

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA



“PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO SAN MIGUEL Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL”

PRESENTADO POR:

BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA
BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO
BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

DOCENTE DIRECTOR:

ING. FRANCISCO AGUIRRE GALLO

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

JULIO DE 2007

SAN MIGUEL

EL SALVADOR

CENTRO AMERICA

AUTORIDADES UNIVERSITARIAS
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA:

Dra. Maria Isabel Rodriguez

VICERECTOR ACADEMICO:

Ing. Joaquin Orlando Machuca Gomez

SECRETARIA GENERAL:

Licda. Lidia Margarita Muñoz Vela

FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL

DECANO:

Lic. Marcelino Mejía Gonzales

SECRETARIA:

Licda. Lourdes Elizabeth Prudencio Coreas

JEFE DEL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA:

Ing. Oscar Reynaldo Lazo Larin

TRABAJO DE GRADUACION APROBADO POR:

DOCENTE DIRECTOR

ING. FRANCISCO ANTONIO AGUIRRE GALLO

COORDINADOR DE PROCESOS DE GRADUACION

ING. RIGOBERTO LOPEZ

AGRADECIMIENTOS

Son muchas las personas e instituciones que ha colaborado en la elaboración de este trabajo de graduación. Expresamos a todos nuestros sinceros agradecimiento y especialmente a:

Lic. Oscar Mauricio Juárez Orellana
Lic. Cristóbal Ríos
Ing. Francisco Aguirre Gallo
Lic. Mario Geovany Molina Masferrer
Licda. Rosa María Araujo Cabrera
Ing. Martin Junker
Ing. Celina Cruz
Ing. Arturo José Benítez Villatoro

AGRADECIMIENTO A INSTITUCIONES

Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET)
Fortalecimiento de la Gestión Ambiental de EL Salvador (FORGAES)
Ministerio de Obras Públicas (MOP)
Pozos Modernos S.A. de C.V.
Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador (OPAMSS)
Programa Salvadoreño de Investigación Sobre Desarrollo y Medio Ambiente (PRISMA)
Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN)

A NUESTROS COMPAÑEROS

Karla Esmeralda Guardado Romero
Everth Hahys Mejía Arévalo
Larry Adonay Avilés Bonilla

DEDICO ESTE TRIUNFO:

A DIOS TODOPODEROSO Y A LA VIRGEN MARÍA: Por guiar mis pasos e iluminarme a lo largo de mi formación académica y por darme fortaleza en los momentos mas difíciles hasta alcanzar la meta.

A MI PADRE: José Angel Chévez, por su apoyo y consejos a lo largo de mi vida que me han servido en todo este tiempo.

A MI MADRE: Leticia Milagro Joya, por estar conmigo siempre apoyándome en todo momento, su comprensión, por su esfuerzo de sacarme siempre adelante y ser un pilar importante en mi vida.

A MIS HERMANOS: José Edgardo y Glenda María, por su apoyo y ayuda incondicional.

A MIS COMPAÑEROS: Atilio y Carlos, por haber luchado como grupo contra todas las adversidades hasta llegar a nuestro objetivo.

A MI FAMILIA Y AMIGOS, por toda la ayuda que me brindaron a largo de mi carrera profesional.

LUIS ANGEL CHÉVEZ.

DEDICO ESTE TRIUNFO:

A DIOS TODOPODEROSO: Por guiarme e iluminarme a lo largo de mi formación académica y permitirme alcanzar la meta que me propuse.

A MIS PADRES: Arturo Alfonso Maldonado Flores y María Isabel Obando de Maldonado, por el ejemplo que ellos me dieron y su apoyo incondicional en los momentos más difíciles.

A MI ABUELA: Ángela Eusebia Vda. de Obando, por el ejemplo que ella me dio en los primeros años de mi vida y que sirvió de pilar hasta hoy y para siempre.

A MI HERMANA: Cynthia Carolina Maldonado Obando, por su apoyo y comprensión a lo largo de toda la carrera y de mi vida.

A MIS TÍOS Y TÍAS: Marlene de Montoya, Manuel Maldonado (Q.D.D.G), Hermelinda Maldonado, Olinda Maldonado y Alfredo Maldonado como un reconocimiento por su ayuda a lo largo de toda mi carrera profesional.

A MIS COMPAÑEROS: Luis y Atilio, por su gran esfuerzo y dedicación, ya que no hubiera sido posible de igual forma este éxito.

Al resto de mi Familia y Amigos por sus palabras de aliento que me fortalecieron de principio a fin.

CARLOS MALDONADO

DEDICO ESTE TRIUNFO:

A DIOS PADRE CELESTIAL: Por guiarme y bendecirme en cada momento de mi vida y permitirme lograr esta meta propuesta.

A MARIA SANTISIMA: Por interceder ante Dios todo poderoso y regalarme la dicha de culminar mi carrera.

A MIS PADRES: Mardoqueo Uvences Vásquez y María Irene Hernández por darme su amor, consejos, ayuda y apoyo en todo momento.

A MIS HERMANOS: Roberto Antonio Vásquez Hernández, Jorge Luis Vásquez Hernández y Francisco Mardoqueo Vásquez Hernández por brindarme su apoyo, amor y comprensión.

A MI TIO Y SU ESPOSA: José Santos Hernández y Marta Lilian de Hernández por ayudarme y aconsejarme a lo largo de mis estudios superiores.

A MIS COMPAÑEROS: Luis Angel Chevez Joya y Carlos Arturo Maldonado Obando por su esfuerzo y dedicación en el desarrollo de nuestro trabajo de graduación.

A MI FAMILIA Y AMIGOS, por la ayuda que me han brindado a lo largo de mi formación profesional.

JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ.

ÍNDICE

CAPITULO I: “ANTEPROYECTO”

INTRODUCCIÓN	25
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	27
JUSTIFICACIÓN	30
OBJETIVOS	33
DELIMITACIONES	34
HIPÓTESIS	36
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	37

CAPITULO II: “GENERALIDADES”

2.1.DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.1.1 Ubicación Geográfica.....	43
2.1.2 Desarrollo de la Ciudad de San Miguel.....	45
2.1.3 Descripción Actual del Área Urbana	47
2.1.4 Hidrometeorología del Área de estudio.....	49
2.1.5 Geología, Geomorfología y Suelos	55

2.2 EI ACUÍFERO “SAN MIGUEL”

2.2.1 Antecedentes	61
2.2.2 Marco Normativo	61

2.3 LAS INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

2.3.1 Antecedentes	65
2.3.2 Marco Normativo	65

2.4 GENERALIDADES DE RECARGA ARTIFICIAL DE ACUÍFEROS

2.4.1 Antecedentes	67
2.4.2 Marco Normativo	69

CAPITULO III: “MARCO TEÓRICO”

3.1 HIDROLOGÍA

3.1.1 El Ciclo Hidrológico	71
3.1.2 Cuencas.....	73
3.1.3 Precipitación	80
3.1.4 Escorrentía Superficial	85
3.1.5 Relación Precipitación – Escorrentía	89

3.1.6 Infiltración	101
3.1.7 Evapotranspiración.....	105
3.1.8 Balance Hídrico.....	110
3.2 HIDROGEOLOGÍA	
3.2.1 Agua Subterránea	116
3.2.2 Medición del Nivel del Agua Subterránea	119
3.2.3 Acuíferos.....	122
3.2.4 Hidráulica Subterránea	132
3.2.5 Flujo de Agua en medios porosos	138
3.2.6 Hidroquímica del Agua	146
3.2.7 Geología.....	151
3.3 LAS INUNDACIONES EN EL ÁREA URBANA	
3.3.1 Tipo de Inundaciones en Áreas Urbanas	155
3.3.2 Impacto Hidrológico de la Urbanización.....	157
3.3.3 Características Típicas del Crecimiento Urbano Tradicional	158
3.4 RECARGA ARTIFICIAL DE ACUÍFEROS	
3.4.1 ¿Qué es la Recarga Artificial?	162
3.4.2 Objetivos y Aplicaciones.....	162
3.4.3 Elementos esenciales que determinan la viabilidad de un proyecto de Recarga Artificial	164
3.4.4 Acuífero Receptor	164
3.4.5 Agua para la Recarga Artificial	165
3.4.6 Instalaciones de Recarga Artificial	167
3.4.7 Colmatación.....	176
3.4.8 Mecanismo Hidrodinámico de la Recarga Artificial.....	181
3.5 DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DEL DRENAJE URBANO	
3.5.1 Obras de Infiltración.....	184
3.5.2 Obras de Almacenamiento.....	206
3.5.3 Obras Anexas.....	216
CAPITULO IV: “MARCO OPERATIVO”	
4.1 DETERMINACION DE CAUDALES MAXIMOS EN EL AREA URBANA DE SAN MIGUEL	
4.1.1 Identificación de zonas de inundación	236

4.1.2 Estudio Hidrometeorológico.....	241
Microcuenca “Milagro de La Paz”.....	242
Microcuenca “El Amate”.....	260
Microcuenca “10ª Avenida Norte”.....	268
Microcuenca “El Rastro”.....	275
Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”.....	282
4.2 PRUEBAS DE LA CALIDAD DEL AGUA DE RECARGA	
4.2.1 Puntos de Muestreo.....	289
4.2.2 Caracterización de las aguas.....	290
4.2.3 Interpretación de los resultados.....	291
4.3 CARACTERÍSTICAS DEL ACUIFERO RECEPTOR	
4.3.1 CARACTERÍSTICAS HIDROGEOLÓGICAS.....	293
Litología y aspectos Geológicos de los materiales que integran el acuífero.....	293
Geometría del Acuífero.....	302
Hidroquímica y calidad del agua del acuífero.....	307
Piezometría.....	317
Zonas de Drenaje o Descarga.....	319
4.3.2 CARACTERÍSTICAS HIDRODINÁMICAS.....	320
Transmisividad.....	320
Permeabilidad o Conductividad Hidráulica.....	332
Porosidad eficaz.....	338
Capacidad de infiltración.....	341
Velocidad del agua subterránea.....	343
4.3.3 CARACTERÍSTICAS DE ALMACENAMIENTO.....	347
Coeficiente de almacenamiento.....	347
4.4 BALANCE HIDRICO.....	348
CAPITULO V: “PROPUESTA DE SISTEMAS DE RECARGA ARTIFICIAL”	
5.1 MICROCUENCA MILAGRO DE LA PAZ”	
5.1.1 Factibilidad de Obras.....	369
Disponibilidad de Espacio.....	369
Características del Suelo y del Agua Subterránea.....	370

5.1.2 Dimensionamiento	372
5.1.3 Detalles del Diseño.....	379
Descripción.....	379
Especificaciones Técnicas Generales.....	379
5.2 MICROCUENCA “EI AMATE”	
5.2.1 Factibilidad de Obras.....	381
Disponibilidad de Espacio.....	381
Características del Suelo y del Agua Subterránea	382
5.2.2 Dimensionamiento	384
5.2.3 Detalles del Diseño.....	387
Descripción.....	387
Especificaciones Técnicas Generales.....	387
5.3 MANTENIMIENTO DE LOS SISTEMAS.	
5.3.1 Mantenimiento Preventivo.....	388
5.3.2 Mantenimiento Correctivo.....	389
CAPITULO VI: “CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES”	
6.1 CONCLUSIONES.....	391
6.2 RECOMENDACIONES.....	394
MAPAS.....	397
PLANOS.....	421
ANEXOS	
ANEXO 1: Propuesta de Normativa para el control del Esguerrimiento.....	429
ANEXO 2: Pruebas del agua del Acuífero Receptor	435
ANEXO 3: Pruebas de Aguas Lluvias.....	439
ANEXO 4: Visita de Campo a Pozos de la Ciudad de San Miguel	441
ANEXO 5: Niveles Piezometricos de Pozos Industriales de ANDA.....	455
ANEXO 6: Geoposicionamiento de Pozos para generar Mapas de las características del Acuífero Receptor.....	459
ANEXO 7: Tablas de Aforo de Pozos Industriales	464
ANEXO 8: Pruebas de Infiltración.....	473
FUENTES DE CONSULTA.....	500

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Gráfico de comportamiento de censos en la ciudad de San Miguel.....	30
Figura 1.2: Esquema Metodológico de la Investigación.....	38
Figura 2.1.1: Ubicación geográfica del área de estudio.....	43
Figura 2.1.2: Crecimiento urbano de la Ciudad de San Miguel.....	46
Figura 2.1.3: Usos de Suelos del Municipio de San Miguel.....	48
Figura 2.1.4: Temperatura Anual	50
Figura 2.1.5: Precipitación Anual.....	51
Figura 2.1.6: Humedad Relativa Anual	52
Figura 2.1.7: Hidrología del Municipio de San Miguel.....	53
Figura 2.1.8: Formaciones Geológicas del Municipio de San Miguel	55
Figura 2.1.9: Geología del Municipio de San Miguel	57
Figura 2.1.10: Forma del relieve en la Ciudad de San Miguel	58
Figura 2.1.11: tipos de suelo para el Municipio de San Miguel.....	59
Figura 3.1.1 Fases del ciclo hidrológico	72
Figura 3.1.2 Cuenca.....	73
Figura 3.1.3 Patrones típicos de drenaje	74
Figura 3.1.4 Curva hipsométrica	77
Figura 3.1.5 Sistemas de drenajes	79
Figura 3.1.6 a) Pluviómetro; b)Pluviografo	81
Figura 3.1.7 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia I.D.F.....	82
Figura 3.1.8. Curvas de Isoyetas	83
Figura 3.1.9 Polígono de Thiessen	84
Figura 3.1.10 Sección de un río para medición de caudal	86
Figura 3.1.11 Medición de velocidades con Molinete.....	87
Figura 3.1.12 Limnómetro	87
Figura 3.1.13 a) Aforo con Vertedero b) Limnígrafo.....	88
Figura 3.1.14 Representación básica del Método Racional.....	92
Figura 3.1.15 Hidrograma unitario triangular equivalente	94
Figura 3.1.16 Hidrograma unitario triangular equivalente	95
Figura 3.1.17 a) Mapa de curvas Isócronas, b) Hidrograma unitario de Clark.....	98
Figura 3.1.18 Hidrograma unitario 1	99

Figura 3.1.19 Hidrograma unitario 2	100
Figura 3.1.20 Infiltrómetro de doble anillo.....	103
Figura 3.1.21 Izquierda: Lámina acumulada; Derecha: Curva capacidad de infiltración.....	104
Figura 3.1.22 Lisímetro.....	106
Figura 3.1.23 Esquema del Balance Hídrico.....	110
Figura 3.2.1. Flujo del agua subterránea.....	117
Figura 3.2.2. La contaminación del agua subterránea por desperdicios sólidos	118
Figura 3.2.3. Sonda eléctrica para medir la profundidad del agua subterránea	119
Figura 3.2.4. Instalación típica para la medición de niveles de agua por el método de la línea de aire.....	121
Figura 3.2.5. Formaciones geológicas frente al agua	122
Figura 3.2.6. Formaciones geológicas frente al agua	124
Figura 3.2.7. Tipos de acuíferos según su textura	124
Figura 3.2.8. Esquemas de acuífero libre y confinado	126
Figura 3.2.9. Acuífero colgado.....	127
Figura 3.2.10. Esquema de acuífero semiconfinado.....	127
Figura 3.2.11. Funcionamiento y explotación de acuíferos	128
Figura 3.2.12. Acuífero costero.....	129
Figura 3.2.13. Nivel piezométrico	130
Figura 3.2.14. Perfiles y movimiento del agua en el suelo y subsuelo.....	131
Figura 3.2.15. Niveles piezométricos en el suelo y subsuelo.....	132
Figura 3.2.16. Representación grafica de la energía potencial hidráulica	133
Figura 3.2.17. A B C es una línea de flujo.....	134
Figura 3.2.18. Las superficies equipotenciales pueden tener cualquier forma y el flujo se moverá perpendicularmente a estas superficies	134
Figura 3.2.19. Superficies equipotenciales y representación de líneas de flujo y líneas equipotenciales	135
Figura 3.2.20. Los diferentes comportamientos que puede presentar un flujo	136
Figura 3.2.21. Representación del flujo a través de un estrato horizontal y el mapa de curvas isopiezométricas.....	137
Figura 3.2.22. Materiales con distinta porosidad	139
Figura 3.2.23. Esquema del gradiente hidráulico.....	142
Figura 3.2.24. La ley de Darcy.....	144

Figura 3.2.25. Diagrama de Piper.....	150
Figura 3.2.26. Horizontes del suelo.....	153
Figura 3.2.27 Rocas sedimentarias.....	153
Figura 3.2.28 Rocas metamórficas.....	154
Figura 3.2.29 Rocas ígneas.....	154
Figura 3.3.1. Lecho menor y mayor correspondientes al cauce de un río.....	156
Figura 3.3.2. Efecto de la Urbanización sobre el hidrograma.....	157
Figura 3.3.3. Tendencia típica de urbanización de una cuenca.....	158
Figura 3.3.4. Proceso típico de urbanización de una cuenca.....	160
Figura 3.4.1 Recarga de un acuífero.....	166
Figura 3.4.2 Serpenteos.....	168
Figura 3.4.3 Represas.....	169
Figura 3.4.4 Escarificar el lecho del río.....	169
Figura 3.4.5 Campos de extensión.....	170
Figura 3.4.6 Balsas de infiltración.....	170
Figura 3.4.7 Canales.....	171
Figura 3.4.8 Sondeos de inyección.....	171
Figura 3.4.9 Drenes y galerías.....	172
Figura 3.4.10. Pozos colgados rellenos con grava para reducir el efecto de colmatación.....	174
Figura 3.4.11 Dispositivos de decantación.....	175
Figura 3.4.12 Proceso de colmatación.....	176
Figura 3.4.13. Disposición de los sólidos en suspensión que lleva el agua.....	177
Figura 3.4.14 Colmatación biológica debido al crecimiento de algas.....	178
Figura 3.4.15 Formación del bulbo de humidificación.....	181
Figura 3.4.16 Fase de abombamiento.....	182
Figura 3.4.17 Representación del control vertical.....	182
Figura 3.4.18 Representación del control lateral y control vertical.....	183
Figura 3.5.1. Disposición de los elementos de un estanque de infiltración.....	185
Figura 3.5.2. Estanque de infiltración en antejardín.....	186
Figura 3.5.3. Estanque de infiltración en estacionamiento.....	186
Figura 3.5.4. Elementos de una zanja.....	190
Figura 3.5.5. Zanja de infiltración superficial en un estacionamiento.....	192
Figura 3.5.6. Zanja cubierta.....	192

Figura 3.5.7. Esquema de los elementos principales de un pozo de infiltración	194
Figura 3.5.8. Pozos de infiltración (arriba) y de inyección (abajo).....	195
Figura 3.5.9. Pozo de infiltración con decantador y volumen parcial sin relleno	196
Figura 3.5.10. Pozo de infiltración con decantador y rebase sobre el mismo pozo	196
Figura 3.5.11. Características típicas de los pavimentos permeables.....	200
Figura 3.5.12. Elementos de un pavimento poroso	201
Figura 3.5.13. Distintos pavimentos celulares investigados	202
Figura 3.5.14. Ejemplo de estanque de retención como parque a lo largo de una calle	207
Figura 3.5.15. 1. Manzanas de lo urbanizada, 2. Área verde, 3. Red interior de drenaje (opcional), 4. Estanque de retención, 5. Conexión a la red general de drenaje.....	208
Figura 3.5.16. Esquema de los elementos principales de un estanque de regulación	209
Figura 3.5.17. Laguna de retención aprovechando una hondonada, EEUU	212
Figura 3.5.18. Esquema de los elementos principales de una laguna de retención.....	213
Figura 3.5.19. Franja filtrante en un estacionamiento	217
Figura 3.5.20. Franja de grava utilizada a la orilla de un estacionamiento.....	218
Figura 3.5.21. Zanja con vegetación.....	221
Figura 3.5.22. Canal de pasto con alcantarilla bajo calzada	224
Figura 3.5.23. Canal con vegetación en el fondo	224
Figura 3.5.24. Revestimiento de enrocado.....	225
Figura 3.5.25. Configuración general de una CVR.....	227
Figura 3.5.26. Configuración general de una CIE.....	228
Figura 3.5.27. Esquema de los elementos de un sedimentador convencional	230
Figura 3.5.28 . Formas de entrada a un sedimentador	231
Figura 3.5.29: Detalle de Cámara de Inspección.....	232
Figura 3.5.30: Detalle de Cámara Tipo B	233
Figura 4.1.1: Delimitación del Acuífero “San Miguel”	235
Figura 4.1.2: Zona de Inundación 8ª avenida sur (frente al Rastro Municipal).....	236
Figura 4.1.3: Zona de Inundación Intersección Avenida Roosevelt y 7ª Avenida Sur. (Entrada colonia Milagro de La Paz)	237
Figura 4.1.4: Acumulación de agua en la entrada a la Col. Milagro de La Paz durante una tormenta	237

Figura 4.1.5: Zona de Inundación Intersección Avenida Roosevelt y Calle Chaparrastique.....	238
Figura 4.1.6: Inundación sobre calle chaparrastique y casas aledañas a la Av. Roosevelt.....	238
Figura 4.1.7: Zona de Inundación 10ª Av. Norte	239
Figura 4.1.8: Inundación sobre comercios y casas aledañas a la 10ª Av. Norte	239
Figura 4.1.9: Zona de Inundación Av. Jose Simeón Cañas	240
Figura 4.1.10: Inundación sobre la Av. José Simeón Canas, durante una tormenta	240
Figura 4.1.11: Geología de la Microcuenca “Milagro de La Paz”	242
Figura 4.1.12: Vegetación existente en la parte alta de la Microcuenca “Milagro de La Paz”	243
Figura 4.1.13: Vegetación en la parte media y baja de la Microcuenca “Milagro de La Paz”	243
Figura 4.1.14: Usos de Suelo de la Microcuenca “Milagro de La Paz”	244
Figura 4.1.15: Pendientes pronunciadas en la Microcuenca “Milagro de La Paz”	246
Figura 4.1.16: Tipos de superficie por donde se transporta la escorrentía en La Microcuenca “Milagro de La Paz”	254
Figura 4.1.17: Geología de la microcuenca “El Amate”	260
Figura 4.1.18: Vegetación existente en la microcuenca “El Amate”	261
Figura 4.1.19: Usos del Suelo que presenta la microcuenca “El Amate”	261
Figura 4.1.20: Geología de la microcuenca “10ª Avenida Norte”	268
Figura 4.1.21: vegetación existente en la microcuenca “10ª Avenida Norte”	268
Figura 4.1.22: Uso que presenta el suelo en la microcuenca “10ª Avenida Norte”	269
Figura 4.1.23: Geología de la microcuenca “El Rastro”	275
Figura 4.1.24: Escasa vegetación en la microcuenca “El Rastro”	275
Figura 4.1.25: Distintos Usos de suelo que presenta la microcuenca “El Rastro”	276
Figura 4.1.26: Basura existente en los tragantes de la Microcuenca “El Rastro”	281
Figura 4.1.27: Geología de la microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”	282
Figura 4.1.28: Escasa vegetación en la microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”	282
Figura 4.1.29: Usos del Suelo existente en la microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”	283
Figura.4.2.1: Muestras de aguas lluvias de los puntos identificados.....	289
Figura 4.2.2: Realización de pruebas de laboratorio a aguas lluvias.....	290

Figura 4.3.1: Columna litológica del pozo # 3 de la Colonia Prados de San Miguel y del pozo de la Colonia San Carlos	294
Figura 4.3.2: Columna litológica del pozo # 1 Planta de Bombeo Lomas de Chaparrastique y del pozo # 2 Planta de Bombeo Hirleman.....	295
Figura 4.3.3: Columna litológica del pozo # 4 de la Planta de Bombeo El Jalacatal y del pozo # 2 de la Planta de Bombeo Belén.....	296
Figura 4.3.4: Columna litológica del pozo # 2 de la Planta de Bombeo Centro de Gobierno y del pozo de la Planta de Bombeo El Sitio.....	297
Figura 4.3.5: Columna litológica del pozo # 4 de la Planta de Bombeo La Paz y del pozo del Cantón El Jalacatal.....	298
Figura 4.3.6: Columna litológica del pozo de la Colonia Ciudad Pacifica y del pozo # 6 de la Planta de Bombeo La Paz.....	299
Figura 4.3.7: Columna litológica del pozo de la Tercera Brigada de Infantería y del pozo # 3 de la Planta de Bombeo Ciudad Real	300
Figura 4.3.8: Columna litológica del pozo de la Colonia Ciudad Toledo y del pozo de la Colonia Milagro De la Paz.....	301
Figura 4.3.9: Continuidad de flujo existente entre los acuíferos “San Miguel”, “El Jute” y “San Esteban”.....	302
Figura 4.3.10: Obtención de la conductividad eléctrica de las aguas del acuífero “San Miguel”	303
Figura 4.3.11: Toma de muestra de agua para el análisis físico – químico	307
Figura 4.3.12: Realización de pruebas de laboratorio de la calidad del agua del acuífero.....	308
Figura 4.3.13: Diagrama de Piper de las aguas subterráneas de la zona norte de la Ciudad de San Miguel.....	309
Figura 4.3.14: Diagrama de Piper de las aguas subterráneas de la zona oriente de la Ciudad de San Miguel	311
Figura 4.3.15: Diagrama de Piper de las aguas subterráneas de la zona poniente y sur poniente de la Ciudad de San Miguel	312
Figura 4.3.16: Diagrama de Piper de las aguas subterráneas de la zona central de la Ciudad de San Miguel	314
Figura 4.3.17: Diagrama de Piper de las aguas subterráneas de la zona sur de la Ciudad de San Miguel.....	315
Figura 4.3.18: Manantial “La Cueva”.....	319

Figura 4.3.19: Grafica de Abatimiento del pozo de la “Urbanización Ciudad Pacifica”	321
Figura 4.3.20: Grafica de Abatimiento del pozo del “Cantón El Jalacatal”	322
Figura 4.3.21: Grafica de Abatimiento del pozo # 1 Planta de Bombeo “Centro de Gobierno”	323
Figura 4.3.22: Grafica de Abatimiento del pozo # 2 Planta de Bombeo “Centro de Gobierno”	324
Figura 4.3.23: Grafica de Abatimiento del pozo # 2 Planta de Bombeo “Belén”	325
Figura 4.3.24: Grafica de Abatimiento del pozo # 6 Planta de Bombeo “La Paz”	326
Figura 4.3.25: Grafica de Abatimiento del pozo de la Colonia “Prados de San Miguel”	327
Figura 4.3.26: Grafica de Abatimiento del pozo del “Ingenio Chaparrastique”	328
Figura 4.3.27: Grafica de Abatimiento del pozo del “Polideportivo de San Miguel”	329
Figura 4.4.1: Áreas de Tipos de suelos de la zona de estudio.....	355
Figura 4.4.2: Mapa de Pendientes de la zona de estudio	358
Figura 4.4.3: Mapa de Coeficiente de Transpiración Vegetal (Kv)	360
Figura 4.4.4: Gráfico de Balance Hídrico para la zona de estudio.....	367
Figura 5.1: Figura 5.1.1: Disponibilidad de espacio en las esquinas y aceras de la colonia Milagro de La Paz	369
Figura 5.2.1: Disponibilidad de espacio en la calle hacia Cantón El Amate y aceras de la parte urbanizada.....	381
Figura 5.2.2: Sedimentos que se encuentran a la orilla de la calle Chaparrastique.....	382

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1: Población urbana de la ciudad de San Miguel (Fuente: censos nacionales)	30
Tabla 1.2: Proyecciones de población. (Fuente: PLAMADUR).....	31
Tabla 2.1.1: Valores de temperatura 2000 – 2005 del Municipio de San Miguel	50
Tabla 2.1.2: Valores de Precipitación 2000 – 2005 del Municipio de San Miguel.....	51
Tabla 2.1.3: Valores de Humedad Relativa 2000 – 2005 del Municipio de San Miguel.	52
Tabla 3.1.1 Coeficientes de Escorrentía Fuente: Ven Te Chow	93
Tabla 3.1.2 Valores de Radiación Extraterrestre para Hemisferio Norte	108
Tabla 3.1.3 Textura, punto de marchitez, capacidad de campo y SAT (Fuente: SNET)	113
Tabla 3.1.4 Aportes y Pérdidas de agua.....	115
Tabla 3.2.1. Porosidad total y eficaz (fuente: Método ZOP FORGAES).....	139
Tabla 3.2.2. Valores típicos de la Conductividad Hidráulica	143
Tabla 3.4.1: Aplicaciones de la recarga artificial de acuíferos	163
Tabla 3.4.2 Formaciones Ideales para Recarga Artificial.....	165
Tabla 3.4.3: factores que intervienen en la elección de un método de recarga artificial.....	173
Tabla 3.4.4 Tratamiento contra la colmatación.....	180
Tabla 3.5.1 Alternativas de disposición de aguas lluvias mediante infiltración	184
Tabla 4.1.1: Intensidades de precipitaciones máximas anuales en mm/min (Fuente: SNET)	250
Tabla 4.1.2: Valores de intensidad máxima anual con su frecuencia.....	251
Tabla 4.1.3: Valores de intensidades máximas en mm/hr para los periodos de retorno considerados	254
Tabla 4.1.4: Caudal pico para un periodo de retorno de 15 años, Microcuenca “Milagro de la Paz”	257
Tabla 4.1.5: Caudal pico para un periodo de retorno de 23 años, Microcuenca “Milagro de la Paz”	257
Tabla 4.1.6: Caudal pico para un periodo de retorno de 30 años, Microcuenca “Milagro de la Paz”	258

Tabla 4.1.7: Caudal pico para un periodo de retorno de 50 años, Microcuenca “Milagro de la Paz”	258
Tabla 4.1.8: Valores de Caudal Máximo para distintos periodos de retorno de la Microcuenca “Milagro de La Paz”	259
Tabla 4.1.9: Parámetros físicos de la Microcuenca “El Amate”	262
Tabla 4.1.10: Características de forma de la Microcuenca “El Amate”	262
Tabla 4.1.11: Coeficientes de escorrentía ponderado para Microcuenca “El Amate”	264
Tabla 4.1.12: Caudal pico para un periodo de retorno de 15 años, Microcuenca “El Amate”	265
Tabla 4.1.13: Caudal pico para un periodo de retorno de 23 años, Microcuenca “El Amate”	265
Tabla 4.1.14: Caudal pico para un periodo de retorno de 30 años, Microcuenca “El Amate”	266
Tabla 4.1.15: Caudal pico para un periodo de retorno de 50 años, Microcuenca “El Amate”	266
Tabla 4.1.16: Valores de Caudal Máximo para distintos periodos de retorno de la Microcuenca “El Amate”	267
Tabla 4.1.17: Parámetros físicos de la Microcuenca “10ª avenida norte”	269
Tabla 4.1.18: Características de forma de la Microcuenca “10ª avenida norte”	270
Tabla 4.1.19: Coeficientes de escorrentía ponderado para Microcuenca “10ª avenida norte”	271
Tabla 4.1.20: Caudal pico para un periodo de retorno de 15 años, Microcuenca “10ª Avenida norte”	272
Tabla 4.1.21: Caudal pico para un periodo de retorno de 23 años, Microcuenca “10ª Avenida norte”	272
Tabla 4.1.22: Caudal pico para un periodo de retorno de 30 años, Microcuenca “10ª Avenida norte”	273
Tabla 4.1.23: Caudal pico para un periodo de retorno de 50 años, Microcuenca “10ª Avenida norte”	273
Tabla 4.1.24: Valores de Caudal Máximo para distintos periodos de retorno de la Microcuenca “10ª Avenida Norte”	274
Tabla 4.1.25: Parámetros físicos de la Microcuenca “El Rastro”	277
Tabla 4.1.26: Características de forma de la Microcuenca “El Rastro”	277

Tabla 4.1.27: Coeficientes de escorrentía de la Microcuenca “El Rastro” para distintos periodos de retorno	278
Tabla 4.1.28: Caudal pico para un periodo de retorno de 15 años, Microcuenca “El Rastro”	279
Tabla 4.1.29: Caudal pico para un periodo de retorno de 23 años, Microcuenca “El Rastro”	279
Tabla 4.1.30: Caudal pico para un periodo de retorno de 30 años, Microcuenca “El Rastro”	280
Tabla 4.1.31: Caudal pico para un periodo de retorno de 50 años, Microcuenca “El Rastro”	280
Tabla 4.1.32: Caudales máximos de la microcuenca “El rastro” para distintos periodos de retorno	281
Tabla 4.1.33: Parámetros físicos de la Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”	284
Tabla 4.1.34: Características de forma de la Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”	284
Tabla 4.1.35: Coeficientes de escorrentía para periodos de retorno dados de la Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”	285
Tabla 4.1.36: Caudal pico para un periodo de retorno de 15 años, Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”	286
Tabla 4.1.37: Caudal pico para un periodo de retorno de 23 años, Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”	286
Tabla 4.1.38: Caudal pico para un periodo de retorno de 30 años, Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”	287
Tabla 4.1.39: Caudal pico para un periodo de retorno de 50 años, Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”	287
Tabla 4.1.40: Caudales Máximos para distintos períodos de retorno de la Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”	288
Tabla 4.2.1: Resultados obtenidos de las aguas lluvias	291
Tabla 4.3.1: Resultados de conductividad de la zona Central de San Miguel	303
Tabla 4.3.2: Resultados de conductividad de la zona norte de San Miguel.....	304
Tabla 4.3.3: Resultados de conductividad de la zona Poniente de San Miguel	304
Tabla 4.3.4: Resultados de conductividad de la zona Oriente de San Miguel	305
Tabla 4.3.5: Resultados de conductividad de la zona Sur de San Miguel	305

Tabla 4.3.6: Nivel piezométrico promedio (1998-2004) de pozos de la zona de estudio (Fuente: ANDA)	317
Tabla 4.3.7: Valores de Transmisividad calculados con el programa SIHI a partir de los caudales de bombeo.....	330
Tabla 4.3.8: Valores de Transmisividad proporcionados por ANDA	330
Tabla 4.3.9: Valores de permeabilidad obtenidos a partir del caudal de bombeo de un pozo	334
Tabla 4.3.10: Valores de permeabilidad obtenidos a partir del espesor y la Transmisividad.....	335
Tabla 4.3.11: Resumen de valores de Permeabilidad para la zona de estudio.....	336
Tabla 4.3.12: Valores de Porosidad Eficaz utilizando la ecuación de MAROTZ.....	339
Tabla 4.3.13: Valores de Capacidad de infiltración de la zona de estudio	341
Tabla 4.3.14: Velocidad de flujo del sector poniente de la Ciudad de San Miguel	345
Tabla 4.3.15: Velocidad de flujo del sector oriente de la Ciudad de San Miguel.....	345
Tabla 4.3.16: Velocidad de flujo del sector sur de la Ciudad de San Miguel.....	346
Tabla 4.4.1: Precipitación mensual y anual en la zona de estudio	349
Tabla 4.4.2: Temperatura media mensual.....	349
Tabla 4.4.3: Humedad relativa mensual	350
Tabla 4.4.4: Radiación extraterrestre mensual para latitud 13°26.4"	351
Tabla 4.4.5: Evapotranspiración potencial ETP.....	352
Tabla 4.4.6: Evapotranspiración real urbana.....	352
Tabla 4.4.7: Tipos de cultivo del área de estudio.....	353
Tabla 4.4.8: Coeficientes de cultivo en el área de estudio.....	353
Tabla 4.4.9: Coeficiente de cultivo mensual para la cuenca.....	354
Tabla 4.4.10: Evapotranspiración de cultivo.....	354
Tabla 4.4.11: Punto de marchitez, capacidad de campo y capacidad de agua disponible en suelos (USDA)	355
Tabla 4.4.12: Cálculo de Capacidad de agua disponible (SAT)	356
Tabla 4.4.13: ETR en la zona rural.....	356
Tabla 4.4.14: Cálculo de ETR total	357
Tabla 4.4.15: Cálculo de Balance Climático.....	358
Tabla 4.4.16: Valores de k_p según pendiente y prof. del agua subterránea.....	359
Tabla 4.4.17: Cálculo de k_p para la zona de estudio	359
Tabla 4.4.18: Cálculo de K_v	360

Tabla 4.4.19: Coeficiente de tipo de suelo kfc	361
Tabla 4.4.20: Cálculo de kfc para la zona de estudio	361
Tabla 4.4.21: Cálculo de la Recarga o Infiltración.....	362
Tabla 4.4.22: Caudales de aporte de zona rural al río Grande de San Miguel.....	363
Tabla 4.4.23: Escorrentía superficial en la zona urbana en mm y millones de m3 al año	363
Tabla 4.4.24: Escorrentía total.....	364
Tabla 4.4.25: Censos de población para la ciudad de San Miguel	364
Tabla 4.4.26: Consumo anual de agua para San Miguel	365
Tabla 4.4.27: Fórmulas de tendencia de consumos	365
Tabla 4.4.28: Volúmenes de consumo proyectados para la ciudad de San Miguel	366
Tabla 4.4.29: Consumos totales anuales	366
Tabla 4.4.30: Resultados del Balance Hídrico	367
Tabla 5.1.1: volumen de escorrentía del área aportante A1	373
Tabla 5.1.2: Resumen del dimensionamiento de los pozos de infiltración para la microcuenca “Milagro de La Paz”	377
Tabla 5.2.1: Resumen del dimensionamiento de los pozos de infiltración para la microcuenca “El Amate”	385



CAPITULO



ANTEPROYECTO



I

INTRODUCCIÓN

El presente estudio *Propuesta para Recargar artificialmente el Acuífero “San Miguel” y Mitigar las áreas propensas a inundaciones en la ciudad de San Miguel*, tiene como propósito general contribuir al mejoramiento de la recarga hídrica y controlar las inundaciones en dicha ciudad, mediante la implementación de Sistemas de Infiltración de Aguas Lluvias, llamados también “Sistemas de recarga Artificial de acuíferos”.

Los problemas generados a la ciudad debido a las aguas lluvias son grandes. En la estación lluviosa sobre todo; en la Ciudad de San Miguel caen cantidades enormes de precipitación cuya gran mayoría drena superficialmente hacia el Río Grande de San Miguel a lo largo de las distintas arterias. Sin embargo, los mantos acuíferos se están viendo afectados por la sobreexplotación y la limitada infiltración debido a la impermeabilización de las zonas de recarga hídrica, esto es debido a la falta de planes de desarrollo orientados a la preservación de los recursos naturales, específicamente el agua.

La investigación consiste en la determinación de la factibilidad de infiltrar artificialmente parte del agua lluvia que cae en la zona urbana mediante las obras civiles adecuadas. Esto regido por las condiciones naturales del suelo para llevar a cabo dicho proceso; las limitaciones de espacio para poder construir los sistemas; las zonas en las cuales se concentran los volúmenes de escorrentía superficial que no pueden ser drenados debido a la obsolescencia o la ausencia de los sistemas de alcantarillado pluvial.

Los capítulos en que se ha dividido la investigación se citan a continuación:

- Anteproyecto, es el capítulo que contiene el problema de estudio y todo lo referente a los alcances, limitaciones, justificación y objetivos de la investigación.
- Generalidades, contiene la descripción del área de estudio y lo relacionado a los Antecedentes y Marco Normativo de las inundaciones y la recarga artificial.
- Marco Teórico, aquí se presentan las bases teóricas que sustentan la investigación tales como: Hidráulica, Hidrología, Geología, Mecánica de Suelos y los conceptos básicos de

recarga artificial de acuíferos así como los principales sistemas que existen para aplicar dicha técnica.

- Marco Operativo, contiene todos los estudios que se llevarán a cabo en la zona de interés para obtener los parámetros necesarios para la etapa de diseño como lo son: Caudales Máximos; Pruebas de Infiltración; Pruebas de Calidad del Agua a Infiltrar; Características del Acuífero como: Transmisividad, Permeabilidad, Porosidad; Balance Hídrico, etc.
- Propuesta, aquí se presenta la propuesta más adecuada a las condiciones determinadas en el Marco Operativo para la Microcuenca “Milagro de La Paz” y Microcuenca “El Amate”.
- Conclusiones y Recomendaciones.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

En los últimos años la Ciudad de San miguel ha tenido un alto crecimiento económico y poblacional. Los factores que han influido en su crecimiento han sido: su papel político-administrativo, el enfoque de inversiones públicas y privadas por ser cabecera departamental, foco de concentración de actividades comerciales de la región oriental y su relativo aislamiento geográfico por accidente natural del Río Lempa. Con esto se ha generado la emigración de personas de otros lugares hacia la Ciudad en busca de: empleo, establecer sus negocios, por razones de estudio, etc.

Este desarrollo de la ciudad ha traído consecuencias como las siguientes:

1. Crecimiento urbano acelerado.
2. La impermeabilización de los suelos que poseen cobertura vegetal.
3. Colapso del sistema de drenaje pluvial de la ciudad.
4. Mayor demanda de los recursos básicos para la subsistencia de las personas.

El crecimiento urbano acelerado se ve originado por el aumento poblacional, pues una población grande y creciente en un territorio con recursos limitados es la causa principal de la deforestación y la subsiguiente erosión de suelos en El Salvador. Según los investigadores Foy y Daly que realizaron un trabajo sobre los determinantes de la degradación ambiental en el país en 1992, concluyeron que el desarrollo sostenible no era posible sin un control del crecimiento demográfico.

Este crecimiento urbano impacta negativamente y produce cambios, siendo uno de los más importantes el crecimiento de la frecuencia y magnitud del caudal de las crecidas urbanas, convirtiéndose en las responsables de las inundaciones. Esto se debe fundamentalmente a dos factores; por un lado el nuevo uso del suelo aumenta la proporción de áreas impermeables y por lo tanto el caudal que escurre de las aguas lluvias. Este es el aspecto más evidente pero no el único, a ello se agrega que los elementos típicos de la urbanización modifican el patrón de drenaje y conducen mejor y más rápido el agua, concentrándose el flujo y drenando la zona a mayor velocidad.

Si a esto le sumamos la erosión de los suelos en las partes altas de la ciudad debido a los cambios que estos han sufrido, provoca el arrastre de sedimentos por la lluvia a las partes bajas de la ciudad donde se encuentra el área urbana y dicha zona presenta poca pendiente, es decir, que San Miguel es bastante plano. Además la lluvia se lleva la basura que la población tira en la calle la cual está acumulada en las cunetas, provocando que los tragantes no funcionen adecuadamente.

Todos estos factores sumado a la obsolescencia y en muchos casos la ausencia de una red de drenaje del agua lluvia es lo que da lugar al suceso de las inundaciones; ya que la ciudad de San Miguel todavía cuenta con la primera red de distribución de alcantarillado pluvial. Vista así la situación, no es de extrañar que un 80% del área urbana de la ciudad de San Miguel, donde vive el 60% de la población no cuente con obras de drenajes de aguas lluvias.

La Ciudad no se encuentra sujeta a todos los cambios urbanísticos que se han dado hasta el momento; pues se localizan lugares que componen su periferia en los cuales se han desarrollado colonias que no cumplen con los requisitos de una infraestructura urbana, lo que provoca que sus arterias trabajen como un cauce natural originando crecidas en sectores contiguos urbanizados. Entonces este mal funcionamiento hidráulico de la ciudad es lo que genera problemas de congestión de tráfico, daño a vehículos, daños a las casas y negocios cercanos al área, daños a la misma calzada, etc.

La impermeabilización de los suelos que poseen cobertura vegetal producto de la deforestación y construcción de infraestructura de pavimentos, edificaciones, entre otros, hace que se desaprovechen así las zonas más permeables que favorezcan a la recarga de los mantos acuíferos.

Ya que se empezó a urbanizar y lotificar en lugares importantes para la recarga hídrica de San Miguel como la colonia Ciudad Pacífica que se localiza en la parte alta de la Ciudad; todos estos terrenos eran de vocación agrícola, pero no se llevó a cabo un plan de desarrollo urbano que no permitiera el uso de estos suelos con otros fines. Debido a esta degradación de los suelos en las áreas de recarga y la destrucción de los ecosistemas reguladores es lo que provoca que la capacidad de almacenamiento del agua sea cada vez más decreciente; pues el suelo reduce su capacidad de infiltración.

Este gran deterioro ambiental hace que se alteren los factores del ciclo hidrológico y del balance hídrico; es decir, han degradado severamente el recurso hídrico. Dando lugar a la disminución del nivel freático de los acuíferos, pues ya no se infiltra el agua de lluvia en el suelo

como antes y por lo tanto se afecta la alimentación de las aguas subterráneas; aunado a esto la mayor demanda que existe de agua por el alto crecimiento poblacional es que provoca la amenaza que llegue un momento en que no se pueda satisfacer a la población.

Todos estos elementos nos llevan a que nos centremos en dos graves problemas: “las inundaciones en el área urbana de la Ciudad de San Miguel” y “la sobreexplotación de las aguas subterráneas”; y por lo tanto plantear alternativas que sean técnicamente viables, que busquen cómo reducir las inundaciones y al mismo tiempo aprovechar estos excedentes hídricos para recargar artificialmente mediante sistemas de infiltración los acuíferos.

JUSTIFICACIÓN.

La realización de la investigación *Propuesta para Recargar artificialmente el Acuífero “San Miguel” y Mitigar las áreas propensas a inundaciones en la Ciudad de San Miguel*; se pretende realizar debido a una motivación de que se pueda aportar un estudio que busque mitigar el problema de la falta de acciones para la recarga hídrica de los acuíferos (escasez de agua) y las graves inundaciones que sufre la Ciudad de San Miguel cada invierno. Buscando que esta sea lo más factible técnicamente para su realización.

Los beneficios que traería consigo la realización de esta investigación es doble; ya que se aprovecharía al máximo las aguas lluvias, debido a que cada invierno llueve bastante y actualmente esta agua no se le esta sacando ningún provecho y ante la gran demanda del preciado líquido sería una buena alternativa la recarga artificial. Ya que permitiría mejorar los niveles freáticos de los acuíferos de la zona y mitigar las inundaciones.

Los que se buscan beneficiar con este estudio son todos los habitantes que viven en la Ciudad de San miguel; ya que es alto el crecimiento poblacional que se ha venido dando a lo largo de los años en el área urbana, tal como se puede apreciar en la gráfica, es lo que provoca una mayor demanda del recurso hídrico.

CENSOS DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

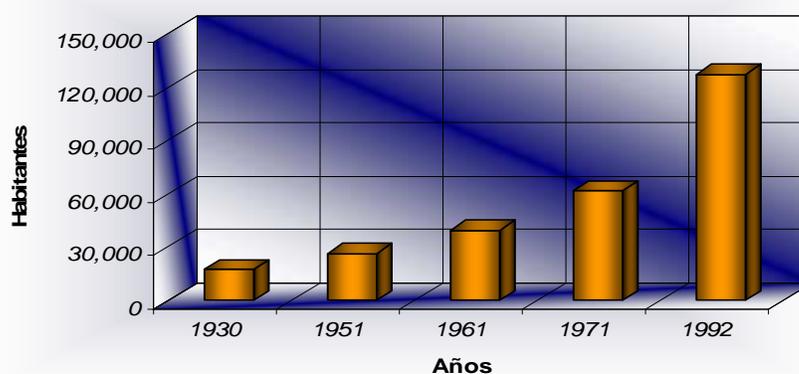


Figura 1.1: Gráfico de comportamiento de censos en la ciudad de San Miguel.

Año	1930	1951	1961	1971	1992
Población urbana (habit.)	17,404	26,702	39,949	61,949	127,696

Tabla 1.1: Población urbana de la ciudad de San Miguel (Fuente: censos nacionales)

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Y de acuerdo a proyecciones que realizó el Plamadur con base al ultimo censo de población de 1992; se estima que la tasa de crecimiento de la ciudad va a andar entre el 3% y el 4% para el periodo del 2000 al 2015 por lo tanto la población estimada para el municipio de San Miguel en el año del 2005 es de 208,661 habitantes de los cuales el 70.25% es población urbana y que para el año del 2015 llegara a 261,340 habitantes, teniendo para el área urbana un 75.22%.

Año	Población total (habit.)	Urbana (habit.)	Rural (habit.)
2005	208,661	146,591	62,070
2015	261,340	196,595	64,745

Tabla 1.2: Proyecciones de población. (Fuente: PLAMADUR)

Como se puede ver la población sigue creciendo y esto hace que la demanda de agua también, lo cual puede llevar a que se produzca una escasez de este vital líquido si no se toman medidas a tiempo y por lo tanto incidir en los siguientes aspectos:

- Aspecto sanitario.
- Aspecto económico.

Aspecto sanitario. El abastecimiento de agua influye de manera decisiva sobre los siguientes puntos:

- 1) el control y la prevención de enfermedades;
- 2) las prácticas que promueven la salud:
 - Hábitos de higiene: aseo corporal, limpieza de utensilios, etc.
 - Servicios de limpieza pública
 - Práctica de deportes y de actividades recreativas.
- 3) implementación de servicios importantes para el bienestar y la seguridad colectiva:
 - Instalaciones de aire acondicionado;
 - Equipos contra incendios, etc.

Aspecto económico: La importancia del abastecimiento de agua se resume en lo siguiente:

- 1) En un aumento evidente del número de horas productivas; debido a la disminución de la mortalidad general, al incremento del promedio de vida de la población y a la reducción del número de horas perdidas por enfermedades.
- 2) En el desarrollo industrial; que de la mano del progreso material permite elevar el nivel de vida de la comunidad.

Otro aspecto positivo que se busca en la investigación es el hecho de que se evitarían los malestares que provocan las inundaciones; ya que para los automovilistas se disminuirían los congestionamientos vehiculares y hasta la posibilidad de que sus vehículos se dañen si a estos les entra agua al motor además que después del invierno quedan grandes baches en las calles.

Para los que tienen viviendas a las orillas de estas calles vulnerables a inundaciones se reduciría el riesgo de que el agua entre a sus casas y dañe todas sus pertenencias; así como a los negocios de la zona el producirles pérdidas. Además después de cada tormenta queda una gran cantidad de sedimentos que fueron arrastrados hasta el lugar, en el momento es lodo y cuando este se seca se convierte en polvo lo que puede provocar a las personas que viven en estos lugares enfermedades respiratorias.

La contribución al conocimiento o la utilidad que se busca con este estudio es poder despertar el interés en cuanto a la investigación de alternativas para recargar artificialmente los mantos acuíferos.

Los descensos del nivel freático de la ciudad y su nivel probable para el futuro son poco alentadores. Estos descensos se han elevado a una tasa de decrecimiento de 0.90 mt anuales, los cuales representan 18, 553,001 mt³ de pérdida de agua solo bajo el área urbana de San Miguel; con este volumen se hubiese podido abastecer a 406,641 personas durante un año (Fuente: ANDA). Es muy alarmante, pues esta cifra representa el doble de la población proyectada para el 2004.

Además según datos de la tesis “Estudio Hidro-ambiental de las zonas de recarga hídrica de la Ciudad de San Miguel”, al seguir con el ritmo de explotación con que cuenta el acuífero actualmente, para el año 2029 el descenso total en su nivel freático sería de 27.90 mt con un promedio anual de 1.12 mt, lo cual representaría una pérdida de 63, 450,071.36 m³ de agua. Por lo tanto se hace urgente tomar medidas que permitan tener una gestión adecuada de los recursos subterráneos con los cuales contamos; es esta la razón de nuestra investigación.

OBJETIVOS.

OBJETIVO GENERAL

Contribuir a mejorar la recarga hídrica de los mantos acuíferos y mitigar las inundaciones en la zona urbana de la Ciudad de San Miguel, mediante la aplicación de la técnica de recarga artificial de acuíferos.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Dar a conocer la técnica de Recarga Artificial de Acuíferos y los distintos métodos utilizados para su implementación.

- Determinar las características hidrogeológicas, hidrodinámicas y de almacenamiento del acuífero donde se pretende realizar la recarga, para analizar las condiciones en que se encuentra.

- Verificación de las zonas de inundación en el área urbana de la Ciudad de San Miguel, encontrando sus caudales máximos y parámetros químicos de las aguas lluvias en estos puntos.

- Determinar la factibilidad técnica de establecer sistemas de infiltración de aguas lluvias, para presentar una propuesta viable que permita la recarga del agua subterránea y la mitigación de inundaciones en la Ciudad de San Miguel.

DELIMITACIONES.

ALCANCES

- La zona urbana de la Ciudad de San Miguel será el lugar donde se analizarán los puntos críticos de inundaciones; tomando como pauta para el análisis la importancia del lugar en la ciudad y los efectos que provoca la inundación en ese sector.
- Minimizar los efectos negativos que se originan en el ámbito de salud, económico y ambiental; la escasez de agua y las inundaciones.
- La propuesta de sistemas de recarga artificial de acuíferos aprovechando las aguas lluvias; serán adecuadas a las características predominantes en el área de estudio.
- Que la investigación realizada sea una alternativa de mitigación a las inundaciones y disminución del nivel freático en el área de estudio; y que esta a la vez sirva como base para estudios posteriores.

LIMITACIONES

- La falta de información bibliográfica y experiencias previas referente a sistemas de recarga artificial de acuíferos en el país, que nos puedan servir de apoyo a la investigación.
- El tiempo disponible para realizar la investigación, debido a que se tienen que abarcar varios aspectos en el estudio.
- La falta de conocimiento sobre el tema de parte de profesionales e instituciones relacionados con el problema.

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

- Debido al alto costo económico de las pruebas de prospección geofísica, no se podrán obtener datos más precisos de las condiciones del suelo en lugares determinados.
- No se podrá tomar en cuenta ninguna normativa para el estudio, pues el país no cuenta con una ley que regule la recarga artificial de acuíferos.

HIPÓTESIS.

“LOS SISTEMAS DE RECARGA ARTIFICIAL AYUDARÁN A AUMENTAR EL VOLUMEN DE AGUA DISPONIBLE EN EL ACUÍFERO Y MITIGAR LAS ZONAS DE INUNDACIÓN EN EL ÁREA URBANA DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL”.

METODOLOGIA DE LA INVESTIGACIÓN.

La metodología de la investigación, científicamente es; un procedimiento general para lograr de una manera precisa el objetivo de la investigación. De ahí que la metodología nos presenta los métodos y técnicas para realizarla. Esta constituye la médula del plan; se refiere a la descripción de las unidades de análisis o de investigación, las técnicas de observación y recolección de datos, los instrumentos, los procedimientos y las técnicas de análisis.

En una investigación el método es un elemento necesario, ya que es la clave para acercarnos a la verdad o llegar al conocimiento. En el debe seguirse con rigor el trabajo científico; pues nos conduce a resultados confiables, validos y precisos; de otra manera, solo se obtendrían resultados vagos y confusos.

Para nuestra investigación *Propuesta para Recargar artificialmente el Acuífero “San Miguel” y Mitigar las áreas propensas a inundaciones en la Ciudad de San Miguel;* aplicaremos el método científico. Ya que es imposible hablar de investigación científica sin la aplicación de dicho método, pues este es el camino planeado o la estrategia que debe seguirse para descubrir o determinar las propiedades del objeto de estudio. Otra razón por lo que aplicamos el método científico es que este engloba el ciclo o las etapas de la investigación, las cuales indican de manera secuencial las fases a seguir y se adecúan más a nuestro estudio para obtener los objetivos propuestos.

Las etapas de este método son:

- **Planteamiento del problema.** Se realiza el planteamiento general del problema que se quiere resolver por medio de la investigación.
- **Formulación de la hipótesis.** Después del planteamiento del problema se formulan conjeturas de qué es lo que se pretende comprobar con la investigación por medio de la posible solución al problema.
- **Levantamiento de información.** Es la recopilación de antecedentes con métodos e instrumentos diseñados para esta fase.
- **Análisis e interpretación de la información.** Una vez recopilada la información se procede a su tabulación, análisis e interpretación.

- **Comprobación de la hipótesis.** Con el análisis e interpretación de la información se comprueba o desaprueba la hipótesis planteada.
- **Presentación de resultados.** Es la fase de divulgación de los resultados obtenidos con la investigación.

La investigación la hemos dividido en seis capítulos los cuales se describen a continuación:



Figura 1.2: Esquema Metodológico de la Investigación.

El capítulo I esta conformado por el “Anteproyecto”, en esta se presentan dos problemas de los muchos que afectan la Ciudad de San Miguel, así también se hace el planteamiento del problema y la justificación del tema, además los objetivos que se desean alcanzar, las delimitaciones e hipótesis y por ultimo la metodología a seguir para realizar dicha investigación.

En el capítulo II se dan a conocer las “Generalidades”

En el capítulo III se da a conocer el “Marco Teórico” que es indispensable para el desarrollo de la investigación, ya que esto le servirá al lector para familiarizarse con la terminología y conceptos que se utilizarán en el transcurso de dicho estudio.

El capítulo IV contiene el “Marco operativo”, el cual servirá como base para poder realizar la propuesta.

En el capítulo V se presenta las “Propuestas” de mitigación a las problemáticas abordadas en la investigación.

En el capítulo VI se darán a conocer las “Conclusiones y Recomendaciones” a que se lleguen sobre el tema en estudio.

Para poder desarrollar estos capítulos se aplicará el método científico, como se explica a continuación:

Planteamiento del problema

Son dos los problemas que se analizarán en el estudio los cuales son:

- Las inundaciones en el área urbana de la Ciudad de San Miguel.
- La disminución de áreas de recarga hídrica por la impermeabilización de los suelos.

Formulación de la hipótesis

La hipótesis que se manejará en el estudio es:

“La recarga artificial aumentará el volumen de agua disponible en el acuífero y mitigará las zonas de inundación en el área urbana de la Ciudad de San Miguel”.

Levantamiento de información

En esta etapa de la investigación se hace necesario dividirla en dos fases.

1. Recolección de información bibliográfica
2. Recolección de datos de campo

En la primera fase se obtendrá todo el material o bibliografía que sirva de apoyo a la investigación; para lograrlo se realizarán visitas a empresas e instituciones como:

- Asociación Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA)
- Programa Salvadoreño de Investigación sobre Desarrollo y Medio Ambiente (PRISMA)
- Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN)
- Ministerio de Obras Públicas (MOP)
- Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET)
- Fortalecimiento de la Gestión Ambiental en El Salvador (FORGAES)
- Alcaldía de San Miguel
- Perforadoras de pozos
- Eyco Ingenieros Consultores S.A.
- Meco-Caabsa
- Universidades

Todas estas visitas se realizarán con el objetivo de: encontrar antecedentes del tema en estudio, datos meteorológicos, mapas de suelo, mapas geológicos, información de pozos del área de estudio, entrevistas con los profesionales de estas instituciones los cuales nos puedan dar una guía para nuestra investigación.

La segunda fase que es la recolección de datos se llevará a cabo mediante visitas de campo, las cuales servirán en la investigación para los siguientes puntos: determinación de Caudales Máximos, la calidad del agua de recarga, características del acuífero receptor y en las propuestas de recarga que se harán.

Determinación de Caudales Máximos.

- Inspección a los puntos de inundación
- Recorrido a las cuencas para recavar información necesaria
- Toma de datos topográficos de las cuencas

Calidad del agua de recarga.

- Toma de muestras de agua lluvia en los lugares de interés para realizarle pruebas de laboratorio como: determinación del pH, Cloruros, Sólidos Totales y Sólidos Sedimentables.

Características del acuífero receptor.

- Visitas a pozos domiciliarios en la zona de estudio para tomar el nivel estático
- Realización de pruebas de infiltración
- Realización de pruebas de conductividad eléctrica.
- Realización de análisis Físico – Químico a muestras de agua de los pozos de la zona

Insumos necesarios para desarrollar las diferentes propuestas.

- Recorrido de campo para verificar la disponibilidad de espacio para los sistemas de infiltración y las condiciones del lugar.
- Datos topográficos de las áreas de los sistemas de recarga

Análisis e interpretación de la información

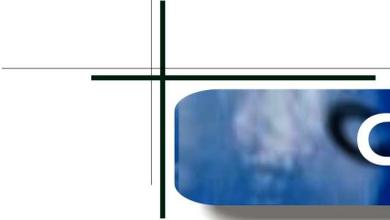
Con toda la información bibliográfica recolectada y los datos de campo, se procede a ordenar la información y realizar los cálculos necesarios; para luego hacer el análisis e interpretación y así hacer las propuestas de mitigación al problema en los lugares que se consideren mas adecuados.

Comprobación de la hipótesis

Una vez definidas las propuestas se procederá a hacer comparaciones en los puntos de inundación, entre el caudal que llega sin dichas obras y el caudal que llegaría con la implementación de ellas, esto llevaría consigo la verificación de la hipótesis.

Presentación de resultados

Con esta etapa se finalizará la investigación y es aquí donde se presentarán las conclusiones y recomendaciones a las que se llegó con dicho estudio.



CAPITULO



GENERALIDADES



II

2.1 DESCRIPCIÓN DEL AREA DE ESTUDIO.

2.1.1 Ubicación Geográfica.

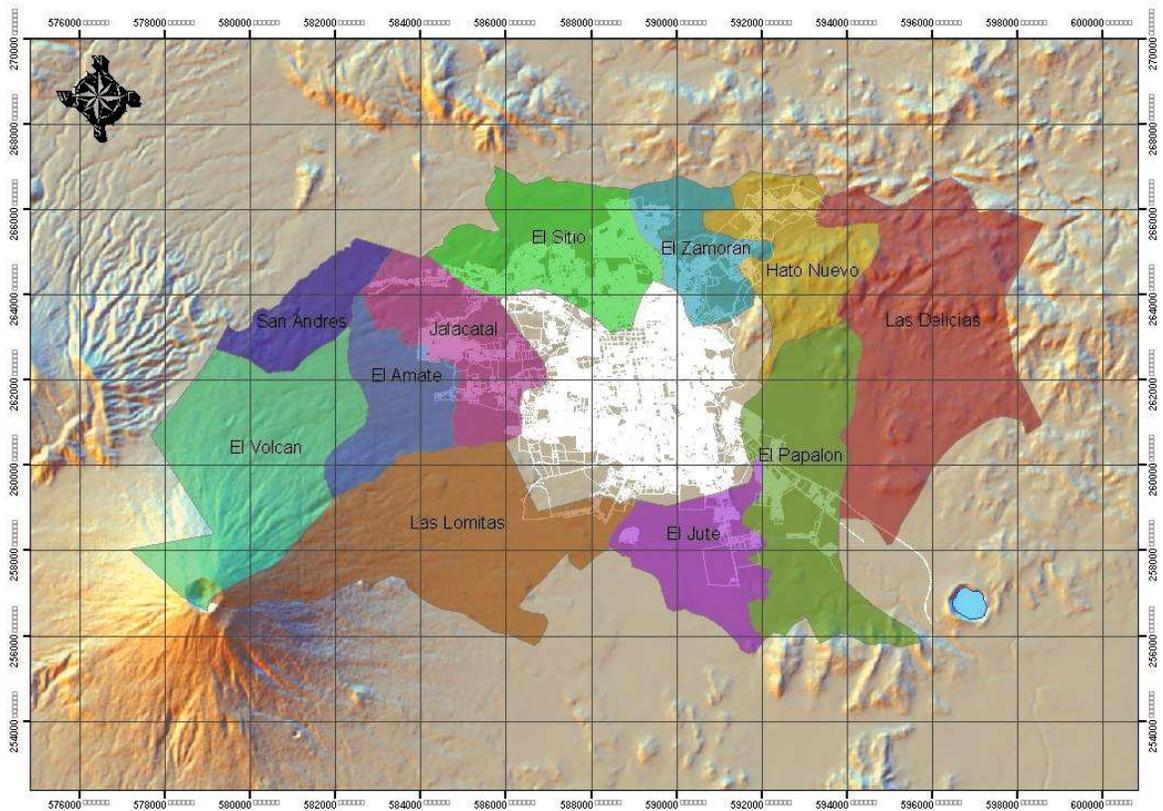


Figura 2.1.1: Ubicación geográfica del área de estudio.

Nuestra área de estudio está enfocada a la Ciudad de San Miguel, la cual esta dentro del municipio. Dicha cabecera departamental y municipal fue fundada el 8 de mayo de 1,530 por el capitán don Luis de Moscoso.

Está limitada como se puede ver en el mapa de ubicación por los cantones siguientes: al norte por el cantón El Sitio; al nororiente por el cantón El Zamorán; al oriente por el cantón Hato Nuevo, Las Delicias; al sur por El Papalón y El Jute; al surponiente por Las Lomitas y al poniente, por los cantones Jalacatal, El Amate, San Andrés y El Volcán.

La Ciudad de San Miguel, está situada en la sub cuenca del Río Grande de San Miguel, la cual abarca una superficie aproximada de 2,050 Km². La ciudad se ubica al noreste del volcán Chaparrastique y a 132.5 Km. al oriente de la ciudad de San Salvador.

La ubicación geográfica de la Ciudad de San Miguel es 13° 28' 57" LN y 88° 10' 48" LW. El municipio mide 593.98 Km² y su perímetro es de 105 Km., contando este con un área rural de 579.12 Km² y un área urbana de 14.86 Km²; dicha área urbana será nuestro límite de estudio para la localización de los puntos de inundación, sin embargo, para la propuesta de los sistemas de Recarga del Acuífero se podrá extender hacia la parte rural; dependiendo de las condiciones que se presenten en esta zona para dicho propósito. En este apartado se presenta la información general de la Ciudad; en los capítulos posteriores se presenta el área delimitada dependiendo de la información que se quiere estudiar.

2.1.2 Desarrollo de la ciudad de San Miguel.

A continuación se exponen varios factores por los cuales se considera que la Ciudad de San Miguel; ha ido desarrollándose a lo largo de la historia como una de las ciudades mas importantes con que cuenta El Salvador.

■ CENTRO DE COMERCIO REGIONAL Y SERVICIOS PARTICULARES

El comercio en la Ciudad de San Miguel en estos últimos años ha tenido un gran auge lo cual ha permitido el surgimiento de centros comerciales (metrocentro y otros), los cuales son valiosas fuentes de empleo, por otro lado el comercio que se lleva a cabo en el mercado municipal y en algunas de las principales calles de la ciudad.

También los servicios que brinda la ciudad ya sean estos de alimentación, recreativos y otros hacen de esta un lugar ideal para realizar dichas actividades.

■ CENTRO DE TRANSPORTE REGIONAL

La Ciudad de San Miguel dada su ubicación esta cuenta con una terminal de buses en la cual se encuentra transporte para cualquier parte de la Zona Oriental del país y hacia la ciudad de San Salvador.

■ CENTRO DE CONSTRUCCIÓN

Debido al incremento poblacional y el aumento de la demanda de viviendas en la Ciudad, la industria constructora presenta un nivel sustancial en la economía migueleña debido a la gran cantidad de mano de obra que esta requiere.

■ CENTRO AGROINDUSTRIAL.

En la Ciudad de San Miguel el mayor representante de este rubro es el Ingenio Chaparrastique, el cual procesa la caña de azúcar para producir azúcar refinada; generando muchos empleos.

CENTRO DE SERVICIOS PUBLICOS Y SOCIALES

Cuenta con una serie de servicios públicos y sociales, como son universidades y escuelas (públicas y privadas), hospitales (nacionales o privados), pagos de servicios públicos (energía eléctrica, agua, telefonía y otros), juzgados entre otros servicios que hacen de la ciudad uno de los pocos lugares en la Zona Oriental donde se prestan estos servicios.

CENTRO FINANCIERO

La Ciudad de San Miguel por contar con una serie de bancos (nacionales y privados), brinda la oportunidad de realizar cualquier transacción financiera, esto contribuye a hacer de esta un eje que promueve el desarrollo de la Región Oriental.

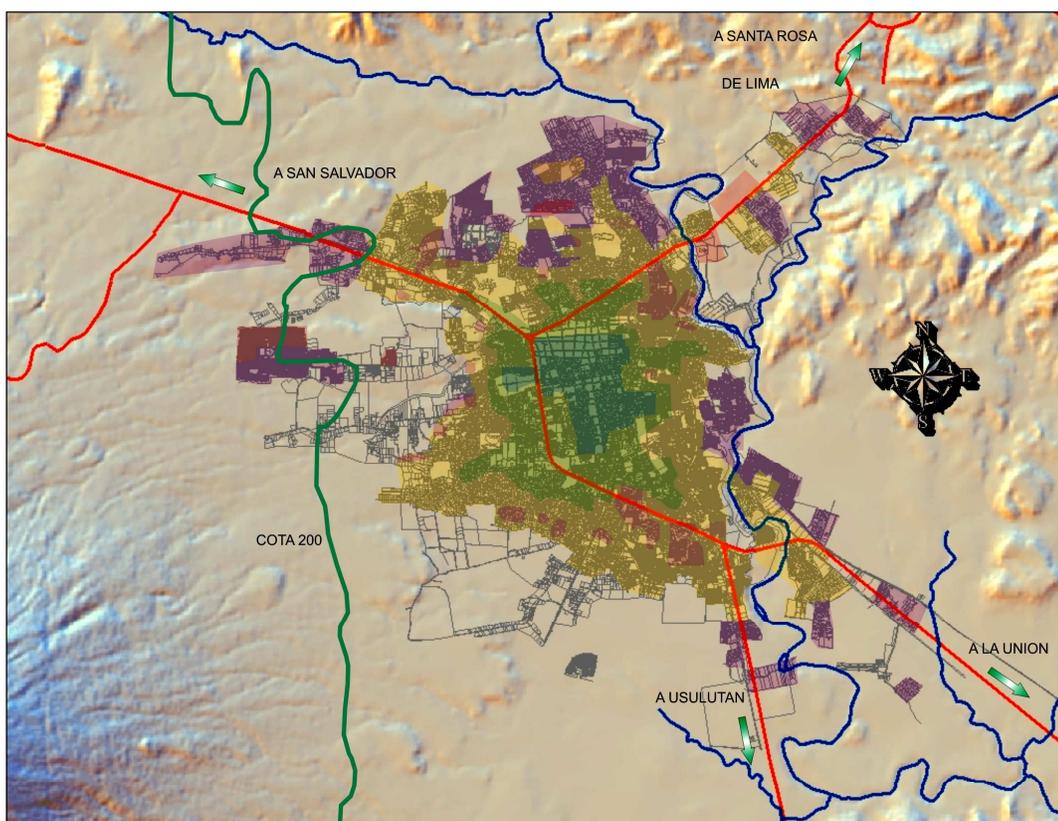


Figura 2.1.2: Crecimiento urbano de la Ciudad de San Miguel

2.1.3 Descripción actual del área urbana.

Los factores mencionados en el punto anterior contribuyeron al surgimiento de una serie de urbanizaciones y lotificaciones alrededor del casco histórico urbano para satisfacer las necesidades de la creciente población. Pero estas urbanizaciones y lotificaciones se han construido en diferentes puntos de la ciudad bajo ningún criterio de ordenamiento territorial generando un desordenado crecimiento urbano, el cual afecta el desarrollo de la ciudad. Por tal motivo esta presenta una diversidad de usos de suelo como es el uso institucional, comercial, habitacional, recreativo e industrial.

El incremento del uso de suelo comercial se debe a una fuerte transformación del uso de suelo residencial de densidad alta localizado en el casco urbano y de otros usos; así como también en las principales vías de la ciudad (avenida Roosevelt y Carreteras troncales). Esta expansión comercial se da principalmente a lo largo de las vías de mayor tráfico y coincide con las rutas de transporte colectivo.

El uso de suelo para la industria, agroindustria y bodegaje, representa una muy baja proporción del área urbanizada. Este tipo esta generalmente disperso, con alguna concentración al sur del casco histórico urbano, en las cercanías de la estación ferroviaria y alrededores de la Carretera Panamericana en la salida a La Unión.

El uso de suelo recreativo que corresponde a parques, canchas e instalaciones recreativas es muy bajo con respecto al área urbanizada pues de acuerdo a las normas de urbanización nacional la zona recreativa debe ser el 10% del sector a urbanizar.

La mayor proporción del crecimiento urbano se ha dado con uso de suelo habitacional de densidad media, al norte, al oriente, al sur y últimamente al norponiente de la Ciudad. La expansión se ha realizado tanto en parcelaciones con equipamiento e infraestructura deficiente (lotes y vivienda informales), como proyectos de vivienda formal con todos los servicios.

Todos los aspectos antes mencionados han contribuido a un acelerado crecimiento urbano en la ciudad, ocupando el área urbana el 2.5% del área total del municipio y correspondiéndole el 97.5% al área rural.

A partir de la creciente demanda habitacional en los últimos años han comenzado a surgir una serie de urbanizaciones en la Ciudad de las cuales cabe mencionar: La Ciudad Pacifica, Colonia La Pradera, Prados de San Miguel, Urbanización España y Ciudad Toledo.

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Las urbanizaciones antes mencionadas han sido construidas alrededor del casco histórico urbano de la Ciudad de San Miguel, el cual está formado por barrios y colonias los cuales son: Barrio La Merced, Barrio El Calvario, Barrio Concepción, Barrio San Nicolás, Barrio La Cruz, Colonia Belén, Colonia Hirleman y Colonia Chaparrastique.

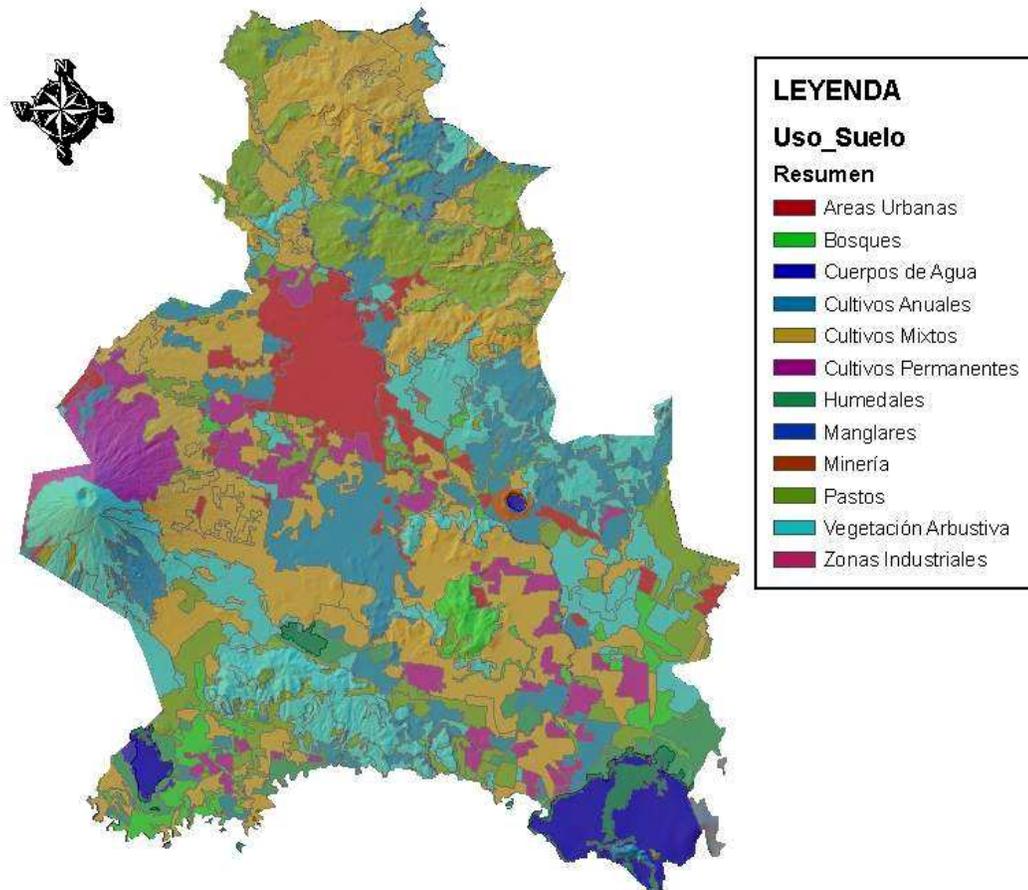


Figura 2.1.3: Usos de Suelos del Municipio de San Miguel.

