6 Máximo 0.7
Intersección de dos líneas con un ángulo menor a 90°		0.8
Intersección de dos líneas con un ángulo mayor a 90°		0.9
Entrada de tres o más líneas		1.0

Fuente. (Bentley, 2010).

II.5.3.- Levantamiento de niveles en campo

Una vez dimensionada la primera propuesta con las pendientes de gabinete, se consideró el trazo en planta como definitivo, por lo que se hizo necesario realizar un levantamiento topográfico de niveles (perfiles) sobre las líneas de conducción establecidas.

Se realizó el levantamiento con estación total, partiendo del banco de nivel marcado como No. 2, ubicado en el estacionamiento de la Facultad del Hábitat, proporcionado por el taller de topografía con una cota de 1,890.757.

En base a este levantamiento de campo se generan las curvas de nivel a cada 0.10 metros, que se contrastan con las curvas de nivel proporcionadas por el taller de topografía, en ambos planos se observan pendientes similares, pero con alturas desfasadas, por lo que se toman como válidas para el proyecto las obtenidas del levantamiento de campo, ya que el banco de nivel de arranque se encuentra referenciado al nivel del mar y validado por el INEGI y de las curvas iniciales no se tiene certeza de fecha y precisión del levantamiento.

Las nuevas alturas de terreno natural y curvas de nivel obtenidas se colocaron en la planta de los sistemas de captación, con la finalidad de obtener las alturas corregidas o reales de las intersecciones y puntos clave de los siete sistemas de captación y conducción, generando así un plano corregido de niveles.

II.5.4.- Dimensionamiento final

Conocidas las alturas reales de terreno natural en los puntos de captación y las redes de conducción de agua pluvial, se analizaron y corrigieron los niveles de las tuberías de los sistemas de captación y conducción, por lo que fue necesario revisar nuevamente las profundidades de excavación, colchones mínimos, pendientes y velocidades mínimos y máximos.

Realizados los ajustes de niveles necesarios a las tuberías, fue necesario hacer un nuevo análisis hidráulico para asegurar que los sistemas funcionarán adecuadamente, obteniendo los valores definitivos del dimensionamiento de la red de conducción.

II.6.- Separación de sedimentos y sólidos contaminantes

Todos los autores de literatura en el tema coinciden en que el agua en las nubes, antes de precipitar en forma de lluvia, se encuentra libre de contaminantes, pero en su trayecto al suelo, y sobre todo, una vez tocando las superficies de los techos y los pisos, intercepta diferentes contaminantes, entre los que se encuentran polvo, sólidos, metales, materia orgánica, de diferentes tamaños, y que entrarán al sistema de captación y almacenamiento.

Los sólidos de tamaño mayor, como botellas, ramas o bolsas plásticas, serán retenidos por las rejillas de las bocas de tormenta, sin embargo, los sólidos de menor tamaño, como hojas de arboles, desechos de aves y animales y sobre todo, partículas de polvo y lodo, de tamaño menor a la separación de las barras de las rejillas, atravesarán esta barrera.

Un elemento que ayuda en la separación de sólidos muy pesados, y sólidos flotantes de tamaño grande, es un registro con una profundidad tal que permita la sedimentación y acumulación de arenas y sólidos pesados, y conectado a la red de conducción formando un sifón que tome el agua a una profundidad de 20 o 30 cm, para evitar la entrada de los sólidos ligeros flotantes en la superficie.

Para los sistemas de captación de agua de lluvia domésticos, diversos autores recomiendan instalar sistemas de separación de primera lluvia (first flush, en inglés), que consiste en una derivación para desviar la primera parte del escurrimiento, considerando que este primer escurrimiento hace un lavado de los techos o pisos,

arrastrando una mayor cantidad de contaminantes, que disminuye al continuar la tormenta.

Actualmente existen diferentes mecanismos de primera descarga, desde elaborados en el sitio con conexiones de tubería, hasta elementos prefabricados por casas especializadas.

Para entender el funcionamiento del mecanismo de primera descarga, se presentan cuatro pasos en la figura 2.7, que aun cuando se muestra un tambor pequeño, este sistema puede construirse de mayor tamaño y de diversos materiales, incluso concreto, dependiendo del volumen que se desee separar:

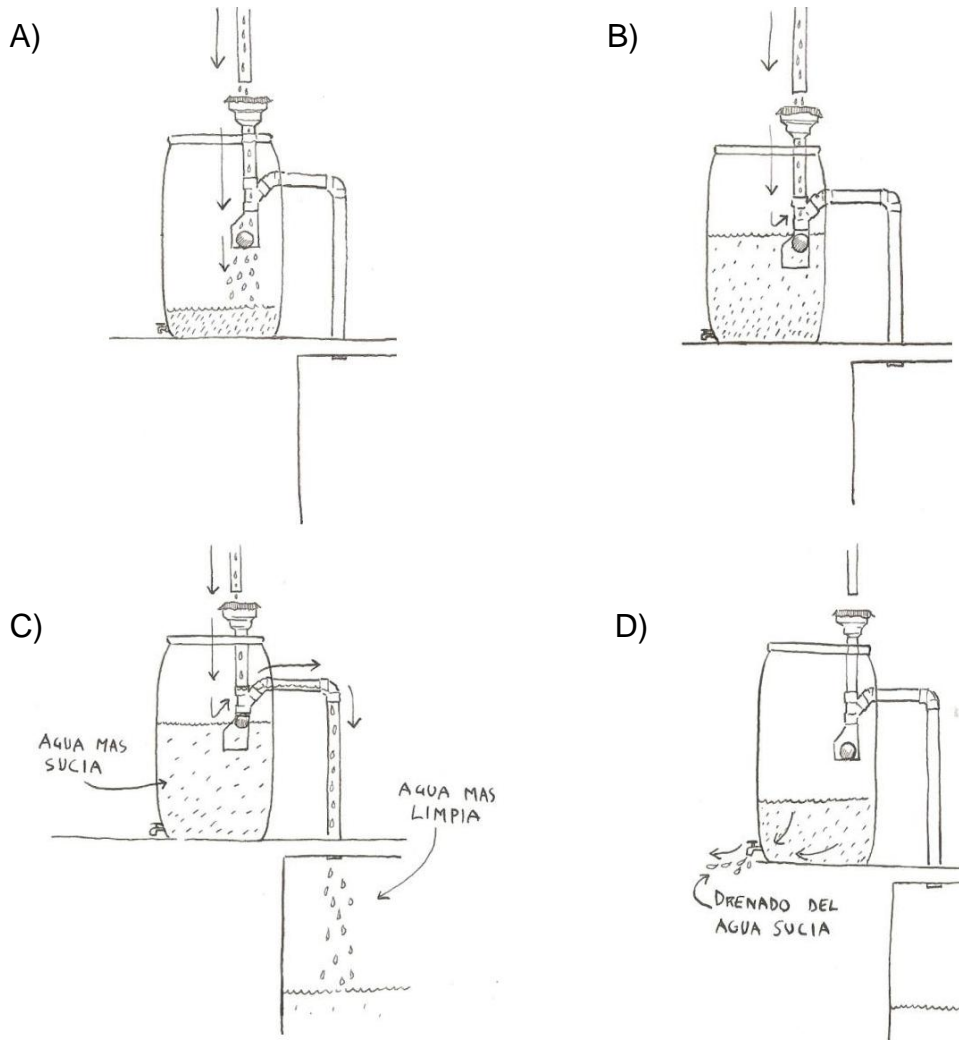


Figura 2. 4-Esquema de funcionamiento de un sistema de separación de primera lluvia.
Fuente (IRRI, 2011).

Los diagramas de la Figura 2.7 se presentan en orden, de modo que se puedan apreciar las siguientes etapas:

- A) Cuando empieza a llover, el agua entra al interceptor y lo empieza a llenar. Recuerda agua que los primeros 10 o 15 minutos del aguacero arrastran la mayoría de la contaminación del aire y polvo del techo.

- B) Después de llenarse con los primeros 10 o 15 minutos de agua más sucia, flota la pelota interna hasta atrancar el paso del agua.

- C) Cuando atranca la pelota, el agua más limpia que sigue cayendo sale del interceptor hacia la cisterna, dejando el agua sucia adentro.

- D) El agua sucia del interceptor se drena con la llave. Es buena para baños, plantas y lavado de pisos, pero no la queremos en la cisterna. Se recomienda realizar el desagüe del depósito después de cada tormenta, y limpieza frecuente, para evitar obstrucciones y excesiva acumulación de arenas y sedimentos (IRRI, 2011).

Del mismo modo se pueden encontrar en el mercado productos o elementos prefabricados como separadores mecánicos o sistemas de filtración, que separan tanto los sedimentos pesados, como los sólidos ligeros flotantes. Para visualizar mejor este tipo de productos, se presenta el esquema de un separador dinámico en las Figuras 2.8 y 2.9, que funciona aprovechando la inercia del movimiento de circulación del agua en la tubería. Es importante señalar que este equipo se vende en México, en diferentes tamaños que alcanzan un flujo de trabajo hasta de 160 lt/seg y una capacidad hidráulica de 750 lt/seg, para eventos de crecientes extraordinarias (Hidropluviales soluciones, 2011).

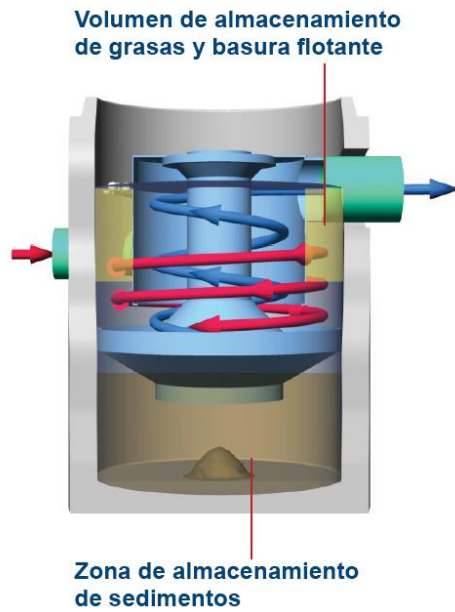


Figura 2. 5-Esquema de funcionamiento de un equipo separador hidrodinámico de sedimentos, sólidos flotantes y grasas.

Fuente (Hidropluviales soluciones, 2011).

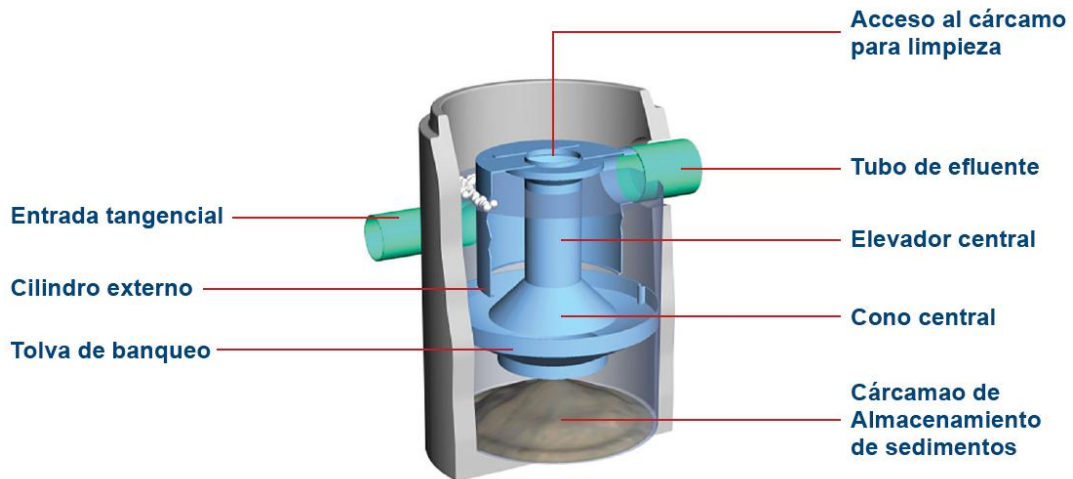


Figura 2. 6-Partes de un equipo separador hidrodinámico de sedimentos, sólidos flotantes y grasas.

Fuente (Hidropluviales soluciones, 2011).

III. Sistema de Almacenamiento.

III.1.- Propuestas de utilización de agua de lluvia

Como se expuso en la introducción, algunos autores consideran que la lluvia es una fuente de agua limpia, pero también mencionan que su pureza se verá afectada por las sustancias y contaminantes que pueda arrastrar de las superficies de captación, como polvo, tierra, hojas de arboles, insectos, excremento de aves y animales, entre otros. En las ciudades se pueden presentar otros componentes como polvo y metales provenientes de combustión, tanto de vehículos como de industria y caucho de desgaste de neumáticos.

Debido a que en la ZUP se cuenta con agua potable, y por economía solo se contempla un tratamiento primario, por lo que se propone utilizar el agua en algunos jardines, preferentemente los de mayor tamaño, para uso óptimo con la menor cantidad de tubería de distribución, y en algunos edificios, donde también se dio preferencia a que cuentan con un mayor número de sanitarios.

Debido a que todos los edificios de la ZUP cuentan ya con alimentación de agua potable, se propone alimentar el agua de lluvia, en los que aplique, desde las cisternas de almacenamiento hasta las cisterna de cada edificio, y a partir de ahí utilizar las instalaciones existentes de tubería, bombas y tinacos para alimentar WCs y lavabos.

En el sentido estricto ya que el agua no será potable, se debería utilizar solo en los WCs y no en lavabos, pero para ello se requiere la instalación de una red de distribución paralela a la existente, sólo para WC, y debido a que la disposición de agua de lluvia no es permanente, se debería contar con una doble sistema de alimentación para WCs: agua de lluvia cuando se cuente con disponibilidad y agua de la red, cuando

no se cuente con ella. Esto plantea un proyecto de detalle que no se contempla en este caso, debido a que la finalidad que se busca es una evaluación global y técnica antes que un proyecto detallado.

III.1.1.- Determinación de demanda de agua en sanitarios

Para la determinación de la demanda de agua en sanitarios, se revisaron los resultados obtenidos por Rueda (2004) y Picos (2010) en los trabajos realizados en la ZUP., se analizan además las demandas sugeridas por la CONAGUA en el MAPAS 2003.

En los siguientes puntos se exponen los tres criterios, para posteriormente determinar la demanda de proyecto.

Rueda (2004) realizó una encuesta a los alumnos de la ZUP para determinar el consumo de agua potable, mediante la cual obtuvo un valor de 28.6895 l/día/alumno como valor medio.

La encuesta fue aplicada en todas las facultades, pero la muestra se formó sólo por alumnos, no se aplicó a profesores, personal administrativo, ni trabajadores de limpieza y mantenimiento.

Picos (2010) obtuvo un promedio de 7.76 litros por descarga para los WCs de la ZUP, mediante inspección y medición directa de una muestra de WCs. Consideró además que debido al tiempo de permanencia en la ZUP, cada persona utiliza al menos 2 veces el WC, por lo que se puede deducir un consumo de 15.52 l/persona/día. Los valores de obtenidos están en función de los tamaños de los muebles sanitarios y el tiempo de permanencia en las instalaciones, sin perder de vista que falta considerar el consumo de lavabos, mingitorios y limpieza de las instalaciones. El IMTA (2003) considera que el WC consume entre el 85 y 90% del consumo total, con lo que puede inferirse el consumo total por alumno por día.

En el libro de Datos Básicos del MAPAS se presentan las demandas para proyectos de suministro, conducción y distribución de agua potable, y propone consumos por tipo de inmueble, que recomienda utilizar cuando no se tienen mediciones de consumo. EL MAPAS para instalaciones de educación medio y superior marca un consumo de 25 l/alumno/turno y 100 l/trabajador/día (CONAGUA, 1994).

III.1.1.1.- Selección de demanda en sanitarios

Debido a que los edificios no cuentan con una población fija de alumnos, sino que estos se desplazan de uno a otro dependiendo de sus actividades, y a que la cantidad de sanitarios no son proporcionales a la capacidad de los edificios, resulta complicado establecer un consumo por modulo de sanitarios o edificio si no se realiza una medición del consumo.

En este proyecto no se contempló la medición de consumo, por lo que se estableció una intensidad de uso promedio de sanitario, dividiendo la población total entre los muebles sanitarios disponibles, encontrando que corresponde un mueble por cada 21.27 personas. Como se tienen 3 opciones con diferentes consumos, se obtuvieron los consumos por día con cada uno de los criterios, estos valores se presentan en la Tabla 3.1.

Tabla 3. 1.- Demanda de agua por persona por día en la ZUP.

Condición	Demanda por día (l/WC/día)		
	Rueda	Picos	Mapas
Días con clases normales	610.26	330.12	796.44
Días sin clase pero con personal administrativo	145.31	78.61	344.04
Días inhábiles	122.01	66.00	323.74

Los valores encontrados de Rueda y Picos son cercanos entre sí, pero se debido a que en ninguno de los dos casos se realizó un medición directa del gasto, se presenta incertidumbre, sobre todo que en la muestra de Rueda no se incluyeron trabajadores

de campo, ni empleados docentes y administrativos, ni consumo por limpieza; y Picos se enfocó en ahorro por excusado, dejando fuera mingitorios, lavabos y consumo por limpieza. Por lo anterior, se decidió utilizar la demanda sugerida por el MAPAS, por ser la que considera un consumo global de muebles sanitarios y agua necesaria para limpieza, y por considerar alumnos y trabajadores, a la vez al presentar un valor mayor provee un margen de seguridad mayor para la demanda de agua.

III.1.2.- Determinación de demanda de agua en jardines

Para establecer un valor de demanda de agua en los jardines se hicieron las siguientes consideraciones de simplificación:

1. Se considera que todos los jardines presentan el mismo suelo superficial limo-arenoso
2. Se considera que todos los jardines tienen una cobertura media de pasto (50 a 75% de cobertura)
3. No se considera riego de arboles, ya los jardines en general no cuentan con rodetes o almacenamiento de agua cerca de los troncos.
4. Los árboles toman en agua necesaria de la humedad natural del suelo, ya que sus raíces son relativamente muy profundas contra las del césped, que si bien una parte proviene del agua regada, esta se considera como el agua perdida por infiltración.
5. El periodo entre riegos es irregular, por lo que para fines prácticos se considera una dotación a cada 10 días.

Con las condiciones y simplificaciones mencionadas se determinó la demanda de riego, aplicando la secuencia de cálculo que se presenta en el Anexo G.

Para la aplicación de las ecuaciones y los métodos mencionados, la FAO ha desarrollado y distribuido de forma gratuita el software Cropwat, versión 8.0, que presenta una gran ayuda al realizar de manera más ágil la secuencia de cálculo, mediante el cual se han obtenido los valores de demanda de riego.

III.2.- Dimensionamiento de tanques de almacenamiento

III.2.1.- Escenarios globales

Un procedimiento sugerido por la OMS para determinar el tamaño de los depósitos de almacenamiento de agua de lluvia, es realizar un balance mensual de entradas y salidas al depósito (CEPIS, 2001). Las entradas son los escurrimientos mensuales promedio de toda el área de estudio, obtenidos multiplicando la precipitación media mensual por un coeficiente de escurrimiento, en este caso la “C” ponderada del Método Racional. Las salidas son generadas por las demandas mensuales, que dependerán del uso al que se destinará el agua.

El balance se inicia en el primer mes del año que se presente precipitación, generando escurrimientos mensuales, que se suman en forma acumulativa, simultáneamente se generan las demandas mensuales que también se suman para obtener la demanda acumulada en los meses sucesivos. Para conocer el volumen a almacenar por mes, se obtiene la diferencia del escurrimiento acumulado contra la demanda acumulada, de modo que el mes con mayor volumen almacenado de agua definirá el tamaño del depósito.

Con este procedimiento se realizó una primera aproximación del sistema de almacenamiento, considerando, de manera global, los escurrimientos generados por de toda el área de la ZUP, en donde se utilizaron los valores de la constante C del método Racional como coeficiente de escurrimiento.

Este método global se ensayó con siete escenarios, de la manera siguiente:

- 1) Considerando el uso del 100% del agua captada en el riego de todos los jardines de la ZUP, sin contemplar uso en sanitarios.
- 2) Considerando el riego de 80% de los jardines y el suministro de agua en 19% de los sanitarios.
- 3) Considerando el riego de 60% de los jardines y el suministro de agua en 33% de los sanitarios.

- 4) Considerando el riego de 40% de los jardines y el suministro de agua en 58% de los sanitarios
- 5) Considerando el riego de 32% de los jardines y el suministro de agua en 70% de los sanitarios
- 6) Considerando el riego de 20% de los jardines y el suministro de agua en 78% de los sanitarios
- 7) Considerando uso total del agua en el suministro del 98% de los sanitarios

La finalidad de este ejercicio fue conocer cuánto volumen y cuanto tiempo de almacenamiento requerirá cada escenario, y si es más propicio usar el agua para riego o para sanitarios, o qué proporción de ambos usos produce un mejor aprovechamiento y un volumen de almacenamiento adecuado.

Después de analizar los resultados de los escenarios globales, y en virtud de que un mayor tiempo de almacenamiento demanda un mayor tamaño del depósito, se opta por tomar la opción número 5, ya que genera un volumen de almacenamiento adecuado para ser repartido en siete depósitos, uno por cada sistema, y el tiempo de almacenamiento promedio es de 3 meses.

Este balance global se llevó a cabo como primera aproximación para determinar los edificios y jardines en los que se propone utilizar el agua, se requiere por lo tanto, un análisis más detallado por sistema, para definir los puntos y magnitudes de demanda, así como el volumen de almacenamiento de cada uno de los depósitos.

III.2.2.- Escenarios por sistema

Partiendo de los resultados del ensayo global, se propuso la construcción de siete cisternas, una por cada sistema de captación, y se realizó un balance de entradas y salidas mensuales similar al análisis global, para determinar el volumen de almacenamiento en cada sistema.

En los balances por sistema se utilizaron las áreas ya generadas para los sistemas de captación y conducción, y el coeficiente C ponderado para cada área.

El aspecto de la purificación del agua se presenta en el punto IV.1, pero considerando que distintos usos del agua requieren distinto grado de purificación o limpieza, el primer criterio que se utilizó para determinar las demandas de los depósitos fue separar el uso en edificios y jardines, designando cuatro depósitos para suministro a sanitarios y tres depósitos para suministro a áreas verdes. El siguiente criterio fue la distancia de la demanda al depósito, asignando a cada cisterna las demandas más cercanas según su tipo.

La finalidad que se persigue con éste ejercicio es asignar las demandas a cada sistema, que de inicio son un dato para el dimensionamiento del depósito, pero posteriormente servirán para localizar los sitios a los que habrá de llevar el agua y su caudal a suministrar en cada punto.

III.2.3.- Simulación por día

Del método aplicado se obtiene un volumen de almacenamiento mensual, pero en la ciudad de San Luis Potosí las lluvias generalmente son intensas y de corta duración, por lo que un balance mensual puede ser un periodo muy largo considerando que pueden existir muchas variaciones en este lapso de tiempo.

Derivado de lo anterior, se realizó una simulación de funcionamiento de los siete sistemas de captación y uso de agua de lluvia, para los años de 2000 a 2010.

Aún cuando se sabe que la ocurrencia de precipitación es aleatoria y las lluvias no se presentarán nuevamente en la misma magnitud y secuencia que una serie histórica, esta simulación consistió en considerar que se tuvieran ya instalados los sistemas de captación y uso del agua de lluvia, y ver qué ocurriría en este lapso de tiempo,

considerando lluvias diarias, demandas diarias de lluvia en edificios y demanda decadiaria en jardines.

Para la establecer la demanda diaria en edificios se determinaron los días hábiles con clase y sin clase, y los días inhábiles de acuerdo al ciclo escolar 2010-2011 y se utilizaron tiempos similares para los años previos.

Una vez identificados los días y su nivel de actividad en la ZUP, se determinó la afluencia tanto de alumnos, como de profesores, personal administrativo y trabajadores en general, de acuerdo a los siguientes criterios:

- a) En los días normales de clases, es decir, lunes a viernes dentro del periodo de clases, se consideró la afluencia del 100% de los alumnos, profesores y trabajadores en general.
- b) En los días hábiles, sin clases, es decir, de lunes a viernes con actividades administrativas pero sin clases, se consideró que asisten los alumnos de posgrado, los trabajadores administrativos, técnicos y de intendencia, pero no profesores hora clase ni alumnos de licenciatura.
- c) En días hábiles de verano, sin clases ordinarias, pero con cursos de verano de lunes a viernes, se consideró la afluencia del 5% de los alumnos de licenciatura, todos los alumnos de posgrado, todos los trabajadores administrativos, técnicos y de intendencia, pero no profesores hora clase.
- d) En días de descanso, como sábado y domingo, asueto y vacaciones administrativas, se consideraron las instalaciones sin personal de ningún sector.

La simulación se realizó para diferentes volúmenes de almacenamiento en la cisterna, iniciando con 20 m³, con incrementos de 20 m³, hasta llegar a un volumen máximo de 800 m³ de almacenamiento.

Al correr la simulación de funcionamiento en 10 años, para cada uno de los volúmenes de almacenamiento, se obtuvieron valores promedio de días con demanda, días con agua en la cisterna, días con la cisterna llena, días con extracción, días con derrame, todos por año, así como metros cúbicos captados, usados y derramados promedio por

año. En los valores anteriores se buscaron tendencias que ayudaran a valorar los tamaños de las cisternas, encontrando en la relación de tamaño de la cisterna contra metros cúbicos usados, una curva que crece con una pendiente fuerte al inicio, con volúmenes de cisterna pequeños, y a medida que aumenta el tamaño de la cisterna, la pendiente disminuye acercándose a cero, por lo que se determinó en esta curva el punto más significativo de cambio de la pendiente, mediante la intersección de una primera recta obtenida con los primeros tres valores, y una segunda recta obtenida con los últimos tres valores de la curva. En este punto donde existe el cambio más marcado en la tendencia de almacenamiento contra metros cúbicos usados, se observa que la curva hacia el lado derecho toma una menor pendiente, lo indica que disminuye la proporción de metros cúbicos usados por cada metro de volumen de almacenamiento, es decir, disminuye la eficiencia de uso del sistema, por lo que se considera el volumen de cisterna en este punto, como el mayor recomendado por la eficiencia.

III.3.- Definición de tamaño de depósitos de almacenamiento.

Los valores así obtenidos de la simulación por día, se compararon con los obtenidos mediante el balance de entradas y salidas mensuales, buscando similitudes en los tamaños, o en su defecto, evaluar el tiempo de almacenamiento, y el espacio disponible en cada punto de almacenamiento, para tomar una decisión sobre el tamaño de la cisterna a utilizar.

IV. Sistema de Distribución.

El sistema de distribución consiste en las instalaciones necesarias para llevar el agua desde el punto de almacenamiento hasta el punto de demanda, es decir, desde cada una de las cisternas de almacenamiento hasta las cisternas de los edificios propuestos para su uso, o hasta las tomas para riego en cada uno de los jardines.

El sistema se integra entonces por la tubería de conducción, una estación de purificación, en caso de ser necesaria, bombas, válvulas y accesorios.

Debido al enfoque global de este proyecto, sólo se contempla el dimensionamiento de las tuberías, la capacidad de la bomba y del sistema de purificación, sin llegar a la ingeniería de detalle, como pueden ser los detalles de conexiones, anclajes y accesorios.

IV.1.- Determinación y dimensionamiento de sistemas de purificación

Aun cuando en la introducción se mencionó que la lluvia es una de las fuentes más puras, esto sucede sólo cuando el agua se encuentra fuera del alcance de los contaminantes. El agua al precipitarse de una nube, pasa por una atmósfera que puede tener una mayor o menor cantidad de partículas flotantes, como polvo y gases, y al tocar las superficies de escurrimiento, como azoteas y pisos en general, se encontrará con más sustancias que pueden asimilarse a la esorrentía y afectar sus características iniciales de pureza.

Las sustancias que pueden contaminar los escurrimientos de agua, varían de un lugar a otro en función de las actividades propias de cada lugar. En la tabla 4.1 se presentan de manera general los contaminantes presentes en las escorrentías urbanas, mientras que la Tabla 4.2 muestra la procedencia de los compuestos contaminantes más comunes.

Tabla 4. 1.- Fenómenos y actividades que aportan contaminantes a las escorrentías.

Origen	Ubicación	Agente activador	Características
Arrastre y lavado de contaminantes acumulados en tiempo seco.	En la atmósfera		15-25% contaminación agua de escorrentía 70-75% metales pesados agua de escorrentía
	En las superficies urbanas	Circulación en automóvil	Principal fuente de gran número de contaminantes: hidrocarburos, Pb, etc.
		Erosión del suelo y obras (viento, vehículos, etc.)	Fuente importante de Materia en suspensión.
		Industria	Aporte variable en función del tipo de actividad y situación de la ciudad.
		Basura	Depende de la limpieza de las vías públicas
		Excrementos de animales domésticos o en libertad.	Aumenta cada día más
		Vegetación urbana	Aporta masas importantes de materia carbonada (hojas muertas, flores, etc.) Aporta N y P (Abonos) Aporta productos organoclorados (pesticidas, herbicidas)
Erosión de superficies permeables			

Fuente: (Malgrat Bregolat, 1995)

Tabla 4. 2.- Procedencia de elementos contaminantes presentes en las aguas de escorrentía

Elemento	Desgaste neumáticos y piezas metálicas	Humos de escape	Erosión de suelo y obras	Industria y/o productos de la Industria	Excrementos de aves y animales domésticos	Abonos y pesticidas en jardines y zonas no urbanizadas
Materia en suspensión	F	-	F	-	-	-
Materia orgánica	F	S	F	-	F	-
Nitrógeno	-	F	S	-	F	F
Fósforo	-	S	F	-	F	F
Bacterias y virus	-	-	-	-	F	-
Metales pesados						
Zn	F	-	S	S	-	-
Pb	-	F	-	F	-	-
Cu	F	-	-	F	-	-
Cr	F	-	-	F	-	-
Cd	S	F	-	F	-	-
Residuos derivados del petróleo	F	F	-	F	-	-
Pesticidas	-	-	-	-	-	F

F = Procedencia fundamental

S= Procedencia secundaria

Fuente: (Malgrat Bregolat, 1995)

Debido a la presencia de contaminantes, es necesario por lo tanto, un tratamiento de purificación, que dependerá de la cantidad y tipo de sustancias presentes en el agua, así como del uso que se le dará a ella.

En general, las etapas típicas de un sistema de purificación comprenden:

- Eliminación de sólidos de gran tamaño, como rocas, basura de mano, hojas de plantas, etc., que se logra mediante las rejillas de las bocas de tormenta.
- Sedimentación de partículas sólidas.
- Filtrado de sólidos finos.
- Desinfección química.

A continuación se exponen los procesos que se consideran en este proyecto.

IV.1.1- Sedimentación

La sedimentación se aplica para separar partículas pesadas y de tamaño mediano, como arenas y sólidos arrastrados por la corriente. Generalmente la sedimentación se realiza en tanques propios para este fin, disminuyendo la velocidad del fluido y garantizando una permanencia de algunas horas, para permitir que las partículas con mayor densidad que la del agua bajen al fondo del tanque por peso propio.

En este proyecto, debido al balance de entradas y salidas, se está considerando una permanencia de varios días, e incluso semanas, del agua dentro de las cisternas de almacenamiento, además que mientras permanezca en la cisterna, el agua estará estática, a excepción de la turbulencia que generará la entrada de flujo, que será momentánea. Debido a esta permanencia estática dentro de la cisterna y aunado a la escases de espacio para instalaciones de gran tamaño, se propone que las cisternas funcionen además de elementos de almacenamiento, como tanques de sedimentación.

Si las cisternas permitirán la sedimentación, el proyecto ejecutivo deberá considerar elementos de fácil limpieza, y que el agua a extraer no se tome del fondo de la cisterna, ya que en este lugar habrá acumulación de sedimentos.

IV.1.2.- Filtro de gravas y arenas

La filtración es un proceso de separación física de partículas sólidas y materia no disuelta. Mediante este proceso los sólidos son eliminados con una pequeña cantidad de agua, produciendo un efluente libre de sólidos y otro con una concentración alta de partículas.

Para este proyecto se propone el uso de filtros a presión verticales multicapa, que se muestra en forma esquemática en las Figuras 4.1 y 4.2.

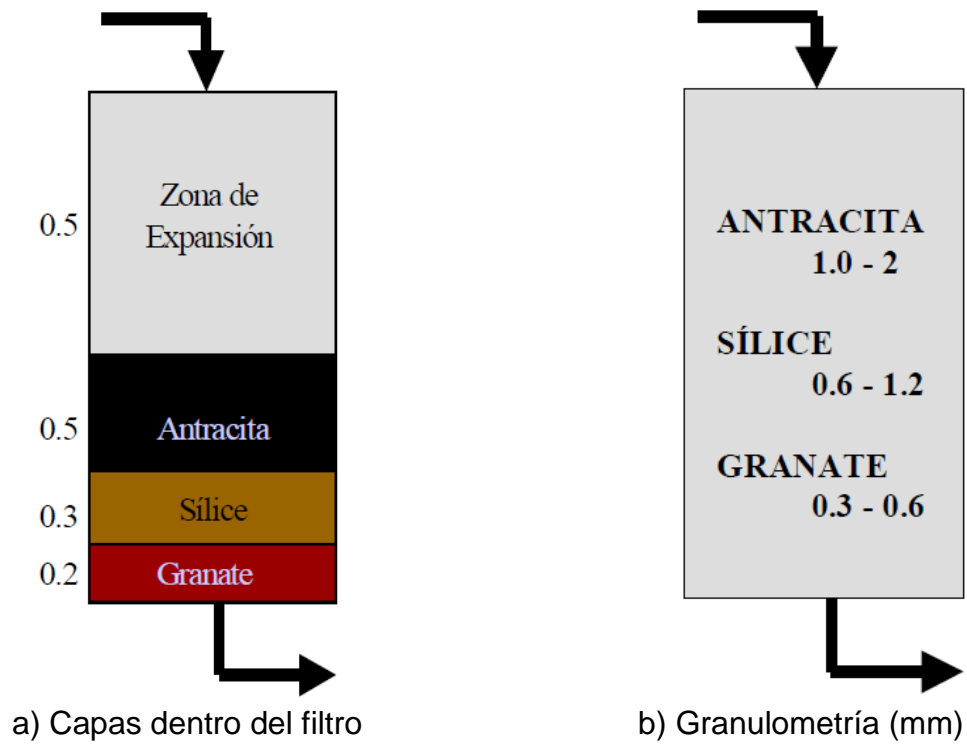


Figura 4. 1.- Filtro a presión vertical a multicapa - esquema.
Fuente: (Regaber, 2002)

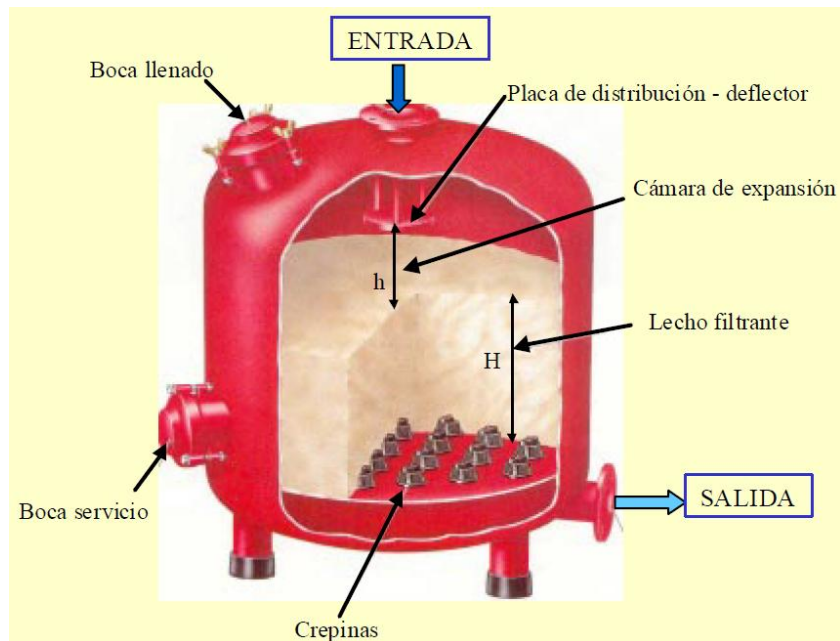


Figura 4. 2.-Partes de un filtro vertical a presión.
Fuente: (Regaber, 2002)

Dentro de un filtro, además de ser una barrera física, en donde se retienen las partículas de mayor tamaño que los vacíos libres en el lecho filtrante, se desarrollan otros mecanismos, que se describen en la tabla 4.1, y que en conjunto favorecen a la separación de contaminantes en el agua.

La eficiencia de remoción en un filtro es inversamente proporcional a la velocidad de filtrado, en la tabla 4.2 se expresan las velocidades de filtración recomendadas por un proveedor, en donde se observa que la velocidad para potabilización es de 10 m/h, aun cuando el agua en la ZUP no se propone para consumo como potable, pero sí para contacto directo, se tomó en cuenta esta recomendación, además de una velocidad máxima de filtración de 15 m/h para el mismo uso, propuesta por el mismo proveedor.

Tabla 4. 3.- Mecanismos de retención de sólidos en un filtro vertical multicapa.

Mecanismo	Descripción
Intercepción	Las partículas de mayor tamaño que el espacio intersticial (poro) que se forma en el medio filtrante quedan retenidas mecánicamente. A medida
a) mecánica	que quedan retenidas las partículas se van creando poros de menor tamaño que el inicial reteniendo partículas menores.
b) probabilidad de contacto	Partículas menores que el poro de paso quedan retenidas por probabilidad, si el grano de mineral filtrante está en el camino de la partícula. Muchas partículas que se mueven a lo largo de las líneas de corriente quedan retenidas cuando entran en contacto con la superficie del medio.
Sedimentación	Algunas partículas pueden experimentar sedimentación dentro del filtro siempre que el régimen de paso a través del filtro sea de baja turbulencia.
Impacto	Las partículas mecánicas no pueden seguir las líneas de corriente a través del filtro, y quedan retenidas por impacto sobre el mineral filtrante.
Adhesión	Las partículas impulsadas por el agua quedan retenidas por adhesión sobre la superficie del medio u otras partículas retenidas previamente de manera que se crea una acumulación de las mismas que rodea el mineral filtrante y disminuye el tamaño de poro inicial y disminuye el tamaño de partícula retenida por interceptación mecánica. Esta masa amorfa de partículas puede romperse (efecto avalancha) desplazándose a una zona más profunda del filtro, quedar retenida a su vez y así sucesivamente hasta que puede llegar a fugarse del medio causando una brusca aparición de turbidez en el efluente. Esto ocurre debido a la fuerza del flujo de agua y a la diferencias de presión que se producen entre la entrada y la salida del filtro. A mayor diferencia, mayor probabilidad de aparición de este efecto.

Tabla 4.3.- Mecanismos de retención de sólidos en un filtro vertical multicapa. (continuación)

<p>Adsorción Química a) enlace b) interacción química</p> <p>Adsorción Física a) Fuerza electrostática b) Fuerza electrocinética c) Fuerza Van der Waals</p>	<p>Una vez la partícula se ha puesto en contacto con la superficie del medio filtrante o con otras partículas retenidas por el filtro, se producen fenómenos de adsorción física, química o ambas al mismo tiempo que son las responsables de mantener la partícula retenida en ese punto.</p>
<p>Floculación</p>	<p>Partículas de la misma naturaleza pueden chocar entre sí y juntarse produciéndose un fenómeno de floculación debido principalmente a los cambios de velocidad que se producen en el paso a través del sistema de filtración y a la diferencia de velocidades entre partículas de diferente tamaño. Ese proceso crea partículas de mayor tamaño que quedan retenidas gracias a los fenómenos descritos anteriormente. Asimismo los flóculos formados pueden romperse en aglomeraciones de partículas de menor tamaño si se está operando a una velocidad excesiva y pasar a través del filtro.</p>
<p>Precipitación de Sales</p>	<p>Las características físico-químicas del agua pueden modificar el rendimiento del filtro al precipitar sales de diferente tipo sobre la superficie del mineral de filtración. Esta precipitación varía el tamaño de los granos de mineral (con lo que varía el tamaño del espacio intersticial) y la naturaleza de la superficie del elemento filtrante.</p>
<p>Crecimiento Biológico</p>	<p>El crecimiento biológico en el interior del filtro sobre los granos irá reduciendo el tamaño del poro con lo que inicialmente puede aumentar el rendimiento del filtro, pero inmediatamente se crearán masas de granos de mineral unidos por biomasa casi impermeables, formando grandes zonas apelmazadas creando la rotura del lecho de filtración, formación de vías de paso preferenciales y una disminución en la cantidad de partículas retenidas.</p>

Fuente: (Regaber, 2002).

Tabla 4. 4.- Velocidades recomendadas de filtración con filtros multicapa

Grado de filtración	Rango de velocidad de filtrado	Velocidad de filtrado	Finalidad del efluente	Sólidos en el afluente
Filtración fina	Velocidad lenta	10 m/h	Potabilización	Mayor carga de sólidos
Filtración normal	Velocidad rápida	25 m/h	Refrigeración / Boquillas / Riego	
Filtración basta	Velocidad muy rápida	35 m/h	Riego	Menor carga de sólidos

Fuente: (Regaber, 2002)

Tabla 4. 5.- Caudales de filtración, en función del tamaño y cantidad de filtros en m³/h

Mm Pulg.	500 20"				900 36"				1200 48"				
	V (m/h)	10	15	25	35	10	15	25	35	10	15	25	35
No. Filtros	2	4	6	10	14	12	19	32	45	22	34	57	79
	3	6	9	15	21	19	29	48	67	34	51	85	119
	4	8	12	20	27	25	38	64	89	45	68	113	158
	6	12	18	29	41	38	57	95	134	68	102	170	237
	8	16	24	39	55	50	76	127	178	90	136	226	317

Fuente: (Regaber, 2002)

Para facilitar la selección del tamaño y cantidad de filtros, de acuerdo al caudal manejado, se auxilió con la Tabla 4.2 para determinar los de filtros para cada sistema.

La pérdida de carga hidráulica en los filtros varía con el caudal aplicado, y además con el uso normal del filtro, éste va reteniendo materia sólida que obstruye los espacios de circulación de agua, por lo que el fabricante manifiesta que la pérdida de carga máxima admisible es de 5.0 metros de columna de agua, y cuando se alcance o se esté cerca de este valor, el filtro se encuentra prácticamente colmatado y requiere limpieza, generalmente por retrolavado (Regaber, 2002). Bajo esta premisa, en el sistema de distribución se considera una pérdida puntual de carga igual a 5 metros de columna de agua, simulando las peores condiciones de funcionamiento del filtro.

IV.1.3.- Cloración

Las sustancias químicas presentes en el agua pueden producir turbidez, color, olor e incluso sabor. En una estación de purificación es común aplicar uno o más procedimientos de oxidación, con las siguientes finalidades:

- Oxidar químicamente las sustancias inorgánicas y orgánicas.
- Romper las moléculas orgánicas, produciendo compuestos más simples o de cadenas más cortas.

- Eliminar la población microbiana y bacterial presente en el agua, o desinfección

Para la oxidación es posible utilizar diversas sustancias, siendo el cloro y sus diferentes derivados, los más utilizados por presentar gran eficacia a un costo muy asequible.

A la acción de adicionar cloro al agua, buscando la oxidación de las sustancias químicas y la eliminación de organismos y microorganismos, se le da el nombre de cloración, y dependiendo de la etapa en que se utilice puede ser precloración, postcloración o recloración.

La precloración se aplica antes de cualquier otro tratamiento, y además de oxidar los compuestos químicos y la materia orgánica, como ya se mencionó, presenta las siguientes ventajas:

- Mejora la filtrabilidad del agua, al reducir la colmatación por algas
- Mejora la coagulación
- Oxida los compuestos que producen olor, color y sabor
- Oxida los iones ferrosos y manganosos y favorece la decantación de estos metales
- Oxida el amoníaco, presentando buenos resultados cuando las dosis de este compuesto son bajas
- Oxida los nitritos a nitratos

La postcloración es el proceso de aplicar cloro como etapa última de tratamiento, y su finalidad es oxidar las sustancias remanentes y principalmente la desinfección al eliminar los microorganismos residuales (Carrasco & Mendez, 2010).

La recloración consiste en la aplicación de una cantidad extra de cloro en uno o varios puntos de la red de distribución, para restablecer la cantidad de cloro residual a la mínima solicitada por la normativa. En México la NOM-127-SSA1-1994 marca los requisitos que debe tener una agua para considerarse potable, dentro de los que se establece que el cloro residual en cualquier punto de la red de distribución debe estar entre 0.2 y 1.5 miligramos por litro, por lo que la recloración buscará cumplir con este requisito.

El cloro puede aplicarse al agua mediante dosificadores que inyectan gas cloro o líquido a presión dentro de una tubería de conducción. Estos dosificadores se presentan en el mercado en distintas marcas, y generalmente son regulables de acuerdo al gasto y presión conducidos por la tubería.

El cloro por su alto poder oxidante, en presenta alta toxicidad a los seres vivos, incluyendo al hombre, por lo que el mayor inconveniente que presenta el gas en forma líquida y sobre todo gaseosa, es el riesgo de fuga tanto en el almacenamiento como en las líneas de dosificación, por ser además altamente volátil, con fuertes riesgos a la salud si se presentara el caso.

Una forma más simple de aplicación del cloro es mediante tabletas de hipoclorito de calcio, las cuales se presentan en forma sólida y que por lo tanto no se produce volatilización ni fuga, además que pueden ser colocadas directamente en el recipiente de almacenamiento sin contar con equipo dosificador. La desventaja que presenta este método es que requiere que la acción sea manual cada vez que se va a aplicar el cloro, por no contar con dosificador automático.

De manera muy similar a las tabletas se puede aplicar también hipoclorito de sodio, que se presenta en forma líquida y con mayor estabilidad y seguridad de manejo que el cloro puro y sus derivados gaseosos.

La ZUP cuenta con una alta afluencia tanto de alumnos como de profesores y personal administrativo, y el tener almacenado y conectado un depósito de cloro en cada punto de salida de los almacenamientos, presentaría un riesgo a la población, además debido que el sistema de captación y uso de agua de lluvia tendrá un uso intermitente y muy errático en periodicidad, los dosificadores estarían la mayor parte del tiempo del año sin utilizar. Por lo anterior, buscando economizar en las instalaciones y sobre todo para evitar riesgos a la población académica y en general, se cree más conveniente la utilización de una precloración en los depósitos de almacenamiento, cada vez que sean llenadas las cisternas, y cuando el tiempo de almacenamiento sea muy largo, y que además generará los beneficios arriba mencionados.

La dosificación a utilizar será la necesaria para alcanzar el punto óptimo de oxidación del cloro, que es 1.5 miligramos de cloro por litro de agua.

Como se expresa en el punto V.4.4, se proponen cuatro sistemas para uso de agua en sanitarios y tres para uso de agua en riego de jardinería, requiriendo el agua para uso en sanitarios además de la sedimentación, la filtración mediante filtro de gravas y arenas y la cloración, mientras que en los sistemas para riego de áreas verdes, y basado en la conclusiones de Lara et. al. (2007) se propone eliminar la cloración y la filtración, ya que además del costo de operación, requiere mayor atención y control en su manejo, proponiendo estos sistemas solo con la sedimentación dentro de la cisterna de almacenamiento. Es necesario tener en cuenta que las recomendaciones para el uso de agua sin tratamiento son, evitar en lo posible el contacto humano con el agua, y preferentemente regar por las noches que es cuando hay menos presencia de personas en la zona de estudio.

IV.2.- Dimensionamiento de sistema de retorno de agua de lluvia

El dimensionamiento del sistema consta de varios pasos generales, desde ubicar la línea, asignar las demandas a los nudos, hasta determinar el mejor diámetro por tramo de red. Estos pasos se describen a continuación.

IV.2.1.- Ubicación de los puntos de demanda

Los puntos de demanda se determinan en función del resultado de los balances de los depósitos de almacenamiento:

- a) Edificios que se contemplaron en el balance, con punto de llegada en las cisternas existentes al pie de los edificios, excepto los sanitarios de

estomatología, que se considera alimentación directa a los tinacos de los sanitarios, para no mezclar con agua de la cisterna que alimenta los equipos de los talleres y consultorios.

- b) En jardines considerados en los balances. Se considera riego directo de la tubería, como se lleva a cabo actualmente en la mayor parte de las áreas verdes, ya que este proyecto no contempla cambio de la forma de riego ni instalación de sistemas tecnificados.

La magnitud de las demandas en cada uno de los puntos se obtuvo de la siguiente manera:

Para jardines: volumen necesario por metro cuadrado, por los metros cuadrados a regar por cada toma.

Para edificios: volumen promedio de agua necesario por WC por día, por la cantidad de sanitarios en cada nudo con demanda.

Como la demanda de riego varía con la época del año y la incidencia de lluvia, y la demanda en sanitarios varía dependiendo del día y la afluencia a las instalaciones, se tienen varios valores dependiendo de las condiciones prevalecientes, por lo que se que pueden presentarse como más desfavorables, es decir, los valores mayores, sobrentendiendo que si la línea es capaz de satisfacer la mayor demanda, los días en que se presenten menores demandas, las instalaciones cumplirán con mayor facilidad, e incluso estarán sobradas en capacidad.

Las demandas se usan tal como se obtienen, sin aplicar factores de variación horaria o diaria, ya que se tomaron los valores más altos, y el funcionamiento del sistema no será permanente, sino que se pondrá en marcha cuando se cuente con agua disponible en la cisterna y faltante en los puntos de demanda. En caso de no contar con agua en el depósito, se suplirá con agua de la red existente, por lo que las variaciones se absorben con agua de la red.

IV.2.2.- Ubicación de los equipos de bombeo y purificación

Debido a que la captación del agua de lluvia y su conducción a los puntos de almacenamiento se proyecta sea por gravedad, es lógico pensar que se requerirá instalar una bomba para llevar el agua a través de una tubería presurizada a sus puntos de demanda, ya que estos lugares estarán a una altura topográfica mayor que el sitio de almacenamiento.

Por el tamaño de los sistemas, las diferencias de alturas y los caudales que se manejarán, los equipos de bombeo no resultarán muy grandes, esperando satisfacer las necesidades con bombas centrifugas, las cuales son exteriores y se deberán lo más cerca posible a los depósitos de almacenamiento, por lo que se propone colocarlas al pie de los edificios más cercanos a cada cisterna, ya que esta ubicación presenta varias ventajas:

- Se tendría cerca la alimentación eléctrica.
- No se requerirá espacio adicional lateral a las cisternas.
- No se requiere construir registro para la bomba, ya que este normalmente se termina en un nivel más alto del terreno natural, para proteger el equipo eléctrico de inundaciones, y las cisternas se proponen en los andadores, por lo que este registro sería un obstáculo.
- La bomba estaría en el exterior, lo que favorece la circulación de aire y evita sobrecalentamiento.
- Se puede construir una caseta de protección adherida al edificio para protección del equipo sin realizar demoliciones o adecuaciones complicadas.

Además como se ve en el punto IV.1.2, en los sistemas que alimentarán sanitarios en diversos edificios se propone un sistema de filtros de arena, mismo que se sugiere instalar cercano y posterior a la bomba, sirviendo la caseta de protección para ambos equipos y sus conexiones de retrolavado para el filtro.

IV.2.3.- Determinación del trazo de los sistemas de tuberías, materiales y características

Con la ubicación tanto de los puntos de almacenamiento y de demanda, se propuso primero la “mejor” ubicación de las líneas de distribución, Considerando la mejor ubicación, aquella que una los puntos de demanda con el depósito de almacenamiento, pasando por la estación de purificación, con la línea más corta. En este caso, a diferencia del sistema de conducción, no presenta problemas constructivos o de funcionamiento la pendiente de las tuberías.

Para establecer las condiciones de diseño del sistema de distribución, es necesario establecer nodos en cada cambio de dirección de una línea de tubería, y en la intersección de dos de ellas, y determinar para cada nodo su altura topográfica. Para el presente proyecto se utilizaron las alturas sobre el nivel del mar en base al plano base de la ZUP.

Se consideró la utilización de tuberías de PVC por presentar varias ventajas con respecto a otros materiales:

- a) Bajo coeficiente de fricción debido a sus paredes lisas,
- b) El material con el que están constituidas no reacciona químicamente con el agua o los compuestos disueltos en ella,
- c) Se presenta en varios espesores, dependiendo de la carga hidráulica a la que se verá sometida,
- d) Su bajo peso y facilidad de manipulación favorecen gran facilidad y rapidez de instalación.
- e) Su reparación y sustitución de tramos o piezas especiales es muy sencilla.

Para el diseño de las tuberías se consideró un coeficiente de rugosidad de 0.015, para ser aplicado con la fórmula de Hazen-Williams, que es el método de determinación de pérdidas sugerido por el MAPAS 2003.

IV.2.4.- Dimensionamiento de la tubería

La finalidad del diseño hidráulico es determinar el menor diámetro, para cada tramo, que sea capaz de conducir el caudal de agua y la presión necesarias para satisfacer las demandas de la red. Se busca el menor diámetro, debido a que el tamaño de la tubería es proporcional a los costos de la obra y del servicio, y un sobredimensionamiento generará costos innecesarios.

Para entender el procedimiento de diseño, se exponen a continuación los principios teóricos hidráulicos que se utilizan en la secuencia de cálculo, para ello es necesario analizar el tramo de tubería de la Figura 4.3, en donde se acotan las cargas hidráulicas para una tubería conduciendo un gasto Q a presión:

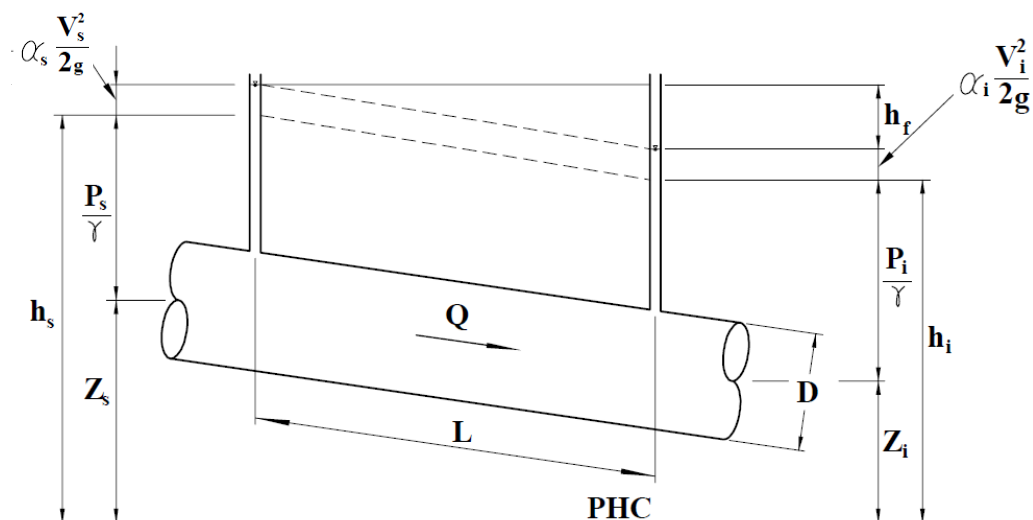


Figura 4. 3.- Esquema de cargas hidráulicas en una tubería con flujo a presión.
Fuente: MAPAS (2003)

Donde:

- L es la longitud del tramo de tubería, en metros
- V es la velocidad de flujo
- P es la presión del agua dentro de la tubería

H es la altura de carga hidráulica, obtenida de sumar la carga por posición y por presión

Z es la altura del punto al plano horizontal de comparación o referencia

Q es el gasto que circula por la tubería

D es el diámetro de la tubería, constante desde el inicio al fin del tramo en análisis

α , coeficiente de Coriolis, prácticamente igual a 1

PHC es el plano horizontal de comparación o referencia de alturas.

Del esquema anterior se desprende que:

$$h_f = h_s - h_i \quad (\text{E-4. 1})$$

Siendo h_s y h_i la suma de las cargas de altura, presión y velocidad, en el punto superior e inferior del tubo respectivamente, y la diferencia h_f por lo tanto, la pérdida o caída de carga en el tramo de longitud L, producida al mover el fluido a través de la tubería.

La pérdida de carga h_f mencionada depende de la velocidad del fluido, del diámetro, la longitud y la rugosidad del tubo, así como de la densidad y viscosidad del fluido. Para calcular la pérdida de carga entre los dos puntos del tubo el MAPAS, 2003- redes sugiere la utilización de la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$h_f = f \frac{L V^2}{d 2g} \quad (\text{E-4. 2})$$

Donde:

h_f es la pérdida de carga en el tramo de tubería

f es el coeficiente de rugosidad, adimensional

V es la velocidad del agua dentro de la tubería

D es el diámetro del tubo

L es la longitud de la tubería

g es la constante de la gravedad, con valor de 9.81 m/s², en el sistema internacional

A su vez el coeficiente de rugosidad f depende de la rugosidad absoluta ε , del diámetro de la tubería, la velocidad del flujo y la viscosidad del fluido, y se relaciona con estos parámetros de acuerdo a la ecuación de Colebrook y White, y para el cual Swamee y Jain presentan una solución de forma explícita:

$$f = \frac{0.25}{\left[\text{Log}\left(\frac{\varepsilon/d}{3.7} + \frac{5.74}{R^{0.9}}\right)\right]^2} \quad (\text{E-4. 3})$$

Donde:

R es el número de Reynolds, que se obtiene con la ecuación:

$$R = \frac{Vd}{\nu} \quad (\text{E-4. 4})$$

ε es la rugosidad absoluta

d es el diámetro del tubo

V es la velocidad del flujo

ν es la viscosidad del fluido

Una vez determinado el factor de pérdida de carga f , se pueden obtener dos constantes más, que son necesarias en procedimiento de cálculo de la tubería:

$$k = \left(\frac{1}{C}\right)^{1/2} \quad (\text{E-4. 5})$$

Con:

$$C = 0.0826 \frac{fL}{d^5} \quad (\text{E-4. 6})$$

En la secuencia anterior se presenta el funcionamiento y las características del flujo en una sola tubería. Para el análisis de una red de tuberías abierta, se sigue el procedimiento descrito a continuación.