2.1.4 Hidrometeorología del área de estudio.

Para realizar la descripción hidrometeorológica de la Ciudad de San Miguel se obtuvo la información proporcionada por el S.N.E.T. y se hizo una comparación de los eventos más relevantes durante los últimos cinco años.

La estación meteorológica mas cercana es la estación El Papalón que anteriormente se ubicaba aproximadamente a 3.5 kilómetros de la ciudad y actualmente fue trasladada dentro de las instalaciones de la Facultad Multidisciplinaria Oriental de la Universidad de El Salvador.

De acuerdo con la altura sobre el nivel del mar se pueden notar las siguientes zonas térmicas:

De 0 – 800 m.s.n.m. Sabana Tropical Caliente, clima que abarca la mayor parte del territorio migueño.

800 – 1200 m.s.n.m. Clima tropical caluroso o de tierra templada; estos climas pueden observarse en la parte central del departamento, ya que en esta zona se encuentran las cordilleras que comprenden los volcanes de Tecapa y Chinameca.

Volcán de San Miguel de 1300 a 2700 m.s.n.m. Clima tropical de altura o tierra fría.

La Ciudad de San Miguel se encuentra a una altura promedio de 110 m.s.n.m. Como todo el país, el clima en la zona de estudio pertenece a la región climática de los trópicos semihúmedos y clasificada como Sabana Tropical o Tierra Caliente (Clasificación climatológica según Koppen, Almanaque Salvadoreño 1987, División de Meteorología e Hidrología del MAG.), con una estación lluviosa entre los meses de mayo y octubre y una estación seca entre noviembre y abril.

A continuación se describen los elementos: Temperatura, Precipitación, Humedad Relativa e Hidrología.

■ TEMPERATURA.

La estación de El Papalón durante el período 2000-2005 registra para el Municipio de San Miguel una temperatura promedio anual máxima de 27.6 °C para el año 2002 y una mínima de 26.8 °C para el año 2005. Para dicho periodo se puede observar que el mes más caluroso es abril con una temperatura promedio de 29.7 °C y el mes mas fresco es noviembre con un promedio de 26 °C.

Año/Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
2000	25,3	26,8	28,1	29,3	28,1	26,9	26,9	26,8	26,2	26,1	26,2	26,4	26,9
2001	26,1	28	27,9	30,1	28,6	27,8	27,4	27,5	26,5	26,9	25,9	26,9	27,5
2002	27	28,9	29,2	30,2	29,2	27,5	27,2	27,3	26,6	26,7	26	25,9	27,6
2003	26,9	29,4	28,9	29,9	28,6	26,4	27,2	27,1	26,7	26,4	26,4	25,6	27,4
2004	26,1	27,5	29,8	29,2	28,4	27,4	26,7	27,7	26,6	26,5	25,9	26,3	27,3
2005	26	26,5	28,5	29,3	27,4	26,7	27,1	26,7	26,1	25	25,8	26,2	26,8

Tabla 2.1.1: Valores de temperatura 2000 – 2005 del Municipio de San Miguel

TEMPERATURA ANUAL

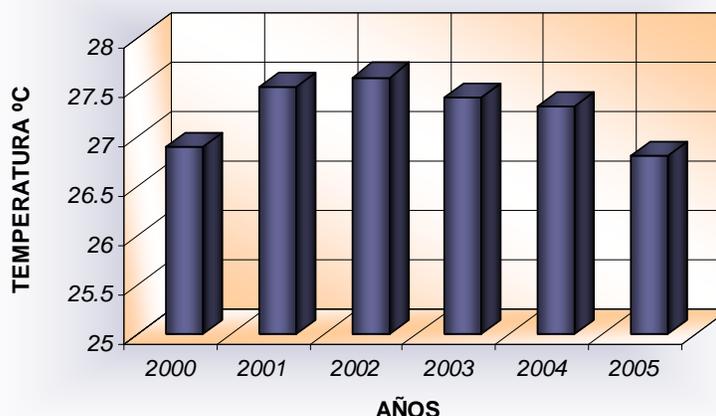


Figura 2.1.4: Temperatura Anual

■ PRECIPITACION.

La precipitación se manifiesta como gotas de lluvia que para los últimos cinco años los valores anuales oscilan entre los 1806.5 milímetros de lluvia para el año 2005 y de 1245 milímetros de lluvia para el año 2004, tal como se observa en la tabla 2.1.2. Durante el periodo 2000-2005, se puede observar que el mes más lluvioso fue el mes de mayo con un valor promedio de 291 milímetros de lluvia.

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Año/Mes	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Anual
2000	0	0	0	12	357	272	132	283	370	106	11	0	1543
2001	0	0	9	0	278	65	216	245	145	371	1	0	1330
2002	8	0	0	26	316	180	230	219	256	270	56	0	1561
2003	0	0	25	1	169	325	157	289	232	312	60	0	1570
2004	0	0	5	19	239	108	249	82	326	150	66	0	1244
2005	0	0	32.6	30	382.1	152	160.7	359.9	351	321.7	43.1	0.3	1833.4
Promedio	1.3	0	11.9	14.7	290.2	183.7	190.8	246.3	280	255.1	39.5	0.1	

Tabla 2.1.2: Valores de Precipitación 2000 – 2005 del Municipio de San Miguel

PRECIPITACION ANUAL

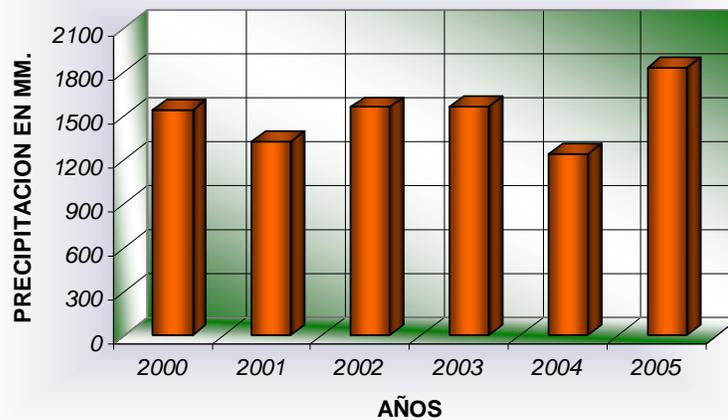


Figura 2.1.5: Precipitación Anual

Cabe mencionar que la Ciudad de San Miguel al igual que en todo el país ha sido azotada por fenómenos naturales como huracanes, tormentas tropicales y depresiones tropicales; los más recientes son el Huracán Mitch que ocurrió en el año de 1998 y el Huracán Stan que lo hizo en el año 2005. En la figura 2.1.5 de precipitación anual se aprecia el incremento de lluvia que sucedió en el 2005; es el mayor de los últimos 6 años, debido al suceso de dicho huracán.

■ HUMEDAD RELATIVA.

La Humedad Relativa está directamente relacionada con la precipitación e inversamente relacionada con la temperatura durante el día. Entre el año 2000 – 2005 se registró una humedad relativa promedio anual máxima de 76% para el año 2003 y una mínima de 70% para el 2001 de acuerdo a la tabla 2.1.3.

Para tal período, el promedio mensual máximo se da en los meses de septiembre y octubre con un 84% y un mínimo en el mes de febrero con un 60%.

Año/Mes	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Anual
2000	65	60	66	64	75	80	77	79	84	79	77	63	72
2001	62	57	61	60	71	74	74	76	82	79	72	67	70
2002	63	57	56	57	66	80	79	77	83	82	76	74	71
2003	65	62	66	67	76	87	82	82	85	87	81	67	76
2004	68	67	58	65	77	81	83	79	85	86	78	67	75
2005	58	57	70	65	80	86	81	83	85	89	74	70	75
Promedio	64	60	63	63	74	81	79	79	84	84	76	68	

Tabla 2.1.3: Valores de Humedad Relativa 2000 – 2005 del Municipio de San Miguel

HUMEDAD RELATIVA ANUAL

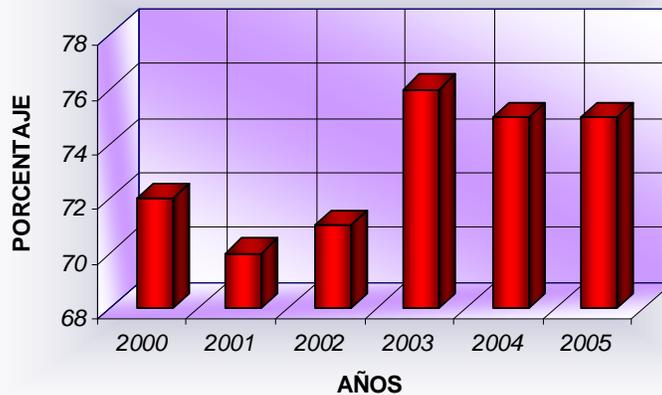


Figura 2.1.6: Humedad Relativa Anual

HIDROLOGÍA.

El municipio de San Miguel se encuentra ubicado dentro de la Cuenca del Río Grande de San Miguel, el cuál hace su recorrido en el sector oriente de la zona de estudio desembocando en la bahía de Jiquilisco en el departamento de Usulután y es el principal elemento hidrográfico, este mantiene flujo a lo largo de todo el año.

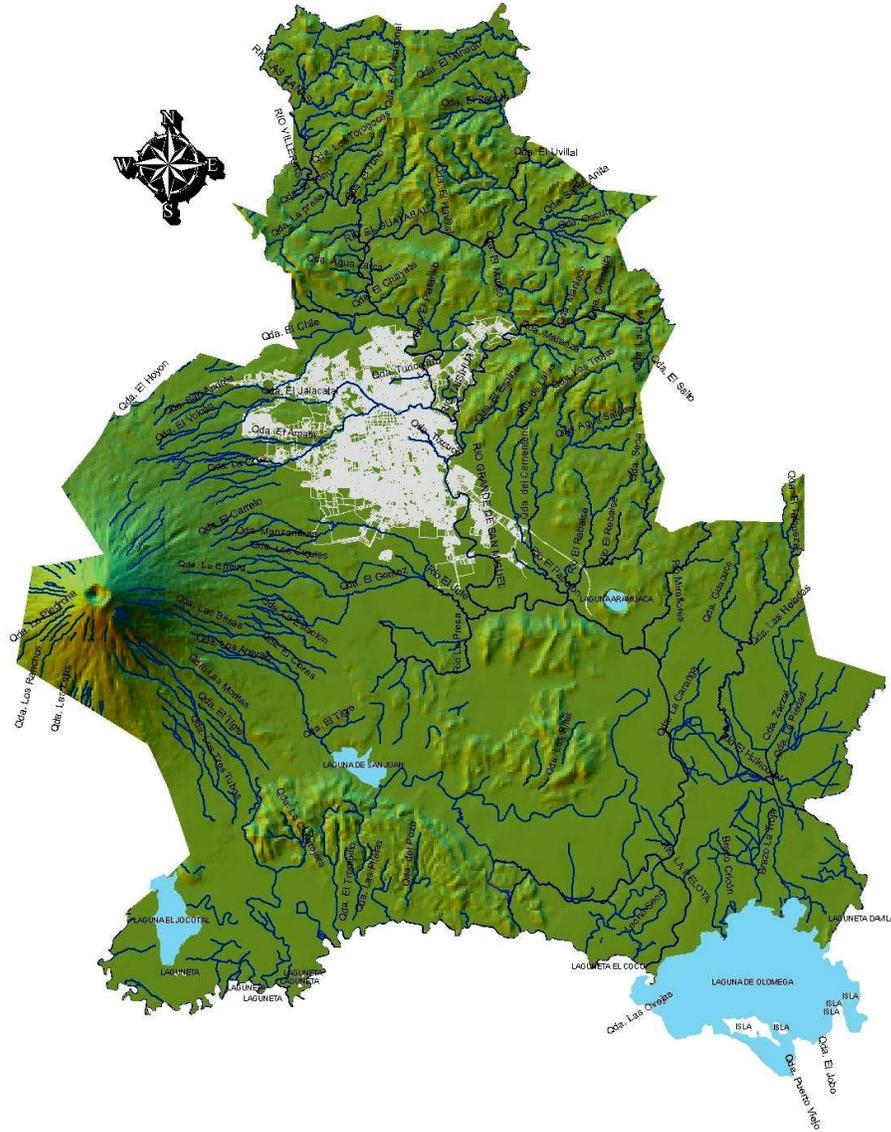


Figura 2.1.7: Hidrología del Municipio de San Miguel

Dentro del municipio de San Miguel se encuentran las lagunas de Olomega, que es la de mayor extensión; El Jocotal; laguna de San Juan y la laguna de Aramuaca. Existen numerosos ríos

que desembocan en el Río Grande de San Miguel, sirviendo de tributarios; dentro de los principales tenemos: el Río Villerías al norte del municipio, el Taisihuat al norte de la ciudad de San Miguel y el Río El Jute al sur.

La zona es atravesada de poniente a oriente por varias quebradas debido a la topografía determinada por el volcán Chaparrastique. Dichas quebradas son: El Desagüe y Tixcuco que desembocan directamente en el Río Grande de San Miguel. Las que nacen en el volcán y poseen un gran número de canales secundarios que las alimentan, estas son: El Jalacatal, El Amate y La Pradera entre las más importantes. Su caudal es prácticamente inexistente en época seca, pero en períodos de tormenta ayudan a evacuar la escorrentía de la zona.

2.1.5 Geología, Geomorfología y Suelos.

■ MARCO GEOLÓGICO.

Desde el punto de vista geológico, el territorio salvadoreño está formado por Rocas Volcánicas, las cuales cubren más de un 90% del país; Rocas sedimentarias marinas; Rocas sedimentarias de origen volcánico, formando generalmente pequeños depósitos de diatomita y lignitos; Rocas de carácter intrusivo tales como granitos, granodioritas, monzonitas y dioritas. Todas estas rocas hacen de El salvador un país de edad geológica relativamente joven.

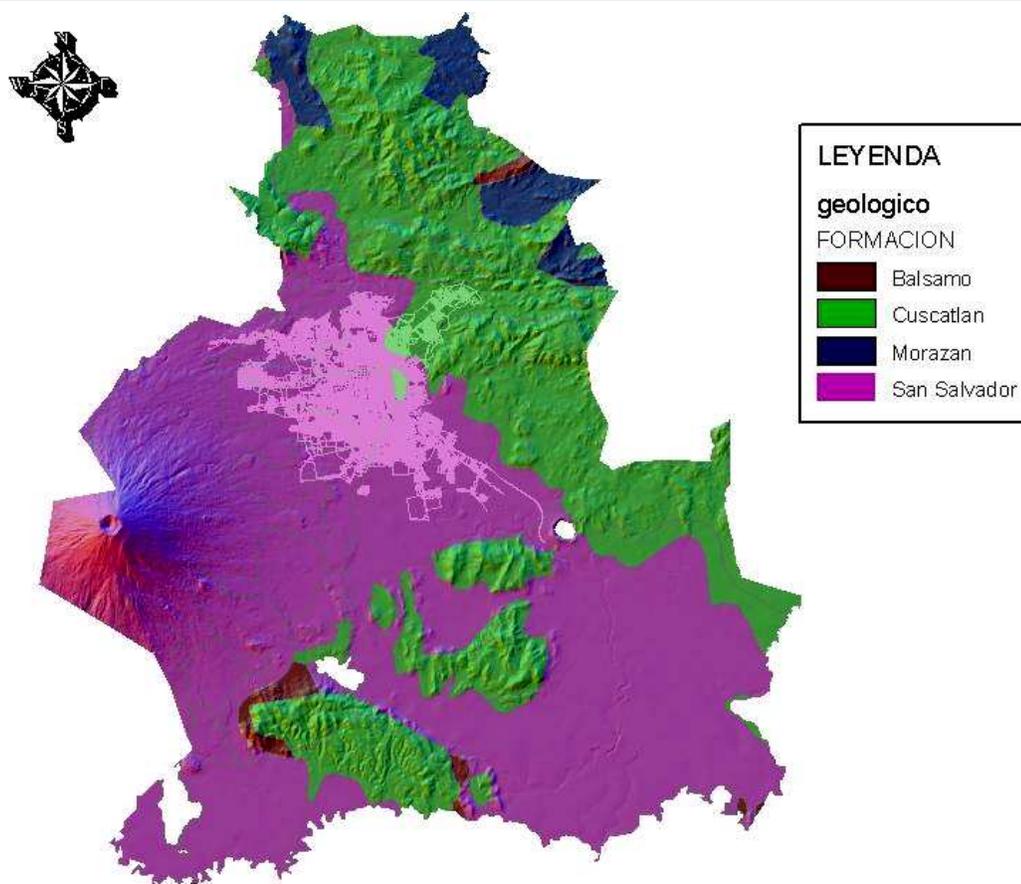


Figura 2.1.8: Formaciones Geológicas del Municipio de San Miguel.

En el municipio de San Miguel se distinguen dos formaciones geológicas bien diferenciadas como se puede apreciar en el mapa de formaciones, las formaciones de: San Salvador y Cuscatlán.

La formación Cuscatlán la cual es la más antigua, de la edad pliocénica, formada por estratos de tobas de granulometría fina a gruesa, alternando con algunos flujos de lavas andesíticas y lavas basálticas las cuales afloran al norte, nororiente y oriente de la ciudad de San Miguel.

La formación San Salvador, la más reciente, cuya edad va del pleistoceno hasta el cuaternario reciente, está constituida por Piroclastos sueltos intercalados con flujos de lavas, los que se han originado como consecuencia de las erupciones del Volcán Chaparrastique. Todos estos materiales afloran al poniente, norponiente y surponiente de la Ciudad de San Miguel, desde el cono del Volcán de San Miguel.

La geología predominante en la zona de estudio como se puede notar en el mapa geológico la conforman rocas piroclásticas ácidas, epioclásticas volcánicas, tobas ardientes y fundidas, además de Aluviones con intercalaciones de piroclásticos en las riberas del Río Grande de San Miguel a lo largo de la Ciudad. Al poniente de la Ciudad, exactamente en las faldas del volcán Chaparrastique predominan las efusivas andesíticas y basálticas, y piroclásticas.

Dentro de la descripción tectónica cabe mencionar que en el casco urbano de la Ciudad de San Miguel no se encuentra ninguna falla tectónica de importancia, ya que están en las afueras de la Ciudad, específicamente en zonas montañosas. Tales fallas son las siguientes: Al Norte se encuentran fallas con orientación NW y NE, ubicadas a la altura del cerro Obrajuelo, Cantón Agua Zarca y Mayucaquín; al Noroeste del volcán de San Miguel tenemos fallas de orientación NW y NE; al Oriente, en Las Delicias y Portillo Blanco se ubica una cantidad importante de fallas pequeñas con orientación predominante de NE–SW y WE; al Sur de la ciudad a la altura del cerro El Duende, cerro Piche, Cantora y El Delirio se encuentran fallas de orientación N-S y N-E.

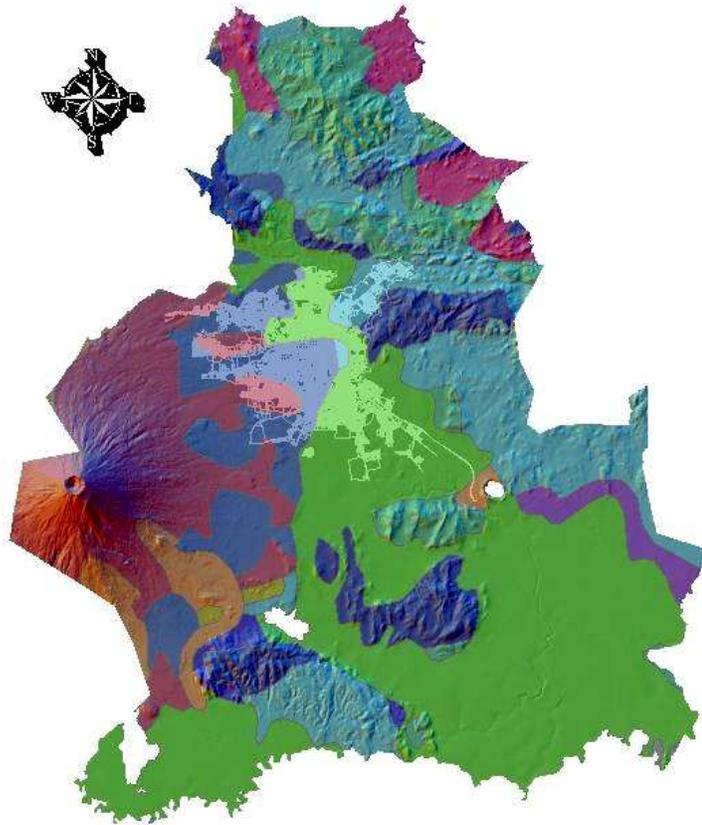


Figura 2.1.9: Geología del Municipio de San Miguel.

Leyenda

geológico

DESCRIPCIO

	piroclastitas acidas, epiclastitas volcanicas, tobas ardientes y fundidas; efusivas andesiticas
	piroclastitas acidas, epiclastitas volcanicas, tobas ardientes y fundidas, edad de Chalatenango localmente
	piroclastitas acidas, epiclastitas volcanicas, tobas ardientes y fundidas
	piroclastitas acidas, epiclastitas volcanicas con tobas ardientes y fundidas; efusivas acidas intercaladas
	piroclastitas acidas, epiclastitas volcanicas (tobas color cafe); efusivas acidas
	piroclastitas acidas, epiclastitas volcanicas (tobas color cafe)
	efusivas basicas-intermedias hasta intermedias-acidas, piroclastitas, epiclastitas volcanicas. Alteracion regional por influencia hidroterma
	efusivas basalticas
	efusivas andesiticas-basalticas
	efusivas andesiticas, piroclastitas, epiclastitas volcanicas subordinadas
	efusivas andesiticas y basalticas: piroclastitas
	efusivas acidas e intermedias-acidas
	aluviones, localmente con intercalaciones de piroclastitas

MARCO GEOMORFOLÓGICO.

El municipio de San Miguel, específicamente su zona urbana se encuentra ubicada dentro del valle fluvial o cuenca del Río Grande de San Miguel. De acuerdo con las características descritas anteriormente, se puede decir que el tipo de relieve en la zona es de tipo Volcánico.

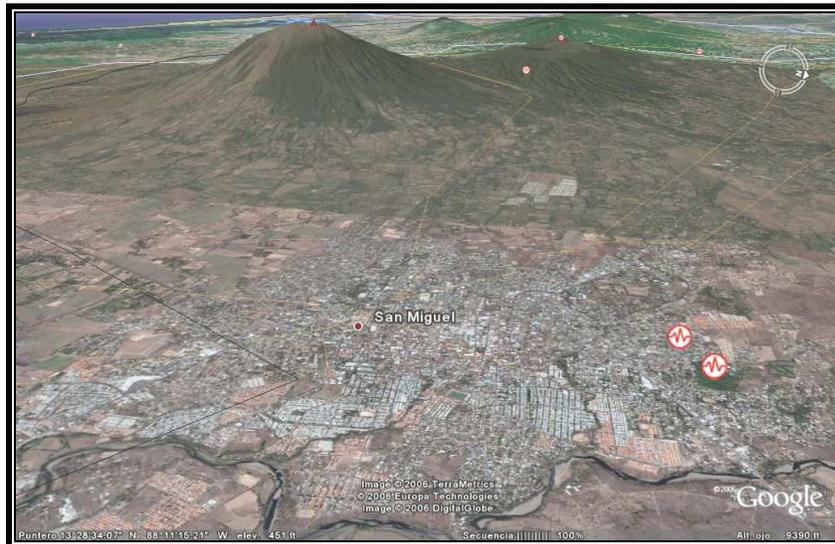


Figura 2.1.10: Forma del relieve en la Ciudad de San Miguel

Al suroeste de la Ciudad se encuentra el volcán de San Miguel, que está ubicado a 11 Km. de la misma. Este volcán está formado por las estribaciones de la Sierra Tecapa – Chinameca, sin embargo, su cono es uno de los más importantes de Centroamérica y mejor formados de El Salvador, ya que se levanta aislado de la sierra que lo forma. Su elevación es de 2130 m.s.n.m. Las zonas media y baja de la cuenca del Río Grande de San Miguel son planicies propensas a inundación. El casco urbano de San Miguel no es la excepción, anualmente grandes cantidades de agua proveniente de las zonas altas son depositadas en las parte bajas de la ciudad provocando inundación, al no encontrar una pendiente que favorezca su drenaje.

El drenaje que posee el área de estudio es de tipo dendrítico, aunque en las faldas del Volcán Chaparrastique es de tipo radial. Se puede deducir entonces que el principal agente geomórfico de la zona al igual que en todo el país es el agua; principalmente la que corre en y hacia los ríos, ya que ha contribuido en mayor intensidad a introducir cambios en el relieve terrestre de nuestro país. Este tipo de erosión llamada hídrica contrasta en sus efectos con la erosión eólica, que en El Salvador desempeña una actividad menor limitada más que todo a aquellas zonas escasas o desprovistas de vegetación.

■ SUELOS.

Los tipos de suelo predominante en el municipio de San Miguel de acuerdo al mapa pedológico lo representan:

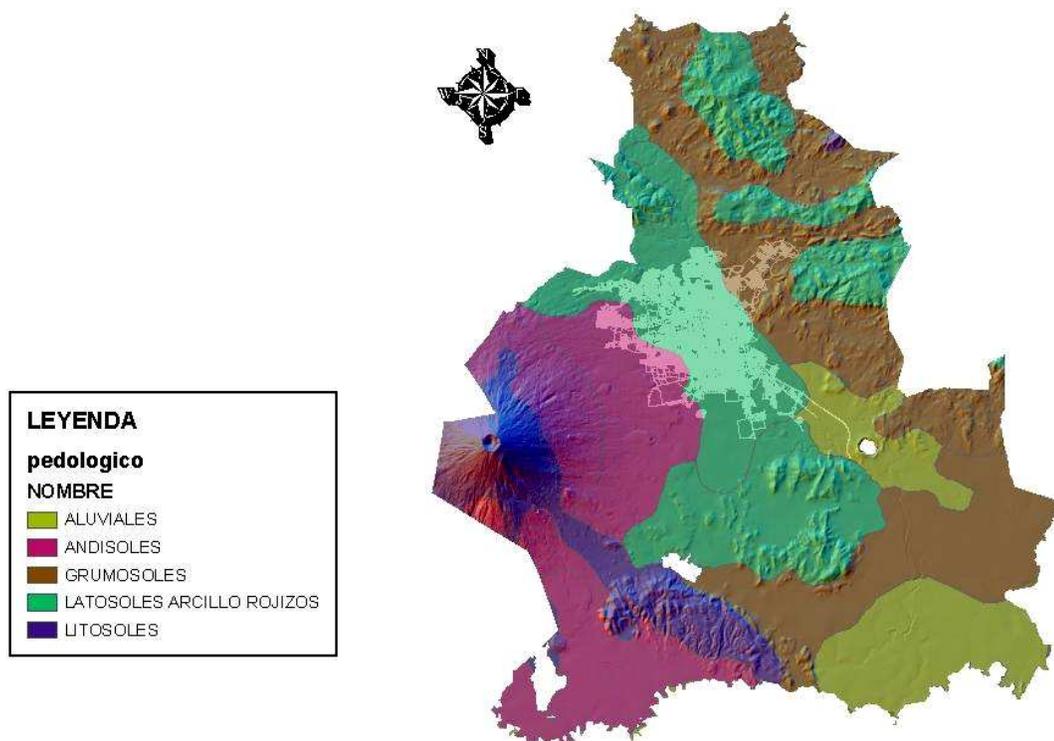


Figura 2.1.11: tipos de suelo para el Municipio de San Miguel.

Latosol Arcillo Rojizo, (llamado Alfisoles y Molisoles). Estos suelos cubren la mayor extensión dentro de la Ciudad de San Miguel; como su nombre lo indica se reconocen por su color rojo con algunas variaciones en su tonalidad y por su textura arcillosa. Cuando han estado algo protegidos de la erosión, poseen un horizonte superficial de color café rojizo oscuro, de poco espesor (20 cms), y poseen textura franco-arcillosa con estructura de bloque pequeños, descansando sobre subsuelos rojizos o café rojizos, de textura arcillosa, con estructura fuerte en bloques o prismática de tamaño grande.

Andisoles (llamados Andepts), ubicados al poniente de la ciudad en las faldas del volcán de San Miguel. Estos suelos se han desarrollado de materiales piroclásticos (cenizas volcánicas). Se encuentran en la región del volcanismo reciente, principalmente en las faldas y tierras altas de los volcanes y macizos volcánicos. Además, éstos poseen un horizonte superficial con alto contenido de materia orgánica; en algunos casos pueden mostrar horizontes en el subsuelo con desarrollo incipiente, de color pardo rojizo y textura más fina. Tienen características muy particulares como alta capacidad de retención de humedad, baja densidad, sensación jabonosa o de talco al tacto.

Suelos esqueléticos o Litosoles que se localizan en la parte alta del volcán de San Miguel; estos en muchos casos son suelos que han estado sujetos a severa erosión. También comprende esta clase aquellas áreas en las cuales los suelos inician su formación, a partir de la desintegración o intemperización de la roca.

Grumosoles, (llamados también Vertisoles), son encontrados en menor cantidad al nororiente de la Ciudad. Estos son suelos arcillosos muy pesados, muy plásticos y muy pegajosos cuando están mojados y muy duros cuando están secos. Tienen gran poder de expansión cuando se humedecen y de gran contracción cuando se secan, condición que provoca la rajadura de los mismos. Son de color negro en la superficie y grises en el subsuelo. A pesar de su color oscuro son de moderado contenido de materia orgánica que se supondría alta, debido a su color, pero esto es debido a una interacción de arcilla humus o una formación orgánico mineral.

2.2 EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL”.

2.2.1 Antecedentes.

En este apartado se abordan las investigaciones realizadas que tengan relación con el “Acuífero San Miguel”, del cual se extrae agua para la Ciudad. El conocimiento del recurso del agua subterránea en términos de cantidad, calidad y disponibilidad para el municipio de San Miguel; resulta indispensable para el desarrollo, uso adecuado y sostenible del mismo. Por lo cual es importante contar con estudios o investigaciones que hablen sobre ello, sobre todo del área de estudio; entre los cuales podemos mencionar:

- El tomo “*Diagnóstico sectorial del plan de ordenamiento ambiental*”, el cual corresponde al Plan Maestro de Desarrollo Urbano (PLAMADUR).

Este contiene estudios realizados, resultados, conclusiones y recomendaciones de un diagnóstico que determina que la ciudad de San Miguel esta rodeada por otros dos acuíferos que son: acuífero El Jute y acuífero San Esteban; aparte del que se abastece la ciudad llamado acuífero San Miguel.

- La tesis “*Estudio Hidro-Ambiental de las zonas de recarga hídrica de la ciudad de San Miguel*”.

La cual fue realizada en el año del 2004; en dicho estudio se proporciona información sobre la disponibilidad del agua actual y futura para la ciudad de San Miguel mediante un diagnóstico realizado al acuífero que abastece al lugar antes mencionado.

- Recopilación de información de pozos perforados por ANDA, de la cual se obtienen características litológicas de los acuíferos, caudales de bombeo e información de consumos y demandas.

2.2.2 Marco Normativo.

La razón por la que se incluye también la normativa de aguas superficiales es porque la escasez y contaminación de dichas aguas tiene un impacto negativo en las aguas subterráneas, por lo tanto ambas tienen importancia.

La normativa nacional existente respecto al recurso hídrico es abundante, pero a la vez dispersa en cuanto a la asignación sectorial y/o regional del agua. En términos generales, responde

a visiones unilaterales para problemas específicos y sectoriales. Estamos ante una legislación sin marco global o general, un ejemplo de ello es que la actual normativa no ha definido una autoridad específica que asuma funciones básicas de medición de los recursos hídricos o la protección de los cauces naturales.

El hecho que hayan varias entidades que deben cumplir diversas funciones relacionadas con la gestión del agua, junto a la diversidad y excesiva legislación, ya constituye un grave problema para su necesaria gestión integrada; puesto que se generan duplicidades, vacíos, y conflictos de roles, jurisdicciones, usos e intereses de las instituciones dadas las facultades que le asignan sus normativas particulares y dispersas.

A continuación se presenta una síntesis de la legislación relevante y las instituciones asociadas a su cumplimiento, como muestra de la dispersión del marco normativo y de la dificultad inherente en este escenario para levantar una base de datos e indicadores básicos sobre el recurso.

A) LA CONSTITUCIÓN DE LA REPUBLICA.

Ninguna de las constituciones de El Salvador anteriores a la promulgada en 1,950 contenía disposiciones sobre los recursos hídricos superficiales y subterráneos, la actual si tiene disposiciones relativas a las aguas.

En los artículos 84, 103 y 106 hace referencia a que El salvador ejerce soberanía sobre el territorio y jurisdicción sobre el mar, el sub suelo y el lecho marino. Además establece entre los motivos de expropiación por causa de utilidad pública, el objetivo de aprovisionamiento de agua.

B) LEY DE MEDIO AMBIENTE.

Es la legislación mas reciente relativa al agua, la cual otorga competencia en la prevención y control de la contaminación al Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales junto al Ministerio de Salud Pública.

Determina la protección del recurso hídrico como lo dispone en el artículo 48, a través de promover el manejo integrado de cuencas hidrográficas; además en el articulo 49 delega que el Ministerio de Medio Ambiente será el responsable de supervisar la disponibilidad y la calidad del agua. Además en el artículo 71 que el ministerio será el encargado de identificar las zonas de recarga acuífera y promover acciones que busquen su protección.

C) LEY DE RIEGO Y AVENAMIENTO.

La finalidad primordial de esta ley era el incremento de la producción y la actividad agropecuaria mediante la utilización racional de los recursos agua y tierra. Es así como regula importantes aspectos sobre conservación, aprovechamiento y distribución de los recursos hídricos del país. La autoridad de aplicación es el Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG).

En los artículos del 20 al 28 se refiere a las aguas subterráneas, en ellos se establecen las disposiciones en cuanto a la investigación, extracción, protección y aprovechamiento de dichas aguas.

**D) LEY DE LA ADMINISTRACIÓN NACIONAL DE ACUEDUCTOS Y
ALCANTARILLADOS (ANDA).**

En esta ley en su artículo 70 dice que ANDA como institución tiene la potestad de regular toda extracción de agua en el país. Asimismo goza de preferencia para utilizar cualquier cuerpo de agua. Además en el artículo 71 se establece que esta institución puede recurrir ante la autoridad competente para que se suspendan o cancelen las concesiones, permisos de uso o aprovechamiento de aguas o recursos de propiedad nacional o privada, que se consideren necesarios para el abastecimiento de agua.

E) LEY SOBRE GESTION INTEGRADA DE LOS RECURSOS HIDRICOS.

Esta ley creo la Oficina Especializada del Agua a la cual le encomendaba elaborar el plan de desarrollo y aprovechamiento de los recursos hídricos; el cual debe comprender las aguas continentales, superficiales y subterráneas; las aguas marítimas intermedias y el aprovechamiento de de las cuencas hidrográficas compartidas. Todo esto con el fin de coordinar la ejecución y evaluación de los resultados del plan con las demás instituciones usuarias del agua, para lograr un uso múltiple, armónico y coordinado del recurso y poder dictar normas técnicas del uso de las aguas.

F) LEY FORESTAL.

Esta ley habla más que todo sobre la forestación y reforestación la cual dice es obligatorio en terrenos correspondientes a cuencas de alimentación, manantiales, corrientes, pozos y otras que provean de agua a la población, es decir las zonas de recarga hídrica.

G) CODIGO CIVIL.

Este código hace una división de las aguas en la siguiente forma: aguas de uso común a todos, aguas nacionales de uso público, aguas de dominio privado, aguas del dominio de nadie. En cuanto a las aguas superficiales entran en la categoría de aguas nacionales de uso público, es decir que pertenecen al estado.

H) CODIGO PENAL.

Este código sanciona el envenenamiento, la contaminación, la adulteración y la corrupción de las aguas destinadas al uso público; en el artículo 225 con prisión de cuatro a ocho años. Debido a que pone en peligro la salud o calidad de vida de las personas y el equilibrio de los sistemas ecológicos.

I) CODIGO DE SALUD.

Este código también da un aporte en cuanto a la protección del recurso hídrico, pues en el artic. 67 se habla sobre el control de vertidos a quebradas, ríos, lagos, etc. De cumplirse esta disposición se evitaría la contaminación de las aguas superficiales y por consiguiente no llegara agua contaminada a los mantos freáticos; algo que en la ciudad de San Miguel no se cumple ya que las aguas negras de urbanizaciones son tiradas a quebradas o ríos, como consecuencia esto traerá que el agua subterránea disponible cada vez sea menos apta para el consumo humano.

J) CÓDIGO MUNICIPAL.

En este se establece que el concejo municipal esta obligado a contribuir a la preservación de los recursos naturales, promulgando ordenanzas que sirvan para la protección del recurso hídrico en el municipio.

También se establece que es competencia de los ellos la elaboración, aprobación y ejecución de sus propios planes locales de desarrollo urbano y rural de la localidad; es decir dar permisos para la construcción de urbanizaciones. Esto merece atención especial, ya que fuera bueno que las municipalidades no otorgaran permisos de construir en aquellos lugares donde se afecte la infiltración de agua hacia el sub suelo; pues esto trae como consecuencia la no recarga de los acuíferos y por consiguiente la escasez de agua.

2.3 LAS INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL.

2.3.1 Antecedentes.

En la búsqueda de estudios históricos sobre inundaciones en la ciudad de San Miguel cabe mencionar que no existe una información referente al caso, solo se encuentran estudios referidos a los efectos que provocan las crecidas del Río Grande y ampliaciones del sistema de drenaje pluvial en general. A continuación se presentan algunos estudios que se han elaborado:

- El Plan Maestro de Desarrollo Urbano de la ciudad de San Miguel (PLAMADUR), realizado en el año 1,996 por el consorcio PADCO – ESCO; donde cabe resaltar los tomos referentes a: *“Diagnóstico Sectorial del Plan de Ordenamiento Territorial y el Diagnóstico Sectorial de Plan de Ordenamiento Ambiental”*.
- *“Control Integral de Crecidas en el Río Grande de San Miguel”*, fue realizado en el año de 1,997 por la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA).
- *“Inundaciones en Centro América y Amenazas de Inundaciones en El Salvador”*, estudio realizado por el Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET), se proporciona un mapa de El Salvador donde se identifican las áreas que habitualmente sufren inundaciones.
- La tesis *“Identificación y Evaluación de Escorrentía Superficiales que Generan Sectores de Inundación de Alto Riesgo en la Zona Urbana de la Ciudad de San Miguel”*, esta fue realizada en el año 2004; en este estudio se identifican los sectores de la ciudad donde se producen inundaciones debido a las precipitaciones en época de invierno, además se proporciona una evaluación de los distintos sitios críticos de inundación.

2.3.2 Marco Normativo.

La Alcaldía Municipal de San Miguel debido a la descentralización que ha venido efectuando el Gobierno de El Salvador en estos últimos años es la encargada de desarrollar un plan de mantenimiento, reparación e incremento en la cobertura de los servicios de Alcantarillado Pluvial, función que hasta el momento no ha podido realizar por no contar con la capacidad económica. Al respecto la Alcaldía es el ente estatal encargado de que se aplique el Reglamento a la ley de Urbanismo y Construcciones en lo relativo a Urbanizaciones Habitacionales y Parcelaciones y principalmente en lo que respecta al Alcantarillado Pluvial y zonas verdes.

Las normas relacionadas con la problemática de las inundaciones por aguas lluvias debido a la deficiencia en el sistema de drenaje pluvial son:

A) LEY DEL MEDIO AMBIENTE.

En el artículo 12 habla sobre la incorporación de la dimensión ambiental en los planes de desarrollo y ordenamiento del territorio. En el artículo 14 dice que para incorporar dicha dimensión es necesario tomar en cuenta criterios como; el equilibrio que debe existir entre asentamientos humanos, actividades de desarrollo, factores demográficos y medidas de conservación del medio ambiente.

En el artículo 75 comenta sobre el manejo de los suelos y ecosistemas terrestres. Establece que el uso de estos deberá ser compatible con su vocación natural y capacidad productiva sin alterar su equilibrio; y que deberán evitarse las prácticas que provoquen la erosión, la degradación de los suelos o la modificación de sus características topográficas y geomorfológicas.

B) CODIGO CIVIL.

En el artículo 880 de este código establece que ninguna persona puede verter sus aguas lluvias de el techo hacia un predio que no sea el suyo, a menos que cuente con la voluntad de la otra persona. Pues podría provocar una inundación en ese lugar.

C) LEY FORESTAL.

El artículo 158 comenta sobre la protección de cuencas hidrográficas, sobretodo en las partes altas. En el artículo 164 establece que la forestación y reforestación es obligatoria en terrenos en los que se originen torrentes que causen o puedan causar inundaciones en otros lugares

D) LEY DE URBANISMO Y CONSTRUCCION.

En dicha ley se establece que la elaboración, aprobación y ejecución de planes de Desarrollo Urbano y Rural de la localidad; corresponde al respectivo Municipio, los que deberán enmarcarse dentro de los planes de Desarrollo Regional o Nacional de Vivienda.

Y cuando los municipios no cuenten con sus propios planes de Desarrollo Local y Ordenanzas Municipales respectivas, se deberá solicitar la aprobación correspondiente al Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano.

2.4 GENERALIDADES DE RECARGA ARTIFICIAL DE ACUÍFEROS EN EL SALVADOR.

2.4.1 Antecedentes.

La recarga artificial de acuíferos se ha configurado en los últimos años como una herramienta de gestión hídrica económica y de gran efectividad; resultando una actividad de primer orden en varios países del mundo.

En El Salvador esta técnica no es utilizada hasta el momento, quizá la principal causa sea el desconocimiento generalizado acerca de ella. Para que la recarga artificial de acuíferos pueda ser empleada debería ser conocida por todos los sectores implicados e interesados, es decir, por toda la población. Es aquí donde la educación ambiental se presenta como una herramienta valiosa para conseguir un mayor grado de información y conocimiento, así como una estrategia para construir una sociedad formada por personas con los conocimientos y actitudes necesarias para adoptar posiciones críticas y participativas respecto a la conservación de los recursos naturales y a la calidad de vida. En el país con lo que se cuenta es con unos escasos estudios realizados sobre este tema, los cuales se mencionan a continuación:

- Tesis “*Estudio de factibilidad de recarga artificial del acuífero que abastece a la ciudad de Apopa*”, el cual fue realizado en 1,978.

En dicho estudio se plantea el determinar una alternativa de solución para la recarga artificial de un acuífero, teniendo en cuenta sus características y propiedades.

- “*Programa inicial para evaluar la factibilidad de recarga artificial mediante pozos de infiltración en el área metropolitana de San Salvador*”, dicho estudio fue realizado en 1,991 para el Ministerio de Obras Públicas por la empresa EYCO Ingenieros Consultores S.A.
- “*Propuesta de sistema de recarga artificial para el proyecto Boulevard Diego de Holguín tramo I*”, surge como una respuesta de mitigación a la zona, por la cantidad de árboles que se talaron para la construcción de este Boulevard; y de llevarse acabo sería uno de los primeros proyectos en aplicar esta técnica en El Salvador.

En El Salvador son pocos los antecedentes respecto a este tema pero a nivel mundial son muchas las experiencias realizadas, de las cuales se hace una descripción a continuación:

Experiencias en América.

Estados Unidos. En este país se ha puesto en marcha numerosos proyectos de recarga artificial, aunque los objetivos de los mismos se encaminan más hacia el suministro de agua para la industria y la agricultura que para el consumo humano. Las exigencias ambientales de la Legislación de este país son muy estrictas en cuanto a los parámetros de calidad de las aguas que se van a utilizar en la operación de recarga.

México. Debido al alto crecimiento urbano las fuentes de abastecimiento de agua potable se están agotando, por lo tanto los acuíferos están siendo sobreexplotados; es por ello que se ha implementado un sistema de recarga artificial mediante la captación del agua de lluvia en pozos de infiltración. Además en pequeñas aldeas situadas en los valles se han construido zanjas de infiltración en las partes mas altas de estas poblaciones para que el caudal originado por la lluvia se infiltre en el subsuelo evitando así que las aldeas de las partes bajas se inunden.

Chile. En este país las experiencias que tienen que ver con el tema ubican como la función principal de estos sistemas de infiltración, el mitigar temporalmente los efectos de las inundaciones en urbanizaciones pequeñas en las que no existe un adecuado drenaje de las aguas lluvias, o que no existen colectores o estos se ven sobrepasados por la intensidad de las aguas lluvias. Para dicha problemática en este país se han construido pozos de infiltración y además se están realizando investigaciones sobre otros sistemas que ayuden a mitigar este problema.

Paraguay. La recarga artificial ha resultado un método muy efectivo, pues se utiliza con el objetivo de almacenar agua dulce en acuíferos con aguas saladas a través de lagunas o estanques con fondos permeables; utilizando las aguas lluvias para que se infiltren en el sub suelo.

Experiencias en Europa.

En Europa se han ensayado distintos esquemas de recarga artificial desde 1,870 en Alemania. Desde entonces se han practicado diferentes alternativas en la mayoría de países de este continente. Algunas cifras sobre las experiencias acerca de este tema en estos países nos dicen que las aguas de recarga artificial representan un 45% del abastecimiento de agua potable en Hungría, un 16% en Alemania, 50% en Eslovaquia.

En España se realiza esta práctica pero tomando como agua de recarga la que esta en los cauces de los ríos; utilizando sistemas como balsas y zanjas de infiltración, sondeos de inyección y muchos otros.

Experiencias en otras partes del mundo.

En Israel existen proyectos que aprovechan aguas de inundaciones para recargar los acuíferos y evitarse problemas de falta de agua en los periodos de sequía.

Además en Japón se han hecho estudios sobre estos sistemas, para que se conviertan gradualmente en una parte integral de las medidas para la preservación del ciclo hidrológico en áreas urbanizadas.

En cada país, dependiendo de las fuentes de agua disponibles, se utiliza el método de recarga más apropiado para cada caso. Algunos de estos países ya tienen plantas operativas, mientras que en otros aún se está en fase de experiencias previas, pero en todos se considera a la recarga artificial como una fuente futura de suministro de agua a poblaciones.

2.4.2 Marco Normativo.

A continuación se presenta una propuesta de Decreto Municipal que se presentó a la Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador (OPAMSS) por parte de una consultoría para ser evaluada (**ver Anexo 1**). Se sugiere el análisis de esta reglamentación a los fines de su incorporación en los planes de desarrollo urbano y ambiental en la ciudad de San Miguel, ya que en el país no se cuenta con una normativa respecto a este tema. Esta propuesta se basa en la estandarización de elementos básicos para la reglamentación, que son:

- Tipos alternativos de dispositivo a considerar según las características de la superficie drenada;
- Volumen de detención (o almacenamiento) necesario para el mantenimiento de condiciones aceptables;
- Tiempo de retorno a considerar en el proyecto y la verificación del dispositivo;
- Porcentaje del escurrimiento superficial asociado a la parcela inicial de la lluvia cuya infiltración debe ser evitada por su alta carga contaminante.

A decorative graphic featuring a black crosshair on a white background. The crosshair is centered around a blue water drop shape. The water drop is filled with a blue sky and white clouds. The text 'CAPITULO' is written in white, bold, uppercase letters on a blue rectangular background with rounded corners, positioned above the water drop. The text 'MARCO TEORICO' is written in white, bold, uppercase letters on a larger blue rectangular background with rounded corners, positioned to the left of the water drop. The text 'III' is written in white, bold, uppercase letters on the water drop itself.

CAPITULO

MARCO TEORICO

III

3.1 HIDROLOGIA

Es la ciencia geográfica que se dedica al estudio de la distribución, espacial y temporal, y las propiedades del agua presente en la atmósfera y en la corteza terrestre. Esto incluye las precipitaciones, la escorrentía, la humedad del suelo, la evapotranspiración y el equilibrio de las masas glaciares. Por otra parte el estudio de las aguas subterráneas corresponde a la Hidrogeología

La circulación de las masas de agua en el planeta son responsables del modelado de la corteza terrestre como queda de manifiesto en el ciclo geográfico. Esa influencia se manifiesta en función de la distribución de las masas de rocas coherentes y deleznales, y de las deformaciones que las han afectado, y son fundamentales en la definición de los diferentes relieves.

3.1.1 EL CICLO HIDROLOGICO

Se denomina Ciclo Hidrológico al movimiento general del agua, ascendente por evaporación y descendente primero por las precipitaciones y después en forma de escorrentía superficial y subterránea.

El ciclo hidrológico, se considera el concepto fundamental de la hidrología. De las muchas representaciones que se pueden hacer de él, la más ilustrativa es quizás la descriptiva (véase figura 3.1.1).

Como todo ciclo, el hidrológico no tiene ni principio ni fin; y su descripción puede comenzar en cualquier punto. El agua que se encuentra sobre la superficie terrestre o muy cerca de ella se evapora bajo el efecto de la radiación solar y el viento. El vapor de agua, que así se forma, se eleva y se transporta por la atmósfera en forma de nubes hasta que se condensa y cae hacia la tierra en forma de precipitación. Durante su trayecto hacia la superficie de la tierra, el agua precipitada puede volver a evaporarse o ser interceptada por las plantas o las construcciones, luego fluye por la superficie hasta las corrientes o se infiltra. El agua interceptada y una parte de la infiltrada y de la que corre por la superficie se evapora nuevamente. De la precipitación que llega a las corrientes, una parte se infiltra y otra llega hasta los océanos y otros grandes cuerpos de agua, como presas y lagos. Del agua infiltrada, una parte es absorbida por las plantas y posteriormente es transpirada, casi en su totalidad, hacia la atmósfera y otra parte fluye bajo la superficie de la tierra hacia las corrientes, el mar u otros cuerpos de agua, o bien hacia zonas profundas del suelo

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

(Percolación) para ser almacenada como agua subterránea y después aflorar en manantiales, ríos o el mar.

Estos procesos se pueden apreciar en la siguiente figura:

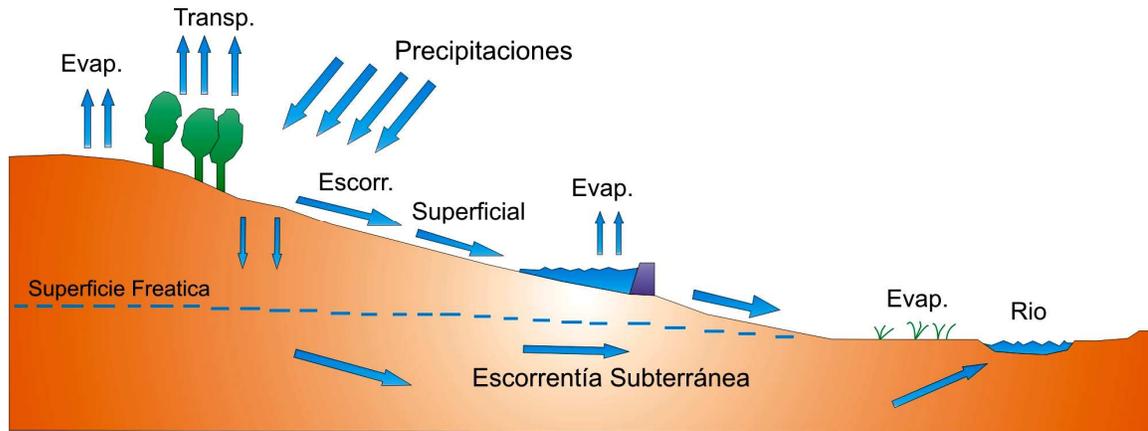


Figura 3.1.1 Fases del ciclo hidrológico

3.1.2 CUENCAS

CONCEPTOS GENERALES

Área de la superficie terrestre drenada por un único sistema fluvial. Sus límites están formados por las divisorias de aguas que la separan de zonas adyacentes pertenecientes a otras cuencas fluviales.

Las cuencas pueden considerarse como sistemas abiertos en los que es posible estudiar los procesos hidrológicos; se llama sistema abierto al conjunto de elementos y alteraciones interrelacionadas que intercambian energía y materia con las zonas circundantes.

Por este motivo, la cuenca representa la unidad fundamental empleada en hidrología, la ciencia que se ocupa del estudio de las diferentes aguas en el medio ambiente natural.

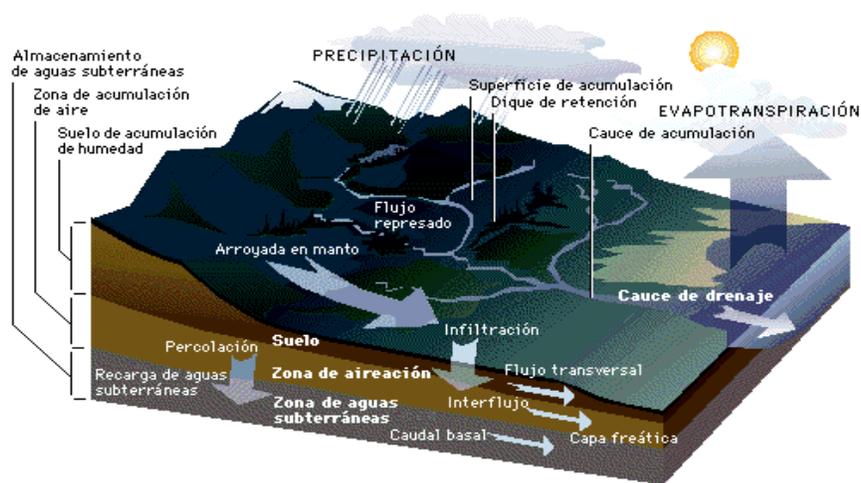


Figura 3.1.2 Cuenca

CUENCA HIDROGRÁFICA: Unidad natural definida por la existencia de la divisoria de las aguas en un territorio dado. Las cuencas hidrográficas son unidades morfológicas superficiales. Sus límites quedan establecidos por la divisoria geográfica principal de las aguas de las precipitaciones; también conocido como "parte aguas".

EL PARTE AGUAS: Teóricamente, es una línea imaginaria que une los puntos de máximo valor de altura relativa entre dos laderas adyacentes pero de exposición opuesta; desde la parte más alta de la cuenca hasta su punto de emisión, en la zona hipsométricamente más baja.

CUENCA HIDROLÓGICA: La definición de cuenca hidrológica es más integral que la de cuenca hidrográfica. Las cuencas hidrológicas son unidades morfológicas integrales y además de incluir todo el concepto de cuenca hidrográfica, abarcan en su contenido, toda la estructura hidrogeológica subterránea del acuífero como un todo.

PATRONES DE DRENAJE

Las corrientes fluviales tienden a formar cinco tipos diferentes de drenaje: dendrítico, rectangular, radial, centrípeto y en espaldera. Esta tipología resultante es fruto de la clase de suelo existente en el área de drenaje y de la erosión del mismo por la acción de los cursos fluviales. Así, el modelo dendrítico, caracterizado por la ramificación, se forma en áreas con rocas sedimentarias planas, mientras que las regiones con cumbres elevadas, como las volcánicas, tienen un drenaje de tipo radial. En ocasiones, el agua fluye hacia un valle profundo a causa del drenaje de tipo centrípeto, dando lugar a un lago, o erosiona zonas localizadas entre crestas y cordones montañosos, lo que origina valles encajonados, como sucede cuando el drenaje es en espaldera. Dichos patrones de drenaje antes mencionados se muestran con mayor detalle en la siguiente figura (fig 3.1.3):

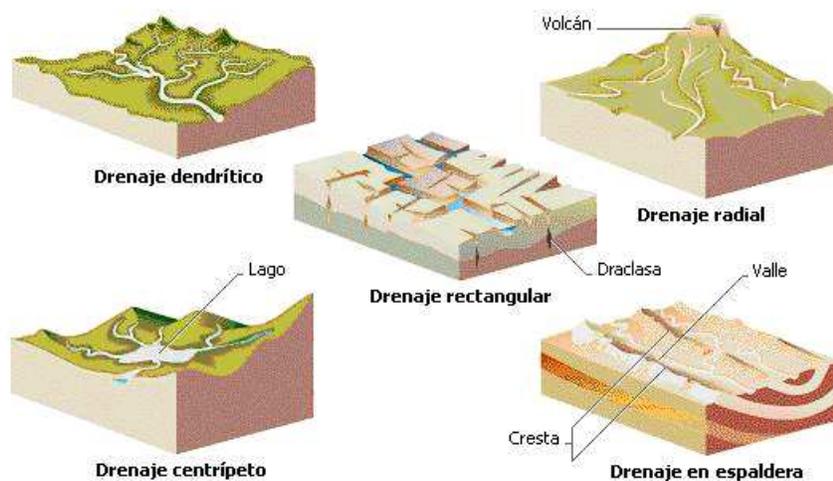


Figura 3.1.3 Patrones típicos de drenaje

MORFOMETRÍA DE LAS CUENCAS

Las características de una cuenca y de las corrientes que forman el sistema hidrográfico pueden representarse cuantitativamente mediante índices de la forma y relieve de la cuenca de la conexión con la red fluvial. Muchos de los índices son razones matemáticas, por lo que pueden utilizarse para caracterizar y comparar cuencas de diferentes tamaños.

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE UNA CUENCA

La cuenca posee dichas características se clasifican en dos tipos:

- Las que condicionan el volumen de escurrimiento como el área y tipo de suelo de la cuenca.
- Las que condicionan la velocidad de respuesta como el orden de corriente, la pendiente, sección transversal, etc.

Estas dependen de la morfología (relieve, forma, red de drenaje, etc), los tipos de suelos, la capa vegetal, la geología, las prácticas agrícolas, etc.

ÁREA Y PERÍMETRO DE LA CUENCA

Siguiendo el criterio de investigadores como Ven Te Chow se pueden definir como cuencas pequeñas aquellas con áreas menores a 250 Km^2 , mientras que las que poseen áreas mayores a los 2500 km^2 se clasifican dentro de las grandes cuencas.

Dentro de los métodos mas utilizados para medir estos parámetros tenemos:

- **Medición con Planímetro**
- **Medición con Curvímetro**
- **Digitalización y medición con sistemas de Diseño Gráfico Asistido por Computadora (CAD)**

PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA (SM)

Es una de las características hidrológicas más importantes de la cuenca ya que rige el drenaje, además esta relacionada con los procesos de infiltración, escorrentía, humedad del suelo, alimentación de cursos de agua, etc. El valor de la pendiente controla el tiempo de concentración que es de mucha importancia para conocer la magnitud de las avenidas.

Esta se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$S_m = \frac{(\sum L) * D}{A_c} (100\%) \quad \text{Ec. 3.1.1}$$

Donde:

S_m : Pendiente media (%)

$\sum L$: Sumatoria de todas las longitudes de las curvas de nivel (Kms.)

D : Intervalo entre dos curvas consecutivas (Kms.)

A_c : Area de la cuenca (Km²)

La pendiente del cauce principal de una cuenca se puede encontrar aplicando el criterio de TAYLOR y SCHWARZ de la siguiente manera:

En general, la pendiente de un tramo de río se considera como el desnivel entre los extremos del tramo, dividido por la longitud horizontal de dicho tramo, de manera que:

$$S = \frac{H}{L} \quad \text{Ec. 3.1.2}$$

Donde:

H : desnivel entre los extremos del tramo del cauce, en m;

L : longitud horizontal del tramo del cauce, en m;

S : pendiente del tramo del cauce.

Esta definición se aproxima al valor real de la pendiente cuando es reducida la longitud del tramo analizado.

Una forma más precisa que la anterior de aproximarse al valor real consiste en aplicar el criterio de Taylor y Schwarz, que considera al río formado por una serie de canales de pendiente uniforme, en los cuales el tiempo de recorrido del agua es igual al del río. Entonces, dividiendo al cauce principal del río en m tramos iguales tenemos:

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad \text{Ec. 3.1.3}$$

Donde:

S = pendiente del cauce en estudio;

m = número de segmentos iguales en los que se divide el cauce principal;

S1, S2,.....,Sm = pendiente de cada tramo.

CURVA HIPSOMÉTRICA

Es de interés conocer cómo se distribuye el área de una cuenca a distintos niveles topográficos, a fin de comparar características de almacenamiento y flujo entre cuencas.

Esto es posible a través de la curva hipsométrica. La curva puede ser obtenida midiendo las áreas entre curvas de nivel adyacentes.

La curva representa una distribución Área acumulada vs. Elevación.

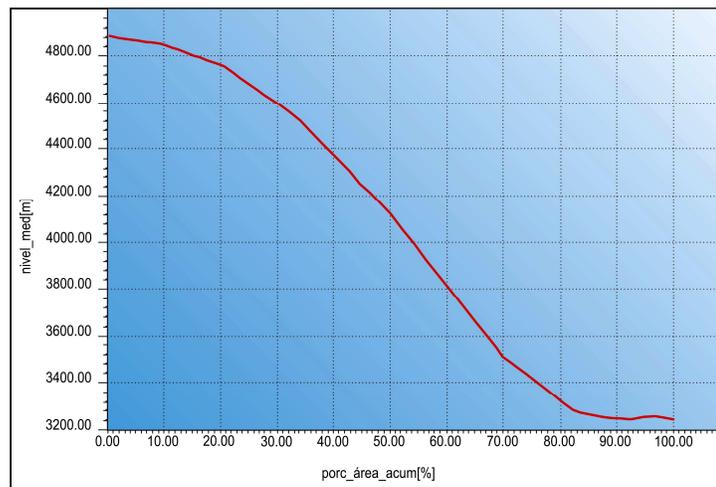


Figura 3.1.4 Curva hipsométrica

FORMA DE LA CUENCA

La forma superficial de las cuencas hidrográficas tiene interés por el tiempo que tarda en llegar el agua de los límites de la cuenca a la salida de la misma.

Índice de Gravelius o Coeficiente de Compacidad (Kc): Es la relación “Kc” existente entre el perímetro de la cuenca “P” y el perímetro de un círculo que tenga la misma superficie “A” que dicha cuenca:

$$A = \pi * r^2 \quad r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad \text{Ec. 3.1.4}$$

$$K_c = \frac{P}{2.\pi.r} = \frac{P}{2.\pi.\sqrt{\frac{A}{\pi}}}$$

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi.A}} = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{A}} \quad \text{Ec. 3.1.5}$$

El índice será mayor o igual a la unidad, de modo que cuanto más cercano a ella se encuentre más se aproximará su forma a la del círculo, en cuyo caso la cuenca tendrá mayores posibilidades de producir crecientes con mayores picos (caudales). Por otra parte “K” es un número adimensional independiente de la extensión de las cuencas.

Factor de Forma (Kf): Es la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la cuenca. La longitud axial se mide cuando se sigue el curso del agua más largo desde la desembocadura hasta la cabecera más distante de la cuenca.

El ancho medio (B) se obtiene cuando se divide el área por la longitud axial de la cuenca.

$$K_f = \frac{B}{L} \quad \text{Ec. 3.1.6}$$

$$B = \frac{A}{L} \quad \text{Ec. 3.1.7}$$

$$K_f = \frac{A}{L^2} \quad \text{Ec. 3.1.8}$$

Donde:

B: es el ancho medio en kms.

L: Longitud axial de la cuenca en kms.

A: Area de drenaje en km^2

Una cuenca con factor de forma bajo está menos sujeta a crecientes que otra del mismo tamaño, pero con mayor factor de forma.

SISTEMA DE DRENAJE

Está constituido por el río principal y sus tributarios.

Orden de las Corrientes de Agua: Refleja el grado de ramificación o bifurcación dentro de una cuenca.

- *Corrientes de Primer Orden:* Pequeños canales que no tiene tributarios.
- *Corrientes de Segundo Orden:* Cuando dos corrientes de primer orden se unen.
- *Corrientes de Tercer Orden:* Cuando dos corrientes de segundo orden se unen.
- *Corrientes de Orden $n+1$:* Cuando dos corrientes de orden n se unen.

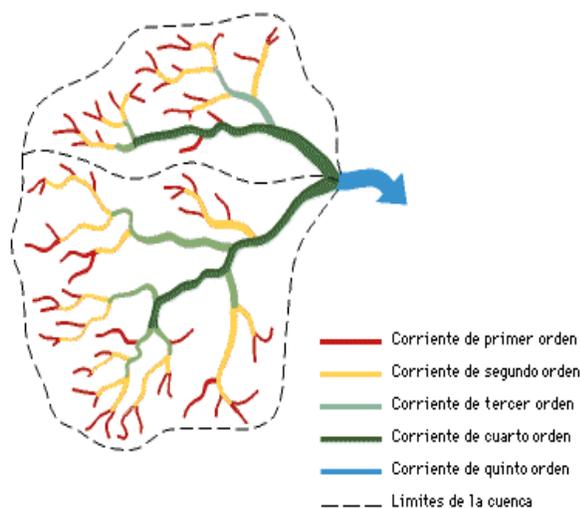


Figura .3.1.5 Sistemas de drenajes

DENSIDAD DE DRENAJE (DD): Es la relación entre la longitud total de todos los cursos de agua de la cuenca y su área total.

$$D_d = \frac{L}{A} \quad \text{en km / Km}^2 \quad \text{Ec. 3.1.9}$$

D_d usualmente toma valores entre 0.5 km/km² para cuencas con drenaje pobre hasta 3.5 km/km² para hoyas excepcionalmente bien drenadas.

3.1.3 PRECIPITACIÓN

Precipitación es cualquier agua meteórica recogida sobre la superficie terrestre. Esto incluye básicamente: lluvia, nieve y granizo. (También rocío y escarcha que en algunas regiones constituyen una parte pequeña pero apreciable de la precipitación total).

FORMACIÓN DE LAS PRECIPITACIONES

La formación de la precipitación impone la existencia de condensación dentro de la atmósfera debida al enfriamiento de ella. Esta condensación se facilita por la presencia en la atmósfera de partículas o moléculas, denominadas núcleos de condensación, entre los que destacan el polvo, las moléculas de cloruro sódico así como productos de la combustión del azufre y compuestos nitrosos.

En relación a su origen, pueden distinguirse los siguientes tipos:

- **Las Ciclónicas:** Son las provocadas por los frentes asociados a una borrasca o ciclón. La mayor parte del volumen de precipitación recogido en una cuenca se debe a este tipo de precipitaciones.
- **Las de Convección:** Se producen por el ascenso de bolsas de aire caliente; son las tormentas de verano.
- **Las Orográficas:** Se presentan cuando masas de aire húmedo son obligadas a ascender al encontrar una barrera montañosa.

MEDICIÓN DE LA PRECIPITACIÓN:

Dentro de los distintos métodos que sirven para medir la precipitación están:

- **Pluviómetros:** Un pluviómetro (ver fig 3.1.16 a) recoge el agua en una bureta de sección menor a la de la boca del pluviómetro. La lectura del agua recogida se efectúa una vez al día.
- **Pluviógrafos:** Un pluviógrafo clásico (fig. 3.1.6 b) funciona como un pluviómetro pero que registra la evolución de la precipitación con el tiempo, bien con tinta y papel, bien digitalmente.
- **Redes pluviométricas.** Cada país dispone de una red de pluviómetros y son estos datos los que se utilizan para cualquier estudio; raramente se instalan algunos para una investigación concreta.

Una red de pluviómetros debe estar adecuadamente diseñada, dependiendo del relieve, de la densidad de población, del interés para obras hidráulicas, previsión de avenidas, etc.



a)



b)

Figura 3.1.6 a) Pluviómetro; b) Pluviógrafo

CURVAS DE INTENSIDAD – DURACION - FRECUENCIA

Esto es importante para relacionar posteriormente las precipitaciones con los caudales generados en los cauces superficiales, por ejemplo para el diseño de obras públicas relacionadas con la escorrentía superficial.

Es más habitual la elaboración de este tipo de curvas después de ciertos cálculos estadísticos, dando lugar a una familia denominada "**Curvas IDF**" (ver Fig. 3.1.7). En este tipo de gráficos aparecen varias curvas intensidad-duración correspondientes a diversos periodos de retorno, por ejemplo: 10, 25, ... años.

Para una mejor lectura, es frecuente representar las curvas IDF en escalas logarítmicas. En la figura inferior aparecen las mismas curvas IDF del gráfico superior, pero en un gráfico logarítmico.

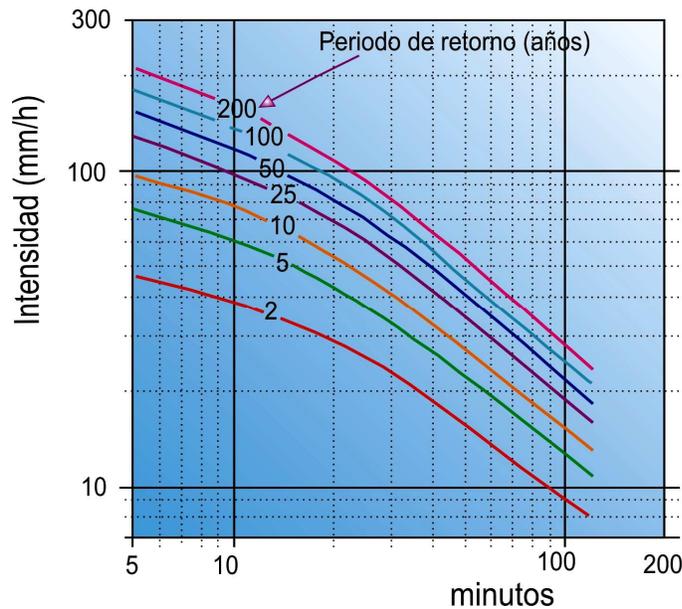


Figura 3.1.7 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia I.D.F.

CALCULO DE LA PLUVIOMETRÍA DE LA CUENCA

Normalmente la unidad de trabajo será una cuenca hidrológica, y los objetivos serán básicamente el cálculo de la *precipitación media* caída sobre la cuenca (o su equivalente: el *volumen total de agua recogido* en la cuenca) y, eventualmente, la *distribución espacial del fenómeno*, su variación en relación con alguna variable física de la cuenca.

Se utilizan dos procedimientos: El Mapa de Isoyetas y los Polígonos de Thiessen.

MAPA DE ISOYETAS:

Se trazan isolíneas que engloben puntos comprendidos en los intervalos elegidos. El valor de las isolíneas depende del periodo considerado y de la extensión de la zona de estudio; por ejemplo, para un mapa de isoyetas anuales podrían representarse isoyetas de 100 en 100 mm., aunque si se trata de un área sin grandes variaciones en la pluviosimetría, el intervalo debería ser menor.

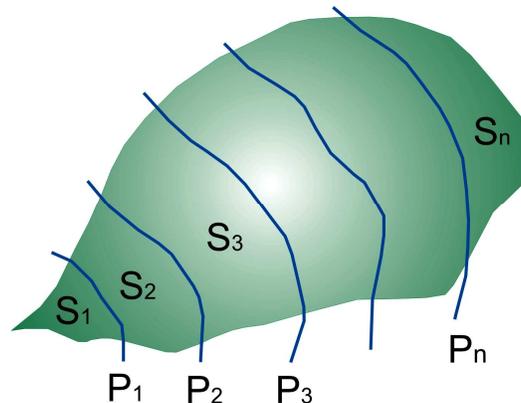


Figura 3.1.8. Curvas de Isoyetas

Para calcular la P media (P_m), basta calcular la media ponderada:

$$P_m = \frac{S_1 P_1' + S_2 \frac{P_1 + P_2}{2} + S_3 \frac{P_2 + P_3}{2} + \dots + S_n P_n'}{S_{total}} \quad \text{Ec. 3.1.10}$$

Los valores S_i son las superficies obtenidas planimetrando las franjas que quedan entre isoyetas, y P_i las precipitaciones asignadas a cada isoyeta (ver la Fig. 3.1.8). Las precipitaciones correspondientes a las dos franjas extremas (P_1' y P_n') se asignan a estima.

POLÍGONOS DE THIESSEN:

Cada estación pluviométrica se rodea de un polígono y se supone que todo el polígono recibe la misma precipitación que el punto central.

Para trazar los polígonos se trazan las mediatrices (perpendicular en el punto medio) de los segmentos que unen las diversas estaciones pluviométricas (ver fig. 3.1.9).

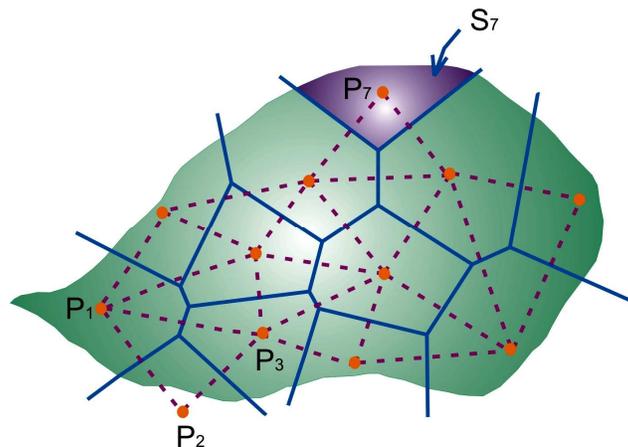


Figura 3.1.9 Polígono de Thiessen

Obtenemos las superficies de los polígonos (S_i), y la P media (P_m), se calcula con la media ponderada:

$$P_m = \frac{S_1 P_1 + S_2 P_2 + \dots + S_n P_n}{S_{total}} \quad \text{Ec. 3.1.11}$$

Tanto en esta fórmula como en la aplicada al mapa de isoyetas, el numerador corresponde al volumen de agua precipitado.

3.1.4 ESCORRENTIA SUPERFICIAL

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca. Las aguas que logran mantenerse en movimiento sobre la superficie se convierten entonces en aguas de escorrentía. El agua de escorrentía crea sistemas de desagüe o de drenaje; Dichos sistemas son un mecanismo de convergencia, donde los ríos más pequeños desembocan en ríos cada vez más grandes.

MEDICION DE CAUDALES:

AFORO:

Aforar una corriente significa determinar a través de mediciones el gasto que pasa por una sección dada.

Relación Sección-Velocidad:

Consiste básicamente en medir la velocidad en varios puntos de la sección transversal y después calcular el gasto por medio de la ecuación de continuidad.

Para determinar el gasto no es suficiente entonces medir la velocidad en un solo punto, sino que es necesario dividir la sección transversal del Cauce en varias sub-secciones llamadas *dovelas*.