El principio de continuidad establece que en cada nudo, la suma de gastos debe ser igual a cero, considerando positivos los gastos que entran y negativos los gastos que salen del nudo, o dicho de otra manera, la suma de los gastos de las tuberías es igual a la demanda en el nudo, lo que se puede expresar con la Ecuación 4.7:

$$\sum Q_i = q_n \quad (\text{E-4. 7})$$

Donde

$\sum Q_i$ es la suma de los gastos de las tuberías que conectan al nudo

q_n es la demanda en el nudo

Aplicando esta ecuación se obtiene una ecuación de gastos por cada nudo con derivación o con demanda.

En las ecuaciones así obtenidas, se expresan los gastos Q de cada línea de tubería en términos de la carga hidráulica en cada nudo, mediante la ecuación:

$$Q = k(h_s - h_i)^{1/2} \quad (\text{E-4. 8})$$

Donde:

h_s es la carga hidráulica en el nudo superior de la tubería

h_i es la carga hidráulica en el nudo inferior de la tubería

Q es el gasto de la tubería en mención

K es un coeficiente de pérdidas que se determina mediante la Ecuación 4.5.

Para poner el gasto en función de las cargas hidráulicas, mediante la ecuación anterior, se requiere un gasto, y dado que de inicio no se conocen los gastos que circulan en cada tubería, se deberá suponer en la primera iteración un gasto cualquiera, siempre que no sea desproporcionado para el caso de análisis.

Con una ecuación por cada nudo con derivación o demanda, expresada en términos de las cargas, se forma un sistema de ecuaciones no lineales, que se puede resolver mediante un método numérico.

Una vez conocidas las cargas, se aplica la ecuación No. 4.8 o 4.9, según sea el caso, para determinar los gastos en cada tubo.

Si $h_s \geq h_i$

$$Q = \alpha (h_s - h_i)^{1/2} \quad (\text{E-4. 9})$$

Si $h_s < h_i$

$$Q = -\alpha (h_i - h_s)^{1/2} \quad (\text{E-4. 10})$$

Se compara el gasto así obtenido con el propuesto, encontrando generalmente una diferencia, si esta diferencia se encuentra dentro de la tolerancia establecida se toman los valores de carga y gasto como resultado de la red, en caso contrario se deberá realizar un ajuste que depende del método utilizado para solucionar el sistema de ecuaciones, y se inicia una nueva iteración.

Si el procedimiento descrito se realiza manualmente resulta un tanto laborioso, sobre todo si la cantidad de tramos y nudos es grande, por lo que para el desarrollo del presente proyecto se apoyó en el software EPANET, versión 2.0, el cual es de distribución gratuita a través de la Agencia de Protección Ambiental (EPA, por sus siglas en inglés) de los Estados Unidos de Norteamérica, detallando a continuación las consideraciones realizadas y las condiciones de cálculo.

Se tiene una red abierta, con conducción por bombeo directo, sin tanque de regulación.

Las cisternas de almacenamiento se consideran como reservóreo sin cambio de alturas ni volúmenes de almacenamiento, por analizarse el sistema bajo régimen permanente.

Se ubicaron los nudos a los que asocian las demandas determinadas en los ejercicios de balances y simulación.

Para la definición de las alturas en cada nudo, cisterna y en general toda la red, se ubicaron las redes propuestas en el plano base con curvas de nivel, determinando la altura sobre el nivel del mar de cada punto.

Se propone la utilización de tubería de PVC, ya que presenta las ventajas listadas en el punto IV.2.3.

La precisión utilizada para detener las iteraciones fue de 0.001 lps.

Con estas condiciones, se alimentó el modelo en el software EPANET, proponiendo un diámetro inicial en todas las tuberías, realizando el análisis hidráulico, y posteriormente localizando las zonas de presión baja, para realizar ajustes en los diámetros cercanos buscando alcanzar una presión mínima de 2 lps. Se realizaron varias correcciones de diámetro, hasta alcanzar los valores finales.

Se debe tener presente que el análisis de los sistemas de distribución se analizaron considerando satisfacer todas las demandas simultáneamente, y considerando un tiempo de bombeo variable para cada sistema, según se aprecia en la Tabla 5.38, por ejemplo, en la práctica ocurre que las demandas no son simultáneas, ya que el consumo de agua en los sanitarios depende de la afluencia a ellos, siendo variables tanto el número de asistentes como los horarios de funcionamiento de los edificios. Para el caso del riego de áreas verdes, se consideró de igual manera satisfacer los gastos en todos los puntos de demanda al mismo tiempo, y normalmente se aplica a algunos cuantos jardines y no a todos a la vez. Además se consideró una pérdida de carga en la estación de filtrado de 5 metros de columna de agua, lo cual sólo ocurrirá cuando los filtros estén cerca de su colmatación y requieren limpieza. Lo anterior da como consecuencia que el funcionamiento real de la red será generalmente con menor caudal y por consiguiente a mayor presión que los valores que arroja el cálculo.

IV.2.5.- Selección de bombas

Al correr el modelo en EPANET se determinó la carga que debe aplicar la bomba en cada sistema para llevar el agua al punto más desfavorable de cada sistema. Una vez conocida la carga de la bomba, así como el caudal con el que trabajará, es posible seleccionar una bomba con capacidad suficiente para realizar el trabajo de bombeo.

Los fabricantes de bombas generan una gráfica de funcionamiento para cada uno de sus equipos, donde se estampan los datos técnicos de cada una de las bombas.

La gráfica más representativa de los equipos de bombeo se traza sobre un sistema de ejes perpendiculares, donde en el eje horizontal se grafica el gasto y en el eje vertical la carga de trabajo, obteniendo una línea llamada curva de funcionamiento, que es característica y específica para cada bomba. Algunas bombas son de velocidad variable, o el cuerpo de la bomba puede recibir impulsores de diferente tamaño, lo que produce gráfica más completas pero más complejas, más aun cuando algunos fabricantes incluyen curvas de eficiencia en la misma gráfica.

El trabajo de selección de la bomba más adecuada, consiste entonces, en comparar las condiciones de trabajo a que será sometida contra las curvas de los equipos hasta encontrar una curva que presente un funcionamiento cercano al necesario.

Conociendo el gasto y la presión que deberá suministrar la bomba de cada sistema, se revisó una base de datos de bombas de varios fabricantes, buscando un tamaño de bomba que trabaje en un rango similar al requerido por el sistema. En esta selección se dio preferencia a las bombas centrífugas, por presentar equipos de menor tamaño, más simples en su construcción y funcionamiento, y por tanto, más económicas.

Una vez seleccionado un tamaño de bomba, se alimentó la curva de funcionamiento propuesta por un fabricante, corriendo nuevamente el modelo en EPANET, determinando las presiones de funcionamiento ya con el equipo de bombeo seleccionado.

V. Resultados.

V.1.- Identificación y Evaluación de Escorrentías

V.1.1 Datos climatológicos

V.1.1.1.- Serie Anual de Precipitaciones Máximas Diarias

La Serie Anual de Precipitaciones de las máximas diarias que se generó en base a la información proporcionada por la Estación Meteorológica de la UASLP, consta de 80 registros, entre los años 1931 y 2010, como se muestra en la Tabla 5.1.

Tabla 5. 1.- Serie Anual de Precipitaciones Máximas Diarias.

Serie Anual de Precipitaciones Máximas Diarias											
No.	Año	Pma x (mm)	No.	Año	Pmax (mm)	No.	Año	Pmax (mm)	No.	Año	Pmax (mm)
1	193	36.7	21	1951	37.6	41	197	30.2	61	1991	51.3
2	193	25.0	22	1952	40.5	42	197	33.3	62	1992	31.3
3	193	65.0	23	1953	63.6	43	197	35.0	63	1993	57.5
4	193	25.0	24	1954	26.8	44	197	28.5	64	1994	38.0
5	193	42.0	25	1955	47.0	45	197	57.2	65	1995	51.5
6	193	55.0	26	1956	35.0	46	197	43.5	66	1996	46.3
7	193	29.5	27	1957	34.9	47	197	48.1	67	1997	95.5
8	193	54.0	28	1958	63.0	48	197	53.7	68	1998	40.8
9	193	36.0	29	1959	35.5	49	197	67.7	69	1999	41.5
10	194	33.0	30	1960	40.0	50	198	23.5	70	2000	23.0
11	194	38.0	31	1961	51.1	51	198	47.8	71	2001	22.2
12	194	64.5	32	1962	39.4	52	198	72.4	72	2002	42.9
13	194	34.2	33	1963	27.2	53	198	27.3	73	2003	38.0
14	194	66.0	34	1964	39.8	54	198	37.8	74	2004	28.5
15	194	29.8	35	1965	31.5	55	198	44.6	75	2005	58.2
16	194	36.2	36	1966	32.1	56	198	47.0	76	2006	75.8
17	194	34.8	37	1967	40.2	57	198	43.5	77	2007	50.8
18	194	52.4	38	1968	31.5	58	198	70.3	78	2008	27.8
19	194	34.7	39	1969	30.5	59	198	29.5	79	2009	63.2
20	195	48.0	40	1970	52.0	60	199	37.1	80	2010	50.6

V.1.1.2.- Análisis de la Serie Anual de Precipitaciones Máximas Diarias

La Serie Anual de Precipitaciones Máximas Diarias presenta la siguiente estadística descriptiva, en la que se expresan las características generales de la serie:

Tabla 5. 2.- Estadística descriptiva de la Serie Anual de Precipitaciones Máximas Diarias.

Estadística	Valor	Percentil	Valor
Tamaño de la muestra	80	Min	22.20
Rango	73.30	5%	25.00
Media	43.15	10%	27.35
Varianza	203.26	25% (Q1)	32.33
Desviación estándar	14.26	50% (Mediana)	39.90
Coef. de variación	0.33	75% (Q3)	51.45
Error estándar	1.59	90%	64.41
Asimetría	1.02	95%	70.17
Curtosis	1.20	Max	95.50

A la Serie Anual de Máximos se le realizaron los análisis de Homogeneidad de Helmert, de las secuencias, de la t de Student, de Cramer, de Anderson, y la prueba de persistencia del cociente de Von Newman, con la finalidad de establecer si la serie se puede considerar como una muestra representativa. Del análisis realizado se desprende que la serie es homogénea y sin persistencia, ya que en todas las pruebas realizadas, se obtuvo resultado favorable, como se puede ver en el anexo A, por lo que se acepta la serie para continuar el procesamiento estadístico y realizar las predicciones de lluvia de diseño.

V.1.1.3.- Selección de mejor distribución:

Como se menciona en el punto I.1.5, se realizó un análisis de 48 distribuciones de probabilidades, para buscar la que mejor se apega a la serie anual de máximos. De

este análisis se seleccionaron las seis distribuciones que dieron los menores valores estadísticos de Anderson-Darling en la prueba de bondad de ajuste. Se presentan a continuación las distribuciones con sus parámetros de ubicación, escala y forma respectivamente:

Distribución Wakeby:

$$\alpha = 71.045$$

$$\beta = 12.5$$

$$\gamma = 20.559$$

$$\delta = -0.23125$$

$$\xi = 21.186$$

$$\text{Valor estadístico de ajuste Anderson-Darling} = 0,11934$$

Distribución Johnson SB:

$$\gamma = 2.3793$$

$$\delta = 1.5254$$

$$\lambda = 144.75$$

$$\xi = 15.316$$

$$\text{Valor estadístico de ajuste Anderson-Darling} = 0,13841$$

Distribución Gamma de tres parámetros:

$$\alpha = 2.4277$$

$$\beta = 9.3836$$

$$\gamma = 20.365$$

$$\text{Valor estadístico de ajuste Anderson-Darling} = 0,14659$$

Distribución Beta:

$$\alpha_1 = 1.7697$$

$$\alpha_2 = 8.8479$$

$$a = 21.432$$

$$b = 151.67$$

$$\text{Valor estadístico de ajuste Anderson-Darling} = 0,14926$$

Burr de cuatro parámetros:

$$k = 202.65$$

$$\alpha = 1.5426$$

$$\beta = 744.2$$

$$\gamma = 21.661$$

$$\text{Valor estadístico de ajuste Anderson-Darling} = 0,15109$$

Weibull de tres parámetros:

$$\alpha = 1.5388$$

$$\beta = 23.845$$

$$\gamma = 21.663$$

$$\text{Valor estadístico de ajuste Anderson-Darling} = 0,15141$$

Además, aplicando el procedimiento del punto No. I.1.5.1, se realizó la transformación MIMEMA (Campos A., Introducción a la Hidrología Urbana, 2010), con lo que se determinaron los siguientes valores:

$$X_s = 22.20$$

$$X_l = 95.50$$

$$X_m = 39.90$$

$$A = 1.2626$$

$$M = 29.1747$$

Estadística descriptiva serie transformada MIMEMA

$$n_T = 80$$

$$\bar{x}_T = 26.52$$

$$S_T = 12.31$$

$$C_v = 0.4642$$

$$C_s = -0.0022$$

$$C_k = 2.7227$$

Como las distribuciones se seleccionaron en función del valor estadístico de ajuste de Anderson-Darling, y se ha agregado posteriormente la transformación MIMEMA, es necesario someter todas las opciones al mismo criterio de selección, en este caso se utilizó el Error Estándar de Ajuste (EEA), como un método adecuado para series climatológicas (Campos A., Introducción a la Hidrología Urbana, 2010), por lo que se sometieron a este análisis las siete opciones de ajuste. Se presenta en la Tabla 5.4 un resumen con los valores de EEA obtenidos, la tabla completa de las series obtenidas y el cálculo de cada EEA se presenta en el Anexo C.

Tabla 5. 3.- Registros transformados mediante el método MIMEMA.

<i>m</i>	<i>P MAX (mm)</i>	<i>P_i</i>	<i>m</i>	<i>P MAX (mm)</i>	<i>P_j</i>
1	22.2	0.00	41	40.0	29.23
2	23.0	1.32	42	40.2	29.33
3	23.5	2.14	43	40.5	29.49
4	25.0	4.62	44	40.8	29.65
5	25.0	4.62	45	41.5	30.01
6	26.8	7.58	46	42.0	30.28
7	27.2	8.24	47	42.9	30.75
8	27.3	8.41	48	43.5	31.06
9	27.8	9.23	49	43.5	31.06
10	28.5	10.38	50	44.6	31.64
11	28.5	10.38	51	46.3	32.53
12	29.5	12.03	52	47.0	32.90
13	29.5	12.03	53	47.0	32.90
14	29.8	12.53	54	47.8	33.32
15	30.2	13.19	55	48.0	33.42
16	30.5	13.68	56	48.1	33.48
17	31.3	15.00	57	50.6	34.79
18	31.5	15.33	58	50.8	34.89
19	31.5	15.33	59	51.1	35.05
20	32.1	16.32	60	51.3	35.16
21	33.0	17.80	61	51.5	35.26
22	33.3	18.30	62	52.0	35.52
23	34.2	19.78	63	52.4	35.73
24	34.7	20.60	64	53.7	36.42
25	34.8	20.77	65	54.0	36.57
26	34.9	20.93	66	55.0	37.10
27	35.0	21.10	67	57.2	38.25
28	35.0	21.10	68	57.5	38.41
29	35.5	21.92	69	58.2	38.78
30	36.0	22.75	70	63.0	41.30
31	36.2	23.08	71	63.2	41.40
32	36.7	23.90	72	63.6	41.61
33	37.1	24.56	73	64.5	42.08
34	37.6	25.38	74	65.0	42.35
35	37.8	25.71	75	66.0	42.87
36	38.0	26.04	76	67.7	43.76
37	38.0	26.04	77	70.3	45.13
38	38.0	26.04	78	72.4	46.23
39	39.4	28.35	79	75.8	48.01
40	39.8	29.01	80	95.5	58.35

Como las distribuciones se seleccionaron en función del valor estadístico de ajuste de Anderson-Darling, y se ha agregado posteriormente la transformación MIMEMA, es necesario someter todas las opciones al mismo criterio de selección, en este caso se utilizó el Error Estándar de Ajuste (EEA), como un método adecuado para series climatológicas (Campos A., Introducción a la Hidrología Urbana, 2010), por lo que se sometieron a este análisis las siete opciones de ajuste. Se presenta en la Tabla 5.4 un resumen con los valores de EEA obtenidos, la tabla completa de las series obtenidas y el cálculo de cada EEA se presenta en el Anexo C.

Tabla 5. 4.- Error estándar de ajuste de los valores obtenidos mediante la transformación MIMEMA y las seis distribuciones de probabilidad analizadas.

Distribución	EEA
Wakeby	1.611
Beta	1.624
Burr (4P)	1.600
Weibul (3P)	1.599
Gamma (3P)	1.436
Johnson SB	1.579
Transformación MIMEMA	2.226

V.1.1.4.- Lluvias de diseño

Elegida la distribución Gamma de tres parámetros como la de mejor ajuste a la serie anual de máximos, se decidió obtener los valores probables de precipitación de 24 horas para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50 y 100 años, con los que se elaborarán las curvas I-D-Tr, para tener una comparativa de las magnitudes de precipitación por las diferentes distribuciones, los valores obtenidos se presentan en la Tabla 5.5.

Como se puede apreciar, los valores de precipitación esperada obtenidos a partir de las diferentes distribuciones de probabilidad y de la transformación MIMEMA son muy

semejantes, lo que reafirma que los valores obtenidos mediante la distribución Gamma de tres parámetros son coherentes y confiables.

Tabla 5. 5.-Lluvias estimadas para distintos periodos de retorno, mediante los seis modelos de distribución de probabilidad.

Tr (años)	X P(X≤x)	Precipitación esperada (mm)						
		Wakeby	Johnso n SB	Beta	Burr (4P)	Weibull (3P)	Gama (3P)	MIMEMA
2	0.50	40.036	40.106	40.387	40.439	40.454	40.106	38.289
5	0.80	54.498	53.693	54.383	54.127	54.150	53.693	54.776
10	0.90	63.573	62.728	63.021	62.657	62.663	62.728	65.197
20	0.95	71.304	71.252	70.604	70.339	70.310	71.253	73.802
25	0.96	73.541	73.921	72.862	72.675	72.635	73.921	76.309
50	0.98	79.796	82.037	79.398	79.614	79.552	82.037	83.487
100	0.99	85.124	89.947	85.298	86.15	85.993	89.947	89.944

Los valores de precipitación obtenidos mediante la distribución Gamma se corrigieron por intervalo fijo de observación, es decir multiplicándolos por un factor de 1.13. No se requiere corrección por magnitud de la cuenca, ya que los pluviómetros se consideran representativos para un área de 25.0 Km² y el área de estudio es de 0.0045 Km², es decir, cae dentro del rango de validez puntual de la estación climatológica. Los valores corregidos de precipitación en 24 horas para los diferentes periodos de retorno se presentan en la Tabla 5.6.

Tabla 5. 6.- Valores de precipitación esperada corregidos por intervalo fijo de observación.

Tr (años)	X P(X≤x)	Valores Distribución Gama (3P)	
		Obtenidos	Corregidos
2	0.50	40.106	45.320
5	0.80	53.693	60.673
10	0.90	62.728	70.883
20	0.95	71.253	80.516
25	0.96	73.921	83.531
50	0.98	82.037	92.702
100	0.99	89.947	101.640

V.1.2.- Curvas I-D-Tr

V.1.2.1.- Método de Bell

Al aplicar el procedimiento para determinar el Cociente P^{60}/P^{1440} mediante los tres criterios propuestos, se obtuvieron los siguientes valores:

Criterio No. 1 (Hershfield): mayor a 0.4

Criterio No. 2 (OMM): mayor a 0.5

Criterio No. 3 (U.S. Weather Bureau): $P_{media} = 43.14$
 $P_2^{60} = 25.70$
 $P^{60}/P^{1440} = 0.567$

Una vez determinado el cociente entre la precipitación de 24 horas y la de una hora para dos años de periodo de retorno, se aplicó la ecuación de Bell para obtener las magnitudes de precipitación, en milímetros, para las duraciones de 2, 5, 10, 20, 40, 60, 100 y 120 minutos, que se presentan en la Tabla 5.7 junto con las precipitaciones de 24 horas, para los diferentes periodos de retorno. Asimismo se graficaron los valores obtenidos y se presentan en la Figura 5.1, como curvas Precipitación-Duración-Periodo de retorno (P-D-Tr).

Tabla 5. 7.- Magnitudes de precipitación para diferentes duraciones de tormenta y periodos de retorno, calculados con la ecuación de Bell.

Tr (años)	Duración (minutos)								
	2	5	10	20	40	60	100	120	1440
2	3.66	7.92	11.86	16.54	22.11	25.70	31.11	33.16	45.32
5	4.83	10.46	15.65	21.83	29.18	34.10	41.06	43.77	60.67
10	5.72	12.37	18.52	25.83	34.53	40.35	48.59	51.80	70.88
20	6.61	14.29	21.39	29.83	39.87	46.61	56.12	59.82	80.51
25	6.89	14.91	22.31	31.12	41.60	48.62	58.54	62.41	83.53
50	7.78	16.82	25.18	35.12	46.95	54.87	66.07	70.43	92.70
100	8.66	18.74	28.05	39.13	52.29	61.12	73.60	78.45	101.64

Magnitud (milímetros)

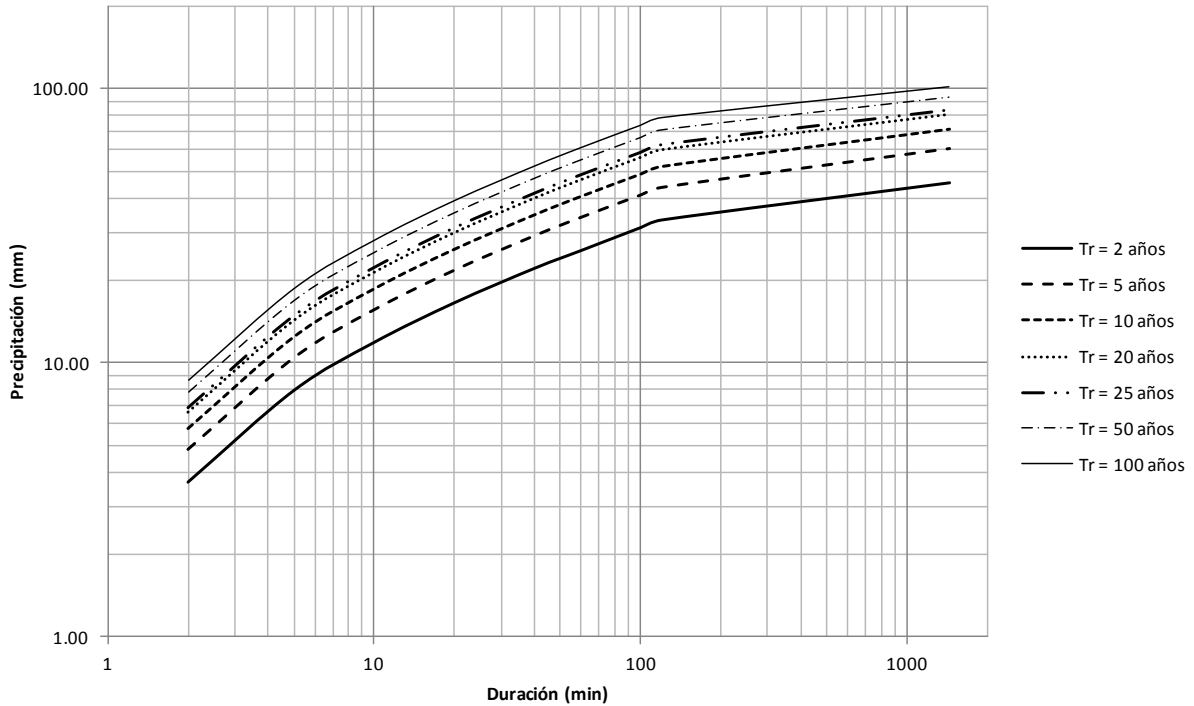


Figura 5. 1.- Curvas Precipitación-Duración-Periodo de Retorno obtenidas con la ecuación de Bell.

Finalmente, los valores de precipitación de la Tabla 5.7 se dividieron entre su duración, en horas, para obtener los valores de intensidad en milímetros por hora, para las mismas duraciones y periodos de retorno. Los valores así obtenidos se presentan en la Tabla 5.8 y la Figura 5.2.

Tabla 5. 8.- Intensidades de precipitación para diferentes duraciones de tormenta y periodos de retorno, calculados con la ecuación de Bell.

Tr (años)	Duración (minutos)								
	2	5	10	20	40	60	100	120	1440
2	109.88	95.06	71.15	49.62	33.16	25.70	18.67	16.58	1.89
5	145.03	125.47	93.91	65.49	43.76	34.10	24.64	21.89	2.53
10	171.62	148.47	111.12	77.49	51.79	40.35	29.16	25.90	2.95
20	198.21	171.47	128.34	89.50	59.81	46.61	33.67	29.91	3.35
25	206.77	178.88	133.88	93.36	62.39	48.62	35.13	31.20	3.48
50	233.36	201.88	151.10	105.37	70.42	54.87	39.64	35.21	3.86
100	259.95	224.89	168.31	117.38	78.44	61.12	44.16	39.23	4.24

Intensidad (milímetros por hora)

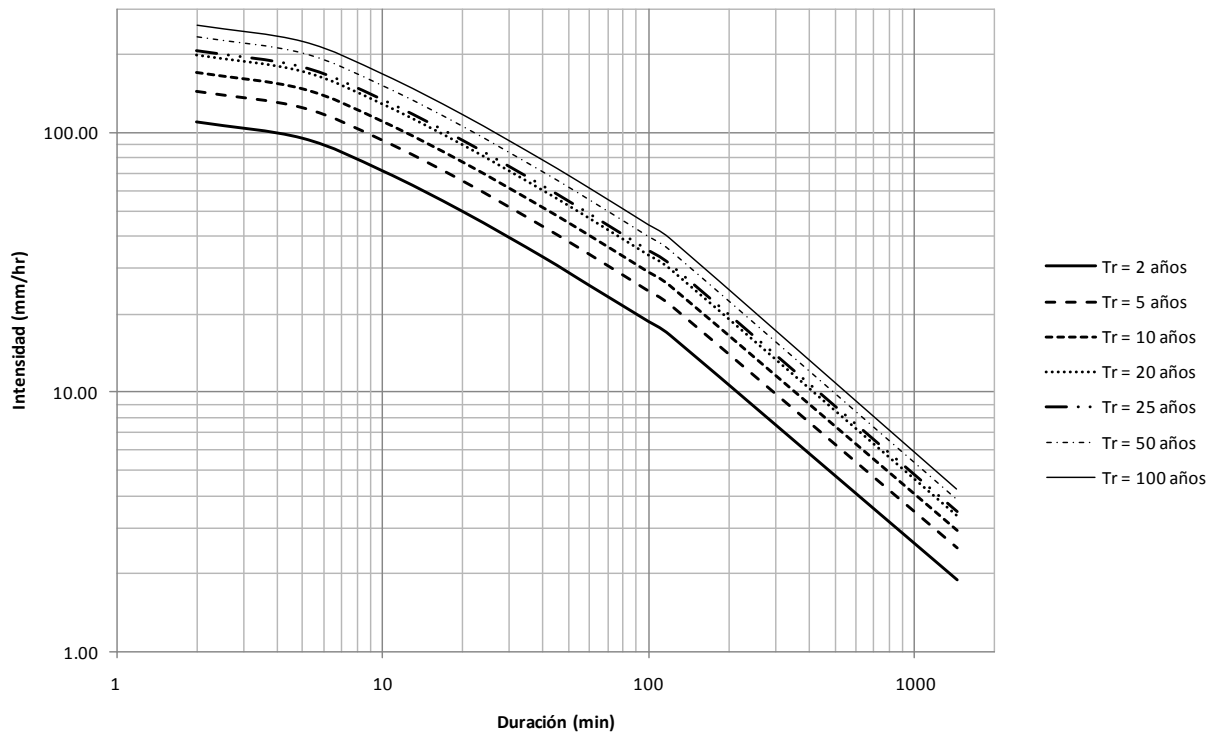


Figura 5. 2.- Curvas Intensidad-Duración-Periodo de Retorno (I-D-Tr) obtenidas a partir de la ecuación de Bell.

V.1.2.2.- Procedimiento de Chen

Para contrastar los valores de intensidad obtenidos mediante la ecuación de Bell se aplicó el procedimiento de Chen, para lo cual, el primer paso fue la obtención del cociente R que se presenta en la Tabla 5.9.

Tabla 5. 9.- Obtención de cociente R para el método de Chen.

Tr (años)	X P(X≤x)	P Gamma correg.	P60 (SCT)	Cociente R (P/P60)
2	0.500	45.320	-	-
5	0.800	60.673	-	-
10	0.900	70.883	44.000	0.621
20	0.950	80.515	51.000	0.633
25	0.960	83.531	54.000	0.646
50	0.980	92.702	61.000	0.658
100	0.990	101.640	68.000	0.669
			R promedio	0.6455

Se determinaron posteriormente los factores F, a, b, c y los valores de a siguientes:

$$F=1.434$$

$$a = 43.834$$

$$b = 11.909$$

$$c = 0.887$$

$$\alpha_2 = 1343.71$$

$$\alpha_5 = 1676.75$$

$$\alpha_{10} = 1928.68$$

$$\alpha_{20} = 2180.61$$

$$\alpha_{25} = 2261.71$$

$$\alpha_{50} = 2513.64$$

$$\alpha_{100} = 2765.57$$

Finalmente se determinaron las intensidades de precipitación que aparecen en la Tabla 5.10, y que graficados forman las curvas I-D-Tr de la Figura 5.3.

Tabla 5. 10.- Intensidades de precipitación para diferentes duraciones de tormenta y periodos de retorno, calculados Por el método de Chen.

Tr (años)	Duración (minutos)								
	2	5	10	20	40	60	100	120	1440
2	129.91	109.24	86.80	62.17	40.37	30.23	20.42	17.64	2.10
5	162.11	136.31	108.32	77.58	50.38	37.72	25.48	22.02	2.62
10	186.47	156.79	124.59	89.24	57.94	43.39	29.30	25.32	3.01
20	210.83	177.28	140.86	100.90	65.51	49.06	33.13	28.63	3.41
25	218.67	183.87	146.10	104.65	67.95	50.88	34.36	29.70	3.53
50	243.03	204.35	162.38	116.31	75.52	56.55	38.19	33.01	3.93
100	267.39	224.83	178.65	127.96	83.09	62.22	42.02	36.31	4.32

Intensidad (milímetros por hora)

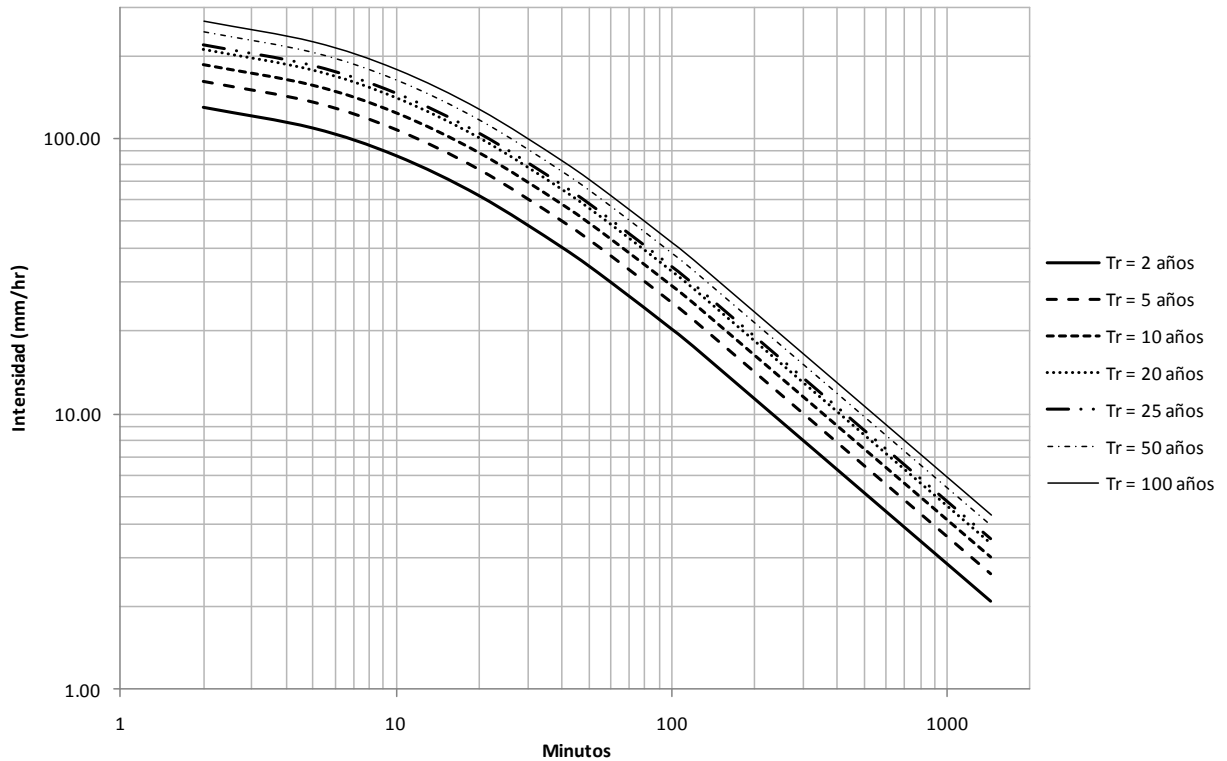


Figura 5. 3.- Curvas Intensidad-Duración-Periodo de Retorno (I-D-Tr) obtenidas a partir de la ecuación de Bell.

Una vez obtenidas las curvas I-D-Tr mediante ambos métodos, se observa que los valores se encuentran cercanos, presentando valores más altos los obtenidos mediante el método de Chen.

Se consideran más adecuados los valores obtenidos mediante la ecuación de Bell para cortas duraciones de lluvia y periodos de retorno menores a 10 años (Campos A., Introducción a la Hidrología Urbana, 2010). Como los tiempos de concentración son en su mayoría inferiores a 10 minutos y el periodo de retorno a utilizar es de 5 años, se utilizarán las intensidades generadas mediante la ecuación de Bell.

V.1.3.- Plano base

El plano base obtenido del Taller de Topografía, ya completado con los planos proporcionados por el Departamento de Diseño y Construcción y por recorrido e inspección física. Sobre el plano base se ubicaron cada uno de los materiales expuestos superficialmente, tanto en pisos como en azoteas, que se presentan en la Figura 5.4.

En la Figura 5.5 se pueden ver las direcciones de los escurrimientos en las azoteas y en los diferentes andadores y pasillos, y en función de la distribución espacial y la dirección y sentido de los escurrimientos se subdividió cada sistema en varias microcuencas, que serán las áreas de aportación para cada boca de tormenta.

El área de estudio se dividió en siete zonas en función de la distribución de los edificios, y la disponibilidad de espacio para los depósitos de almacenamiento, de manera que cada una de las zonas trabajará como un sistema independiente. Las siete zonas se presentan en la Figura No. 5.6.

V.1.3.1.- Coeficientes de escurrimiento

Para cada área microcuenca fue necesario medir el área de cada material superficial para asignar el coeficiente de escurrimiento del Método Racional, y obtener el

coeficiente de escurrimiento de cada microcuenca, como se presenta a manera de ejemplo, en la Tabla 5.11, relacionada con la Figura 5.8.

Tabla 5. 11.- Coeficiente "C" de escurrimiento para el sistema captación No. 1.

Captación	SC	Área (m²)	C	CxA (m²)
1	40	1.827.14	0.827	1.511.89
2	43	933.05	0.638	595.67
3	44	557.11	0.902	502.53
4	47	124.25	0.629	78.13
5	42	1.904.37	0.741	1.411.00
6	38	785.60	0.831	652.59
7	41	1.468.01	0.909	1.334.66
8	48	2.074.87	0.671	1.392.85
9	46	867.89	0.793	687.86
10	26	1.982.56	0.673	1.333.92
11	24	458.73	0.765	350.72
12	27	978.22	0.806	788.02
13	45	2.077.45	0.802	1.665.22
14	49	1.296.72	0.710	921.21
SUMA		17.335.97	0.763	13.226.28

De manera similar se obtuvieron las áreas y los coeficientes de escurrimiento ponderados para los seis sistemas restantes, concentrando los valores obtenidos por sistema en la Tabla 5.12, que presenta las áreas y los coeficientes globales, así como la obtención del coeficiente de escurrimiento ponderado para toda el área de estudio.

Los valores de los seis sistemas restantes se pueden consultar en el Anexo D.
















	Azotea impermeabilizada		Concreto cepillado		Adocreto
	Cubierta de lámina		Concreto rugoso		Adoquín de piedra
	Jardín		Asfalto		Gravilla / Tezontle
	Concreto lavado		Piedra en laja		Terracería
	Concreto liso				

Figura 5. 4.- Diferentes acabados en las superficies de escurrimiento en la ZUP.

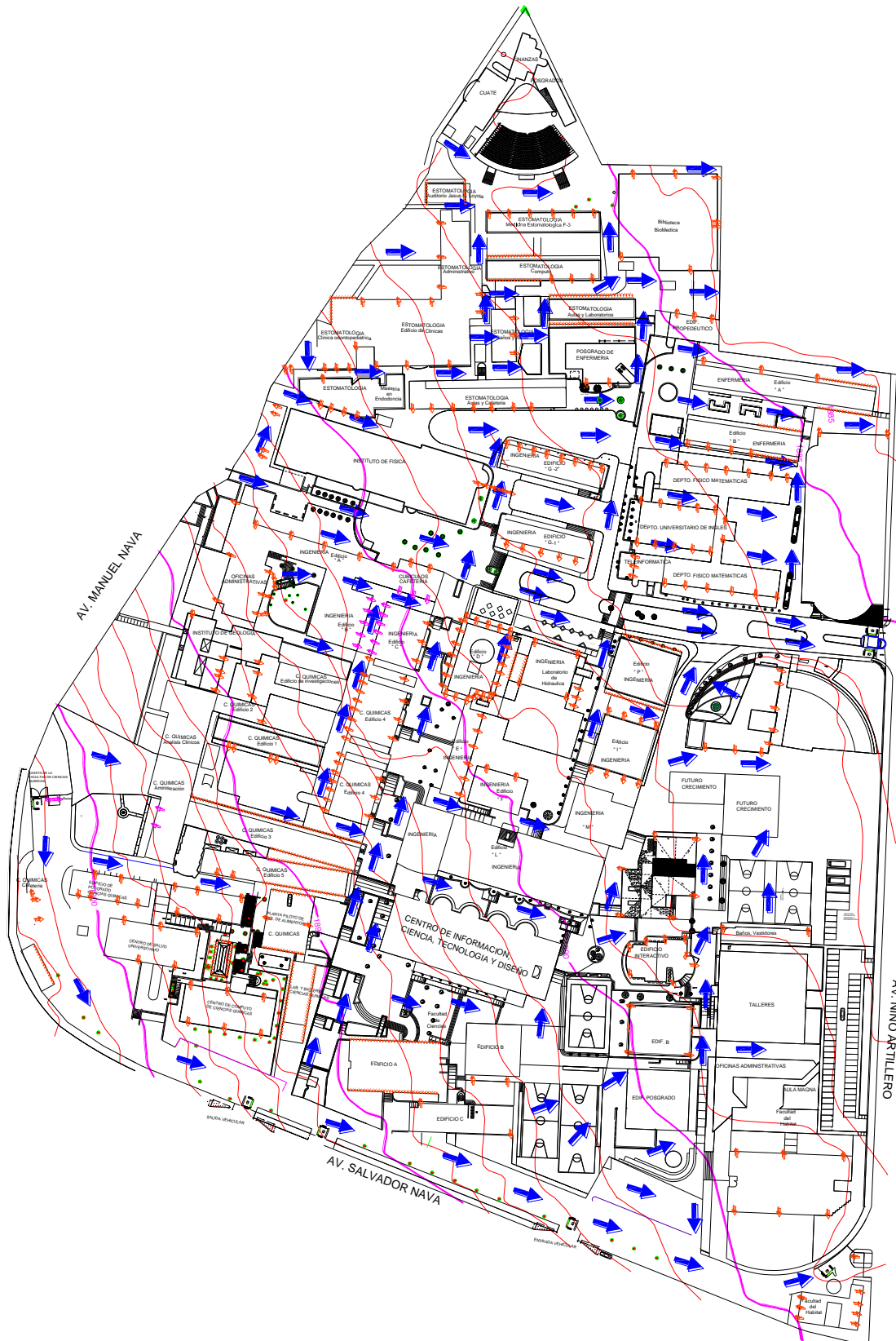


Figura 5. 5.- Direcciones de escurrimientos en pisos y azoteas.

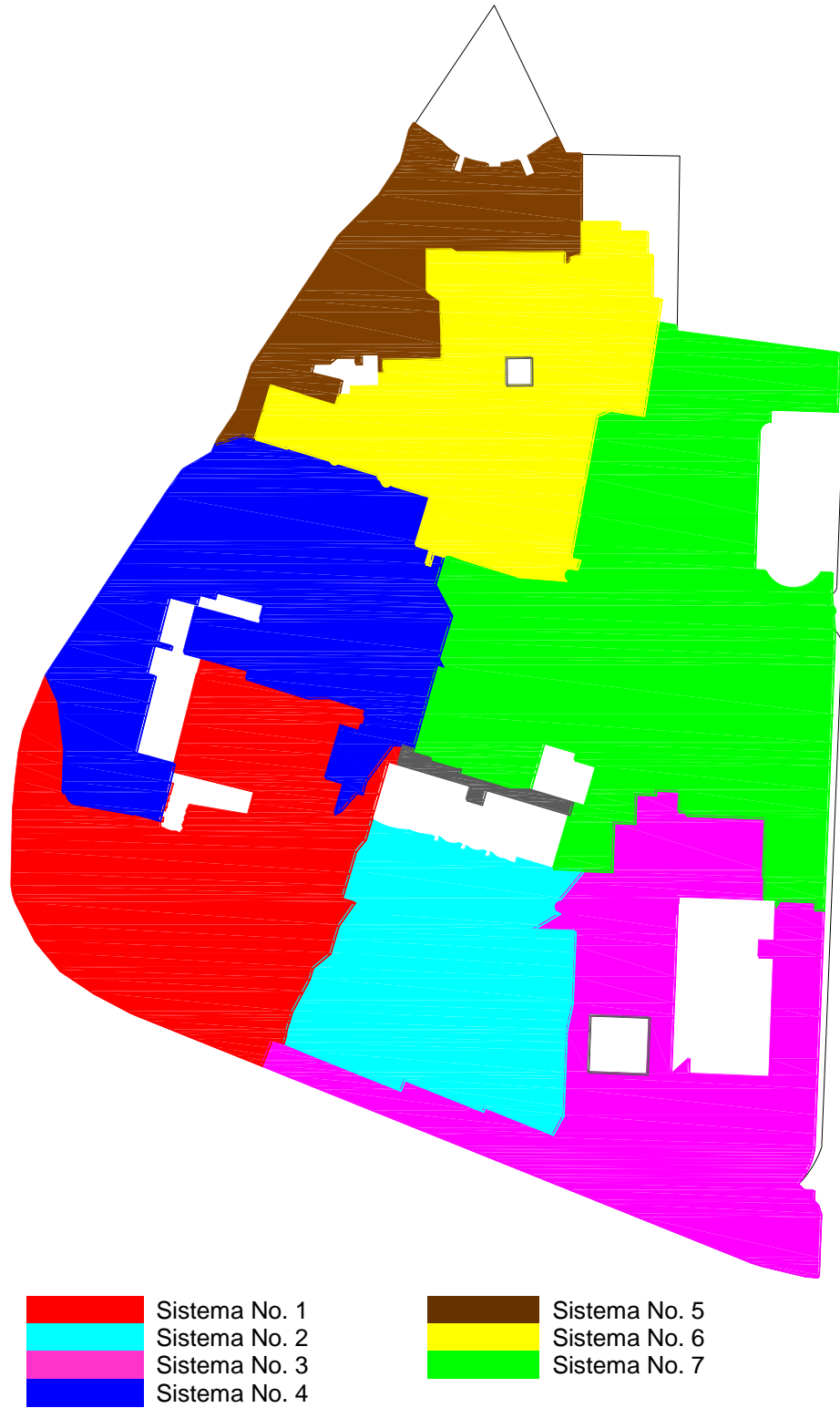


Figura 5. 6.- Subdivisión del área de estudio en sistemas de captación y funcionamiento.

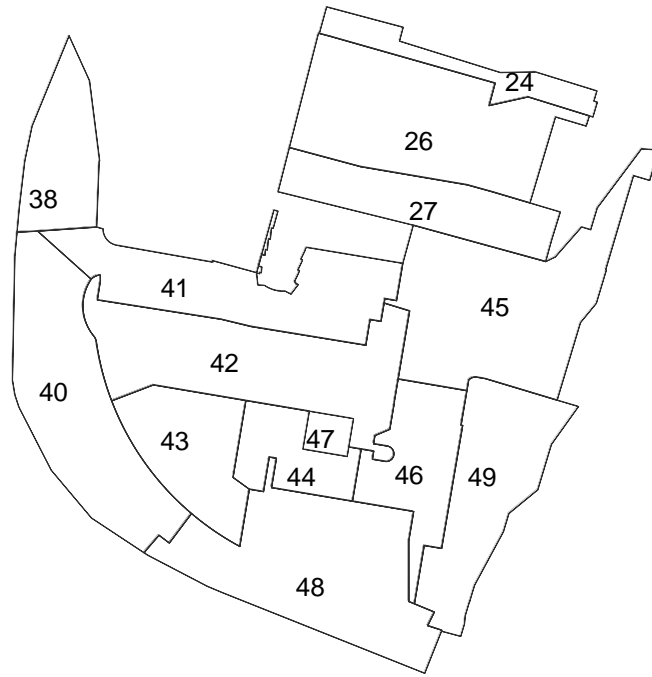


Figura 5. 7.- Esquemización de las subcuencas definidas para el Sistema No. 1.

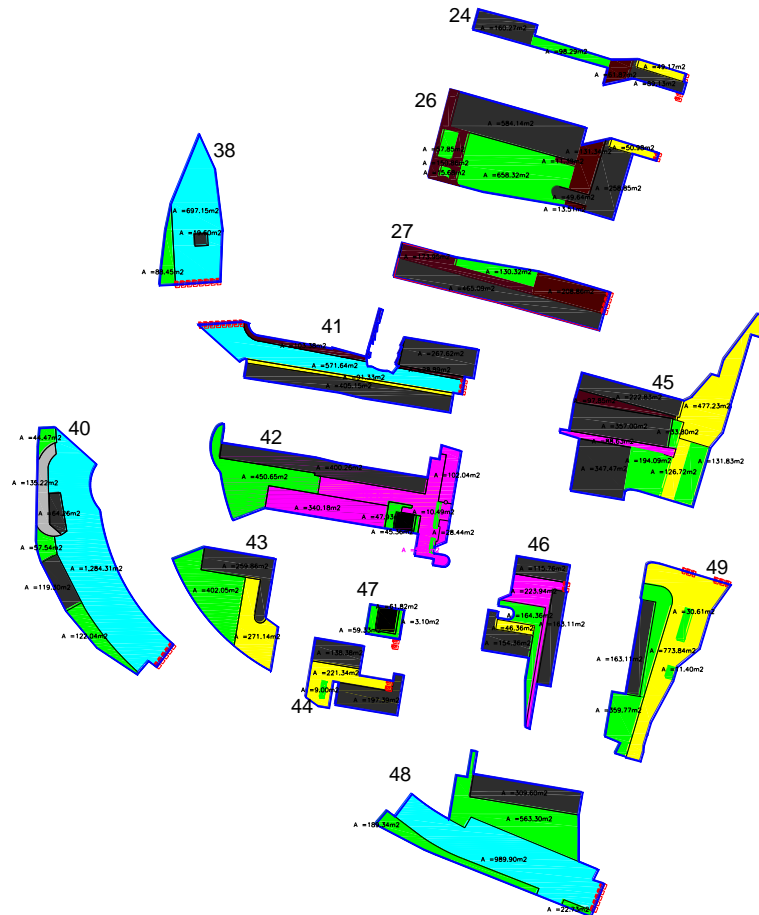


Figura 5. 8.- Identificación de los acabados superficiales para cada microcuenca del Sistema No. 1.

Tabla 5. 12.- Coeficiente “C” de escurrimiento ponderado para toda la zona de estudio.

Sistema	Área (m ²)	C	CxA (m ²)
1	17.335.97	0.763	13.226.28
2	12.342.55	0.856	10.562.79
3	17.634.78	0.786	13.868.856
4	16.572.31	0.700	11.606.66
5	7.917.24	0.746	5.904.26
6	14.245.29	0.823	11.728.95
7	26.926.80	0.701	18.882.82
SUMA	112.335.9	0.759	85.780.62

V.1.3.2.- Números de la Curva N de Escurrimiento

Además del coeficiente de escurrimiento del método racional, se determinó el número de la curva de escurrimiento del Soil Conservation Service (SCS) de los Estados Unidos, debido a que se calculó el tiempo de concentración por varios métodos y en algunos de ellos se requiere este parámetro. Los valores obtenidos se presentan en la Tabla 5.13.

V.1.4.- Tiempos de Concentración

Ubicadas cada una de las subcuencas en el plano base, se determinó la altura del punto más alto y el más bajo, así como la longitud del recorrido más largo, y conociendo la los coeficientes de escurrimiento y los números de las curvas de escurrimiento, se aplicaron los métodos de componentes de flujo, de la Agencia Federal de Aeropuertos, de Carter, de Espey-Winslow, de Putman y del Soil Conservation Service, para obtener el tiempo de concentración de cada subcuenca, los resultados se muestran en la Tabla 5.14, y la aplicación de las fórmulas se puede consultar en el Anexo E.

Tabla 5. 13.- Valores de la curva N de escurrimiento por subcuena.

Captación	SC	Área (m ²)	N _{II}	BT		Área (m ²)	N _{II}
1	40	1827.14	94.44	36	36	1356.16	98.00
2	43	933.05	85.50	37	39	2116.48	89.59
3	44	557.11	97.53	38	25	187.59	76.06
4	47	124.25	84.15	39	21	1516.39	71.78
5	42	1904.37	90.14	40	17	2050.08	83.64
6	38	785.60	94.73	41	18	532.23	91.66
7	41	1468.01	98.00	42	19	432.60	98.00
8	48	2074.87	87.16	43	23	1309.62	91.71
9	46	867.89	92.51	44	22	876.59	90.11
10	26	1982.56	87.29	45	20	1600.08	92.88
11	24	458.73	91.79	46	28	2883.67	96.65
12	27	978.22	94.14	47	11	3066.98	89.87
13	45	2077.45	92.98	48	5-A	715.11	90.55
14	49	1296.72	89.02	49	4	1628.60	95.50
15	54	619.71	86.62	50	2-B	1582.54	87.05
16	51	832.78	96.01	51	2-A	954.24	79.58
17	56	1177.85	96.39	52	1	3036.75	92.85
18	53	1115.86	92.99	53	10	2138.39	98.00
19	55	358.64	98.00	54	12	3227.37	92.63
20	62	1407.28	96.42	55	5-B	3353.63	97.13
21	57	980.30	88.81	56	7	1683.57	89.88
22	59	2064.10	97.69	57	8	299.62	98.00
23	50	2714.55	98.00	58	6	802.51	89.43
24	52	625.45	96.08	59	3	2740.20	93.72
25	32	70.88	98.00	60	29	4602.13	88.79
26	33	375.15	98.00	61	31	572.75	95.92
27	58	2055.67	93.68	62	34	2112.14	89.44
28	65	949.73	93.21	63	15	710.69	95.28
29	68	2596.91	91.10	64	14	674.78	94.32
30	66	1339.00	89.78	65	16	2257.00	95.10
31	67	4020.24	89.67	66	13	1749.50	92.92
32	63	517.56	98.00	67	9	2700.71	90.67
33	64	1683.26	94.36	68	35	2739.04	87.01
34	60	677.03	95.36	69	37	3681.95	82.23
35	61	2439.22	93.33	70	30	5126.11	91.02

Tabla 5. 14.- Tiempos de concentración obtenidos mediante diferentes métodos por subcuena.

Captación	SC	Tc (minutos)						Promedio
		Por Componentes	A.F.A.	Carter	Espey-Winslow	Putman	S.C.S.	
1	40	18.43	9.19	5.84	12.37	4.60	7.03	9.58
2	43	14.99	7.56	2.77	10.07	2.47	3.44	6.88
3	44	4.61	1.90	1.61	7.75	1.57	0.93	3.06
4	47	1.04	4.54	1.42	6.24	1.42	0.90	2.59
5	42	9.68	5.96	3.04	10.54	2.67	4.83	6.12
6	38	12.18	33.93	5.61	12.14	4.45	9.49	12.97
7	41	7.86	3.27	3.20	9.25	2.78	2.34	4.78
8	48	12.13	7.21	3.07	10.58	2.69	2.88	6.43
9	46	7.41	5.32	2.96	8.91	2.61	2.31	4.92
10	26	15.46	6.79	2.92	10.33	2.58	3.27	6.89
11	24	15.05	5.32	2.88	10.26	2.55	2.94	6.50
12	27	7.25	4.69	2.88	8.80	2.56	2.07	4.71
13	45	8.78	6.00	3.68	9.91	3.14	2.97	5.75
14	49	7.72	6.84	3.12	10.67	2.73	2.39	5.58
15	54	12.45	5.54	2.16	8.93	2.01	2.39	5.58
16	51	7.35	3.89	2.93	8.87	2.59	2.18	4.63
17	56	14.64	3.55	2.75	10.03	2.46	2.92	6.06
18	53	16.17	5.47	3.25	10.88	2.83	3.66	7.05
19	55	7.22	3.30	2.87	8.77	2.54	2.16	4.48
20	62	8.70	5.24	3.64	9.85	3.11	3.38	5.65
21	57	16.03	6.31	2.95	10.39	2.61	3.72	7.00
22	59	7.56	3.46	3.04	9.03	2.67	2.27	4.67
23	50	7.05	4.05	3.96	10.26	3.33	3.36	5.34
24	52	6.10	3.27	2.31	7.90	2.12	1.58	3.88
25	32	4.99	2.20	1.78	6.98	1.71	1.13	3.13
26	33	8.43	3.90	3.49	9.66	3.00	2.82	5.22
27	58	15.62	7.01	4.55	10.97	3.74	4.66	7.76
28	65	14.64	6.52	3.84	11.79	3.25	6.89	7.82
29	68	5.51	8.11	4.39	10.78	3.63	8.29	6.78
30	66	10.17	8.59	4.00	12.02	3.36	7.93	7.68
31	67	26.69	12.89	6.49	15.20	5.03	8.67	12.49
32	63	7.48	3.58	3.00	8.96	2.64	2.41	4.68
33	64	9.81	6.98	4.25	10.61	3.53	3.81	6.50
34	60	6.33	3.52	2.42	8.08	2.21	1.68	4.04
35	61	19.33	8.46	5.29	13.76	4.24	7.16	9.71
36	36	8.80	3.82	3.20	9.26	2.79	4.04	5.32
37	39	6.25	5.85	2.38	8.02	2.18	1.64	4.39
38	25	7.78	5.00	1.19	6.71	1.23	1.01	3.82
39	21	12.04	9.51	2.24	9.09	2.07	3.10	6.34
40	17	12.98	6.05	2.02	8.64	1.90	2.54	5.69
41	18	4.49	2.13	1.56	6.53	1.53	0.92	2.86
42	19	5.66	2.66	2.10	7.54	1.96	1.43	3.56
43	23	8.38	5.56	3.01	8.98	2.65	2.18	5.13
44	22	16.68	6.58	3.41	11.14	2.94	3.48	7.37
45	20	13.45	6.31	3.72	11.61	3.16	3.52	6.96
46	28	9.90	5.14	4.30	10.67	3.56	3.64	6.20
47	11	21.09	8.78	4.15	12.24	3.46	6.45	9.36
48	5-A	16.37	5.70	2.88	10.25	2.55	3.33	6.85
49	4	20.44	6.21	4.58	12.84	3.76	5.49	8.89
50	2-B	17.57	7.92	3.10	10.63	2.71	3.95	7.65

Tabla 5.14.- *Tiempos de concentración obtenidos mediante diferentes métodos por subcuenca. (continuación)*

51	2-A	12.12	5.55	2.12	8.85	1.98	3.03	5.61
52	1	9.21	6.72	3.92	10.20	3.30	3.37	6.12
53	10	2.90	5.51	5.64	12.17	4.47	5.68	6.06
54	12	10.18	7.70	4.46	10.86	3.67	4.06	6.82
55	5-B	9.96	4.99	4.33	10.71	3.59	3.78	6.23
56	7	10.62	9.63	4.71	11.15	3.85	4.39	7.39
57	8	5.27	2.33	1.91	7.21	1.81	1.24	3.30
58	6	9.26	7.31	3.40	11.12	2.93	2.79	6.14
59	3	10.01	7.38	4.36	10.75	3.61	3.85	6.66
60	29	16.55	8.88	4.31	12.47	3.58	5.24	8.51
61	31	10.31	7.47	4.53	10.94	3.72	4.06	6.84
62	34	17.47	7.55	3.73	11.63	3.17	4.31	7.98
63	15	8.46	5.22	3.51	9.68	3.01	3.13	5.50
64	14	8.69	5.80	3.64	11.49	3.10	3.23	5.99
65	16	12.07	7.84	5.55	12.07	4.41	5.66	7.93
66	13	17.93	7.69	4.54	12.79	3.73	6.96	8.94
67	9	17.86	12.20	6.05	14.69	4.74	14.92	11.74
68	35	10.14	8.17	3.15	9.18	2.75	3.85	6.21
69	37	13.53	17.92	4.87	11.34	3.96	4.83	9.41
70	30	12.03	10.26	5.52	12.05	4.39	5.46	8.28

V.2.- Sistema de Captación

V.2.1.- Bocas de Tormenta, Ubicación y Anchos

Se localizaron en campo 23 bocas de tormenta existentes, y una bajada de aguas pluviales del edificio del Instituto de Física, las cuales se ubicaron en el plano base antes de iniciar el trazado y la definición de las subcuencas, generando una subcuenca para cada boca existente; para el resto de las subcuencas se propone construir una boca de tormenta en el punto más bajo de cada una de ellas, generando en total 70 bocas de tormenta que se muestran en la Tabla 5.15.