El gasto que pasa por cada dovela es:

$$q_i = a_i v_{mi} \quad 3.1.12$$

Donde a_i es el área de la dovela i y v_{mi} es la velocidad media en la misma dovela.

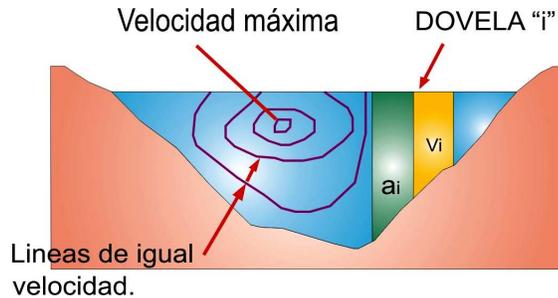


Figura 3.1.10 Sección de un río para medición de caudal

La velocidad media v_{mi} se puede tomar como la medida a una profundidad de $0.6 y_i$ aproximadamente. Donde y_i es el tirante medido al centro de la dovela cuando y_i no es muy grande; en caso contrario, conviene tomar al menos dos medidas a profundidades de $0.2 y_i$ y $0.8 y_i$, así la velocidad media es:

$$v_{mi} = \frac{v_{20} + v_{80}}{2} \quad \text{Ec. 3.1.13}$$

Donde v_{20} y v_{80} son las velocidades medidas a $0.2 y_i$ y $0.8 y_i$ respectivamente.

Cuando Y_i es muy grande puede ser necesario tomar tres o más lecturas de velocidad en la dovela. Es recomendable, además, medir la profundidad de cada dovela cada vez que se haga un aforo. Entonces, el gasto total será:

$$Q = \sum_{i=1}^n q_i \quad \text{Ec. 3.1.14}$$

Donde n es el número de dovelas.



Figura 3.1.11 Medición de velocidades con Molinete

Aforos químicos:

Su fundamento es el siguiente: Si arrojamos una sustancia de concentración conocida a un cauce, se diluye en la corriente, y aguas abajo tomamos muestras y las analizamos, cuanto mayor sea el caudal, más diluidas estarán las muestras analizadas.

Escalas limnimétricas:

Se trata de escalas graduadas en centímetros y firmemente sujetas en el suelo (ver fig. 3.1.12). En cauces muy abiertos suele ser necesario instalar varias de manera que sus escalas se sucedan correlativamente. Es necesario que un operario acuda cada día a tomar nota de la altura del agua.



Figura 3.1.12 Limnómetro

Limnígrafos:

Miden el nivel guardando un registro gráfico o digital del mismo a lo largo del tiempo (ver fig 3.1.13 b). El gráfico que proporcionan (altura del agua en función del tiempo) se denomina limnigrama. No solamente evitan la presencia diaria de un operario, sino que permiten apreciar la evolución del caudal dentro del intervalo de 24 horas.

Existen diversos tipos en que algún dispositivo colocado en el fondo mide la presión y la traduce en altura de columna de agua sobre él. Los equipos más modernos almacenan los datos digitalmente, para después pasarlos a un ordenador.

Aforo con vertedero:

Es otro método de medición de caudal, útil en corrientes pequeñas, donde no es posible introducir el molinete hidrométrico (ver fig. 3.1.13 a). El caudal es función de la altura de la lámina de agua sobre el vertedero, tomada antes de la depresión del nivel producida por la caída del agua.



a)



b)

Figura 3.1.13 a) Aforo con Vertedero b) Limnígrafo

3.1.5 RELACION PRECIPITACION – ESCORRENTIA

En el estudio de una cuenca real con datos reales es necesario utilizar un modelo en ordenador, en el que se introducen las características físicas de la cuenca. En otras ocasiones es posible abordar el problema manualmente. Muy esquemáticamente, las fases del proceso son:

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración t_c de una determinada cuenca hidrográfica es el tiempo necesario para que el caudal saliente se estabilice, cuando la ocurrencia de una precipitación con intensidad constante sobre toda la cuenca.

FORMULAS UTILIZADAS PARA CALCULAR EL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN:

■ Formula de Kirpich:

$$t_c = 0.00025 \frac{L^{0.8}}{\left(\frac{H}{L}\right)^{0.5}} \quad \text{Ec. 3.1.15}$$

Donde:

L= longitud del cauce más largo en metros

H= desnivel máximo en metros

t_c = tiempo de concentración en horas

■ Formula de California:

$$t_c = \left(\frac{0.871 * L^3}{H}\right)^{0.385} \quad \text{Ec. 3.1.16}$$

Donde:

L= longitud del cauce más largo en km.

H= desnivel máximo en metros

t_c = tiempo de concentración en horas

■ **Formula de Temez:**

$$t_c = 0.3 * \left[\frac{L}{\left(\frac{H}{L}\right)^{0.35}} \right]^{0.75} \quad \text{Ec. 3.1.17}$$

Donde:

L= longitud del cauce más largo en km.

H= desnivel máximo en metros

t_c= tiempo de concentración en horas

■ **Formula de Giandotti:**

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 * L}{0.8\sqrt{H}} \quad \text{Ec. 3.1.18}$$

Donde:

L= longitud del cauce más largo en km.

H= desnivel máximo en metros

t_c= tiempo de concentración en horas

A= área de la cuenca en km²

PERIODO DE RETORNO

El período de retorno es uno de los parámetros más significativos a ser tomado en cuenta en el momento de dimensionar una obra hidráulica destinada a soportar avenidas, como por ejemplo: el vertedero de una presa, los diques para control de inundaciones; o una obra que requiera cruzar un río o arroyo con seguridad, como por ejemplo un puente.

El período de retorno, generalmente expresado en años, puede ser entendido como el número de años en que se espera que mediamente se repita un cierto caudal, o un caudal mayor.

METODO RACIONAL

Recibe este nombre la primera aproximación, la más sencilla, para evaluar el caudal que producirá una precipitación.

Supongamos una precipitación constante de intensidad I (mm/hora) que cae sobre una cuenca de superficie A (km²) (ver fig. 3.1.14). Si toda el agua caída produjera escorrentía, el caudal generado sería:

$$Q \text{ (m}^3\text{/hora)} = I \text{ (mm/hora)} \cdot 10^{-3} \cdot A \text{ (km}^2\text{)} \cdot 10^6 \quad \text{Ec. 3.1.19}$$

(Con 10^{-3} convertimos mm./hora en metros/hora y con 10^6 pasamos km² a m². Así el producto es m³/hora)

Para que el caudal se obtenga en m³/seg, dividimos por 3600 segundos que tiene una hora y la siguiente expresión quedaría de este modo:

$$Q \text{ (m}^3\text{/seg)} = I \text{ (mm/hora)} \cdot A \text{ (km}^2\text{)} / 3,6 \quad \text{Ec. 3.1.20}$$

Si la superficie está en Hectáreas o deseamos obtener el caudal en litros/seg, será preciso introducir los factores correspondientes.

En casos reales, nunca toda el agua precipitada produce escorrentía, su cálculo no es sencillo.

Para una primera aproximación, basta con aplicar un coeficiente de escorrentía C , con lo que finalmente, la fórmula general resultaría:

$$Q = C \cdot I \cdot A$$

Ec. 3.1.21

Donde:

Q = caudal

C = coeficiente de escorrentía (típicamente 0,2 a 0,7)

I = intensidad de precipitación

A = superficie de la cuenca

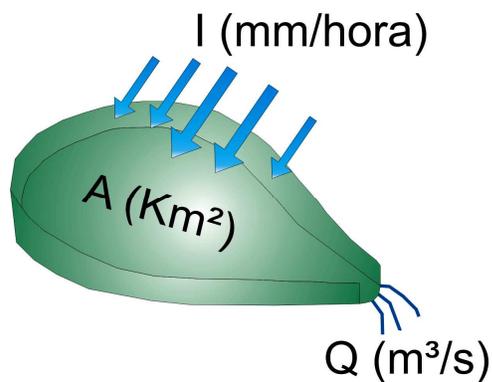


Figura 3.1.14 Representación básica del Método Racional

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

La siguiente tabla (Tabla 3.1.1) muestra los distintos valores de coeficiente de escorrentía para el método racional según las características de la superficie para distintos períodos de retorno.

Características de la Superficie	Período de Retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75%)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75%)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Tabla 3.1.1 Coeficientes de Escorrentía Fuente: Ven Te Chow

HIDROGRAMAS UNITARIOS SINTÉTICOS

Para tener una idea aproximada de la respuesta de una cuenca pequeña a unas precipitaciones cortas y homogéneas, podemos utilizar algunas fórmulas empíricas que, basándose en características físicas de la cuenca (superficie, pendiente media, longitud del cauce,...) proporcionan una idea del hidrograma resultante.

A continuación describiremos algunos de los métodos que más se utilizan pero estudiaremos más detalladamente el Hidrograma Unitario Triangular Equivalente, ya que este tipo proporciona los mejores resultados en El Salvador.

HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO DE SNYDER:

Para una duración de lluvia efectiva determinada, los parámetros del hidrograma unitario requerido son:

1. Retardo de la cuenca, t_{pR} : Diferencia de tiempo entre el centroide del hietograma efectivo y el pico del hidrograma unitario
2. Caudal punta o pico por unidad de área de la cuenca, q_{pR} .
3. Tiempo base, t_b
4. Ancho W_{50} [T] del hidrograma unitario al 50 % del caudal pico.
5. Ancho W_{75} [T] del hidrograma unitario al 75 % del caudal pico.

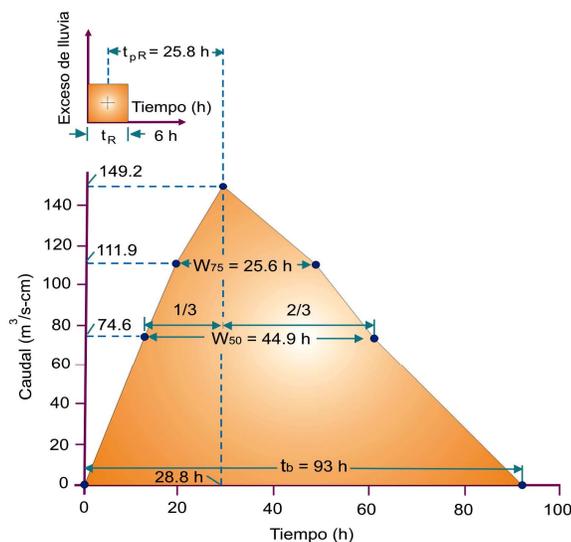


Figura 3.1.15 Hidrograma unitario triangular equivalente

HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR EQUIVALENTE

En primer lugar simplifica la forma del hidrograma con la forma de un triángulo, lo que, a pesar de su simplicidad, nos proporciona los parámetros fundamentales del hidrograma: el caudal punta (Q_p), el tiempo base (t_b) y el tiempo en el que se produce la punta (t_p).

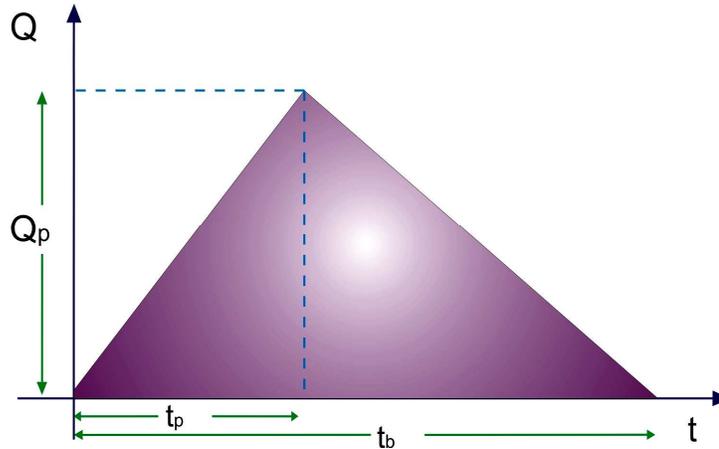


Figura 3.1.16 Hidrograma unitario triangular equivalente

De la forma triangular de la figura anterior podemos obtener el Volumen, siendo igual a:

$$V = \frac{Q_p * t_b}{2} = A_{cuenca} * L l_{ef} \quad \text{Ec. 3.1.22}$$

Donde:

V: Volumen bajo el Hidrograma Unitario Triangular.

Q_p : Caudal Pico.

t_b : Tiempo base del Hidrograma Unitario Triangular.

A: Área de drenaje de la hoya hidrográfica.

$L l_{ef}$: Lluvia efectiva, considerada como la unidad de profundidad de escorrentia.

Siendo definida la Lluvia Efectiva como:

$$Ll_{ef} = D * i * C * 0.90 \quad \text{Ec. 3.1.23}$$

Donde:

D: Duración de la tormenta.

i: Intensidad de lluvia.

C: Coeficiente de Escorrentía.

Debido a que los datos de la intensidad de lluvia son puntuales, y para que la lluvia efectiva o lámina de lluvia sea distribuida uniformemente sobre toda la cuenca, entonces su cálculo será afectado por el factor 0.90, que es un factor previamente determinado para ser usado en cuencas características de nuestro medio.

De la geometría del hidrograma de este hidrograma podemos determinar las siguientes ecuaciones:

■ **Caudal Máximo (Qp):**

$$Q_p = \frac{2V}{t_b} \quad \text{Ec. 3.1.24}$$

Donde:

Qp: Caudal Máximo, en m^3/seg .

V: Volumen de Escurrimiento en m^3 .

tb: Tiempo base en horas.

■ **Tiempo de la punta (tp):**

$$t_p = 0.5D + 0.6t_c \quad \text{Ec. 3.1.25}$$

Donde:

D: Duración, en minutos.

tc: Tiempo de concentración, en horas.

■ **Tiempo base (tb):**

$$t_b = 2.67t_p \quad \text{Ec. 3.1.26}$$

Donde:

tp: tiempo de la punta o tiempo pico, en horas.

HIDROGRAMA UNITARIO DE CLARK. MÉTODO DE LAS ISOCRONAS

El hidrograma unitario de Clark, tiene en cuenta el tránsito a través de la cuenca a través de las curvas isocronas. Las curvas isocronas son curvas que unen los puntos de la cuenca que tienen igual tiempo de desagüe.

Para construir el hidrograma unitario, a partir de las curvas isocronas trazadas cada un cierto intervalo de tiempo (por ej. 1 hora) se dibuja un histograma área-tiempo. Si se aplica una lluvia efectiva instantánea de 1cm uniforme en toda la cuenca, el histograma área-tiempo, multiplicado por 1cm dará el volumen que es desaguado por la cuenca al final de cada intervalo de tiempo para el cual está definido el histograma y éste será el hidrograma unitario instantáneo de la cuenca.

Para transformar las áreas en caudales, es necesario aplicar la fórmula:

$$q = \frac{2.78 * A}{\Delta t} \quad \text{Ec. 3.1.27}$$

Donde:

q: Caudal en $\text{m}^3 / \text{seg.cm}$.

A: Area en km^2

Δt : que es el intervalo de tiempo en función del cual está definido el histograma área-tiempo, está en (hrs).

Sin embargo, también puede considerarse que el hidrograma unitario obtenido es el correspondiente a una duración igual al intervalo con que es definido el histograma área-tiempo, ya que da lo mismo que la lluvia neta unitaria caiga instantáneamente o que caiga en un tiempo inferior o igual al de definición de dicho histograma.

Clark propone que este hidrograma sea transitado por algún método de almacenamiento, por ejemplo, un depósito, para simular las retenciones que se producen en la cuenca y atenuar los picos.

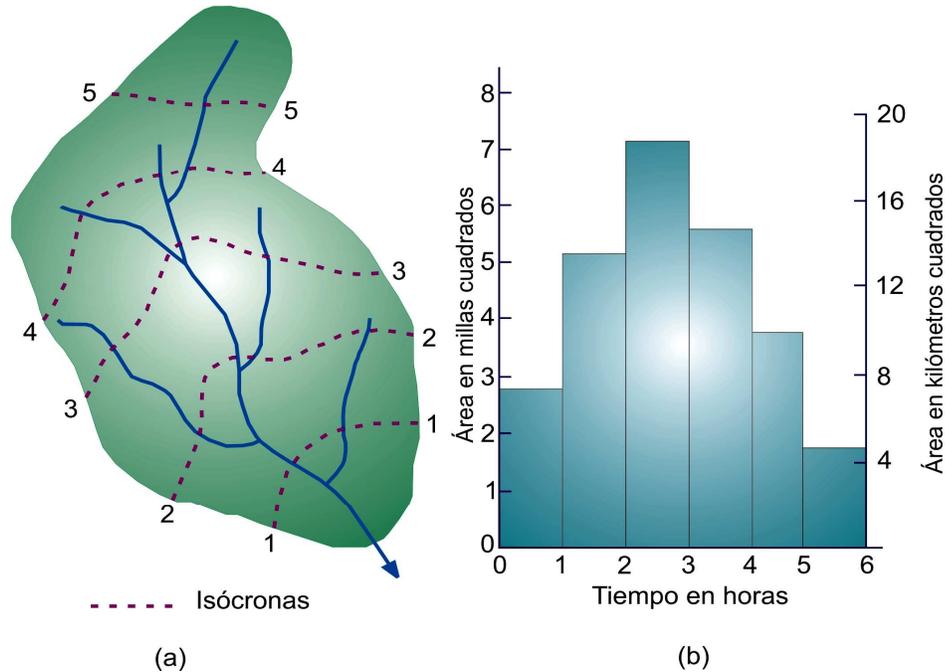


Figura 3.1.17 a) Mapa de curvas Isócronas, b) Hidrograma unitario de Clark

Estas técnicas solamente son válidas para considerar los hidrogramas producidos por precipitaciones cortas y homogéneas. Para precipitaciones cuya intensidad varía a lo largo del hietograma considerado, es necesario utilizar el hidrograma unitario.

HIDROGRAMA UNITARIO

Sherman en 1932 presentó al hidrograma unitario como una herramienta para estimar la forma del hidrograma resultante de una precipitación.

El **hidrograma elemental** es el razonamiento que utiliza Sherman para alcanzar el hidrograma unitario, y establece condiciones de un área pequeña e impermeable, donde cae una lluvia de intensidad constante.

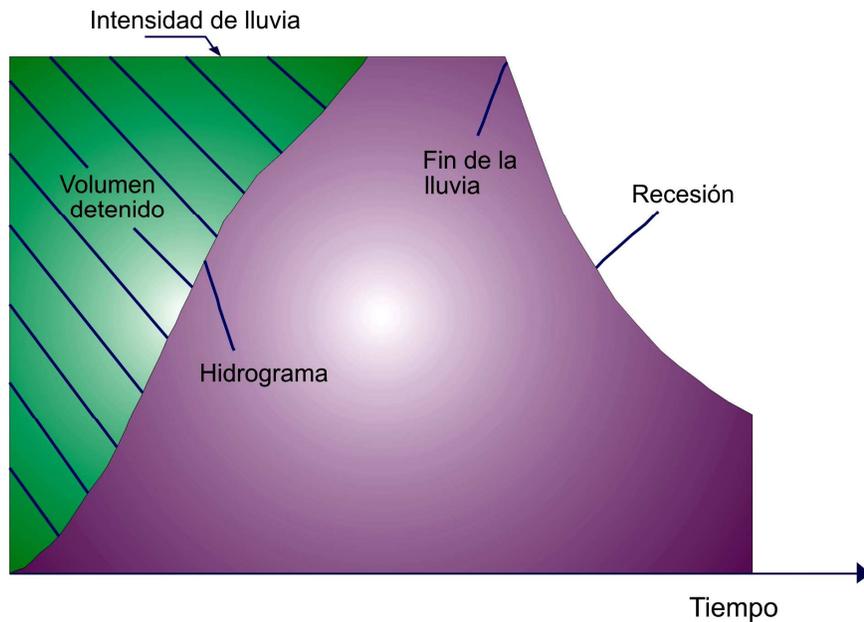


Figura 3 1.18 Hidrograma unitario 1

Definición de Hidrograma Unitario

El HU es el hidrograma de 1cm, 1mm de escorrentía directa de una tormenta con una duración especificada. En consecuencia para la misma duración de lluvia e igual tiempo base en el HU y en el hidrograma resultante, se generan caudales proporcionales al volumen de precipitación efectiva. La duración de la lluvia del HU debe ser aquella que genera escurrimiento significativo.

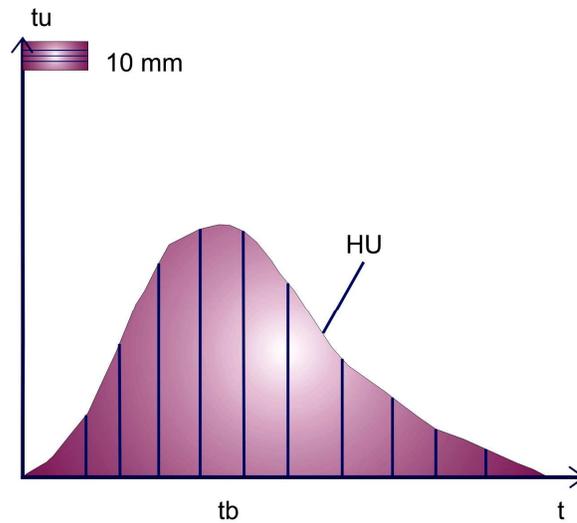
El HU es el hidrograma resultante de una precipitación efectiva uniforme de 1mm, 1cm, 1 pulgada, distribuida uniformemente en la cuenca, con intensidad constante y duración unitaria.

Obtención del hidrograma unitario

El primer paso es separar el escurrimiento directo del de base. Luego se calcula el volumen de escorrentía y se dividen las ordenadas del hidrograma diferencia por la altura de precipitación efectiva, para obtener el HU proporcional a la altura de precipitación efectiva unitaria elegida, todo ello para una duración de tormenta adoptada compatible con la duración unitaria. Debe tratarse de

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

obtener 2 o 3 hidrogramas HU para iguales duraciones, promediándolos posteriormente, con caudales picos promedios y tiempos al pico promedio.



Dato: HU (10mm, t_u)

Figura 3.1.19 Hidrograma unitario 2

3.1.1 INFILTRACION

La infiltración es el proceso por el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo. En una primera etapa satisface la deficiencia de humedad del suelo en una zona cercana a la superficie, y posteriormente superado cierto nivel de humedad, pasa a formar parte del agua subterránea, saturando los espacios vacíos.

La diferencia entre el volumen de agua que llueve en una cuenca y el que escurre por su salida recibe el nombre genérico de *pérdidas*. En general, las pérdidas están constituidas por la intercepción en el follaje de las plantas y en los techos de las construcciones, la retención en depresiones o charcos (que posteriormente se evapora o se infiltra), la evaporación y la infiltración.

Además de que en la práctica es difícil separar estos cuatro componentes, la porción más considerable de las pérdidas está dada por la infiltración, por lo que es costumbre calcularlas conjuntamente bajo este nombre.

CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN

Se denomina capacidad de infiltración a la cantidad máxima de agua que puede absorber un suelo en determinadas condiciones, valor que es variable en el tiempo en función de la humedad del suelo, el material que conforma al suelo, y la mayor o menor compactación que tiene el mismo.

FACTORES QUE AFECTAN LA CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN:

- **Entrada superficial:** La superficie del suelo puede estar cerrada por la acumulación de partículas que impidan, o retrasen la entrada de agua al suelo.
- **Transmisión a través del suelo:** El agua no puede continuar entrando en el suelo con mayor rapidez que la de su transmisión hacia abajo, dependiendo de los distintos estratos.
- **Acumulación en la capacidad de almacenamiento:** El almacenamiento disponible depende de la porosidad, espesor del horizonte y cantidad de humedad existente.
- **Características del medio permeable:** La capacidad de infiltración está relacionada con el tamaño del poro y su distribución, el tipo de suelo (arenoso, arcilloso), la vegetación, la estructura y capas de suelos.

- **Características del fluido:** La contaminación del agua infiltrada por partículas finas o coloides, la temperatura y viscosidad del fluido, y la cantidad de sales que lleva.

MEDICIÓN DE LA INFILTRACIÓN

El aparato que sirve para medir la infiltración se llama *infiltrómetro* (ver fig. 3.1.20). Al contrario de lo que sucede con la precipitación o la evaporación, la infiltración puede diferir considerablemente de un sitio a otro relativamente cercano, por lo que las mediciones hechas con infiltrómetros sólo pueden considerarse representativas de áreas muy pequeñas.

Los infiltrómetros se clasifican en dos tipos básicos:

a) **Simuladores de lluvia**, en los que se aplica el agua de modo y en cantidades similares a la lluvia natural.

b) **De carga constante**, en los que se coloca una lámina constante de agua sobre el suelo dentro de un área cerrada.

Los infiltrómetros de carga constante más comunes son los formados por un tubo simple o por dos tubos concéntricos.

- **Infiltrómetro de Tubo Simple:** Su diámetro es normalmente de 20 cm y su longitud de 45 a 60 cm. Estos tubos se hincan en el terreno a una profundidad de 40 a 50 cm y el agua se aplica a través de buretes graduados de tal manera que se mantiene un tirante constante, suficiente para cubrir las plantas pequeñas. Si se toman lecturas de los buretes en diferentes tiempos es posible construir una gráfica de capacidad de infiltración contra el tiempo, de lo cual se deducen los parámetros que intervienen en los modelos vistos anteriormente.
- **Infiltrómetro de Tubos Concéntricos:** Normalmente de unos 20 a 35 cm de diámetro, se usan para reducir efectos de frontera en el anillo interior, que es donde se hacen las

mediciones. En este caso, los tubos se hincan en el suelo sólo lo necesario para que no haya escapes de agua.

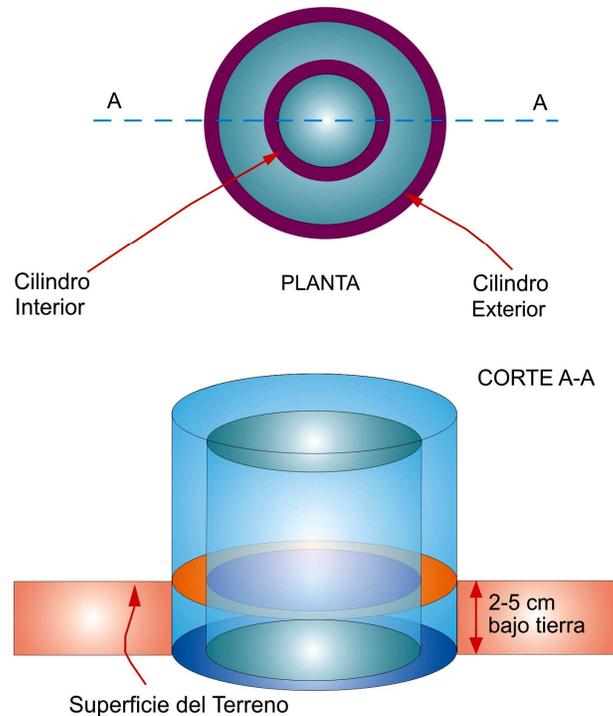


Figura 3.1.20 Infiltrómetro de doble anillo

Los datos obtenidos de campo se vuelcan en una planilla registrándose las distintas alturas de agua y los tiempos correspondientes. Los intervalos de tiempo dependen del suelo donde se hace la medición. Con los datos de altura y tiempo se obtienen los deltas de ambos.

La capacidad de infiltración se obtiene haciendo el cociente entre cantidad de agua infiltrada y el intervalo de tiempo: $f = \text{Variación altura} / \text{Variación de tiempo}$.

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Se obtienen dos curvas: De lámina acumulada, y la curva de capacidad de infiltración, ambas en función del tiempo:

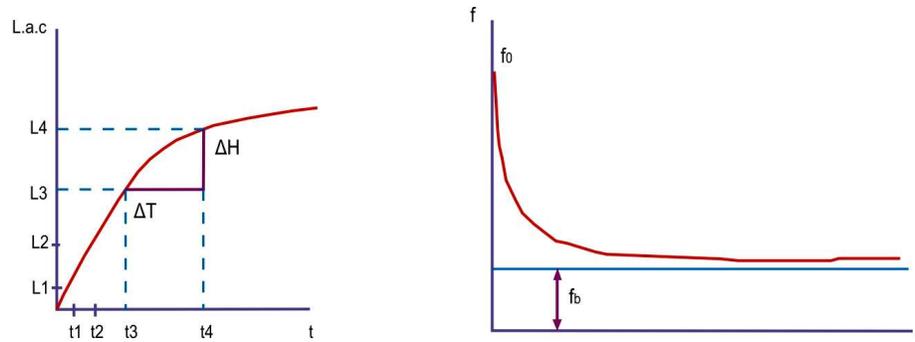


Figura 3.1.21 Izquierda: Lámina acumulada; Derecha: Curva capacidad de infiltración

Los resultados que se obtienen de pruebas con infiltrómetros son, en general, poco confiables, pues el suelo se altera al hincar los tubos y no se toma en cuenta la estratigrafía del mismo. Además, como ya se mencionó, estos resultados sólo pueden considerarse como representativos de áreas sumamente pequeñas.

3.1.2 EVAPOTRANSPIRACIÓN

Evapotranspiración es la combinación de evaporación y transpiración.

Evaporación es el proceso por el cual el agua pasa del estado líquido en que se encuentra en los almacenamientos, conducciones y en el suelo, en las capas cercanas a su superficie, a estado gaseoso y se transfiere a la atmósfera.

Transpiración es el agua que se despiden en forma de vapor de las hojas de las plantas. Esta agua es tomada por las plantas, naturalmente, del suelo.

Uso consuntivo es la combinación de evapotranspiración y el agua que las plantas retienen para su nutrición. Esta última cantidad es pequeña en comparación con la evapotranspiración (aproximadamente representa sólo el 1%), por lo que los términos evapotranspiración y uso consuntivo se usan como sinónimos.

EVAPOTRANSPIRACIÓN REAL Y POTENCIAL

Thornthwaite (1948) denominó **Evapotranspiración Potencial (ETP)** a la evapotranspiración que se produciría si la humedad del suelo y la cobertura vegetal estuvieran en condiciones óptimas.

Por el contrario, la **Evapotranspiración Real (ETR)** es la que se produce realmente en las condiciones existentes en cada caso.

Es evidente que $ETR < ETP$. En un lugar desértico la ETP puede ser de 6 mm/día y la ETR de 0, puesto que no hay agua para evapotranspirar. Serán iguales siempre que la humedad del suelo sea óptima y que exista un buen desarrollo vegetal.

MEDIDA DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN

La evapotranspiración se mide mediante **Lisímetros** (ver fig. 3.1.22). Consiste en un recipiente enterrado y cerrado lateralmente, de modo que el agua drenada por gravedad (la que se hubiera infiltrado hasta el acuífero) es recogida por un drenaje. En su construcción hay que ser muy cuidadoso de restituir el suelo que se excavó en unas condiciones lo más similares posible a las que se encontraba. Próximo a él debe existir un pluviómetro.

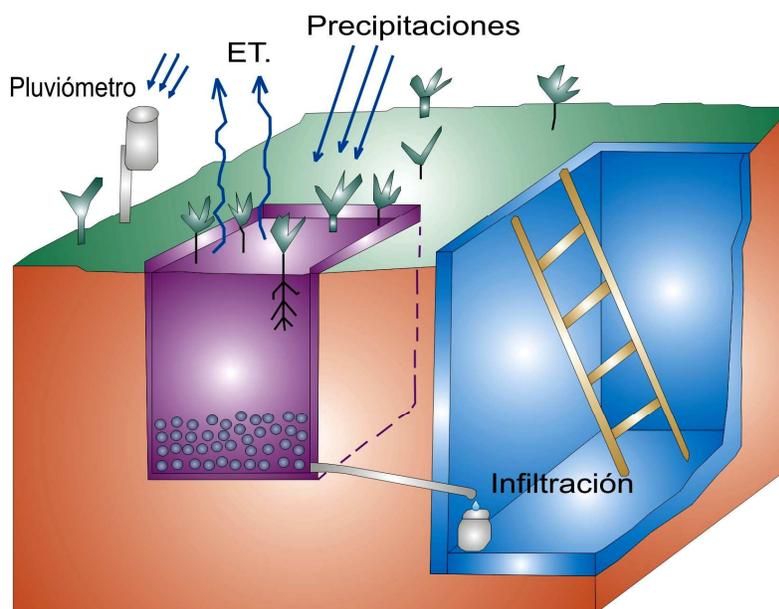


Figura 3.1.22 Lisímetro

Un lisímetro es difícilmente representativo de toda la región. En ocasiones se establece el balance hídrico en una **parcela experimental**, en la que se miden precipitaciones, escorrentía superficial, variaciones de la humedad en el suelo, etc. para despejar finalmente la ET. Sería un procedimiento más exacto, pero más costoso y complicado.

CÁLCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL (ETP):

Las formulas mas utilizadas en diferentes regiones son las de Penman, Penman-Montheith, Hargraves, Blaney-Cridde, entre otras, las cuales han sido calibradas localmente en algunos sitios.

En El Salvador, aunque no se ha calibrado ninguna de las formulas mencionadas, si se realizó en el año 1980 una evaluación de diferentes formulas para el cálculo de la **ETP**, con relación a la formula de Penman, la cual fue considerada como patrón de referencia debido a la gran cantidad de parámetros climáticos que involucra. De acuerdo a los resultados obtenidos, la formula de Hargreaves presentó los resultados más cercanos a la formula de referencia. Dado que la formula de Hargreaves utiliza menos parámetros para el cálculo de la **ETP**, que la de Penman y por su correlación con los resultados de esta ultima, la evapotranspiración de referencia que se

calcula por parte del Servicio Meteorológico Nacional del SNET, se hace a través de la fórmula de Hargreaves, la cual involucra temperatura, radiación solar y humedad relativa.

FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE LA ETP:

Fórmulas de Hargreaves

$$ETP = 0.0075 \times R_{SM} \times T \quad \text{Ec. 3.1.28}$$

Donde:

ETP = evapotranspiración potencial en mm por período de tiempo.

T = temperatura media mensual, °F.

R_{SM} = Radiación solar incidente, en mm de agua evaporada.

$$(R_{SM} = 0.075 \times R_{MM} \times S^{\frac{1}{2}}) \quad \text{Ec. 3.1.29}$$

R_{MM} = Radiación extraterrestre, en mm de agua evaporada (ver Tabla 3.1.2).

$$S = \text{Porcentaje de brillo de sol. } (S = 12.5 \times (100 - H_N)^{\frac{1}{2}}) \quad \text{Ec. 3.1.30}$$

H_N = Humedad relativa

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Latitud N	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
50°	3.81	6.10	9.41	13.71	15.76	17.12	16.44	14.07	10.85	7.37	4.49	3.22
48°	4.33	6.60	9.81	13.02	15.88	17.15	16.50	14.29	11.19	7.81	4.99	3.72
46°	4.85	7.10	10.21	13.32	16.00	17.10	16.55	14.51	11.53	8.25	5.49	4.27
44°	5.30	7.60	10.61	13.65	16.12	17.23	16.60	14.73	11.87	8.69	6.00	4.70
42°	5.86	8.05	11.00	13.99	16.24	17.26	16.65	14.95	12.20	9.13	6.51	5.19
40°	6.44	8.56	11.40	14.32	16.36	17.29	16.70	15.17	12.54	9.58	7.03	5.68
38°	6.91	8.98	11.75	14.50	16.39	17.22	16.72	15.27	12.81	9.98	7.52	6.10
36°	7.38	9.39	12.10	14.67	16.43	17.16	16.73	15.37	13.08	10.59	8.00	6.62
34°	7.85	9.82	12.44	14.84	16.46	17.09	16.75	15.48	13.35	10.79	8.50	7.18
32°	8.32	10.24	12.77	15.00	16.50	17.02	16.76	15.58	13.63	11.20	8.99	7.76
30°	8.81	10.63	13.14	15.17	16.53	16.95	16.78	15.68	13.90	11.61	9.49	8.31
28°	9.29	11.09	13.39	15.26	16.48	16.83	16.68	15.71	14.08	11.95	9.90	8.79
26°	9.79	11.50	13.65	15.34	16.43	16.71	16.58	15.74	14.26	12.30	10.31	9.27
24°	10.20	11.89	13.90	15.43	16.37	16.59	16.47	15.78	14.45	12.64	10.71	9.73
22°	10.70	11.30	14.16	15.51	16.32	16.47	16.37	15.81	14.64	12.98	11.11	10.20
20°	11.19	12.71	14.41	15.60	16.27	16.36	16.27	15.85	14.83	13.31	11.61	10.68
18°	11.60	13.02	14.60	15.62	16.11	16.14	16.09	15.79	14.94	13.58	12.02	11.12
16°	12.00	13.32	14.60	15.64	15.99	15.92	15.91	15.72	15.04	13.85	12.43	11.57
14°	12.41	13.62	14.89	15.65	15.83	15.70	15.72	15.65	15.14	14.12	12.84	12.02
12°	12.82	13.93	15.08	15.66	15.67	15.48	15.53	15.58	15.24	14.38	13.25	12.47
10°	13.22	14.24	15.26	15.68	15.51	15.26	15.34	15.51	15.34	14.66	13.56	12.88
8°	13.58	14.50	15.34	15.60	15.29	14.99	15.00	15.39	15.34	14.81	13.86	13.27
6°	13.94	14.76	15.42	15.51	15.07	14.71	14.85	15.23	15.34	14.96	14.17	13.66
4°	14.30	15.01	15.50	15.43	14.85	14.44	14.59	15.07	15.34	15.11	14.48	14.05
2°	14.65	15.26	15.59	15.34	14.63	14.17	14.33	14.91	15.34	15.27	14.79	14.44
0°	15.00	15.51	15.68	15.26	14.41	13.90	14.07	14.75	15.34	15.42	15.09	14.83

Tabla 3.1.2 Valores de Radiación Extraterrestre para Hemisferio Norte

Método de Turc:

$$ETP = \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \tag{Ec. 3.1.31}$$

Donde:

P: Precipitación total anual (mm/año)

$$L = 300 + 25T + 0.05T^3 \tag{Ec.3.1.32}$$

T = Temperatura media anual (°C)

Método de Thorntwaite :

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- a. Se calcula el ‘Índice de calor mensual’, i , a partir de la temperatura media mensual ($^{\circ}\text{C}$):

$$i = \left(\frac{t}{5}\right)^{1.514} \quad \text{Ec. 3.1.33}$$

- b. Se calcula el ‘Índice de calor anual’, I , sumando los 12 valores de i .

$$I = \sum i \quad \text{Ec. 3.1.34}$$

- c. Se calcula la Eto mensual sin corregir mediante la siguiente ecuación:

$$ETP = 16 \left(\frac{10t}{I}\right)^a \quad \text{Ec. 3.1.35}$$

Donde: $a = 675 * 10^{-9} I^3 - 771 * 10^{-7} I^2 + 1792 * 10^{-5} I + 0.49239$ Ec. 3.1.36

- d. Corrección para el N° de días del mes y N° de horas de sol.

$$ETP_c = ETP \left(\frac{N}{12}\right) \left(\frac{d}{30}\right) \quad \text{Ec. 3.1.37}$$

3.1.3 BALANCE HIDRICO

CONCEPTO

Un balance hídrico es la cuantificación tanto de los parámetros involucrados en el ciclo hidrológico, como de los consumos de agua de los diferentes sectores de usuarios, en un área determinada, cuenca, y la interrelación entre ellos, dando como resultado un diagnóstico de las condiciones reales del recurso hídrico en cuanto a su oferta, disponibilidad y demanda en dicha área. Dado que el Balance Hídrico presenta un diagnóstico de las condiciones reales del recurso hídrico en un área en particular, permite tomar medidas y establecer lineamientos y estrategias para su protección y utilización de una manera integrada, de tal forma que se garantice su disponibilidad tanto en cantidad como en calidad.

El principio de su establecimiento exige el estudio detallado de las variaciones de las reservas acuíferas subterráneas.

El modelo de balance hídrico se basa en la ecuación de conservación de masa:

$$\text{ENTRADAS} - \text{SALIDAS} = \text{CAMBIO DE ALMACENAMIENTO}$$

Ec. 3.1.38

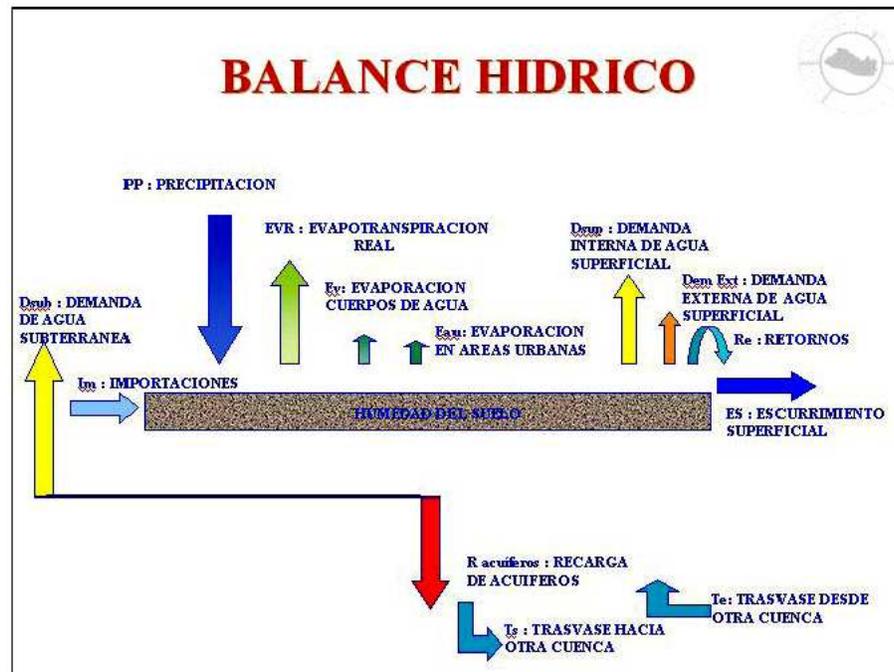


Figura 3.1.23 Esquema del Balance Hídrico

Aplicando estos conceptos, se expresa el balance hídrico en un área determinada como:

$$P - ET \pm R - I = \Delta V \qquad \text{Ec. 3.1.39}$$

CÁLCULO DEL BALANCE HÍDRICO

El cálculo del balance puede efectuarse, por consiguiente, mediante:

- La evapotranspiración;
- El déficit de circulación;
- El coeficiente de infiltración;
- Los hidrogramas;
- Los lisímetros.

Para nuestro estudio, haremos énfasis en el cálculo del balance mediante los primeros dos métodos.

CÁLCULO DEL BALANCE HÍDRICO POR MEDIO DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN

Si se conocen las precipitaciones y la temperatura media, de la zona en donde se desea realizar el balance hídrico, puede calcularse mediante la evaluación de la evapotranspiración. Por lo general, los datos numéricos se refieren a un año, es decir a un prolongado período de observaciones.

MÉTODO BASADO EN LA ECUACIÓN DE L. TURC

El caso más sencillo es aquel en que por lo menos la escorrentía superficial R ó la infiltración I están determinadas. Basta entonces con calcular la evapotranspiración real ETR, por medio de la ecuación de L. Turc, para conseguir establecer un equilibrio con la precipitación de la manera siguiente:

$$P = R + ETR + I \qquad \text{Ec. 3.1.40}$$

MÉTODO BASADO EN LAS ECUACIONES DE G. W. THORNTHWAITE Y L. SERRA

En los casos más complejos en que la infiltración (I) y la escorrentía (R) superficial están sin determinar, se puede utilizar las fórmulas de G. W. Thornthwaite y de L. Serra. El cálculo del balance hídrico por este método se basa en la evaluación empírica de la evapotranspiración potencial mensual. Después se calcula la evapotranspiración real mensual, elemento desconocido del balance, partiendo de algunas estimaciones, la principal de las cuales concierne a la evaluación de la cantidad máxima de agua almacenada en el suelo para su saturación.

La evapotranspiración real se calculará mediante las siguientes fórmulas:

$$ETC = K_c * ETP \quad \text{Ec. 3.1.41}$$

$$\text{Si } ETC < P + res_{i-1} \Rightarrow ETR = ETC \quad \text{Ec. 3.1.42}$$

$$\text{Si } ETC > P + res_{i-1} \Rightarrow ETR = P + res_{i-1} \quad \text{Ec. 3.1.43}$$

Donde:

ETP: Evapotranspiración potencial.

ETC: Evapotranspiración de cultivo.

Kc: Coeficiente de cultivo.

ETR: Evapotranspiración real.

P: Precipitación

resi-1: Reserva del periodo anterior al considerado

El coeficiente de cultivo depende del tipo de vegetación predominante que se encuentra en un área determinada, sin embargo, si en el área se encuentra más de un tipo de vegetación es necesario determinar el área de influencia de cada una en el área estudiada, para relacionarlas con su coeficiente de cultivo respectivo y el área total, y así determinar un coeficiente de cultivo promedio del área completa.

Después de determinar la evapotranspiración real, se calculan tres variables definidas por Thornthwaite como Déficit (def), Reserva (res) y Excedente (exc).

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

El Déficit corresponde a la diferencia entre *ETP* y *ETR*, y se define como la deficiencia del área estudiada de no poseer agua suficiente para que se lleve a cabo la evapotranspiración en todo su potencial, los periodos con déficit se consideran de sequía.

$$def = ETP - ETR \quad \text{Ec. 3.1.44}$$

Donde:

def: Déficit del período en consideración,

ETP: Evapotranspiración potencial,

ETR: Evapotranspiración real.

La reserva corresponde a la cantidad de agua contenida en suelo inmediato a la superficie, su valor no deberá exceder la Reserva de Agua Util (SAT) que es la máxima cantidad de agua que puede contener el suelo hasta su saturación. La SAT puede calcularse conociendo el tipo de suelo, su textura y la altura máxima de la capa de agua almacenada en el suelo. Según el SNET, en El Salvador esta altura corresponde a 2 pies (véase la siguiente tabla 3.1.3).

Textura	Punto de Marchitez (agua por pie de profundidad)			Capacidad de Campo (agua por pie de profundidad)			Capacidad de Agua Disponible (agua por pie de profundidad)		
	(%)	(pulg)	(mm)	(%)	(pulg)	(mm)	(%)	(pulg)	(mm)
Arena Media	1.7	0.3	7.62	6.8	1.2	30.48	5.1	0.9	22.86
Arena Fina	2.3	0.4	10.16	8.5	1.5	38.1	6.2	1.1	27.94
Franco Arenoso	3.4	0.6	15.24	11.3	2	50.8	7.9	1.4	35.56
Franco Arenoso Fino	4.5	0.8	20.32	14.7	2.6	66.04	10.2	1.8	45.72
Franco	6.8	1.2	30.48	18.1	3.2	81.28	11.3	2	50.8
Franco Limoso	7.9	1.4	35.56	19.8	3.5	88.9	11.9	2.1	53.34
Franco Arcilloso	10.2	1.8	45.72	21.5	3.8	96.52	11.3	2	50.8
Arcilloso	14.7	2.6	66.04	22.6	4	101.6	7.9	1.4	35.56

Tabla 3.1.3 Textura, punto de marchitez, capacidad de campo y SAT Fuente: SNET

El Excedente corresponde al volumen de agua que sobrepasa la capacidad de saturación del suelo y queda disponible en el área estudiada, libre de la evapotranspiración y la retención del suelo, y se calcula de la siguiente manera:

$$si : (P - ETR) + res_{i-1} < SAT \Rightarrow exc_i = 0 \quad \text{Ec. 3.1.45}$$

$$si : (P - ETR) + res_{i-1} > SAT \Rightarrow exc_i = (P - ETR) + res_{i-1} - SAT \quad \text{Ec. 3.1.46}$$

Donde:

exc₁: Excedente en el periodo considerado

P: Precipitación

ETR: Evapotranspiración Real

res_{i-1}: Reserva del periodo anterior al considerado

SAT: Reserva de Agua Util

La escorrentía superficial puede determinarse ya sea mediante métodos empíricos o haciendo uso de datos históricos de caudal de estaciones hidrométricas en la zona de estudio, y teniendo esta, podremos encontrar la infiltración.

La infiltración la obtendremos restando del excedente la escorrentía, dicho resultado si es negativo, automáticamente es igual a cero.

$$I_i = exc_i - R_i \quad \text{Ec. 3.1.47}$$

Donde:

I_i: Infiltración para el periodo considerado,

exc₁: Excedente,

R_i: Escorrentía superficial.

Este método da unos resultados aproximados. En efecto, introduce dos fuentes principales de errores: el cálculo de la evapotranspiración potencial mediante la utilización de fórmulas empíricas y la evaluación de la altura máxima de la cantidad de agua almacenada en el suelo. La utilización de procedimientos que permiten medir con mayor precisión el poder de retención del suelo, tales como los lisímetros, permite obtener datos más precisos.

CÁLCULO DEL BALANCE POR MEDIO DEL DÉFICIT DE CIRCULACIÓN

Si se considera el ciclo del agua en vistas al estudio de la circulación, deben tenerse en cuenta para un período dado las variaciones de las reservas acuíferas. Estas son de dos tipos: los niveles acuíferos subterráneos y las reservas de agua en superficie, en forma de nieve y de hielo. El balance se establece entonces con los elementos siguientes (tabla 3.1.4):

APORTES		Símbolo	PERDIDAS	Símbolo
I.	Aportes directos:	P	I. Circulación durante el período considerado	Q
-	precipitaciones			
-	precipitaciones ocultas			
II.	Aportes de las reservas:	R	II. Evaporación real	ETR
-	aguas subterráneas			
-	nieve y hielo			
			III. Aporte al período siguiente	R+ΔR
			- aguas subterráneas	
			- nieve y hielo	

Tabla 3.1.4 Aportes y Pérdidas de agua

El balance se escribe entonces así:

$$P + R = Q + ETR + (R + \Delta R) \qquad \text{Ec. 3.1.48}$$

3.2 HIDROGEOLOGÍA

La hidrogeología es la ciencia que estudia el origen y la formación de las aguas subterráneas, las formas de yacimiento, su difusión, movimiento, régimen y reservas, su interacción con los suelos y rocas, su estado (líquido, sólido y gaseoso) y propiedades (físicas, químicas, bacteriológicas y radiactivas); así como las condiciones que determinan las medidas de su aprovechamiento, regulación y evacuación.

3.2.1 AGUA SUBTERRANEA

El agua subterránea es una parte integral del ciclo del agua y representa una fracción importante del agua presente en cada momento en los continentes, con un volumen mucho más importante que el del agua retenida en lagos o circulante, aunque menor que el de los glaciares, cerca del 97 por ciento del agua dulce del mundo es agua subterránea. El agua del subsuelo es un recurso importante, pero de difícil gestión, por su sensibilidad a la contaminación y a la sobreexplotación.

Es un prejuicio común que el agua subterránea llena cavidades y circula por galerías. Sin embargo, se encuentra ocupando los intersticios (poros y grietas) del suelo, del sustrato rocoso o del sedimento sin consolidar, los cuales la contienen como una esponja. La única excepción significativa la ofrecen las rocas solubles como las calizas y los yesos, susceptibles de sufrir el proceso llamado karstificación, en el que el agua excava simas, cavernas y otras vías de circulación.

El agua subterránea se encuentra normalmente empapando materiales geológicos permeables que constituyen formaciones o niveles a los que llamamos acuíferos.

CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS SUBTERRANEAS

- Notable **almacenamiento** asociado, que hace que su cantidad y calidad estén menos afectadas por la variabilidad de la pluviometría, y sean **reservas** de gran valor estratégico en sequías y situaciones de emergencia.
- **Regularidad** de su composición química, radioquímica, biológica.
- Mayor **protección** temporal frente a procesos contaminantes accidentales.
- Frecuente **disponibilidad** en el lugar o cerca de donde se produce la demanda, con inversiones moderadas.

RECARGA DEL AGUA SUBTERRANEA

El agua del suelo se renueva en general por procesos activos de recarga desde la superficie. La renovación se produce lentamente cuando la comparamos con la de los depósitos superficiales, como los lagos, y los cursos de agua. El tiempo de residencia (el periodo necesario para renovar por completo un depósito a su tasa de renovación normal) es muy largo. En algunos casos la renovación está interrumpida, por la impermeabilidad de las formaciones geológicas superiores (acuitardos), o por circunstancias climáticas.

El agua de las precipitaciones (lluvia) puede tener distintos destinos una vez alcanza el suelo. Se reparte en tres fracciones, que es la escorrentía, la evaporación y la infiltración que pasa a hacer agua subterránea.

La proporción de infiltración respecto al total de las precipitaciones depende de varios factores.

- La litología (la naturaleza del material geológico que aflora a la superficie) influye a través de su permeabilidad, la cual depende de la porosidad, del diaclasamiento (agrietamiento) y de la mineralogía del sustrato. Por ejemplo, los minerales arcillosos se hidratan fácilmente, hinchándose siempre en algún grado, lo que da lugar a una reducción de la porosidad que termina por hacer al sustrato impermeable.
- Otro factor desfavorable para la infiltración es una pendiente marcada.
- La presencia de vegetación densa influye de forma compleja, porque reduce el agua que llega al suelo (interceptación), pero extiende en el tiempo el efecto de las precipitaciones, desprendiendo poco a poco el agua que moja el follaje, reduciendo así la fracción de escorrentía y aumentando la de infiltración.

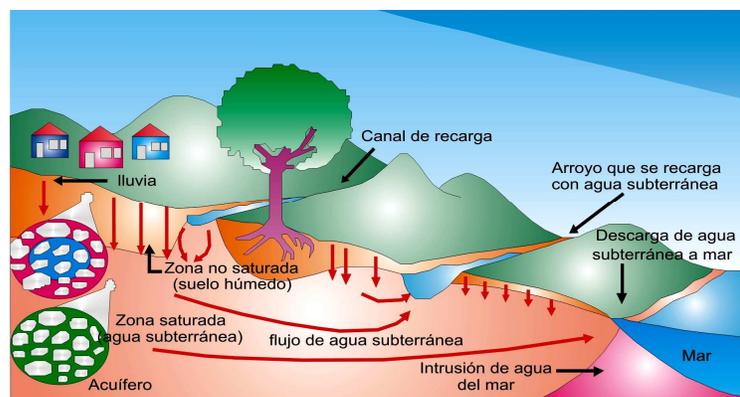


Figura 3.2.1 Flujo del agua subterránea

DESCARGA DEL AGUA SUBTERRANEA

El agua subterránea mana de forma natural en distintas clases de surgencias en las laderas (manantiales). Cuando no hay surgencias naturales, al agua subterránea se puede acceder a través de pozos, perforaciones que llegan hasta el acuífero y se llenan parcialmente con el agua subterránea, siempre por debajo del nivel freático, en el que provoca además una depresión local.

SOBREEXPLOTACION

La principal razón para el descenso del nivel freático es sin embargo la sobreexplotación. En algunas partes del mundo la extensión de la irrigación y de otras actividades que consumen agua se ha hecho a costa de acuíferos cuya recarga es lenta o casi nula. El resultado ha sido diverso pero siempre negativo.

CONTAMINACION

El agua subterránea puede contaminarse por causas antropogénicas (debidas a los seres humanos), como la infiltración de nitratos y otros abonos químicos muy solubles usados en la agricultura, descargas de fábricas, químicos utilizados por las personas en sus hogares, disolventes, pesticidas, pinturas, barnices, o los combustibles como la gasolina.

En el caso del agua subterránea en áreas costeras está puede contaminarse por intrusiones de agua de mar cuando la tasa de extracción es muy alta, causando que el agua del mar penetre en los acuíferos de agua dulce.



Figura 3.2.2 La contaminación del agua subterránea por desperdicios sólidos

3.2.2 MEDICION DEL NIVEL DEL AGUA SUBTERRANEA

Los instrumentos usualmente empleados para medir el nivel del agua subterránea son: Sonda eléctrica, Cinta mojada, Línea de aire.

SONDA ELÉCTRICA

Es el instrumento más manejable que se usa en la mayoría de los casos, funciona de la siguiente manera: Se suspende un electrodo de un par de alambres aislados, y un amperímetro indica que el circuito se ha cerrado y que la corriente circula al tocar la superficie del agua (Figura 3.2.3). El cambio sufrido por el nivel del agua se mide con una cinta metálica colocada paralela y a lo largo del cable, usando para ello una de las marcas metálicas las cuales el fabricante adhiere al cable a intervalos de 1.50 mts, y sirven como referencia.

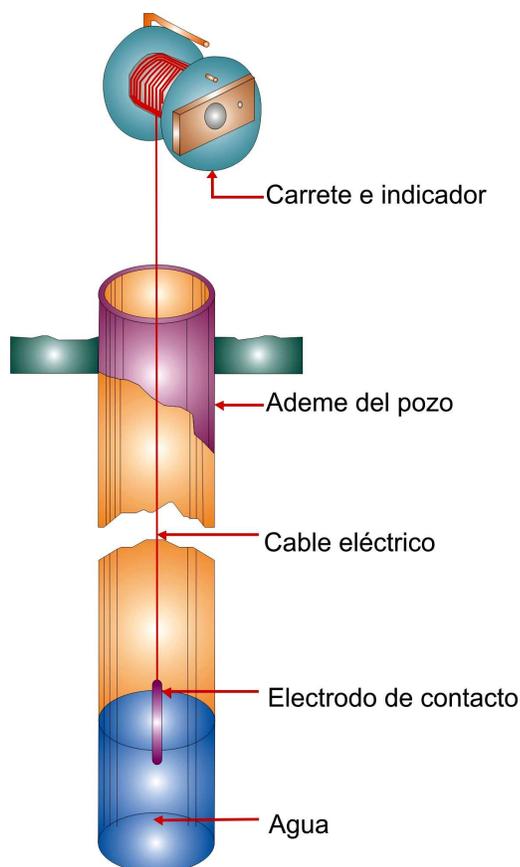


Figura 3.2.3 Sonda eléctrica para medir la profundidad del agua subterránea

MÉTODO DE LA CINTA MOJADA

Es una manera muy precisa de medir la profundidad del agua y se puede usar fácilmente en profundidades que alcancen 25 o 30 metros. El procedimiento de medición es el siguiente:

- 1) Primero se adhiere una pesa de plomo a una cinta de acero para medir.
- 2) Los 50 ó 60 cm inferiores de la cinta se recubren con tiza o yeso antes de efectuar las mediciones.
- 3) Se hace descender la cinta dentro del pozo hasta que una parte de la sección entizada penetre dentro del agua, y la marca mas próxima de la cinta se sostiene contra el borde superior del ademe del pozo o contra algún otro punto de referencia desde el cual se estén efectuando las mediciones.
- 4) Se extrae la cinta, y se mide la porción mojada de la parte entizada.
- 5) La lectura anterior se resta de la marca que se sostuvo contra el punto de referencia, y la diferencia será la profundidad del nivel del agua.

Una de las desventajas de este método consiste en que debe conocerse aproximadamente la profundidad del agua para poder introducir una parte de la sección entizada de la cinta y que se manifieste una línea mojada. Cuando la profundidad del agua se halla a más de 25 o 30 metros, este método resulta difícil de aplicar.

MÉTODO DE LA LÍNEA DE AIRE

La línea de aire consiste de un conducto o tubería de pequeño diámetro y de longitud suficiente como para que se extienda desde la boca del pozo hasta unos cuantos metros por debajo del nivel a que se supone llegara el agua durante el bombeo (Figura 3.2.4). Conforme más bajo se instale dentro del pozo, con mayor exactitud deberá medirse la longitud de la línea de aire.

El artefacto funciona basado en el principio de que la presión de aire requerida para expulsar el agua contenida en la porción sumergida de la línea, es igual al peso de una columna de agua de la misma altura. Si esta presión se expresa en metros de agua, se puede calcular entonces la profundidad del agua en el pozo.

El paso necesario consiste en la determinación exacta de la profundidad que existe desde la boca del ademe del pozo, o desde algún otro punto de referencia, hasta el extremo inferior de la línea de aire.

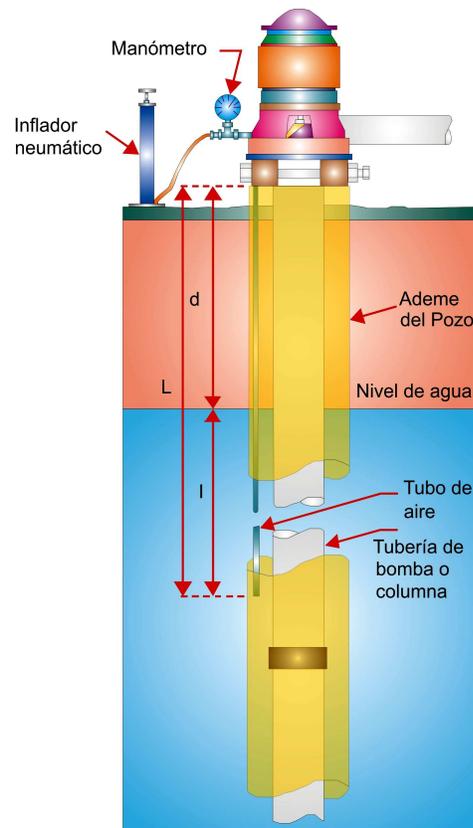


Figura 3.2.4 Instalación típica para la medición de niveles de agua por el método de la línea de aire

Una vez que se haya instalado y conectado el manómetro, se inyecta aire dentro de la línea. La presión indicada por el manómetro aumentará hasta alcanzar un valor máximo, lo que significa que toda el agua ha sido expulsada de la línea de aire. En este instante, la presión de aire dentro del tubo estará balanceando justamente la presión del agua y la lectura del manómetro indicará la presión necesaria para soportar una columna de agua de una altura igual a la distancia entre el nivel del agua en el pozo y el fondo del tubo. Si el manómetro indica metros de agua, mostrará directamente la longitud de la porción sumergida de la línea, en metros. Sustrayendo la longitud sumergida de la longitud total de la línea de aire, se obtendrá la profundidad del agua desde el punto de medición o referencia escogido. La medición que se haga antes de arrancar la bomba, indicará el nivel estático del agua.

Cualquier cambio en el nivel del agua vendrá dado por la diferencia de presión indicada por el manómetro en dos mediciones consecutivas. Con referencia a la Figura 3.2.4, la profundidad del agua se calcula siempre mediante la expresión:

$$d = L - I \quad (\text{Ec. 3.2.1})$$

Donde:

d = profundidad del agua en metros

L = profundidad del extremo inferior de la línea de aire, en metros.

I = Carga de presión, en metros, representada por una columna de agua cuya altura sea igual a la longitud de la porción sumergida de la línea de aire.

3.2.3 ACUIFEROS

Es una capa permeable de roca capaz de almacenar, filtrar y liberar agua. La capa de roca (o estrato) contiene muchos poros que, cuando se conectan, forman una red que permite el movimiento del agua a través de la roca.

FORMACIONES GEOLÓGICAS Y SU COMPORTAMIENTO FRENTE AL AGUA

Los acuíferos deben ser entendidos como formaciones geológicas subterráneas permeables, susceptibles de almacenar y transmitir el agua. Así, cabe indicar que existe en la naturaleza una amplia gama de formaciones con capacidades muy diversas para almacenar y transmitir el agua; desde el punto de vista hidrogeológico o según la permeabilidad, estas formaciones suelen dividirse en cuatro grupos principales (Figura 3.2.5).

	Capacidad de almacenar	Capacidad de drenar	Capacidad de transmitir	Formaciones características
ACUÍFEROS	ALTA	ALTA	ALTA	Gravas, arenas calizas
ACUITARDOS	ALTA	MEDIA/BAJA	BAJA	Limos, arenas limosas y arcillosas
ACUICLUDOS	ALTA	MUY BAJA	NULA	Arcillas
ACUIFUGOS	NULA	NULA	NULA	Granitos, gneises, mármoles

Figura 3.2.5 Formaciones geológicas frente al agua

- **Acuíferos:** capaces de almacenar y transmitir el agua (gravas, arenas, materiales calizos, etc.); son formaciones con **capacidad de drenaje alta** en las que se pueden perforar pozos y sondeos con el fin de satisfacer las necesidades humanas de abastecimiento, agricultura, industria, ganadería, etc.
- **Acuitardos:** capaces de almacenar el agua en cantidades muy importantes, pero la transmiten con dificultad; se suelen denominar con frecuencia formaciones semipermeables (limos, arenas limosas, arenas arcillosas, etc.), y su **capacidad de drenaje es media a baja**; no son de interés para la obtención de caudales que puedan servir a alguna necesidad hídrica, pero en la naturaleza juegan un papel muy importante como elementos transmisores del agua en recargas verticales a través de grandes superficies.
- **Acuicludos:** pueden almacenar el agua en grandes cantidades, pero no tienen la posibilidad de transmitirla y **se drenan con mucha dificultad**; el agua se encuentra encerrada en los poros de la formación y no puede ser liberada (arcillas, arcillas plásticas, limos arcillosos, etc.); en hidrogeología clásica, se asumen como impermeables, pero en ingeniería geológica este concepto se hace menos preciso, pues drenajes muy limitados pueden presentar problemas en determinadas obras.
- **Acuífugos:** formaciones incapaces de almacenar y de transmitir el agua; están representados por las rocas compactas, como granitos y gneises, y a veces incluso calizas muy compactas sin carstificar; se muestran como impermeables salvo que existan fracturas que pueden permitir flujos.

TIPOS DE ACUÍFERO Y SU COMPORTAMIENTO

Ante todo conviene indicar, para fijar algunos puntos de referencia, que cuando se bombea un pozo baja el nivel del agua en el mismo y en toda la porción de acuífero circundante a él; el descenso de nivel es más pronunciado en el pozo y se reduce a medida que aumenta la distancia al mismo. La distancia existente entre el pozo de bombeo y la zona del acuífero en la que la influencia puede considerarse nula, es el llamado radio de influencia (Figura 3.2.6). En definitiva, se forma en torno al pozo un gran cono de bombeo, cuya superficie es la superficie piezométrica dinámica, y el valor del nivel de agua en un punto de dicha superficie es el llamado nivel dinámico. El nivel estático es el que existía en el acuífero antes de empezar el bombeo.

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO "SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

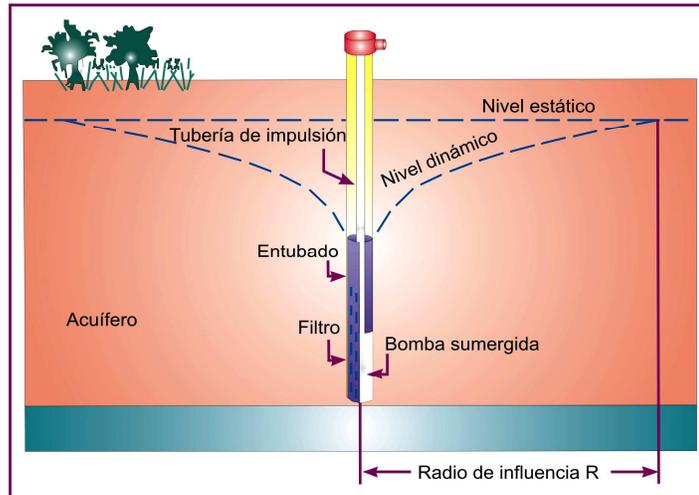


Figura 3.2.6 Formaciones geológicas frente al agua

Desde el punto de vista de su textura o según su porosidad, existen fundamentalmente tres tipos de materiales acuíferos, que se representan para su mejor comprensión en la figura 3.2.7.

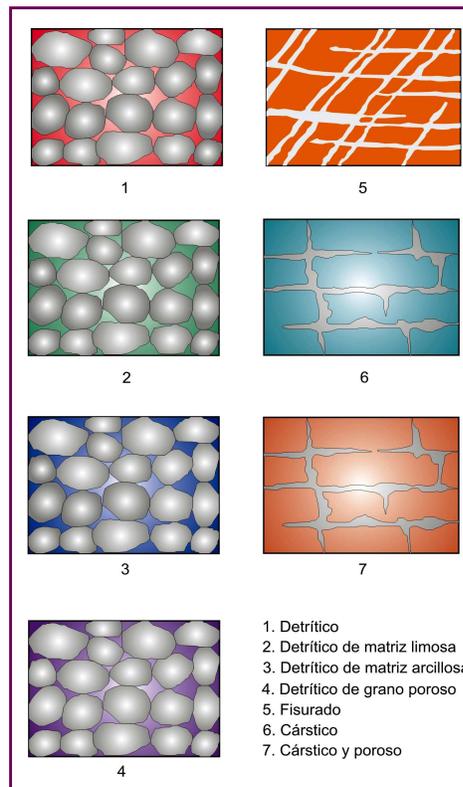


Figura 3.2.7 Tipos de acuíferos según su textura

- Los denominados **acuíferos porosos**, cuya permeabilidad es debida a su porosidad intergranular; entre ellos se encuentran las gravas, arenas, arcosas y, en general, todos los materiales detríticos con tamaño de grano de arena como mínimo. La textura del medio está constituida por granos, permitiendo que el agua se almacene y circule por los huecos intergranulares; dichos huecos pueden estar rellenos de material granular muy fino, disminuyendo las características del medio para el almacenamiento y transporte de agua, o incluso estar rellenos de materiales arcillosos, dejando prácticamente anuladas estas características. En ocasiones, los mismos granos están constituidos por material poroso que les aporta, incluso, mejores propiedades como almacén de agua. Los medios granulares, dada su génesis, suelen ser muy homogéneos a escalas reducidas.
- Aquellos cuya permeabilidad es debida a grietas y fisuras, tanto de origen mecánico como de disolución, forman en conjunto los **acuíferos cársticos y fisurados**, y se encuentran entre ellos las calizas, dolomías, granitos, basaltos, etc., siendo los dos primeros los tipos más importantes. La carstificación es un proceso de disolución por acción del agua en formaciones carbonatadas previamente fisuradas; los acuíferos cársticos son poco homogéneos a pequeña escala, pero suelen presentarse más homogéneos si la escala de trabajo es suficientemente amplia.
- Por último, están los acuíferos cuya permeabilidad es debida a un conjunto de las dos anteriores causas, teniendo así los **acuíferos cársticos y porosos**. Son típicas las calcarenitas.

Por otra parte, los acuíferos, según sus circunstancias hidráulicas y estructurales o según la presión hidrostática, pueden funcionar de cuatro distintas formas:

- **Acuíferos libres:** son aquellos en los que el nivel de agua se encuentra por debajo del techo de la formación permeable. Liberan agua por desaturación, es decir, el agua que ceden es el agua que tienen almacenada; este volumen de agua es alto en comparación con los acuíferos que se citan a continuación, y por ello tienen bastante inercia. Los conos de bombeo suelen ser esbeltos, esto es, con elevados descensos de nivel en el pozo y corto radio de influencia.
- **Acuíferos cautivos o confinados:** son aquellos que están aislados en el subsuelo, rodeados de materiales impermeables por todos sus lados. El nivel de agua en los acuíferos cautivos está por encima del techo del material acuífero; en realidad, están a presión o en carga,

debido al peso de los materiales superiores. El agua que ceden procede de la descompresión de estos niveles superiores, cuando se produce la depresión en el acuífero. En rigor, no existen en la naturaleza acuíferos cautivos puros, dado que no existen materiales absolutamente impermeables capaces de aislarlos, aunque a efectos prácticos muchos se pueden considerar como tales, entre otros aquellas formaciones permeables que permanecen cautivas en una gran extensión y afloran en superficie por alguno de sus extremos; este caso se comentará más adelante. Son acuíferos rápidos, con muy poca inercia debido a su baja capacidad de almacenar agua, que reaccionan o transmiten enseguida las influencias de un bombeo puntual; los conos de bombeo suelen ser de menor altura que en los libres, pero con radios de influencia largos.

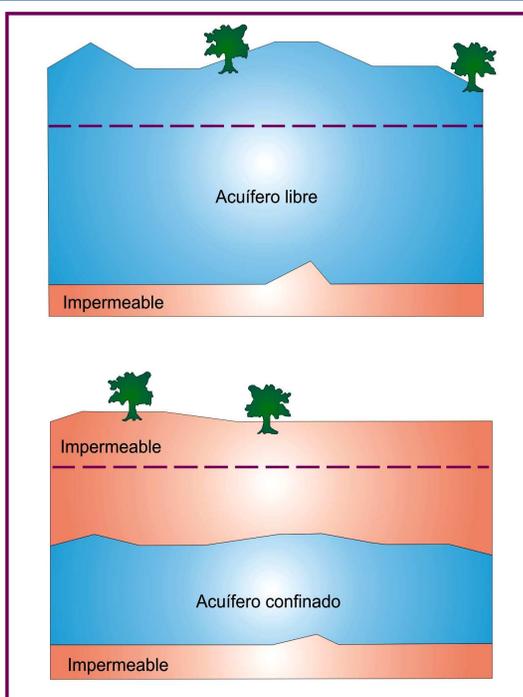


Figura 3.2.8 Esquemas de acuífero libre y confinado

- **Acuíferos semiconfinados:** los materiales que los rodean no son todos impermeables; así, el paquete superior o semiconfinante lo constituyen formaciones semipermeables, que permiten el paso del agua de otros acuíferos superiores al inferior semiconfinado. Consecuentemente, la velocidad de reacción de estos acuíferos ante un bombeo es más moderada que en los cautivos y los radios de influencia tienen valores medios entre los libres y los cautivos. En realidad un acuífero semiconfinado es un sistema físico integrado

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

por un acuífero superior bien alimentado, un paquete semipermeable o acuitardo y un acuífero inferior semiconfinado; la diferencia de niveles entre el acuífero superior e inferior acarrea una transferencia de agua vertical que alimenta el acuífero inferior.

- **Acuíferos Colgados:** una lente menos permeable sustenta una **bolsa de agua**, que en muchos casos es especialmente limitado. Este acuífero no tiene un flujo horizontal de agua subterránea y se recarga solo por la infiltración en épocas lluviosas de zonas muy cercanas. Se vacía rápido debido a su uso.

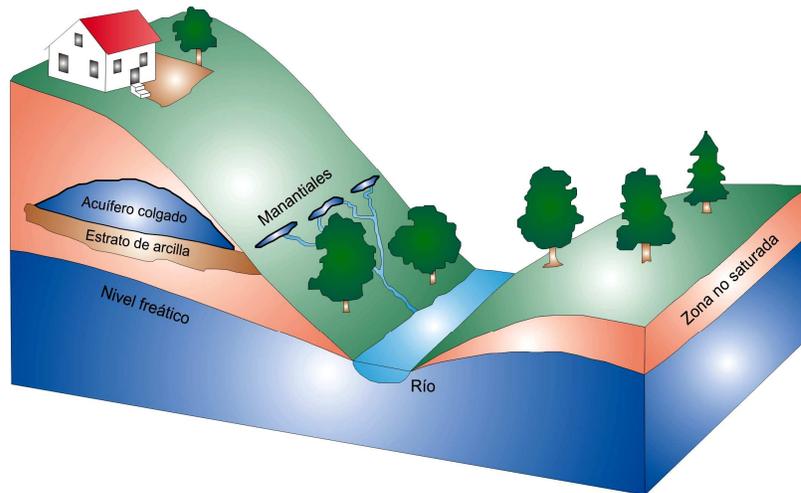


Figura 3.2.9 Acuífero colgado

En la figura 3.2.10 se sintetiza el tipo de acuíferos existentes en la naturaleza, según su estructura y funcionamiento.

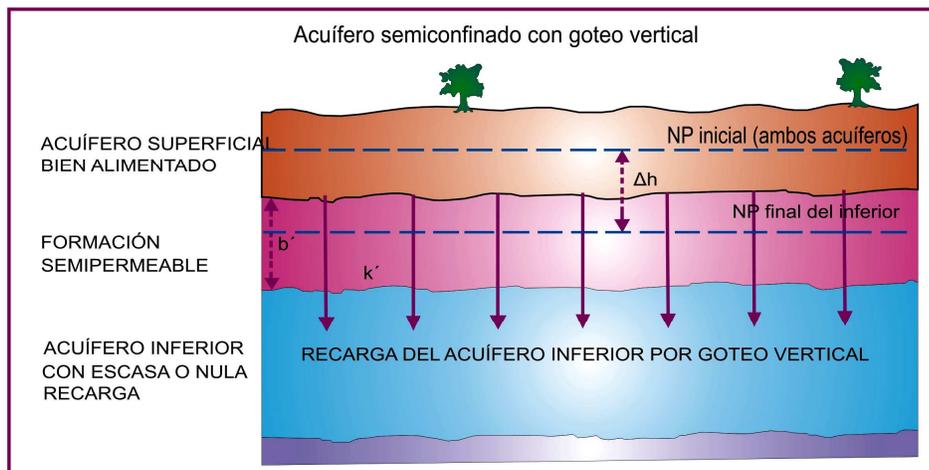


Figura 3.2.10 Esquema de acuífero semiconfinado

FUNCIONAMIENTO Y EXPLOTACIÓN DE ACUÍFEROS

Un acuífero se puede considerar, que funciona como un embalse superficial con unas entradas de agua, unas salidas, una capacidad de embalse y de regulación.

Las entradas se pueden producir (Figura 3.2.11) por infiltración de la lluvia sobre la superficie permeable del acuífero, por infiltración del agua que circula por ríos, acequias, canales, etc., por aportación lateral subterránea desde acuíferos próximos y por infiltración de una parte del agua de riegos, y de los vertidos urbanos e industriales (retornos).

Las salidas en condiciones de funcionamiento hidráulico natural se producen por surgencias (manantiales) y 10% de manera subterránea a ríos o al mar, cuando se trate de un acuífero costero.

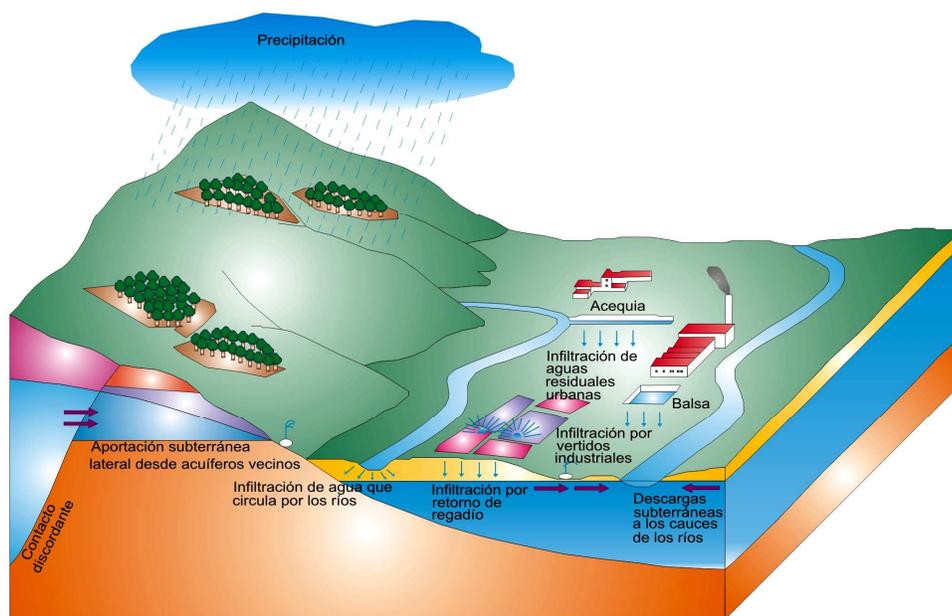


Figura 3.2.11 Funcionamiento y explotación de acuíferos

En un acuífero en régimen natural (no existen bombes), el aprovechamiento del agua se limita exclusivamente a las salidas naturales. En este caso, generalmente, el acuífero está mal aprovechado, porque no siempre se utilizan al máximo las descargas de los manantiales (normalmente éstos presentan caudales elevados en invierno y reducidos en verano, que es cuando la demanda de agua para riego y abastecimiento urbano es mayor, principalmente en las áreas turísticas). Las descargas subterráneas pueden ser parcial o totalmente, como en el caso

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

representado en la (Figura 3.2.12), donde un acuífero costero vierte al mar un flujo de agua dulce a través de surgencias submarinas.

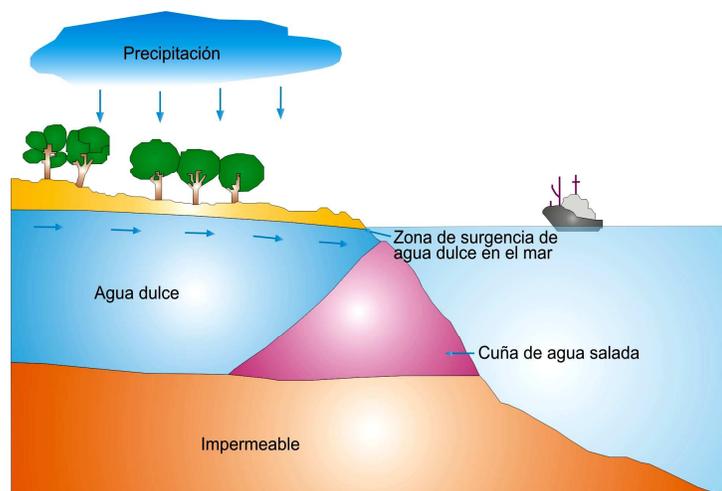


Figura 3.2.12 Acuífero costero

Cuando en la explotación de un acuífero se introducen los bombeos, el aprovechamiento del agua, si se realiza adecuadamente, generalmente, mejora, pues se evitan pérdidas y se gana en garantía de suministro, ya que mediante los bombeos se puede satisfacer demandas en épocas puntas y en lugares concretos donde no existen salidas naturales; es decir, adaptar los caudales bombeados a la demanda en el espacio y en el tiempo.

Ahora bien, es importante destacar que un acuífero no ha de considerarse como un gran depósito de agua del que se bombea a gusto del consumidor, ya que esto puede dar lugar a una serie de problemas diversos (intrusión marina, deterioro de la calidad del agua, descenso progresivo del nivel piezométrico, etc.), que pueden hacer inaceptable social y económicamente la explotación de las aguas subterráneas. Para prevenir o evitar estos efectos no deseados. Es necesario optimizar las disponibilidades de agua subterránea mediante planes de regulación que vayan más allá de la simple reducción de las extracciones.

Dentro de estos planes y haciendo uso de la gran capacidad de almacenamiento que tienen los acuíferos, es donde las técnicas de recarga artificial pueden jugar un papel muy importante en el marco general de la planificación hidrológica, al mismo tiempo que actúan como puente de unión en el uso conjunto aguas superficiales-aguas subterráneas.

NIVEL PIEZOMÉTRICO

Al nivel piezométrico se le suele denominar también altura piezométrica, cota piezométrica o carga hidráulica. El nivel piezométrico se mantiene constante en la vertical de un almacenamiento de agua libre o en la vertical de un medio permeable saturado cuando éste es homogéneo e isótropo.

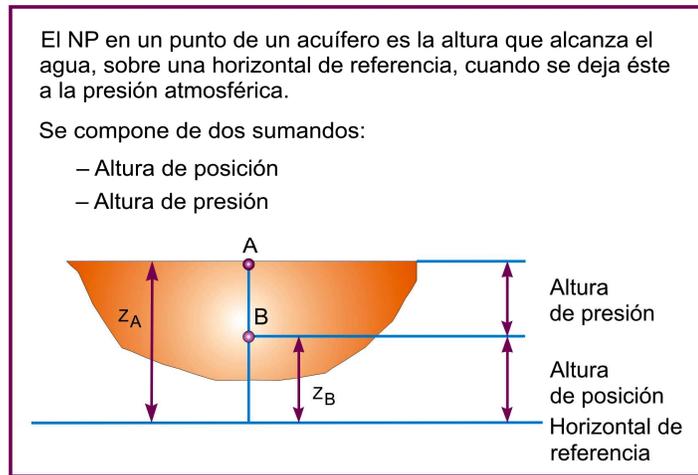


Figura 3.2.13 Nivel piezométrico

En consecuencia, el **nivel piezométrico** en un punto de un acuífero puede definirse como el valor de la cota respecto a una referencia que alcanza el agua cuando dicho punto se libera a la presión atmosférica. Esta altura se compone de dos sumandos: la altura de posición del punto respecto a una referencia y la altura de presión equivalente a la altura que alcanzaría el agua sobre el punto al dejar éste libre a la presión atmosférica.

MOVIMIENTO DEL AGUA EN LOS ACUÍFEROS

En el suelo y el subsuelo existen varias zonas donde el movimiento del agua tiene características propias y leyes particulares. Se pueden distinguir cuatro zonas: suelo, zona no saturada, zona capilar y zona saturada. En la figura 3.2.14 quedan representadas estas zonas y una orientación de los niveles piezométricos relativos en cada una de ellas.

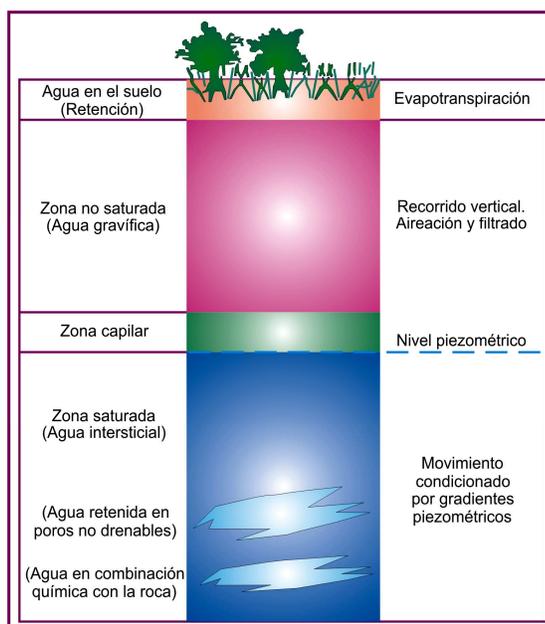


Figura 3.2.14 Perfiles y movimiento del agua en el suelo y subsuelo

MOVIMIENTO DEL AGUA EN EL SUELO

En la parte más superficial de las formaciones acuíferas, y en contacto con la atmósfera, se encuentra una zona húmeda, según estaciones, caracterizada en general por su alta porosidad y abundancia de materia orgánica. Es comúnmente conocida por **suelo** y en ella el movimiento del agua está caracterizado por los fenómenos de almacenamiento, evaporación y transpiración. Es una zona donde existe absorción y por tanto, debido a las presiones negativas, el nivel piezométrico es inferior a la altura de posición.

MOVIMIENTO DEL AGUA EN LA ZONA NO SATURADA

El movimiento del agua en la zona no saturada es gravífico, y por tanto vertical descendente. También en esta zona existe absorción, y debido a las presiones negativas el nivel piezométrico es inferior a la altura de posición.

MOVIMIENTO DEL AGUA EN LA FRANJA CAPILAR

Es una zona de transición entre las zonas no saturada y saturada debida a la absorción de la parte de formación acuífera situada inmediatamente encima de la zona saturada. En la parte

superior de la franja capilar las bolsas de aire pueden constituir un freno al movimiento descendente, mientras que en la parte inferior el movimiento del agua es muy similar al movimiento del agua en la zona saturada. Debido a la absorción, el nivel piezométrico es inferior a la altura de posición.

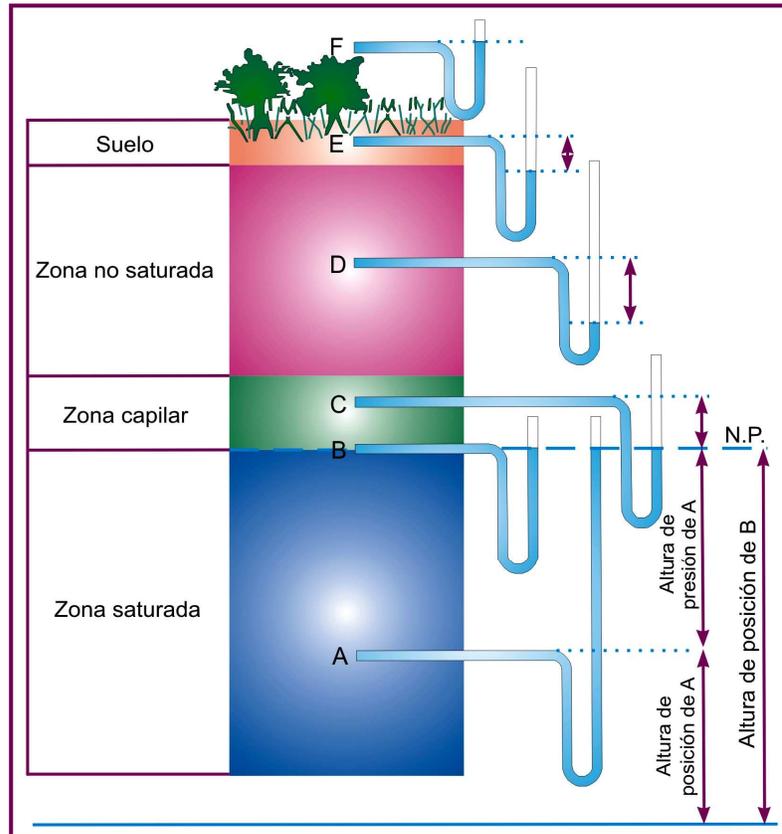


Figura 3.2.15 Niveles piezométricos en el suelo y subsuelo

3.2.4 HIDRÁULICA SUBTERRANEA

El agua en la zona saturada se mueve de puntos de mayor nivel piezométrico a puntos de menor nivel piezométrico, es decir, de zonas de mayor a menor energía. En consecuencia el agua en la zona saturada puede moverse en sentido horizontal y vertical ascendente o descendente, independientemente de la situación en cota de las formaciones, atendiendo únicamente a la energía que tenga en cada punto del espacio.

POTENCIAL HIDRÁULICO

En realidad, el agua se mueve de los puntos en los que tiene más energía hacia aquellos en los que tiene menor energía. Esa energía se denomina *potencial hidráulico* y está queda reflejada precisamente por la altura de la columna de agua en ese punto.

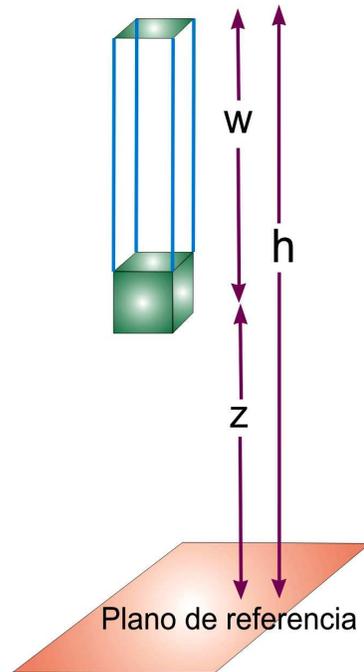


Figura 3.2.16 Representación gráfica de la energía potencial hidráulica

RÉGIMEN PERMANENTE Y RÉGIMEN VARIABLE

Cuando un sistema de flujo no varía con el tiempo se dice que está en régimen permanente, estacionario o en equilibrio. Cuando el flujo varía con el tiempo, estamos en régimen no permanente o variable.

Por ejemplo, en los alrededores de un sondeo y en las primeras horas tras el comienzo del bombeo, el flujo varía constantemente: estamos en régimen variable. Puede ser que transcurrido un tiempo se alcance el régimen permanente; esto se aprecia cuando los niveles en el pozo que se bombea y en puntos próximos no bajan más aunque el bombeo continúe.

LÍNEAS DE FLUJO Y SUPERFICIES EQUIPOTENCIALES

Una *línea de flujo* es la envolvente de los vectores velocidad en un instante determinado (Figura 3.2.17).

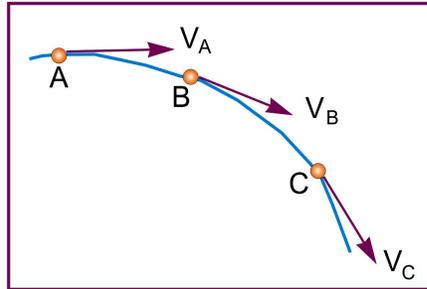


Figura 3.2.17 A B C es una línea de flujo

Trayectorias son los caminos seguidos por las partículas de agua en su recorrido. En régimen permanente las trayectorias coinciden con las líneas de flujo, en régimen variable pueden no coincidir.

Una *superficie equipotencial* es el lugar geométrico de los puntos del espacio que tienen un mismo potencial hidráulico. Por tanto, el flujo se producirá perpendicularmente a las superficies equipotenciales, buscando el máximo gradiente (Figura 3.2.18), igual que una pelota rueda por una ladera perpendicularmente a las curvas de nivel buscando la máxima pendiente.

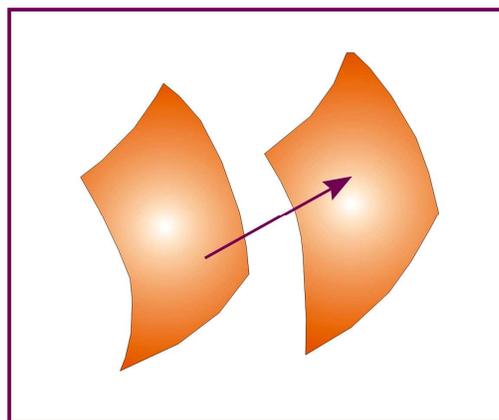


Figura 3.2.18 Las superficies equipotenciales pueden tener cualquier forma y el flujo se moverá perpendicularmente a estas superficies

REDES DE FLUJO

Una red de flujo es una representación esquemática del flujo en un plano mediante líneas de flujo y líneas equipotenciales. Las líneas equipotenciales son la traza de las superficies equipotenciales al ser cortadas por el plano en que se dibuja la red de flujo. El flujo siempre es tridimensional, así que las redes de flujo, en un plano, pueden trazarse en un plano horizontal o en un corte vertical.

El trazado de una red de flujo debe cumplir estas condiciones: 1) Ambas familias de líneas tienen que cortarse perpendicularmente. 2) Los espacios resultantes deben ser “cuadrados” (aunque sean trapecios curvilíneos o incluso triángulos, han de ser proporcionados para que se aproximen lo más posible a cuadrados).

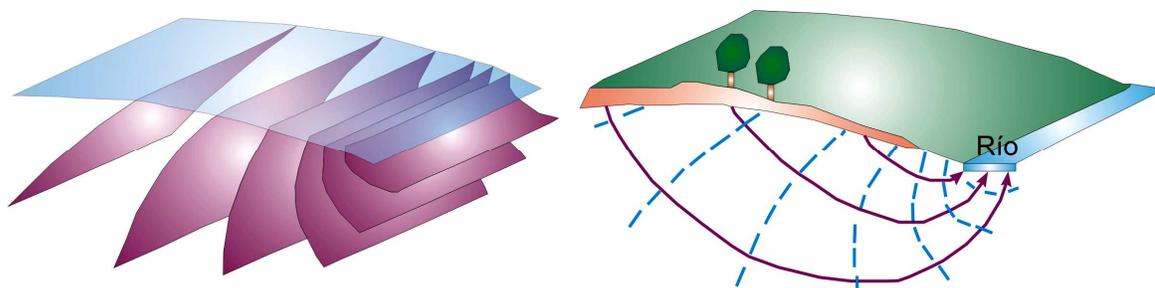


Figura 3.2.19 Superficies equipotenciales y representación de líneas de flujo y líneas equipotenciales

FLUJO DESCENDENTE Y ASCENDENTE: ÁREAS DE RECARGA Y DESCARGA

En un caso real, lo normal es que no dispongamos del esquema de la red de flujo que existe bajo nuestros pies. Para saber si nos encontramos en una zona de recarga (flujo con componente vertical descendente), de descarga (flujo ascendente) o bien si el flujo subterráneo es horizontal, hay que medir el nivel en dos sondeos próximos abiertos a diferente profundidad (Figura 3.2.20).

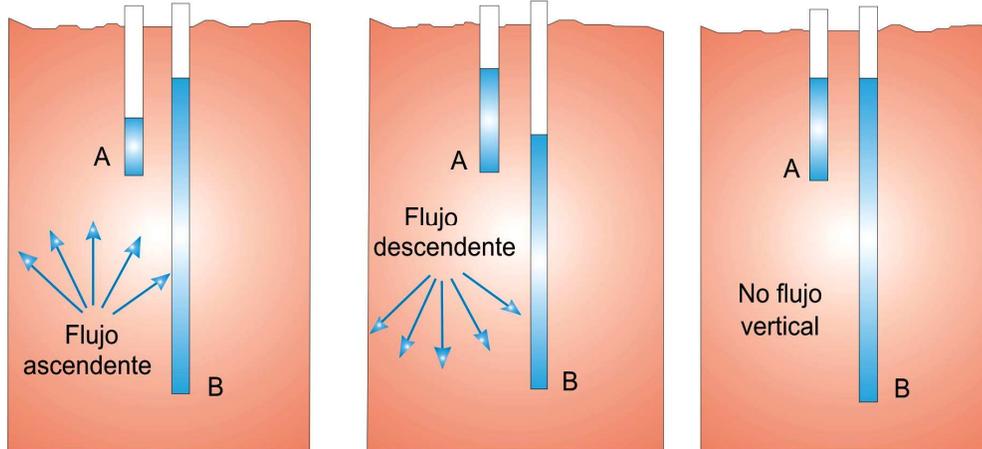


Figura 3.2.20 Los diferentes comportamientos que puede presentar un flujo

Figura 3.2.20. Si en B el potencial hidráulico es mayor que en A, el flujo será ascendente, en alguna de las direcciones indicadas en las flechas. En la figura central sucede lo contrario: el flujo tiene una componente vertical descendente. Finalmente, en la imagen derecha, no existiría flujo vertical.

Estas parejas de piezómetros nos indican la componente vertical del flujo. Para conocer la componente horizontal lógicamente hay que medir varios niveles en sondeos de profundidad similar y distante. Esto nos lleva a los mapas de isopiezas.

FLUJO HORIZONTAL: MAPAS DE ISOPIEZAS

En general, como hemos visto, las superficies equipotenciales pueden presentar cualquier forma, curvatura o inclinación, pero en muchas zonas la componente vertical del flujo es pequeña en comparación con la componente horizontal, lo que quiere decir que el flujo es casi horizontal y que las superficies equipotenciales son aproximadamente verticales, aunque curvadas, como ondas de cortinas colgadas. Por ejemplo, en la Figura 3.2.21 representa el flujo a través de un estrato horizontal, que constituye un acuífero confinado.

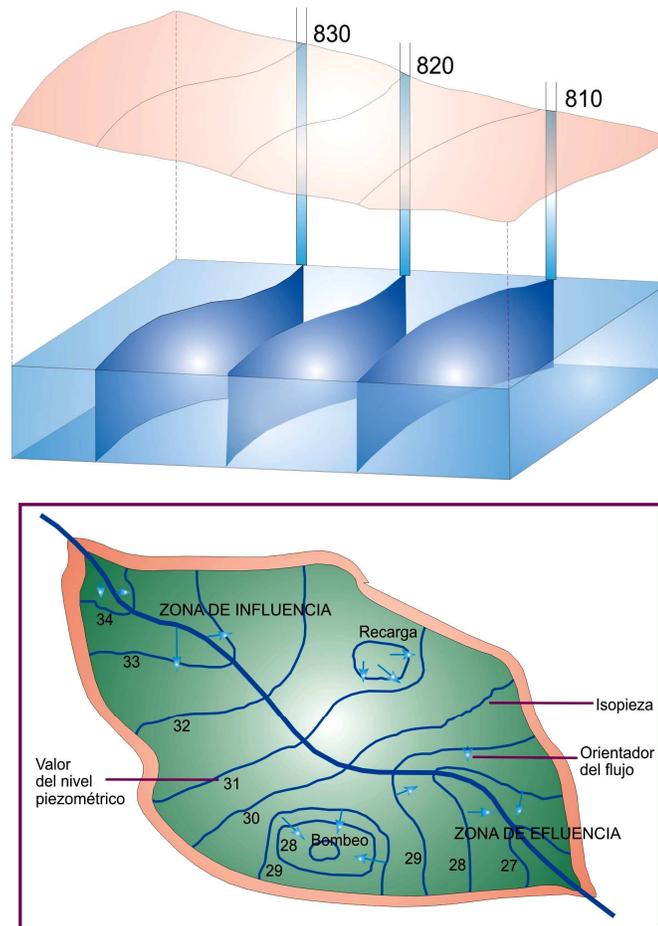


Figura 3.2.21 Representación del flujo a través de un estrato horizontal y el mapa de curvas isopiezométricas

Figura 3.2.21. Las superficies equipotenciales verticales provocan un flujo horizontal. Los tubos que reflejan el potencial hidráulico mediante la altura de columna de agua podrían estar conectados en cualquier punto de sus respectivas superficies, y la altura de agua hubiera sido la misma. La superficie que aparece "flotando" sobre el acuífero es la *superficie piezométrica*, cuya topografía se refleja en el *mapa de curvas isopiezométricas* de abajo. En este mapa podemos trazar las líneas de flujo perpendiculares a las líneas isopiezométricas.

El mapa esquematizado en la Figura 3.2.21 (abajo) se denomina de *líneas isopiezométricas*, o, abreviadamente de *isopiezas*, y también es una simplificación del flujo tridimensional, pero en un plano horizontal.

Las fases para la realización de un mapa de isopiezas serían:

- Medida del nivel piezométrico en diversos puntos (los más posibles). Hay que obtener la cota del nivel del agua, que es igual a la cota del terreno menos la profundidad del agua.
- Situación sobre el mapa de todas las medidas y trazado de las isolíneas.
- Dibujo de algunas líneas de flujo perpendiculares a las líneas isopiezométricas. En un mapa de isopiezas a veces no se dibujan. En cualquier caso pueden trazarse algunas indicando las direcciones del flujo, pero no tantas para que formen una malla de cuadrados.

Precaución: Un mapa de isopiezas reflejará fielmente la realidad tridimensional si todas las medidas se han tomado en un lapso de tiempo breve, si todos los puntos de medida están en el mismo acuífero y tienen profundidades similares. Aunque la componente vertical no sea importante, si se sitúan en el mismo mapa el nivel de un sondeo de 50 m cerca de otro de 200 m se va a generar un mapa de isopiezas falso.

3.2.5 FLUJO DE AGUA EN MEDIOS POROSOS

PARÁMETROS HIDROGEOLÓGICOS CARACTERÍSTICOS DE LAS FORMACIONES GEOLÓGICAS

La capacidad de almacenar y transmitir el agua por parte de un acuífero debe ser cuantificada para evaluar las formaciones desde el punto de vista hidrológico. Por ello, se asocian a las formaciones varios parámetros básicos en cuanto a su comportamiento respecto al agua que pueden contener y transmitir.

POROSIDAD

La porosidad es la relación entre el volumen de huecos y el volumen total de una roca. Es un parámetro adimensional y depende únicamente de la constitución de la roca o suelo, es decir, de su textura característica, sin que intervenga la forma geométrica ni la potencia de la formación o su mecanismo de funcionamiento hidráulico en la naturaleza.

$$n = \frac{V_t - V_s}{V_t} \quad (\text{Ec. 3.2.2})$$

Donde:

V_t = volumen total de la muestra

V_s = volumen de la muestra seca

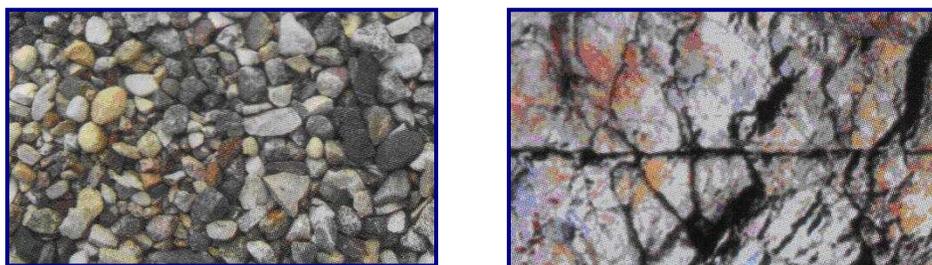


Figura 3.2.22 Materiales con distinta porosidad

POROSIDAD EFICAZ

La porosidad eficaz n_e , también denominada porosidad cinemática, referida al volumen de poros conectados por los que el transporte de fluido es posible, y queda ligado no solo a la textura de la formación, sino también a las características del fluido:

$$n_e = \frac{\text{Volumen de poros conectados}}{\text{Volumen total}} \quad (\text{Ec. 3.2.3})$$

La tabla se pueden encontrar algunos valores típicos para la porosidad total y eficaz, según del substrato.

Substrato	n (%)	n_e (%)
Arcillas	40 – 60	0 – 5
Limos	35 – 50	3 – 19
Arenas finas, arenas limosas	20 – 50	10 – 28
Arena gruesa o bien clasificada	21 – 50	22 – 35
Grava	25 – 40	13 – 26
Shale intacta	1 – 10	0.5 – 5
Shale fracturada/alterada	30 – 50	
Arenisca	5 – 35	0.5 – 0.10
Calizas, dolomías NO carstificadas	0.01 – 1	0.1 – 5
Calizas, dolomías carstificadas	5 – 50	5 – 40
Rocas ígneas y metamórficas sin fracturar	0.01 – 1	0.0005
Rocas ígneas y metamórficas fracturadas	1 – 10	0.00005 – 0.01

Tabla 3.2.1 Porosidad total y eficaz (fuente: Método ZOP FORGAES)

RETENCIÓN ESPECÍFICA

La retención específica de una roca o suelo es la diferente entre la porosidad (n) y la porosidad eficaz (n_e).

$$s_r = n - n_e \quad (\text{Ec. 3.2.4})$$

La retención específica incrementa con la disminución del tamaño de grano (suelo o roca).

RELACION DE ESPACIO

La porosidad n se relaciona estrechamente con la relación de espacio e que se utiliza ampliamente en mecánica de suelos para expresar el volumen de los poros del suelo. Se define como la relación entre el volumen de los poros V_v y el volumen de los sólidos V_s . De este modo:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (\text{Ec. 3.2.5})$$

El valor de e varía de alrededor de 0.7 para arenas densas y gravas, a cerca de 1.3 para arcillas no consolidadas. La relación entre porosidad y espacio e es:

$$n = \frac{e}{e + 1} \quad (\text{Ec. 3.2.6})$$

CONTENIDO DE AGUA

El contenido de agua de un suelo, expresado en porcentaje, es el peso del agua contenida, W_w , dividido por el peso total de la masa de suelo, W_s :

$$W = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (\text{Ec. 3.2.7})$$

RELACION DE SATURACION

Es la relación del volumen del agua contenida en el suelo, V_w , al volumen de espacios vacíos, V_v :

$$R_s = \frac{V_w}{V_v} \quad (\text{Ec. 3.2.8})$$

CONTENIDO VOLUMÉTRICO DE AGUA

Es el volumen del agua contenida en el suelo, V_w , dividido por el volumen total de la muestra del suelo, V :

$$\theta = \frac{V_w}{V} \quad (\text{Ec. 3.2.9})$$

En la zona de saturación $\theta = n$; en la zona de aireación $\theta < n$.

COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO

Este coeficiente representa la capacidad para liberar agua de un acuífero. Es, en consecuencia, un parámetro físico referido al volumen cedido por unidad de volumen de acuífero y, al igual que la porosidad, es adimensional.

El coeficiente de almacenamiento de un acuífero confinado o coeficiente de almacenamiento por liberación elástica S :

$$S = \gamma_w b(\alpha + n_e \beta) \quad (\text{Ec. 3.2.10})$$

Donde:

γ_w = Peso específico del agua (N/m^3)

b = Espesor del acuífero (mts)

α = Compresibilidad del acuífero ($\text{m s}^2/\text{Kg}$)

n_e = Porosidad específica (adimensional)

β = Compresibilidad del agua ($\text{m s}^2/\text{Kg}$)

PERMEABILIDAD

La permeabilidad es el parámetro que permite evaluar la capacidad de transmitir agua de una formación en función de la textura de la misma, sin relacionarla con su estructura o forma geométrica. Dentro de este concepto pueden definirse otro dos:

- La permeabilidad ligada tanto a las características texturales del medio físico como del fluido que transmite, se le denomina **permeabilidad efectiva o conductividad hidráulica**, representada por el coeficiente de permeabilidad, k .

- La denominada **permeabilidad intrínseca**, K , que sólo depende de las características internas del medio permeable.

La permeabilidad efectiva k se define también como el caudal que es capaz de atravesar una sección unitaria del acuífero, normal al flujo, bajo un gradiente piezométrico unitario. Depende, en consecuencia, tanto de las características del medio físico (acuífero), como de las del fluido que lo atraviesa (agua).

$$k = \frac{Q}{A} \quad (\text{Ec. 3.2.11})$$

Donde:

k = Conductividad Hidráulica o Permeabilidad efectiva (m/día)

Q = Caudal (m^3)

A = Área (m^2)

Se usan cm/s y m/día como unidades habituales.

La permeabilidad intrínseca y la permeabilidad efectiva se relacionan únicamente por los parámetros capaces de definir las características del fluido

La permeabilidad, al contrario que ocurría con la porosidad, si depende del tamaño del grano.

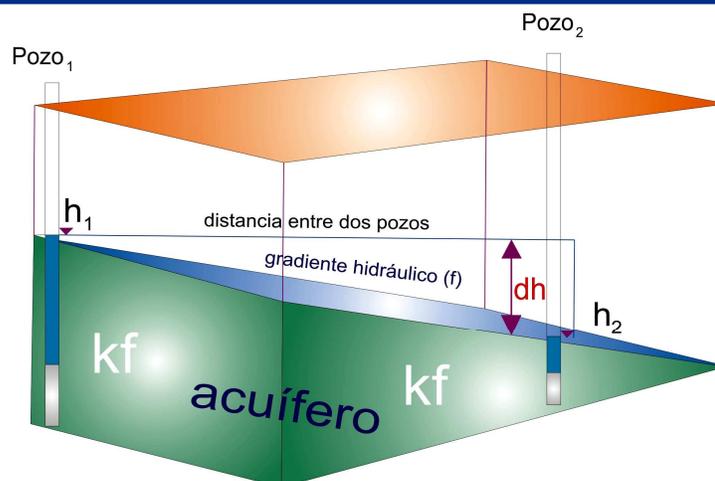


Figura 3.2.23 Esquema del gradiente hidráulico

La tabla se puede utilizar para estimar el k según del substrato que se encuentre en el acuífero.

Material	Conductividad Hidráulica (m/s)
Sedimentos	
Arena gruesa	$3 \times 10^{-4} - 3 \times 10^{-2}$
Arena media	$9 \times 10^{-7} - 6 \times 10^{-3}$
Arena fina	$9 \times 10^{-7} - 5 \times 10^{-4}$
Limo	$2 \times 10^{-7} - 2 \times 10^{-4}$
Tillita	$1 \times 10^{-9} - 2 \times 10^{-5}$
Arcilla	$1 \times 10^{-12} - 4.7 \times 10^{-6}$
Arcilla marina inalterada	$8 \times 10^{-11} - 2 \times 10^{-6}$
Rocas Sedimentarias	
Caliza y karst	$1 \times 10^{-6} - 2 \times 10^{-2}$
Caliza, dolomía	$1 \times 10^{-9} - 6 \times 10^{-8}$
Arenisca	$3 \times 10^{-10} - 6 \times 10^{-6}$
Limolita	$1 \times 10^{-11} - 1.4 \times 10^{-8}$
Sal	$1 \times 10^{-12} - 2 \times 10^{-10}$
Anhidrita	$4 \times 10^{-13} - 2 \times 10^{-8}$
Lutita	$1 \times 10^{-13} - 2 \times 10^{-9}$
Rocas Cristalinas	
Basalto fracturado	$4 \times 10^{-7} - 2 \times 10^{-2}$
Rocas ígneas y metamórficas fracturadas	$8 \times 10^{-9} - 3 \times 10^{-5}$
Granito	$3.3 \times 10^{-11} - 5.2 \times 10^{-7}$
Basalto masivo	$2 \times 10^{-14} - 4.2 \times 10^{-10}$
Rocas ígneas y metamórficas no fracturadas	

Tabla 3.2.2 Valores típicos de la Conductividad Hidráulica (Domenico y Schwartz, 1998)

TRANSMISIVIDAD

La transmisividad T es el parámetro definido para evaluar la capacidad de transmitir agua de los acuíferos, teniendo en cuenta no sólo la textura del acuífero y las características del fluido, sino también las características estructurales o geométricas. Se define como el producto de la conductividad hidráulica k y el espesor del acuífero b :

$$T = kb \quad \text{(Ec. 3.2.12)}$$

Acuíferos muy permeables pero de bajo espesor pueden, a pesar de sus excelentes características texturales, no ser aptos para una eficaz transmisión del agua debido a su bajo espesor y, consecuentemente, baja transmisividad.

DIFUSIVIDAD

La difusividad (D) es el cociente entre la transmisividad y el coeficiente de almacenamiento. Se mide en $m^2/día$

FLUJO DE DARCY

Fue enunciada por su autor en 1856, la cual establece que el caudal (Q) que es capaz de atravesar un medio permeable, es proporcional al área de paso del medio permeable (A), normal al flujo y al gradiente de niveles piezométricos entre la entrada y la salida del flujo en el medio permeable, (i).

$$Q = kAEi \quad (\text{Ec. 3.2.13})$$

Donde:

Q = Caudal de paso

k = Permeabilidad efectiva o de Darcy

A = Ancho del acuífero

E = Espesor del acuífero

i = Gradiente piezométrico

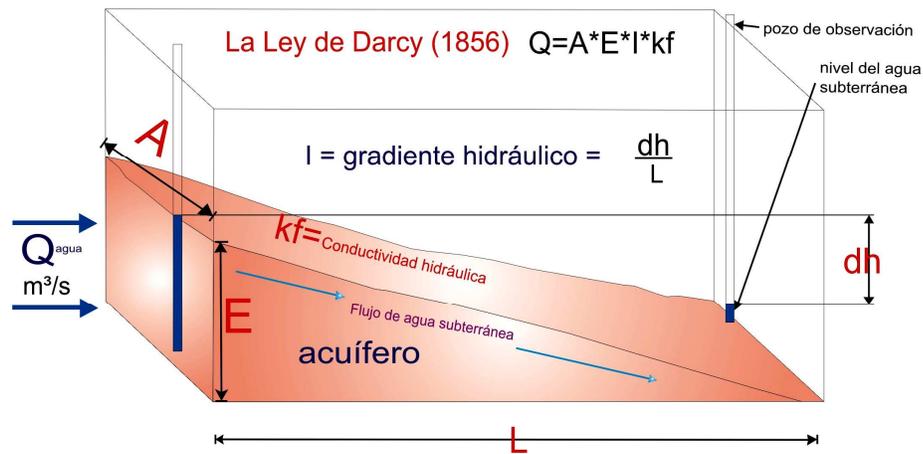


Figura 3.2.24 La ley de Darcy

VELOCIDAD REAL Y VELOCIDAD DE DARCY

La velocidad v con la que el flujo atraviesa el medio permeable, puede ser fácilmente deducida combinando las leyes de Darcy y del gasto. Así se tendría:

$$Q = vA \quad ; \quad v = \frac{Q}{A} \quad (\text{Ec. 3.2.14})$$

Donde:

Q = Caudal de paso

A = Área

v = Velocidad Real

El fluido al atravesar la sección A se encuentra con que dicha sección está, en una buena parte, ocupada por los granos del acuífero y que a efectos reales dispone de una sección que se relaciona con A por la porosidad eficaz, n_e , igual a An_e . En este caso, el caudal de paso sigue siendo el mismo, pero la velocidad real v_R del fluido entre los granos vendrá dada por:

$$Q = v_R An_e \quad \Rightarrow \quad v_R = \frac{Q}{An_e} \quad \Rightarrow \quad v_R = \frac{v}{n_e} \quad (\text{Ec. 3.2.15})$$

Es decir, la velocidad real del fluido es el cociente entre la velocidad de Darcy y la porosidad eficaz.

LIMITACIONES DE LA LEY DE DARCY

La ley de Darcy es únicamente válida para el caso en que el régimen sea laminar. Para evaluar si el régimen es realmente laminar hay que acudir al denominado número de Reynolds, que representa la relación entre las fuerzas de inercia y viscosas en el seno de un fluido:

$$R_e = \frac{\rho v d}{\mu} \quad (\text{Ec. 3.2.16})$$

Donde:

v = velocidad del fluido

d = tamaño medio de las partículas; se considera el d_{50} en medios granulares y $2e$ en medios fisurados, siendo e el ancho medio de las fisuras

ρ = densidad del fluido

μ = viscosidad dinámica.

El número de Reynolds es adimensional.

Un valor del número de Reynolds comprendido entre 1 y 10 denota un régimen laminar en el que puede considerarse aplicable la ley de Darcy, aunque es particularmente fiable para valores inferiores a 4. El régimen se manifiesta totalmente turbulento para valores de 60 a 180, y en los valores intermedios puede asumirse como cuasi-turbulento. En cualquier caso, con esta última gama de parámetros, el flujo no cumpliría la ley de Darcy.

3.2.6 HIDROQUÍMICA DEL AGUA

El principal objetivo de la Hidroquímica o Hidrogeoquímica del agua es determinación de los parámetros físico-químicos y la contaminación del agua subterránea.

CARACTERÍSTICA FÍSICO – QUÍMICAS

Concentración del Ión Hidrógeno (pH)

La concentración relativa de los iones de hidrógeno en el agua, es la que indica si ésta actuará como un ácido débil, o si se comportará como una solución alcalina.

La concentración del ión hidrógeno del agua se expresa mediante su valor de pH. Un valor de pH de 7 indica una solución neutra, o sea, ni alcalina ni ácida. Un valor de pH menor de 7, indica una condición ácida; un pH mayor que 7, corresponde a una solución alcalina.

Temperatura

A efectos prácticos, puede considerarse que en los acuíferos existe una "zona neutra", de temperatura constante, por encima de la cual la influencia térmica más significativa es la de las variaciones diarias o estacionales de la temperatura ambiente. Por debajo de esa zona el factor preponderante es el gradiente geotérmico o variación de la temperatura con la profundidad que, en áreas continentales suele ser de 3°C/100 m.

Sólidos Totales Disueltos (ST)

La concentración total de minerales disueltos en el agua es un índice general de la adaptabilidad de agua para diversos usos.

Los sólidos totales disueltos se pueden determinar a partir del residuo seco que queda de una muestra de agua que se haya dejado evaporar.

Si el agua contiene menos de 500 ppm de sólidos disueltos, es por lo general adecuada para uso doméstico y para varios usos propósitos industriales.

Conductividad eléctrica específica.

Como consecuencia de su contenido iónico, el agua se hace conductora de la electricidad. A medida que la concentración iónica aumenta, aumenta también hasta cierto límite la conductividad. La unidad de medida es el uS/cm ó umho/cm. La variación de temperatura modifica notablemente la conductividad.

Los valores normales de conductividad en aguas dulces están entre 100 y 2000 uS/cm, en el agua de mar es del orden de 45.000 y en salmueras puede alcanzar los 100.000 uS/cm.

Alcalinidad

La alcalinidad del agua consiste en su habilidad para neutralizar el ácido. Existe alguna confusión en el uso y la interpretación del término “alcalinidad”, puesto que la presencia de éste no quiere decir necesariamente que el pH del agua deba estar por sobre el valor neutro de 7. El agua subterránea con un valor del pH por debajo de 7, puede contener al mismo tiempo algunas sales que neutralizan el ácido y por lo tanto alguna alcalinidad medible.

Los iones de carbonato y de bicarbonato presentes en el agua contribuyen a la alcalinidad. Los iones de cloruro, sulfato y nitrato, no lo hacen.

Dureza

La dureza del agua se demuestra más corrientemente mediante la cantidad de jabón necesario para producir espuma. La dureza podría llamarse la propiedad del agua para desperdiciar jabón, pues mientras los minerales que causan la dureza no se hayan eliminado al combinarse con el jabón, no se producirán espumas en el agua dura.

Bicarbonato, carbonatado y CO₂

El anhídrido carbónico disuelto en agua y los diversos compuestos que forma en ella juegan un importante papel en la química del agua. Se disuelve en el agua en función de su presión parcial. Una parte permanece en disolución en forma de gas mientras otra reacciona con el agua para dar ácido carbónico que se disocia parcialmente para dar iones carbonato y bicarbonato.

Está sujeto a complejos procesos de disolución - precipitación, por lo que es necesario analizarlo "in situ". Se determina por volumetría, utilizando naranja de metilo como indicador (viraje de naranja a rosa).

Calcio

Suele ser el catión principal en la mayoría de las aguas naturales debido a su amplia difusión en rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas. En rocas sedimentarias aparece

fundamentalmente en forma de carbonatos (calcita, aragonito y dolomita) o sulfatos (yeso y anhidrita).

Magnesio

Menos abundante que el calcio en aguas naturales, procede de la disolución de rocas carbonatadas (dolomías y calizas magnesianas), evaporitas y de la alteración de silicatos ferromagnesianos, así como de agua marina.

El magnesio presente en el agua dura contribuye a formar incrustaciones que se desarrollan cuando el agua sufre cambios de temperatura y presión.

Hierro

Prácticamente todos los suministros de agua contienen hierro. El contenido de hierro del agua es considerable importancia, ya que aún los pequeños contenidos afectan seriamente la utilidad del agua para ciertos propósitos domésticos o industriales.

En el agua subterránea son comunes de encontrar concentraciones de 1 a 5 ppm. Después de aerear el agua, esta concentración puede bajar hasta 0.1 ppm. El agua que se usa para beber, no debe contener mas de 0.3 ppm de hierro.

Sulfato

El sulfato contenido en el agua subterránea proviene principalmente del yeso o de la anhidrita (sulfato de calcio). Puede también derivarse de la oxidación de la pirita que es un sulfuro de hierro.

Nitrato

La variación del contenido de nitrato en muchas aguas subterráneas no parece guardar relación con ninguna formación geológica. El contenido de nitrato del suelo, sin embargo, ha provenido de varias fuentes.

Cuando el nitrato se halla en concentraciones mayores que 45 ppm, el agua es indeseable para fines domésticos, debido al efecto tóxico que puede tener sobre los niños.

Sílice

El silicio constituye el segundo de los elementos que más abundan en la corteza terrestre. Solamente el oxígeno le aventaja en abundancia. El silicio combinado con el oxígeno en la forma de óxido SiO_2 se denomina sílice.

El cuarzo es casi sílice puro en forma cristalina. El sílice tiene lugar en otras rocas en forma no cristalina. El agua disuelve solamente partículas sumamente pequeñas de cuarzo; sin

embargo, las subterráneas contienen a menudo 100 ppm de sílice y contenidos de hasta 20 ppm son comunes.

El sílice no contribuye a la dureza del agua. No obstante, el sílice constituye una parte importante de los incrustantes o costras formadas por algunas aguas.

Sodio

El sodio es un metal, parte de un grupo que se denomina metales alcalinos. Aunque los metales alcalinos ostentan características químicas similares, el sodio es el único que se encuentra en cantidades significativas en las aguas naturales.

El sodio es sin duda el más abundante de los iones metálicos presentes en el agua del mar, siendo su concentración media del orden de unas 10,000 ppm. El agua subterránea de las formaciones calizas puede contener solamente unas pocas partes por millón de sodio con relación a varios cientos de partes por millón de sólidos disueltos totales.

Fluoruro

En el agua subterránea, el fluoruro está presente solamente en pequeñas concentraciones. Este se deriva de la fluorita, el principal mineral fluoruro de las rocas ígneas.

La concertación óptima de fluoruro pareciera ser de alrededor de 1.00 ppm y el límite superior de la concentración permisible de fluoruro es de 2.4 ppm.

Resulta importante conocer la cantidad de fluoruro contenida en el agua usada por los niños. Se ha demostrado que un alto contenido de fluoruro en el agua guarda una estrecha relación con el defecto dental conocido como esmalte manchado o fluorosis dental. Este puede aparecer en los dientes de los niños que beben agua con alto contenido de fluoruro durante el periodo en que se forma la dentadura permanente.

DIAGRAMA DE PIPER

Los **Diagramas de Piper** o Triangulares son ideales para representar tres componentes (aniones y/o cationes) en forma simultánea.

La utilidad de estos diagramas es la posibilidad de representar muchos análisis en un mismo gráfico, sin dar origen a confusiones. Las aguas químicamente semejantes se encontrarán agrupadas, y pueden clasificarse por su ubicación en el diagrama según el siguiente esquema:

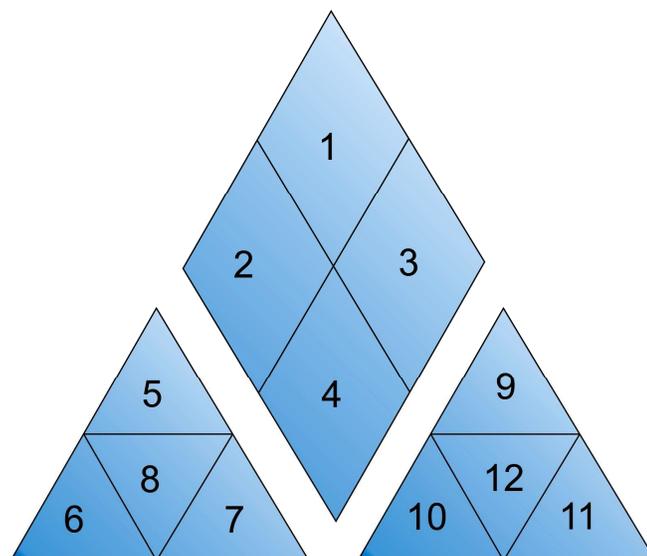


Figura 3.2.25 Diagrama de Piper

- 1- Aguas sulfatadas y/o cloruradas, cálcicas y/o magnésicas.
- 2- Aguas bicarbonatadas cálcicas y/o magnésicas.
- 3- Aguas cloruradas y/o sulfatadas sódicas.
- 4- Aguas bicarbonatadas sódicas.
- 5- Aguas magnésicas.
- 6- Aguas cálcicas.
- 7- Aguas sódicas.
- 8- Aguas magnésicas, cálcicas y sódicas.
- 9- Aguas sulfatadas.
- 10- Aguas bicarbonatadas.
- 11- Aguas cloruradas.
- 12- Aguas sulfatadas, bicarbonatadas y cloruradas.

Para interpretar el diagrama con más detalle, debe considerarse que para su construcción es necesario que los iones estén reducidos a porcentaje de miliequivalentes por litro (meq/l). A cada vértice de un triángulo le corresponde el 100% de un catión o un anión.

Existen distintas variantes de estos diagramas. En este caso, se utiliza:

- Un triángulo para los cationes mayoritarios: ión calcio (Ca^{2+}), ión magnesio (Mg^{2+}), y la suma de los iones sodio y potasio ($\text{Na}^+ + \text{K}^+$), cada uno de ellos incrementándose en el sentido de las agujas del reloj;
- Otro triángulo para los aniones mayoritarios: ión cloruro (Cl^-), ión sulfato (SO_4^{2-}), y la suma de los iones carbonato y bicarbonato ($\text{CO}_3^{2-} + \text{HCO}_3^-$), cada uno de ellos incrementándose en el sentido antihorario;
- Y un diagrama romboidal integrador, en el que se representan la suma de los cationes ($\text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+}$) y ($\text{Na}^+ + \text{K}^+$) en un par de lados paralelos y complementarios, mientras en el otro par de lados se presenta la suma de aniones ($\text{CO}_3^{2-} + \text{HCO}_3^-$) y su complementario ($\text{SO}_4^{2-} + \text{Cl}^-$).

3.2.7 GEOLOGIA

La geología desde el punto de vista de ciencia básica estudia la composición de la tierra y sus procesos geodinámicos internos y externos con la finalidad de comprender la historia del planeta.

SUELOS

El suelo es el sistema complejo que se forma en la superficie del terreno, inicialmente por la alteración física y química de las rocas y luego también por la influencia de los seres vivos, desarrollando una estructura en niveles superpuestos, el perfil, y una composición química y biológica definidas.

ESTRUCTURA DEL SUELO

Se entiende la estructura de un suelo la distribución o diferentes proporciones que presentan, los distintos tamaños de las partículas sólidas que lo forman, y son:

- Materiales finos, (arcillas y limos), de gran abundancia en relación a su volumen, lo que los confiere una serie de propiedades específicas, como:
Cohesión, adherencia, adsorción de agua, retención de agua.
- Materiales medios, formados por diferentes tamaños de arena.

- Materiales gruesos, entre los que se encuentran fragmentos de la roca madre, aún sin degradar, de tamaño variable.

HORIZONTES

Se denomina horizontes *del suelo* a una serie de niveles horizontales que se desarrollan en el interior del mismo y que presentan diferentes caracteres de composición, textura, adherencia, etc. El perfil del suelo es la ordenación vertical de todos estos horizontes.

Clásicamente, se distingue en los suelos completos o evolucionados tres horizontes fundamentales que desde la superficie hacia abajo son:

Horizontes del suelo.

- Horizonte A, o zona de lavado vertical: Es el más superficial y en él enraíza la vegetación herbácea. Su color es generalmente oscuro por la abundancia de materia orgánica descompuesta o humus elaborado, determinando el paso del agua a su través el arrastre hacia abajo, de fragmentos de tamaño fino y de compuestos solubles.
- Horizonte B o zona de precipitación: Carece prácticamente de humus, por lo que su color es más claro, en él se depositan los materiales arrastrados desde arriba, principalmente, materiales arcillosos, óxidos e hidróxidos metálicos, carbonatos, etc., situándose en este nivel los encostramientos calcáreos áridos y las corazas lateríticas tropicales.
- Horizonte C o roca madre, o subsuelo: Está constituido por la parte más alta del material rocoso in situ, sobre el que se apoya el suelo, más o menos fragmentado por la alteración mecánica y la química, pero en él aún puede reconocerse las características originales del mismo.
- Horizonte D u horizonte R o material rocoso: es el material rocoso subyacente que no ha sufrido ninguna alteración química o física significativa. Algunos distinguen entre D, cuando el suelo es autóctono y el horizonte representa a la roca madre, y R, cuando el suelo es alóctono y la roca representa sólo una base física sin una relación especial con la composición mineral del suelo que tiene encima.

Los caracteres, textura y estructura de los horizontes pueden variar ampliamente, pudiendo llegar de un horizonte A de centímetros a metros.

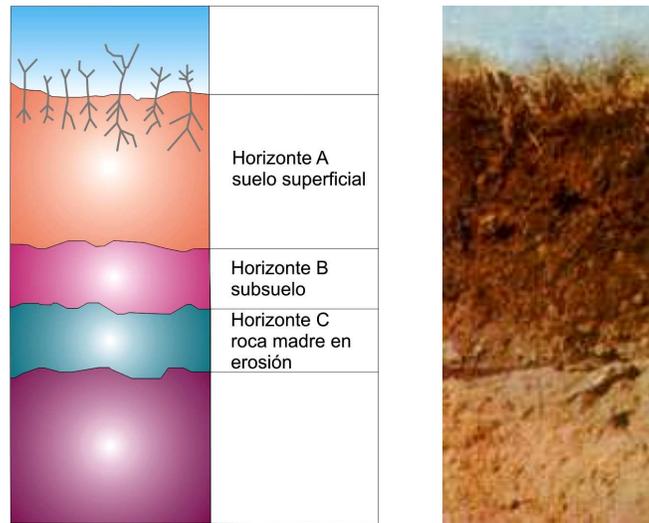


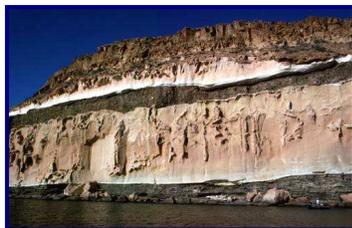
Figura 3.2.26 Horizontes del suelo

ROCAS

Roca, en geología y geomorfología, es cualquier agregado mineral formado de modo natural. El término se aplica a agregados de distintos tamaños, desde la roca sólida del manto terrestre hasta la arena y la arcilla o barro. Las rocas se clasifican según sus orígenes en rocas sedimentarias, rocas metamórficas y rocas ígneas.

ROCAS SEDIMENTARIAS

Son compuestas por materiales transformados, formadas por la acumulación y consolidación de materia mineral pulverizada, depositada por la acción del agua y, en menor medida, del viento o del hielo glaciar. La mayoría de las rocas sedimentarias se caracterizan por presentar lechos paralelos o discordantes que reflejan cambios en la velocidad de sedimentación o en la naturaleza de la materia depositada.



Conglomerados



Roca Caliza

Figura 3.2.27 Rocas sedimentarias

ROCAS METAMÓRFICAS

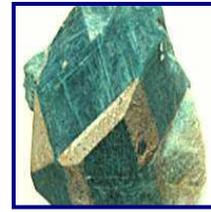
Son rocas cuya composición y textura originales han sido alteradas por calor y presión. El metamorfismo que se produce como resultado del movimiento y presión entre dos bloques rocosos recibe el nombre de dinamometamorfismo o metamorfismo cataclástico y tiene lugar en fracturas con movimiento (fallas) y produce trituración mecánica pero también calor por rozamiento. El metamorfismo producido por el calor o la intrusión de rocas ígneas recibe el nombre de térmico o de contacto. Finalmente hay otro tipo de metamorfismo a gran escala, relacionado con la tectónica de placas y la orogénesis y motivado por los aumentos de presión y temperatura cercanos a la zona de colisión y subducción, que origina extensas zonas de rocas metamórficas.



Gneis



Cuarzo



Feldespato

Figura 3.2.28 Rocas metamórficas

ROCAS ÍGNEAS

Son rocas formadas por el enfriamiento y la solidificación de materia rocosa fundida, conocida como magma. Según las condiciones bajo las que el magma se enfríe, las rocas que resultan pueden tener granulado grueso o fino.



Granito



Basalto



Riolita

Figura 3.2.29 Rocas ígneas

3.3 INUNDACIONES EN EL AREA URBANA

3.3.1 TIPOS DE INUNDACIONES EN ÁREAS URBANAS

Aunque las inundaciones urbanas parezcan todas muy similares, para su análisis es necesario distinguir dos tipos básicos, asociados a procesos que ocurren en forma aislada o integrada. En efecto, en un área urbana pueden ocurrir:

- Inundaciones provocadas por el crecimiento urbano tradicional.
- Inundaciones ribereñas.

INUNDACIONES DEBIDO A LA URBANIZACIÓN: son aquellas en que el aumento de su frecuencia y magnitud se debe fundamentalmente al proceso de ocupación del suelo con superficies impermeables y redes de conductos de escurrimiento. Ocurren en áreas localizadas en proximidades de los sectores más bajos de calles y/o avenidas. Estas inundaciones pueden ser constantes u ocasionales.

En el caso de inundaciones constantes la causa básica radica en errores en el proyecto o en la ejecución de pavimentos de calles y avenidas, en la modificación local de la rasante de la calle por la acción de árboles o “lomadas”, en la ubicación inadecuada o insuficiente de tragantes o en la falta de análisis de las consecuencias de la concentración excesiva del flujo sobre ramales existentes. También puede ser una causa el represamiento del flujo provocado por problemas de aguas abajo.

Igualmente probables son las obstrucciones debido a hojas, basuras, sedimentos u otros elementos, aunque en estos casos las inundaciones no son repetitivas y desaparecen con el mantenimiento del sistema.

El desarrollo urbano puede producir además obstrucciones al escurrimiento (terraplenes, pilas de puentes, colmatación de conductos y canales, etc.), hecho que agrava también estas inundaciones.

INUNDACIONES RIBEREÑAS: se asocian a la urbanización indebida de áreas inundables aledañas a los cursos de agua. En general estas inundaciones se asocian a eventos severos.

Para comprender mejor este último tipo de inundaciones es preciso recordar que el cauce de un curso de agua está compuesto por el lecho menor y el lecho mayor. El lecho menor (Figura 3.3.1) es aquel ocupado totalmente por el río con un período de retorno que oscila entre 2 y 5 años (2,5 a 3 años en promedio).

Tal condición se denomina de “márgenes llenas” (*Bankfull* en la literatura de lengua inglesa). La crecida máxima anual (u ordinaria) es contenida totalmente por el lecho menor. El lecho mayor de los ríos es ocupado por las aguas con una recurrencia (o tiempo de retorno) mayor, hecho que anima a la ocupación de dichas tierras.

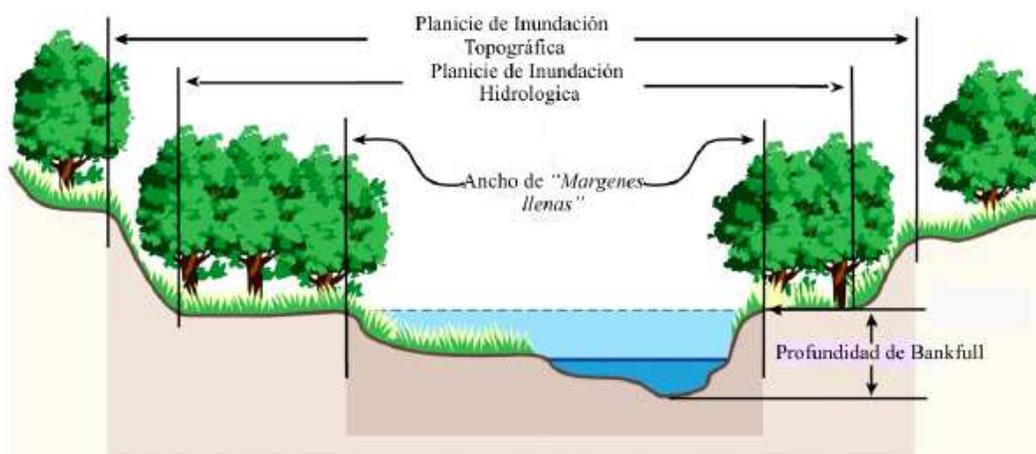


Figura 3.3.1 Lecho menor y mayor correspondientes al cauce de un río

Las razones por las que ocurren este tipo de inundaciones son:

- Falta de restricciones municipales sobre el loteo de áreas con alto riesgo inundación.
- secuencias de años relativamente secos, que provocan el “olvido” de empresarios, autoridades y población en general.
- falta de alternativas de la población de baja renta para acceder a lotes relativamente baratos.
- ocupación supuestamente temporaria (y/o invasión) por parte de la población más carenciada por tratarse de áreas pertenecientes al poder público o despreciadas por el sector privado.

A fin de contrarrestar la presión generada por estos dos últimos causales es necesario que la Administración Municipal posea un plan para el desarrollo social de la ciudad, que contemple entre otros aspectos la no-ocupación de áreas con riesgo hídrico.

3.3.2 IMPACTO HIDROLÓGICO DE LA URBANIZACIÓN

Desde el punto de vista hídrico la urbanización significa la impermeabilización progresiva del suelo de la cuenca hidrográfica, con los siguientes efectos directos sobre el drenaje pluvial de la región (Figura 3.3.2):

- Aumento de caudales en relación al estado natural
- Aceleración de las ondas de crecidas (reducción de los tiempos de escurrimiento)
- Aumento del volumen escurrido.

En la medida que la urbanización se expande se intensifica este proceso, con necesidad de ampliar sistemáticamente la capacidad del sistema de drenaje.

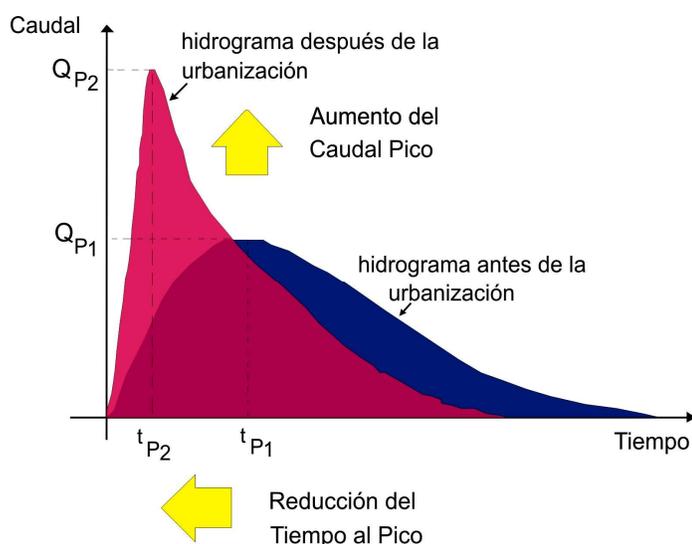


Figura 3.3.2 Efecto de la Urbanización sobre el hidrograma

3.3.3 CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DEL CRECIMIENTO URBANO TRADICIONAL

La evolución típica del proceso de impermeabilización y de aumento de la frecuencia de las inundaciones se inicia a partir de pequeñas áreas en el marco de un proceso de aprobación de loteos.

Cuando un loteo es proyectado los municipios suelen exigir solamente que el proyecto de drenaje pluvial asegure el drenaje eficiente del sector, sin considerar el impacto del aumento del caudal máximo hacia aguas abajo.

Una característica causante del descontrol observado en la mayoría de las ciudades es que quien impermeabiliza no sufre las consecuencias; los efectos hidrológicos solo se verifican hacia aguas abajo.

Cuando las municipalidades no controlan la urbanización o no amplían la capacidad del sistema de drenaje la ocurrencia de crecidas urbanas aumenta, con pérdidas sociales y económicas para toda la comunidad.

En muchas ciudades se verifica un proceso de urbanización de las cuencas desde aguas abajo hacia aguas arriba. Como consecuencia, la combinación de impactos de los nuevos loteos produce aumento de la ocurrencia de crecidas e inundaciones hacia sectores de la población antes no afectados. Este proceso ocurre a través de la sobrecarga de la red de conductos subterráneos y/o cursos de mayor porte (Figura 3.3.3).

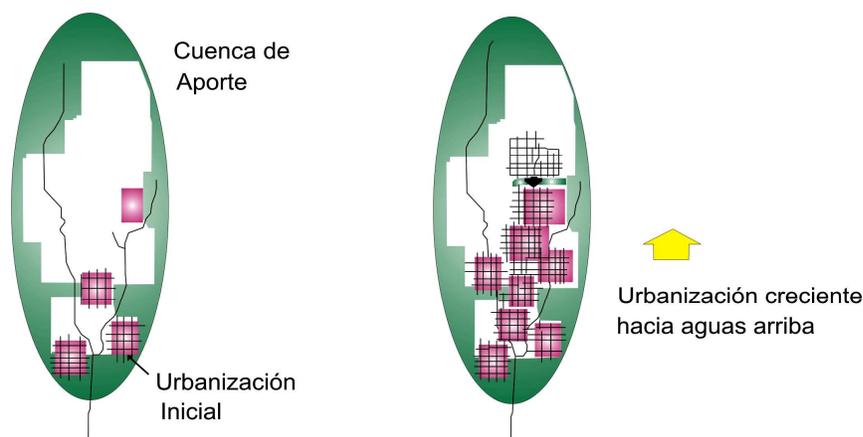


Figura 3.3.3 Tendencia típica de urbanización de una cuenca

Otro problema típico es la habilitación de loteos en lugares naturalmente inundables, tales como áreas próximas a canales, quebradas y cursos naturales de drenaje. En términos del escurrimiento estas zonas representan áreas de almacenamiento temporario que provocan una regulación natural de los volúmenes escurridos, implicando la reducción de los caudales picos hacia aguas abajo (atenuación de los hidrogramas). En estado natural estas áreas son ocupadas por las aguas, en promedio, a cada 2 años. Su urbanización trae aparejado dos efectos:

- a) El ingreso de las aguas, que constituía un proceso natural, se convierte en inundación.
- b) La reducción de las áreas de almacenamiento por efecto de la urbanización impide la atenuación de los caudales, con consecuencias indeseadas sobre los sectores de aguas abajo.

A veces las canalizaciones efectuadas en sectores de la ciudad son la causa de problemas registrados posteriormente aguas abajo. El proceso típico asociado a la transferencia de las inundaciones de un lugar a otro de la cuenca reconoce, por lo general, tres etapas (Figura 3.3.4):

Etapa 1: La ciudad se desarrolla sin alteración de la capacidad natural del macro drenaje. Existe un equilibrio (convivencia) entre la ciudad y el medio ambiente hídrico.

Etapa 2: La expansión urbana se orienta hacia sectores de aguas arriba y provoca el aumento de las áreas impermeables y la ocupación de áreas inundables. Se verifican inundaciones localizadas y surgen los reclamos y presiones para la solución del problema.

Etapa 3: Se realizan las canalizaciones en los tramos comprometidos y se eliminan los problemas conflictivos. Las aguas escurren más rápido hacia aguas abajo, provocando el aumento de caudales y niveles sobre sectores no acondicionados para la nueva situación. En síntesis, los problemas de inundación se transfieren hacia nuevos sectores. Un efecto negativo colateral: la población pierde confianza en las soluciones técnicas encaradas.

A fin de evitar este tipo de sucesos es imprescindible que las mejoras en las condiciones de escurrimiento se realicen siempre en el sentido desde aguas abajo hacia aguas arriba.

Otros problemas derivan de las interferencias entre los diversos sistemas que coexisten en el ámbito urbano. Estos conflictos han aumentado en los últimos años como resultado del incremento de las obras de infraestructura básica y complementaria. A veces se observa un cierto descuido en las soluciones, no siendo evaluadas las consecuencias hidráulicas de las alteraciones realizadas. El aspecto sobresaliente a ser contemplado en el análisis de condicionantes es que el flujo pluvial escurre por acción de la gravedad.

En síntesis, la expansión urbana desordenada conduce a:

- Ocupación no planificada del suelo a través de la proliferación de loteos ejecutados sin las condiciones técnicas adecuadas.
- Incremento significativo de áreas impermeables, directa o indirectamente conectadas a los sistemas de drenaje urbano.
- Falta de espacio para el manejo adecuado de las aguas pluviales, dificultando la construcción de canalizaciones y áreas de almacenamiento.
- Necesidad creciente de sistemas de drenaje de mayor envergadura, tanto dentro de la ciudad como en la cuenca hidrográfica que ocupa.
- Aumento de la frecuencia con que se producen inconvenientes provocados por las lluvias.

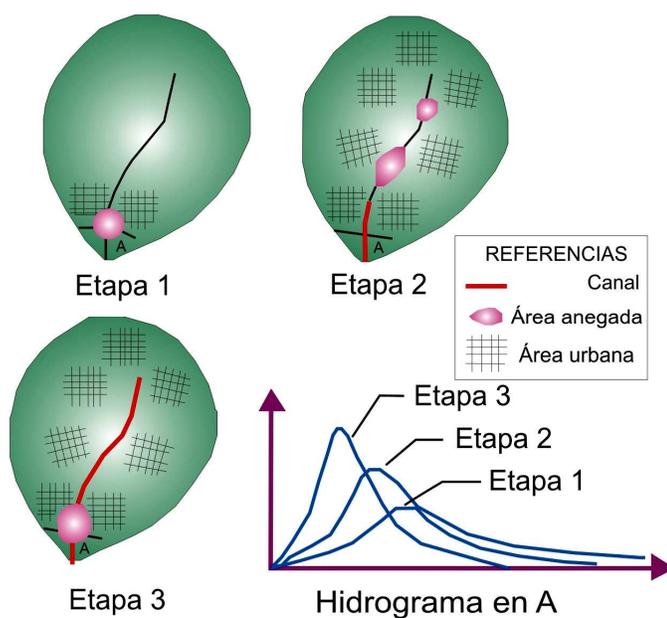


Figura 3.3.4 Proceso típico de urbanización de una cuenca

A su vez, estos efectos originan nuevos problemas colaterales:

- deterioro progresivo de la calidad de las aguas pluviales (inundación y desborde de pozos absorbentes; problemas de fecalismo; aumento de las conexiones clandestinas entre los sistemas pluvial y cloacal, etc.)

- aumento del arrastre (basura) y producción de sedimentos, con atarquinamiento de colectores principales (canales; cañadas, etc.).

Estos efectos son multiplicativos, con tendencia a generar una situación caótica. En algunas ciudades la combinación de ellos ha alcanzado niveles dramáticos, generando daños significativos sobre el patrimonio público y privado.

A su vez, cada día es más común observar que estos problemas cobran un número creciente de vidas humanas.

3.4 RECARGA ARTIFICIAL DE ACUÍFEROS

3.4.1 ¿QUE ES LA RECARGA ARTIFICIAL?

- Se designa como recarga artificial a un conjunto de técnicas que permiten, mediante intervención programada e introducción directa o inducida de agua en un acuífero, incrementar el grado de garantía y disponibilidad de los recursos hídricos, así como actuar sobre su calidad.
- Conjunto de técnicas cuyo objetivo principal es permitir una mejor explotación de los acuíferos por aumento de sus recursos y creación de reservas, mediante una intervención directa o indirecta en el ciclo natural del agua.
- Se entiende por recarga de acuíferos, el uso de aguas para incremento de las aguas subterráneas como parte de la conservación, restituyendo el nivel de acuíferos sobre explotados, creando una barrera contra la intrusión marina en acuíferos costeros, y/o disponiendo de un almacenamiento de aguas para usos posteriores.

3.4.2 OBJETIVOS Y APLICACIONES.

Esta tecnología pretende contribuir, siempre que técnica y económicamente sea factible, a una gestión más racional de la potencialidad hídrica que presenta una determinada cuenca hidrográfica o sistema de explotación.

Los objetivos que se persiguen con la recarga artificial de acuíferos se pueden englobar en dos tipos, aunque es muy frecuente que ambos aparezcan juntos:

- Aumento y optimización del volumen de los recursos hídricos disponibles
- Prevención o corrección del deterioro de la calidad del agua.

Dentro de los cuales se pueden incluir múltiples aplicaciones:

Aumento y optimización del volumen de los recursos hídricos disponibles	Prevención o corrección del deterioro de la calidad del agua
<ul style="list-style-type: none"> ○ Almacenamiento subterráneo de escorrentías superficiales no reguladas ○ Reducción o eliminación del descenso piezométrico. ○ Compensar la pérdida de recarga natural en un acuífero causada por actividades humanas, tales como encauzamientos, derivaciones de agua, construcción de obras civiles, etc. ○ Utilización del acuífero como red de distribución. ○ Actuaciones sobre problemas de subsidencia o hundimientos del terreno debido al sobrebombeo realizado en algunos acuíferos. 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Disminución o corrección de problemas de intrusión marina que afectan a determinados acuíferos costeros. ○ Aprovechamiento de las propiedades del suelo y de la zona no saturada como elemento de filtración o tratamiento tanto para aguas potables como residuales. ○ Evitar que aguas de inferior calidad existentes en el acuífero o que se producen por contaminación se desplacen hacia las captaciones de buena calidad.