En la Tabla 5.15 además de la ubicación se puede ver el ancho de las bocas de tormenta, las existentes se midieron en plano, y a las propuestas se les asignó el ancho disponible en los andadores y pasillos.

Tabla 5. 15.- Bocas de tormenta existentes y propuestas en la ZUP.

BT	Ancho Disp. (m)	Ancho Rejilla (m)	Área	Ubicación	Observaciones
1	9.91	10.00	Fac. de Ciencias	Frente a Centro de Salud	Propuesta
2	10.05	10.00	Centro de Salud	Frente a Centro de Salud	Existente
3	3.61	3.00	Centro de Salud	Frente a Hemeroteca	Propuesta
4	0.60	0.60	Fac. de Ciencias	Sureste de Invernadero	Existente
5	5.10	4.00	Fac. de Ciencias	Noreste Planta piloto de	Existente
6	15.87	10.00	Fac. de Ciencias	Acceso vehículos Manuel	Propuesta
7	4.98	4.00	Fac. de Ciencias	Noreste Planta piloto de	Propuesta
8	10.40	10.00	Fac. de Ciencias	Acceso vehicular suroeste de	Propuesta
9	3.19	3.00	Fac. de Ciencias	Norte de Bioterio	Propuesta
10	2.85	2.85	Fac. de Ciencias	Noreste edificio CQ 6	Propuesta
11	2.85	2.85	Fac. de Ciencias	Sureste edificio CQ 5	Propuesta
12	7.80	4.00	Fac. de Ciencias	Sur edificio CQ 6	Propuesta
13	8.55	4.00	Fac. de Ciencias	Norte aula magna de	Existente
14	17.53	10.00	Fac. de Ciencias	Suroeste de CICT y D	Propuesta
15	1.85	1.70	Fac. de Ciencias	Pasillo Edificio C	Existente
16	11.00	10.00	Fac. de Ciencias	Explanada de ciencias	Existente
17	19.60	10.00	Fac. de Ciencias	Frente a edificio B	Existente
18	19.70	10.00	Fac. de Ciencias	Explanada de ciencias	Existente
19	7.33	4.00	Fac. de Ciencias	Explanada de ciencias	Existente
20	31.34	10.00	Canchas Ciencias-	Norte de canchas	Propuesta
21	2.77	2.00	Fac. de Ciencias	Noreste de canchas hábitat-	Propuesta
22	18.92	10.00	Fac. de Ciencias	Norte de canchas hábitat	Propuesta
23	7.10	4.00	CICT y D	Noreste de CICT y D	Existente
24	9.02	4.00	Fac. de Ingeniería	Sureste edificio H	Existente
25	2.00	2.00	Fac. de Ingeniería	Frente a edificio M	Existente
26	5.60	4.00	Fac. de Ingeniería	Noreste edificio L	Propuesta
27	14.43	10.00	Fac. de Ciencias	Acceso vehicular, sur de	Propuesta
28	4.10	4.00	Fac. del Hábitat	Sur de reloj solar	Propuesta
29	3.65	3.00	Fac. del Hábitat	Acceso vehicular-cafetería	Propuesta
30	35.90	10.00	Fac. del Hábitat	Surestes edificio administrativo	Existente
31	15.90	10.00	Fac. del Hábitat	Estacionamiento Noreste	Propuesta
32	4.82	4.00	Fac. del Hábitat	Noreste edificio de Posgrado	Propuesta
33	5.34	4.00	Fac. del Hábitat	Frente a Talleres	Propuesta
34	7.30	4.00	Fac. del Hábitat	Norte edificio interactivo	Propuesta
35	10.32	10.00	Fac. del Hábitat	Noreste edificio H	Propuesta
36	34.60	10.00	Gimnasio	Sur de canchas	Propuesta
37	17.17	10.00	Fac. de Ciencias	Explanada principal de acceso	Propuesta
38	2.00	2.00	Fac. de Ciencias	Acceso análisis clínicos	Existente
39	6.20	4.00	Instituto de Geología	Oeste acceso	Propuesta
40	21.73	10.00	Fac. de Ingeniería	Explanada de acceso a	Existente
41	5.06	4.00	Fac. de Ingeniería	Pasillo noroeste edificio B	Existente
42	10.00	10.00	Fac. de Ingeniería	Suroeste cafetería	Existente
43	2.84	2.85	Fac. de Ciencias	Norte edificio CQ 5	Propuesta
44	2.84	2.85	Instituto de Geología	Sur edificio C	Propuesta
45	5.50	4.00	Fac. de Ingeniería	Sur cafetería	Propuesta
46	11.43	10.00	Fac. de Ingeniería	Sureste cafetería	Propuesta
47	20.68	10.00	Fac. de Ingeniería	Explanada cafetería	Propuesta
48	4.90	4.00	Fac. de Estomatología	Norte de Instituto de Física	Existente
49	5.63	4.00	Fac. de Estomatología	Sur de edificio clínicas	Propuesta
50	2.00	2.00	Fac. de Estomatología	Acceso a sala de espera	Existente
51	1.70	1.70	Fac. de Estomatología	Frente a aula magna	Propuesta

Tabla 5.15.- Bocas de tormenta existentes y propuestas en la ZUP. (continuación)

52	3.75	3.00	Fac. de Estomatología	Oeste de biblioteca biomédica	Propuesta
53		10.00	Instituto de Física	Estacionamiento	B.A.P.
54	5.22	4.00	Fac. de Ingeniería	Estacionamiento oeste DUI	Propuesta
55	14.82	10.00	Fac. de Estomatología	Noreste estacionamiento	Existente
56	16.30	10.00	Fac. de Enfermería	Oeste aulas-dirección	Existente
57	7.34	4.00	Fac. de Enfermería	Sur propedéutico enfermería	Existente
58	4.45	4.00	Fac. de Estomatología	Oeste propedéutico enfermería	Existente
59	9.25	4.00	Fac. de Estomatología	Sur de biblioteca biomédica	Propuesta
60	4.15	4.00	Fac. de Ingeniería	Noroeste edificio P antiguo	Propuesta
61	4.07	4.00	Fac. de Ingeniería	Frente a edificio P antiguo	Propuesta
62	10.83	10.00	Fac. de Ingeniería	Entre edificios P nuevo y P	Propuesta
63	4.33	4.00	Depto. Universitario de	Pasillo sur escaleras	Propuesta
64	5.89	4.00	Depto. de Físico	Pasillo norte escaleras	Propuesta
65	6.51	4.00	Depto. de Físico	Este explanada DFM	Propuesta
66	2.99	2.85	Depto. de Físico	Noreste aulas DFM	Propuesta
67	6.89	4.00	Fac. de Enfermería	Acceso Niño Artillero	Propuesta
68	5.00	4.00	Fac. de Ingeniería	Sureste nuevo edificio P	Propuesta
69	3.40	3.00	Fac. del Hábitat	Este nuevo DUI	Propuesta
70	12.63	10.00	Fac. de Ingeniería	Acceso Niño Artillero	Propuesta

V.2.2.- Gastos y eficiencia en las bocas de tormenta

Obtenidas las curvas I-D-Tr, ubicadas las bocas de tormenta, delimitadas las áreas de aportación para cada boca de tormenta, y calculado el coeficiente de escurrimiento, se pueden generar los gastos de entrada en cada boca de tormenta mediante el método Racional.

Se presentan en la Tabla 5.16 los gastos obtenidos, mediante la Ecuación 1.9, para las bocas de tormenta del sistema No. 1, como ejemplo. Los gastos de los demás sistemas se pueden consultar en el Anexo F.

Tabla 5. 16.- Gastos de entrada en las bocas de tormenta para el sistema de captación No. 1.

Captación	BT	Área (m ²)	Coefficiente C	Tc (min)	Intensidad (mm/h)	Gasto Método Racional (m ³ /s)
CM-1	CB-1	1,827.14	0.828	6.12	118.40	0.0497
CM-2	CB-2	933.05	0.638	5.61	121.62	0.0201
CM-3	CB-3	557.11	0.902	7.65	108.77	0.0152
CM-4	CB-4	124.25	0.629	6.66	115.00	0.0025
CM-5	CB-5	1,903.29	0.741	8.89	100.94	0.0395
CM-6	CB-6	176.9	0.592	6.85	113.81	0.0033
CM-7	CB-7	1,468.16	0.909	6.23	117.73	0.0436
CM-8	CB-8	2,074.87	0.671	6.14	118.30	0.0458
CM-9	CB-9	867.89	0.793	7.39	110.37	0.0211
CM-10	CB-10	1,969.11	0.672	3.30	136.58	0.0502
CM-11	CB-11	458.73	0.765	11.74	88.96	0.0087
CM-12	CB-12	978.22	0.806	6.06	118.78	0.0260
CM-13	CB-13	2,074.60	0.801	9.36	97.93	0.0452
CM-14	CB-14	1,296.72	0.710	6.82	113.97	0.0292

Posterior a la ubicación de las bocas de tormenta y determinación de sus características, es decir, su tamaño, niveles, tipo de rejilla y caudal a admitir, se aplicó el procedimiento descrito en el punto II.3 hasta alcanzar una eficiencia mínima de 95% y preferible del 100%. Las características de las bocas de tormenta que cumplieron la revisión, se presentan en la Tabla 5.17, para el sistema No. 1, y en el Anexo F, para todos los sistemas.

Para su revisión y dimensionamiento, todas las bocas de tormenta se consideraron colocadas a nivel, es decir siguiendo la pendiente actual de los andadores y pisos, un factor de obstrucción del 30%, una pendiente transversal de 0.01 m/m y una pendiente longitudinal de 0.02 m/m.



Figura 5. 9.- Trazo de las líneas de conducción del sistema No. 1

V.3.- Sistema de Conducción

Al mismo tiempo que se revisaron las bocas de tormenta, se realizó el dimensionamiento de la tubería de conducción, aplicando el procedimiento presentado en el punto II.5. Las tuberías obtenidas y que cumplen con todas las condiciones propuestas por el MAPAS, se presentan en la Tabla 5.18, para el sistema No. 1, y en el Anexo F, para los demás sistemas.

Tabla 5. 17.- Dimensionamiento por eficiencia y características de las bocas de tormenta del sistema de captación No. 1.

BT	Coordenadas		Elevación		Boca de tormenta tipo	Coeficiente de pérdida de carga (Estándar)	Longitud de la rejilla (m)	Q que pasa (m³/s)	Q interceptado (m³/s)	Q total (m³/s)	Eficiencia de captura (%)	Y (m)	Ancho encharcamiento (m)
	X (m)	Y (m)	TN (m)	Rasante (m)									
CB-1	1,249.15	429.68	1,899.610	1,898.385	Inlet - 6	0.00	0.30	0.0000	0.0497	0.0497	100.0	0.034	3.399
CB-2	1,262.53	436.4	1,899.000	1,897.805	Inlet - 6	0.00	0.30	0.0000	0.0201	0.0201	100.0	0.024	2.421
CB-3	1,292.50	446.13	1,897.300	1,896.085	Inlet - 5	0.00	0.30	0.0000	0.0152	0.0152	100.0	0.022	2.179
CB-4	1,293.48	450.7	1,897.300	1,896.075	Inlet - 1	0.00	0.40	0.0003	0.0022	0.0025	88.0	0.011	1.107
CB-5	1,307.17	478.21	1,895.260	1,894.105	Inlet - 5	0.00	0.30	0.0000	0.0395	0.0395	100.0	0.031	3.12
CB-6	1,218.81	509.68	1,900.310	1,899.095	Inlet - 6	0.00	0.30	0.0000	0.0033	0.0033	100.0	0.012	1.231
CB-7	1,303.51	489.18	1,895.470	1,894.315	Inlet - 5	0.00	0.30	0.0000	0.0436	0.0436	99.9	0.032	3.237
CB-8	1,317.40	397.4	1,896.600	1,895.305	Inlet - 6	0.00	0.30	0.0000	0.0458	0.0458	100.0	0.033	3.295
CB-9	1,324.83	459.1	1,895.320	1,893.365	Inlet - 5	0.00	0.30	0.0000	0.0211	0.0211	100.0	0.025	2.464
CB-10	1,358.56	539.03	1,890.780	1,889.595	Inlet - 4	0.00	0.30	0.0004	0.0498	0.0502	99.2	0.034	3.411
CB-11	1,360.63	545.79	1,890.720	1,889.535	Inlet - 4	0.80	0.30	0.0000	0.0087	0.0087	100.0	0.018	1.765
CB-12	1,349.99	510.88	1,892.300	1,891.095	Inlet - 5	0.00	0.30	0.0000	0.0260	0.0260	100.0	0.027	2.666
CB-13	1,376.42	527.17	1,890.590	1,889.705	Inlet - 5	0.00	0.30	0.0001	0.0451	0.0452	99.9	0.033	3.28
CB-14	1,351.67	463.72	1,893.510	1,892.335	Inlet - 6	0.00	0.30	0.0000	0.0292	0.0292	100.0	0.028	2.783

Tabla 5. 18.- Dimensionamiento y características de las tuberías del sistema de captación No. 1.

Tubería Tramo	Nodo		NTN		N rasante		L (m)	S (m/m)	D (m)	Q _{LL} (m ³ /s)	Q _T (m ³ /s)	% trabajo	y _n (m)	V (m/s)	Colchón	
	Inicial	Final	Nodo inicial (m)	Nodo final (m)	Nodo inicial (m)	Nodo final (m)									Inicial (m)	Final (m)
CO-1	CB-1	MH-1	1,899.610	1,899.420	1,898.385	1,898.195	7.62	0.0249	0.305	0.2071	0.0497	24.00	0.102	2.33	0.920	0.920
CO-2	MH-1	MH-2	1,899.420	1,899.000	1,898.195	1,897.785	11.582	0.0354	0.305	0.1898	0.0496	26.13	0.106	2.19	0.920	0.910
CO-3	CB-2	MH-2	1,899.000	1,899.000	1,897.805	1,897.785	2.438	0.0082	0.305	0.0914	0.0201	21.99	0.097	1.00	0.890	0.910
CO-4	MH-2	MH-3	1,899.000	1,898.940	1,897.785	1,897.605	14.935	0.0121	0.305	0.1108	0.0688	62.09	0.174	1.60	0.910	1.030
CO-5	MH-3	MH-4	1,898.940	1,897.220	1,897.605	1,896.005	24.994	0.0640	0.305	0.2552	0.0682	26.72	0.108	2.96	1.030	0.910
CO-6	MH-4	MH-5	1,897.220	1,895.940	1,896.005	1,894.615	25.298	0.0549	0.305	0.2365	0.0808	34.16	0.123	2.93	0.910	1.020
CO-7	MH-5	MH-6	1,895.940	1,895.260	1,894.615	1,894.055	8.839	0.0634	0.305	0.2539	0.0802	31.59	0.118	3.08	1.020	0.900
CO-8	MH-6	MH-7	1,895.260	1,895.260	1,893.979	1,893.829	18.288	0.0082	0.381	0.1657	0.1139	68.74	0.232	1.57	0.900	1.050
CO-9	CB-3	MH-4	1,897.300	1,897.220	1,896.085	1,896.005	1.524	0.0525	0.305	0.2311	0.0152	6.58	0.053	1.79	0.910	0.910
CO-10	CB-4	MH-4	1,897.300	1,897.220	1,896.075	1,896.005	3.353	0.0209	0.305	0.1458	0.0022	1.51	0.026	0.73	0.920	0.910
CO-11	CB-5	MH-6	1,895.260	1,895.260	1,894.105	1,894.055	7.01	0.0071	0.305	0.0852	0.0395	46.36	0.146	1.15	0.850	0.900
CO-12	CB-6	MH-8	1,900.310	1,899.860	1,899.095	1,898.645	14.021	0.0321	0.305	0.1807	0.0033	1.83	0.029	0.96	0.910	0.910
CO-13	MH-8	MH-9	1,899.860	1,895.500	1,898.645	1,894.295	74.981	0.0580	0.305	0.2430	0.0033	1.36	0.025	1.16	0.910	0.900
CO-14	MH-9	MH-7	1,895.500	1,895.260	1,894.295	1,894.045	5.182	0.0482	0.305	0.2216	0.0421	19.00	0.090	2.34	0.900	0.910
CO-15	CB-7	MH-9	1,895.470	1,895.500	1,894.315	1,894.295	1.524	0.0131	0.305	0.1156	0.0436	37.72	0.130	1.47	0.850	0.900
CO-16	MH-7	MH-10	1,895.260	1,893.100	1,893.609	1,891.819	38.1	0.0470	0.381	0.3965	0.1521	38.36	0.164	3.25	1.270	0.900
CO-17	CB-8	MH-11	1,896.600	1,895.850	1,895.305	1,894.645	10.973	0.0601	0.305	0.2474	0.0458	18.51	0.089	2.59	0.990	0.900
CO-18	MH-11	MH-12	1,895.850	1,893.510	1,894.645	1,892.315	74.066	0.0315	0.305	0.1789	0.0456	25.49	0.105	2.05	0.900	0.890
CO-19	MH-12	MH-13	1,893.510	1,893.550	1,892.315	1,892.245	9.754	0.0072	0.305	0.1111	0.0732	65.89	0.181	1.63	0.890	1.000
CO-20	CB-9	MH-14	1,895.320	1,893.720	1,893.365	1,892.505	13.411	0.0641	0.305	0.2555	0.0211	8.26	0.059	2.12	1.650	0.910
CO-21	MH-14	MH-13	1,893.720	1,893.550	1,892.505	1,892.345	9.449	0.0169	0.305	0.1313	0.0210	15.99	0.082	1.32	0.910	0.900
CO-22	MH-13	MH-10	1,893.550	1,893.100	1,891.939	1,891.819	16.764	0.0072	0.381	0.2012	0.0908	45.13	0.179	0.80	1.230	0.900
CO-23	MH-10	MH-15	1,893.100	1,892.300	1,891.819	1,890.599	27.737	0.0440	0.381	0.3836	0.2317	60.40	0.214	3.52	0.900	1.320
CO-24	MH-15	MH-16	1,892.300	1,891.000	1,890.599	1,889.499	23.47	0.0469	0.381	0.3960	0.2510	63.38	0.220	3.68	1.320	1.120
CO-25	MH-16	MH-17	1,891.000	1,890.680	1,889.270	1,889.170	13.106	0.0076	0.61	0.7274	0.2937	40.38	0.270	2.36	1.120	0.900
CO-26	MH-17	OF-1	1,890.680	1,890.050	1,889.170	1,889.040	6.706	0.0194	0.61	1.1595	0.3118	26.89	0.216	3.37	0.900	0.400
CO-27	CB-12	MH-15	1,892.300	1,892.300	1,891.095	1,891.055	4.267	0.0094	0.305	0.0977	0.0260	26.61	0.107	1.13	0.900	0.940
CO-28	CB-13	MH-16	1,890.590	1,891.000	1,889.705	1,889.575	16.154	0.0080	0.305	0.0905	0.0451	49.83	0.152	1.24	0.580	1.120
CO-29	CB-10	CB-11	1,890.780	1,890.720	1,889.595	1,889.535	7.01	0.0086	0.305	0.1213	0.0498	41.06	0.136	1.58	0.880	0.880
CO-30	CB-11	MH-17	1,890.720	1,890.680	1,889.535	1,889.475	4.267	0.0141	0.305	0.1196	0.0411	34.36	0.123	1.49	0.880	0.900
CO-31	CB-14	MH-12	1,893.510	1,893.510	1,892.335	1,892.315	1.524	0.0131	0.305	0.1156	0.0292	25.26	0.104	1.32	0.870	0.890

NTN: Nivel de terreno natural

N rasante: Nivel de rasante de tubería

L: Longitud del tramo de tubería

S: Pendiente de la tubería

D: Diámetro de la tubería

Q_{LL}: Gasto a tubo lleno (capacidad máxima)

Q_T: Gasto de trabajo

y_n: Tirante normal

V: Velocidad media en el tramo

Capítulo V. Resultados

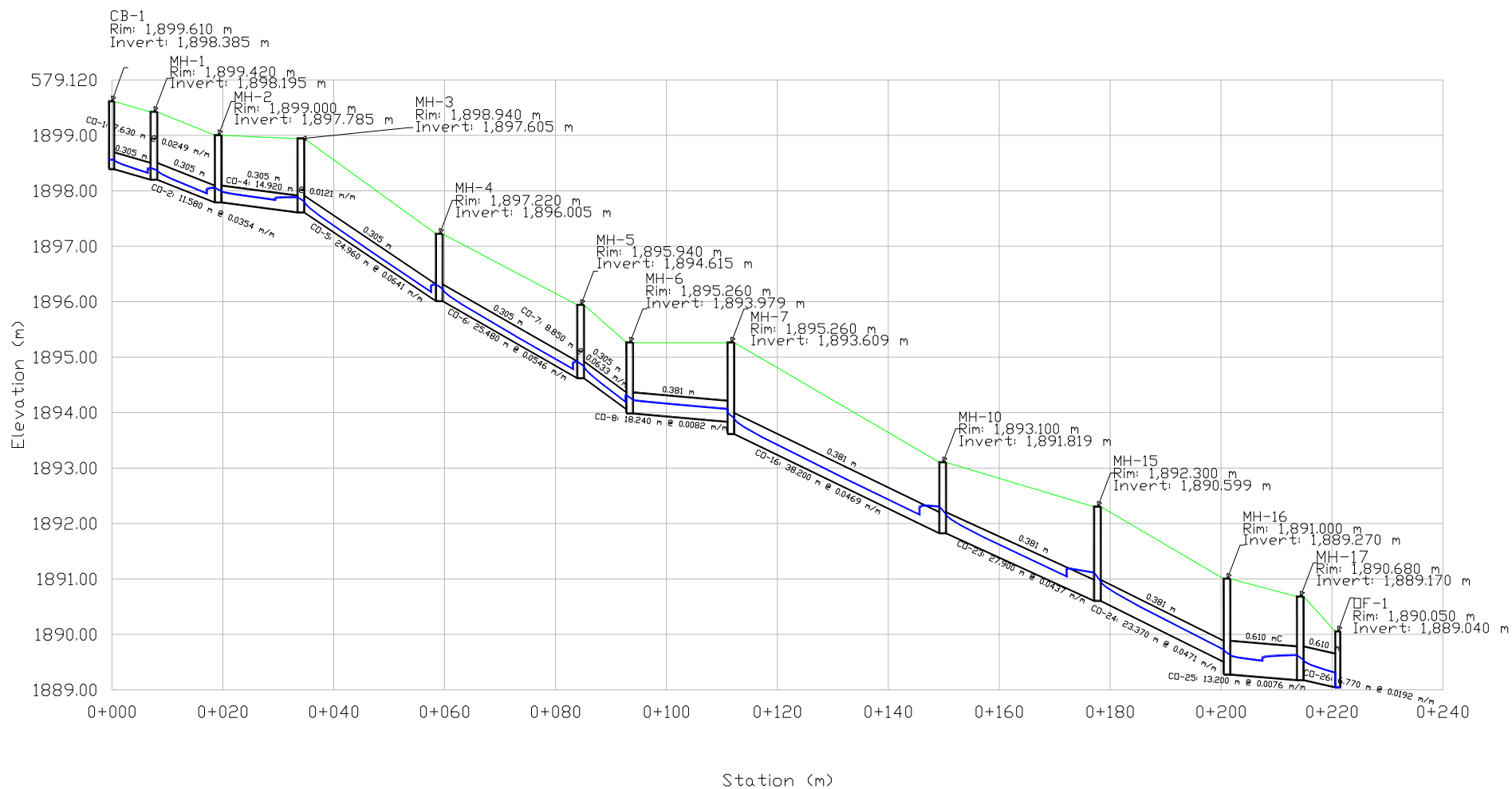


Figura 5. 10.- Perfil de línea CB-1 a OF-1

Asimismo se asignó una dimensión de 1.20 metros al diámetro de pozo de visita, se asignaron los coeficientes de pérdidas correspondientes, de acuerdo a la Tabla 2.6, y del procedimiento de dimensionamiento y ajustes de niveles de las tuberías, se obtuvieron las características de los pozos de visita que se muestran en la Tabla 5.19. Todos los pozos se consideraron de 1.20 m de diámetro interior.

Tabla 5. 19.- Características de los pozos de visita del sistema de conducción No. 1.

Pozo No.	Ubicación		NTN (m)	N Rasante (m)	Coeficiente de pérdida de carga
	X (m)	Y (m)			
MH-1	1,256.61	428.08	1,899.420	1,898.195	0.60
MH-2	1,265.07	435.99	1,899.000	1,897.785	0.70
MH-3	1,267.89	450.64	1,898.940	1,897.605	0.80
MH-4	1,292.60	447.53	1,897.220	1,896.005	0.80
MH-5	1,296.94	472.6	1,895.940	1,894.615	0.80
MH-6	1,305.71	471.51	1,895.260	1,893.979	0.80
MH-7	1,308.33	489.56	1,895.260	1,893.609	0.70
MH-8	1,229.45	500.41	1,899.860	1,898.645	0.60
MH-9	1,303.47	487.74	1,895.500	1,894.295	0.60
MH-10	1,345.91	482.96	1,893.100	1,891.819	0.60
MH-11	1,327.70	393.63	1,895.850	1,894.645	0.80
MH-12	1,350.35	464.11	1,893.510	1,892.315	0.80
MH-13	1,341.00	466.92	1,893.550	1,891.939	0.60
MH-14	1,338.32	457.89	1,893.720	1,892.505	0.70
MH-15	1,354.06	509.61	1,892.300	1,890.599	0.60
MH-16	1,360.89	531.93	1,891.000	1,889.270	0.60
MH-17	1,364.76	544.55	1,890.680	1,889.170	0.60

Para la descarga de las tuberías de conducción, se consideró descarga libre sobre las cisternas de almacenamiento. En la Tabla 5.20 se presentan las características del punto de descarga del sistema No. 1.

Tabla 5. 20.- Características de la descarga del sistema de conducción No. 1.

Descarga	Ubicación X (m)	NTN Y (m)	Nrasante (m)	Ubicación (m)	Condición de Frontera
OF-1	1,366.75	551.02	1,890.050	1,889.040	Descarga libre

V.4.- Sistema de Almacenamiento

V.4.1.-Propuestas de uso de agua de lluvia

Como se explicó en el punto II.1, se propuso utilizar el agua en sanitarios y en riego de áreas verdes. Para determinar el consumo en sanitarios, primero se determinó la población tanto académica como laboral en la ZUP, lo cual se realizó en base al informe del rector relativo al año 2009, y a información brindada por la Unidad de Enlace, Transparencia e Información.

La población en la ZUP, se determinó para tres condiciones diferentes:

- a) Días clases normales, de lunes a viernes en periodo escolar, Tabla 5.21.
- b) Días de verano, con clases parciales, de lunes a viernes en verano, Tabla 5.22.
- c) Días sin clase pero con personal administrativo, de mantenimiento e intendencia. Periodo vacacional, personal laborando, Tabla 5.23.
- d) Días sin actividad, sábados, domingos, días de asueto y vacaciones generales. No se presenta tabla, ya que se considera que no hay nadie en las instalaciones, salvo vigilancia.

Tabla 5. 21.- Afluencia de alumnos y trabajadores a la ZUP en días normales de clases.

Institución / Facultad	Alumnos				Profesores				Población total	
	Carreras cortas	Licenciatura	Posgrado	Total	Tiempo completo	Hora clase	Medio tiempo	Técnico académico		Total
1 F. de Ciencias	73.00	730.00	109.00	912.00	48.00	37.00	2.00	17.00	104.00	1,016.00
2 F. de Ciencias Químicas		1,156.00	61.00	1,217.00	61.00	116.00	0.00	36.00	213.00	1,430.00
3 F. de Enfermería		831.00	36.00	867.00	24.00	78.00	15.00	1.00	118.00	985.00
4 F de Estomatología		835.00	54.00	889.00	27.00	107.00	1.00	14.00	149.00	1,038.00
5 F del Hábitat		2,124.00	135.00	2,259.00	29.00	223.00	0.00	0.00	252.00	2,511.00
6 F. de Ingeniería		3,330.00	183.00	3,513.00	117.00	287.00	3.00	47.00	454.00	3,967.00
7 Agenda Ambiental			130.00	130.00					0.00	130.00
8 Ciencias de Materiales			42.00	42.00					0.00	42.00
9 Instituto de Física					30.00	0.00	0.00	9.00	39.00	39.00
10 Instituto de Geología					8.00	0.00	1.00	2.00	11.00	11.00
11 Depto. de Físico Matemáticas					3.00	54.00	1.00	4.00	62.00	62.00
12 Personal Administrativo					435.00				435.00	435.00
13 Personal de Intendencia y Mantenimiento					118.00				118.00	118.00
SUMA	73.00	9,006.00	750.00	9,829.00	900.00	902.00	23.00	130.00	1,955.00	11,784.00
PROPORCION				83.41%					16.59%	100.00%

Tabla 5. 22.- Afluencia de alumnos y trabajadores a la ZUP en días con clases parciales (verano).