Tabla 3.4.1: Aplicaciones de la recarga artificial de acuíferos.

3.4.3 ELEMENTOS ESENCIALES QUE DETERMINAN LA VIABILIDAD DE UN PROYECTO DE RECARGA ARTIFICIAL.

Un proyecto de recarga artificial debe considerarse como una alternativa para atender la demanda de agua.

Una vez decidido que la técnica de la recarga artificial de acuíferos puede constituir una herramienta útil, válida y competitiva dentro de los distintos sistemas de regulación capaces de satisfacer una determinada demanda hídrica es preciso evaluar la viabilidad de la operación de recarga artificial mediante el análisis y estudio de los factores que se relacionan a continuación:

- Agua de recarga en origen.
- Características del acuífero receptor.
- Análisis de las diferentes alternativas de instalaciones de recarga, así como de las auxiliares de control, tratamiento y transporte del agua de recarga.
- Agua recargada y destino final.
- Evaluación económica y aspectos legislativos y de gestión.

3.4.4 ACUÍFERO RECEPTOR.

La recarga artificial se puede practicar, en principio, en cualquier tipo de formación permeable que tenga condiciones para almacenar y transmitir agua.

Ahora bien, no todos los acuíferos son adecuados para realizar una recarga artificial. La efectividad de la misma está estrechamente ligada a las características hidrogeológicas, hidrodinámicas y de almacenamiento del acuífero receptor, así como al régimen de explotación al que se encuentra sometido.

Normalmente se realiza en acuíferos libres con el nivel freático a profundidad variable (desde muy próximo a la superficie hasta un centenar o más de metros de profundidad). Sin embargo, también se puede efectuar en acuíferos confinados, o localizados a mayor profundidad, o en materiales granulares relativamente cementados o en consolidación con ligera fisuración.

En la tabla 3.4.2 se indican las formaciones más frecuentes donde se ha practicado recarga artificial.

Formaciones de materiales Granulares	Formaciones de materiales Consolidados
- Depósitos aluviales - Dunas y arenas litorales - Areniscas	- Calizas y dolomías - Calcarenitas - Materiales volcánicos (basaltos jóvenes)

Tabla 3.4.2 Formaciones Ideales para Recarga Artificial

Para realizar con éxito actuaciones en el campo de la recarga artificial de acuíferos es preciso disponer de información detallada relativa a los siguientes puntos:

1. Litología y aspectos geológicos de los materiales que integran el acuífero.
2. Geometría del acuífero.
3. Piezometría.
4. Hidroquímica y calidad del agua.
5. Parámetros hidráulicos (transmisividad, permeabilidad, porosidad eficaz, coeficiente de almacenamiento, capacidad de infiltración).
6. Velocidad del agua subterránea y direcciones preferenciales de flujo.
7. Volúmenes utilizables o disponibles en el acuífero.
8. Zonas de drenaje o descarga natural.
9. Usos, demandas y consumo de agua.
10. Balance hídrico.

3.4.5 AGUA PARA LA RECARGA ARTIFICIAL

FUENTES DE AGUA.

Una condicionante totalmente necesaria para realizar cualquier tipo de recarga artificial de acuíferos es de disponer de aguas excedentarias.

El agua que se emplea en la recarga artificial proviene principalmente de las siguientes fuentes:

- *Agua superficial continua* (curso fluvial permanente) o *discontinua* (escorrentía de las aguas de tormenta) tomada directamente o con un cierto grado de tratamiento.

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

- *Agua residual doméstica* (más raramente industrial) que con un cierto grado de tratamiento es posible reutilizar o mezclar con agua procedente de otra fuente.
- *Agua procedente de otro acuífero*. En la figura núm. se representa una recarga de un acuífero profundo mediante agua extraída de un acuífero libre-fisurado.

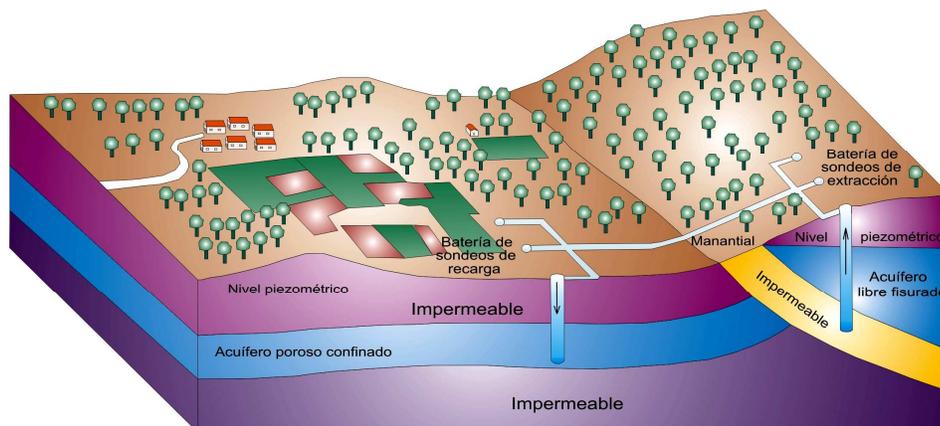


Figura 3.4.1 Recarga de un acuífero

El estudio de las aportaciones y potenciales volúmenes de agua a infiltrar se puede estructurar según la secuencia siguiente:

1. **Análisis climático.** La cuantificación de la lluvia puede, y debe, junto con el análisis de caudales, dar lugar a modelos de precipitación-escorrentía-infiltración, que ofrezcan una potente herramienta de predicción para simular futuras alternativas de gestión.
2. **Análisis de la distribución espacial de las aportaciones.** Analiza la distribución espacial de los caudales, así como su cuantía. Siempre que la disposición de las estaciones de aforo lo permita, se realizará un estudio de la infiltración en el cauce por tramos. Este valor de la infiltración puede ofrecer una estimación de la capacidad de infiltración del terreno que, a falta de ensayos o pruebas directas de infiltración en campo, podría, en principio, ser asimilable a la tasa teórica de recarga del futuro dispositivo de recarga.
3. **Análisis de la distribución temporal de las aportaciones.** Estudia la forma y cuantía que tienen los caudales de presentarse en el tiempo.
4. **Análisis de usos y demandas.**
5. **Cálculo de excedentes o aportaciones no reguladas.**

6. **Generación de las series de volúmenes a infiltrar.** Se debe generar y realizar una simulación de los volúmenes potencialmente infiltrables en el período analizado, suponiendo unas instalaciones de recarga artificial trabajando en un punto óptimo o teórico de funcionamiento.
7. **Análisis de sensibilidad.** Constituye la realización de la anterior simulación, pero con las instalaciones trabajando no ya con un caudal óptimo de funcionamiento, sino con caudales situados en el entorno de dicho caudal teórico óptimo.

ANÁLISIS DE LAS CARACTERÍSTICAS DE CALIDAD Y VARIABILIDAD TEMPORAL DEL AGUA DE RECARGA.

Los principales controles periódicos que se han de efectuar sobre la calidad del agua de recarga se centran en los siguientes aspectos:

- Composición físico-química de los principales componentes.
- Compuestos de nitrógeno y fósforo.
- Compuestos orgánicos.
- Metales pesados.
- Bacteriología y virología.
- Elementos radiactivos.

La determinación de las características de calidad y su variabilidad temporal, se deben realizar a partir de una serie de campañas de muestreo de la calidad condicionadas por la propia dinámica que afecta la circulación de agua en el punto que constituye la fuente de toma.

En general, el agua que se suministra a una instalación de recarga presenta unas características físicas, químicas y biológicas variables.

3.4.6 INSTALACIONES DE RECARGA ARTIFICIAL.

Cada experiencia de recarga artificial presenta unas peculiaridades distintas que deben analizarse en detalle para ese caso concreto, ya que determinan la elección de la instalación más correcta tanto bajo aspectos técnicos como económicos.

Los factores que es preciso analizar son los siguientes:

1. Análisis de las diferentes alternativas de instalaciones de infiltración.
2. Necesidad y tipo de instalaciones auxiliares

3. Métodos y equipos de control y seguimiento.
4. Instalaciones de transporte del agua de recarga.
5. Métodos de recarga

METODOS DE RECARGA

Los procedimientos ideados para poder llevar a la práctica esta técnica son múltiples y variados, aunque resulta muy clásico el establecimiento de dos grandes grupos de métodos en función de que la recarga se efectúe bien por infiltración a través de la superficie del terreno, o bien por introducción directa del agua hasta el acuífero mediante una perforación que lo atraviesa.

Pueden establecer dos grandes grupos:

■ SISTEMAS DE RECARGA EN SUPERFICIE

Consiste en extender el agua buscando una gran superficie de contacto agua-terreno. Se emplean fundamentalmente en acuíferos libres, que no presentan niveles de baja permeabilidad en las proximidades de la superficie, lo que permite la llegada del agua al acuífero.

Entre estos podemos citar:

Serpenteos. Consiste en aumentar el tiempo y el área de contacto entre el agua del río y el terreno, mediante la construcción de una serie de muros de tierra en forma de L puestos a un lado y otro del cauce. Esto obliga a serpentear el agua, con lo que disminuye la velocidad de esta y aumenta la infiltración natural del río.

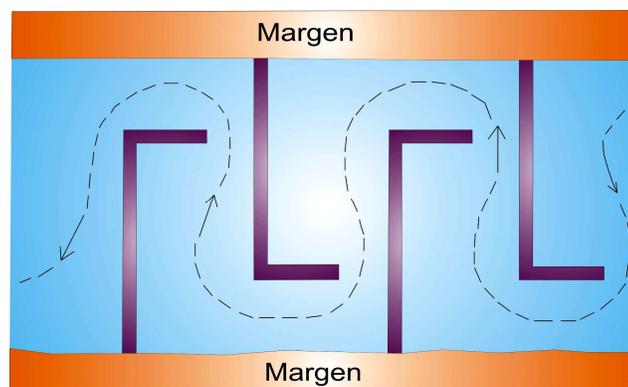


Figura 3.4.2 Serpenteos

Represas. Consiste en aumentar el tiempo y la superficie del contacto del agua con el terreno, mediante la construcción de diques de tierra o presas de goma inflables; en los diques, deben preverse vertederos para evitar la rápida erosión de los mismos.

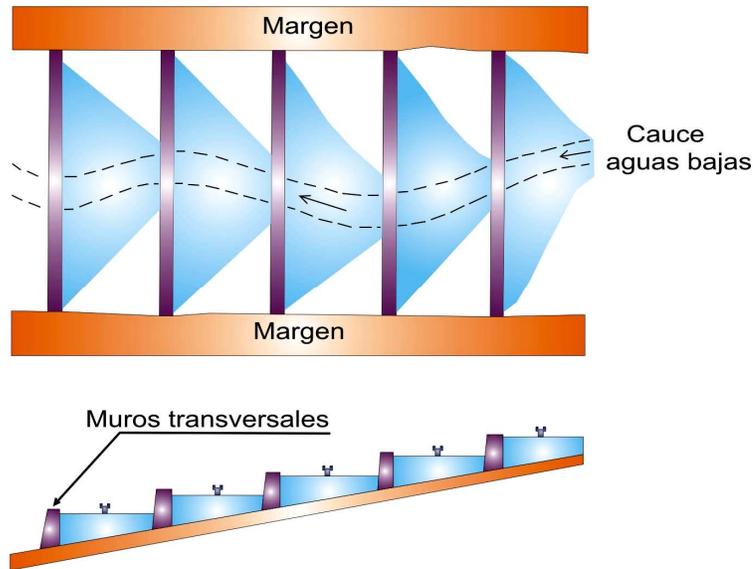


Figura 3.4.3 Represas

Escarificación del lecho del Río. Consiste en escarificar el lecho del río, eliminando finos y mejorando la infiltración. Se debe escarificar a poca profundidad y en el mismo sentido de la corriente.

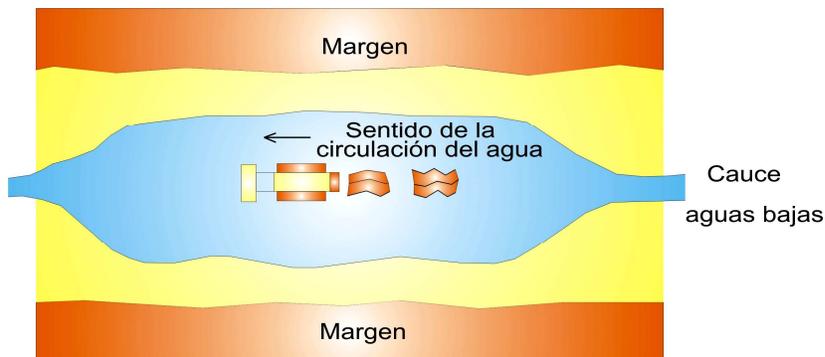


Figura 3.4.4 Escarificar el lecho del río

Campos de extensión. Se basa en extender el agua por la superficie bien por canales, o bien por riego con elevadas dotaciones, produciendo una cierta inundación del terreno.

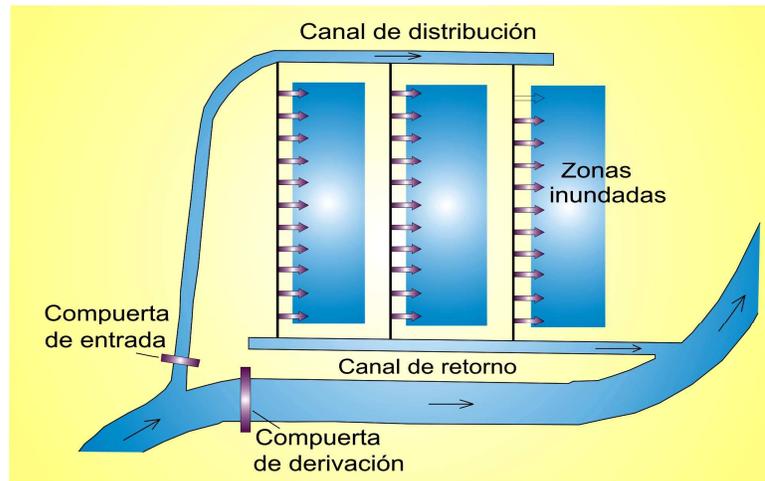


Figura 3.4.5 Campos de extensión

Balsas. Son dispositivos alargados poco profundos y de gran superficie, con o sin fondo artificial de gravas o arena. La infiltración se produce predominantemente por el fondo.

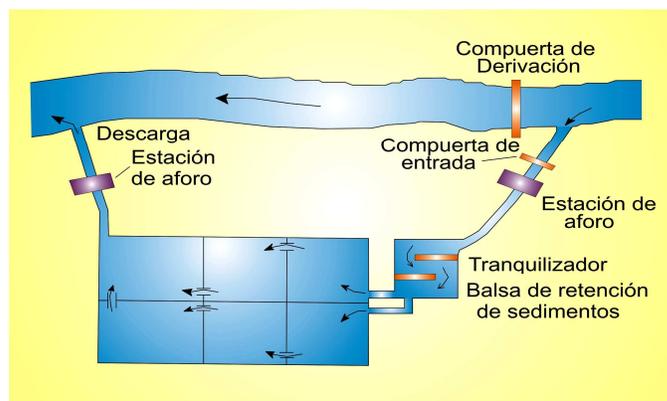


Figura 3.4.6 Balsas de infiltración

Canales. Son dispositivos poco profundos que siguen la topografía del terreno. La infiltración se produce por el fondo y por los lados, con importancia variable según la anchura.

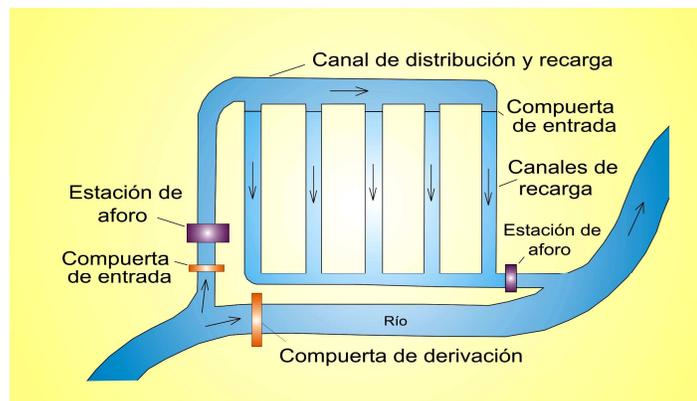


Figura 3.4.7 Canales

■ SISTEMAS DE RECARGA EN PROFUNDIDAD.

Consiste en introducir agua en el acuífero, generalmente, a través de pozos, sondeos, etc. Se emplea de una forma generalizada en terrenos formados por una alternancia de niveles permeables e impermeables.

Sondeos de inyección. Mediante la construcción de sondeos profundos se inyecta agua en el acuífero.

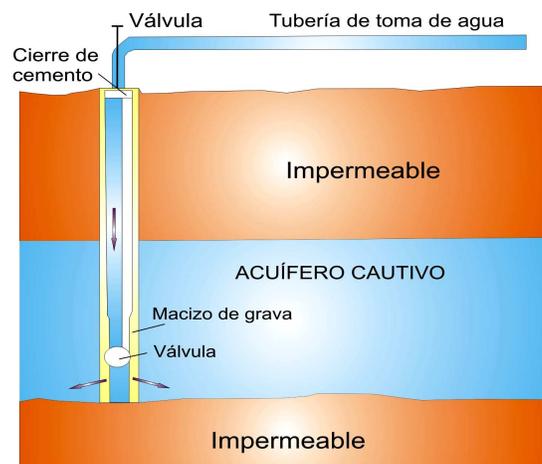


Figura 3.4.8 Sondeos de inyección

Drenes y Galerías. Consiste en realizar en el fondo de un pozo, por el que se introduce el agua, drenes y galerías. En general están bajo o en el límite del nivel freático.

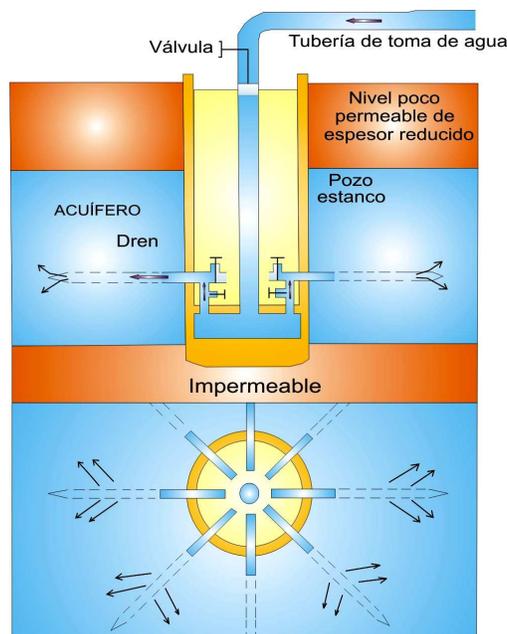


Figura 3.4.9 Drenes y galerías

La comparación entre las diversas modalidades de recarga artificial solamente se puede realizar de una forma orientativa, puesto que cada experiencia presenta unas peculiaridades distintas, que deben analizarse en detalle para ese caso concreto.

En la tabla 3.4.3 se exponen algunos criterios más o menos generalizados sobre diversos factores o aspectos que pueden intervenir en la elección de uno u otro método.

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Factor	Métodos superficiales	Métodos en profundidad
Precio y disponibilidad del terreno.	Puede ser muy difícil o imposible establecerlos en una zona poblada o muy cultivada por no disponer de espacio o por ser los terrenos muy caros.	Pequeño. Precisan poco espacio.
Factores estéticos y ambientales.	Pueden presentar problemas de proliferación de insectos y roedores. requieren cercados y vallas para proteger a personas y animales.	Escasos.
Permeabilidad del acuífero.	Media a grande.	Variable. Se emplean de una forma generalizada en terrenos formados por una alternancia de niveles permeables e impermeables o cuando existen niveles poco permeables entre la superficie del suelo y el acuífero.
Construcción de instalaciones.	Pueden requerir acondicionamientos previos del terreno para nivelarlo, retirar coberturas poco permeables o arcillosas, retirar vegetación, construir estructuras para la conducción del agua, etc.	Complicadas. Especialmente las instalaciones de pretratamiento e inyección.
Caudal recargable.	Pueden llegar a ser muy grandes.	Notablemente inferior si se compara con el medio de las instalaciones superficiales.
Pérdidas por evaporación.	En determinados casos pueden ser importantes.	Nulas.
Requisitos de calidad del agua.	Prácticamente muy pequeños.	Muy grandes. Que implican un costo de mantenimiento a veces muy importante.
Colmatación.	Los problemas derivados de la colmatación son generalmente pequeños.	Presentan una gran susceptibilidad a la colmatación.
Grado de depuración del agua.	Grande. El paso del agua por el medio no saturado es decisivo para conseguir una buena eliminación de los contaminantes.	pequeño o nulo.

Tabla 3.4.3: factores que intervienen en la elección de un método de recarga artificial.

■ **LA RECARGA INDUCIDA.**

Se puede considerar como un tercer método de recarga artificial o como un caso particular de recarga a través de métodos superficiales. Consiste en provocar la infiltración natural, que tiene lugar desde ríos, lagos o embalses, mediante pozos de bombeo situados relativamente cerca de dichas masas de agua.

■ **OTROS MÉTODOS DE RECARGA ARTIFICIAL.**

Nuevos avances han surgido recientemente en los dispositivos empleados en las operaciones de recarga artificial de acuíferos.

- a) Los pozos secos o pozos en zona no saturada o pozos colgados son perforaciones o excavaciones de 10 a 50 metros de profundidad y de 1 ó 2 metros de diámetro.
- b) Las trincheras de recarga son excavaciones alargadas de 1 m de ancho y cerca de 10 m de profundidad.



Figura 3.4.10. Pozos colgados rellenado con grava para reducir el efecto de colmatación

NECESIDAD Y TIPO DE LAS INSTALACIONES AUXILIARES

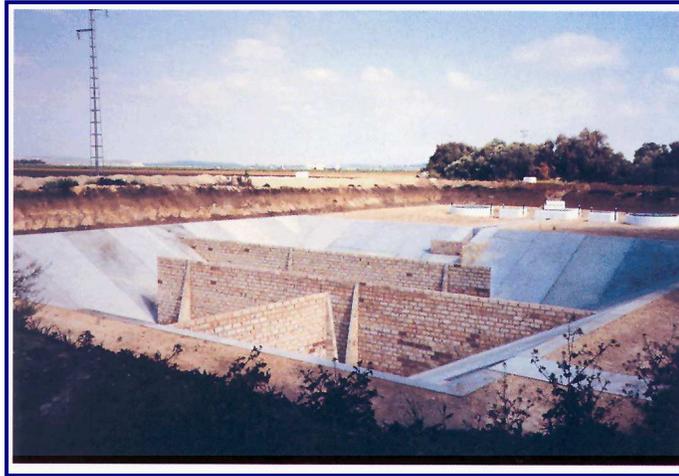


Figura 3.4.11 Dispositivos de decantación

Tanto si la instalación es de tipo superficial como profunda, se precisarán dispositivos de decantación y sedimentación, diseñados por módulos, que pueden ocupar una extensión considerable.

Si las instalaciones de infiltración no alcanzan grandes dimensiones se pueden colocar filtros en su fondo, ya que la inversión económica que se precisa en este supuesto no tiene porqué resultar excesivamente gravosa. El material filtrante puede variar desde grava notablemente más permeable que el terreno natural hasta arena fina de permeabilidad igual o menor que la del terreno.

Los filtros muy permeables favorecen una elevada tasa de infiltración a cambio de que algunos colmatantes penetren en el suelo. El resultado final no sólo obliga a retirar y limpiar el filtro, sino también una pequeña porción del terreno subyacente. Los filtros con una capacidad de infiltración inicial menor pueden provocar una colmatación más rápida, pero la capa colmatante sólo tiene unos pocos centímetros de espesor sobre el lecho del filtro, por lo que basta retirar una pequeña cantidad de material filtrante para restablecer unas condiciones adecuadas de permeabilidad.

INSTALACIONES DE TRANSPORTE DEL AGUA DE RECARGA

Para conducir el agua de recarga hasta las instalaciones de infiltración es necesario disponer de una infraestructura de conducción adecuada o en su caso construirla. Estas conducciones pueden ser tuberías, acequias, canales, etc. En algunos casos será necesario construir depósitos o estructuras de almacenamiento de agua.

El sistema de transporte a elegir en cada caso concreto dependerá en gran medida de la infraestructura que exista en la zona donde se vaya a realizar la operación de recarga artificial.

La infraestructura de conducción, transporte y almacenamiento de agua puede adquirir en ocasiones una gran dimensión.

3.4.7 COLMATACIÓN.

Con toda seguridad, el mayor problema con el que enfrenta la recarga artificial de acuíferos es el de la colmatación, entendiéndose por tal el proceso de acumulación de materiales sobre la superficie de infiltración del agua. Su efecto es una reducción de la capacidad de recarga. La colmatación puede deberse a efectos mecánicos, actividad biológica y procesos químicos.

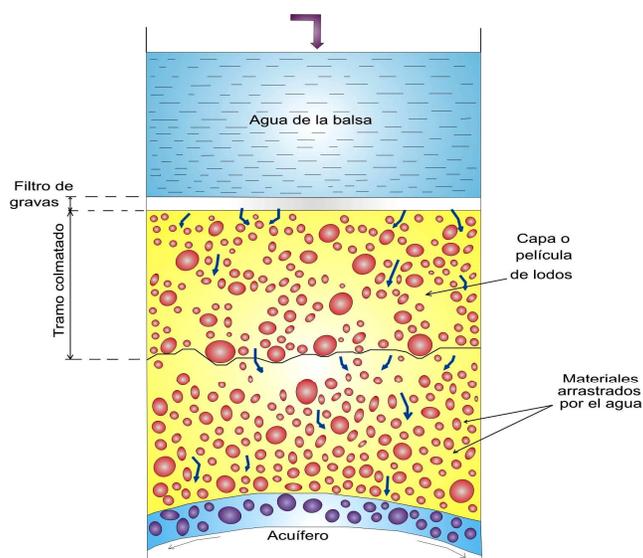


Figura 3.4.12 Proceso de colmatación

La recarga artificial, en lo referente a los fenómenos de colmatación exige unos condicionantes muy rigurosos en lo que respecta al agua de recarga. La afección sobre la tasa de infiltración es tan importante que incluso en los casos donde se opera con una baja concentración de sólidos en suspensión es necesario programar sistemas de limpieza y descolmatado de las instalaciones. Al cabo de un cierto tiempo y volumen de agua recargado es posible que *se* tengan que abandonar los dispositivos de recarga al no poderse regenerar su capacidad de infiltración con caudales operativos.

Este proceso de degeneración de la capacidad inicial de infiltración se traduce en la necesidad de estimar la vida útil de las instalaciones y realizar en función de la misma los estudios económicos pertinentes para cuantificar su rentabilidad.

COLMATACIÓN MECÁNICA.



Figura 3.4.13. Disposición de los sólidos en suspensión que lleva el agua.

Para que una partícula sea transportada en suspensión por una corriente de agua se necesita que ésta lleve una determinada velocidad y que el tamaño de la partícula sea el adecuado. Cuando la velocidad decrece para un mismo tamaño de partícula el material en suspensión puede depositarse. Este fenómeno se agrava en la mayoría de las instalaciones de recarga artificial, ya que el agua pasa a estar en reposo y las materias decantables que estaban en suspensión en el agua en movimiento aún a velocidades bajas se depositan sobre la

superficie del suelo, o bien penetran por los poros y finuras del terreno, dando lugar a una acumulación de materiales que producen una reducción de la tasa de infiltración o del caudal específico.

La mayor reducción de permeabilidad parece corresponder a la costra superficial de sedimentos depositados sobre el suelo de las instalaciones

La eliminación de esta costra superficial retirada de los primeros centímetros de suelo, restablece la permeabilidad pero con ello no se retiran todos los sólidos en suspensión aportados, pues permanecen los que penetraron profundamente, que dan lugar a una lenta disminución de la capacidad de infiltración a medida que el proceso de recarga artificial avanza, por lo que, cada cierto tiempo puede resultar adecuado reprofundizar algunos decímetros en el suelo de la instalación de infiltración.

En los sistemas de recarga en profundidad (sondeos de inyección) aparte de la colmatación debida a los sólidos en suspensión, se produce en el acuífero una entrada de aire y de gas que se encuentran disueltos en el agua de alimentación. Estas burbujas de aire y de gas se comportan en el terreno como si se tratara de verdaderos granos de materia sólida que se oponen al paso del agua.

COLMATACIÓN BIOLÓGICA.



Figura 3.4.14 Colmatación biológica debido al crecimiento de algas

Se admite a nivel del medio filtrante, que la colmatación biológica es más compleja que la mineral. Se produce por crecimiento de algas y plantas en un agua que contiene cierta cantidad de materia orgánica, generalmente en épocas del año de gran luminosidad y elevada temperatura como el verano.

En los sistemas de recarga en profundidad tiene una gran importancia la colmatación debida a la proliferación de bacterias que se concentran fundamentalmente en el filtro.

La colmatación no se produce por las bacterias introducidas con el agua de recarga ya que su volumen es muy pequeño, sino por los crecimientos y proliferaciones a que pueden dar lugar.

COLMATACIÓN DEBIDA A PROCESOS QUÍMICOS.

El agua que se recarga artificialmente en un acuífero es extraña al ambiente subterráneo donde se introduce, tanto en su medio sólido como líquido. Esto provoca que se puedan producir reacciones de disolución, precipitación, cambio iónico, absorción, adsorción y oxidación-reducción.

En principio parece que se debe prestar una mayor atención y control cuando la instalación sea del tipo pozo o sondeo.

DISPOSITIVOS Y PROCEDIMIENTOS CONTRA LA COLMATACIÓN.

Como principales acciones de carácter preventivo, que se emplean para evitar o reducir efectos colmatantes se relacionan las siguientes:

Tipo de colmatación	Tipo de acción.
Colmatación por materias en suspensión (efectos mecánicos).	Decantación de las materias suspendidas en el agua de inyección o de infiltración mediante balsas diseñadas para este fin.
	Filtración del agua de recarga, a través de un filtro De arenas o gravilla, colocado en el fondo de la balsa o en el circuito exterior de toma de agua del sondeo de inyección.
	Empleo de alguicidas, que pueden estar contraindicados ya que degradan la calidad del agua y con mayor o menor intensidad, dificultan posteriores procesos de auto depuración.
Colmatación por algas.	Aumento de la altura de la lámina de agua, para disminuir la intensidad luminosa y en consecuencia frenar el desarrollo de las algas.
	Modificación del sistema de recarga, cambiando las balsas por canales, ya que gran parte de las algas que crecen en las balsas son especies que viven en aguas estancadas.
	Alimentación intermitente de las balsas, lo que frena el desarrollo de algas por los frecuentes vaciados y evita la colmatación debida al hinchamiento de las arcillas.
Colmatación por procesos químicos.	Para evitar este tipo de colmatación se realiza un pretratamiento del agua de inyección o infiltración mediante la adición de productos químicos.

Tabla 3.4.4 Tratamiento contra la colmatación.

3.4.8 MECANISMO HIDRODINÁMICO DE LA RECARGA ARTIFICIAL.

El mecanismo hidrodinámico de la recarga artificial comprende en líneas generales las siguientes fases:

■ FASE I. FORMACIÓN Y AVANCE DEL BULBO DE INFILTRACIÓN.

Esta fase se sitúa entre el momento en que llega el agua a la instalación de infiltración y el instante en el que el acuífero comienza a recibir la misma.

En la zona no saturada el flujo del agua es esencialmente vertical, el agua que recibe la formación va percolando poco a poco en el terreno ocupando cada vez un porcentaje mayor de huecos y humidificando el mismo. Se asiste por tanto a la formación y al descenso de un bulbo de humidificación.

Si el caudal de entrada es pequeño no se llegará a humidificar el terreno de la zona no saturada en un grado tal que el llamado frente húmedo del bulbo llegue hasta la zona saturada. Por el contrario si dicho caudal es suficiente se favorecerá la humidificación progresiva del terreno subyacente hasta la zona saturada.

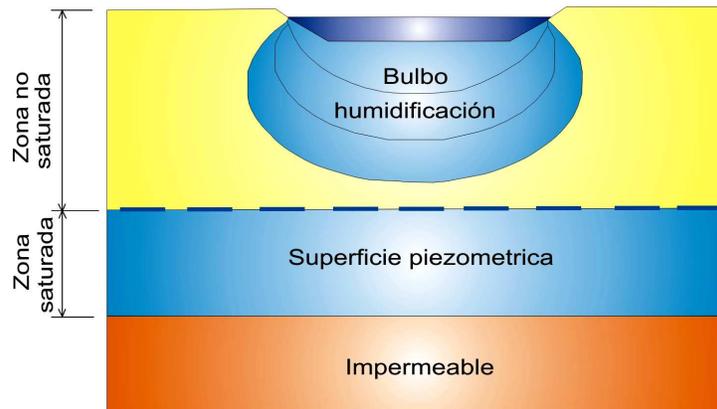


Figura 3.4.15 Formación del bulbo de humidificación

■ FASE II. ABOMBAMIENTO DE LA SUPERFICIE PIEZOMÉTRICA.

En el momento en que el frente húmedo se pone en contacto con el límite superior de la zona saturada el nivel piezométrico empieza a subir. Toda el agua introducida se almacena formando una cresta de agua en aumento. El crecimiento continúa hasta que se alcanza un límite de control que impide la expansión.

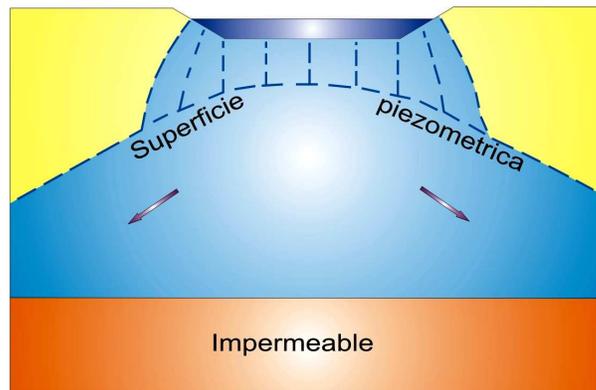


Figura 3.4.16 Fase de abombamiento

En la figura 3.4.17, se representa un control vertical. La cresta ha aumentado hasta alcanzar la base de la balsa de recarga. En este momento el crecimiento en extensión vertical cesa, pero no el crecimiento en extensión lateral que prosigue hasta que se alcanza un lugar de drenaje (ejemplo: río).

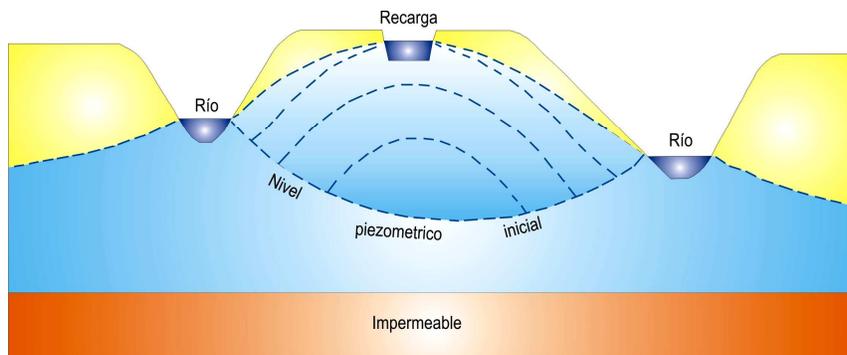


Figura 3.4.17 Representación del control vertical

En la figura 3.4.18, la cresta alcanza el control lateral sin haber alcanzado el control vertical (balsa). El crecimiento en altura puede proseguir hasta que se alcance el límite de control vertical.

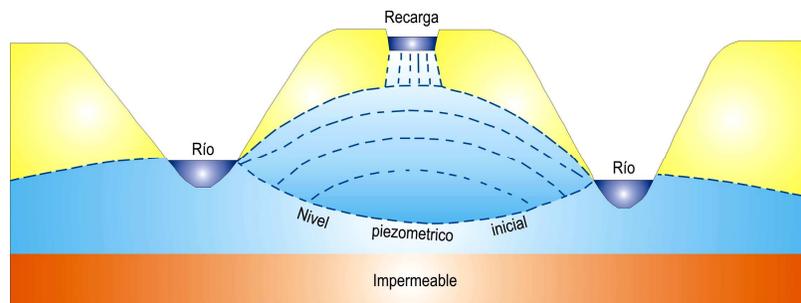


Figura 3.4.18 Representación del control lateral y control vertical

■ **FASE III. RECARGA EN RÉGIMEN ESTABLE.**

Una vez se han alcanzado los límites de control, el volumen de agua no varía y entra tanta agua como se descarga.

■ **FASE IV. DESAPARICIÓN DE LA CRESTA DE AGUA AL CESAR LA RECARGA.**

El agua puesta en almacenamiento por encima del nivel piezométrico está allí temporalmente. Al cesar la recarga se drena paulatinamente hacia los controles laterales hasta adaptarse a la superficie piezométrica natural.

3.5 Dispositivos para el control del drenaje urbano.

A continuación se presentan diferentes dispositivos que buscan mitigar las inundaciones urbanas y al mismo tiempo aprovechar estas aguas lluvias para la recarga artificial de acuíferos.

Son un conjunto de obras alternativas y anexas; basadas en procesos de infiltración, almacenamiento y en la combinación de ambos. Aunque las obras de almacenamiento no son para la recarga del nivel freático se incluyen; pues son importantes para retardar el caudal de escorrentía el cual causa las inundaciones, por lo que es necesario conocer ambos sistemas.

3.5.1 Obras de Infiltración.

Los sistemas y elementos de infiltración captan el flujo superficial y permiten o facilitan su infiltración en el suelo. Si funcionan correctamente son muy efectivos en lograr reducir los gastos máximos y el volumen escurrido hacia aguas abajo. Además debe considerarse que la infiltración de agua en el suelo no provoque problemas estructurales en él por esponjamiento, arrastre de finos, subpresiones o exceso de humedad en general. Finalmente es necesario verificar que la calidad del agua infiltrada sea tal que no contamine el acuífero o el agua subterránea del lugar.

Pueden considerarse elementos en la superficie o bajo ella. En la Tabla 3.5.1 se presentan las distintas alternativas de disposición de aguas lluvias mediante infiltración en el suelo y se indican las características de cada una en cuanto a su extensión, almacenamiento y ubicación.

Elemento	Extensión	Ubicación	Almacenamiento
Estanques	Difuso	Superficial	Importante
Zanjas	Concentrado	Subterráneo	Importante
Pozos	Concentrado	Subterráneo	Importante
Pav. Poroso	Difuso	Superficial	Despreciable
Pav. Celular	Difuso	Superficial	Despreciable

Tabla 3.5.1 Alternativas de disposición de aguas lluvias mediante infiltración.

■ ESTANQUES DE INFILTRACIÓN.

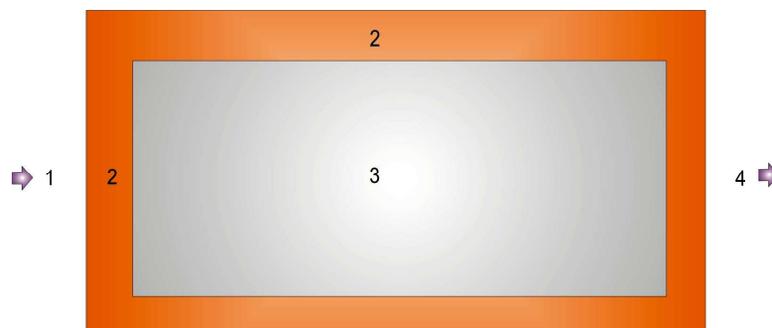


Figura 3.5.1. Disposición de los elementos de un estanque de infiltración. 1. Alimentación, 2. Bordes o muros laterales, 3. Fondo Permeable, 4. Rebase

A) Descripción.

Normalmente corresponden a pequeños estanques de poca profundidad, ubicados en suelos permeables, que aprovechan la existencia de depresiones naturales en áreas abiertas o recreacionales, o excavados en el terreno, preferentemente en jardines y áreas verdes. Los estanques de infiltración almacenan temporalmente el agua de la tormenta hasta que ésta infiltra a través del fondo y de los lados. Habitualmente, el terreno ocupado por el estanque es empleado con otros fines entre los eventos lluviosos, o queda como un espacio abierto. Deben ser construidos en terrenos que tengan el nivel de agua subterránea profundo bajo el fondo del estanque, para asegurar que el agua filtre a través del suelo antes de alcanzar el nivel freático, y una permeabilidad que permita el vaciado total del estanque entre lluvias en tiempos relativamente breves para no dañar la vegetación.

Las alturas de agua almacenadas temporalmente son relativamente bajas, del orden de 5 a 10 cm., incluso cuando operan a plena capacidad. Su efectividad se pone en evidencia si se emplean de manera masiva en un sector, evitándose el uso de grandes estanques para infiltrar el agua que escurre desde una gran zona impermeable. El caso típico de estas soluciones corresponde a emplear los jardines de una institución (casa, edificio, etc.) para infiltrar parte importante de las aguas lluvias que escurren desde los techos de edificios cercanos.

Los estanques de infiltración pueden lograr cinco objetivos básicos:

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

- Disminuyen el caudal máximo
- Disminuyen el volumen escurrido
- Permiten otros usos alternativos
- Recargan el nivel freático de agua subterránea
- Mejoran la calidad del efluente

Para ello se ubican atendiendo los escurrimientos de los techos y demás zonas impermeables inmediatas en una urbanización, de manera que reciban aguas relativamente limpias antes de que escurran sobre terrenos que pueden cargarlas de sedimentos.

Las siguientes figuras ilustran ejemplos típicos de estanques de infiltración de aguas lluvias en sectores urbanos.

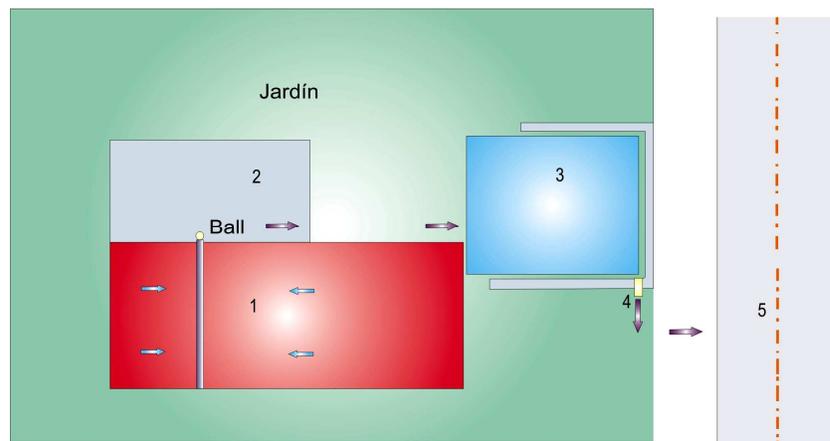


Figura 3.5.2. Estanque de infiltración en antejardín. 1. Techo, 2. Terraza, 3. Estanque de infiltración, 4. Rebase, 5. Calle.

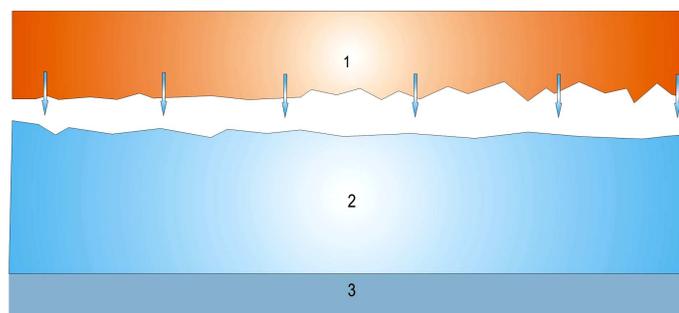


Figura 3.5.3. Estanque de infiltración en estacionamiento. 1. Área impermeable, 2. Estanque, 3. Calle

B) Ventajas y Desventajas.

- Al igual que todas las obras de infiltración, una de las principales ventajas que presentan los estanques de infiltración es que permiten reducir el gasto máximo del escurrimiento superficial y el volumen de aguas lluvia que llega a las redes de drenaje, con lo cual disminuye el riesgo de inundación hacia aguas abajo. Esto produce una disminución de los costos ya que se pueden reducir o incluso suprimir partes de las redes de colectores aguas abajo de la zona drenada.
- Cuando el estanque de infiltración posee una superficie pequeña comparada con el área aportante, puede ocasionar que el agua que ingresa al estanque quede retenida por extensos períodos de tiempo. Así, normalmente no es posible la aparición de una vegetación abundante, lo que trae como consecuencia una tendencia de la superficie de infiltración a taparse rápidamente.
- Otra razón que hace fallar la capacidad de infiltración de estos estanques es el ascenso del acuífero inmediatamente bajo la base, lo que ocurre cuando la recarga excede la capacidad de drenaje natural del suelo en condiciones de saturación.
- Otra desventaja es el riesgo de contaminación del acuífero, para lo cual es muy importante conocer las características de las aguas que se van a infiltrar (origen de las aguas, naturaleza de las superficies drenadas y contaminantes arrastrados por el agua).

C) Procedimiento de Diseño.

El procedimiento de diseño que se debe seguir para lograr un adecuado funcionamiento de los estanques de infiltración considera abordar los siguientes aspectos:

1. un análisis de factibilidad
2. una recopilación de antecedentes
3. el dimensionamiento de los elementos principales y el equipamiento necesario, y,
4. el diseño de los elementos de detalle incluido la elección de la vegetación.

Factibilidad. El estudio de factibilidad permite determinar en base a los antecedentes disponibles sobre las características del suelo y del agua subterránea, si se pueden infiltrar o no las aguas

lluvias superficiales y si es conveniente o no utilizar un estanque de infiltración. Se debe verificar si existe la suficiente disponibilidad de terreno.

Dimensionamiento. El dimensionamiento de los estanques de infiltración y de sus elementos principales requiere disponer de las características del terreno y del suelo base, así como también de estudios hidrológicos e hidrogeológicos.

Terreno. Determinar las características de ocupación y de ordenamiento del terreno donde será implantado el estanque de infiltración. Específicamente se determinará la superficie y la tasa de impermeabilización de los espacios drenados, sus usos, la presencia de espacios con vegetación y la topografía del terreno.

Características del suelo soportante. Estimar la capacidad de absorción del suelo soportante, así como su comportamiento en presencia de agua.

La capacidad de absorción del suelo deberá ser estimada a partir de ensayos en varios lugares del terreno y su duración debe ser suficiente como para poder apreciar de manera certera las condiciones de infiltración en régimen permanente y condiciones de saturación. Se deberá determinar el tipo de suelo soportante que va a recibir las aguas de manera de evitar riesgos de contaminación del acuífero o de deslizamientos de terreno bajo el estanque de infiltración.

Hidrogeología e hidrología. Se trata de determinar la presencia, el uso, las fluctuaciones estacionales, la cota más alta de los niveles freáticos y eventualmente, sus características cualitativas y su vulnerabilidad.

Se determinará el gasto máximo admisible de evacuación del proyecto, en base a las capacidades de la red aguas abajo o a la permeabilidad del suelo y a la posición y características de la salida. Además es necesario conocer la pluviometría, los caudales aportantes y las zonas potenciales de almacenamiento.

Diseño de detalle. El diseño de detalle se traduce en los planos de la obra y sus especificaciones tanto generales como específicas. En esta etapa se deberán elegir los materiales que componen el estanque de infiltración, es decir, el tipo de vegetación, los materiales que se instalarán entre el estanque de infiltración y el suelo para estabilizar los taludes o para acelerar el final del vaciado, las obras para aumentar la capacidad de infiltración como paredes transversales impermeables y orificios.

D) Condiciones Generales.

No se recomienda la instalación de estas obras en los terrenos que posean alguna de las siguientes características:

- Nivel máximo del agua subterránea o un estrato impermeable o de roca a menos de 1,2 m bajo el fondo del estanque.
- Suelos superficiales o capas inferiores con tasas de infiltración menores que 8 mm/hora.
- Si el fondo del estanque no puede poseer una cubierta adecuada (vegetal, grava, maicillo, etc.) y puede transformarse en barro cuando se humedece, perdiendo la capacidad de infiltración y quedando inutilizado para otros fines después de las lluvias.
- Si recibe aguas con alto contenido de material fino, a menos que se instale un decantador previo.
- Si el área impermeable que drena hacia el estanque de infiltración es mayor que el doble de la superficie disponible para el estanque.

ZANJAS DE INFILTRACIÓN.

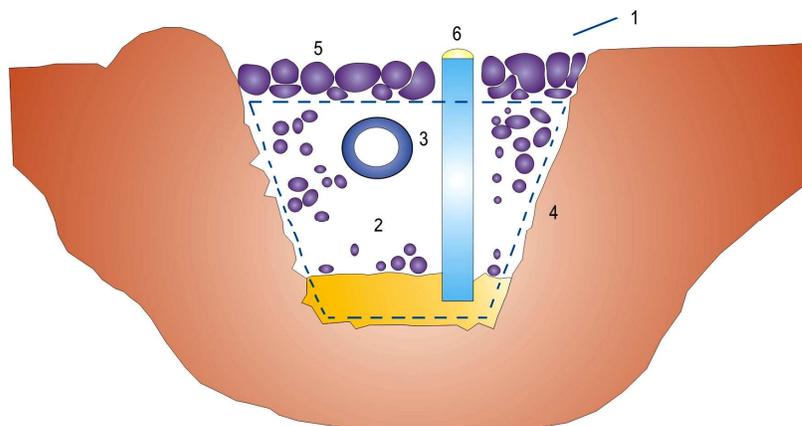


Figura 3.5.4. Elementos de una zanja. 1. Alimentación (opcional), 2. Relleno, 3. Tubería perforada (opcional), 4. Geotextil, 5. Cubierta, 6. Piezómetro, 7. Filtro granular (opcional)

A) Descripción.

Las zanjas de infiltración son obras longitudinales, con una profundidad recomendada del orden de 1 a 3 m, que reciben el agua en toda su longitud, interceptando el flujo superficial de una tormenta y evacuándolo mediante infiltración al subsuelo.

Si la zanja no puede recibir el agua en toda su longitud, es posible alimentarla desde uno de los extremos empleando para ello una tubería perforada a lo largo de la parte superior, para lo cual es conveniente disponer de cámaras a la entrada y a la salida. En este caso la zanja propiamente tal puede cubrirse de manera de emplear la superficie para otros fines, como veredas, paseos o estacionamientos.

El funcionamiento hidráulico de estas obras puede resumirse en tres etapas. La primera es el ingreso del agua proveniente de la tormenta a la zanja, la que se puede efectuar a través de la superficie o desde redes de conductos. Una vez que ingresa a la zanja, el agua se almacena temporalmente en su interior, para posteriormente ser evacuada a través del suelo mediante infiltración. Es recomendable usar las zanjas de infiltración en áreas residenciales donde el agua lluvia tiene una baja concentración de sedimentos y de aceite. Pueden ser alimentadas lateralmente desde franjas de pasto que actúan como filtros. A pesar de que son más susceptibles a la acumulación de sedimentos, las zanjas de infiltración son más fáciles de mantener que otras obras de infiltración debido a su accesibilidad, si no están cubiertas por veredas o calles.

El comportamiento de las zanjas de infiltración es el siguiente:

- Disminuyen el caudal máximo
- Disminuyen el volumen escurrido
- Permiten otros usos alternativos
- Recargan el nivel de agua subterránea
- Mejoran la calidad del efluente

Para lograr estos objetivos las zanjas de infiltración se ubican inmediatas a las zonas impermeables que atienden, de manera de recibir aguas limpias, preferentemente en sectores estrechos como pasajes, bandejones centrales de calles, fondos de patios, en los bordes de estacionamientos y lugares similares.

Los diseños de zanjas de infiltración incluyen tres tipos básicos de zanjas:

- Zanja de infiltración completa. El escurrimiento superficial generado por la tormenta de diseño sólo puede salir de la zanja por infiltración. El volumen de almacenamiento se diseña en este caso para almacenar todo el volumen de escurrimiento superficial generado por la tormenta de diseño. En caso de tormentas peores que las de diseño el exceso no entra a la zanja y es rechazado superficialmente.
- Zanja de infiltración parcial. La zanja no está diseñada para infiltrar completamente todo el volumen de escurrimiento superficial captado. Parte del volumen se evacúa hacia otros elementos o hacia el sistema de drenaje superficial, usando una tubería perforada ubicada cerca de la parte superior de la zanja.
- Zanja de infiltración inicial. Su diseño tiene por objeto retirar del flujo superficial sólo la primera parte de la tormenta, con el objeto de mejorar la calidad del agua. El volumen de almacenamiento permite guardar el flujo provocado por los primeros 10 mm a 15 mm de la tormenta de diseño, el cual posteriormente se infiltra. El exceso se rechaza o es retirado por drenes.

Las figuras siguientes muestran ejemplos típicos de zanjas de infiltración, en cuanto a su alimentación y ubicación.

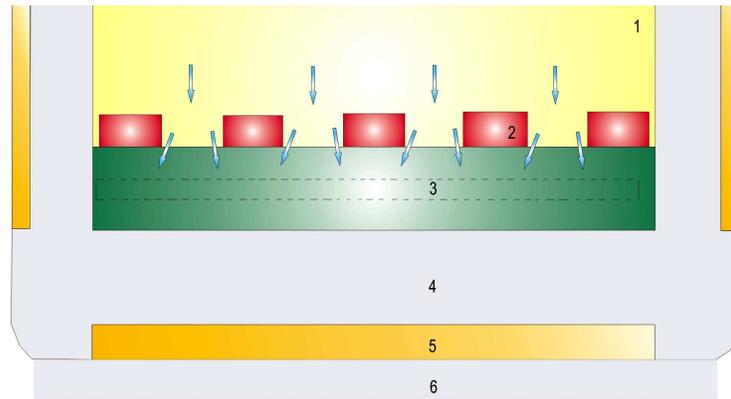


Figura 3.5.5. Zanja de infiltración superficial en un estacionamiento. 1. Estacionamiento, 2. Soleras discontinuas, 3. Zanja, 4. Vereda, 5. Cuneta, 6. Calle

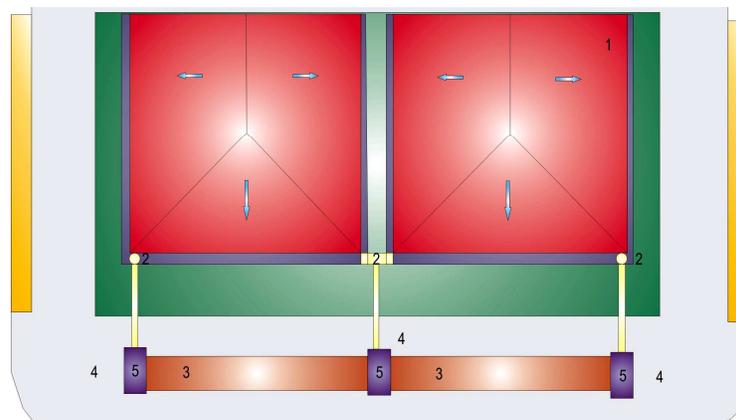


Figura 3.5.6. Zanja cubierta. 1. Techos, 2. Bajadas de aguas lluvias, 3. Zanja, 4. Vereda, 5.

B) Ventajas y Desventajas.

- La reducción del máximo escurrimiento superficial. Una ventaja especial de las zanjas de infiltración es su facilidad para integrarse a la estructura urbana ya que son poco visibles y comprometen sólo una franja delgada del suelo en la superficie.
- Entre las desventajas se destacan los problemas de colmatación que se pueden presentar, en períodos menores a 5 años, al retener las partículas finas presentes en el agua. Otro problema que se debe considerar es la migración de partículas finas hacia el relleno de piedras, lo que se puede prevenir usando un filtro entre estrato de relleno y suelo original.

C) Procedimiento de Diseño.

Factibilidad. El estudio de factibilidad analiza condiciones que hacen apto el sitio para la instalación de una zanja de infiltración, tales como permeabilidad del suelo, riesgo de contaminación, capacidad de infiltración, profundidad del nivel freático y zonas a ser drenadas.

Dimensionamiento. La elección del tipo de materiales utilizados y la capacidad de absorción del suelo son las principales características que se consideran en el diseño.

Para dimensionar una zanja de infiltración, es decir, para determinar: el largo, el ancho y la profundidad se pueden utilizar dos estrategias:

- i) partir de dimensiones iniciales determinadas a priori y que pueden ser ajustadas posteriormente y
- ii) partir de una o dos dimensiones conocidas, normalmente fijas y deducir el resto en base a ecuaciones.

Una vez dimensionada la zanja se procede a diseñar los elementos auxiliares como son las cámaras de entrada y salida, las tuberías de reparto o de evacuación, si la zanja no es alimentada lateralmente en toda su extensión.

Diseño de detalle. El diseño de detalle se traduce en los planos de la obra y sus especificaciones técnicas generales y especiales. En esta etapa se deberán elegir los materiales que componen la zanja de infiltración. Si la zanja es cubierta debe seleccionarse el material y tipo de la superficie.

D) Condiciones Generales.

No es recomendable la instalación de estas obras en terrenos que posean alguna de las siguientes características:

- Pendiente del terreno mayor que un 20%.
- Nivel máximo del agua subterránea o un estrato impermeable a menos de 1,2 m bajo el fondo de la zanja.
- Suelos superficiales o inferiores con tasas de infiltración menores que 7 mm/ hora.
- Suelos con más de un 30% de contenido de arcilla.
- El tamaño del área aportante mayor que 5 hectáreas.

■ POZOS DE INFILTRACIÓN.

Además del pozo de infiltración propiamente tal la obra completa presenta diferentes elementos adicionales alternativos y opcionales, con un esquema de relaciones entre ellos como se ilustra a continuación:

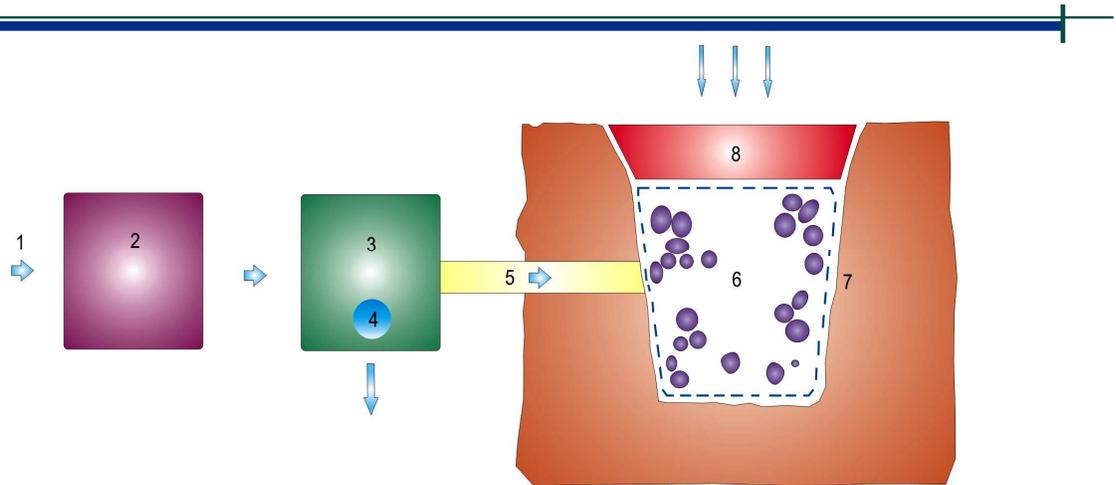


Figura 3.5.7. Esquema de los elementos principales de un pozo de infiltración.
1. Alimentación, 2. Decantador (opcional), 3. Cámara de rebose (opcional), 4. Rebase,
5. Tubería de conexión, 6. Pozo, 7. Geotextil, 8. Cubierta, 9. Alimentación superficial
(opcional)

A) Descripción.

Los pozos de infiltración consisten en excavaciones normalmente cilíndricas de profundidad variable, que pueden estar rellenas o no de material y permiten infiltrar el agua de lluvia directamente al suelo en espacios reducidos. Esta técnica tiene la ventaja de poder ser aplicada en zonas en las cuales el estrato superior de suelo es poco permeable, como es el caso de zonas altamente urbanizadas, o de superficies del terreno impermeabilizadas, pero que tienen capacidades importantes de infiltración en las capas profundas del suelo.

El funcionamiento hidráulico de estas obras puede resumirse en tres etapas: la primera es el ingreso del agua proveniente de la tormenta al pozo de infiltración, la que se puede efectuar a través de la superficie o desde redes de conductos. Una vez que ingresa al pozo, el agua se almacena temporalmente, dependiendo de las características de la tormenta y del suelo, para posteriormente ser evacuada mediante infiltración.

Los pozos de infiltración cumplen con los siguientes objetivos:

- Disminuyen el caudal máximo
- Disminuyen el volumen escurrido
- Recargan el nivel de agua subterránea

Para ello en general se ubican en pequeños espacios, abiertos o cubiertos, cerca de las superficies impermeables que drenan a ellos, para operar preferentemente con agua limpia. Es posible combinar los pozos de infiltración con otras alternativas, tales como estanques de retención, zanjas de infiltración y estanques de infiltración; lo que permite obtener la capacidad de almacenamiento suficiente y aumentar la infiltración.

Desde el punto de vista de la forma en que evacúan el agua se denomina:

Pozo de infiltración. Cuando el agua sale del pozo a través de estratos no saturados del suelo, es decir cuando la superficie del agua subterránea se ubica bajo la base del pozo, de manera que las aguas lluvias se filtran en el suelo antes de llegar al nivel del agua subterránea.

Pozo de inyección. Si el nivel de agua subterránea se ubica sobre el nivel del fondo del pozo, de manera que la evacuación de las aguas lluvias se realiza directamente al agua subterránea.

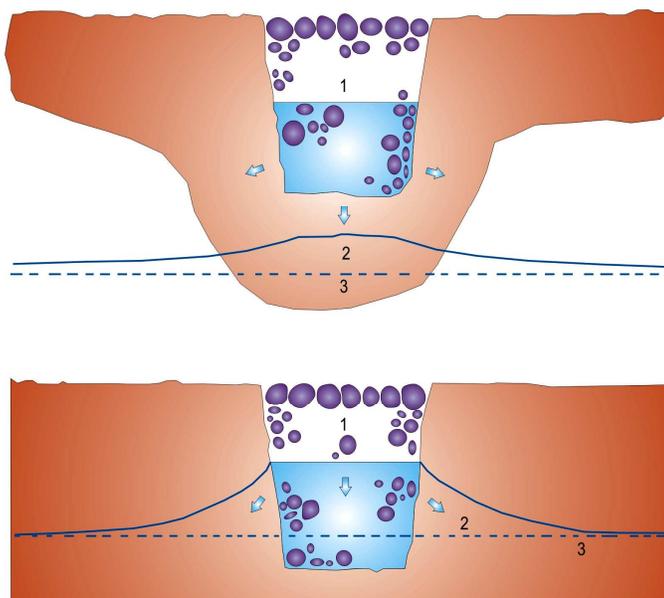


Figura 3.5.8. Pozos de infiltración (arriba) y de inyección (abajo). 1. Pozo, 2. Agua subterránea 3. Nivel estático

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Las figuras siguientes muestran algunas disposiciones empleadas para pozos de infiltración, considerando casos sencillos de pozos relativamente pequeños y otros más complejos.

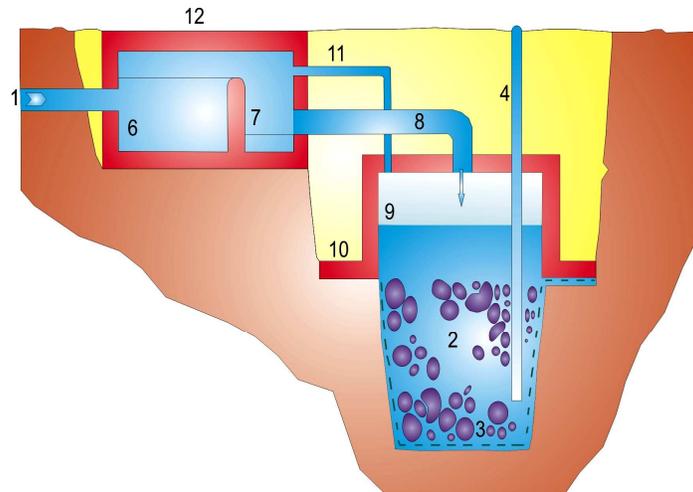


Figura 3.5.9. Pozo de infiltración con decantador y volumen parcial sin relleno. 6. Decantador, 7. Cámara de rebase, 8. Tubería de alimentación, 9. Volumen sin relleno, 10. Antepozo de hormigón armado, 11. Tubo de ventilación, 12. Tapa cámara

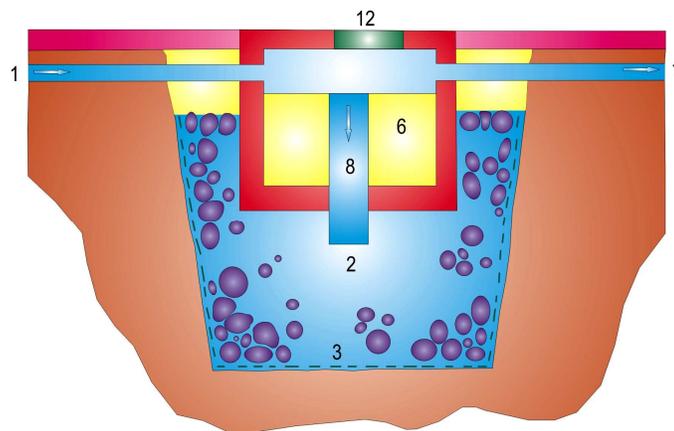


Figura 3.5.10. Pozo de infiltración con decantador y rebase sobre el mismo pozo

B) Ventajas y Desventajas.

- Además de las ventajas comunes a todas las obras de infiltración; su principal ventaja es su integración a condiciones urbanas restringidas, ya que son poco visibles, no tienen

restricciones topográficas para su instalación y comprometen sólo una pequeña parte del suelo, economizando terreno.

- Una de sus principales desventajas es que pueden presentar problemas de colmatación al retener las partículas finas presentes en el agua, para lo cual se requiere una mantención durante la vida útil de la obra.
- Otra desventaja es el riesgo de contaminación del acuífero, para lo cual es muy importante conocer las características de las aguas que se van a infiltrar (origen de las aguas, naturaleza de las superficies drenadas). Cuando exista riesgo de contaminación no son aconsejables los pozos de inyección; ya que drenan directamente al acuífero y no existe una capa de suelo que ayude a reducir la contaminación.
- Los pozos de infiltración tienen una capacidad de almacenamiento limitada, dependiendo del nivel del agua subterránea. Los acuíferos poco profundos pueden limitar el uso de los pozos; ya que disminuyen el volumen de almacenamiento y reducen sus capacidades hidráulicas.

C) Procedimiento de Diseño.

El procedimiento de diseño que se debe seguir para lograr un adecuado funcionamiento de los pozos de infiltración debe considerar un análisis de factibilidad, una recopilación de antecedentes, la elección de materiales y el equipamiento necesario, un dimensionamiento de los elementos principales y finalmente el diseño de los detalles.

Factibilidad. El estudio de factibilidad permite determinar en base a los antecedentes disponibles sobre las características del suelo y del agua subterránea; si se puede infiltrar o no las aguas lluvias superficiales hacia el suelo y si es conveniente o no utilizar un pozo de infiltración. El estudio de factibilidad analiza condiciones que hacen apto el sitio para la instalación de un pozo de infiltración; tales como permeabilidad del suelo, riesgo de contaminación, capacidad de infiltración, profundidad del acuífero y zonas que serán drenadas.

Dimensionamiento. El dimensionamiento de los pozos de infiltración y de sus elementos principales requiere disponer de las características del terreno y del suelo base, así como también de estudios hidrológicos e hidrogeológicos.

Terreno. Se deberán determinar las características de ocupación y de ordenamiento del terreno donde será implantado el pozo de infiltración. Específicamente la presencia de espacios con o sin vegetación y la topografía del terreno. Con los antecedentes recopilados, se procede a determinar el volumen de almacenamiento que puede recibir el suelo y la naturaleza de las aguas que van a ser drenadas.

Características del suelo soportante. Se deberá estimar la capacidad de absorción del suelo soportante así como su comportamiento en presencia del agua. La capacidad de absorción del suelo deberá ser estimada a partir de ensayos de infiltración a diferentes profundidades en varios lugares del terreno y su duración debe ser suficiente como para poder apreciar de manera certera la capacidad de infiltración en régimen permanente y condiciones de saturación. Para el caso de pozos de inyección es necesario conocer la permeabilidad el suelo.

Hidrogeología e hidrología. Se deberá determinar la presencia, el uso, las fluctuaciones estacionales, la cota más alta de aguas subterráneas y, eventualmente, sus características cualitativas y su vulnerabilidad. Se determinará la naturaleza de las aguas y su potencialidad de contaminación del agua subterránea y el gasto máximo admisible de evacuación del proyecto, en base a las capacidades del acuífero o a la permeabilidad del suelo. El conocimiento del sentido del flujo permite elegir con mayor seguridad la ubicación más adecuada de los pozos de infiltración en lugares alejados de zonas de captación.

Dimensiones del pozo. Escoger los materiales que componen el pozo de infiltración, es decir, los materiales que se instalarán entre la superficie drenada y el pozo de infiltración, al interior de los pozos, entre el pozo y el suelo adyacente y entre el pozo y la red de alcantarillado de aguas lluvias.

La elección del tipo de materiales utilizados y la capacidad de absorción del suelo son las principales características que se consideran en el diseño. Se puede trabajar en dos etapas:

- i) Un predimensionamiento; que tiene como objetivo atribuir una profundidad al pozo y determinar la capacidad de evacuación del suelo in situ y
- ii) Un dimensionamiento definitivo; para determinar el radio del pozo y el volumen de almacenamiento.

Diseño de detalle. El diseño de detalle se traduce en los planos de la obra y sus especificaciones técnicas generales y especiales. Agregar los elementos necesarios para conectar el rebase del pozo a la red de drenaje local hacia aguas abajo y lo necesario para que sea alimentado correctamente.

D) Condiciones Generales.

A continuación se presentan algunos criterios que deben ser considerados en el diseño de pozos de infiltración.

No son aptos para la instalación de pozos de infiltración:

- Los terrenos con suelos con una permeabilidad menor que 10^{-5} m/s, o con una tasa de infiltración inferior a 20 mm/hora ó
- Si existe algún estrato impermeable a menos de un metro bajo el fondo del pozo.
- Si el nivel máximo estacional del nivel freático o algún estrato impermeable se ubican a menos de 1m bajo la base del pozo se cataloga como pozo de inyección. En este caso no deben infiltrarse aguas de mala calidad.

PAVIMENTOS POROSOS.

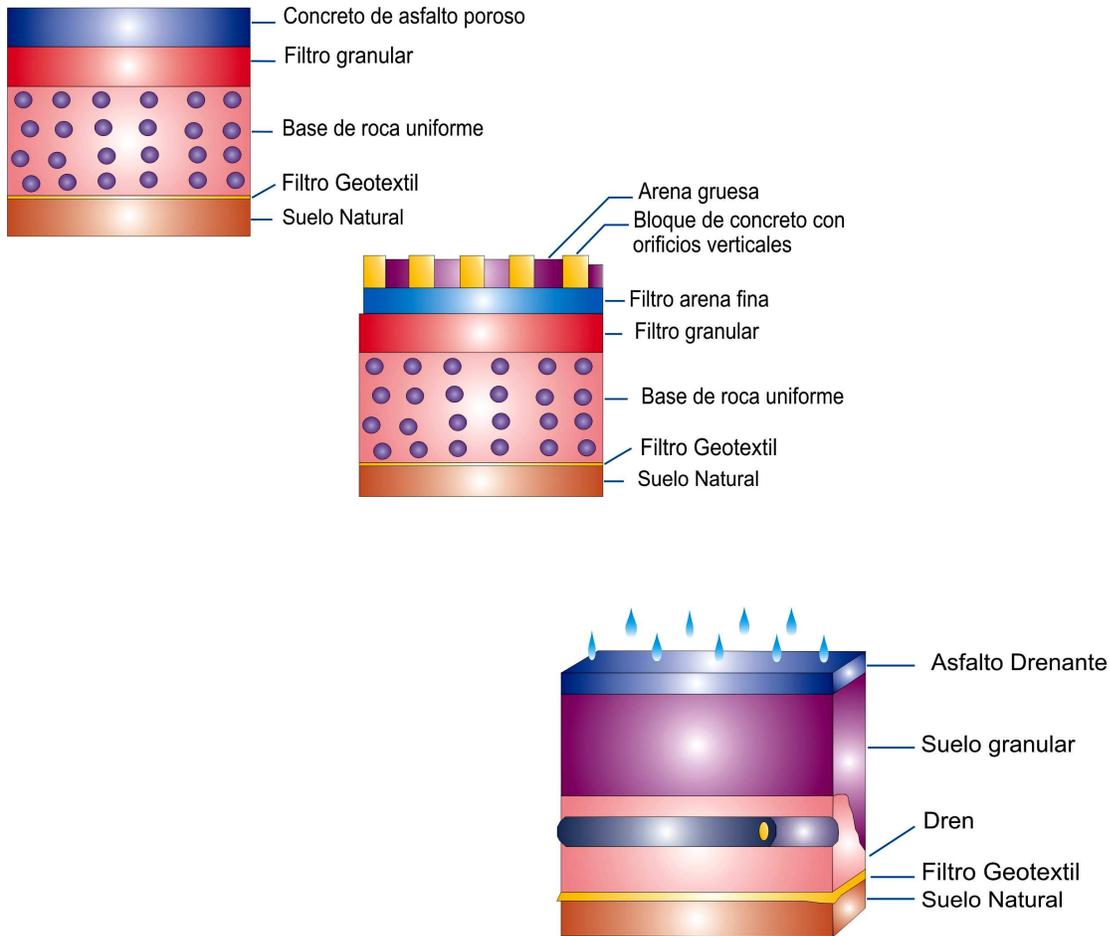


Figura 3.5.11. Características típicas de los pavimentos permeables

A) Descripción.

Los pavimentos porosos en general consisten en un pavimento continuo de asfalto o concreto poroso, similar al pavimento convencional; pero con dos diferencias básicas: la carpeta de rodado contiene poca arena y fracción fina, lo cual le otorga mayor permeabilidad, y la sub base granular es de mayor espesor y también con poca arena y fracción fina, con lo que se consigue un mayor porcentaje de huecos. Tienen por función reducir el flujo superficial proveniente de una tormenta mediante su infiltración a través de la carpeta de rodado, logrando así disponer de una zona pavimentada permeable.

Los pavimentos porosos son un tipo especial de pavimentos; en los cuales la carpeta de rodado permite la infiltración del agua y la subbase su almacenamiento temporal. Persiguen cinco objetivos:

- Disminuyen el caudal máximo
- Disminuyen el volumen escurrido
- Permiten otros usos alternativos
- Recarga el nivel del agua subterránea
- Mejora la calidad del efluente

El principal efecto corresponde a la disminución del caudal máximo y del volumen de escorrentía. Para lograrlo los pavimentos porosos pueden emplearse en calles de poco tránsito, pasajes, veredas, estacionamientos o canchas de uso múltiple, ciclovías, veredas y senderos en áreas verdes.

En la Figura 3.5.12 se pueden distinguir en general los diferentes estratos que componen un pavimento poroso de abajo hacia arriba:

1. Carpeta de rodado de asfalto poroso
2. Base o filtro granular graduado
3. Subbase de grava, uniformemente graduada
4. Filtro geotextil, o filtro granular, o membrana impermeable
5. Subrasante de suelo nativo

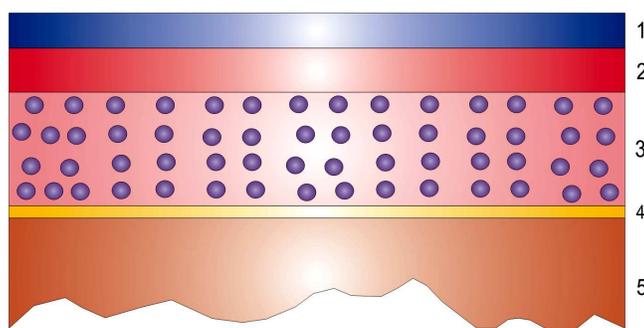


Figura 3.5.12. Elementos de un pavimento poroso

Una vez que el agua filtra a través de la superficie de la carpeta de rodado, existen dos procedimientos alternativos para su disposición final. Uno es continuar la infiltración hacia el suelo bajo el pavimento y el otro es recogerla mediante drenes y disponer de ella en otro lugar.

También es posible emplear una combinación de ambos sistemas en la cual para lluvias poco intensas se infiltra todo localmente, y para lluvias más intensas pero menos frecuentes; además de infiltrarse localmente parte se drena a otros elementos hacia aguas abajo evitando así que el agua aflore en la superficie. Las aguas lluvias que se acumulan en la subbase se drenan lateralmente hacia los bordes de la calzada a obras de evacuación de las aguas lluvias superficiales.

Además encontramos los **Pavimentos Celulares** que consisten en: un pavimento cuya carpeta de rodado está formada por bloques perforados de concreto cuyos huecos están rellenos con arena, maicillo o con pasto, que permiten reducir el flujo superficial proveniente de una tormenta mediante la infiltración a través de su carpeta de rodado.

Los pavimentos celulares son un tipo especial de pavimentos de adoquines, en los cuales la carpeta de rodado está formada por bloques con aberturas, y la subbase permite la acumulación temporal del agua infiltrada para percolarla posteriormente al suelo.

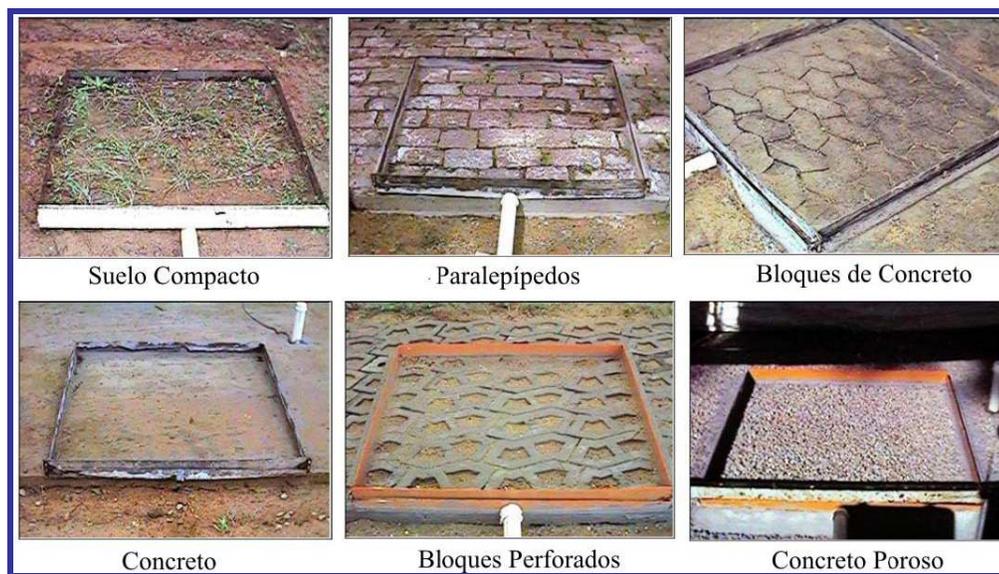


Figura 3.5.13. Distintos pavimentos celulares investigados

B) Ventajas y Desventajas.

- La principal ventaja que presentan los pavimentos porosos es que reducen el flujo superficial proveniente de una tormenta mediante la infiltración, al evitar que la zona pavimentada sea totalmente impermeable. Además, pueden remover elementos contaminantes del agua tales como metales, aceite, grasa y sólidos suspendidos, al filtrarlos a través de las capas de arena y grava ubicadas bajo la carpeta de rodado.
- Desde el punto de vista del tránsito se ha comprobado que hacen más segura la superficie para los automóviles durante las tormentas; reduciendo el patinaje y mejorando la visibilidad al disminuir la frecuencia con que aparecen láminas de agua en la superficie, en comparación con lo que ocurre con una carpeta de rodado impermeable.
- Un inconveniente del uso de los pavimentos porosos es que necesitan un mantenimiento desde la construcción que evite la llegada de sedimentos a la superficie, ya que éstos pueden obstruir sus poros. Una vez que la superficie del pavimento está sellada la única forma de restaurarla es reemplazando completamente la carpeta de rodado, lo que tiene un elevado costo.

C) Procedimiento de Diseño.

El procedimiento de diseño que se debe seguir para lograr un adecuado funcionamiento de los pavimentos porosos debe considerar criterios físicos, ambientales, económicos y reglamentarios.

- Los criterios físicos consisten en tomar ciertas precauciones y ejecutar ciertos procedimientos: estudio de factibilidad, estudios complementarios, elección de materiales de los pavimentos, dimensionamiento mecánico, elección de diversos equipos, estudio hidráulico.

- Los criterios ambientales tienen relación principalmente con el impacto sobre la calidad de las aguas y la valoración del espacio.

- Los criterios económicos permitirán en seguida la elección entre las diferentes soluciones.

Se consideran tres etapas en el procedimiento de diseño:

- 1) Un análisis de factibilidad,
- 2) un dimensionamiento de los elementos principales y finalmente

3) el diseño de los elementos de detalle.

Factibilidad. El estudio de factibilidad permite determinar en base a los antecedentes disponibles sobre las características del suelo y del agua subterránea, si se pueden infiltrar o no las aguas lluvias superficiales hacia el suelo bajo el pavimento, y si es conveniente o no utilizar un pavimento poroso.

Para poder infiltrar las aguas lluvias superficiales en el suelo, se debe verificar simultáneamente lo siguiente:

El suelo debe ser permeable; el nivel más alto del acuífero debe estar alejado del pavimento al menos 1 metro; el suelo debe permitir la presencia de agua; el pavimento no debe estar en una zona de infiltración reglamentada y la polución en finos y en contaminantes no debe ser importante. Además; para poder utilizar un pavimento poroso se debe verificar simultáneamente que el aporte de finos que llega a la superficie no sea importante, que la superficie del pavimento no esté sometida a esfuerzos de corte importantes y que el tráfico de vehículos pesados no sea relevante.

Dimensionamiento. El dimensionamiento de los pavimentos porosos y de sus elementos principales requiere disponer de las características del terreno y del suelo base, así como también de estudios hidrológicos e hidrogeológicos.

Terreno. Específicamente se determinará la superficie y la tasa de impermeabilización de los espacios drenados, sus usos, la presencia de espacios verdes, la topografía del terreno, la existencia de redes de drenaje y el tráfico.

Características del suelo soportante. Se deberá estimar la capacidad de absorción del suelo soportante, así como su comportamiento en presencia del agua. La capacidad de absorción del suelo deberá ser estimada a partir de ensayos en varios lugares del terreno cuya duración debe ser suficiente como para poder apreciar de manera certera las condiciones de infiltración en régimen permanente y con el suelo saturado.

Hidrogeología e hidrología. Se deberá analizar la presencia, el uso, las fluctuaciones estacionales, la cota más alta de las aguas subterráneas y, eventualmente, sus características cualitativas y su vulnerabilidad. Además; es necesario conocer la pluviometría, la posición y

características de la salida, las zonas potenciales de almacenamiento y la impermeabilización de las superficies relacionadas con el pavimento.

Espesor y composición de las capas. Determinar el espesor y escoger los materiales que componen el pavimento poroso, es decir, la carpeta de rodado (concreto o asfalto), el filtro granular graduado o base, la subbase de grava y el filtro inferior o membrana impermeable. Los materiales deben elegirse en función del espesor máximo aceptado por la estructura y por las restricciones mecánicas que el pavimento deberá soportar. Se recomienda utilizar los materiales disponibles respetando los parámetros hidráulicos (porosidad) y mecánicos (dureza de los granos).

Diseño de detalle. Una vez determinados los espesores de las capas del pavimento es necesario abordar el diseño de detalle que se traduce en los planos de la obra y sus especificaciones técnicas generales y especiales. En esta etapa se deberán dimensionar las cunetas, soleras y bermas, y demás elementos laterales necesarios, así como solucionar las condiciones de empalme y unión con los otros pavimentos conectados.

D) Condiciones Generales.

- La primera etapa del diseño consiste en verificar la factibilidad de la obra, para lo cual el terreno debe tener:

- una tasa de infiltración mayor que 13 mm/hr,
- una capacidad de soporte con CBR mayor que 6
- un contenido de arcilla menor que un 30%
- una pendiente moderada, menor que 5%, y
- la distancia entre el nivel de la base y el nivel freático o los estratos impermeables deberá ser al menos de 60 a 120 cm.

- Adicionalmente sólo deben emplearse en zonas con bajo tránsito, en las cuales éste sea menor que 150.000 E.E. en 20 años.

- Se recomienda que el área impermeable aportante al pavimento no sea más del doble del área del pavimento. Las áreas a drenar a través del pavimento poroso pueden variar entre 1,000 y 40,000 m².

- En general, se recomienda el uso de asfalto poroso dada la experiencia internacional en este tipo de material.

3.5.2 OBRAS DE ALMACENAMIENTO.

Las obras de almacenamiento captan el flujo superficial y lo almacenan temporalmente para descargarlo hacia aguas abajo durante tiempos más prolongados disminuyendo los caudales máximos en relación a los que provocaría la tormenta sin ellas. Son muy efectivas en lograr reducir los gastos máximos pero no tiene efecto sobre el volumen total de escorrentía, ya que sólo la postergan temporalmente. Se recomienda emplearlas cuando no se dispone de capacidad de infiltración en el suelo, o cuando los volúmenes de regulación necesarios son importantes. Requieren de aguas relativamente limpias para evitar la acumulación de basuras y su descomposición mientras el agua está almacenada. Además necesitan espacios generosos.

Si se considera en términos estrictos prácticamente todas las obras alternativas necesitan un cierto volumen de almacenamiento. Se denominan entonces como obras de almacenamiento las que sólo actúan de esta forma, sin capacidad de infiltración de las aguas que reciben. Presentan como ventaja su gran efectividad en reducir los caudales máximos y la posibilidad de emplearlas para otros fines, especialmente recreativos. Como desventaja están las necesidades de espacio.

Como obras de almacenamiento se consideran estanques y lagunas. En ambos casos se trata de obras superficiales, construidas sobre la superficie del terreno, aguas abajo de la zona a la cual sirven, de la cual reciben las aguas lluvias que escurren superficialmente o conducidas mediante colectores locales. Los estanques están normalmente vacíos y se llenan de agua sólo durante las lluvias. Las lagunas están normalmente llenas de agua y se ocupa la parte superior para almacenar aguas lluvias. En ambos casos se puede hablar de almacenamiento concentrado o difuso, dependiendo de las alturas de agua con que operen.

Estas obras pueden operar en serie hidráulica con otras obras alternativas, como es el caso de obras de infiltración, o canales de drenaje urbano. De esta manera pueden emplearse como elementos de almacenamiento para alimentar con caudales reducidos obras de infiltración como zanjas, pozos o estanques de infiltración, evitando que estos dispongan de grandes volúmenes de retención para acomodar los gastos que reciben a los que pueden infiltrar.

■ ESTANQUES DE RETENCIÓN.



Figura 3.5.14. Ejemplo de estanque de retención como parque a lo largo de una calle, Fort Collins, EEUU

A) Descripción.

Los estanques de retención se diseñan de manera que se vacíen totalmente después de un periodo relativamente corto una vez que pasa la tormenta y por lo tanto la mayor parte del tiempo se encuentran vacíos o secos. Se trata de una adaptación de los embalses de control de crecidas con elementos que permiten su empleo en zonas urbanas. Estos estanques se consideran del tipo secos ya que en general, no tienen una zona permanentemente llena de agua, y si la tienen, es de tamaño reducido.

Son alimentados de aguas lluvias que han escurrido por techos, calles, estacionamientos, conjuntos residenciales, áreas comerciales e incluso áreas industriales. Pueden ser empleados como parte o en conjunto con otras obras alternativas de control de aguas lluvias en zonas urbanas.

Objetivos básicos de los estanques de retención es el siguiente:

- Disminuyen el caudal máximo
- Permiten otros usos alternativos
- Mejoran la calidad del efluente

El principal efecto corresponde a la regulación de la crecida que se traduce en una disminución del caudal máximo a la salida del estanque en comparación con el que llega a él, lo

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

que se logra colocando el estanque de retención a la salida de una urbanización, como se ilustra gráficamente en el esquema de la siguiente Figura 3.5.15.

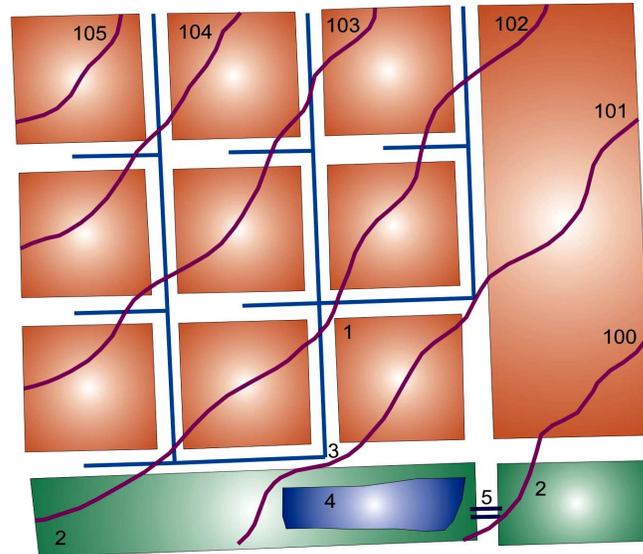


Figura 3.5.15. 1. Manzanas de lo urbanizada, 2. Área verde, 3. Red interior de drenaje (opcional), 4. Estanque de retención, 5. Conexión a la red general de drenaje

Estos estanques están formados por una serie de elementos básicos cuya disposición general se ilustra en la Figura siguiente:

1. Entrada,
2. Disipador de energía (opcional)
3. Sedimentador (opcional)
4. Zona compatible con otros usos
5. Canal de flujos bajos
6. Zona inferior
7. Obra de descarga
8. Vertedero de seguridad
9. Conexión a red de drenaje.

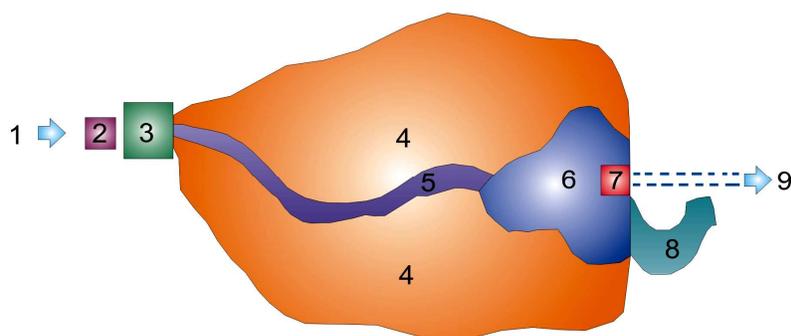


Figura 3.5.16. Esquema de los elementos principales de un estanque de regulación

B) Ventajas y Desventajas.

- Además de reducir los caudales máximos y de mejorar la calidad de los efluentes, pueden diseñarse de manera de proporcionar beneficios adicionales para otros usos. Entre ellos se puede considerar el aprovechamiento de espacios abiertos para recreación y paisajismo.
- Como una ventaja adicional al control de crecidas la retención del agua lluvia durante tiempos prolongados en el estanque, del orden de 12 a 36 horas, puede tener efectos deseables en la calidad del efluente debido a que la remoción de sólidos suspendidos y metales puede ser de moderada a alta, mientras la remoción de nutrientes es de moderada a baja.
- Debido a que son diseñados para vaciarse lentamente, sus fondos y las partes más bajas son inundados frecuentemente y por periodos de tiempo relativamente prolongados; dependiendo de la frecuencia de lluvias en el lugar. Adicionalmente el fondo es el depósito de todos los sedimentos que precipitan en el estanque. Como resultado el fondo puede estar barroso y presentar apariencias indeseadas.

C) Procedimiento de Diseño.

El procedimiento de diseño para este tipo de obras considera tres etapas. Un análisis de factibilidad de la obra de acuerdo a las condiciones locales, en segundo lugar el dimensionamiento de los elementos principales y finalmente el diseño de los elementos de detalle. A continuación se

plantea lo que debiera considerarse en cada una de estas etapas para el caso de un estanque de retención:

Factibilidad. En base a los antecedentes que consideran las condiciones climáticas, las características del suelo, la existencia de agua subterránea, las propiedades de la urbanización, incluyendo la disponibilidad de espacio, sus destinos y tipo, así como el comportamiento esperado de los usuarios y vecinos, se debe decidir si es conveniente recurrir a un estanque de retención para amortiguar el efecto de las aguas lluvias.

Dimensionamiento. El dimensionamiento de los estanques de retención y de sus elementos principales requiere disponer de las características del terreno y del suelo base, así como también de estudios hidrológicos e hidrogeológicos.

Hidrología. Estimar los gastos máximos de las crecidas de periodo de retorno entre 2 y 200 años afluentes al lugar, tanto en condiciones naturales como totalmente urbanizadas. Se requiere conocer el uso del suelo, las características de las lluvias, la topografía del sector, y el proyecto de urbanización.

Terreno. Disponibilidad de espacio, elementos de la red de drenaje natural del sector. Existencia de redes de colectores hacia aguas abajo. Límites de la zona y el comportamiento de las aguas lluvias que pueden llegar por escurrimiento superficial. Estimar la capacidad máxima de descarga o evacuación del sistema hacia aguas abajo, la forma en que se realizará la descarga y sus efectos.

Volumen del estanque. Con los antecedentes disponibles se procede a determinar el volumen de almacenamiento necesario del estanque. Se determinan los volúmenes del nivel inferior y el superior. Establecer las cotas de fondo de cada nivel así como de los umbrales de los elementos de descarga, evacuación y entrada.

Descarga. Seleccionar un diseño para el elemento de descarga y proceder a su dimensionamiento para la crecida de diseño. Seleccionar un diseño para el evacuador de crecidas y proceder a su diseño. Determinar la curva de descarga en función de la altura de agua en el estanque, considerando ambos elementos.

Diseño de detalle. El diseño de detalle normalmente se traduce en los planos para la construcción de la obra y todos sus elementos complementarios. En esta etapa se debe proceder al diseño y dimensionamiento de las obras auxiliares como son la de entrada y su dissipador de energía, si es necesario el desarenador, el canal de flujos bajos y su entrega a la zona inferior, los muros del estanque, los caminos de acceso para la mantención del estanque y su operación, la colocación de barandas, rejas, letreros. También debe considerarse la vegetación, necesidades de plantación, el riego y otros requisitos. Además deben agregarse todos los elementos necesarios para el empleo del lugar con propósitos múltiples como recreación, paisajismo, deportes.

D) Condiciones Generales.

- Normalmente el espacio requerido para este tipo de estanques es aproximadamente entre un 0,5 a un 2 por ciento del total del área aportante. Pueden instalarse en cualquier tipo de suelos, pero ello debe considerarse en el diseño. Aunque el suelo tenga capacidad de infiltración esas propiedades se verán alteradas una vez que opera el estanque de manera que pueden considerarse nulas en el largo plazo.
- Similarmente los niveles altos de agua subterránea tampoco afectan la selección de este tipo de estanques aunque ello debe considerarse en las condiciones de diseño. En el caso de zonas con niveles de agua subterránea muy altos es mejor considerar una laguna de retención que puede tener su fondo bajo estos niveles permitiendo manejar zonas permanentemente con agua.
- Como volumen de amortiguación de crecidas de aguas lluvias urbanas en estos estanques se emplea principalmente el que queda sobre el umbral del elemento de descarga, el cual debe diseñarse de manera que sea capaz de evacuar los caudales máximos regulados y entregarlos al sistema de drenaje hacia aguas abajo de manera segura. Además debe proveerse de un vertedero de seguridad para caudales grandes con una revancha o borde libre que evite el vertido del agua por sectores no preparados para ello, evitando las fallas catastróficas.
- Debe considerarse la forma en que se evitará que una vez construida la obra le lleguen aportes adicionales de cuencas laterales, por la urbanización de sectores ubicados aguas arriba.

■ LAGUNA DE RETENCIÓN.



Figura 3.5.17. Laguna de retención aprovechando una hondonada, EEUU

A) Descripción.

Una laguna de retención mantiene un volumen permanentemente ocupado por agua, el cual es reemplazado total o parcialmente durante las tormentas. Sobre este volumen permanente se provee de un volumen adicional destinado a amortiguar las crecidas provocadas por las aguas lluvias.

Estas lagunas de retención son similares a los estanques de retención ya que están diseñadas para captar y retener un volumen de agua determinado para las tormentas más frecuentes. La diferencia es que en este caso el agua que se incorpora en cada tormenta se mezcla con el agua retenida anteriormente en el volumen permanente al almacenarse sobre él. El volumen captado adicional al volumen permanente se evacua después de cada tormenta en un periodo del orden de 12 horas. Habitualmente estas lagunas de retención requieren la alimentación de un flujo continuo durante los periodos entre tormentas para mantener el volumen de agua permanente.

Objetivos básicos que se pueden lograr con las lagunas de retención:

- Disminuyen el caudal máximo
- Permiten otros usos alternativos
- Mejoran la calidad del efluente

Para cumplir con el objetivo principal de disminuir los caudales máximos se debe colocar la laguna inmediatamente aguas abajo de la zona urbanizada que sirve; descargando hacia el sistema de drenaje.

Estas lagunas están formadas por una serie de elementos básicos:

- | | |
|------------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Entrada | 6. Zona de inundación |
| 2. Disipador de energía (opcional) | 7. Cámara de descarga |
| 3. Sedimentador (opcional) | 8. Tubería de descarga |
| 4. Zona laguna permanente | 9. Vertedero de seguridad |
| 5. Zona litoral (opcional) | 10. Conexión a la red de drenaje. |

Cuya disposición general se ilustra en el siguiente esquema:

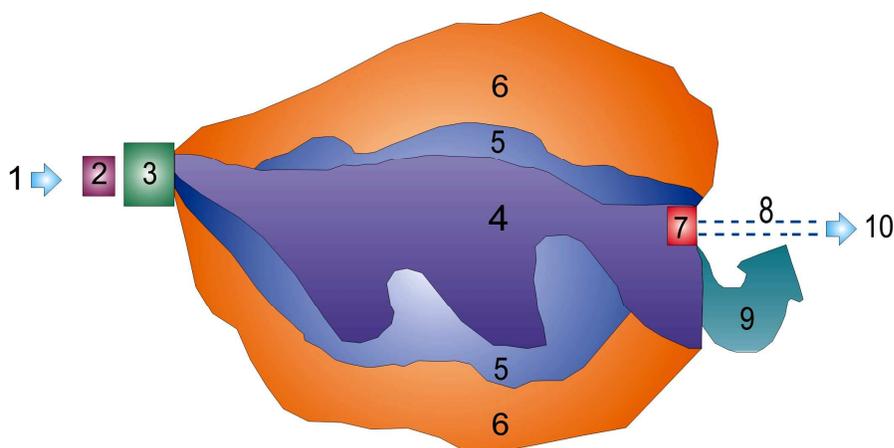


Figura 3.5.18. Esquema de los elementos principales de una laguna de retención

B) Ventajas y Desventajas.

- Las lagunas de retención pueden ser muy apropiadas para áreas aportantes relativamente grandes. Además de la amortiguación de crecidas urbanas, con ellas se puede lograr una remoción de moderada a alta de la mayoría de los contaminantes urbanos, crear o proveer de espacio para la recreación, paisajismo y áreas abiertas, almacenar agua para otros fines como riego de áreas verdes y volúmenes de incendio entre las tormentas.

- Una de las principales desventajas de este tipo de obras son los problemas de seguridad. Además en ellas resulta más difícil limpiar los sedimentos atrapados que en los estanques; y si reciben aguas poco limpias pueden observarse problemas de cuerpos flotantes, espumas, crecimiento indiscriminado de algas, olores y en algunos casos mosquitos.

C) Procedimiento de Diseño.

El procedimiento de diseño para este tipo de obras considera tres etapas: Un análisis de factibilidad de la obra de acuerdo a las condiciones locales, en segundo lugar un dimensionamiento de los elementos principales y finalmente el diseño de los elementos de detalle. A continuación se plantea lo que debiera considerarse en cada una de estas etapas.

Factibilidad. En base a los antecedentes que consideran las condiciones climáticas, las características del suelo, la existencia de agua subterránea y su nivel, las propiedades de la urbanización, incluyendo la disponibilidad de espacio, sus destinos y tipo, así como el comportamiento esperado de los usuarios y vecinos, se debe decidir si es conveniente recurrir a una laguna de retención para amortiguar el efecto de las aguas lluvias.

Dimensionamiento.

Hidrología. Estimar las crecidas de periodos de retorno entre 5 y 200 años afluentes al lugar, tanto en condiciones naturales como totalmente urbanizadas. Se requiere conocer el uso del suelo, las características de las lluvias, y la topografía del sector.

Terreno. Disponibilidad de espacio, elementos de la red de drenaje natural del sector. Existencia de redes de colectores hacia aguas abajo. Límites de la zona y el comportamiento de las aguas lluvias que pueden llegar por escurrimiento superficial. Estimar la capacidad máxima de descarga o evacuación del sistema hacia aguas abajo, la forma en que se realizará la descarga y sus efectos. Cantidad y calidad del agua disponible para otros usos, o la que se empleará para mantener el volumen mínimo de la laguna permanentemente lleno. Ubicación de la superficie de agua subterránea y la posibilidad de emplearla para mantener la laguna llena.

Volumen de la laguna. Con los antecedentes disponibles se procede a determinar el volumen de almacenamiento necesario de la laguna. Se determinan los volúmenes del nivel

inferior y el superior. Establecer las cotas de cada nivel así como de los umbrales de los elementos de descarga, evacuación y entrada.

Descarga. Seleccionar un diseño para el elemento de descarga y proceder a su dimensionamiento para la crecida de diseño. Seleccionar un diseño para el evacuador de crecidas y proceder a su diseño. Determinar la curva de descarga en función de la altura de agua en la laguna, considerando ambos elementos.

Verificación de los volúmenes de almacenamiento necesarios procediendo a realizar un rastreo de las crecidas de diseño de los elementos de descarga y evacuación, con las propiedades predeterminadas. Realizar los cambios necesarios de volumen en los elementos de descarga y evacuación si es necesario.

Diseño de detalle. Normalmente se traduce en los planos para la construcción de la obra y sus elementos. En esta etapa se debe proceder al diseño y dimensionamiento de los elementos auxiliares como son la obra de entrada y su dissipador de energía si es necesario, el desarenador, los muros de la laguna, los caminos de acceso para la manutención de la obra y su operación, la colocación de barandas, rejas, letreros. También debe considerarse la vegetación, necesidades de plantación, el riego y otros requisitos.

D) Condiciones Generales.

- El principal requisito del lugar es la necesidad de disponer de un flujo de agua continuo de buena calidad para mantener el volumen de agua permanente. Para ello se debe realizar un balance hídrico completo para asegurar que el agua disponible permite superar las condiciones de evaporación, evapotranspiración y filtraciones.
- Las necesidades de espacio son en general del orden del 0,5 al 2% del área tributaria.
- En las obras nuevas las altas tasas de filtración iniciales pueden hacer difícil mantener el volumen de agua permanente, pero normalmente el fondo rápidamente se llena de sedimentos finos e impermeabiliza al poco tiempo. Sin embargo es mejor sellar tanto el fondo como las paredes del volumen permanente y dejar solamente las áreas de contacto con los volúmenes superiores sin sellar.
- Debe considerarse la forma en que se evitará una vez construida la obra le lleguen aportes adicionales de cuencas laterales por la urbanización de sectores ubicados aguas arriba.

3.5.3 OBRAS ANEXAS.

Para el control y gestión de las aguas lluvias mediante el empleo de obras alternativas y complementarias a las redes de colectores, es necesario recurrir a cierto tipo de obras que no pueden considerarse individualmente como de infiltración o de almacenamiento, o que por si solas no pueden actuar de manera eficiente en el drenaje de aguas lluvias; sin embargo son necesarias para que el sistema en su conjunto opere adecuadamente. Estas se han agrupado como obras anexas ya que complementan a otras más importantes.

Se incluyen entonces como obras anexas las siguientes:

- Franjas filtrantes cubiertas de pasto
- Zanjas con vegetación.
- Canales para drenaje urbano de aguas lluvias
- Caídas y disipadores de energía
- Sedimentadores
- Cámaras de inspección

Las franjas filtrantes y zanjas con vegetación se tratan más de elementos complementarios que de obras propiamente tales.

Los diseños de canales requieren que no respondan exclusivamente a objetivos de mínimos costos de construcción o de eficiencia de conducción, sino que también tomen en cuenta las oportunidades de que sean incorporados al entorno urbano para fines paisajísticos e incluso de recreación.

A lo largo de los canales de drenaje o como elementos de entrega o descarga de estos a los estanques o lagunas de retención; puede ser necesario disponer de caídas o descensos bruscos de fondo, y disipadores de energía hidráulica asociados a ello. Estos se presentan como caídas.

Para la operación de algunas obras de infiltración se requiere agua libre de sedimentos de manera de evitar que se colmaten y pierdan su capacidad. Esto en el caso típico de zanjas y pozos de infiltración, para los canales puede ser interesante contar con un sedimentador previo que separe el material particulado.

Finalmente se agregan cámaras que pueden ser útiles en los sistemas de conducción anexas a las obras.

■ FRANJAS FILTRANTES.

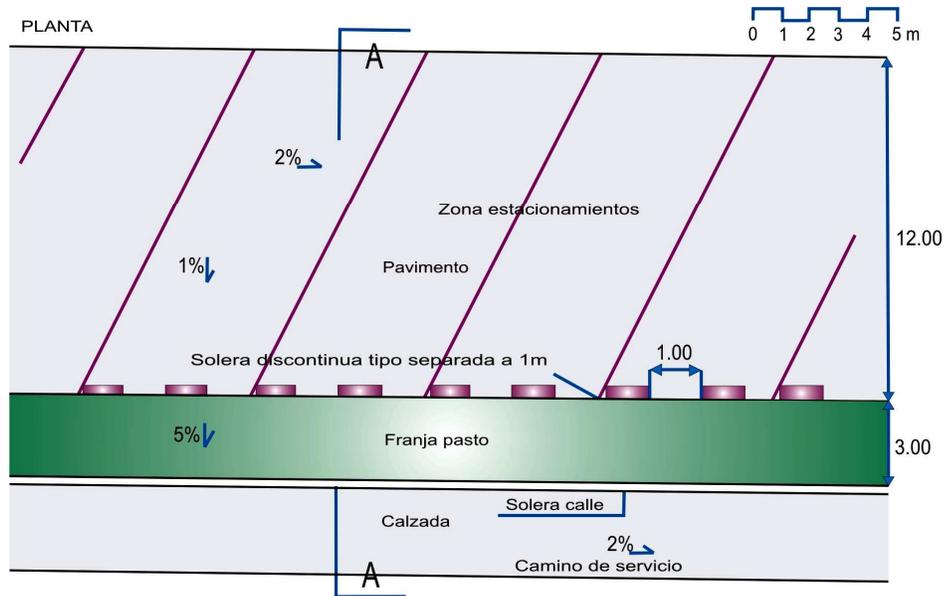


Figura 3.5.19. Franja filtrante en un estacionamiento

A) Descripción.

Las Franjas Filtrantes son áreas planas regadas cubiertas de césped denso o de otra cobertura atrayente que permita la infiltración, como gravilla o piedrecilla de playa. Para favorecer la infiltración requieren de un flujo parejo y de poca altura sobre toda la superficie.

Están diseñadas para hacer escurrir el agua en forma de flujo superficial como lámina continua, desde un extremo del plano hacia el extremo más bajo y no de manera concentrada como ocurre con las canalizaciones (zanjas, soleras, canaletas, etc.). Estas franjas no son otra cosa que una forma de organizar los jardines y áreas verdes pequeñas de manera de favorecer el escurrimiento uniforme en láminas y promover la infiltración de las aguas lluvias en el lugar.

Se pueden usar en áreas comerciales y residenciales, incorporándolas a la planificación del drenaje de terrenos, calles y barrios, como un elemento de desconexión de áreas impermeables. Los flujos pueden ser aplicados a las Franjas directamente desde superficies impermeables; como estacionamientos, calles, pasajes y veredas o techos de edificios, entregando el caudal en forma

pareja mediante algún elemento de distribución con un umbral horizontal en el extremo más alto del plano.

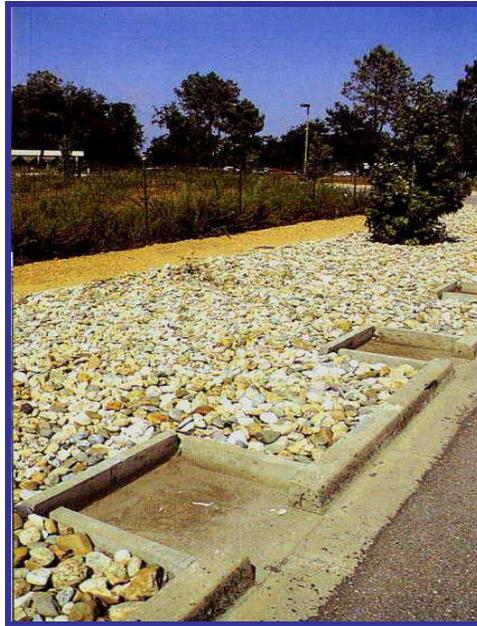


Figura 3.5.20. Franja de grava utilizada a la orilla de un estacionamiento

Son estructuras sencillas y compuestas por unos pocos elementos:

1. Zona impermeable
2. Repartidor de flujo
3. Franja filtrante
4. Colector

B) Ventajas y Desventajas.

- El pasto y otro tipo de vegetación de estas franjas dan un efecto agradable a cualquier espacio verde, y por lo tanto se pueden incorporar a los planes de paisajismo de cualquier urbanización. Además, su uso no representa un costo extraordinario a una urbanización que tiene planificado construir áreas verdes y su mantención no debiera ser muy distinta a la de cualquier jardín. El pasto y los árboles que se pueden utilizar de manera opcional, ayudan a

disminuir el escurrimiento gracias a la infiltración que se produce por pequeña que esta sea.

- Si se usan estas franjas con pendientes importantes en suelos inestables, se pueden producir pequeñas zanjias o cárcavas que destruirán el flujo superficial uniforme e impiden el buen funcionamiento. Es conveniente que las franjas filtrantes estén protegidas del tránsito de personas o vehículos que pueden dañar el pasto o afectar el flujo de la lámina superficial. Cuando se mezclan árboles y pasto, la estabilidad del terreno aumenta.

C) Procedimiento de Diseño.

En general las franjas filtrantes son elementos complementarios de un plan más ambicioso, de manera que su diseño se decide en un contexto más amplio. De todas maneras se puede pensar que el procedimiento de diseño considera las tres etapas típicas. Un análisis de factibilidad de la obra de acuerdo a las condiciones locales, en segundo lugar un dimensionamiento de los elementos principales y finalmente el diseño de los elementos de detalle.

Factibilidad. En base a los antecedentes que consideran las condiciones climáticas, las características del suelo, la existencia de agua subterránea, las propiedades de la urbanización, incluyendo la disponibilidad de espacio, sus destinos y tipo, así como el comportamiento esperado de los usuarios y vecinos, se debe decidir si es conveniente recurrir a un empleo relativamente masivo y organizado de franjas filtrantes, como parte de un plan más general.

Dimensionamiento. El dimensionamiento es relativamente sencillo aunque requiere disponer de antecedentes de terreno y específicos del lugar en base a los cuales se calcularán las dimensiones de acuerdo a los criterios de diseño establecidos para la obra. Como antecedentes es necesario recopilar los siguientes:

Hidrológicos. Es conveniente conocer los gastos y volúmenes resultantes de tormentas de 5 y 10 años de periodo de retorno en el sector para condiciones naturales, urbanizadas y con la aplicación de técnicas de desconexión con diferentes niveles. Se requiere conocer el uso del suelo, las características de las lluvias, y la topografía del sector

Terreno. Disponibilidad de espacio, elementos de la red de drenaje natural del sector, así como de los demás elementos que forman el plan de gestión. Límites de la zona y el

comportamiento de las aguas lluvias que pueden llegar por escurrimiento superficial. Estimar la capacidad máxima de evacuación del sistema hacia aguas abajo, la forma en que se realizará la descarga y sus efectos.

Diseño de detalle. El diseño de detalle se traduce en los planos para la construcción de la obra y sus elementos necesarios. En esta etapa se debe proceder al diseño y dimensionamiento de los elementos auxiliares como son el empalme con las superficies contiguas, la existencia de elementos de separación como soleras discontinuas, y la conexión con el drenaje general. También debe considerarse la vegetación, necesidades de plantación, el riego y otras necesidades.

D) Condiciones Generales.

- La factibilidad de emplear franjas filtrantes depende básicamente de la existencia en el sector urbanizado de áreas verdes o sectores destinados a ellas, que puedan aprovecharse para ser empleados como franjas de filtración.
- La pendiente del terreno debe ser menor que 10% y debe permitir formar planos relativamente uniformes, en los cuales no se concentre el flujo.
- La necesidad de disponer de pasto o de otra cobertura superficial, así como los requisitos de riego en algunos climas puede ser un aspecto básico en la decisión de emplear este tipo de elementos.
- El área aportante depende de las dimensiones de la Franja y de la capacidad de infiltración del suelo bajo ella. Esta permeabilidad debe tomarse en cuenta para saber cómo puede afectar esto a las estructuras y pavimentos adyacentes a las franjas.

ZANJAS CON VEGETACIÓN.

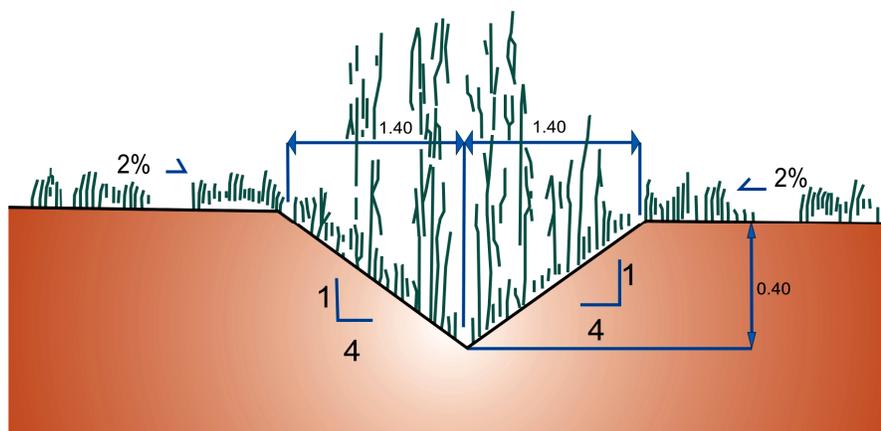


Figura 3.5.21. Zanja con vegetación

A) Descripción.

Las Zanjas con Vegetación se ven similares a una zanja cualquiera pero son más anchas, funcionan como vías de drenaje con una densa vegetación y pendientes bajas que conducen el agua lentamente y con baja altura de escurrimiento.

El diseño es similar al de un canal; pero su pendiente longitudinal y el tamaño de su sección transversal está hecho de manera tal que el escurrimiento superficial resulte lento y poco profundo, facilitando la sedimentación y evitando la erosión. Se pueden instalar bermas y diques pequeños si es necesario disminuir la velocidad de escurrimiento o favorecer la sedimentación y la infiltración. Su objetivo principal no es conducir agua como ocurre con los canales tradicionales.

Estas se pueden usar para recoger las aguas que escurren superficialmente de estacionamientos, edificios, jardines residenciales, caminos y franjas filtrantes. Además pueden usarse como una alternativa a sistemas tradicionales de soleras y redes de colectores, especialmente para sectores residenciales poco densos. Este tipo de zanjas se ubican bajo el nivel del suelo adyacente y la esorrentía superficial ingresa a ellas desde superficies laterales ya sean jardines o calles.

Los elementos básicos de una zanja con vegetación son:

1. Alimentación
2. Taludes
3. Fondo
4. Gradadas de control

B) Ventajas y Desventajas.

- Las Zanjas con Vegetación son estéticamente más agradables que los canales de drenaje revestidos en concreto o roca, además de ser más baratos de construir.
- Aunque limitados por la capacidad de infiltración del suelo, estas obras alternativas proporcionan algún tipo de reducción en los volúmenes de escorrentía durante tormentas pequeñas. Los pastos largos y densos proporcionan protección contra la erosión durante tormentas más grandes.
- Se incorporan al paisaje de áreas verdes sin los inconvenientes de un canal tradicional. Pueden emplearse como elemento de división y cercado natural.
- La principal desventaja del uso de zanjas con vegetación es la posibilidad de que se formen áreas húmedas frente a las casas y se favorezca la aparición de mosquitos u otro tipo de insectos. También requieren mayor espacio y necesitan crear servidumbres para su mantención y operación.
- En climas secos pueden requerir riego para mantener la vegetación en la temporada estival.

C) Condiciones Generales.

- Las zanjas con vegetación son prácticas sólo en lugares con pendientes menores que el 3 o 4% y definitivamente no lo son en lugares con pendientes superiores al 6%.
- La pendiente longitudinal del canal debe ser menor que 1%, y a menudo necesitan gradadas, escalones o pequeños muros transversales para reducir la pendiente longitudinal

■ CANALES PARA DRENAJE URBANO.

A) Descripción.

El uso de canales abiertos en sistemas de drenaje urbano de aguas lluvias tiene ventajas significativas por su excelente relación costo-capacidad. Además presentan oportunidades de usos múltiples como recreación, aportes estéticos y al paisaje, mantención de condiciones naturales y un cierto volumen de regulación para crecidas importantes.

Entre los inconvenientes es necesario considerar las necesidades de espacio y los costos de mantención. Un diseño cuidadoso puede minimizar los inconvenientes y aumentar los beneficios. Este tipo de conducciones solo debe considerarse para conducir aguas limpias. El cauce ideal para el drenaje urbano es el natural, desarrollado por la naturaleza después de un largo periodo de modo que puede considerarse en condiciones estables.

Existen casi infinitas posibilidades de elección para el tipo de canalización; considerando las alternativas de condiciones hidráulicas, diseño ambiental, impacto social y requerimientos del proyecto. Sin embargo desde un punto de vista práctico las elecciones básicas que se deben adoptar inicialmente consideran si debe ser un canal revestido o para altas velocidades, un canal con pasto, canal con vegetación natural o un cauce natural existente previamente. Los canales artificiales sin ningún tipo de revestimiento no deben considerarse como alternativa para situaciones urbanas. Desde el punto de vista urbano se consideran las alternativas que se describen a continuación:

Canal natural. Consiste en un cauce excavado por la naturaleza antes que ocurra el proceso de urbanización. A menudo, aunque no siempre son razonablemente estables. A medida que se urbaniza la cuenca tributaria se pueden presentar problemas de erosión y puede ser necesario algún grado de control de fondo y protección localizada de taludes.

Canales revestidos de pasto. Entre los diferentes tipos de canales construidos o modificaciones de cauces naturales, los canales revestidos de pasto son los favoritos para zonas urbanas. Proveen de capacidad de almacenamiento, menores velocidades y beneficios de usos múltiples. Algunas secciones pueden requerir revestimientos para minimizar la erosión y los inconvenientes de mantención.



Figura 3.5.22. Canal de pasto con alcantarilla bajo calzada

Canales con vegetación en el fondo. Se trata de un subconjunto de los canales revestidos de pasto pero diseñados para mantener una vegetación húmeda más permanente o ciertos tipos de vegetación local de zonas húmedas en el fondo del canal. En algunas áreas pueden requerir revestimientos para protegerlos de la erosión.



Figura 3.5.23. Canal con vegetación en el fondo

Canales revestidos de hormigón o albañilería. Los canales con revestimientos de hormigón o albañilería para soportar velocidades altas del flujo no se recomiendan como parte de sistemas de drenaje urbano. Sin embargo en condiciones especiales o en tramos cortos en las

cuales las velocidades pueden ser importantes y no se dispone de espacio para desarrollar otras soluciones alternativas este tipo de canal puede ofrecer ventajas.

Canales revestidos de enrocados. Este tipo de canales ofrecen una alternativa entre los canales revestidos con vegetación y la solución de revestimientos de hormigón. Pueden disminuir las necesidades de espacio aumentando las velocidades del canal, pero son más difíciles de mantener limpios, por lo tanto sólo se recomiendan en situaciones donde las condiciones de crecida puede generar velocidades importantes que requieren una protección de este tipo. Son una buena alternativa para soluciones localizadas en tramos pequeños de canales naturales o con vegetación o de pasto.

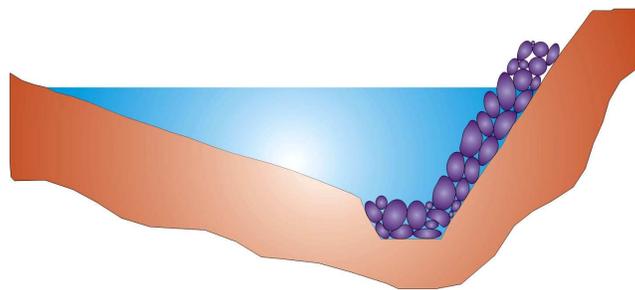


Figura 3.5.24. Revestimiento de enrocado

B) Ventajas y Desventajas.

- Las velocidades son generalmente bajas, por lo tanto los tiempos de concentración resultan más prolongados y los caudales máximos hacia aguas abajo menores en comparación con otro tipo de colectores. Adicionalmente el almacenamiento en el canal tiende a disminuir los caudales máximos.
- A lo anterior se agrega que las necesidades de mantención disminuyen ya que se trata de un sistema relativamente estabilizado.
- Finalmente el canal puede proveer de una zona abierta en condiciones naturales agregando beneficios sociales y oportunidades de espacio para la recreación y esparcimiento.

Uno de los problemas reconocidos en hidrología urbana en relación al uso de canales naturales está relacionado con:

- La estabilidad debido al incremento de los flujos base, el aumento de los caudales máximos y la frecuencia de crecidas una vez que el lugar se urbaniza. Por lo tanto los canales naturales deben estudiarse con atención para determinar las medidas que deben adoptarse para evitar la erosión del fondo y los taludes. Para ello se pueden adoptar medidas que mantengan la apariencia natural de la canalización, que no son necesariamente costosas y funcionan apropiadamente.

C) Consideraciones Generales.

La selección definitiva del tipo de canalización y sus características se basa en una serie de factores multidisciplinarios y consideraciones complejas; las cuales incluyen aspectos hidráulicos, estructurales, ambientales, sociológicos y económicos.

- Entre los hidráulicos se cuentan los que definen las dimensiones principales como son la pendiente de la canalización, el caudal máximo, la producción de sedimentos de la cuenca, el ancho disponible, la topografía del terreno y la habilidad del cauce para drenar los terrenos adyacentes.
- Como estructurales se considera la disponibilidad de materiales, la existencia de zonas de relleno o depósito de materiales de excavación, los esfuerzos de corte, las filtraciones y fuerzas de empuje, las presiones y fluctuaciones de presión, y otras sollicitaciones menores.
- Desde el punto de vista ambiental es interesante observar las características del barrio, los requerimientos estéticos de la comunidad, las necesidades de nuevas áreas verdes, el diseño de calles y tráfico local, políticas municipales, hábitat natural, necesidades de la flora y fauna local.
- Desde el punto de vista económico además de los costos de construcción es importante la vida esperada del proyecto, las necesidades de mantención y reparación, y la accesibilidad.

Antes de la elección de un tipo de canalización en particular se recomienda revisar las diferentes áreas mencionadas, de manera que el canal seleccionado maximice los beneficios en la mayor cantidad de aspectos posibles. Siempre que sea posible el canal debiera tener características de bajas velocidades, ser ancho y poco profundo, y tener una apariencia y funcionamiento natural.

■ CAÍDAS Y DISIPADORES DE ENERGÍA.

A) Descripción.

Las caídas y los disipadores de energía que se describen corresponden a obras que se diseñan para trabajar en conjunto como un sólo elemento. Tienen por objeto adecuar las obras de conducción a las condiciones de terreno de manera de concentrar el lugar en el cual se produce la disipación de energía para realizarla de manera segura y controlada.

La caída propiamente tal consiste en un descenso importante y localizado del fondo de una canalización, al pie de la cual habitualmente se dispone de un elemento para disipar la energía del escurrimiento apenas cae. Estas obras pueden intercalarse a la entrada y salida de obras de almacenamiento, incluso en reemplazo de vertederos de seguridad de obras menores.

A continuación se proponen dos tipos de caídas y sus respectivos disipadores de energía que han sido especialmente desarrolladas para ser empleadas en zonas urbanas.

Caídas Verticales Reforzadas CVR. Conforman un grupo de obras que puede incluir una amplia variedad de diseños estructurales, en base a distintas configuraciones de la cubeta reforzada y de la caída misma.

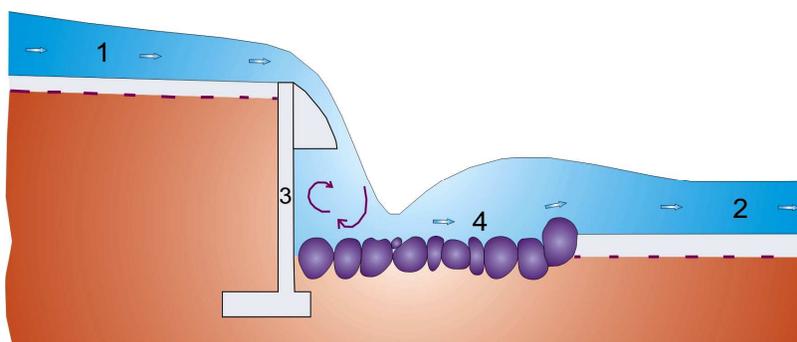


Figura 3.5.25. Configuración general de una CVR. 1. Canal de aguas arriba, 2. Canal de aguas abajo, 3. Muro vertical, 4. Cubeta

Se le pueden agregar una serie de efectos de contracción para reducir las velocidades de aproximación en el canal de aguas arriba y se pueden seleccionar diferentes opciones para reforzar

el canal hacia aguas abajo. Por razones de seguridad la altura de caída máxima es de 1m y el caudal máximo se restringe a 5 m³/s.

El fenómeno hidráulico generado por este tipo de caídas es un chorro de agua que cae desde el umbral de la pared hacia la cubeta inferior. La idea básica es que la energía sea disipada dentro de la turbulencia del resalto hidráulico; por lo tanto la cubeta debe dimensionarse para contener el flujo supercrítico y el resalto en su interior. La capa de enrocado ubicada en la zona de aproximación a la caída termina abruptamente en una estructura de retención. Esta última es a su vez la pared de la caída y tiene una sección de canal trapecial hacia aguas arriba y otra de canal para flujos bajos hacia la cubeta.

Caída Inclinada Con Enrocado Consolidado CIE

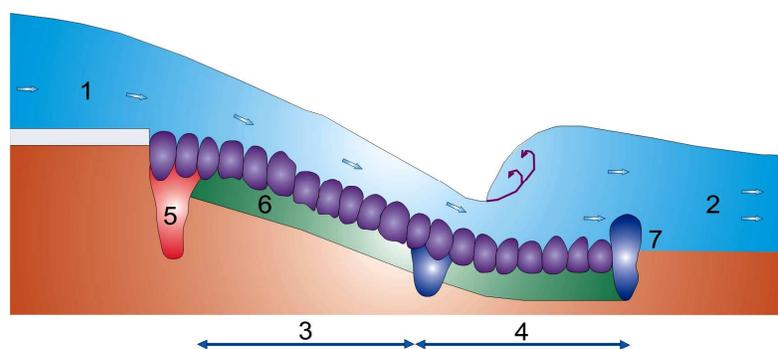


Figura 3.5.26. Configuración general de una CIE. 1. Canal aguas arriba, 2. Canal aguas abajo, 3. Zarpa, 6. Emplantillado filtro, 7. Grada de término de la cubeta

La calidad de la roca usada y el procedimiento de colocación son muy importantes para la integridad estructural. No hay un máximo de altura para este tipo de estructura, sin embargo para utilizarla con fines de aguas lluvias el caudal máximo se limita a 5 m³/s. La CIE se diseña para operarla como un disipador de resalto, aún cuando algo de la energía que se pierde se deba a la rugosidad del lecho de enrocado. El diseño tiene por objeto la integridad estructural y la contención del resalto dentro del área de la obra.

Las caídas enrocadas deben ser construidas de piedras o rocas de tamaño uniforme, ubicados a través del área de aproximación, por los taludes y en el fondo de la caída y consolidadas con mortero.

B) Ventajas y Desventajas.

- El empleo de caídas y disipadores de energía permite concentrar de manera localizada y controlada la disipación de energía, evitando la erosión de los elementos de conducción que es la principal causa de su degradación.
- El empleo de caídas especialmente desarrolladas para zonas urbanas permite agregar ventajas estéticas y paisajísticas incorporándolas como elementos decorativos en parques y áreas verdes públicas.
- Entre los inconvenientes debe mencionarse que este tipo de caídas y disipadores pueden resultar de mayor costo que otras alternativas más sencillas.

C) Consideraciones Generales.

Estas obras forman parte de otras más complejas como son los canales de drenaje urbano o como evacuadores de obras de retención; como lagunas o estanques ya que desde el punto de vista estricto del drenaje urbano no se justifican por sí solas. De esta manera la factibilidad depende de la obra básica a la cual se incorporan y no requieren por lo tanto un análisis de factibilidad especial. Similarmente para el dimensionamiento los antecedentes necesarios provienen de las condiciones de la obra principal, en relación al gasto de diseño, condiciones de terreno y otros.

■ SEDIMENTADORES.

Los sedimentadores son aparatos destinados a remover por gravedad las partículas finas que el flujo de agua transporta en suspensión o como arrastre de fondo. Entre los elementos principales tenemos:

1. Entrada
2. Sedimentador propiamente tal
3. Salida.
4. Zona para sedimentos.
5. Espacio para retirar los sedimentos.

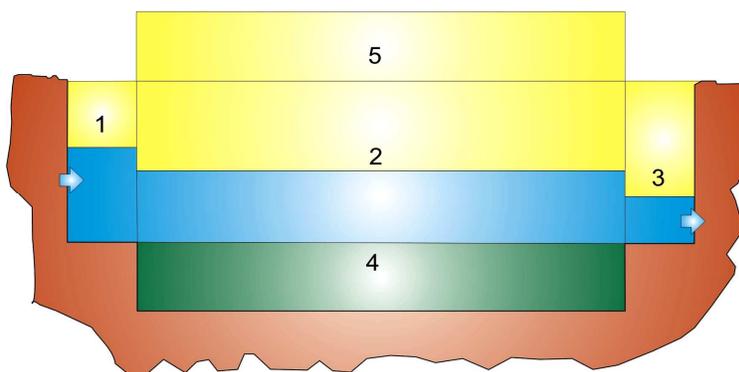


Figura 3.5.27. Esquema de los elementos de un sedimentador convencional

En el caso de obras alternativas para el drenaje urbano de aguas lluvias los sedimentadores son obras anexas que deben colocarse antes de que el flujo ingrese a una obra en la cual la sedimentación de partículas finas puede generar problemas de funcionamiento o mantenimiento, y cuando el flujo que reciben transporte este tipo de materiales en suspensión.

En general se recomienda ponerlos antes de las obras de infiltración subterráneas como zanjas y pozos de infiltración; si existe un aporte de agua con sedimentos y no se dispone de ninguna otra posibilidad de retirarlos o de mejorar la calidad del agua aportante.

Para que operen adecuadamente requieren una mantención periódica consistente en retirar los sedimentos atrapados para restituir el volumen útil del sedimentador. La falta de mantención es la primera causa de fracaso de este tipo de aparatos, por lo tanto deben colocarse sólo si se tiene la

certeza de que serán mantenidos razonablemente. Debido a ello se recomienda desarrollar todas las acciones posibles para evitar que el agua que llegue a las obras de infiltración acarree cantidades significativas de sedimentos; alimentándolas con aguas limpias provenientes de techos y sectores pavimentados en los que no se produzca erosión e intercalando zonas de pasto que atrapen sedimentos. Sólo en casos en que otras alternativas no sean factibles se recomienda recurrir a un sedimentador.

Para ser empleados como obras se consideran desarenadores simples que actúen por gravedad sin la adición de floculantes, de manera que separen partículas del tamaño de las arenas gruesas o mayores. Además la remoción de los sedimentos se hará en forma manual y periódica ya que no dispondrán de sistemas automáticos de lavado. Desde el punto de vista de la operación serán de formas simples, sin mecanismos de operación o regulación y de flujo horizontal.

Entre las formas de entrada del agua a un sedimentador tenemos:

1. Expansión gradual,
2. Vertedero,
3. Muro perforado

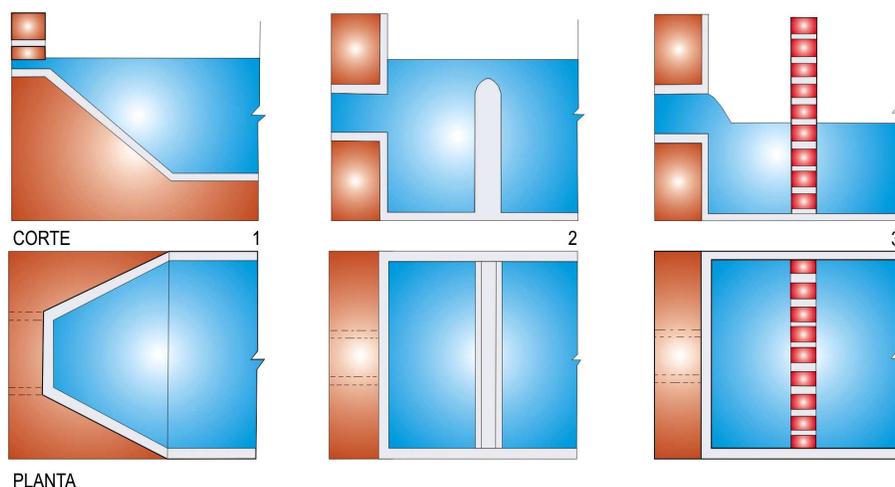


Figura 3.5.28 . Formas de entrada a un sedimentador

■ CÁMARAS DE INSPECCIÓN.

Estas cámaras consisten en un receptáculo de forma rectangular enterrado bajo el nivel del suelo que permite tener acceso a los ductos y canalizaciones para su revisión y limpieza. Se ubican al inicio de las canalizaciones enterradas, en los cambios de dirección o nivel y cuando la longitud del ducto es mayor de 50m.

El tramo de la canalización entre cámaras debe ser recto. En las obras de drenaje estas cámaras están asociadas fundamentalmente a las obras de infiltración como zanjas y pozos alimentadas por medio de tuberías. Se presentan dos tipos de cámaras dependiendo de la ubicación de la obra.

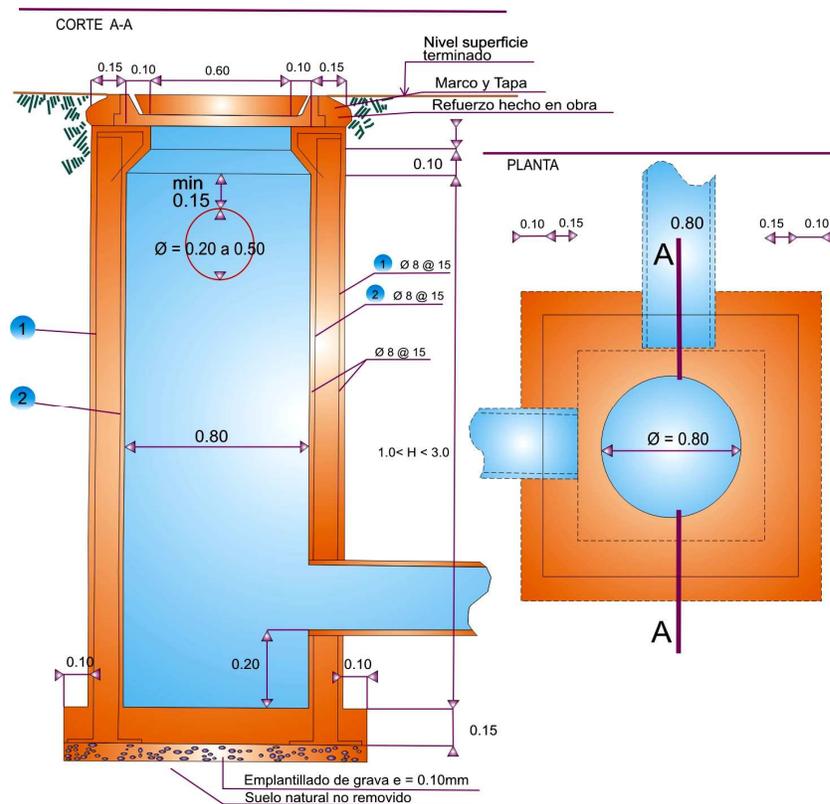


Figura 3.5.29: Detalle de Cámara de Inspección

Cámaras tipo A. Para ser usadas en lugares públicos en los cuales existe la posibilidad de tránsito de vehículos sobre la cámara; como es el caso de cámaras ubicadas en calzadas, estacionamientos, pasajes para vehículos, patios de carga y descarga e incluso veredas. Estas se construyen en hormigón armado y disponen para el acceso de una tapa circular tipo calzada.

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

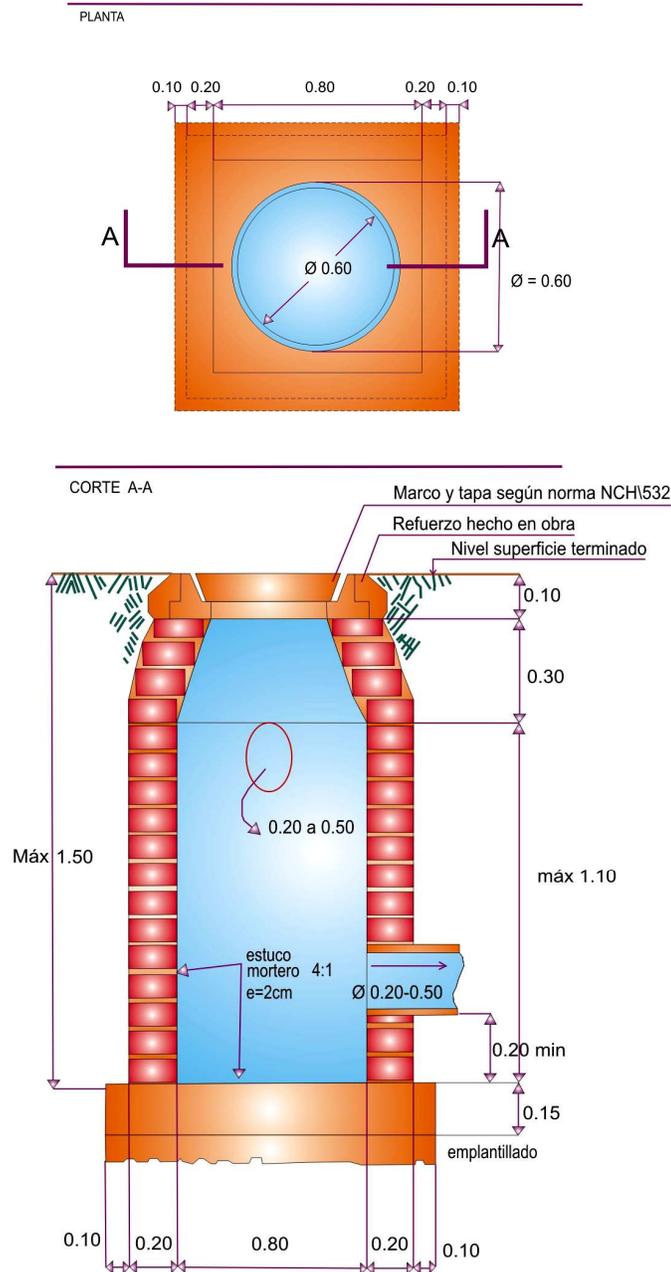
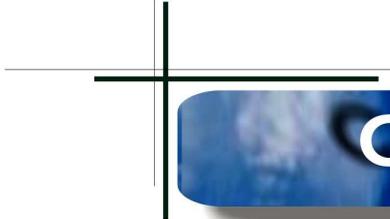


Figura 3.5.30: Detalle de Cámara Tipo B

Cámaras tipo B. Para ser empleadas en lugares sin tránsito de vehículos; como es el caso de áreas verdes, recintos privados, patios, jardines, interiores de instituciones de acceso controlado. Se pueden construir en albañilería de ladrillo y disponen para su acceso de una tapa tipo calzada.



CAPITULO



**MARCO
OPERATIVO**



IV

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Para poder realizar las Propuestas de recarga del Acuífero, es necesario saber como esta delimitado este o la zona que abarca en la Ciudad de San Miguel; con el objetivo de hacer la investigación para esta área, es decir, determinar Caudales Máximos; Realizar Pruebas de calidad del agua de recarga; Obtener características Hidrogeológicas, Hidrodinámicas y de Almacenamiento del cuerpo receptor; Realizar un Balance Hídrico de la zona.

El Acuífero “San Miguel” coincide con la Sub cuenca hidrográfica del mismo nombre, la cual esta inmersa en la Cuenca del Río Grande de San Miguel (según información del Plan de Ordenamiento y Desarrollo territorial). De acuerdo al Mapa de Regiones Hidrográficas (Mapa 1) este acuífero esta rodeado al norte por la sub cuenca San Esteban, al sur por la sub cuenca El Jute y al oriente por el Río Grande de San Miguel.

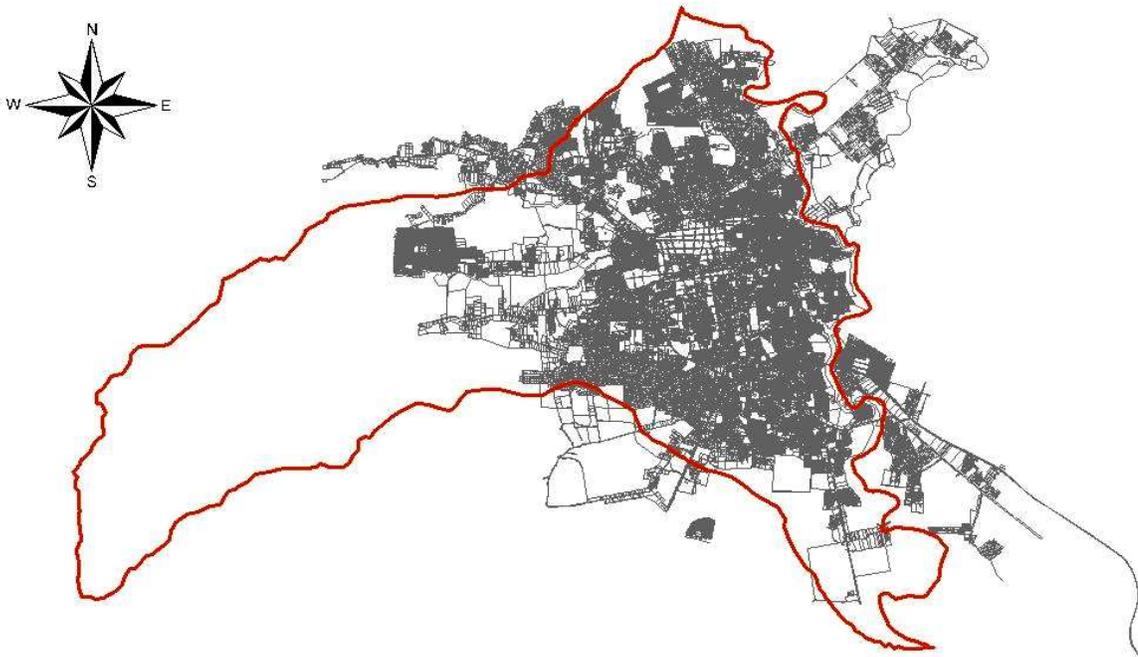


Figura 4.1.1: Delimitación del Acuífero “San Miguel”

La formación acuífera “San Miguel” se localiza desde las planicies del valle donde se asienta la ciudad en los márgenes del Río Grande, extendiéndose hasta las alturas del Volcán Chaparrastique. Se utiliza para abastecer de agua potable a la ciudad.

4.1 DETERMINACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS EN EL ÁREA URBANA DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL.

Para realizar operaciones de recarga artificial, es necesario contar con excedentes hídricos en la zona donde se piensa llevar a cabo. Por lo que basados en la tesis “Identificación y Evaluación de Escorrentías superficiales que generan sectores de inundación de alto riesgo en la zona urbana de la ciudad de San Miguel”; se procedió a una reevaluación de esos puntos mediante visitas de campo y estudios hidrometeorológicos, para obtener los caudales máximos en esa zona de inundación.

4.1.1 Identificación de zonas de inundación.

A continuación se presenta el plano de ubicación de las zonas de inundación o puntos de interés a analizar, para determinar los caudales máximos.

■ 8ª Avenida Sur (Frente al Rastro Municipal de San Miguel).

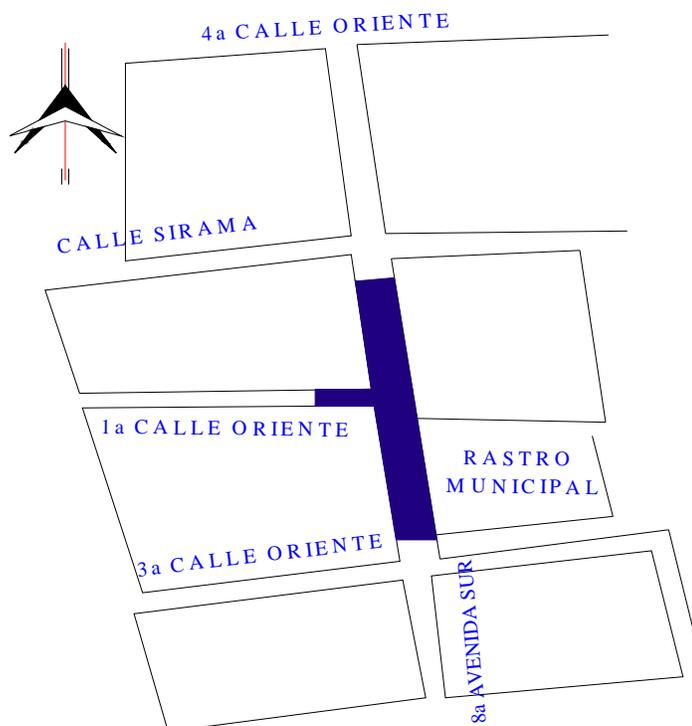


Figura. 4.1.2: Zona de Inundación 8ª avenida sur (frente al Rastro Municipal)

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

■ Intersección Av. Roosevelt y 7ª Avenida Sur (Entrada col. Milagro de La Paz).

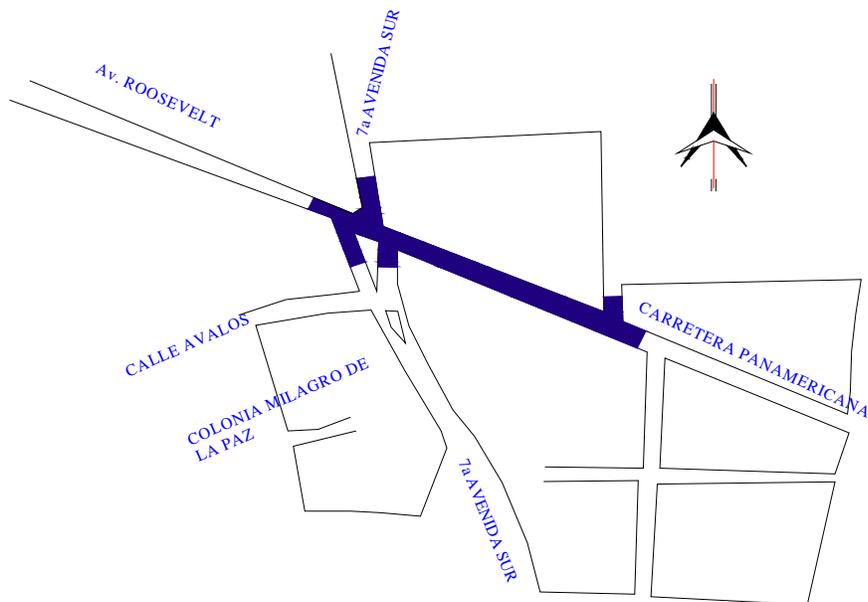


Figura 4.1.3: Zona de Inundación Intersección Avenida Roosevelt y 7ª Avenida Sur. (Entrada colonia Milagro de La Paz)



Figura 4.1.4: Acumulación de agua en la entrada a la Col. Milagro de La Paz durante una tormenta

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

■ *Intersección Av. Roosevelt y Calle Chaparrastique (Frente a Plaza Chaparrastique).*

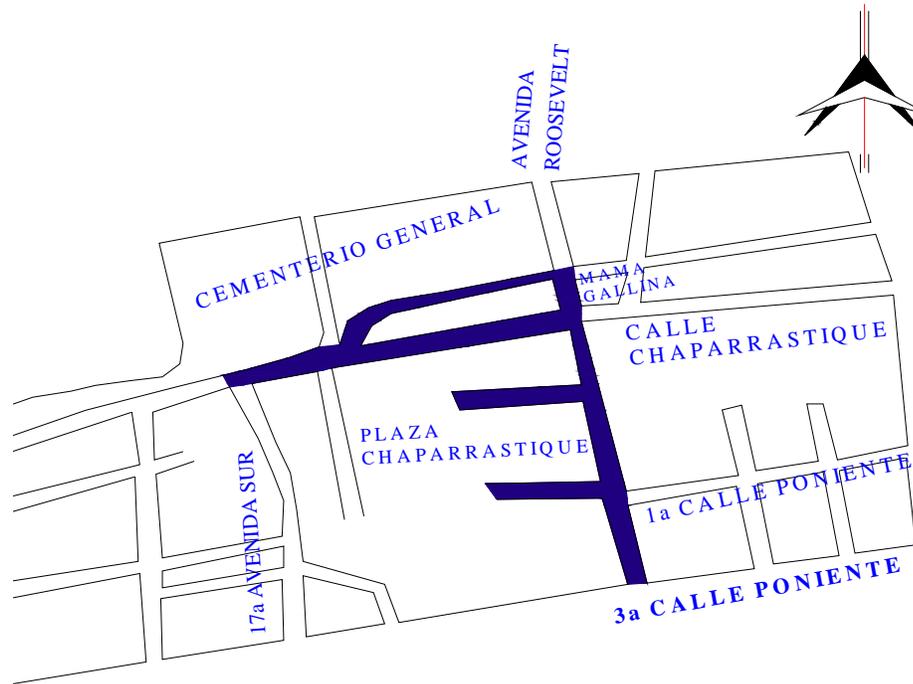


Figura 4.1.5: Zona de Inundación Intersección Avenida Roosevelt y Calle Chaparrastique.