Institución / Facultad	Alumnos				Profesores				Población total	
	Carreras cortas	Licenciatura	Posgrado	Total	Tiempo completo	Hora clase	Medio tiempo	Técnico académico		Total
1-11 Todas las facultades	0.00	450.00	750.00	1,200.00	900.00	0.00	23.00	130.00	1,053.00	2,253.00
12 Personal Administrativo					435.00				435.00	435.00
13 Personal de Intendencia y Mantenimiento					118.00				118.00	118.00
Suma	0.00	450.00	750.00	1,200.00	1,453.00	0.00	23.00	130.00	1,606.00	2,806.00
Proporción				42.77%					57.23%	100.00%
Porcentaje por Categoría				12.21%					82.15%	
Porcentaje del Total	23.81%			10.18%					13.63%	

Tabla 5. 23.- Afluencia de alumnos y trabajadores a la ZUP en días sin clases y con actividad administrativa.

Institución / Facultad	Alumnos				Profesores					Población total
	Carreras cortas	Licenciatura	Posgrado	Total	Total	Hora clase	Medio tiempo	Técnico académico	Total	
1-11 Todas las facultades	0.00	0.00	750.00	750.00	900.00	0.00	23.00	130.00	1,053.00	1,803.00
12 Personal Administrativo					435.00				435.00	435.00
13 Personal de Intendencia y Mantenimiento					118.00				118.00	118.00
Suma	0.00	0.00	750.00	750.00	1,453.00	0.00	23.00	130.00	1,606.00	2,356.00
Proporción				41.60%					58.40%	100.00%
Porcentaje por Categoría				7.63%					82.15%	
Porcentaje del Total	19.99%			6.36%					13.63%	

La ZUP cuenta con un total de 554 retretes distribuidos los diferentes edificios. Para la determinación del consumo de agua en sanitarios por alumno, se tomaron en cuenta los siguientes valores:

Cantidad total de WC en ZUP = 554.00

Población total en ZUP:

Alumnos=	9,829.00
Trabajadores=	1,955.00
Total=	11,784.00
Usuarios por WC=	21.27

V.4.2.- Demanda por WC

Picos parte de un consumo medio por descarga, obtenido por medición, de 7.76 litros, y basado en las publicaciones de Arrequín y Pipeline, que afirman que una persona utiliza el retrete alrededor de 5 veces al día, y fundado en el tiempo de permanencia de los alumnos y trabajadores en la ZUP, propone considerar un uso de retrete de 2 veces por día.

Con las consideraciones mencionadas se obtiene un consumo de 0.330 m³/WC/día, en este punto es necesario considerar que Picos solo toma en cuenta el gasto de WC, no lavabos ni otros muebles de baño. El consumo de WC es aproximadamente del 80 al 85% del total, por lo que para inferir el consumo total, se aplicó un factor de consumo del 80% en el WC (IMTA 2003).

Para la determinación de la demanda mensual se consideraron 5 días hábiles por semana y 4.3 semanas por mes.

Para la determinación de los consumos en días con clases normales, clases parciales y sin clases se utilizaron los porcentajes de asistencia de trabajadores y alumnos de las Tablas 5.21, 5.22 y 5.23.

Rueda(2004) considera el consumo de agua por alumno 0.02869 m³/pers/día, en el que realizando las transformaciones correspondientes, se obtiene los valores de las Tablas 5.24 y 5.25.

El MAPAS (2003) considera un consumo de 25 litros por alumno por turno, y 100 litros por trabajador por día; en base a estos valores, la población académica y laboral de la ZUP, y la intensidad de afluencia en los diferentes días, se obtuvieron las demandas para cada temporada y día según se aprecian en las Tablas 5.24 y 5.25.

Tabla 5. 24.- Consumo promedio agua por día en sanitarios, según diferentes autores.

Intensidad de afluencia a la ZUP	Consumo en m ³ /WC/día		
	Picos	Rueda	MAPAS
Días con actividad completa	0.413	0.610	0.796
Días con clases parciales (verano)	0.098	0.145	0.344
Días con actividad administrativa y sin clases	0.083	0.122	0.324
Días inhábiles	0.000	0.000	0.00

Tabla 5. 25.- Consumo promedio agua por día en sanitarios, según diferentes autores.

Intensidad de afluencia a la ZUP	Consumo en m ³ /WC/mes		
	Picos	Rueda	MAPAS
Meses con actividad completa	8.872	13.121	17.123
Meses con clases parciales (verano)	2.113	3.124	7.397
Meses con actividad administrativa y sin clases	1.774	2.623	6.960
Meses inhábiles	0.000	0.000	0.00

Para la determinación de los valores estampados en la Tabla 5.25 se generó primero el consumo medio por WC por día, y se consideraron 5 días hábiles por semana y una cantidad de 4.3 semanas por mes.

Como se menciona en el punto III.1.1.1 se decidió utilizar los consumos propuestos por el MAPAS (2003), por las razones ya expuestas en el mismo punto.

V.4.3.- Demanda de agua para riego

Aplicando el procedimiento expuesto en el Anexo G, se determinó el volumen necesario de agua, en lámina de riego.

Se presenta en la Tabla 5.26 la evapotranspiración de referencia mensual, en base a los datos climatológicos del año 2000 a 2010, proporcionados por el observatorio meteorológico de la facultad de ingeniería.

En base a la evapotranspiración de referencia se calculó la precipitación efectiva mensual que se presenta en la Tabla 5.27, y finalmente el requerimiento de riego a cada 10 días que se muestra en la Tabla 5.28.

Para asignar el coeficiente Kc, se consideró pasto en clima cálido, y se obtuvo el valor de 0.85 (FAO, 2006).

Tabla 5. 26.- Datos climatológicos y evapotranspiración de referencia en la ZUP.

Mes	Temp. Min (°C)	Temp. Max (°C)	Humedad (%)	Viento (m/s)	Insolación (horas)	Rad (MJ/m ² /día)	ETo (mm/día)
Enero	0.40	24.80	58.00	1.70	5.90	13.50	3.01
Febrero	1.50	27.00	52.00	1.80	7.20	16.80	3.80
Marzo	3.80	30.00	48.00	1.80	8.60	20.90	4.79
Abril	6.70	32.30	47.00	1.70	8.00	21.50	5.23
Mayo	10.40	33.50	51.00	1.70	8.20	22.30	5.53
Junio	12.00	32.40	60.00	1.60	7.90	21.80	5.24
Julio	11.80	29.80	64.00	1.80	6.80	20.10	4.76
Agosto	11.70	29.40	64.00	1.80	7.20	20.30	4.70
Septiembre	10.20	28.30	67.00	1.80	4.60	15.50	3.83
Octubre	6.60	27.50	65.00	1.80	6.10	15.90	3.70
Noviembre	3.50	26.30	61.00	1.80	6.70	14.80	3.35
Diciembre	1.30	24.70	60.00	1.70	6.10	13.10	2.92
Promedio	6.70	28.80	58.00	1.70	6.90	18.00	4.24

Tabla 5. 27.- Precipitación media y precipitación efectiva en la ZUP.

Mes	Precipitación media mm	Precipitación efectiva mm
Enero	9.70	0.00
Febrero	7.70	0.00
Marzo	7.60	0.00
Abril	14.60	0.00
Mayo	32.40	9.40
Junio	68.00	30.80
Julio	52.70	21.60
Agosto	50.00	20.00
Septiembre	59.00	25.40
Octubre	28.90	7.30
Noviembre	13.10	0.00
Diciembre	10.30	0.00
Total	354.00	114.60

Tabla 5. 28.- Obtención del requerimiento de riego para césped en la ZUP.

Mes	Década	Etapa	Kc (coef.)	ETc (mm/día)	ETc (mm/dec)	Prec. Efec. (mm/dec)	Req.Riego (mm/dec)
Enero	1	Inicial	0.85	2.53	25.30	0.00	25.30
Enero	2	Inicial	0.85	2.56	25.60	0.00	25.60
Enero	3	Inicial	0.85	2.78	30.60	0.00	30.60
Febrero	1	Inicial	0.85	3.00	30.00	0.00	30.00
Febrero	2	Inicial	0.85	3.23	32.30	0.00	32.30
Febrero	3	Inicial	0.85	3.51	28.10	0.00	28.10
Marzo	1	Inicial	0.85	3.79	37.90	0.00	37.90
Marzo	2	Inicial	0.85	4.07	40.70	0.00	40.70
Marzo	3	Inicial	0.85	4.20	46.20	0.00	46.20
Abril	1	Desarrollo	0.85	4.33	43.30	0.00	43.30
Abril	2	Desarrollo	0.85	4.46	44.60	0.00	44.60
Abril	3	Desarrollo	0.85	4.55	45.50	0.10	45.40
Mayo	1	Desarrollo	0.86	4.65	46.50	1.70	44.70
Mayo	2	Desarrollo	0.86	4.74	47.40	2.60	44.80
Mayo	3	Desarrollo	0.86	4.67	51.30	5.20	46.20
Junio	1	Desarrollo	0.86	4.59	45.90	8.80	37.10
Junio	2	Desarrollo	0.86	4.52	45.20	11.70	33.50
Junio	3	Desarrollo	0.86	4.39	43.90	10.20	33.70

Tabla 5.28.- Obtención del requerimiento de riego para césped en la ZUP. (continuación)

Julio	1	Medio	0.86	4.25	42.50	8.00	34.50
Julio	2	Medio	0.86	4.12	41.20	6.90	34.30
Julio	3	Medio	0.86	4.10	45.10	6.80	38.30
Agosto	1	Medio	0.86	4.08	40.80	6.60	34.20
Agosto	2	Medio	0.86	4.07	40.70	6.40	34.30
Agosto	3	Medio	0.86	3.81	42.00	7.10	34.90
Septiembre	1	Medio	0.86	3.56	35.60	8.60	27.00
Septiembre	2	Medio	0.86	3.31	33.10	9.60	23.60
Septiembre	3	Medio	0.86	3.27	32.70	7.20	25.60
Octubre	1	Final	0.88	3.28	32.80	4.20	28.60
Octubre	2	Final	0.88	3.24	32.40	2.00	30.40
Octubre	3	Final	0.88	3.14	34.60	1.30	33.20
Noviembre	1	Final	0.88	3.04	30.40	0.10	30.30
Noviembre	2	Final	0.88	2.94	29.40	0.00	29.40
Noviembre	3	Final	0.88	2.81	28.10	0.00	28.10
Diciembre	1	Final	0.88	2.69	26.90	0.00	26.90
Diciembre	2	Final	0.88	2.56	25.60	0.00	25.60
Diciembre	3	Final	0.88	2.59	28.50	0.00	28.50
				Suma	1332.70	115.10	1217.60

V.4.4.- Escenarios de Propuestas con demandas Compuestas

Para definir la forma de utilización del agua captada, primero se realizó un balance global de entradas y salidas a los almacenamientos, como el que se aprecia en las Tablas 5.29 y 5.30.

Tabla 5. 29.- Balance global mensual de agua de lluvia en la ZUP, escenario No. 2, primera parte.

Mes	Área de Captación (m2)	Coeficiente de Escurrimiento Ponderado	Precipitación Media (mm)	Volumen de Escurrimiento (m3)	Eficiencia de Captación	Volumen Captado	
						Mensual (m3)	Acumulado (m3)
JUNIO	112,974.94	0.7593	68.00	5,833.08	0.90	5,249.77	5,249.77
JULIO	112,974.94	0.7593	52.70	4,520.64	0.90	4,068.57	9,318.35
AGOSTO	112,974.94	0.7593	50.00	4,289.03	0.90	3,860.13	13,178.48
SEPTIEMBRE	112,974.94	0.7593	59.00	5,061.06	0.90	4,554.95	17,733.43
OCTUBRE	112,974.94	0.7593	28.90	2,479.06	0.90	2,231.15	19,964.58
NOVIEMBRE	112,974.94	0.7593	13.10	1,123.73	0.90	1,011.35	20,975.94
DICIEMBRE	112,974.94	0.7593	10.30	883.54	0.90	795.19	21,771.12
ENERO	112,974.94	0.7593	9.70	832.07	0.90	748.86	22,519.99
FEBRERO	112,974.94	0.7593	7.70	660.51	0.90	594.46	23,114.45
MARZO	112,974.94	0.7593	7.60	651.93	0.90	586.74	23,701.19
ABRIL	112,974.94	0.7593	14.60	1,252.40	0.90	1,127.16	24,828.34
MAYO	112,974.94	0.7593	32.40	2,779.29	0.90	2,501.36	27,329.71

Tabla 5. 30.- Balance global mensual de agua de lluvia en la ZUP, escenario No. 2, segunda parte.

Mes	Riego en Jardines				Uso en Sanitarios			Total riego + sanitarios (m3)	Diferencia (m3)
	Necesidad de Riego (mm)	Volumen Agua de Riego (m3)		Agua Utilizada (m3)	Demanda por mueble m ³ /wc/mes	Volumen Agua Sanitarios (m3)			
		Mensual (m3)	Acumulado (m3)			Mensual (m3)	Acumulado (m3)		
JUNIO	72.10	1,267.95	1,267.95	2,113.25	7.40	798.89	798.89	2,912.14	2,337.63
JULIO	82.70	1,454.36	2,722.31	4,537.18	7.40	798.89	1,597.79	6,134.97	3,183.38
AGOSTO	117.20	2,061.07	4,783.38	7,972.30	7.40	798.89	2,396.68	10,368.99	2,809.49
SEPTIEMBRE	118.90	2,090.97	6,874.35	11,457.25	17.12	1,849.32	4,246.01	15,703.26	2,030.17
OCTUBRE	114.50	2,013.59	8,887.94	14,813.24	17.12	1,849.32	6,095.33	20,908.57	-943.99
NOVIEMBRE	74.40	1,308.40	10,196.34	16,993.90	17.12	1,849.32	7,944.65	24,938.55	-3,962.61
DICIEMBRE	80.50	1,415.67	11,612.01	19,353.35	17.12	1,849.32	9,793.97	29,147.32	-7,376.20
ENERO	77.30	1,359.39	12,971.40	21,619.01	6.96	751.72	10,545.70	32,164.70	-9,644.72
FEBRERO	48.20	847.64	13,819.05	23,031.75	17.12	1,849.32	12,395.02	35,426.77	-12,312.32
MARZO	72.30	1,271.46	15,090.51	25,150.85	17.12	1,849.32	14,244.34	39,395.20	-15,694.01
ABRIL	75.10	1,320.71	16,411.22	27,352.03	17.12	1,849.32	16,093.66	43,445.69	-18,617.35
MAYO	70.70	1,243.33	17,654.55	29,424.24	17.12	1,849.32	17,942.99	47,367.23	-20,037.52

El balance presentado corresponde a un escenario en el que se consideró regar un área de jardines de 17,585.96 m², mediante riego por inundación con una eficiencia del 60% (Domene Gómez & Sauí Pujol, 2003), y una cantidad de WC de 108. El área de captación fue de toda el área de la zona de estudio, en donde se aplicó la precipitación media mensual y un coeficiente de escurrimiento ponderado.

Este balance se realizó con siete escenarios, que se presentan en la Tabla 5.31. Los escenarios se analizaron cambiando el área de riego y la cantidad de WCs en cada uno, iniciando con el riego del 100% de los jardines y 0% de WCs en el escenario No. 1, hasta llegar al 0% de jardines y 97.83% de WCs en el No. 7.

Tabla 5. 31.- Resumen de escenarios de balance global de almacenamiento de agua de lluvia en la ZUP.

Opción	Jardín		Muebles Sanitarios		Cisternas		Volumen de Almacenamiento		Tiempo Almacenam.		Costo Aproximado	
	(m2)	(%)	(pza)	(%)	(Pza)	(%)	(m3)	(%)	(mes)	(%)	(\$)	(%)
1	21,982.45	100.00	0	0.00	15	100.00	3,656.25	100.00%	6	100.00%	9,095,000.00	100.00
2	17,585.96	80.00	108	19.49	13	86.67	3,168.75	86.67%	4	66.67%	6,728,500.00	73.98
3	13,189.47	60.00	183	33.03	13	93.33	3,168.75	86.67%	4	66.67%	6,665,500.00	78.24
4	8,792.98	40.00	321	57.94	10	66.67	2,437.50	66.67%	3	66.67%	5,284,000.00	58.10
5	7,037.75	32.02	389	70.22	8	53.33	1,950.00	53.33%	3	50.00%	4,359,500.00	47.93
6	4,396.49	20.00	434	78.34	8	53.33	1,950.00	53.33%	3	50.00%	4,359,500.00	47.93
7	0.00	0.00	542	97.83	6	46.67	1,462.50	40.00%	3	50.00%	3,729,000.00	45.95

En la Tabla 5.31 se presentan varios parámetros generados en los diferentes escenarios, y para tener una mejor percepción de su variación, se obtuvo su razón de cambio con respecto al primer escenario, se expresó esta razón de cambio en porcentaje, y se graficó obteniendo la Figura 5.8.

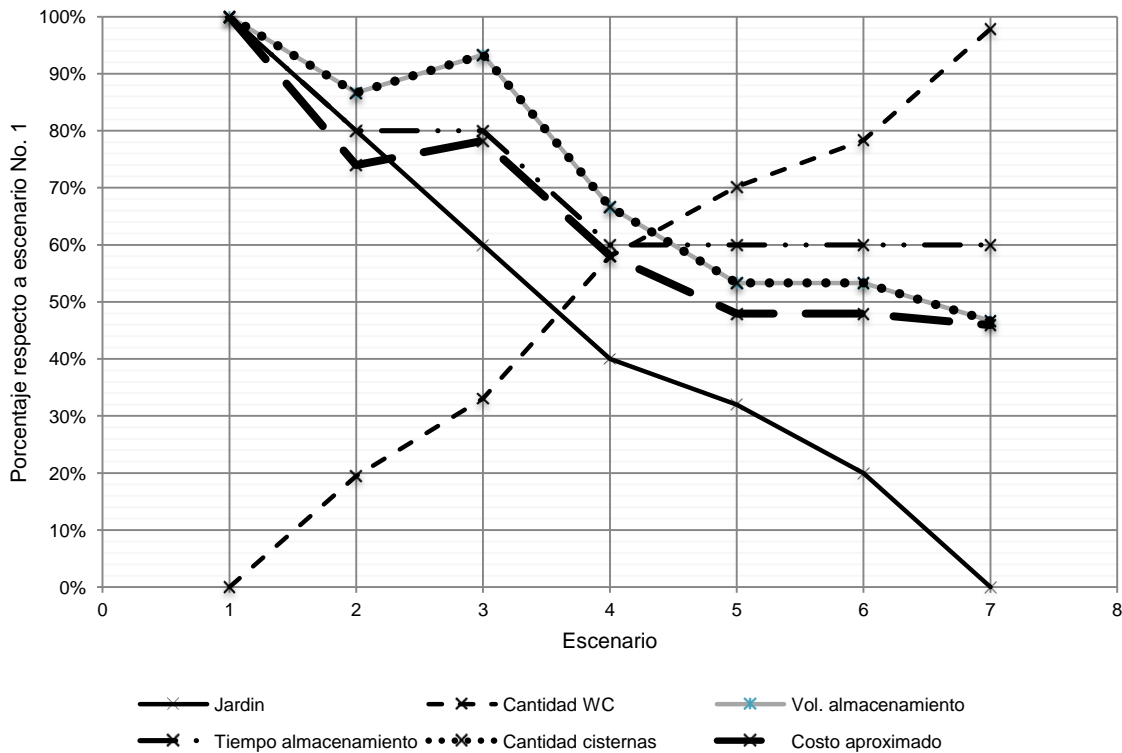


Figura 5. 11.- Tendencias en los balances globales de agua pluvial en la ZUP.

En la Figura 5.8 se pueden apreciar los siguientes comportamientos:

- Una lógica relación entre el volumen de almacenamiento y el costo aproximado de almacenamiento, que se van reduciendo al disminuir el área de riego.
- Un notable cambio de pendiente en las líneas de costo y almacenamiento a partir del escenario No. 5.
- El tiempo de almacenamiento disminuye del escenario No. 1 al No.4, permaneciendo constante en los subsecuentes.

- Como resultado del análisis se concluyó que a partir del escenario No. 5 no se tiene una mejora sustancial en el tiempo y volumen de almacenamiento, y una reducción relativamente baja en el costo.

Aunado a las tendencias mencionadas, si se toma en cuenta que los jardines están dispersos y algunos muy pequeños, y si se desea cubrirlos todos, se generará una mayor cantidad de tubería, por lo que se incrementará el costo del sistema de distribución.

Considerando los puntos anteriores, y en virtud de que se tienen siete sistemas de captación y conducción, y el escenario No. 5 contempla aproximadamente 8 cisternas, se decidió desarrollar un proyecto para unas cantidades similares a las del escenario No. 5, y buscar instalar una cisterna en cada sistema. Además el hecho de proyectar sólo una cisterna por sistema favorece al no requerir demasiado espacio, que como se puede apreciar en los planos de la ZUP, no se tiene mucho disponible.

En base a los escenarios anteriores se seleccionaron los edificios que se proyectan alimentar con el agua de lluvia, buscando una combinación que arrojara cantidades de metros cuadrados de jardín y piezas de WC similares al sistema No. 5, y separando los edificios y los jardines por su ubicación, de modo que se agruparan por sistema. La distribución así obtenida se presenta en la Tabla 5.32.

Tabla 5. 32.- Edificios y jardines contemplados para uso de agua de lluvia en la ZUP.

Espacio	Sistema							Suma
	1	2	3	4	5	6	7	
Cantidad de Espacios	0	6	9	0	0	8	10	33
Cantidad de WC	0	66	92	0	0	77	139	374
% del Total	0.00	11.91%	16.61%	0.00%	0.00%	13.90%	25.09%	67.51%
Cantidad de Jardines	28	0		15	9	0	0	52
m2 de jardines	5,193.95	0.00	0.00	4,756.29	2,006.75	0.00	0.00	12,054.01
% del Total	23.6%	0.0%	0.0%	21.6%	9.6%	0.0%	0.0%	54.86%

V.4.5.- Escenarios por Sistema

Una vez definidos los puntos de uso y agrupados por sistema, se realizó un nuevo balance de entradas y salidas, pero en esta ocasión por sistema y ya considerando las magnitudes de demanda de agua.

En las Tablas 5.33 y 5.34 se presenta a manera de ejemplo el balance del sistema No. 1, el resto de los sistemas se puede consultar en el Anexo H.

Tabla 5. 33-a.- Balance de uso y almacenamiento de agua de lluvia en sistema No.1, primera parte.

Mes	Área de Captación (m ²)	Coeficiente de Ecurrimiento Ponderado	Precipitación Media (mm)	Volumen de Ecurrimiento (m ³)	Eficiencia de Captación	Volumen Captado	
						Mensual (m ³)	Acumulado (m ³)
JUNIO	17,335.97	0.7629	68.00	899.39	0.90	809.45	809.45
JULIO	17,335.97	0.7629	52.70	697.02	0.90	627.32	1,436.77
AGOSTO	17,335.97	0.7629	50.00	661.31	0.90	595.18	2,031.95
SEPTIEMBRE	17,335.97	0.7629	59.00	780.35	0.90	702.32	2,734.27
OCTUBRE	17,335.97	0.7629	28.90	382.24	0.90	344.02	3,078.28
NOVIEMBRE	17,335.97	0.7629	13.10	173.26	0.90	155.94	3,234.22
DICIEMBRE	17,335.97	0.7629	10.30	136.23	0.90	122.61	3,356.83
ENERO	17,335.97	0.7629	9.70	128.29	0.90	115.47	3,472.30
FEBRERO	17,335.97	0.7629	7.70	101.84	0.90	91.66	3,563.95
MARZO	17,335.97	0.7629	7.60	100.52	0.90	90.47	3,654.42
ABRIL	17,335.97	0.7629	14.60	193.10	0.90	173.79	3,828.21
MAYO	17,335.97	0.7629	32.40	428.53	0.90	385.68	4,213.89

Tabla 5. 34.- Balance de uso y almacenamiento de agua de lluvia en sistema No.1, segunda parte.

Mes	Riego en Jardines			Uso en Sanitarios			Total riego + sanitarios (m ³)	Diferencia (m ³)	
	Necesidad de Riego (mm)	Volumen Agua de Riego		Agua Utilizada (m ³)	Demanda por mueble m ³ /wc/mes	Volumen Agua Sanitarios			
		Mensual (m ³)	Acumulado (m ³)			Mensual (m ³)			Acumulado (m ³)
JUNIO	72.10	374.48	374.48	624.14	7.40	0.00	0.00	624.14	185.31
JULIO	82.70	429.54	804.02	1,340.04	7.40	0.00	0.00	1,340.04	96.73
AGOSTO	117.20	608.73	1,412.75	2,354.59	7.40	0.00	0.00	2,354.59	-322.64
SEPTIEMBRE	118.90	617.56	2,030.32	3,383.86	17.12	0.00	0.00	3,383.86	-649.59
OCTUBRE	114.50	594.71	2,625.02	4,375.04	17.12	0.00	0.00	4,375.04	-1,296.75
NOVIEMBRE	74.40	386.43	3,011.45	5,019.09	17.12	0.00	0.00	5,019.09	-1,784.86
DICIEMBRE	80.50	418.11	3,429.57	5,715.94	17.12	0.00	0.00	5,715.94	-2,359.11
ENERO	77.30	401.49	3,831.06	6,385.10	6.96	0.00	0.00	6,385.10	-2,912.80
FEBRERO	48.20	250.35	4,081.41	6,802.34	17.12	0.00	0.00	6,802.34	-3,238.39
MARZO	72.30	375.52	4,456.93	7,428.21	17.12	0.00	0.00	7,428.21	-3,773.79
ABRIL	75.10	390.07	4,846.99	8,078.32	17.12	0.00	0.00	8,078.32	-4,250.11
MAYO	70.70	367.21	5,214.21	8,690.34	17.12	0.00	0.00	8,690.34	-4,476.45

La finalidad de los balances por sistema es determinar un volumen de almacenamiento, que corresponde al valor mayor de los almacenamientos por mes.

V.4.6.- Simulación de 10 Años

A la par de los balances mensuales por sistema, se realizó una simulación de funcionamiento para diferentes tamaños de cisterna, en los últimos diez años (2001-2010).

Por razones de espacio no se presentan aquí las simulaciones completas, que se podrán consultar en Anexo Digital, pero se presenta en la Tabla 5.35 el resumen para el primer sistema, y en el Anexo I se pueden ver los resúmenes correspondientes a los demás sistemas.

Tabla 5. 35.- Resumen de simulación de funcionamiento de sistema de almacenamiento No.1 en 10 años, con diferentes volúmenes de almacenamiento.

VOL. (m3)	DIAS					METROS CUBICOS		
	CON DEMAND A	CON AGUA	CIST. LLEN A	CON EXTRAC C.	CON DERRAM E	CAPTADO S	USADOS	DERRAMADO S
20	36.0	154.4	125.7	21.5	51.2	4,904.68	392.57	4,512.12
40	36.0	154.4	111.5	21.5	45.8	4,904.68	740.21	4,164.48
60	36.0	154.4	96.4	21.5	40.9	4,904.68	1,053.49	3,851.20
80	36.0	154.4	84.8	21.5	37.0	4,904.68	1,339.59	3,565.09
100	36.0	154.4	74.8	21.5	34.2	4,904.68	1,593.75	3,310.93
120	36.0	156.7	65.7	21.7	30.4	4,904.68	1,824.77	3,079.91
140	36.0	156.7	62.2	21.7	29.1	4,904.68	2,024.86	2,879.82
160	36.0	157.9	57.7	21.7	26.7	4,904.68	2,207.37	2,697.31
180	36.0	157.9	48.9	21.7	23.6	4,904.68	2,365.38	2,539.31
200	36.0	160.2	43.8	21.8	21.3	4,904.68	2,498.73	2,405.96
300	36.0	182.2	32.5	22.9	16.3	4,904.68	2,946.22	1,958.47
400	36.0	190.3	27.5	23.5	14.0	4,904.68	3,214.81	1,689.88
500	36.0	196.9	24.4	23.9	12.6	4,904.68	3,383.40	1,521.29
600	36.0	199.3	22.2	24.1	11.6	4,904.68	3,495.03	1,409.65
700	36.0	206.8	19.7	24.7	10.5	4,904.68	3,582.46	1,322.23
800	36.0	208.7	18.9	24.8	9.9	4,904.68	3,652.65	1,252.04

Con los datos del resumen de la simulación de cada cisterna se construyó una gráfica de tamaño de la cisterna contra metros cúbicos usados, en la que se observa que hay un marcado crecimiento del volumen de agua aprovechado contra el incremento de volumen en pequeños almacenamientos, disminuyendo la pendiente de la curva para mayores almacenamientos, por lo que se decidió buscar el punto de cambio de pendiente, que es el punto a partir del cual se refleja un menor impacto de aprovechamiento y a partir del cual es menos impactante el aumento de volumen de almacenamiento.