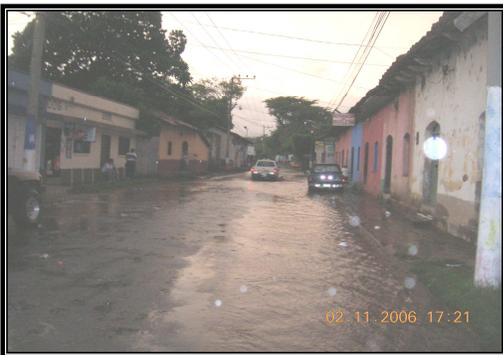


Figura 4.1.6: Inundación sobre calle chaparrastique y casas aledañas a la Av. Roosevelt

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

■ 10ª Avenida Norte (Frente a Calle principal de Colonia Cdad. Satélite).

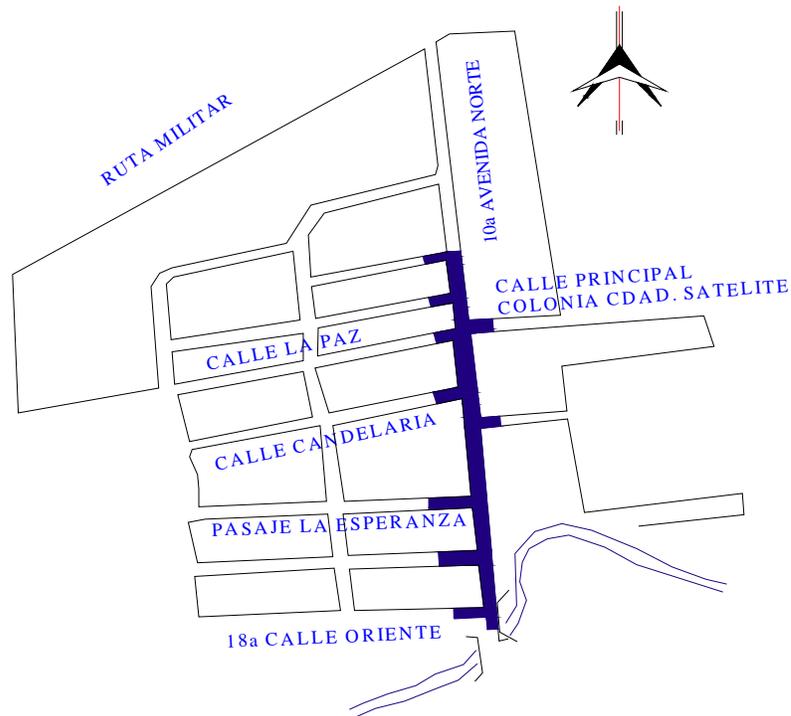


Figura 4.1.7: Zona de Inundación 10ª Av. Norte



Figura 4.1.8: Inundación sobre comercios y casas aledañas a la 10ª Av. norte

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

■ *Avenida Jose Simeón Cañas (Por el Banco de Fomento Agropecuario).*

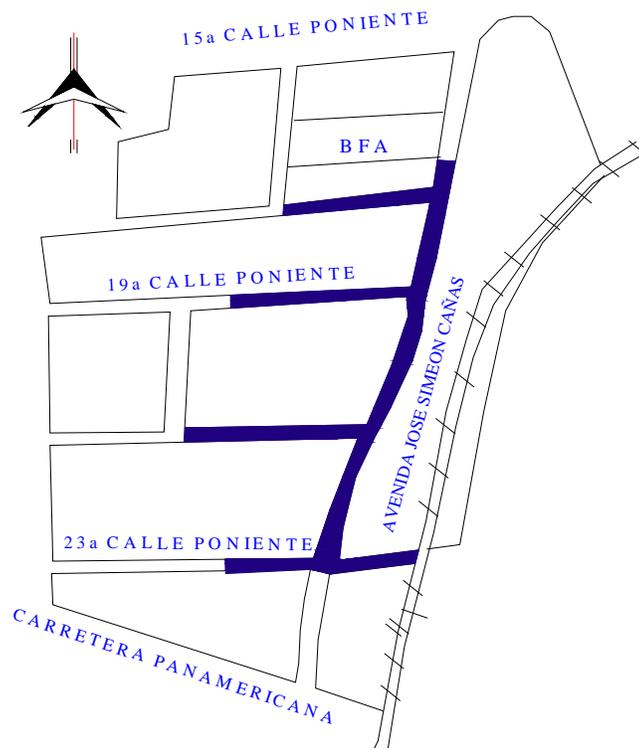


Figura 4.1.9: Zona de Inundación Av. Jose Simeón Cañas.

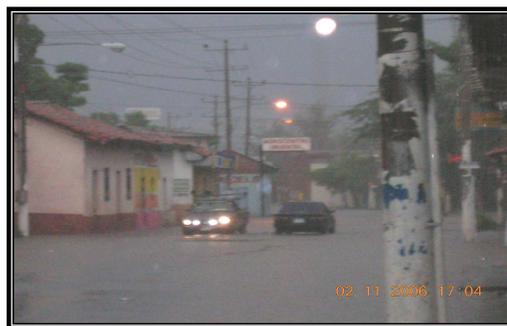


Figura 4.1.10: Inundación sobre la Av. José Simeón Canas, durante una tormenta

4.1.2 Estudio Hidrometeorológico.

Con las visitas de campo realizadas se pudo delimitar las microcuencas, establecer el canal principal por donde se transporta la escorrentía superficial a los puntos indicados anteriormente y otras características importantes de estos sectores. Todo esto sirve para llevar a cabo el análisis hidrometeorológico, con el fin de encontrar los Caudales o Avenidas Máximas para diferentes periodos de recurrencia en los puntos de inundación.

Las microcuencas en estudio se denominan:

- Microcuenca “Milagro de La Paz”
- Microcuenca “El Amate”
- Microcuenca “10ª Avenida Norte”
- Microcuenca “El Rastro”
- Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”

Microcuenca “Milagro de La Paz”.

■ Características Físicas de la Cuenca.

Geología.

La geología predominante en la Microcuenca “Milagro de la Paz”, se caracteriza por la presencia de suelos que se han desarrollado de materiales piroclásticos como las cenizas y escorias volcánicas. Este tipo de suelos se puede apreciar a lo largo de la Colonia, desde suelos bastante finos hasta grandes cantidades de rocas volcánicas de distintos tamaños como los basaltos, propias de las erupciones del Volcán Chaparrastique. Estas rocas se encuentran en abundancia y las personas las utilizan en los tapiales de sus casas.



Figura 4.1.11: Geología de la Microcuenca “Milagro de La Paz”

Vegetación.

La vegetación en esta microcuenca es poca, debido al crecimiento urbano que ha venido teniendo toda esta zona. En la parte alta se encuentran algunos pastizales en terrenos baldíos, además unos cuantos árboles frutales como: jocote, mango y almendro en los patios de las casas.



*Figura 4.1.12: Vegetación existente en la parte alta de la Microcuenca
“Milagro de La Paz”*

En la parte media y baja solo se encuentra vegetación en las aceras, unos pocos árboles y una pequeña área de jardinería en algunas casas.



*Figura 4.1.13: Vegetación en la parte media y baja de la Microcuenca
“Milagro de La Paz”*

Usos del Suelo.

Los usos de suelo que predominan son los siguientes: En la parte alta de la microcuenca se le da un uso habitacional a la mayor parte de la zona, dejando una pequeña área para algunos pastizales. También se encuentra un uso recreacional, debido a que existe una pequeña zona donde están algunas canchas de Foot-ball las cuales son utilizadas por los residentes del lugar.

En la parte media y baja el uso es exclusivamente habitacional. Solo en la parte baja cercano al punto de inundación es que también se le da un uso comercial, pues, se encuentran algunos negocios como ferreterías y hoteles.



Figura 4.1.14: Usos de Suelo de la Microcuenca “Milagro de La Paz”

■ Parámetros Físicos de la Cuenca.

Delimitación de la microcuenca.

Para la delimitación se hizo un recorrido de campo a partir del punto de interés, con el fin de identificar los drenajes y el trazo del parte aguas de la microcuenca. Luego se delimito en un mapa a escala. La delimitación de la microcuenca Milagro de la Paz se presenta en el anexo 13.

Drenaje de la cuenca.

El drenaje que presenta la microcuenca Milagro de la Paz, tiene las características del modelo de drenaje dendrítico. Se observa un cauce principal con sus tributarios, en este caso los tributarios son las avenidas de la colonia y el cauce principal es la calle Aválos.

Área de la cuenca.

Se obtuvo a través de la digitalización del mapa de la microcuenca, delimitada por el parte aguas.

$$A_{\text{CUENCA}} = 558,533.1474 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{CUENCA}} = 0.56 \text{ Km}^2$$

Longitud perimetral de la cuenca.

Se calculo igual que el área por el método de la digitalización.

$$L_p = 5,868.9403 \text{ m}$$

$$L_p = 5.87 \text{ Km}$$

Longitud del cauce principal.

$$L_c = 1,865.44 \text{ m}$$

$$L_c = 1.87 \text{ Km}$$

Densidad de drenaje o longitud de corriente.

Se calcula con la siguiente formula:

$$D_d = \frac{L_p}{A}$$

Sustituyendo:

$$D_d = \frac{5.87 \text{ Km}}{0.56 \text{ Km}^2}$$

$$D_d = 10.48 / \text{Km}$$

Desnivel de la cuenca.

Para determinar el desnivel que presenta la microcuenca era necesario conocer tanto el nivel más alto como el nivel más bajo (punto de interés). Para obtener esta información se utilizo el Programa “ARGIS 9.0”, este nos proporcionó las elevaciones promedios que necesitábamos; debido a que el plano altimétrico de la ciudad no brinda toda la información que se requería.



Figura 4.1.15: Pendientes pronunciadas en la Microcuenca “Milagro de La Paz”

Elevación mayor = 164.97 m.s.n.m

Elevación menor = 118.95 m.s.n.m

Desnivel (H) = Elev. mayor – Elev. menor

Desnivel (H) = 164.97 – 118.95

Desnivel (H) = 46.02 m.s.n.m

Longitud de planta de la cuenca.

Se obtuvo a través de trigonometría, utilizando la longitud del cauce principal y el desnivel de la cuenca.

$$L_{\text{PLANTA}} = \sqrt{(Lc^2 - H^2)}$$

$$L_{\text{PLANTA}} = \sqrt{(1.87)^2 - (0.04602)^2}$$

$$L_{\text{PLANTA}} = 1.87 \text{ Km}$$

Pendiente media de la cuenca.

La pendiente media se obtiene dividiendo el desnivel de la microcuenca entre su longitud medida en planta, con lo cual obtenemos una pendiente promedio.

$$\text{Pendiente media} = \frac{H}{L_{\text{planta}}}$$

$$\text{Pendiente media} = \frac{46.02}{1870} = 0.0246$$

$$\Rightarrow \text{Pendiente media} = 2.5 \%$$

■ Características de la Forma de la Cuenca.

Factor de forma.

Se calcula mediante el factor de forma de Gravelius, cuya ecuación es:

$$F_{fg} = \frac{Bm}{Lc} = \frac{A/Lc}{Lc}$$

$$F_{fg} = \frac{0.56\text{km}^2/1.87\text{km}}{1.87\text{km}}$$

$$\Rightarrow F_{fg} = 0.16$$

Coefficiente de compacidad.

Se determina mediante el uso de la siguiente fórmula:

$$Kc = \frac{Lp}{\sqrt{A}} \times 0.28$$

$$Kc = \frac{5.87}{\sqrt{0.56}} \times 0.28$$

$$\Rightarrow Kc = 2.2$$

Si $Kc > 1 \Rightarrow$ la cuenca tiende a ser alargada; y Si $0 < Kc < 1 \Rightarrow$ la cuenca tiende a ser redonda

Como la cuenca en estudio es mayor que 1 tiende a ser alargada; tal como se aprecia en su delimitación.

■ Cálculo de Caudal Máximo o Avenidas máximas.

En nuestro país los métodos mas usados para encontrar este caudal son el Método Racional y el Método del Hidrograma Unitario Triangular. Para nuestro estudio utilizaremos el Hidrograma Triangular por tomar en cuenta más parámetros, ya que el Racional se utiliza sobre todo para cuencas bastantes pequeñas y proporciona valores muy conservadores; es decir caudales más altos de lo real.

Tiempo de concentración.

1) Fórmula de Pickering.

$$T_c = \left(\frac{0.871Lc^3}{H} \right)^{0.385}$$

$$T_c = \left(\frac{0.871(1.87)^3}{46.02} \right)^{0.385} = 0.4473 \text{ hr}$$

$$\Rightarrow T_c = 26.8 \text{ min}$$

2) Fórmula de Giandotti.

$$T_c = \frac{1.5Lc + \sqrt{A}}{0.85\sqrt{Hm}}$$

$$\text{Donde } Hm = \frac{H_{\max} + H_{\min}}{2} = \frac{164.97 + 118.95}{2}$$

$$\Rightarrow Hm = 141.96 \text{ m.s.n.m}$$

$$T_c = \frac{1.5(1.87) + \sqrt{0.56}}{0.85\sqrt{141.96}} = 0.3508 \text{ hr}$$

$$\Rightarrow T_c = 21.1 \text{ min}$$

Entonces el tiempo de concentración promedio es:

$$T_c = \frac{26.8 + 21.1}{2}$$

$$\Rightarrow T_c = 23.95 \text{ min}$$

Análisis de intensidad, duración y frecuencia de lluvias.

La información acerca de la lluvia será analizada por el método probabilístico de Gumbel, del cual se preparan las curvas intensidad – duración – frecuencia. Por lo tanto se requiere de datos de intensidad de precipitación máxima anual registrados durante un período determinado. Los datos que se utilizarán en el estudio Hidrometeorológico corresponden al período 1961 a 1983, con excepción del año 1982 de la estación El Papalón (San Miguel); los cuales fueron proporcionados por el SNET (tabla 4.1.1). Cabe mencionar que no se tienen disponibles los datos del período 1984 a 2003, por la modernización del sistema de registro

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**



SERVICIO NACIONAL DE ESTUDIOS TERRITORIALES
SERVICIO METEOROLÓGICO
CENTRO DE INFORMACIÓN Y AGROCLIMATOLOGÍA



**Intensidad de Precipitación Máxima Anual (absoluta)
En mm/minuto para diferentes períodos.**

Estación: El Papalón

Índice: M-1-6

Latitud: 13° 26.6'

Longitud: 88° 07.4'

Elevación: 80 m.s.n.m

Año	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1961	4.08	2.66	2.30	2.15	1.87	1.48	1.17	0.81	0.61	0.52	0.40	0.17	0.14
1962	2.04	1.58	1.35	1.30	1.09	0.89	0.72	0.49	0.37	0.30	0.25	0.21	0.11
1963	2.40	2.11	1.92	1.58	1.33	1.19	1.01	0.93	0.35	0.28	0.24	0.23	0.12
1964	2.04	1.92	1.81	1.74	1.68	1.42	1.14	0.80	0.68	0.58	0.44	0.34	0.27
1965	2.10	2.03	1.92	1.67	1.30	0.92	0.76	0.51	0.39	0.32	0.28	0.23	0.18
1966	2.44	2.21	2.13	1.96	1.53	1.17	0.92	0.72	0.29	0.09	0.08	0.07	0.06
1967	5.44	3.78	3.17	2.71	1.88	1.50	1.15	0.99	0.52	0.50	0.36	0.27	0.19
1968	2.54	2.04	1.74	1.71	1.23	0.93	0.75	0.64	0.31	0.26	0.22	0.17	0.13
1969	3.72	2.82	2.45	1.87	1.26	0.90	0.63	0.43	0.29	0.27	0.26	0.17	0.07
1970	2.78	2.56	2.33	2.12	1.54	1.07	0.82	0.72	0.56	0.45	0.39	0.31	0.15
1971	2.08	2.05	1.88	1.67	1.33	1.22	0.02	0.75	0.59	0.22	0.18	0.18	0.09
1972	4.00	3.00	2.67	2.50	1.96	1.70	1.38	0.95	0.47	0.38	0.26	0.20	0.18
1973	2.80	2.30	1.94	1.66	1.32	0.96	0.82	0.56	0.38	0.35	0.27	0.21	0.19
*1974	2.94	2.37	2.18	1.92	1.45	1.05	0.89	0.62	0.47	0.49	0.47	0.39	0.29
1975	2.54	2.04	1.51	1.28	1.06	0.80	0.63	0.37	0.29	0.25	0.22	0.15	0.13
1976	2.60	1.80	1.54	1.34	1.10	0.89	0.71	0.51	0.41	0.41	0.40	0.35	0.27
1977	2.70	1.71	1.52	1.42	1.01	0.69	0.52	0.35	0.27	0.22	0.19	0.15	0.11
1978	2.80	2.20	1.94	1.75	1.74	1.45	1.41	1.17	1.03	0.84	0.74	0.59	0.41
1979	2.96	2.45	2.10	1.86	1.37	1.09	1.08	0.79	0.60	0.48	0.40	0.19	0.15
1980	2.15	1.98	1.92	1.63	1.37	1.22	0.97	0.68	0.52	0.43	0.36	0.30	0.21
1981	2.00	1.94	1.94	1.66	1.56	1.28	1.12	0.76	0.58	0.54	0.50	0.16	0.09
1983	2.38	1.94	1.55	1.62	1.45	1.09	0.87	0.60	0.47	0.41	0.36	0.29	0.21

Tabla 4.1.1: Intensidades de precipitaciones máximas anuales en mm/min (Fuente: SNET)

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**

Duración de la tormenta.

Basados en el tiempo de concentración de la Microcuenca $T_c = 23.95$ min, se utilizarán lluvias de duraciones de: 1/12 hr (5 min), 1/6 hr (10 min), 1/4 hr (15 min), 1/3 hr (20 min), 1/2 hr (30 min), 3/4 hr (45 min) y 1 hr (60 min). Para cada uno de estos se ordenan los valores de las intensidades máximas en forma ascendente e independiente del tiempo; y luego calculamos su frecuencia a partir de la ecuación $f = (m/(n+1)) \times 100$, donde f = frecuencia empírica, n = numero total de datos y m = posición del dato.

Posición	5	10	15	20	30	45	60	$f = \left(\frac{m}{n+1} \right) \times 100$
1	2.00	1.58	1.35	1.28	1.01	0.69	0.02	4.35
2	2.04	1.71	1.51	1.30	1.06	0.80	0.52	8.70
3	2.04	1.80	1.52	1.34	1.09	0.89	0.63	13.04
4	2.08	1.92	1.54	1.42	1.10	0.89	0.63	17.39
5	2.10	1.94	1.55	1.58	1.23	0.90	0.71	21.74
6	2.15	1.94	1.74	1.62	1.26	0.92	0.72	26.09
7	2.38	1.98	1.81	1.63	1.30	0.93	0.75	30.43
8	2.40	2.03	1.88	1.66	1.32	0.96	0.76	34.78
9	2.44	2.04	1.92	1.66	1.33	1.05	0.82	39.13
10	2.54	2.04	1.92	1.67	1.33	1.07	0.82	43.48
11	2.54	2.05	1.92	1.67	1.37	1.09	0.87	47.83
12	2.60	2.11	1.94	1.71	1.37	1.09	0.89	52.17
13	2.70	2.20	1.94	1.74	1.45	1.17	0.92	56.52
14	2.78	2.21	1.94	1.75	1.45	1.19	0.97	60.87
15	2.80	2.30	2.10	1.86	1.53	1.22	1.01	65.22
16	2.80	2.37	2.13	1.87	1.54	1.22	1.08	69.57
17	2.94	2.45	2.18	1.92	1.56	1.28	1.12	73.91
18	2.96	2.56	2.30	1.96	1.68	1.42	1.14	78.26
19	3.72	2.66	2.33	2.12	1.74	1.45	1.15	82.61
20	4.00	2.82	2.45	2.15	1.87	1.48	1.17	86.96
21	4.08	3.00	2.67	2.50	1.88	1.50	1.38	91.30
22	5.44	3.78	3.17	2.71	1.96	1.70	1.41	95.65

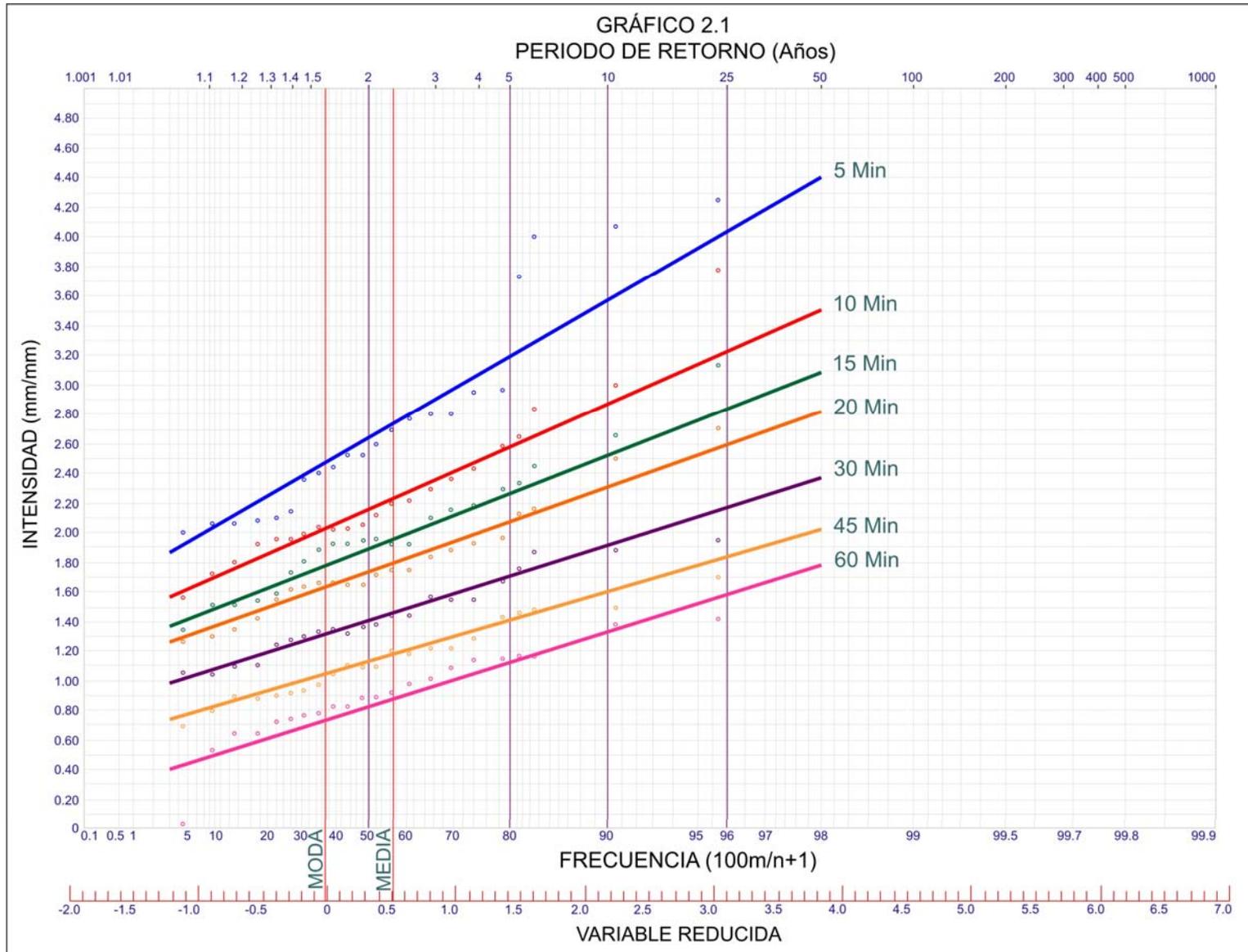
Tabla 4.1.2: Valores de intensidad máxima anual con su frecuencia

Períodos de Retorno.

Para la elección de los períodos de recurrencia, es importante considerar que el dato más actual con que se cuenta de las intensidades máximas anuales corresponde al año de 1983. Es por ello que evaluaremos para períodos de 15, 23, 30 y 50 años.

Intensidades de Lluvia para los Períodos de Retorno.

La lluvia ha sido considerada para diferentes duraciones de tormenta con el objeto de encontrar la situación más crítica; por tal motivo las diversas intensidades se han tomado de las curvas de frecuencia acumulada (se ha realizado el ajuste grafico en papel Gumbel), para los períodos de retorno respectivos.



PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

A continuación se presentan los valores de las intensidades máximas en mm/hr; para una duración y período de retorno dado, a partir de las curvas de frecuencia acumulada.

Período de Retorno (años)	1/12 (hr) 5 min	1/6 (hr) 10 min	1/4 (hr) 15 min	1/3 (hr) 20 min	1/2 (hr) 30 min	3/4 (hr) 45 min	1 (hr) 60 min
15	223.2	178.8	162	143.4	120	100.8	85.2
23	238.8	189.6	172.8	152.4	128.4	107.4	92.4
30	252	199.2	181.2	161.4	136.2	114	99
50	265.2	210	190.8	168.6	142.8	121.2	106.8

Tabla 4.1.3: Valores de intensidades máximas en mm/hr para los periodos de retorno considerados.

Coefficientes de Escorrentía.

El valor del coeficiente de escorrentía se calculará por ponderación, ya que el tipo de superficie que cubre el agua es relativamente variable. En esta microcuenca hay área urbana, entonces el agua recorre por los techos de las casas y el asfalto sobretodo en el cauce principal, como se observa en la Figura 4.1.16; y área que presenta cobertura vegetal o calles de tierra, proviniendo de los tributarios de la microcuenca en su mayoría. De acuerdo al mapa de la microcuenca se le asignará un valor para cada tipo de área: el 94.8% corresponde a áreas desarrolladas o residencial (incluye techo y asfalto) y el restante 5.2% a cobertura vegetal menor del 50%. Los coeficientes de escorrentía se toman de tabla.



Figura 4.1.16: Tipos de superficie por donde se transporta la escorrentía en La microcuenca “Milagro de La Paz”.

$$C_{\text{PONDERADO}} = \frac{(A_u * C_u) + (A_{cv} * C_{cv})}{A_{cuenca}}$$

Donde:

A_u: área urbana

A_{cv}: área con cobertura vegetal

A_{cuenca}: área de la cuenca

C_u: coeficiente de escorrentía para áreas urbanas.

C_{cv}: coeficiente de escorrentía para zonas verdes.

Cpond para T = 15 años.

A_{cuenca} = 0.56 km

C_u = 0.83

A_u = 0.948 (0.56) = 0.53 km²

C_{cv} = 0.38

A_{cv} = 0.052 (0.56) = 0.03 km²

$$C_{\text{PONDERADO}} = \frac{(0.53 \times 0.83) + (0.03 \times 0.38)}{0.56}$$

$$\Rightarrow C_{\text{PONDERADO}} = 0.81$$

Cpond para T = 23 años.

A_{cuenca} = 0.56 km

C_u = 0.85

A_u = 0.53 km²

C_{cv} = 0.39

A_{cv} = 0.03 km²

$$C_{\text{PONDERADO}} = \frac{(0.53 \times 0.85) + (0.03 \times 0.39)}{0.56}$$

$$\Rightarrow C_{\text{PONDERADO}} = 0.83$$

Cpond para T = 30 años.

A_{cuenca} = 0.56 km

C_u = 0.87

A_u = 0.53 km²

C_{cv} = 0.41

A_{cv} = 0.03 km²

$$C_{\text{PONDERADO}} = \frac{(0.53 \times 0.87) + (0.03 \times 0.41)}{0.56}$$

$$\Rightarrow C_{\text{PONDERADO}} = 0.85$$

Cpond para T = 50 años.

$$Acuena = 0.56 \text{ km}$$

$$Cu = 0.90$$

$$Au = 0.53 \text{ km}^2$$

$$Ccv = 0.44$$

$$Acv = 0.03 \text{ km}^2$$

$$C_{\text{PONDERADO}} = \frac{(0.53 \times 0.90) + (0.03 \times 0.44)}{0.56}$$

$$\Rightarrow C_{\text{PONDERADO}} = 0.88$$

Cálculo de Qmax para los diferentes Períodos de Retorno.

Para encontrar este Qmax o caudal pico se utilizarán las fórmulas pertenecientes al modelo del Hidrograma Triangular, ya explicado cada uno de sus términos en el apartado 3.1.5.

1) Lluvia efectiva (L_{ef}).

$$L_{ef} = D \times i \times C \times 0.90$$

2) Lámina de lluvia (L).

$$L = i \times D$$

3) Volumen de escorrentía (V).

$$V = A_{\text{CUENCA}} \times L_{ef}$$

4) Tiempo pico del hidrograma (T_p).

$$T_p = (D/2 + 0.6tc)$$

5) Tiempo base del hidrograma (T_b).

$$T_b = 2.67 (D/2 + 0.6tc)$$

$$\Rightarrow T_b = 2.67 T_p$$

6) Caudal pico del hidrograma triangular (q_p).

$$q_p = \frac{2V}{T_b}$$

A continuación se presentan los Caudales Picos obtenidos para los períodos de retorno y duraciones de tormenta analizados.

Periodo	Duración	Intensidad	Coefficiente	Área	Tiempo de	Lluvia	Lámina de	Volumen de	Tiempo pico	Tiempo base	Caudal
Retorno	D (horas)	I (mm/hora)	escorrentía	de Cuenca	concentración	efectiva	lluvia	escorrentía	del hidrograma	del hidrograma	Pico
T (Años)	D (horas)	I (mm/hora)	C	A (m ²)	Tc (horas)	Llef (mm)	L (mm)	V (m ³)	Tp (horas)	Tb (horas)	(m ³ /seg)
15	0.08	223.2	0.81	558,533.15	0.39	13.02	17.86	7,270.44	0.27	0.73	5.52
15	0.17	178.8	0.81	558,533.15	0.39	22.16	30.40	12,376.36	0.32	0.85	8.07
15	0.25	162	0.81	558,533.15	0.39	29.52	40.50	16,490.41	0.36	0.96	9.56
15	0.33	143.4	0.81	558,533.15	0.39	34.50	47.32	19,268.13	0.40	1.07	10.05
15	0.50	120	0.81	558,533.15	0.39	43.74	60	24,430.24	0.48	1.29	10.50
15	0.75	100.8	0.81	558,533.15	0.39	55.11	75.60	30,782.10	0.61	1.63	10.52
15	1	85.2	0.81	558,533.15	0.39	62.11	85.20	34,690.94	0.73	1.96	9.83

Tabla 4.1.4: Caudal pico para un periodo de retorno de 15 años, Microcuenca “Milagro de la Paz”

Periodo	Duración	Intensidad	Coefficiente	Área	Tiempo de	Lluvia	Lámina de	Volumen de	Tiempo pico	Tiempo base	Caudal
Retorno	D (horas)	I (mm/hora)	escorrentía	de Cuenca	concentración	efectiva	lluvia	escorrentía	del hidrograma	del hidrograma	Pico
T (Años)	D (horas)	I (mm/hora)	C	A (m ²)	Tc (horas)	Llef (mm)	L (mm)	V (m ³)	Tp (horas)	Tb (horas)	(m ³ /seg)
23	0.08	238.8	0.83	558,533.15	0.39	14.27	19.10	7,970.65	0.27	0.73	6.05
23	0.17	189.6	0.83	558,533.15	0.39	24.08	32.23	13,447.97	0.32	0.85	8.77
23	0.25	172.8	0.83	558,533.15	0.39	32.27	43.2	18,024.09	0.36	0.96	10.45
23	0.33	152.4	0.83	558,533.15	0.39	37.57	50.29	20,983.04	0.40	1.07	10.94
23	0.50	128.4	0.83	558,533.15	0.39	47.96	64.2	26,785.80	0.48	1.29	11.52
23	0.75	107.4	0.83	558,533.15	0.39	60.17	80.55	33,607.41	0.61	1.63	11.48
23	1	92.4	0.83	558,533.15	0.39	69.02	92.4	38,551.52	0.73	1.96	10.93

Tabla 4.1.5: Caudal pico para un periodo de retorno de 23 años, Microcuenca “Milagro de la Paz”

Periodo Retorno T (Años)	Duración D (horas)	Intensidad I (mm/hora)	Coefficiente escorrentía C	Área de Cuenca A (m ²)	Tiempo de concentración Tc (horas)	Lluvia efectiva Llef (mm)	Lámina de lluvia L (mm)	Volumen de escorrentía V (m ³)	Tiempo pico del hidrograma Tp (horas)	Tiempo base del hidrograma Tb (horas)	Caudal Pico (m ³ /seg)
30	0.08	252	0.85	558,533.15	0.39	15.42	20.16	8,613.92	0.27	0.73	6.54
30	0.17	199.2	0.85	558,533.15	0.39	25.91	33.86	14,469.34	0.32	0.85	9.44
30	0.25	181.2	0.85	558,533.15	0.39	34.65	45.3	19,355.69	0.36	0.96	11.22
30	0.33	161.4	0.85	558,533.15	0.39	40.75	53.26	22,757.67	0.40	1.07	11.87
30	0.50	136.2	0.85	558,533.15	0.39	52.10	68.1	29,097.62	0.48	1.29	12.51
30	0.75	114	0.85	558,533.15	0.39	65.41	85.5	36,532.26	0.61	1.63	12.48
30	1	99	0.85	558,533.15	0.39	75.74	99	42,300.51	0.73	1.96	11.99

Tabla 4.1.6: Caudal pico para un periodo de retorno de 30 años, Microcuenca “Milagro de la Paz”

Periodo Retorno T (Años)	Duración D (horas)	Intensidad I (mm/hora)	Coefficiente escorrentía C	Área de Cuenca A (m ²)	Tiempo de concentración Tc (horas)	Lluvia efectiva Llef (mm)	Lámina de lluvia L (mm)	Volumen de escorrentía V (m ³)	Tiempo pico del hidrograma Tp (horas)	Tiempo base del hidrograma Tb (horas)	Caudal Pico (m ³ /seg)
50	0.08	265.2	0.88	558,533.15	0.39	16.80	21.22	9,385.07	0.27	0.73	7.13
50	0.17	210	0.88	558,533.15	0.39	28.27	35.70	15,792.19	0.32	0.85	10.30
50	0.25	190.8	0.88	558,533.15	0.39	37.78	47.7	21,100.49	0.36	0.96	12.23
50	0.33	168.6	0.88	558,533.15	0.39	44.07	55.64	24,611.93	0.40	1.07	12.83
50	0.50	142.8	0.88	558,533.15	0.39	56.55	71.4	31,584.38	0.48	1.29	13.58
50	0.75	121.2	0.88	558,533.15	0.39	71.99	90.9	40,210.37	0.61	1.63	13.74
50	1	106.8	0.88	558,533.15	0.39	84.59	106.8	47,243.86	0.73	1.96	13.39

Tabla 4.1.7: Caudal pico para un periodo de retorno de 50 años, Microcuenca “Milagro de la Paz”

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Los volúmenes de escorrentía y caudales máximos que llegan al punto de interés se dan en distintas duraciones de tormentas de diseño para los períodos de retorno dados que se obtuvieron con el método del Hidrograma Unitario Triangular, se presentan en el siguiente cuadro:

Período de Retorno (años)	Duración de Tormenta (hrs.)	Volumen de Escorrentía V(m ³)	Caudal Máximo Q (m ³ /seg.)
15	0.75	30,782.10	10.52
23	0.50	26,785.80	11.52
30	0.50	29,097.62	12.51
50	0.75	40,210.37	13.74

Tabla 4.1.8: Valores de Caudal Máximo y Volumen de escorrentía para distintos periodos de retorno de la Microcuenca “Milagro de La Paz”

Microcuenca “El Amate”.

■ Características Físicas de la Cuenca.

Geología.

La geología de la Microcuenca El Amate se caracteriza en la parte alta y media, por tener suelos correspondientes al grupo de los andisoles; los cuales se caracterizan por tener una alta capacidad de retención de la humedad y se reconocen por: tener una sensación de talco al tacto, apariencia bastante fina y son bastante porosos. Además se localizan abundantes rocas de todo tamaño a las orillas de la calle; denominadas basaltos, tobas (rocas volcánicas), las cuales son propias de erupciones pasadas del Volcán Chaparrastique o de zonas de volcanismo reciente.

En lo que respecta a la parte baja de la Microcuenca se encuentra urbanizada, por lo que el recorrido de la escorrentía se realiza a través del asfalto de la calle.



Figura 4.1.17: Geología de la microcuenca “El Amate”

Vegetación.

La vegetación es mayor en la parte alta y media que llegando al punto mas bajo de la microcuenca; por el rápido crecimiento residencial que ha ido teniendo la zona en los últimos años. Se encuentran en los patios de las casas árboles de: mango, jocote, amate, almendro, laurel de la india, etc. Además en algunos terrenos los pobladores los utilizan para la siembra de

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

pastizales. Esta vegetación ha venido disminuyendo con el transcurso de los años, ya que el rápido crecimiento poblacional demanda mayor número de viviendas y esto causa la deforestación.

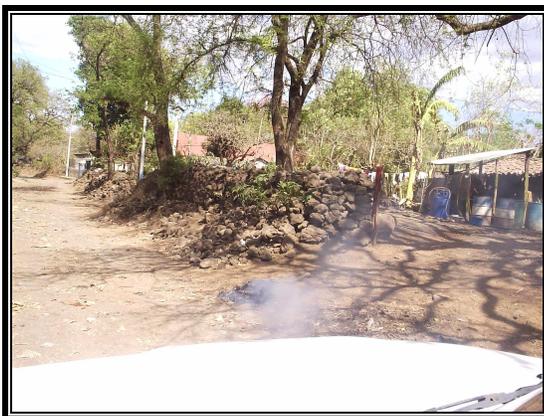


Figura 4.1.18: Vegetación existente en la microcuenca “El Amate”

Usos del Suelo.

En cuanto al uso de suelos se distinguen los siguientes: Uso habitacional; en toda la microcuenca encontramos lotificaciones aledañas a la Calle Chaparrastique o Calle a Cantón El Amate, así como también colonias como la: Santa María, Hispana, etc.

Uso para la crianza de ganado; es por ello que se localizan pastizales en la parte alta mas que todo; pero no es en una gran extensión este tipo de uso.



Figura 4.1.19: Usos del Suelo que presenta la microcuenca “El Amate”

■ Parámetros Físicos de la Cuenca.

Para la obtención de estos parámetros se utilizaron las mismas formulas empleadas en las microcuenca anterior; por lo que a continuación solo se presentan los resultados.

PARÁMETRO	RESULTADO
Delimitación	Ver anexo 14
Drenaje de la cuenca	Dendrítico
Área de la cuenca	1.17 km ²
Longitud perimetral	5.51 km
Longitud del cauce principal	2.34 km
Densidad de drenaje	4.71/km
Desnivel de la cuenca	44.21 m.s.n.m
Longitud de planta	2.34 km
Pendiente media	1.90 %

Tabla 4.1.9: Parámetros físicos de la Microcuenca “El Amate”

■ Características de la Forma de la Cuenca.

PARAMETRO	RESULTADO
Factor de forma (Gravelius)	0.21
Coefficiente de compacidad	1.40

Tabla 4.1.10: Características de forma de la Microcuenca “El Amate”

■ Cálculo de Caudal Máximo o Avenidas máximas.

Para el análisis de la microcuenca El Amate utilizaremos el Hidrograma Triangular por tomar en cuenta más parámetros. Para la aplicación de este método se necesita conocer los siguientes aspectos:

Tiempo de concentración.

Se utilizan las formulas explicadas en la microcuenca anterior, por lo cual solo se indica el resultado.

1) Fórmula de Pickering. $\Rightarrow T_c = 35.3 \text{ min}$

2) Fórmula de Giandotti. $\Rightarrow T_c = 26.5 \text{ min}$

Entonces el tiempo de concentración promedio es:

$$T_c = \frac{35.3 + 26.5}{2}$$
$$\Rightarrow T_c = 30.9 \text{ min}$$

Análisis de intensidad, duración y frecuencia de lluvias.

Como la microcuenca El Amate también esta ubicada en el municipio de San Miguel y la estación meteorológica mas cercana es la estación El Papalón, al igual que para las demás microcuencas en estudio. Por lo cual las intensidades máximas para los períodos de retorno ya establecidos en el análisis de la microcuenca anterior se tomaran de la tabla 4.1.3 para duraciones de tormenta de 5, 10, 15, 20, 30, 45 y 60 min. de acuerdo al tiempo de concentración que presenta que es de 30.9 min.

Coefficientes de Escorrentía.

El valor del coeficiente de escorrentía se calculará por ponderación, ya que el tipo de superficie que cubre el agua es relativamente variable. En esta microcuenca hay área urbana y área que presenta cobertura vegetal. De acuerdo a estimaciones que se hagan del desarrollo de la zona se le irán estableciendo porcentaje de áreas para cada período de retorno. Los coeficientes de

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

escorrentía se toman de tabla tanto para zonas desarrolladas y zonas que presentan cobertura vegetal.

Periodo de Retorno. (T)	Acuena (Km ²)	Au (Km ²)	Acv (Km ²)	Cu	Ccv	Cponderado
15 años	1.17	0.64	0.53	0.83	0.38	0.63
23 años	1.17	0.76	0.41	0.85	0.39	0.69
30 años	1.17	0.84	0.33	0.87	0.41	0.74
50 años	1.17	0.99	0.18	0.90	0.44	0.82

Tabla 4.1.11: Coeficientes de escorrentía ponderado para Microcuena “El Amate”

Cálculo de Qmax para los diferentes Períodos de Retorno.

Para encontrar este Qmax o caudal pico se utiliza el modelo del Hidrograma Triangular, por lo que se realiza el mismo procedimiento y fórmulas explicadas en la micrcuena anterior. A continuación se presentan los Caudales Picos obtenidos para los períodos de retorno y duraciones de tormenta analizados.

Periodo	Duración	Intensidad	Coefficiente	Área	Tiempo de	Lluvia	Lámina de	Volumen de	Tiempo pico	Tiempo base	Caudal
Retorno	D (horas)	I (mm/hora)	escorrentía	de Cuenca	concentración	efectiva	lluvia	escorrentía	del hidrograma	del hidrograma	Pico
T (Años)	D (horas)	I (mm/hora)	C	A (m ²)	Tc (horas)	Llef (mm)	L (mm)	V (m ³)	Tp (horas)	Tb (horas)	(m ³ /seg)
15	0.08	223.2	0.63	1,166,349.39	0.51	10.12	17.86	11,808.53	0.35	0.92	7.10
15	0.17	178.8	0.63	1,166,349.39	0.51	17.23	30.40	20,101.49	0.39	1.04	10.70
15	0.25	162	0.63	1,166,349.39	0.51	22.96	40.5	26,783.46	0.43	1.15	12.93
15	0.33	143.4	0.63	1,166,349.39	0.51	26.83	47.32	31,294.99	0.47	1.26	13.83
15	0.50	120	0.63	1,166,349.39	0.51	34.02	60	39,679.21	0.56	1.48	14.85
15	0.75	100.8	0.63	1,166,349.39	0.51	42.87	75.6	49,995.80	0.68	1.82	15.28
15	1	85.2	0.63	1,166,349.39	0.51	48.31	85.2	56,344.47	0.81	2.15	14.55

Tabla 4.1.12: Caudal pico para un periodo de retorno de 15 años, Microcuenca “El Amate”

Periodo	Duración	Intensidad	Coefficiente	Área	Tiempo de	Lluvia	Lámina de	Volumen de	Tiempo pico	Tiempo base	Caudal
Retorno	D (horas)	I (mm/hora)	escorrentía	de Cuenca	concentración	efectiva	lluvia	escorrentía	del hidrograma	del hidrograma	Pico
T (Años)	D (horas)	I (mm/hora)	C	A (m ²)	Tc (horas)	Llef (mm)	L (mm)	V (m ³)	Tp (horas)	Tb (horas)	(m ³ /seg)
23	0.08	238.8	0.69	1,166,349.39	0.51	11.86	19.10	13,837.08	0.35	0.92	8.32
23	0.17	189.6	0.69	1,166,349.39	0.51	20.02	32.23	23,345.73	0.39	1.04	12.42
23	0.25	172.8	0.69	1,166,349.39	0.51	26.83	43.2	31,289.89	0.43	1.15	15.11
23	0.33	152.4	0.69	1,166,349.39	0.51	31.23	50.29	36,426.65	0.47	1.26	16.09
23	0.50	128.4	0.69	1,166,349.39	0.51	39.87	64.2	46,500.25	0.56	1.48	17.40
23	0.75	107.4	0.69	1,166,349.39	0.51	50.02	80.55	58,342.60	0.68	1.82	17.83
23	1	92.4	0.69	1,166,349.39	0.51	57.38	92.4	66,925.59	0.81	2.15	17.28

Tabla 4.1.13: Caudal pico para un periodo de retorno de 23 años, Microcuenca “El Amate”

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Periodo	Duración	Intensidad	Coefficiente	Área	Tiempo de	Lluvia	Lámina de	Volumen de	Tiempo pico	Tiempo base	Caudal
Retorno	D (horas)	I (mm/hora)	escorrentía	de Cuenca	concentración	efectiva	lluvia	escorrentía	del hidrograma	del hidrograma	Pico
T (Años)	D (horas)	I (mm/hora)	C	A (m ²)	Tc (horas)	Llef (mm)	L (mm)	V (m ³)	Tp (horas)	Tb (horas)	(m ³ /seg)
30	0.08	252	0.74	1,166,349.39	0.51	13.43	20.16	15,660.06	0.35	0.92	9.42
30	0.17	199.2	0.74	1,166,349.39	0.51	22.55	33.86	26,305.17	0.39	1.04	14.00
30	0.25	181.2	0.74	1,166,349.39	0.51	30.17	45.3	35,188.53	0.43	1.15	16.99
30	0.33	161.4	0.74	1,166,349.39	0.51	35.47	53.26	41,373.32	0.47	1.26	18.28
30	0.50	136.2	0.74	1,166,349.39	0.51	45.35	68.1	52,899.31	0.56	1.48	19.80
30	0.75	114	0.74	1,166,349.39	0.51	56.94	85.5	66,415.43	0.68	1.82	20.29
30	1	99	0.74	1,166,349.39	0.51	65.93	99	76,902.08	0.81	2.15	19.85

Tabla 4.1.14: Caudal pico para un periodo de retorno de 30 años, Microcuenca “El Amate”

Periodo	Duración	Intensidad	Coefficiente	Área	Tiempo de	Lluvia	Lámina de	Volumen de	Tiempo pico	Tiempo base	Caudal
Retorno	D (horas)	I (mm/hora)	escorrentía	de Cuenca	concentración	efectiva	lluvia	escorrentía	del hidrograma	del hidrograma	Pico
T (Años)	D (horas)	I (mm/hora)	C	A (m ²)	Tc (horas)	Llef (mm)	L (mm)	V (m ³)	Tp (horas)	Tb (horas)	(m ³ /seg)
50	0.08	265.2	0.82	1,166,349.39	0.51	15.66	21.22	18,262.01	0.35	0.92	10.98
50	0.17	210	0.82	1,166,349.39	0.51	26.35	35.70	30,729.34	0.39	1.04	16.35
50	0.25	190.8	0.82	1,166,349.39	0.51	35.20	47.7	41,058.53	0.43	1.15	19.82
50	0.33	168.6	0.82	1,166,349.39	0.51	41.06	55.64	47,891.29	0.47	1.26	21.16
50	0.50	142.8	0.82	1,166,349.39	0.51	52.69	71.4	61,458.68	0.56	1.48	23.00
50	0.75	121.2	0.82	1,166,349.39	0.51	67.08	90.9	78,243.62	0.68	1.82	23.91
50	1	106.8	0.82	1,166,349.39	0.51	78.82	106.8	91,929.79	0.81	2.15	23.73

Tabla 4.1.15: Caudal pico para un periodo de retorno de 50 años, Microcuenca “El Amate”

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Los volúmenes de escorrentía y caudales máximos que llegan al punto de interés se dan en distintas duraciones de tormentas de diseño para los períodos de retorno dados que se obtuvieron con el método del Hidrograma Unitario Triangular, se presentan en el siguiente cuadro:

Período de Retorno (años)	Duración de Tormenta (hrs.)	Volumen de Escorrentía V(m ³)	Caudal Máximo Q (m ³ /seg.)
15	0.75	49,995.80	15.28
23	0.75	58,342.60	17.83
30	0.75	66,415.43	20.29
50	0.75	78,243.62	23.91

Tabla 4.1.16: Valores de Caudal Máximo y Volumen de escorrentía para distintos periodos de retorno de la Microcuenca “El Amate”

Microcuenca “10ª Avenida Norte”.

■ Características Físicas de la Cuenca.

Geología.

Debido a que la microcuenca está en su mayoría urbanizada; nos limitamos a decir en lo que la escorrentía de agua hace su recorrido mayormente por calles asfaltadas y unas cuantas que todavía están de tierra; tanto en la parte alta, media y baja de la microcuenca en estudio.



Figura 4.1.20: Geología de la microcuenca “10ª Avenida Norte”

Vegetación.

En cuanto a la vegetación de la zona es poca; y tanto para la parte alta, media y baja tiene el mismo comportamiento. Ya que solo se encuentra en las aceras de las casas, como áreas de jardinería y en algunos predios baldíos donde crece la maleza se encuentran árboles frutales.



Figura 4.1.21: vegetación existente en la microcuenca “10ª Avenida Norte”

Usos del Suelo.

El uso del suelo en la microcuenca esta bien marcado; en la parte alta, media y baja es de uso habitacional, ya que encontramos colonias como La Esperanza, López y Granillo. En la zona cercana al punto de inundación es para uso comercial, ya que se encuentran negocios de todo tipo.



Figura 4.1.22: Uso que presenta el suelo en la microcuenca “10ª Avenida Norte”

■ **Parámetros Físicos de la Cuenca.**

PARÁMETRO	RESULTADO
Delimitación	Ver anexo 15
Drenaje de la cuenca	Rectangular
Área de la cuenca	0.37 km ²
Longitud perimetral	2.38 km
Longitud del cauce principal	0.80 km
Densidad de drenaje	6.43/km
Desnivel de la cuenca	10.32 m.s.n.m
Longitud de planta	0.80 km
Pendiente media	1.30 %

Tabla 4.1.17: Parámetros físicos de la Microcuenca “10ª avenida norte”

■ Características de la Forma de la Cuenca.

PARAMETRO	RESULTADO
Factor de forma (Gravelius)	0.58
Coefficiente de compacidad	1.10

Tabla 4.1.18: Características de forma de la Microcuenca “10ª avenida norte”

■ Cálculo de Caudal Máximo o Avenidas máximas.

Se utilizará el método del Hidrograma unitario triangular; para aplicarlo se deben conocer los siguientes aspectos:

Tiempo de concentración.

1) Fórmula de Pickering. $\Rightarrow T_c = 17.9 \text{ min}$

2) Fórmula de Giandotti. $\Rightarrow T_c = 12.4 \text{ min}$

Entonces el tiempo de concentración promedio es:

$$T_c = \frac{17.9 + 12.4}{2}$$
$$\Rightarrow T_c = 15.2 \text{ min}$$

Análisis de intensidad, duración y frecuencia de lluvias.

Las intensidades máximas para los diferentes períodos de retorno se toman de la tabla 4.1.3 para duraciones de tormenta de 5, 10, 15, 20, 30 y 45 min de acuerdo al tiempo de concentración de la microcuenca que es de 15.2 min.

Coefficientes de Escorrentía.

El valor del coeficiente de escorrentía se calculará por ponderación, ya que el tipo de superficie que cubre el agua es relativamente variable. En esta microcuenca hay área urbana, entonces el agua recorre por los techos de las casas y el asfalto; y área que presenta cobertura vegetal. De acuerdo al mapa de la microcuenca se le asignará un valor para cada tipo de área: el 92.3% corresponde a áreas desarrolladas o residencial (incluye techo y asfalto) y el restante 7.7% presenta cobertura vegetal menor del 50%.

Periodo de Retorno. (T)	Acuena (Km²)	Au (Km²)	Acv (Km²)	Cu	Ccv	Cponderado
15 años	0.37	0.34	0.03	0.83	0.38	0.80
23 años	0.37	0.34	0.03	0.85	0.39	0.81
30 años	0.37	0.34	0.03	0.87	0.41	0.83
50 años	0.37	0.34	0.03	0.90	0.44	0.86

Tabla 4.1.19: Coeficientes de escorrentía ponderado para Microcuenca “10ª avenida norte”

Cálculo de Qmax para los diferentes Períodos de Retorno.

A continuación se presentan los Caudales Picos obtenidos para los períodos de retorno y duraciones de tormenta analizados; con las fórmulas expuestas anteriormente.

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Periodo	Duración	Intensidad	Coefficiente	Área	Tiempo de	Lluvia	Lámina de	Volumen de	Tiempo pico	Tiempo base	Caudal
Retorno	D (horas)	I (mm/hora)	escorrentía	de Cuenca	concentración	efectiva	lluvia	escorrentía	del hidrograma	del hidrograma	Pico
T (Años)	D (horas)	I (mm/hora)	C	A (m ²)	Tc (horas)	Llef (mm)	L (mm)	V (m ³)	Tp (horas)	Tb (horas)	(m ³ /seg)
15	0.08	223.2	0.8	370,380.46	0.25	12.86	17.86	4,761.73	0.19	0.51	5,21
15	0.17	178.8	0.8	370,380.46	0.25	21.89	30.40	8,105.82	0.24	0.63	7,18
15	0.25	162	0.8	370,380.46	0.25	29.16	40.5	10,800.29	0.28	0.73	8,17
15	0.33	143.4	0.8	370,380.46	0.25	34.07	47.32	12,619.54	0.32	0.84	8,34
15	0.5	120	0.8	370,380.46	0.25	43.20	60	16,000.44	0.40	1.07	8,32
15	0.75	100.8	0.8	370,380.46	0.25	54.43	75.6	20,160.55	0.53	1.40	7,99

Tabla 4.1.20: Caudal pico para un periodo de retorno de 15 años, Microcuenca “10ª Avenida norte”

Periodo	Duración	Intensidad	Coefficiente	Área	Tiempo de	Lluvia	Lámina de	Volumen de	Tiempo pico	Tiempo base	Caudal
Retorno	D (horas)	I (mm/hora)	escorrentía	de Cuenca	concentración	efectiva	lluvia	escorrentía	del hidrograma	del hidrograma	Pico
T (Años)	D (horas)	I (mm/hora)	C	A (m ²)	Tc (horas)	Llef (mm)	L (mm)	V (m ³)	Tp (horas)	Tb (horas)	(m ³ /seg)
23	0.08	238.8	0.81	370,380.46	0.25	13.93	19.10	5,158.22	0.19	0.51	5.65
23	0.17	189.6	0.81	370,380.46	0.25	23.50	32.23	8,702.88	0.24	0.63	7.71
23	0.25	172.8	0.81	370,380.46	0.25	31.49	43.2	11,664.32	0.28	0.73	8.83
23	0.33	152.4	0.81	370,380.46	0.25	36.66	50.29	13,579.21	0.32	0.84	8.97
23	0.5	128.4	0.81	370,380.46	0.25	46.80	64.2	17,334.47	0.40	1.07	9.02
23	0.75	107.4	0.81	370,380.46	0.25	58.72	80.55	21,749.09	0.53	1.40	8.62

Tabla 4.1.21: Caudal pico para un periodo de retorno de 23 años, Microcuenca “10ª Avenida norte”

Periodo	Duración	Intensidad	Coefficiente	Área	Tiempo de	Lluvia	Lámina de	Volumen de	Tiempo pico	Tiempo base	Caudal
Retorno	D (horas)	I (mm/hora)	escorrentía	de Cuenca	concentración	efectiva	lluvia	escorrentía	del hidrograma	del hidrograma	Pico
T (Años)	D (horas)	I (mm/hora)	C	A (m ²)	Tc (horas)	Llef (mm)	L (mm)	V (m ³)	Tp (horas)	Tb (horas)	(m ³ /seg)
30	0.08	252	0.83	370,380.46	0.25	15.06	20.16	5,577.75	0.19	0.51	6.11
30	0.17	199.2	0.83	370,380.46	0.25	25.30	33.86	9,369.30	0.24	0.63	8.30
30	0.25	181.2	0.83	370,380.46	0.25	33.84	45.3	12,533.34	0.28	0.73	9.48
30	0.33	161.4	0.83	370,380.46	0.25	39.79	53.26	14,736.22	0.32	0.84	9.73
30	0.5	136.2	0.83	370,380.46	0.25	50.87	68.1	18,841.51	0.40	1.07	9.80
30	0.75	114	0.83	370,380.46	0.25	63.87	85.5	23,655.64	0.53	1.40	9.38

Tabla 4.1.22: Caudal pico para un periodo de retorno de 30 años, Microcuenca “10ª Avenida norte”

Periodo	Duración	Intensidad	Coefficiente	Área	Tiempo de	Lluvia	Lámina de	Volumen de	Tiempo pico	Tiempo base	Caudal
Retorno	D (horas)	I (mm/hora)	escorrentía	de Cuenca	concentración	efectiva	lluvia	escorrentía	del hidrograma	del hidrograma	Pico
T (Años)	D (horas)	I (mm/hora)	C	A (m ²)	Tc (horas)	Llef (mm)	L (mm)	V (m ³)	Tp (horas)	Tb (horas)	(m ³ /seg)
50	0.08	265.2	0.86	370,380.46	0.25	16.42	21.22	6,082.09	0.19	0.51	6.66
50	0.17	210	0.86	370,380.46	0.25	27.63	35.70	10,234.28	0.24	0.63	9.06
50	0.25	190.8	0.86	370,380.46	0.25	36.92	47.7	13,674.37	0.28	0.73	10.35
50	0.33	168.6	0.86	370,380.46	0.25	43.06	55.64	15,949.99	0.32	0.84	10.54
50	0.5	142.8	0.86	370,380.46	0.25	55.26	71.4	20,468.56	0.40	1.07	10.65
50	0.75	121.2	0.86	370,380.46	0.25	70.36	90.9	26,058.71	0.53	1.40	10.33

Tabla 4.1.23: Caudal pico para un periodo de retorno de 50 años, Microcuenca “10ª Avenida norte”

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Los caudales máximos para los períodos de retorno dados que se obtuvieron con el Hidrograma Unitario Triangular, se presentan a continuación:

Para $T = 15$ años $\rightarrow Q_{\max} = 8.34 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Para $T = 23$ años $\rightarrow Q_{\max} = 9.02 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Para $T = 30$ años $\rightarrow Q_{\max} = 9.80 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Para $T = 50$ años $\rightarrow Q_{\max} = 10.65 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Pero se hará una consideración especial; ya que todo este caudal no llega al punto de interés, debido a que un porcentaje se queda retenido en el sistema de drenaje de aguas lluvias. En la microcuenca de estudio es muy poca el área que cuenta con dicho sistema, por lo cual se hará la estimación que un 15% de este caudal se queda en la red, al igual que el volumen producido en lo que dura la tormenta.

El caudal y volumen producido por la duración de tormenta analizada que llega al punto de interés será:

Período de Retorno (años)	Duración de Tormenta (hrs.)	Volumen de Escorrentía $V(\text{m}^3)$	Caudal Máximo $Q (\text{m}^3/\text{seg.})$
15	0.33	10,726.61	7.10
23	0.5	14,734.30	7.67
30	0.5	16,015.28	8.33
50	0.5	17,398.28	9.10

Tabla 4.1.24: Valores de Caudal Máximo y Volumen de escorrentía para distintos periodos de retorno de la Microcuenca “10ª Avenida Norte”

Microcuenca “El Rastro”.

■ Características Físicas de la Cuenca.

Geología.

En este caso la microcuenca en estudio está completamente urbanizada; es por ello que la escorrentía realiza su recorrido además de los techos de las casas, por las calles asfaltadas y adoquinadas, las cuales se encuentran en un 100% de toda la microcuenca.



Figura 4.1.23: Geología de la microcuenca “El Rastro”

Vegetación.

Por el motivo que la microcuenca en estudio se encuentra en la zona céntrica de la Ciudad, la vegetación es muy escasa. La poca área verde está en el Parque Guzmán donde hay unos cuantos árboles; y los pocos predios baldíos que existen solo se encuentra maleza nada de vegetación.



Figura 4.1.24: Escasa vegetación en la microcuenca “El Rastro”

Usos del Suelo.

En la parte alta y media se le da un uso comercial, ya que se encuentra el área de Mercados municipales y negocios de todo tipo: Almacenes, Joyerías, Agencias bancarias, Comerciales, etc. pues es la parte de mayor actividad comercial de la Ciudad de San Miguel. En la parte baja de la microcuenca hay un mayor uso del suelo habitacional y cercano al punto de inundación se localiza el Rastro Municipal de San Miguel.



Figura 4.1.25: Distintos Usos de suelo que presenta la microcuenca “El Rastro”

■ Parámetros Físicos de la Cuenca.

PARÁMETRO	RESULTADO
Delimitación	Ver anexo 16
Drenaje de la cuenca	Rectangular
Área de la cuenca	0.27 km ²
Longitud perimetral	2.06 km
Longitud del cauce principal	0.85 km
Densidad de drenaje	7.63/km
Desnivel de la cuenca	8.68 m.s.n.m
Longitud de planta	0.85 km
Pendiente media	1.02 %

Tabla 4.1.25: Parámetros físicos de la Microcuenca “El Rastro”

■ Características de la Forma de la Cuenca.

PARAMETRO	RESULTADO
Factor de forma (Gravelius)	0.37
Coefficiente de compacidad	1.11

Tabla 4.1.26: Características de forma de la Microcuenca “El Rastro”

■ Cálculo de Caudal Máximo o Avenidas máximas.

Se utilizará el método del Hidrograma unitario triangular; para aplicarlo se deben conocer los siguientes aspectos:

Tiempo de concentración.

1) Fórmula de Pickering. $\Rightarrow T_c = 20.5 \text{ min}$

2) Fórmula de Giandotti. $\Rightarrow T_c = 11.98 \text{ min}$

Entonces el tiempo de concentración promedio es:

$$T_c = \frac{20.5 + 11.98}{2}$$
$$\Rightarrow T_c = 16.2 \text{ min}$$

Análisis de intensidad, duración y frecuencia de lluvias.

Las intensidades máximas para los diferentes períodos de retorno se toman de la tabla 4.1.3 para duraciones de tormenta de 5, 10, 15, 20, 30 y 45 min. de acuerdo al tiempo de concentración de la microcuenca que es de 16.2 min.

Coefficientes de Escorrentía.

El uso de suelos que predomina en la microcuenca El Rastro es para el comercio y residencial. Por lo tanto los valores de “C” para diferentes períodos de retorno se toman de la tabla 4.1.21 Correspondiente a áreas desarrolladas.

Período de Retorno (años).	“C”
15	0.83
23	0.85
30	0.87
50	0.90

Tabla 4.1.27: Coeficientes de escorrentía de la Microcuenca “El Rastro” para distintos periodos de retorno

Cálculo de Qmax para los diferentes Períodos de Retorno.

A continuación se presentan los Caudales Picos obtenidos para los períodos de retorno y duraciones de tormenta analizados.

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Periodo	Duración	Intensidad	Coefficiente	Área	Tiempo de	Lluvia	Lámina de	Volumen de	Tiempo pico	Tiempo base	Caudal
Retorno	D (horas)	I (mm/hora)	escorrentía	de Cuenca	concentración	efectiva	lluvia	escorrentía	del hidrograma	del hidrograma	Pico
T (Años)	D (horas)	I (mm/hora)	C	A (m ²)	Tc (horas)	Llef (mm)	L (mm)	V (m ³)	Tp (horas)	Tb (horas)	(m ³ /seg)
15	0.08	223.2	0.83	268,576.10	0.27	13.34	17.86	3,582.38	0.20	0.54	3.69
15	0.17	178.8	0.83	268,576.10	0.27	22.71	30.40	6,098.24	0.25	0.66	5.14
15	0.25	162	0.83	268,576.10	0.27	30.25	40.5	8,125.37	0.29	0.77	5.89
15	0.33	143.4	0.83	268,576.10	0.27	35.35	47.32	9,494.04	0.33	0.87	6.04
15	0.5	120	0.83	268,576.10	0.27	44.82	60	12,037.58	0.41	1.10	6.08
15	0.75	100.8	0.83	268,576.10	0.27	56.47	75.6	15,167.35	0.54	1.43	5.88

Tabla 4.1.28: Caudal pico para un periodo de retorno de 15 años, Microcuenca “El Rastro”

Periodo	Duración	Intensidad	Coefficiente	Área	Tiempo de	Lluvia	Lámina de	Volumen de	Tiempo pico	Tiempo base	Caudal
Retorno	D (horas)	I (mm/hora)	escorrentía	de Cuenca	concentración	efectiva	lluvia	escorrentía	del hidrograma	del hidrograma	Pico
T (Años)	D (horas)	I (mm/hora)	C	A (m ²)	Tc (horas)	Llef (mm)	L (mm)	V (m ³)	Tp (horas)	Tb (horas)	(m ³ /seg)
23	0.08	238.8	0.85	268,576.10	0.27	14.61	19.10	3,925.12	0.20	0.54	4.04
23	0.17	189.6	0.85	268,576.10	0.27	24.66	32.23	6,622.41	0.25	0.66	5.58
23	0.25	172.8	0.85	268,576.10	0.27	33.05	43.2	8,875.90	0.29	0.77	6.43
23	0.33	152.4	0.85	268,576.10	0.27	38.47	50.29	10,333.03	0.33	0.87	6.58
23	0.5	128.4	0.85	268,576.10	0.27	49.11	64.2	13,190.58	0.41	1.10	6.66
23	0.75	107.4	0.85	268,576.10	0.27	61.62	80.55	16,549.86	0.54	1.43	6.41

Tabla 4.1.29: Caudal pico para un periodo de retorno de 23 años, Microcuenca “El Rastro”

Periodo Retorno T (Años)	Duración D (horas)	Intensidad I (mm/hora)	Coefficiente escorrentía C	Área de Cuenca A (m ²)	Tiempo de concentración Tc (horas)	Lluvia efectiva Llef (mm)	Lámina de lluvia L (mm)	Volumen de escorrentía V (m ³)	Tiempo pico del hidrograma Tp (horas)	Tiempo base del hidrograma Tb (horas)	Caudal Pico (m ³ /seg)
30	0.08	252	0.87	268,576.10	0.27	15.79	20.16	4,239.55	0.20	0.54	4.37
30	0.17	199.2	0.87	268,576.10	0.27	26.52	33.86	7,121.43	0.25	0.66	6.00
30	0.25	181.2	0.87	268,576.10	0.27	35.47	45.3	9,526.37	0.29	0.77	6.91
30	0.33	161.4	0.87	268,576.10	0.27	41.70	53.26	11,200.74	0.33	0.87	7.13
30	0.5	136.2	0.87	268,576.10	0.27	53.32	68.1	14,321.10	0.41	1.10	7.23
30	0.75	114	0.87	268,576.10	0.27	66.95	85.5	17,980.23	0.54	1.43	6.97

Tabla 4.1.30: Caudal pico para un periodo de retorno de 30 años, Microcuenca “El Rastro”

Periodo Retorno T (Años)	Duración D (horas)	Intensidad I (mm/hora)	Coefficiente escorrentía C	Área de Cuenca A (m ²)	Tiempo de concentración Tc (horas)	Lluvia efectiva Llef (mm)	Lámina de lluvia L (mm)	Volumen de escorrentía V (m ³)	Tiempo pico del hidrograma Tp (horas)	Tiempo base del hidrograma Tb (horas)	Caudal Pico (m ³ /seg)
50	0.08	265.2	0.90	268,576.10	0.27	17.18	21.22	4,615.47	0.20	0.54	4.75
50	0.17	210	0.90	268,576.10	0.27	28.92	35.70	7,766.42	0.25	0.66	6.54
50	0.25	190.8	0.90	268,576.10	0.27	38.64	47.7	10,376.97	0.29	0.77	7.52
50	0.33	168.6	0.90	268,576.10	0.27	45.07	55.64	12,103.86	0.33	0.87	7.70
50	0.5	142.8	0.90	268,576.10	0.27	57.83	71.4	15,532.83	0.41	1.10	7.84
50	0.75	121.2	0.90	268,576.10	0.27	73.63	90.9	19,774.99	0.54	1.43	7.66

Tabla 4.1.31: Caudal pico para un periodo de retorno de 50 años, Microcuenca “El Rastro”

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Los caudales máximos para los períodos de retorno dados que se obtuvieron con el método del Hidrograma Unitario Triangular, se presentan a continuación:

Para T = 15 años → $Q_{max} = 6.08 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Para T = 23 años → $Q_{max} = 6.66 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Para T = 30 años → $Q_{max} = 7.23 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Para T = 50 años → $Q_{max} = 7.84 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Al igual que en la microcuenca de la 10ª Avenida Norte en esta se hará una consideración especial debido a la existencia de sistema de drenaje de aguas lluvias en la zona; por lo que se estima que un 20% de este caudal se queda en la red y el otro 80% llega al punto de interés. Se determina este porcentaje ya que algunos tragantes no funcionan adecuadamente en invierno, pues presentan mucha basura lo que impide que trabajen bien.



Figura 4.1.26: Basura existente en los tragantes de la Microcuenca “El Rastro”

El caudal y volumen producido por la duración de tormenta analizada que llega al punto de interés será:

Período de Retorno (años)	Duración de Tormenta (hrs.)	Volumen de Escorrentía V(m ³)	Caudal Máximo Q (m ³ /seg.)
15	0.5	9,630.06	4.86
23	0.5	10,552.46	5.33
30	0.5	11,456.88	5.78
50	0.5	12,426.26	6.27

Tabla 4.1.32: Caudales máximos y Volumen de escorrentía de la microcuenca “El rastro” para distintos periodos de retorno

Microcuenca “Avenida Jose Simeón Cañas”.

■ Características Físicas de la Cuenca.

Geología.

Como la Microcuenca en estudio se encuentra urbanizada, no se puede hacer una descripción geológica extensa. La escorrentía en este caso hace su recorrido aparte del techo de las casas, por calles asfaltadas o adoquinadas; en este caso no se encuentran calles de tierra.



Figura 4.1.27: Geología de la microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”

Vegetación.

La vegetación es bien escasa y solo se limita a unos árboles que se encuentran en las aceras de las casas, que sirven mas que todo para proporcionar sombra, no hay espacio de zonas verdes.



Figura 4.1.28: Escasa vegetación en la microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”

Usos del Suelo.

El uso del suelo en toda la zona es de uso residencial, se encuentran: el Barrio San Nicolas, Barrio Concepción. Además en la parte alta de la microcuenca hay una zona escolar está: la escuela Dolores C. Retes y el Instituto Joaquín Ernesto Cárdenas. Es de uso comercial en la parte baja, cercano al punto de interés donde se encuentran: Agencias bancarias, Oficinas y Negocios de todo tipo.



Figura 4.1.29: Usos del Suelo existente en la microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”

■ Parámetros Físicos de la Cuenca.

Se utilizaron las mismas formulas empleadas en las microcuencas anteriores; por lo que a continuación se presentan los resultados.

PARÁMETRO	RESULTADO
Delimitación	Ver anexo 17
Drenaje de la cuenca	Rectangular
Área de la cuenca	0.18 km ²
Longitud perimetral	1.77 km
Longitud del cauce principal	0.86 km
Densidad de drenaje	9.83/km
Desnivel de la cuenca	7.91 m.s.n.m
Longitud de planta	0.86 km
Pendiente media	0.92 %

Tabla 4.1.33: Parámetros físicos de la Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”

■ Características de la Forma de la Cuenca.

PARAMETRO	RESULTADO
Factor de forma (Gravelius)	0.24
Coefficiente de compacidad	1.20

Tabla 4.1.34: Características de forma de la Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”

■ Cálculo de Caudal Máximo o Avenidas máximas.

Se utilizará el método del Hidrograma unitario triangular; para aplicarlo se deben conocer los siguientes aspectos:

Tiempo de concentración.

1) Fórmula de Pickering. $\Rightarrow T_c = 21.6 \text{ min}$

2) Fórmula de Giandotti. $\Rightarrow T_c = 11.21 \text{ min}$

Entonces el tiempo de concentración promedio es:

$$T_c = \frac{21.6 + 11.21}{2}$$
$$\Rightarrow T_c = 16.4 \text{ min}$$

Análisis de intensidad, duración y frecuencia de lluvias.

Las duraciones de tormenta que se analizarán serán de 5, 10, 15, 20, 30 y 45 min. de acuerdo al tiempo de concentración de la microcuenca. Las intensidades máximas se toman de la tabla 4.1.3. Para los períodos de retorno seleccionados.

Coefficientes de Escorrentía.

Los valores de “C” para diferentes períodos de retorno se toman de la tabla 4.1.29 Correspondiente a áreas desarrolladas.

Período de Retorno (años).	“C”
15	0.83
23	0.85
30	0.87
50	0.90

Tabla 4.1.35: Coeficientes de escorrentía para periodos de retorno dados de la Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”

Cálculo de Qmax para los diferentes Períodos de Retorno.

A continuación se presentan los Caudales Picos obtenidos para los períodos de retorno y duraciones de tormenta analizados; con las fórmulas expuestas anteriormente.