El punto de cambio de pendiente se localizó mediante la intersección de dos rectas trazadas a partir de los primeros tres puntos y los últimos tres puntos respectivamente. El punto así obtenido marca el volumen de almacenamiento óptimo.

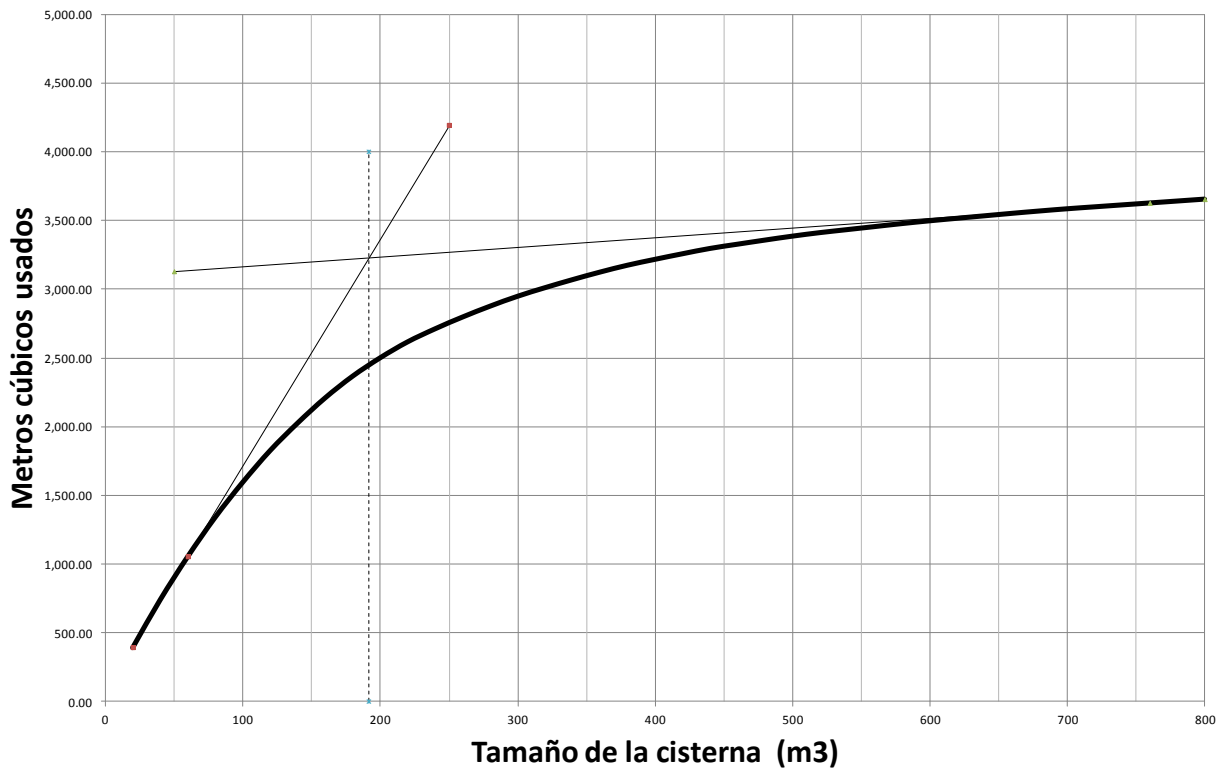


Figura 5. 12.- Tamaño de cisterna contra volumen aprovechado, en el funcionamiento de sistema de almacenamiento No.1 en 10 años.

V.4.7.- Tamaño de los depósitos de almacenamiento

Los valores de almacenamiento para cada sistema obtenidos por medio del balance de entradas y salidas mensuales se comparan en la Tabla 5.36 con el volumen de almacenamiento obtenido por medio de la simulación, generando a partir de ellos las dimensiones físicas de las cisternas y el volumen real adoptado.

Tabla 5. 36.- Resumen de volúmenes de almacenamiento para los siete sistemas.

CISTERNA No.	VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO (m3)			DIMENSIONES (m)		
	BALANCE	SIMULACION	ADOPTADO	L	B	H
1	185.31	191.53	187.50	12.50	6.00	2.50
2	171.01	122.68	172.50	11.50	6.00	2.50
3	168.23	138.48	165.00	11.00	6.00	2.50
4	138.78	174.59	144.38	10.50	5.50	2.50
5	108.54	101.57	112.50	9.00	5.00	2.50
6	148.23	128.31	151.25	11.00	5.50	2.50
7	127.42	148.75	131.25	10.50	5.00	2.50

V.5.- Sistema de Distribución

El sistema de distribución consiste en las instalaciones necesarias para llevara el agua desde el punto de almacenamiento, hasta los puntos de uso del agua, es decir, desde las cisternas hasta los jardines que habrán de regarse o las los sanitarios a alimentar, según sea el caso.

Como se aprecia en la metodología, se incluyó en este rubro el tratamiento que habrá de darse al agua para su uso. En virtud de que el agua no será para consumo humano, y sobre todo buscando economía en los sistemas propuestos, se han propuesto dos etapas de tratamiento:

- 1.- Precloración mediante hipoclorito de calcio soluble, aplicado directamente en la cisterna de almacenamiento hasta alcanzar una concentración de 1.5 miligramos por litro, para lo cual no se requieren instalaciones especiales.
- 2.- Filtración mediante filtros verticales multicapa a presión, los cuales se eligieron de acuerdo a lo establecido en el punto IV.1.2, de los cuales se presentan las cantidades finales por sistema, en la Tabla 5.37.

Tabla 5. 37.- Cantidad y tipo de filtros por sistema

Sistema	Q (m ³ /s)	Uso	Cantidad	Filtros			Velocidad (m/h)
				Tamaño (pulg)	Tamaño (m)	Área (m ²)	
2	17.52	WC	3	36	0.9	1.908	9.18
3	18.32	WC	3	36	0.9	1.908	9.60
6	13.74	WC	2	36	0.9	1.272	10.80
7	27.68	WC	4	36	0.9	2.545	10.88

V.5.1.- Asignación de Demandas

El primer paso para el análisis y diseño del sistema de distribución, es la definición del trazo, el cual se realizó conforme al procedimiento establecido en el punto IV.2.3. Cada nodo del sistema recibió un identificador alfanumérico, n_i , y cada tramo de tubería entre nodos un identificador p_i .

Con el trazo y los nodos de todos los sistemas definidos, se ubicaron los puntos de demanda, tanto para WC, como para riego, asignando las demandas a los nudos de la red, según su ubicación. Del procedimiento anterior se obtuvo la Tabla 5.37, para el sistema No.1, Las demandas para los demás sistemas se presentan en el Anexo 7.

El trazo propuesto, con las demandas asignadas, se ensayó a hasta obtener los diámetros que soporten los gastos de demanda y la presión mínima de 2 metros de columna de agua en el punto con las condiciones hidráulicas más desfavorables. Del

análisis mencionado, se obtuvo la Tabla 5.39 con las características de los nodos y la Tabla 5.40, que muestra las características de la tubería, ambas par el sistema No. 1.

Tabla 5. 38.- Gastos de demanda por nudo en el sistema de distribución No.1.

NUDO	JARDIN No.	AREA		DEMANDA MAXIMA (mm/día)	TIEMPO DE BOMBEO (hr/día)	CAUDAL	
		POR JARDIN (m ²)	POR NUDO			(m3/hr)	lps
n195	109	297.41	297.41	43.10	8.00	1.60	0.4451
n193	110	139.57	139.57	43.10	8.00	0.75	0.2089
n201	110	139.57	139.57	43.10	8.00	0.75	0.2089
n177	113	430.74	430.74	43.10	8.00	2.32	0.7549
	115	5.07					
	116	57.24					
	117	11.40					
n168	124	727.66	727.66	43.10	8.00	3.92	1.0890
n175	123	179.89	179.89	43.10	8.00	0.97	0.2692
n178	123	179.89	210.43	43.10	8.00	1.13	0.3149
	118	30.54					
n180	122	194.08	359.71	43.10	8.00	1.94	0.5383
	119	131.83					
	121	33.80					
n197	84	973.46	973.46	43.10	8.00	5.24	1.4568
n185	68	21.63	36.04	43.10	8.00	0.19	0.0539
	69	5.13					
	120	9.28					
n184	59	787.75	787.75	43.10	8.00	4.24	1.1789
	59-A	57.85	73.53	43.10	8.00	0.40	0.1100
	59-B	15.68					
n191	58	378.50	445.85	43.10	8.00	2.40	0.6672
	57-B	34.74					
	57-C	14.14					
	57-D	18.47					
n190	57	188.32	240.49	43.10	8.00	1.30	0.3599
	57-A	52.17					
n217	111	78.16	78.16	43.10	8.00	0.42	0.1170
suma		5,193.95	5,193.95			27.98	7.7729

V.5.2.- Resultados en nudos

Tabla 5. 39.- Características de los nudos del sistema de distribución No.1.

Label Id	[Coordinates]		Elevation M	Demand LPS	Head M	Pressur e m
	X-Coord	Y-Coord				
n154	1351.34	389.79	1894.95	0.0000	1901.50	6.55
n155	1324.08	400.71	1896.40	0.0000	1902.18	5.78
n156	1325.05	404.06	1896.12	0.0000	1902.26	6.14
n157	1330.53	422.42	1895.62	0.0000	1902.71	7.09
n158	1339.87	453.69	1892.75	0.0000	1902.94	10.19
n159	1347.74	480.05	1893.12	0.0000	1903.16	10.04
n160	1360.55	522.45	1891.62	0.0000	1903.64	12.02
n161	1361.95	527.07	1891.54	0.0000	1903.69	12.15
n162	1367.49	545.37	1890.60	0.0000	1904.05	13.45
n163	1387.83	519.34	1889.90	0.0000	1902.42	12.52
n164	1389.69	525.91	1889.60	0.0000	1902.10	12.50
n165	1389.89	525.85	1889.60	0.0000	1902.09	12.49
n166	1394.06	540.61	1889.48	0.0000	1901.38	11.90
n167	1418.59	533.69	1888.92	0.0000	1900.19	11.27
n168	1273.14	426.61	1898.95	1.0890	1901.72	2.77
n169	1272.76	425.69	1898.95	0.0000	1901.75	2.80
n170	1322.99	537.62	1893.20	0.0000	1900.48	7.28
n171	1321.90	539.54	1893.20	0.0000	1900.41	7.21
n172	1330.06	535.66	1892.82	0.0000	1900.71	7.89
n173	1335.96	554.78	1891.90	0.0000	1901.36	9.46
n174	1363.12	546.68	1890.70	0.0000	1904.14	13.44
n175	1315.92	423.87	1896.33	0.2692	1902.68	6.35
n176	1316.09	424.86	1896.33	0.0000	1902.68	6.35
n177	1338.65	419.99	1895.20	0.7549	1902.59	7.39
n178	1332.02	454.86	1894.80	0.3149	1902.91	8.11
n179	1332.29	455.82	1894.80	0.0000	1902.91	8.11
n180	1337.07	482.22	1893.62	0.5383	1903.13	9.51
n181	1337.36	483.18	1893.62	0.0000	1903.14	9.52
n183	1293.05	547.53	1894.60	0.0000	1899.45	4.85
n184	1292.79	546.57	1894.60	1.1789	1899.41	4.81
n185	1354.89	524.17	1891.74	0.0539	1903.64	11.90
n186	1338.61	561.77	1891.60	0.0000	1901.17	9.57
n187	1340.46	566.64	1891.37	0.0000	1901.15	9.78
n188	1344.89	582.33	1890.73	0.0000	1901.08	10.35
n189	1329.94	587.02	1891.45	0.0000	1901.02	9.57
n190	1329.64	586.07	1891.45	0.3599	1901.02	9.57
n191	1324.04	564.86	1892.50	0.6672	1900.98	8.48
n192	1324.31	565.82	1892.50	0.0000	1900.99	8.49
n193	1405.25	356.83	1893.95	0.2089	1900.61	6.66
n194	1408.96	366.30	1892.65	0.0000	1900.63	7.98
n195	1411.37	372.34	1892.40	0.4451	1900.59	8.19
n197	1418.86	534.66	1888.92	1.4568	1900.14	11.22
n200	1361.53	385.73	1894.54	0.0000	1901.25	6.71
n201	1357.52	375.51	1895.50	0.2089	1901.23	5.73
n202	1376.69	565.95	1889.94	0.0000	1886.83	-3.11
n203	1369.55	568.10	1890.03	0.0000	1886.57	-3.46
n204	1369.27	567.14	1890.03	0.0000	1904.89	14.86
n215	1370.91	381.99	1894.15	0.0000	1901.09	6.94

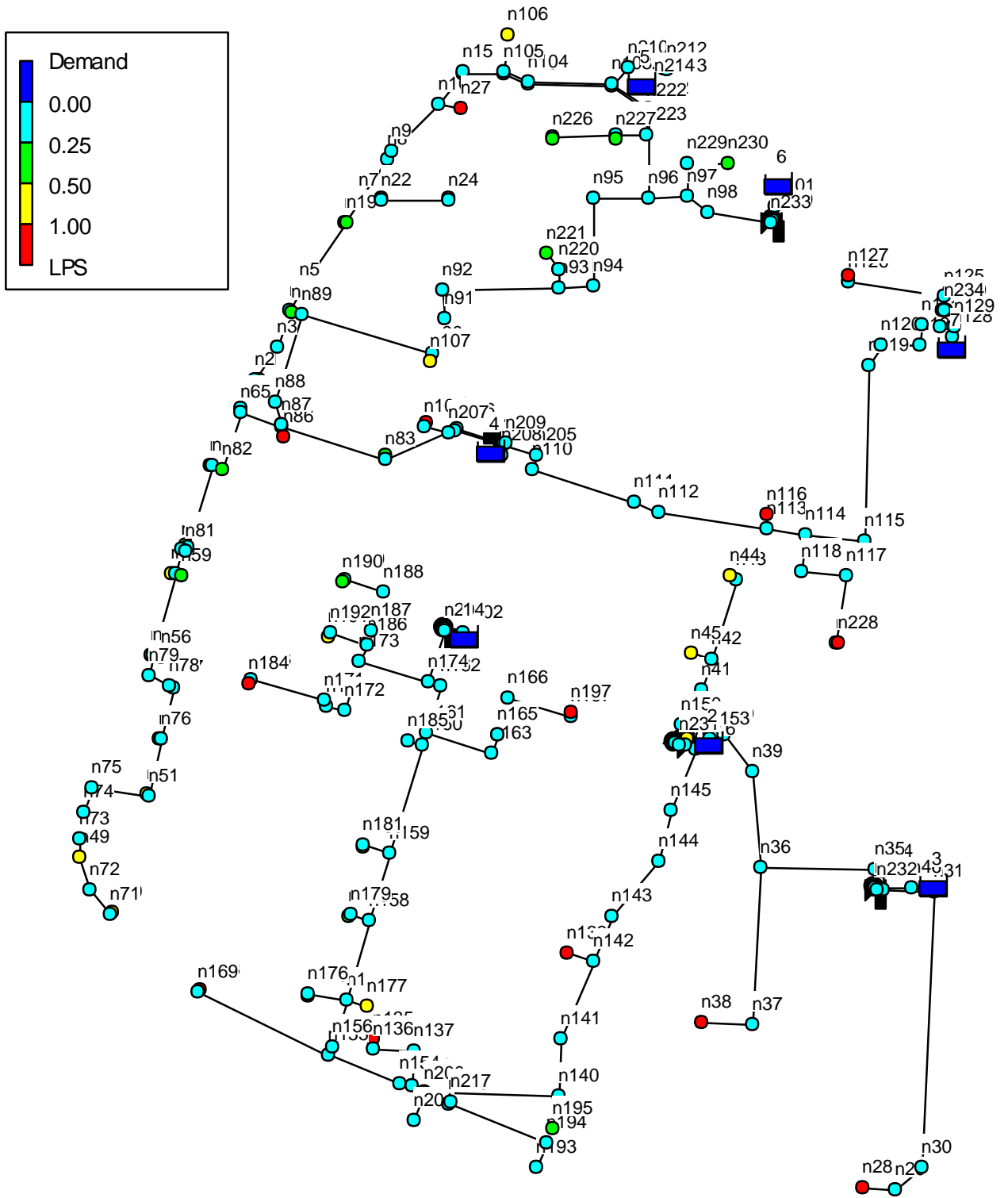


Figura 5. 13.- Diagrama de demandas en el sistema de distribución.

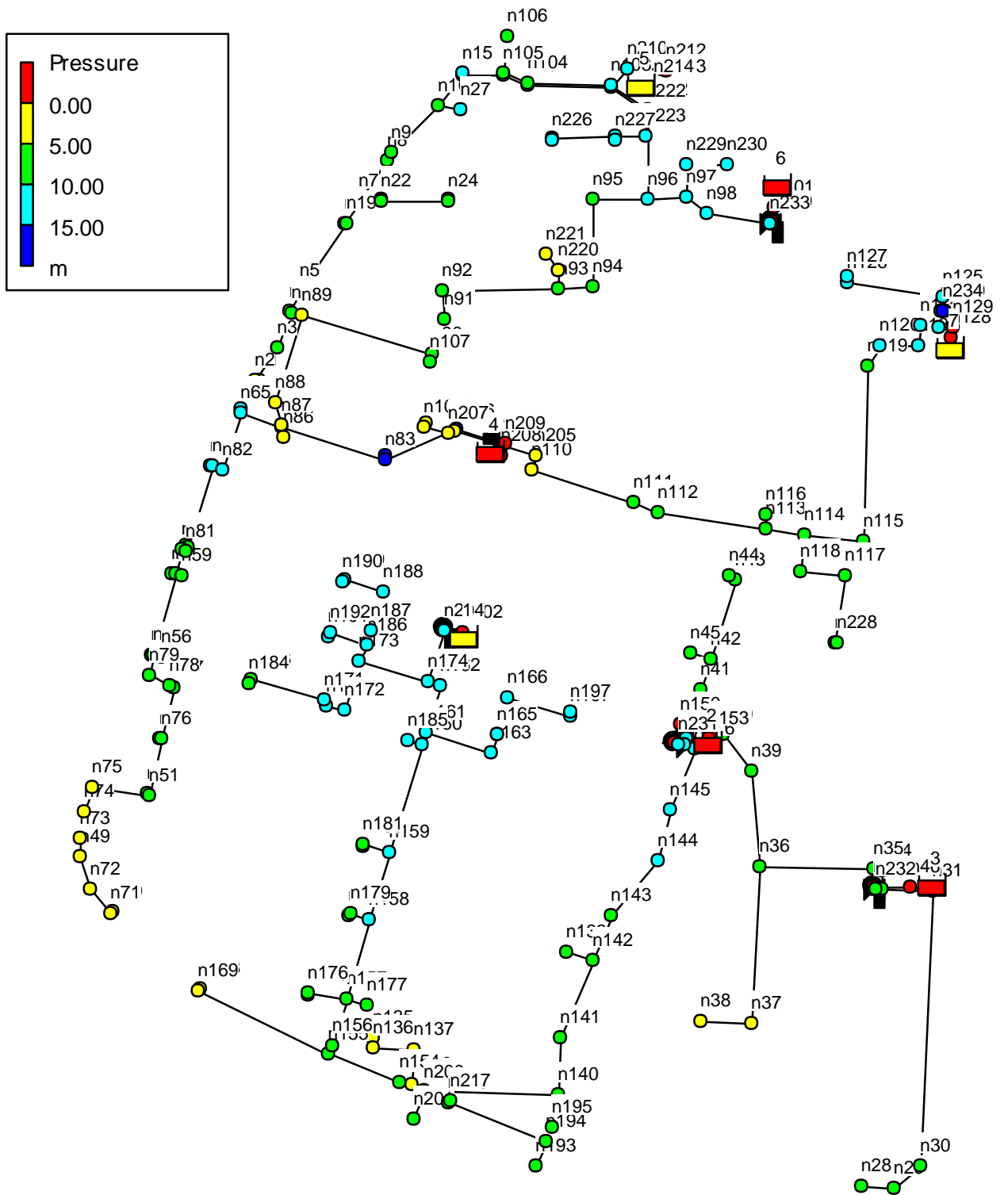


Figura 5. 14.- Diagrama de presiones en los nudos del sistema de distribución.

V.5.3.- Resultados en Tuberías

Tabla 5. 40.- Características de las tuberías del sistema de distribución No.1.

Link ID	Start Node	End Node	Length m	Diameter mm	Flow LPS	Velocity m/s	U. Hdloss m/km	Friction Factor
p135	n155	n156	3.500	50.000	2.070	1.050	23.420	0.021
p136	n156	n157	19.170	50.000	2.070	1.050	23.470	0.021
p137	n157	n158	32.760	75.000	3.090	0.700	6.900	0.021
p138	n158	n159	27.520	75.000	3.410	0.770	8.190	0.020
p139	n159	n160	44.320	75.000	3.950	0.890	10.650	0.020
p140	n160	n161	4.820	75.000	4.000	0.910	10.890	0.020
p141	n161	n162	19.150	75.000	5.460	1.240	19.020	0.018
p142	n161	n163	27.060	38.000	1.460	1.280	46.750	0.021
p143	n163	n164	6.840	38.000	1.460	1.280	46.750	0.021
p144	n165	n166	15.340	38.000	1.460	1.280	46.750	0.021
p145	n166	n167	25.500	38.000	1.460	1.280	46.750	0.021
p146	n168	n169	1.000	38.000	1.090	0.960	27.830	0.023
p147	n169	n155	57.130	50.000	1.090	0.550	7.530	0.024
p148	n170	n171	2.210	38.000	1.180	1.040	32.110	0.022
p149	n170	n172	7.350	38.000	1.180	1.040	32.080	0.022
p150	n173	n174	28.370	38.000	2.210	1.950	98.070	0.019
p151	n175	n176	1.000	38.000	0.270	0.240	2.530	0.033
p152	n176	n157	14.660	38.000	0.270	0.240	2.430	0.032
p153	n157	n177	8.490	38.000	0.750	0.670	14.620	0.025
p154	n178	n179	1.000	38.000	0.310	0.280	3.130	0.030
p155	n179	n158	8.140	38.000	0.310	0.280	3.180	0.031
p156	n180	n181	1.000	38.000	0.540	0.470	8.040	0.027
p158	n171	n183	29.970	38.000	1.180	1.040	32.100	0.022
p159	n184	n183	1.000	38.000	1.180	1.040	32.150	0.022
p160	n185	n160	5.920	38.000	0.050	0.050	0.100	0.033
p161	n172	n173	20.030	38.000	1.180	1.040	32.110	0.022
p162	n173	n186	7.480	38.000	1.030	0.910	25.160	0.023
p163	n186	n187	5.210	38.000	0.360	0.320	4.000	0.030
p164	n187	n188	16.310	38.000	0.360	0.320	4.010	0.030
p165	n188	n189	15.680	38.000	0.360	0.320	4.010	0.030
p166	n189	n190	1.000	38.000	0.360	0.320	4.020	0.030
p167	n191	n192	1.000	38.000	0.670	0.590	11.760	0.025
p168	n192	n186	14.890	38.000	0.670	0.590	11.760	0.025
p169	n193	n194	10.250	38.000	0.210	0.180	1.570	0.034
p170	n194	n195	6.510	38.000	0.450	0.390	5.810	0.028
p174	n200	n154	10.970	38.000	0.980	0.860	23.130	0.023
p175	n200	n201	11.020	38.000	0.210	0.180	1.570	0.034
p177	n202	n203	7.450	75.000	7.660	1.730	35.010	0.017
p178	n204	n174	21.370	75.000	7.660	1.730	35.020	0.017
p188	n194	n215	41.190	38.000	0.650	0.580	11.350	0.025
p190	n215	n217	1.000	38.000	0.120	0.100	0.600	0.042
p203	n174	n162	4.560	75.000	5.460	1.240	19.020	0.018
p204	n164	n165	1000.000	38.000	1.460	1.280	46.680	0.021
p212	n159	n181	10.860	50.000	0.540	0.270	2.190	0.029
p213	n167	n197	1.000	38.000	1.460	1.280	46.730	0.021
p214	n200	n215	10.110	38.000	0.770	0.680	15.160	0.024
p216	r1	n202	3.000	75.000	7.660	1.730	35.020	0.017

Tablas similares, para los demás sistemas de distribución, se presentan en el Anexo K. En las tablas se pueden observar la carga hidráulica y la presión en cada nudo, así como los gastos y diámetros que conduce cada tramo de tubería, donde se puede observar que se cumplen los valores mínimos y máximos de velocidad, y la adecuada conducción de los gastos de demanda con las presiones necesarias para alcanzar los puntos más desfavorables.

Se presenta además en la tabla 5.41 la información hidráulica de las siete cisternas contempladas, que aun cuando es de menor relevancia en este punto, debido a que las cisternas fueron previamente dimensionadas, son los datos necesarios para el análisis completo de la red de conducción.

Tabla 5. 41.- Datos hidráulicos de las cisternas considerados en el análisis.

Cisterna	Ubicación		Elevación (m)	Demanda	Carga por	Presión m
	X (m)	Y (m)		Propia LPS	altura m	
r1	1376.04	563.90	1886.94	N/A	1886.94	0.00
r2	1472.41	521.86	1884.70	N/A	1884.70	0.00
r3	1560.08	466.05	1884.08	N/A	1884.08	0.00
r4	1386.67	636.47	1885.18	N/A	1885.18	0.00
r5	1446.07	780.16	1881.92	N/A	1881.92	0.00
r6	1499.12	741.36	1880.70	N/A	1880.70	0.00
r7	1567.20	677.37	1880.40	N/A	1880.40	0.00

Además, en la tabla 5.42 se pueden ver los accesorios considerados en el análisis de la red de distribución, como bombas y válvulas rompedoras de presión que simulan la caída de carga en los filtros.

Tabla 5. 42.- Accesorios considerados en los sistemas de distribución.

Tramo ID	Nudo Inicial	Nudo Final	Longitud m	Diámetro mm	Gasto LPS	Velocidad m/s	Perdida Unitaria m/km	Factor de Fricción
Pump 1	n203	n204	N/A	75	Curva 1	7.55	0.00	-18.310
Pump 2	n149	n148	N/A	75	Curva 2	4.87	0.00	-20.530
Pump 3	n47	n33	N/A	75	Curva 3	5.09	0.00	-15.960
Pump 4	n209	n85	N/A	75	Curva 4	7.60	0.00	-23.630
Pump 5	n212	n211	N/A	75	Curva 5	4.01	0.00	-15.960
Pump 6	n100	n99	N/A	75	Curva 6	3.82	0.00	-20.530
Pump 7	n130	n234	N/A	75	Curva 7	7.69	0.00	-20.520
Valve v2	n148	n231	N/A	75	N/A	4.87	1.10	5.000
Valve v3	n33	n232	N/A	75	N/A	5.09	1.15	5.000
Valve v6	n99	n233	N/A	75	N/A	3.82	33.75	5.000
Valve v7	n234	n124	N/A	75	N/A	7.69	1.74	5.000

V.5.4.- Equipos de Bombeo

Finalmente, conociendo el caudal a conducir por las tuberías partiendo de las cisternas, así como la carga de presión necesaria para llevar el agua hasta el punto hidráulicamente más desfavorable, se buscó en una base de datos de equipos de bombeo para seleccionar las bombas que cumplieran las necesidades de cada uno de los sistemas. Si bien en la base de datos utilizada predominan los proveedores extranjeros, la finalidad fue conocer el tamaño y la capacidad de los equipos, lo que servirá de base para seleccionar equipos similares en las marcas disponibles en el mercado.

Los equipos de bombeo que satisfacen las necesidades de de cada sistema se presentan en el anexo L, en donde se pueden apreciar las características y las curvas de trabajo, elaboradas por los fabricantes.

V.6.- Costos

Se cuantificaron los volúmenes de obra de los elementos diseñados y considerados en el proyecto, y aplicando los precios unitarios paramétricos de la CONAGUA del ejercicio 2010, se determinó de manera aproximada el costo de construcción del sistema completo.

En la Tabla 5.43 se presenta un resumen del presupuesto, los generadores y los costos detallados, se pueden consultar en el Anexo N.

Tabla 5. 43.- Accesorios considerados en los sistemas de distribución.

	Partida	Costo
Sistema 1	Sistema de Captación (Bocas de Tormenta)	\$ 317,404.77
	Sistema de Conducción (Drenaje Pluvial)	\$ 829,176.34
	Sistema de Almacenamiento (Cisterna)	\$ 416,716.75
	Sistema de Distribución (Tubería a Presión)	\$ 280,791.08
	Equipamiento	\$ 51,232.50
	Parcial Sistema	\$ 1,895,321.45
Sistema 2	Sistema de Captación (Bocas de Tormenta)	\$ 246,454.14
	Sistema de Conducción (Drenaje Pluvial)	\$ 659,746.92
	Sistema de Almacenamiento (Cisterna)	\$ 390,907.39
	Sistema de Distribución (Tubería a Presión)	\$ 127,442.44
	Equipamiento	\$ 108,157.50
	Parcial Sistema	\$ 1,532,708.39
Sistema 3	Sistema de Captación (Bocas de Tormenta)	\$ 377,507.79
	Sistema de Conducción (Drenaje Pluvial)	\$ 886,323.60
	Sistema de Almacenamiento (Cisterna)	\$ 241,073.07
	Sistema de Distribución (Tubería a Presión)	\$ 219,693.01
	Equipamiento	\$ 108,157.50
	Parcial Sistema	\$ 1,832,754.97
Sistema 4	Sistema de Captación (Bocas de Tormenta)	\$ 269,924.87
	Sistema de Conducción (Drenaje Pluvial)	\$ 544,296.44
	Sistema de Almacenamiento (Cisterna)	\$ 208,215.13
	Sistema de Distribución (Tubería a Presión)	\$ 130,479.05
	Equipamiento	\$ 51,232.50
	Parcial Sistema	\$ 1,204,147.99

Tabla 5.43.- Accesorios considerados en los sistemas de distribución. (continuación)

Sistema 5		
	Sistema de Captación (Bocas de Tormenta)	\$ 56,330.83
	Sistema de Conducción (Drenaje Pluvial)	\$ 487,831.24
	Sistema de Almacenamiento (Cisterna)	\$ 176,236.18
	Sistema de Distribución (Tubería a Presión)	\$ 116,146.47
	Equipamiento	\$ 51,232.50
	Parcial Sistema	\$ 887,777.22
Sistema 6		
	Sistema de Captación (Bocas de Tormenta)	\$ 94,624.33
	Sistema de Conducción (Drenaje Pluvial)	\$ 454,090.65
	Sistema de Almacenamiento (Cisterna)	\$ 222,322.07
	Sistema de Distribución (Tubería a Presión)	\$ 263,580.52
	Equipamiento	\$ 89,182.50
	Parcial Sistema	\$ 1,123,800.07
Sistema 7		
	Sistema de Captación (Bocas de Tormenta)	\$ 284,247.77
	Sistema de Conducción (Drenaje Pluvial)	\$ 874,347.66
	Sistema de Almacenamiento (Cisterna)	\$ 196,737.35
	Sistema de Distribución (Tubería a Presión)	\$ 217,974.99
	Equipamiento	\$ 127,132.50
	Parcial Sistema	\$ 1,700,440.26
	SUMA	\$ 10,176,950.35
	IVA	\$ 1,628,312.06
	TOTAL	\$ 11,805,262.41

En el resumen de la tabla 5.43, los costos expresados por partida, se ha considerado un 15% de costos indirectos, un 10% de utilidad y el 16% del Impuesto al Valor Agregado.

En el presente proyecto no se desarrollaron las obras de excedencias, las instalaciones de separación inicial de sedimentos y basura, ni ajustes de proyecto por coincidencias con instalaciones eléctricas, hidráulicas y sanitarias existentes; en tal sentido, el presupuesto presentado deberá tomarse con reservas y considerar los ajustes necesarios si se desea avanzar con este proyecto.

Con el presupuesto se obtiene el monto a erogar para la construcción, pero para analizar el impacto en el consumo del agua, con la simulación de 10 años se obtuvo el

volumen anual de agua que sería posible aprovechar si se instalaran los sistemas de captación con los tamaños de almacenamiento propuestos.

Asimismo, con las tarifas de agua potable para instituciones públicas (Tabla 5.44), publicadas mediante el Decreto 525, en el Periódico Oficial de San Luis Potosí, el día 15 de febrero de 2011, se determinó el costo económico del agua captada, que en este caso se considera como ahorro. Los valores obtenidos de esta forma, se presentan en la tabla 5.45.

Tabla 5. 44.- Tarifas de agua potable de INTARAPAS, 2011.

Servicio medido Instituciones Públicas Rango de consumo total bimestral por m ³		
m ³	Tarifa	
Hasta 30	\$	7.18
Hasta 50	\$	10.17
Hasta 100	\$	10.70
Hasta 160	\$	14.90
Hasta 200	\$	16.26
Hasta 250	\$	25.07
Hasta 251 m ³ o superior	\$	27.37

Fuente: (Poder Legislativo del Estado, 2011).

Tabla 5. 45.- Costo comercial del agua que se captaría, según escenario de 2001 a 2010.

Sistema	Volumen de agua		Costo por consumo	Servicio de alcantarillado 15%	Tratamiento de Agua R. 20%	Suma	IVA 16%	Costo Total	
	Anual (m ³)	Bimestral (m ³)						Bimestral	Anual
1	24175.00	4029.17	\$ 7,937.03	\$ 1,190.55	\$ 1,587.41	\$ 10,714.99	\$ 1,714.40	\$ 12,429.39	\$ 74,576.33
2	23957.00	3992.83	\$ 7,837.58	\$ 1,175.64	\$ 1,567.52	\$ 10,580.74	\$ 1,692.92	\$ 12,273.66	\$ 73,641.95
3	28520.00	4753.33	\$ 9,919.07	\$ 1,487.86	\$ 1,983.81	\$ 13,390.75	\$ 2,142.52	\$ 15,533.27	\$ 93,199.61
4	19773.00	3295.50	\$ 5,928.98	\$ 889.35	\$ 1,185.80	\$ 8,004.13	\$ 1,280.66	\$ 9,284.79	\$ 55,708.73
5	12076.00	2012.67	\$ 2,417.87	\$ 362.68	\$ 483.57	\$ 3,264.12	\$ 522.26	\$ 3,786.38	\$ 22,718.29
6	25000.00	4166.67	\$ 8,313.37	\$ 1,247.01	\$ 1,662.67	\$ 11,223.05	\$ 1,795.69	\$ 13,018.73	\$ 78,112.39
7	31040.00	5173.33	\$ 11,068.61	\$ 1,660.29	\$ 2,213.72	\$ 14,942.63	\$ 2,390.82	\$ 17,333.45	\$ 104,000.69
Suma todos los sistemas								\$	501,957.99

Si el costo de la obra se divide entre el costo del consumo de agua, se obtienen los años a los que se amortizará la inversión, a valor presente. Esta operación es posible debido a que tanto para el presupuesto como para los costos de consumo de agua se usaron tabuladores vigentes a 2011.

En este caso, la inversión considerada se amortizaría en 23.5 años, sin contar operación y mantenimiento.

Conclusiones.

Comentarios del proyecto

Para diseñar el sistema completo de captación y uso de agua de lluvia para la ZUP, fue necesario dividir la zona de estudio en siete subsistemas, con las siguientes ventajas:

- Realizar sistemas con menor volumen de almacenamiento, debido al poco espacio disponible para la construcción de los depósitos, y un solo almacenamiento hubiera resultado de muy grandes dimensiones.
- Reducir la acumulación de gastos generados, ya que en vez de conducir al final un conducto para toda el área, se separó el gasto en siete partes, lo que requiere diámetros menores de conducción de agua, reduciendo además, volúmenes de obra.
- Al contar con sistemas separados, se pueden destinar depósitos de almacenamiento diferentes para cada uso final del agua, y debido a que cada uso demanda una calidad diferente, el tratamiento o purificación del agua puede ajustarse en cada sistema de acuerdo a los requerimientos de la demanda.
- Como los sistemas de almacenamiento deberán contar con obras de excedencias que en eventos extremos de precipitación emitirán caudales que excedan la capacidad de almacenamiento, será preferible contar con varios puntos de vertido, siete en este caso, con caudales pequeños, a un solo punto de desalojo de un volumen mayor.

- Debido a lo irregular del trazo de andadores y edificios, es más sencillo conducir el caudal en pequeñas distancias, con pequeños diámetros, a realizar una conducción más larga, con más cambios de pendiente y seguramente con diámetros mayores.

En este caso se desarrolló la captación en pisos, buscando aprovechar la mayor cantidad de agua disponible, pero se debe considerar que generalmente se tendrá un mayor contacto con elementos contaminantes en los pisos que en los techos, por lo que no debe desecharse la idea de analizar un sistema de captación en azoteas.

Para generar los escurrimientos se aplicó el método racional, ya que en áreas pequeñas produce resultados adecuados, y en este proyecto se tiene un área de estudio total de 112,335.97 m², pero se subdividió en 70 subcuencas, una para cada boca de tormenta, con superficies que van desde 70.88 hasta 4,600.13 m².

Un problema que se detectó en el proceso de determinar las escorrentías, es que sólo se cuenta con tablas de coeficientes de escurrimiento "C" elaboradas en los Estados Unidos de Norteamérica, y que además presentan valores por rangos, siendo complicado definir un valor algunas veces, como ejemplo se puede mencionar que para una terracería, estas tablas proponen un valor entre 0.70 y 0.85, existiendo gran variación al generar un escurrimiento con cada extremo.

Para dimensionar los depósitos de almacenamiento se realizaron balances de entradas y salidas, considerando la precipitación media como entrada, más sin embargo, debe entenderse que este valor solo sirve de referencia de análisis y cálculo, ya que difícilmente se puede predecir la precipitación que ocurrirá en un momento o plazo dado, es decir habrá algunos años en que sea difícil contar con agua disponible en los depósitos, y habrá otros que su capacidad se verá excedida en gran medida. Tal caso se puede apreciar en las gráficas obtenidas de la simulación de funcionamiento del sistema entre los años 2001 y 2010.

Para los tamaños de los almacenamientos adoptados y las demandas consideradas se generan escenarios que presentan tiempos de almacenamiento de uno a tres meses. El tiempo de almacenamiento está directamente relacionado con el volumen de almacenamiento y con la demanda de uso, de tal modo que se puede incrementar el tiempo de de almacenamiento y uso del agua reduciendo el consumo, pero se incrementará el volumen y la dimensión de los depósitos de almacenamiento, con el consiguiente problema de la disponibilidad de espacio para su construcción.

Un aspecto muy importante a considerar para el análisis del funcionamiento del sistema global, es que la ciudad de San Luis Potosí cuenta con una precipitación media anual baja (396.2 mm), y que en general esta proviene de tormentas de corta duración y fuerte intensidad, como se puede apreciar en las gráficas generadas por la simulación diaria. Este comportamiento provoca que el agua factible de ser almacenada se presente en un gran volumen durante un corto tiempo y si se desea incrementar el volumen de aprovechamiento es necesario crecer demasiado los depósitos de almacenamiento, y esta acción no refleja una gran optimización, como se puede ver en las gráficas de volumen aprovechado contra tamaño del depósito.

En el presente trabajo, se desarrolló el sistema de captación y aprovechamiento del agua de manera global y funcional, obteniendo el dimensionamiento de las distintas partes del sistema, como tuberías de conducción y distribución, depósitos de almacenamiento y equipos de filtración y bombeo, así como los caudales y presiones de trabajo de todo el sistema, pero sin llegar a aplicar la ingeniería de detalle, que requiere aun una gran cantidad de trabajo, pero que es innecesario realizarla hasta en tanto no se defina la construcción del sistema.

Se aclara que la selección y mantenimiento del equipo de filtración se realizó sin caracterizar el agua de lluvia, a la vez, para la cloración no se consideró la instalación de equipos dosificadores de cloro, por varias razones, entre ellas el riesgo que presenta el almacenamiento de gas cloro, así como el costo de los equipos y la baja intensidad de uso que estos tendrían, por lo que si este proyecto se retoma para su afinamiento y detalle, se recomienda realizar análisis del agua para determinar sus

características y buscar un equipo de filtrado y una dosificación de cloro, de acuerdo a las características físico-químicas y bacteriológicas del agua.

Se realizó un costeo aproximado de los conceptos considerados en el proyecto, que sirve para darse una idea de la magnitud de los costos, más es necesario tener en cuenta que existen actividades que no se analizaron, como son las obras de excedencia, las instalaciones o equipos para separar sedimentos y desechos flotantes antes de la entrada a la cisterna y estructuras disipadoras de energía en las entradas a las cisternas, por mencionar algunas de ellas. Otra actividad que no se analizó en este proyecto, y que es necesario tener en cuenta para una visión completa y una correcta evaluación, son los costos de operación y mantenimiento, ya que se está considerando la instalación de equipo eléctrico, que generará consumos, y también será necesario vigilancia y limpieza continua de las instalaciones.

De manera simultánea se consultaron las tarifas de agua potable vigentes en 2011, y se obtuvo el monto que se convertiría en ahorro al consumir el agua captada en el sitio, en lugar de extraerla de la red, y a la vez estos costos se utilizaron como amortización del costo de la obra, ambos tomados a valor presente, encontrando que la inversión se recuperaría en 23.5 años, y si consideramos que faltan incluir costos, esta recuperación de los costos de inversión, se extenderá más allá de este periodo.

Con la información reunida y los trazos y actividades propuestos, se concluye que no existen limitaciones técnicas para la construcción del sistema de captación y aprovechamiento de agua de lluvia en la ZUP, ni para su operación; mas sí se generaría una perturbación considerable a las actividades de los alumnos y a usuarios de las instalaciones en general, debido a que se obstruirían los andadores y pasillos con las zanjas, escombros y el material de construcción, además del movimiento de maquinaria y personal de obra, y los pasillos afectados son un gran número y distribuidos en prácticamente toda la ZUP.

Recomendaciones

Como ya se mencionó, existe incertidumbre si los coeficientes de escurrimiento se valoraron correctamente, o incluso, si son válidos para la zona, por lo que se sugiere realizar y calibraciones de ellos en época lluvias, para contar con más certeza al elegir un valor de las tablas actualmente existentes.

Debido a que en este proyecto se consideró la captación de agua en los pisos, sería conveniente analizar la opción de captar el agua de los techos solamente, ya que se obtendría agua con menos contenido de materia orgánica proveniente de las hojas de los árboles y con menor contenido de partículas sólidas arrastradas de los pisos y terracerías, y finalmente comparar las opciones para definir cual presenta una mejor alternativa.

Un problema detectado es que no se cuenta con planos de infraestructura existente en la ZUP, y algunas instalaciones se encuentran subterráneas sin registros o pozos de servicio expuestos hasta la superficie, siendo complicada la ubicación de las mismas, por lo que en este proyecto no se ubicaron las instalaciones existentes. Se sugiere se generen temas de proyectos de licenciatura para obtener este tipo de información, que será útil tanto para proyectos escolares, como de desarrollo y mantenimiento de las instalaciones educativas.

Si bien el proyecto es factible de desarrollar a detalle y técnicamente posible su construcción y puesta en marcha, no hay que dejar de lado la erogación económica que generaría, por lo que se recomienda se analicen antes estrategias de menor costo que produzcan un impacto favorable en el uso racional del agua potable, como pueden ser:

- Cambio de muebles sanitarios con mejor tecnología y menor consumo.
- Cambio de especies en jardinería por una de menor consumo.

- Cambio de las prácticas de riego de áreas verdes, ya que actualmente se realiza por inundación con manguera, actividad que presenta una eficiencia muy baja en el uso del agua.
- Localizar y reparar fugas de agua en sanitarios y líneas de conducción existentes.

Algunas de estas sugerencias ya han sido evaluadas por los proyectos de Picos (2010) y Rueda (2004), sin embargo, es necesario mencionarlas aquí debido a que en general, son acciones de menor costo y menor impacto destructivo en las construcciones existentes, y por lo tanto, más sencilla su implementación, e incluso se pueden realizar independientemente una de otra.

Debido a lo costoso que resulta reconstruir sobre áreas con acabados tanto en pisos como en edificios, se recomienda proponer al departamento de diseño y construcción, así como a los responsables de la evaluación y gestión de proyectos, la consideración del uso de tecnologías amigables con el ambiente, y sobre todo la instalación desde inicio de los complementos necesarios para optimizar los consumos, tanto energéticos, como de agua.

En el caso específico de un aprovechamiento racional de agua de lluvia, se recomienda considerar desde proyecto la instalación de una cisterna de agua potable y paralelamente una de agua para lluvia, además de separar la alimentación de agua a los retretes de los demás muebles sanitarios e hidrantes, para poder alimentar con agua de lluvia solamente a los WCs, que requieren menor grado de purificación.

Un aspecto muy importante y que se manifiesta en las universidades de otros países, que se mencionaron en los antecedentes, y más aún en los centros de investigación, generalmente son ejemplos de avance científico, tecnológico y ambiental, y a la vez que mostrar a la sociedad las capacidades de la institución, se forma a los alumnos con un criterio de manejo eficiente y sustentable de los recursos, tanto científicos, técnicos, económicos, humanos y ambientales, en otras palabras, se predica con el ejemplo. Este hecho no debe quedar ajeno a la UASLP, ya que actualmente es una institución

académica líder en el estado y en el país, y debe mostrar a sus educandos una conciencia ambiental con respeto al entorno y los recursos naturales, para una adecuada formación profesional y personal.

En este sentido, la UASLP está prácticamente obligada a poner en marcha actividades y acciones en pro de un adecuado manejo ambiental de sus instalaciones, y si este proyecto resultara demasiado costoso económica y funcionalmente, para ser llevado a cabo, cuando menos ayude a tomar conciencia que es preferible considerar las medidas necesarias desde un inicio, al concebir un nuevo edificio, que hacer modificaciones y ajustes posteriores.

Considerando que la UASLP se encuentra en una etapa de fortalecimiento y crecimiento, tanto en infraestructura física como en sus programas, y que está por abrir nuevos campus, como el de Vila de Pozos y el de Tamazunchale, resalta la gran importancia de tomar este enfoque en los próximos edificios a construir, en los cuales es conveniente no solo la implementación de la captación de agua de lluvia, sino todas las prácticas que incrementen la eficiencia de los recursos y sean amigables con el ambiente, y se busque una inercia en la sociedad desde alumnos que se encuentran en formación profesional.

Bibliografía

5th World Water Forum. (Marzo 22, 2009). *Global Water Framework*. Istanbul Ministerial Statment. Estambul: World Water Council.

ADS Mexicana S.A. de C.V. (n.d.). *ADS Mexicana*. Retrieved Agosto 8, 2011, from www.adsmexicana.com // www.ads-pipe.com

Begum, S., & Rasul, M. G. (2009). Reuse Stormwater for Watering Gardens and Plants Using Green Gully: a New Stormwater Quality Impovmente Device (SQID). (Springer, Ed.) *Water Air Soil Pollut: Focus* , 9, 371-380.

Bentley. (2010). Software StormCAD V8i. *Help Theory* . (H. M. Center, Ed.) Watertown, Connecticut, United States of America.

Brown, C., Gerston, J., Colley, S., & Hari, D. (2005). *The Texas Manual on Rainwater Harvesting* (Thirth ed.). Austin, Texas, USA: Texas Water Development Board.

Campos A., D. F. (2010). *Introducción a la Hidrología Urbana* (Primera ed.). San Luis Potosí, San Luis Potosí, México: Printego.

Campos A., D. F. (1991). *Procesos del Ciclo Hidrológico* (Tercera Reimpresión ed.). San Luis Potosí, San Luis Potosí, México: Universidad Autononoma de San Luis Potosí.

Campos A., D. F., & Gómez de Luna, R. (1990). Procedimiento para obtener curvas I-D-Tr a partir de registros pliviométricos. *Ingeniería Hidráulica en México* , 39-52.

Carrasco, F., & Mendez, J. A. (2010). *Nuevos materiales y tecnologías para el tratamiento del agua*. Isla de Cartuja, Sevilla, España: Grandufo Impresores, S.L.

Centre of Science and Environment, India. (n.d.). *Rainharvesting.org*. Retrieved Enero 2012, 16, from New Delhi, India: <http://www.rainwaterharvesting.org/international/germany.htm>

CEPIS. (2001, Enero). Guía de Diseño para Captación del Agua de Lluvia. (C. P. Ambiente, Ed.) Lima, Perú: Oficina Rgional de la Organización Mundial de la Salud.

Comisión Intersecretarial de Cambio Climático. (2010, Febrero 18). Programa Especial del Cambio Climático 2008-2012, Versión Consulta Pública. 213.

- Comisión Nacional del Agua. (2009). *Atlas del agua en México 2009*. D.F., México: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Comisión Nacional del Agua. (2011). *Atlas del Agua en México 2011*. México, D.F., México: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Comisión Nacional del Agua. (2011, Octubre). *Proyectos Estratégicos de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento*. Retrieved Octubre 12, 2011, from Programa Nacional de Infraestructura 2007-2012: <http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Noticias/SeguimientoPNI.pdf>
- CONAGUA. (2000). *Alcantarillado Pluvial (MAPAS)*. Gerencia de Ingeniería Básica y Normas Técnicas: Subdirección General técnica.
- CONAGUA. (1994). *Datos Basicos (MAPAS)*. (C. N. Agua, Ed.) Gerencia de Ingeniería Básica y Normas Técnicas, México: Subdirección General Técnica.
- CONICIT. (2011, Octubre - Noviembre). *Consejo Nacional para Investigaciones Científicas y Tecnológicas de Costa Rica*. Retrieved Enero 16, 2012, from Boletín de Ciencia y Tecnología No. 111: http://www.conicit.go.cr/boletin/boletin111/Agua_Lluvia_UNA.html
- Domene Gómez, E., & Sauí Pujol, D. (2003). Modelos urbanos y consumo de agua. El riego de jardines privados en la región metropolitana de Barcelona. (U. d. Alicante, Ed.) *Investigaciones Geográficas (Esp)* (032), 5-17.
- FAO. (2006). Evapotranspiración del cultivo. Guías para la detrerminación del os requerimientos de agua de los cultivos. (FAO, Ed.) *Publicación No. 56, Estudio FAO Riego y Drenaje* , 298.
- Fondo para la Comunicación y la Educación Ambiental A.C. (2006). *El agua en México: lo que todas y todos debemos saber*. México, D.F.: Fondo para la Comunicación y la Educación Ambiental A.C.
- Gleick, P. H. (1996). Water Resources. (S. H. Schneider, Ed.) *Encyclopedia of Climate and Weather* , 2, 817-823.
- Guevara, V. A. (2007). *Distribución Espacial Y Abastecimiento Del Agua Para Uso Humano, en I Área Metropolitana de la ciudad de San Luis Potosí: Problemática, Implicaciones y Alternativas. Tesis de Maestría en Ciencias Ambientales*. San Luis Potosí, San Luis Potosí, México: Universidad Autónoma de San Luis Potosí, Programa Multidisciplinario de Postgrado en Ciencias Ambientales.
- Hancor. (2005). *Tubería Alcantarillado Sanitario, Ficha Técnica*. (Hancor, Ed.) Retrieved Agosto 11, 2011, from Hancor: http://www.hancor.com/pdf/ES_SaniTite.pdf
- Hidropluviales soluciones. (2011). *Hidropluviales soluciones, México*. Retrieved Enero 17, 2012, from <http://www.hidropluviales.com/?q=node/1>
- IMTA. (2003). *Manual para el uso eficiente y racional del agua ¡Utiliza sólo a necesaria!* (IMTA, Ed.) México DF, México.

- IRRI. (2011). *Instituto Internacional de Recursos Renovables - México*. Retrieved Enero 17, 2012, from Biblioteca en línea: http://irrimexico.org/pdf/Manual_captacion_IRRI.pdf
- Kingspan Group plc. (2009, Noviembre 11). *Kingspan*. Retrieved Enero 2012, 16, from Kingspan of Ireland: http://www.kingspan.ie/kingspangroup/media/news_features/nf2009/2009-11-11/
- Lara Borrero, J. A., Torres Abello, A. E., Campos Pinilla, M. C., Duarte Castro, L., Echeverri Robayo, J. I., & Villegas González, P. A. (2007). Aprovechamiento del agua de lluvia para el riego y lavado de zonas duras y fachadas en el campus de la Pontificia Universidad Javeriana. (P. U. Javeriana, Ed.) *Ingeniería y Universidad*, 11 (002), 193-202.
- Lubbadeh, J. (2009). El consumo de agua: “del campo al plato”. *El Correo de la UNESCO* (3), 5-7.
- Malgrat Bregolat, P. (1995). *Revista del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos*. Retrieved Noviembre 14, 2011, from Control de la contaminación producida en tiempo de lluvia por las descargas de sistemas unitarios de alcantarillado: http://hispagua.cedex.es/sites/default/files/hispagua_articulo//op/33.htm
- Manipal University. (2009). *Manipal University, India*. Retrieved Enero 16, 2012, from About Manipal University - Rainwater Harvesting: <http://www.manipal.edu/ABOUTUS/GREENMANIPAL/BESTPRACTICES/Pages/Rainwaterharvesting.aspx>
- NCSU. (n.d.). *Rainwater Harvesting at NCSU*. Retrieved Enero 16, 2012, from North Carolina State University: <http://www.bae.ncsu.edu/topic/waterharvesting/research.html>
- Olowoia Alandenola, O., & Omotayo B., A. (2009, diciembre 9). Assessing the Potential for Rainwater Harvesting. (Springer, Ed.) *Water Resour Manage* .
- P.E.F. (1949, diciembre 10). Decreto número 53 de la Ley Orgánica del artículo 100 (ahora 11) de la Constitución Política del Estado libre y soberano de San Luis Potosí. *Periodico Oficial del Estado* .
- Pacheco M., 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 de Sostenibilidad, Tecnología y Humanismo*. No. 3. Cataluña, Espa. *Revista Internacional de Sostenibilidad, Tecnología y Humanismo* (3), 39-57.
- Picos Benitez, A. R. (2010). *Estudio para la reducción del consumo de agua en la Zona Universitaria Poniente de la UASLP mediante sustitución de muebles sanitarios, captación de agua de lluvia, cambio de jardinería y reutilización de agua tratada*. (Tesis, Ed.) San Luis Potosí, San Luis Potosí, México: Universidad Autonoma de San Luis Potosí.
- Poder Legislativo del Estado. (2011, Febrero 15). Decreto 525. (P. L. Estado, Ed.) *Periodico Oficial del Estado Libre y Soberano de San Luis Potosi* , p. 7.
- Regaber. (2002, Julio). *Hidros, Tecnología del Agua*. Retrieved Septiembre 6, 2011, from Filtración de Arena - Manual Técnico: <http://www.hidroglobal.com/libreria/Manual%20Filtraci%F3n%20Arena.pdf>

- Rueda, A. (2004). *Modelación del sistema de agua potable en la zona universitaria de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí*. (f. d. Centro de Investigación y Postgrado, Ed.) San Luis Potosí, San Luis Potosí, México: Tesis de maestría.
- SCT. (2000). *Secretaría de Comunicaciones y Transportes*. Retrieved Agosto 2, 2011, from Isoyetas Edición 2000, San Luis Potosí: <http://dgst.sct.gob.mx/index.php?id=485>
- SEDESORE. (2010). *sedesore.gob.mx*. (G. d. Potosí, Ed.) Retrieved mayo 27, 2011, from Pagina de la Secretaría de Desarrollo Social y Regional: <http://www.sedesore.gob.mx/sedesore/TRANSPARENCIA.html>
- Thomas, T. H., & Martinson, D. B. (2007). *Roofwater Harvesting: A Handbook for Practitioners. Technical Paper Series* (Vol. IRC International Water and Sanitation Centre). Delft, The Netherlands.
- UNESCO. (2006). *El agua, una responsabilidad compartida, 2° Informe de las Naciones Unidas*. (UNESCO, Ed., & UNESCO, Trans.) París, Francia: Organización Mundial de las Naciones Unidas.
- Universia. (2011, Diciembre 5). *Universia Noticias, España*. Retrieved Enero 16, 2012, from <http://noticias.universia.es/vida-universitaria/noticia/2011/12/05/894893/nuevo-campus-ucv-torrent-reutilizara-agua-lluvia-aprovechara-sol-ahorrar-calefaccion.html>
- Velasco, H., Adelardo, S., Veenhuizen, R., Pérez, S., Prieto, M., Anaya, M., et al. (2000). *Manual de captación y aprovechamiento del agua de lluvia, Experiencias en América Latina*. (O. r. En colaboración con el Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente, Ed.) Santiago, Chile. 202 p: Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación, serie: Zonas Áridas y Semiáridas No 13.
- WEHAB, G. d. (2002). *Síntesis de los documentos marco del Grupo de Trabajo sobre agua, Energía, Salud, Agricultura y Biodiversidad*. Organización de las Naciones Unidas, Cumbre Mundial sobre el Desarrollo Sostenible. Johannesburgo, África: Organización de las Naciones Unidas.
- World Water Council. (2000). *World Water Vision, Making water everybody's bisnes*. (W. W. Council, Ed.) United Kingdom: Earthscan Publications Ltd.
- YNN. (2011, Julio 2011). *YNN your news now*. Retrieved Enero 16, 2012, from TWEAN News Channel of Syracuse, N.Y.: http://centralny.ynn.com/content/top_stories/551192/binghamton-university-preparing-to-use-rainwater-harvesting/

Universidad Autónoma de San Luis Potosí
Facultad de Ingeniería
Centro de Investigación y Estudios de Posgrado



Febrero 2012.