Periodo Retorno T (Años)	Duración D (horas)	Intensidad I (mm/hora)	Coefficiente escorrentía C	Área de Cuenca A (m ²)	Tiempo de concentración Tc (horas)	Lluvia efectiva Llef (mm)	Lámina de lluvia L (mm)	Volumen de escorrentía V (m ³)	Tiempo pico del hidrograma Tp (horas)	Tiempo base del hidrograma Tb (horas)	Caudal Pico (m ³ /seg)
15	0.08	223.2	0.83	183,892.65	0.27	13.34	17.86	2,452.84	0.20	0.54	2.53
15	0.17	178.8	0.83	183,892.65	0.27	22.71	30.40	4,175.43	0.25	0.66	3.52
15	0.25	162	0.83	183,892.65	0.27	30.25	40.5	5,563.40	0.29	0.77	4.03
15	0.33	143.4	0.83	183,892.65	0.27	35.35	47.32	6,500.52	0.33	0.87	4.14
15	0.5	120	0.83	183,892.65	0.27	44.82	60	8,242.07	0.41	1.10	4.16
15	0.75	100.8	0.83	183,892.65	0.27	56.47	75.6	10,385.01	0.54	1.43	4.02

Tabla 4.1.36: Caudal pico para un periodo de retorno de 15 años, Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”

Periodo Retorno T (Años)	Duración D (horas)	Intensidad I (mm/hora)	Coefficiente escorrentía C	Área de Cuenca A (m ²)	Tiempo de concentración Tc (horas)	Lluvia efectiva Llef (mm)	Lámina de lluvia L (mm)	Volumen de escorrentía V (m ³)	Tiempo pico del hidrograma Tp (horas)	Tiempo base del hidrograma Tb (horas)	Caudal Pico (m ³ /seg)
23	0.08	238.8	0.85	183,892.65	0.27	14.61	19.10	2,687.51	0.20	0.54	2.77
23	0.17	189.6	0.85	183,892.65	0.27	24.66	32.23	4,534.33	0.25	0.66	3.82
23	0.25	172.8	0.85	183,892.65	0.27	33.05	43.2	6,077.28	0.29	0.77	4.41
23	0.33	152.4	0.85	183,892.65	0.27	38.47	50.29	7,074.97	0.33	0.87	4.50
23	0.5	128.4	0.85	183,892.65	0.27	49.11	64.2	9,031.52	0.41	1.10	4.56
23	0.75	107.4	0.85	183,892.65	0.27	61.62	80.55	11,331.60	0.54	1.43	4.39

Tabla 4.1.37: Caudal pico para un periodo de retorno de 23 años, Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”

Periodo Retorno T (Años)	Duración D (horas)	Intensidad I (mm/hora)	Coefficiente escorrentía C	Área de Cuenca A (m ²)	Tiempo de concentración Tc (horas)	Lluvia efectiva Llef (mm)	Lámina de lluvia L (mm)	Volumen de escorrentía V (m ³)	Tiempo pico del hidrograma Tp (horas)	Tiempo base del hidrograma Tb (horas)	Caudal Pico (m ³ /seg)
30	0.08	252	0.87	183,892.65	0.27	15.79	20.16	2,902.80	0.20	0.54	2.99
30	0.17	199.2	0.87	183,892.65	0.27	26.52	33.86	4,876.01	0.25	0.66	4.11
30	0.25	181.2	0.87	183,892.65	0.27	35.47	45.3	6,522.65	0.29	0.77	4.73
30	0.33	161.4	0.87	183,892.65	0.27	41.70	53.26	7,669.09	0.33	0.87	4.88
30	0.5	136.2	0.87	183,892.65	0.27	53.32	68.1	9,805.58	0.41	1.10	4.95
30	0.75	114	0.87	183,892.65	0.27	66.95	85.5	12,310.97	0.54	1.43	4.77

Tabla 4.1.38: Caudal pico para un periodo de retorno de 30 años, Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”

Periodo Retorno T (Años)	Duración D (horas)	Intensidad I (mm/hora)	Coefficiente escorrentía C	Área de Cuenca A (m ²)	Tiempo de concentración Tc (horas)	Lluvia efectiva Llef (mm)	Lámina de lluvia L (mm)	Volumen de escorrentía V (m ³)	Tiempo pico del hidrograma Tp (horas)	Tiempo base del hidrograma Tb (horas)	Caudal Pico (m ³ /seg)
50	0.08	265.2	0.90	183,892.65	0.27	17.18	21.22	3,160.19	0.20	0.54	3.26
50	0.17	210	0.90	183,892.65	0.27	28.92	35.70	5,317.62	0.25	0.66	4.48
50	0.25	190.8	0.90	183,892.65	0.27	38.64	47.7	7,105.06	0.29	0.77	5.15
50	0.33	168.6	0.90	183,892.65	0.27	45.07	55.64	8,287.45	0.33	0.87	5.27
50	0.5	142.8	0.90	183,892.65	0.27	57.83	71.4	10,635.25	0.41	1.10	5.37
50	0.75	121.2	0.90	183,892.65	0.27	73.63	90.9	13,539.83	0.54	1.43	5.25

Tabla 4.1.39: Caudal pico para un periodo de retorno de 50 años, Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Los caudales máximos para los períodos de retorno dados que se obtuvieron con el método del Hidrograma Unitario Triangular, se presentan a continuación:

Para T = 15 años → $Q_{max} = 4.16 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Para T = 23 años → $Q_{max} = 4.56 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Para T = 30 años → $Q_{max} = 4.95 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Para T = 50 años → $Q_{max} = 5.37 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Al igual que en la microcuencas de la 10ª Avenida Norte y El Rastro, hay existencia de sistema de drenaje de aguas lluvias en la zona; por lo cual se estima que solo el 80% de este caudal y volumen producido por la tormenta analizada llega al punto de inundación. El caudal y volumen que llega al punto de interés será:

Período de Retorno (años)	Duración de Tormenta (hrs.)	Volumen de Escorrentía V(m ³)	Caudal Máximo Q (m ³ /seg.)
15	0.5	6,593.66	3.33
23	0.5	7,225.22	3.65
30	0.5	7,844.46	3.96
50	0.5	8,508.2	4.30

Tabla 4.1.40: Caudales Máximos y Volumen de escorrentía para distintos períodos de retorno de la Microcuenca “Avenida José Simeón Cañas”

4.2 PRUEBAS DE LA CALIDAD DEL AGUA DE RECARGA.

Saber la calidad del agua que se va a utilizar para efectuar la recarga es muy importante, pues, se debe estar seguro que no se va a afectar la calidad del recurso existente en las formaciones subterráneas. Es por ello que se hacen análisis de: PH, Cloruros, Sólidos Sedimentables y Sólidos Totales.

4.2.1 Puntos de Muestreo.

Para nuestro estudio el agua que utilizaremos para la recarga artificial serán los excedentes hídricos de las lluvias que se dan en la ciudad de San Miguel. En el apartado 4.1 se identifican los puntos de inundación en la ciudad, estos mismos puntos son los que se utilizan para obtener las muestras de aguas lluvias. Se toma una cantidad considerable en un recipiente que este limpio y se le asigna un número de identificación.

- Punto de muestreo 1: 10ª Av. Norte, por la entrada principal a la colonia Ciudad Satélite.
- Punto de muestreo 2: 8ª Av. Sur, Frente al Rastro Municipal.
- Punto de muestreo 3: Av. José Simeón Cañas y 17 Calle Poniente.
- Punto de muestreo 4: Intersección entre Calle Chaparrastique y Av. Roosevelt.
- Punto de muestreo 5: Intersección entre 7ª Av. Sur y Av. Roosevelt, Entrada Col. Milagro de la Paz.



Figura.4.2.1: Muestras de aguas lluvias de los puntos identificados.

4.2.2 Caracterización de las aguas.

Para la determinación de los distintos elementos que se iban analizar a las aguas lluvias se llevaron las muestras al laboratorio “O.M JUAREZ CONSULTORES”, donde se encontraron los valores y cuyos resultados se encuentran en el anexo 2.



Figura 4.2.2: Realización de pruebas de laboratorio a aguas lluvias

A continuación se presenta un resumen general de los resultados obtenidos en las distintas muestras:

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**

Parámetros	Muestra					
	1	2	3	4A	4B	5
Dirección de Toma	10 ^a Av. Norte	8 ^a Av. Sur, Frente al Rastro Municipal.	Av. José Simeón Cañas y 17 Calle Poniente.	Intersección entre Calle Chaparrastique y Av. Roosevelt.	Intersección entre Calle Chaparrastique y Av. Roosevelt.	Intersección entre 7 ^a Av. Sur y Av. Roosevelt, entrada Col. Milagro de la Paz.
PH	6.8	5.9	6.0	6.4	5.9	6.6
Sólidos Totales	1101.2	1129.3	2141.2	2312.4	2109.2	2213.4
Sólidos Sedimentables	668.4	797.4	818.4	913.8	993.4	995.16
Cloruros	1.48	3.28	4.15	1.63	1.84	2.13

Tabla 4.2.1: Resultados obtenidos de las aguas lluvias.

4.2.3 Interpretación de los resultados.

■ **PH**

El menor valor de PH obtenido en el laboratorio corresponde a la muestra N° 2 en la 8^a Av. Sur frente al Rastro Municipal y a la muestra N° 4B en la intersección de la calle Chaparrastique con la Av. Roosevelt, dicho valor fue de **5.9**. Mientras que el valor más alto de PH se obtuvo de la muestra N° 1 de la 10^a Av. Norte con **6.8**.

Dichos valores de PH se puede decir que son aceptables ya que el rango para Aguas Lluvias es de 5 a 7. Generalmente los valores máximos de PH en las aguas lluvias se dan en las primeras precipitaciones del año, para lo cual se debe poner atención evitando que estas primeras aguas vayan a ser infiltradas.

■ **Sólidos Totales.**

Están formados básicamente por los sólidos sedimentables y los sólidos en suspensión. Estos valores son **1101.2** como menor valor correspondiente a la muestra N° 1 cuya dirección fue

antes mencionada para el PH y un valor mayor de **2312.4** que corresponde a la muestra N° 4ª también en la intersección de la calle Chaparrastique con la Av. Roosevelt.

■ **Sólidos Sedimentables.**

Estos son todo el sedimento que llevan las aguas lluvias desde el punto más alejado hasta el punto de interés y están compuestos principalmente de arenas, arcillas y limos que son arrastrados por la escorrentía, causando erosión en la cuenca y formándose depósitos de estos en la zona baja.

Para el área de estudio, estos valores oscilan entre **668.4** como mínimo, que corresponde a la muestra N° 1 y un valor máximo de **995.16** para la muestra N° 5 que se obtuvo de la entrada a la colonia Milagro de la Paz, intersección entre 7ª Av. Y Av. Roosevelt.

■ **Cloruros.**

La presencia de Cloruros en las aguas indica que estas tienen sales. Para nuestro estudio, se obtuvo el mínimo valor para la muestra N° 1 de **1.48** y el máximo valor de **4.15** para la muestra N° 3 tomada en la Av. José Simeón Cañas y 17 calle Poniente. Según el laboratorio que analizó las muestras, estos valores son aceptables para aguas lluvias.

4.3 CARACTERÍSTICAS DEL ACUÍFERO RECEPTOR.

En este apartado se hacen una serie de estudios e investigaciones con el objetivo de determinar información hidrogeológica, hidrodinámica y de almacenamiento; todos estos aspectos referente a la formación subterránea que servirá de cuerpo receptor de la recarga. Toda esta información que se determine será la base para poder realizar la propuesta que sea más adecuada.

4.3.1 CARACTERÍSTICAS HIDROGEOLÓGICAS.

■ *Litología y aspectos Geológicos de los materiales que integran el acuífero.*

La mayor parte de El Salvador esta cubierto por rocas de origen volcánico que demuestran un carácter riolítico hasta basáltico.

De acuerdo a las columnas litológicas disponibles para el área de estudio, podemos decir que el Acuífero “San Miguel” esta formado en su mayoría por materiales correspondientes a la Formación San Salvador de la edad del Holoceno hasta el Pleistoceno; es decir materiales efusivos de los volcanes individuales de la cadena volcánica joven que atraviesa la parte sur de El Salvador, como corrientes de lava, cúpulas de lava, tobas fundidas, tobas, pómez, escorias y cenizas volcánicas; todos estos con intercalaciones de sedimentos lacustres (lignito y diatomita).

En la parte norte y sur del Acuífero se encuentran materiales de la edad del holoceno, es decir, toba lítica y piroclásticos intercalados con sedimentos aluvional fluvial y eluvial.

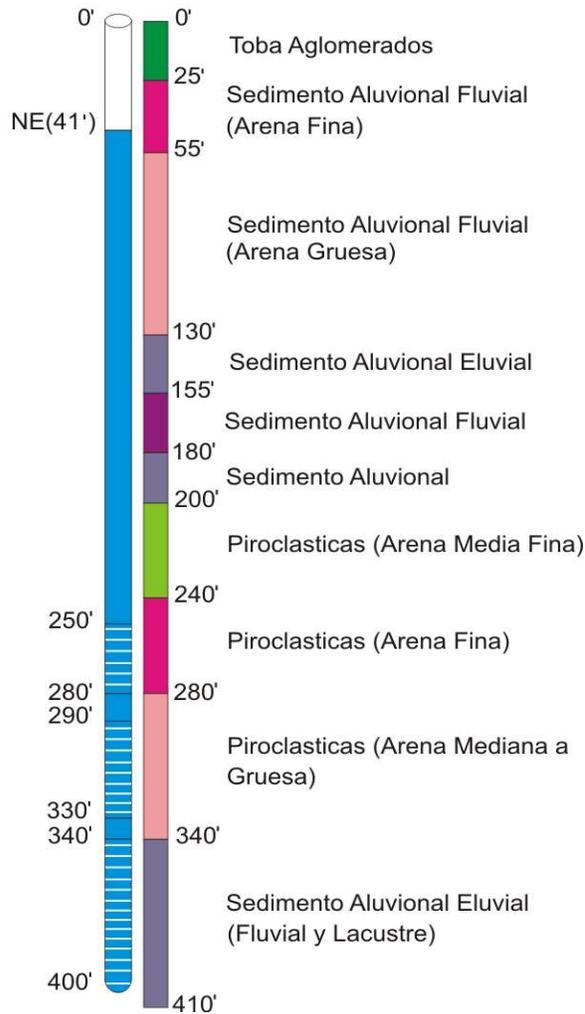
Hacia la zona oriente sobretodo acercándose al Río grande de San Miguel se encuentran materiales aluvionales como arenas y arcillas de edad del plio-cuaternario, intercalados con piroclásticos (pómez) y tobas de edades del holoceno hasta el pleistoceno.

En la zona poniente encontramos un predominio de materiales como: lava, toba, piroclásticos (tobas y pómez), toba lítica, tobas aglomeradas; intercalados con estratos de sedimentos aluvionales y en algunos casos con pequeños estratos de arcilla. Todos estos materiales son también de la edad del holoceno y pleistoceno.

A continuación se presenta las columnas litológicas recopiladas para el presente estudio, además se indica la longitud de rejilla y el espesor del estrato de acuífero para cada una de ellas.

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

POZO PRADOS DE SAN MIGUEL



POZO COL SAN CARLOS

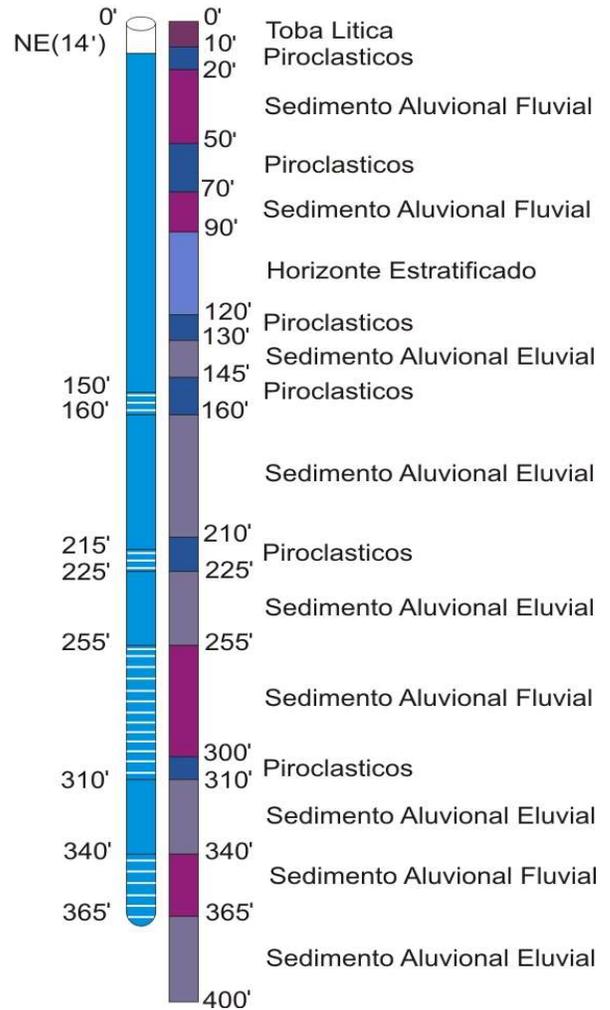


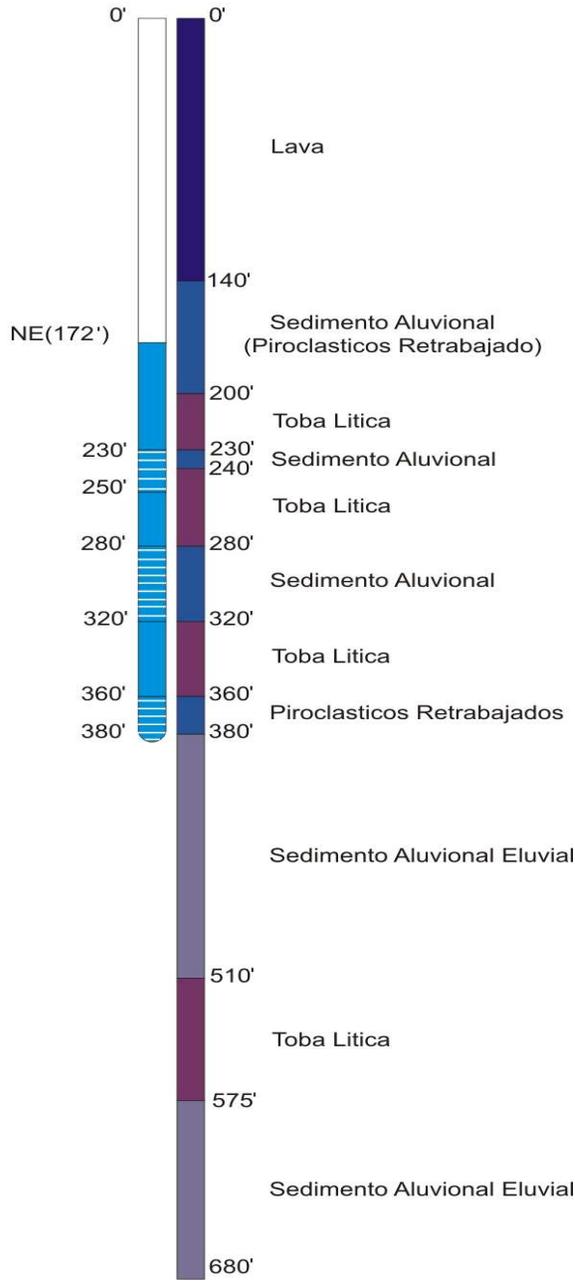
Figura 4.3.1: Columna litológica del pozo # 3 de la Colonia Prados de San Miguel y del pozo de la Colonia San Carlos.

Nivel estático: 41 pies
 Longitud de rejilla: 130 pies
 Estrato de acuífero: 160 pies

Nivel estático: 14 pies
 Longitud de rejilla: 100 pies
 Estrato de acuífero: 250 pies

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**

POZO LOMAS DE CHAPARRASTIQUE



POZO HIRLEMAN

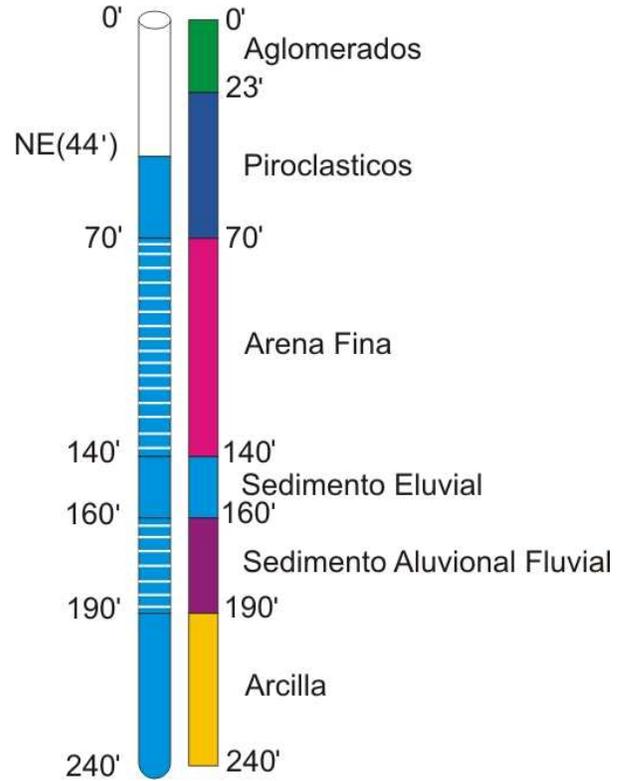


Figura 4.3.2: Columna litológica del pozo # 1 de la Planta de Bombeo Lomas de Chaparrastique y del pozo # 2 de la Planta de Bombeo Hirleman.

Nivel estático: 72 pies

Longitud de rejilla: 80 pies

Estrato de acuífero: 450 pies

Nivel estático: 44 pies

Longitud de rejilla: 100 pies

Estrato de acuífero: 170 pies

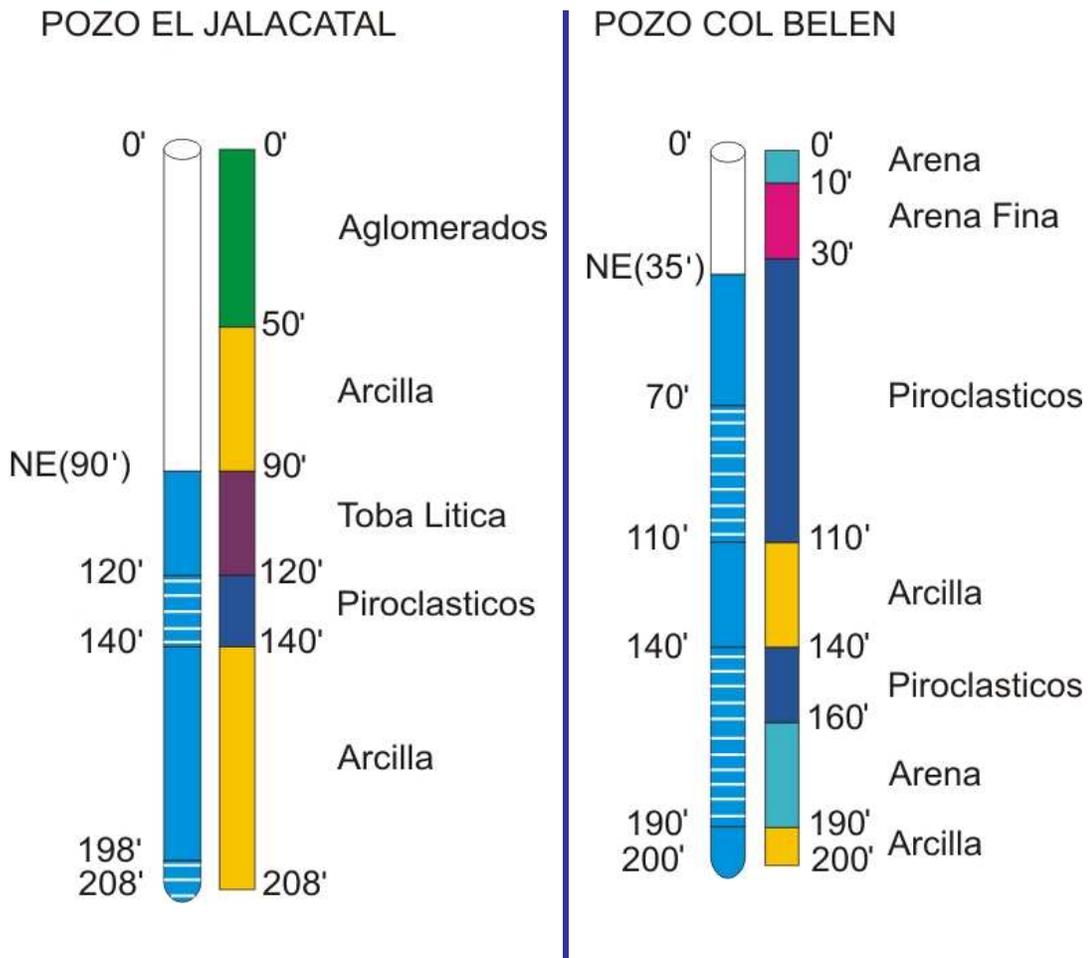


Figura 4.3.3: Columna litológica del pozo # 4 de la Planta de Bombeo El Jalacatal y del pozo # 2 de la Planta de Bombeo Belén.

Nivel estático: 90 pies
 Longitud de rejilla: 30 pies
 Estrato de acuífero: 90 pies

Nivel estático: 35 pies
 Longitud de rejilla: 90 pies
 Estrato de acuífero: 130 pies

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**

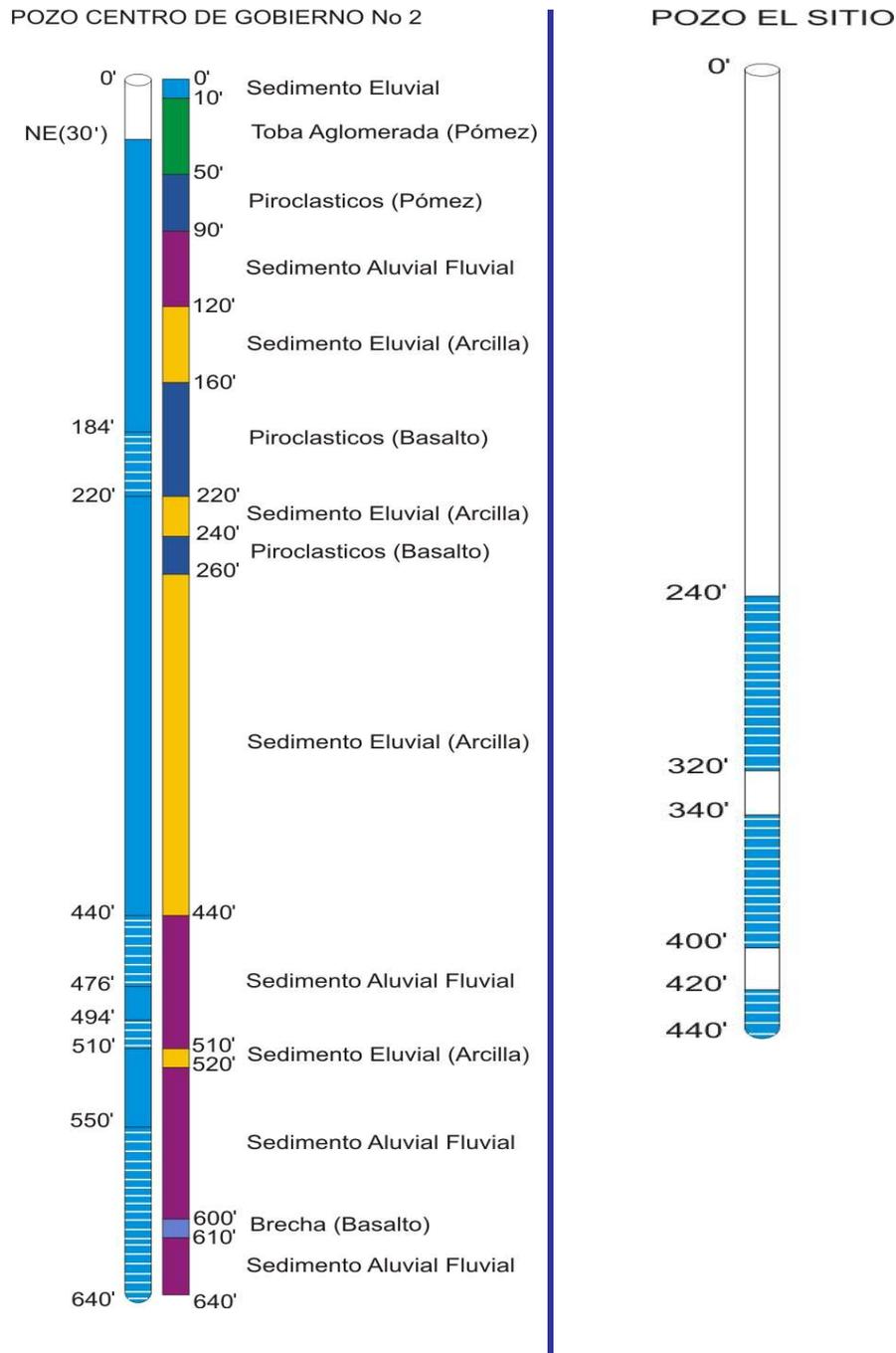


Figura 4.3.4: Columna litológica del pozo # 2 de la Planta de Bombeo Centro de Gobierno y del pozo de la Planta de Bombeo El Sitio.

Nivel estático: 30 pies

Longitud de rejilla: 178 pies

Estrato de acuífero: 456 pies

Longitud de rejilla: 160 pies

Estrato de acuífero: 200 pies

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO "SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

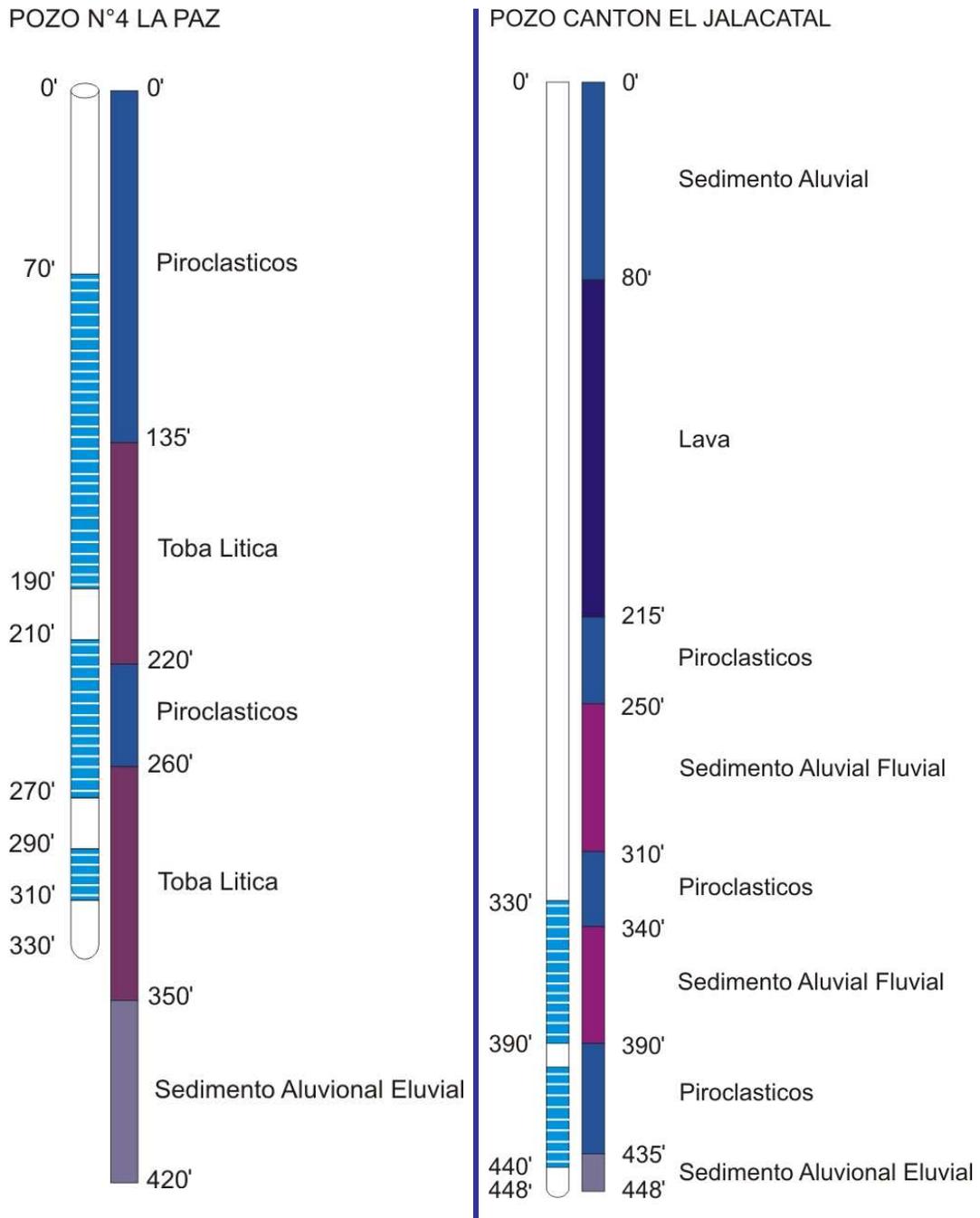


Figura 4.3.5: Columna litológica del pozo # 4 de la Planta de Bombeo La Paz y del pozo del Cantón El Jalacatal.

Longitud de rejilla: 200 pies
Estrato de acuífero: 350 pies

Longitud de rejilla: 100 pies
Estrato de acuífero: 118 pies

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

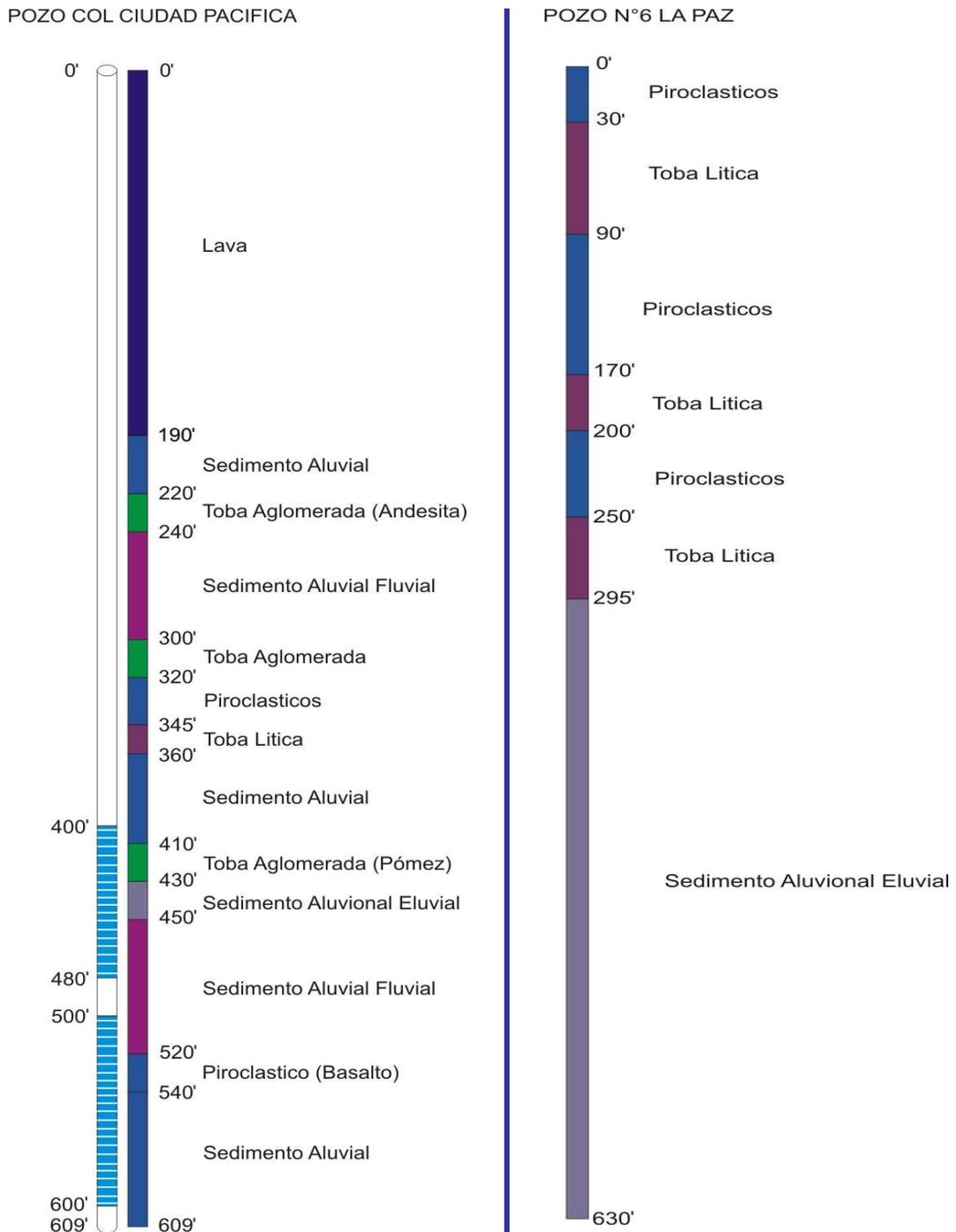


Figura 4.3.6: Columna litológica del pozo de la Colonia Ciudad Pacifica y del pozo # 6 de la Planta de Bombeo La Paz.

Longitud de rejilla: 180 pies

Estrato de acuífero: 209 pies

Estrato de acuífero: 389 pies

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

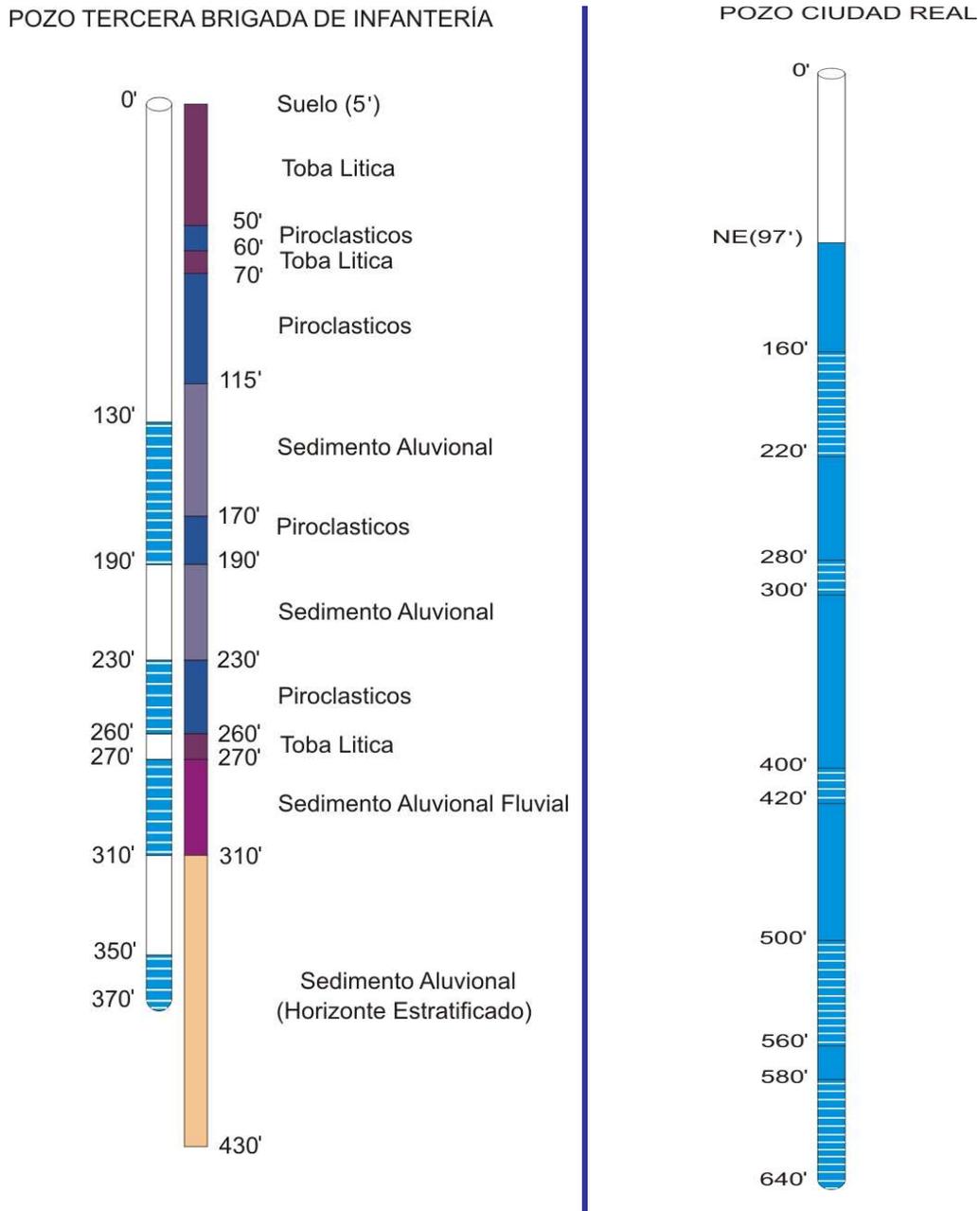


Figura 4.3.7: Columna litológica del pozo de la Tercera Brigada de Infantería y del pozo # 3 de la Planta de Bombeo Ciudad Real.

Longitud de rejilla: 150 pies
Estrato de acuífero: 300 pies

Nivel estático: 97 pies
Longitud de rejilla: 220 pies
Estrato de acuífero: 480 pies

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

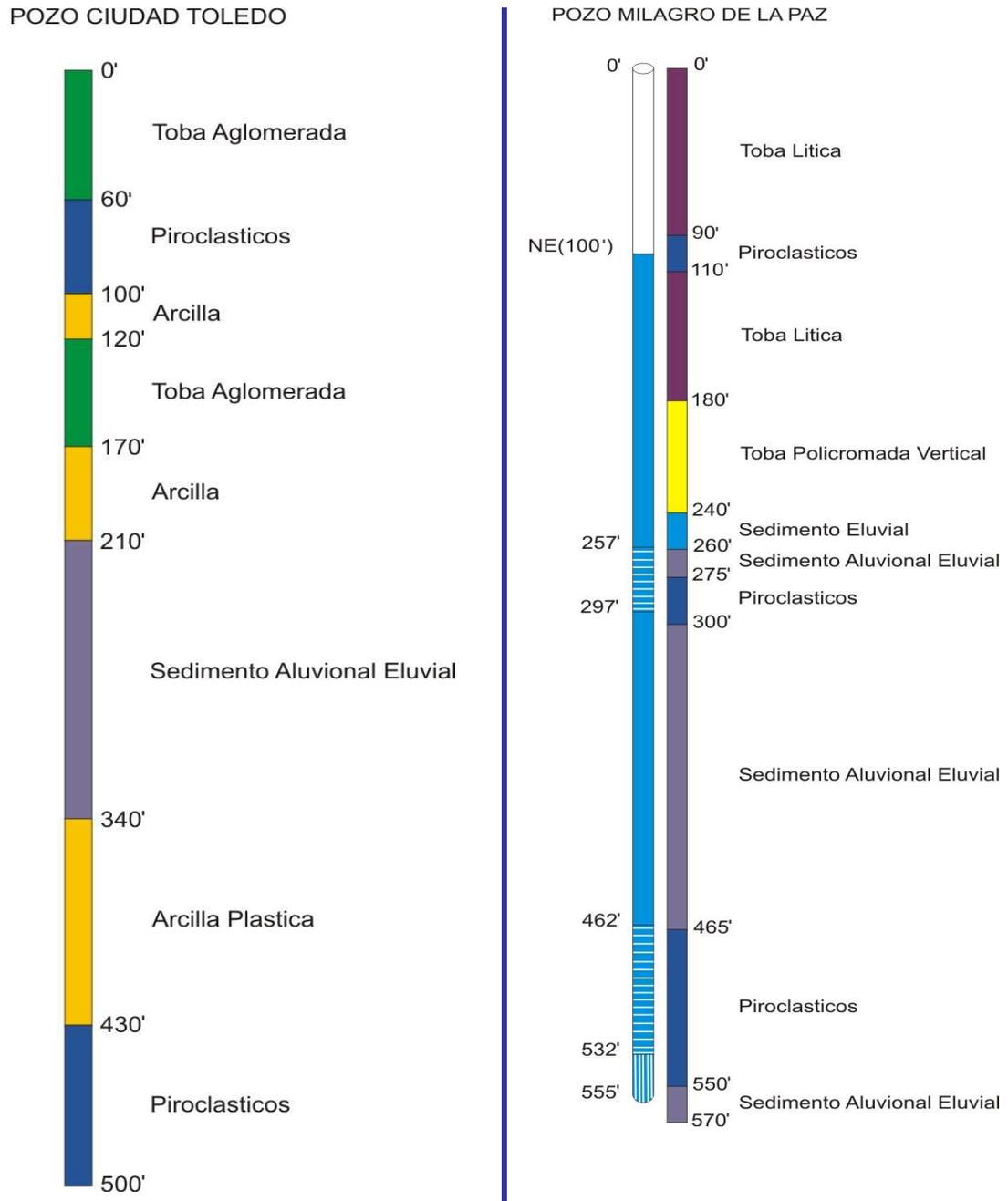


Figura 4.3.8: Columna litológica del pozo de la Colonia Ciudad Toledo y del pozo de la Colonia Milagro De la Paz.

Nivel estático: 100 pies

Longitud de rejilla: 110 pies

Estrato de acuífero: 313 pies

■ Geometría del Acuífero.

El Acuífero “San Miguel”, se encuentra donde se asienta la ciudad; y es del cual se abastece actualmente la población. Dicha sub cuenca posee un área de 56.2 km², perímetro de 40.3 km, sus elevaciones oscilan entre 90 m.s.n.m a 2000 m.s.n.m con una pendiente media de 24 %.

En cuanto a los límites, se puede decir que existe una continuidad de flujo con otras formaciones acuíferas desde la subcuenca del Río El Jute hasta la subcuenca del Río San Esteban; el limite inferior es el Rió Grande de San Miguel ubicado al oriente y a partir de ahí se extiende hacia las alturas del macizo volcánico “Chaparrastique”.

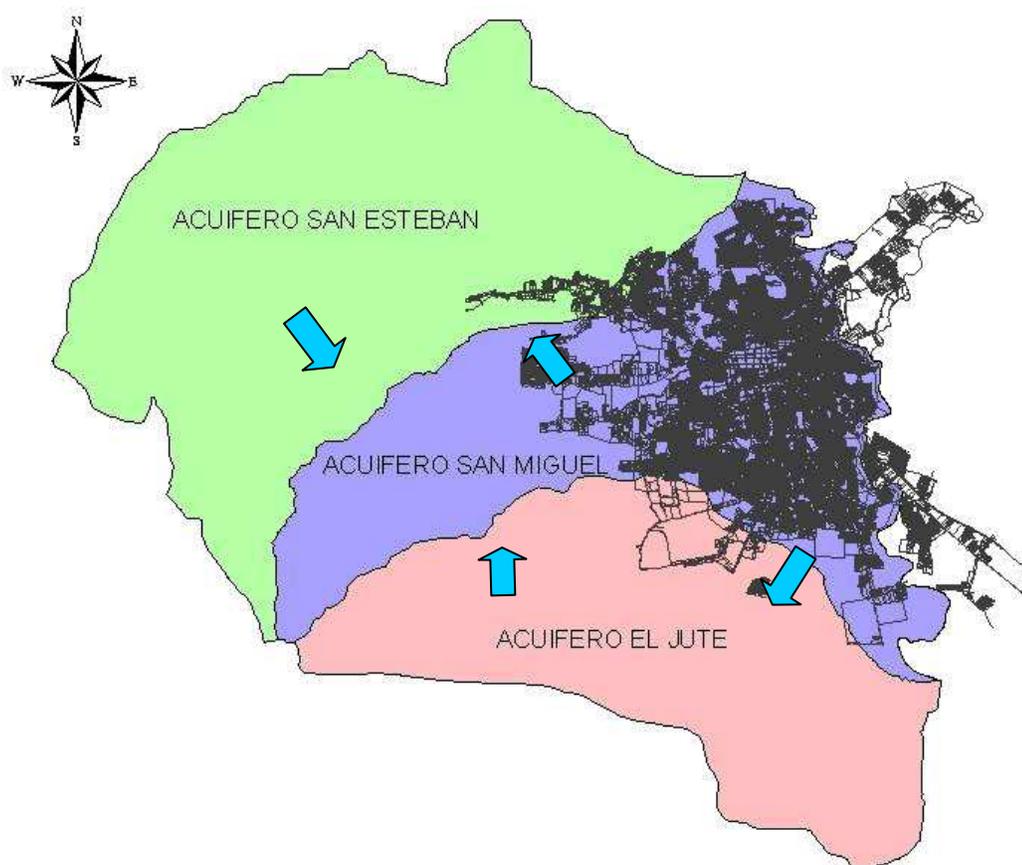


Figura 4.3.9: Continuidad de flujo existente entre los acuíferos “San Miguel”, “El Jute” y “San Esteban”

Por tal motivo para comprobar esa continuidad de flujo es que se procedió a tomar el valor de la conductividad eléctrica al agua de los distintos pozos domésticos de la ciudad; ya que esta representa como la huella del agua (característica) y si estos valores nos daban diferentes

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

implicaba que hay presencia de distintas clases de aguas que se mezclan al llegar a esta formación acuífera.

Para obtener la conductividad se aprovecho la visita a los pozos para tener sus niveles estáticos y tomar una muestra de agua para el análisis físico-químico, pues ahí se colocaba el conductivímetro al recipiente y obteníamos la lectura.



Figura 4.3.10: Obtención de la conductividad eléctrica de las aguas del acuífero “San Miguel”

De acuerdo a los resultados que se presentan en las siguientes tablas, hay tres rangos de valores que predominan para los sectores estudiados: 800 a 1200; 600 a 900 y 500 a 700. Por lo que se puede concluir que a la formación en estudio llegan aguas de los otros acuíferos que lo rodean, debido a que las aguas de cada cuerpo subterráneo tienen su propia característica y en nuestro caso estamos obteniendo distintos valores.

Zona Central de la Ciudad de San Miguel.

POZO	CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA (mhos)
Avenida Jose Simeón cañas, Casa # 912	960
3ª avenida sur casa # 803-B, Barrio San Nicolas	970
3 calle oriente casa # 306, Barrio El Calvario	890
8ª Avenida Sur, frente al Rastro Municipal	820

Tabla 4.3.1: Resultados de conductividad de la zona Central de San Miguel

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**

Zona Norte de la Ciudad de San Miguel.

POZO	CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA (mhos)
18 calle oriente casa # 1, Colonia Esperanza	1060
4ª Avenida Norte, contiguo a Motel Palmera	1260
22 calle oriente casa # 1, Colonia Esperanza	880
Calle Principal casa # 11, Colonia Granillo	1280
22 calle oriente pasaje 2, Colonia López	870
Calle Alemán casa # 19, Colonia Betania	1090
Avenida san francisco de asís Casa # 4, Col. Vista Hermosa	810
Calle Cuscatlán casa # 2, Colonia Altos de la Cueva	810
Colonia San Carlos	810
Pasaje Guatemala 1 casa # 26, Colonia San Carlos	840
Final 11 Avenida Norte, Colonia San Carlos	790

Tabla 4.3.2: Resultados de conductividad de la zona norte de San Miguel

Zona Poniente de la Ciudad de San Miguel.

POZO	CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA (mhos)
Avenida 5 de enero, Colonia Milagro de La Paz	870
Unidad de Salud, Colonia Milagro de La Paz	860
7ª avenida sur casa # 1108, Colonia Santa Julia	870
Calle a Montegrande casa # 1120, Colonia Santa Julia	870
7ª Avenida Sur, Casa # 911	840
Zona alta final, Colonia Milagro de La Paz	910
Pasaje Buenos Aires casa # 717, Colonia Ciudad Jardín	700
Pasaje 1 casa # 8, Colonia Santa María	640
Calle Chaparrastique casa # 16, Colonia Ciudad Jardín	690
Caserío La Cruz, Cantón El Amate	910
Cantón el Amate	600

Tabla 4.3.3: Resultados de conductividad de la zona Poniente de San Miguel

Zona Oriente de la Ciudad de San Miguel.

POZO	CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA
Avenida La Unión, Colonia Brisas del Río # 2	740
14 calle oriente, Colonia 15 de Septiembre	950
Pasaje Cuscatlán, Colonia Prados de San Miguel	810
Pasaje Carranza, Colonia San José	920

Tabla 4.3.4: Resultados de conductividad de la zona Oriente de San Miguel

Zona Sur de la Ciudad de San Miguel.

POZO	CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA (mhos)
Calle principal casa # 24, Lotificación San Pablo	670
Cantón El Jute, Colonia Santa Beatriz	550
Senda 2 casa # 14, Polígono B-5; Colonia Ciudad Real	500

Tabla 4.3.5: Resultados de conductividad de la zona Sur de San Miguel

Para saber como esta constituido el acuífero; agrupamos los datos de las diferentes columnas litológicas con el objeto de identificar la composición de materiales de la formación por zonas. De acuerdo a los perfiles estratigráficos que se elaboraron (Ver mapa 19 en adelante) podemos decir que:

Hacia el poniente del acuífero por el sector de la Pacifica es donde encontramos los mayores espesores de estratos de lava; los cuales están intercalados con estratos menores de sedimentos aluviales, tobas y piroclásticos. Siempre hacia el poniente pero por el sector de la colonia Milagro de La Paz se encuentran los estratos mayores de tobas (basaltos) intercalándose con pequeños espesores de sedimentos y piroclásticos.

Al oriente del acuífero “San Miguel” por la zona de la San Carlos, Prados de San Miguel, Belén, Centro de Gobierno; los estratos de sedimentos (aluvial, fluvial, eluvial, arenas) son mas

pronunciados y están intercalados en algunas zonas con estratos de espesor pequeño de piroclásticos y arcilla en algunos casos.

Hacia el norte del acuífero volvemos a encontrar estratos de lava de espesor considerable por el sector de Lomas de Chaparrastique; los cuales se superponen como en la mayoría de la formación acuífera en estudio con sedimentos, piroclásticos y tobas, algunos en menor proporción que otros.

No se pudo determinar espesores del acuífero por zonas, ya que no se obtuvieron para todos los pozos que poseían litología valores de niveles estáticos; y esta es una condición que permite ir construyendo cómo va el techo de la formación acuífera.

Las mayores profundidades perforadas sobrepasan los 600 pies (183 mt) en pozos como el de la colonia Ciudad Pacifica, Centro de Gobierno y el de Lomas de Chaparrastique. En los pozos de la planta de bombeo Belén y Hirleman se ha perforado menos, aproximadamente 200 pies (61 mt).

■ *Hidroquímica y calidad del agua del acuífero.*

La Hidroquímica y calidad del agua del acuífero es un aspecto importante a tomar en cuenta para la recarga artificial; debido a que es necesario conocer el estado en que se encuentra el cuerpo receptor, es decir, las formaciones subterráneas que recibirán los excedentes hídricos (aguas lluvias) y así poder determinar si es adecuado realizar la recarga sin dañar la calidad del elemento al entrar en contacto ambas aguas.

Puntos de Muestreo.

La recolección de la muestra es un punto crítico en el procedimiento de la evaluación de la calidad del agua. La selección del punto de muestreo tiene como requisito principal que la muestra sea representativa del sistema, del componente, de las fuentes de agua, del reservorio, etc. En nuestro estudio cuando se hizo el levantamiento de pozos domésticos de la ciudad de San Miguel para obtener el nivel estático, se aprovecho a tomar las muestras de agua para su respectivo análisis; en un recipiente que estuviera completamente limpio y luego se procedía a identificarlo clara y correctamente anotando la dirección, un numero asignado a la muestra del pozo y el día en que fue tomada la muestra.



Figura 4.3.11: toma de muestra de agua para el análisis físico – químico.

De manera que se tiene una cantidad de 30 pozos de donde se obtuvo una muestra de agua. El número que tiene asignado cada pozo es el mismo que se le dio cuando se hizo el levantamiento

de los niveles estáticos, por tal razón, la dirección de los puntos de muestreo se coloca después de cada diagrama de Piper.

Caracterización de las aguas.

Para la determinación del análisis físico – químico se llevaron las muestras al laboratorio “O.M JUAREZ CONSULTORES”, donde se encontraron los valores de los distintos elementos y cuyos resultados se encuentran en el anexo 3.



Figura 4.3.12: Realización de pruebas de laboratorio de la calidad del agua del acuífero.

A partir de los resultados se introducen estos datos al programa SIHI (Sistema de Información Hídrico), desarrollado por el proyecto FORGAES de la Unión Europea; con lo cual obtenemos los diagramas de Piper.

El diagrama de Piper traza los iones principales como porcentajes de miliequivalentes en dos triángulos bajos. Los cationes totales y los aniones totales se fijan iguales a 100% y los puntos de referencias en los dos triángulos se proyectan sobre una rejilla adyacente. Este diagrama revela

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

características y las relaciones útiles entre los iones. El propósito principal del diagrama de Piper es indicar las muestras que tienen composiciones similares.

Se generan diagramas para 5 zonas importantes de la ciudad; el programa le asigna un número a cada muestra por lo que después de cada diagrama se coloca el número de pozo al que corresponde y la dirección donde se tomó. Los cuales se muestran a continuación:

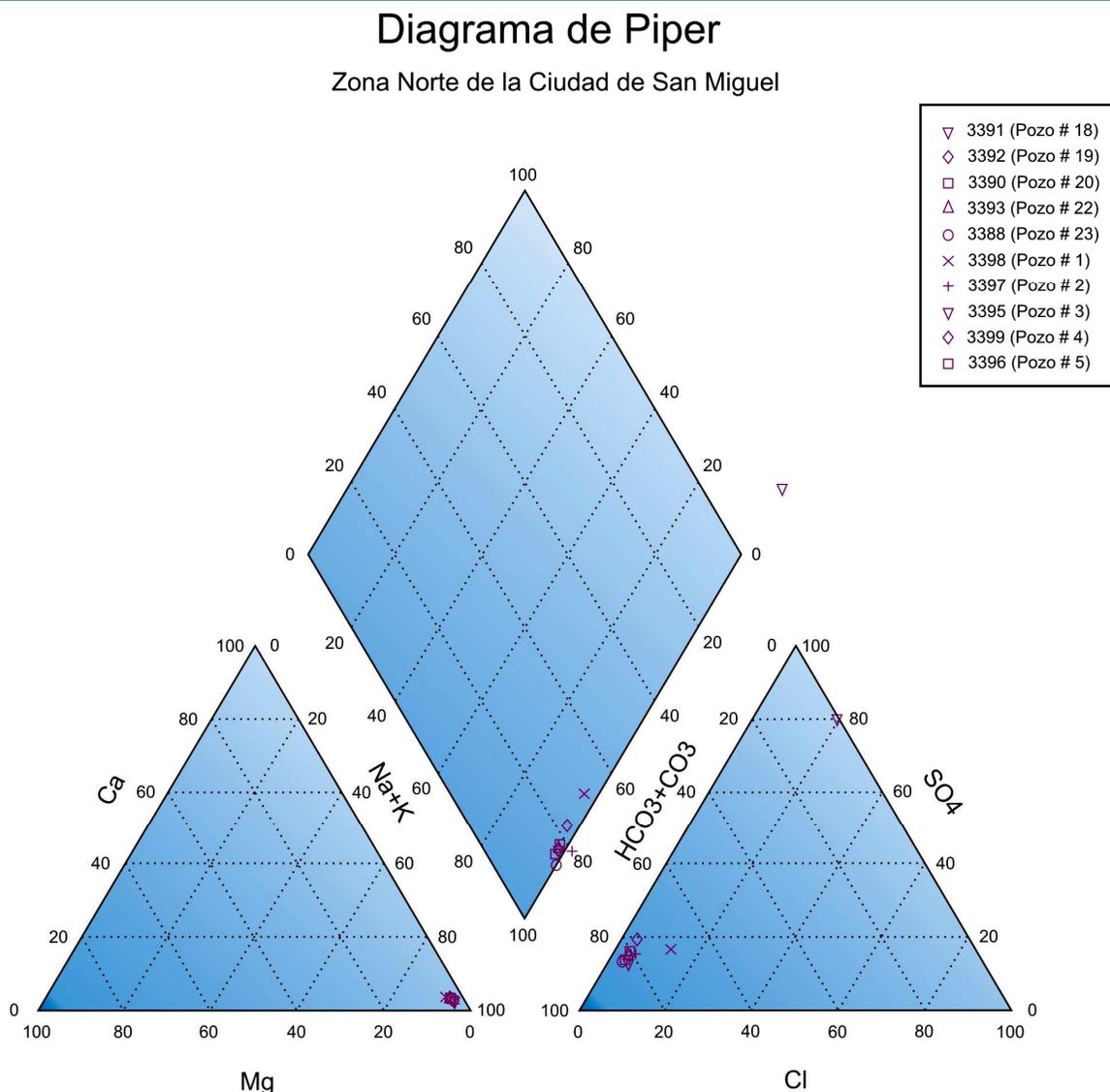


Figura 4.3.13: Diagrama de Piper de las aguas subterráneas de la zona norte de la Ciudad de San Miguel.

3391. (POZO # 18)

Dirección: Calle Alemán casa #19, Colonia Betania.

3392. (POZO # 19)

Dirección: Avenida san francisco de asís Casa #4, Colonia Vista Hermosa.

3390. (POZO # 20)

Dirección: Calle Cuscatlán casa #2, Colonia Altos de la Cueva.

3393. (POZO # 22)

Dirección: Pasaje Guatemala 1 casa #26, Colonia San Carlos.

3388. (POZO 23)

Dirección: Final 11 Avenida Norte, Colonia San Carlos.

3398. (POZO # 1)

Dirección: 18 calle oriente casa #1, Colonia Esperanza.

3397. (POZO # 2)

Dirección: 4ª Avenida Norte, contiguo a Motel Palmera.

3395. (POZO # 3)

Dirección: 22 calle oriente casa #1, Colonia Esperanza.

3399. (POZO # 4)

Dirección: Calle Principal casa #11, Colonia Granillo.

3396. (POZO # 5)

Dirección: 22 calle oriente pasaje 2, Colonia López.

Diagrama de Piper

Zona Oriente de la Ciudad de San Miguel

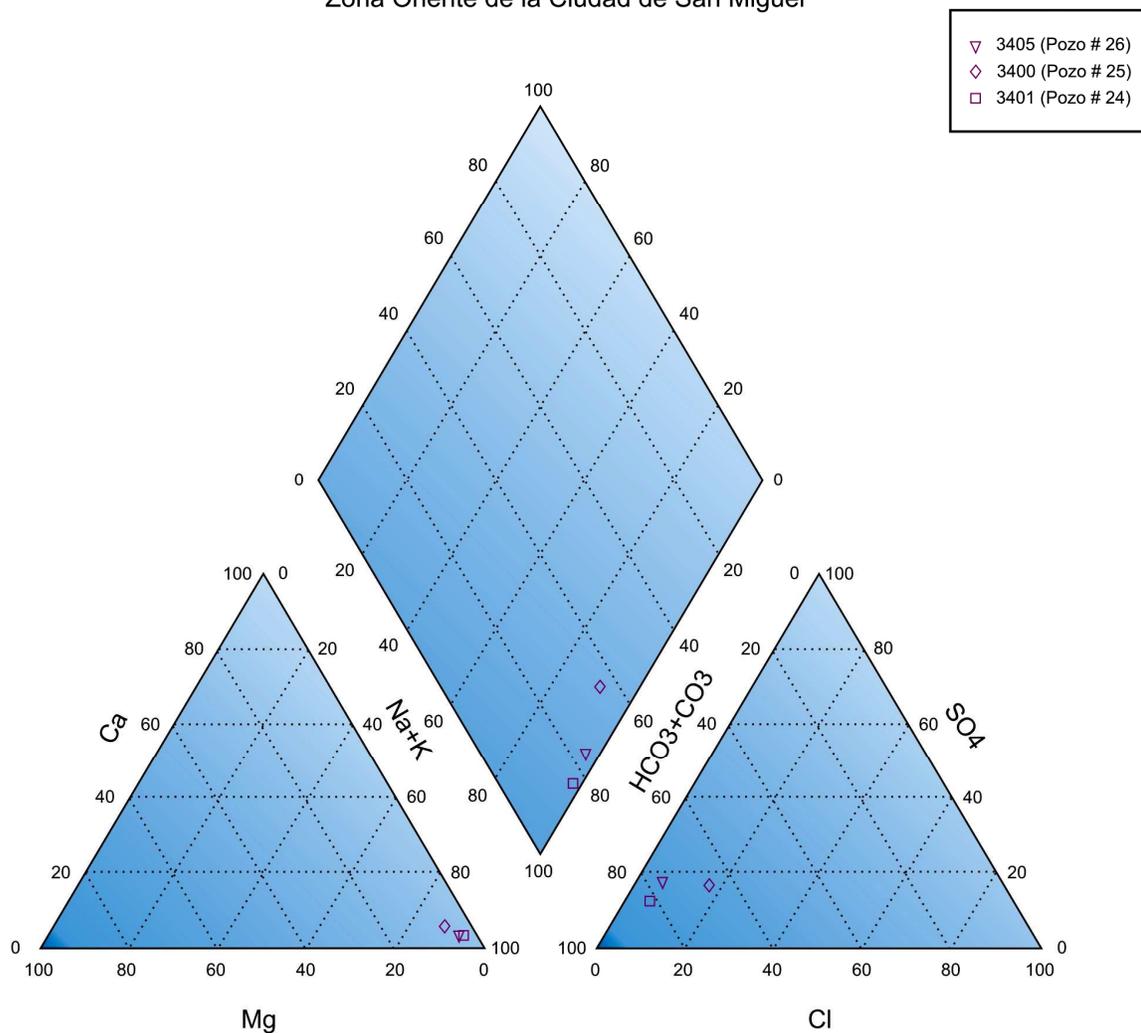


Figura 4.3.14: Diagrama de Piper de las aguas subterráneas de la zona oriente de la Ciudad de San Miguel.

3405. (POZO # 26)

Dirección: Pasaje Cuscatlán, Colonia Prados de San Miguel.

3400. (POZO # 25)

Dirección: 14 calle oriente, Colonia 15 de Septiembre.

3401. (POZO # 24)

Dirección: Avenida La Unión, colonia Brisas del Río #2.

Diagrama de Piper

Zona Poniente y Sur Poniente de la Ciudad de San Miguel

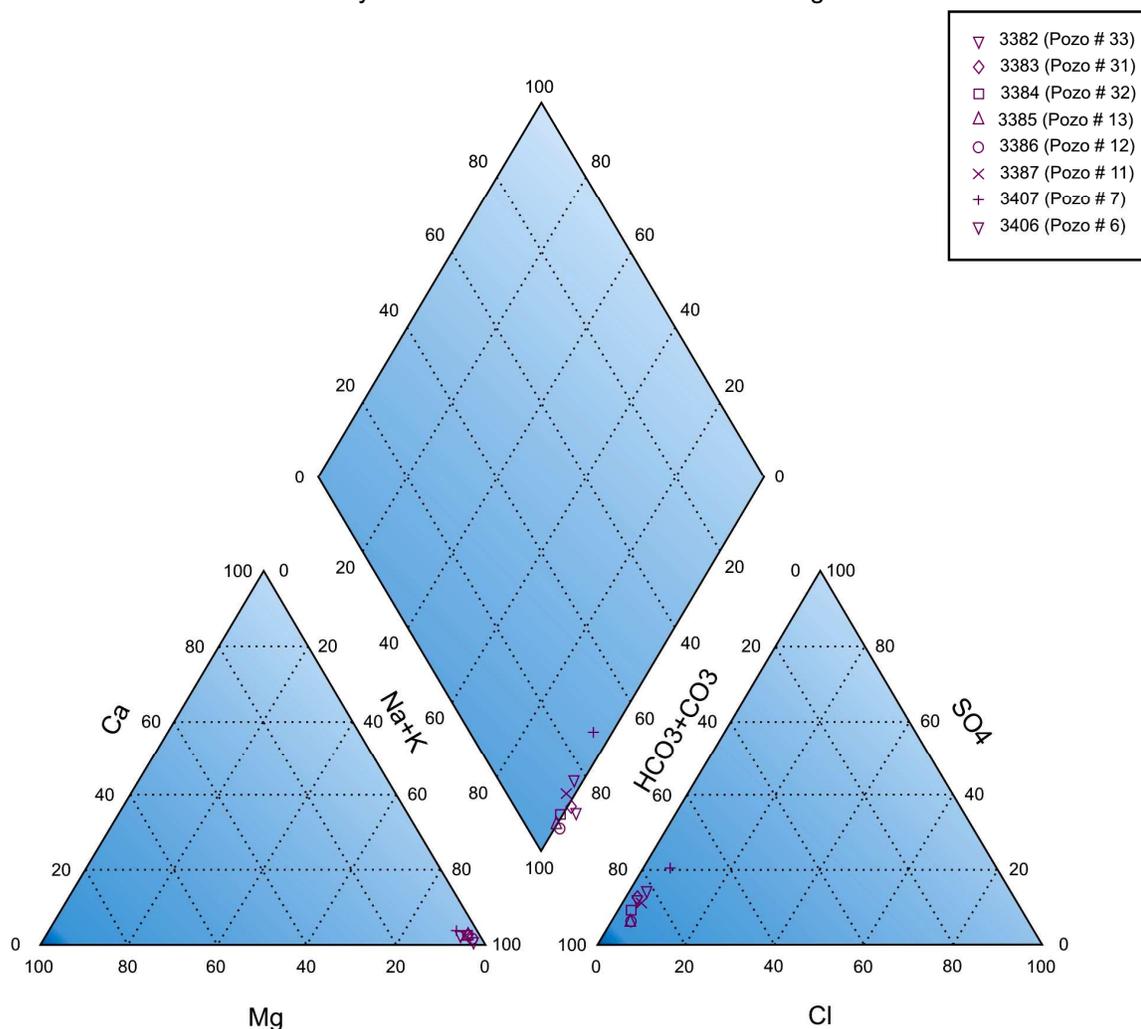


Figura 4.3.15: Diagrama de Piper de las aguas subterráneas de la zona poniente y sur poniente de la Ciudad de San Miguel.

3382. (POZO # 33)

Dirección: Zona alta final, colonia Milagro de La Paz.

3383. (POZO # 31)

Dirección: Caserío La Cruz, cantón El Amate.

3384. (POZO # 32)

Dirección: Cantón el Amate.

3385. (POZO # 13)

Dirección: Calle Chaparrastique casa #16, Colonia Ciudad Jardín.

3386 (POZO # 12)

Dirección: Pasaje 1 casa #8, Colonia Santa María.

3387. (POZO # 11)

Dirección: Pasaje Buenos Aires casa #717, Colonia Ciudad Jardín.

3407. (POZO # 7)

Dirección: Unidad de Salud, colonia Milagro de La Paz.

3406. (POZO # 6)

Dirección: Avenida 5 de enero, Colonia Milagro de La Paz.

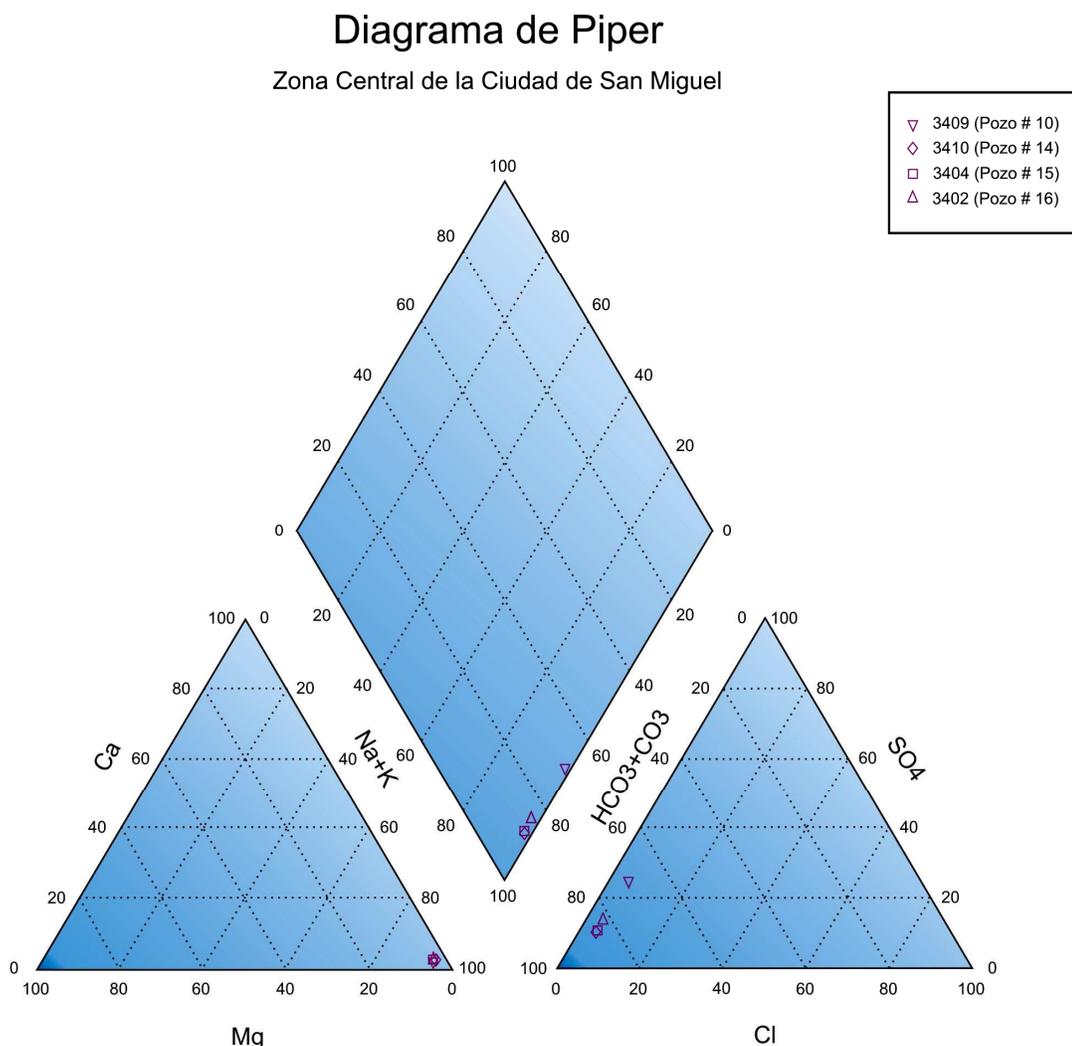


Figura 4.3.16: Diagrama de Piper de las aguas subterráneas de la zona central de la Ciudad de San Miguel.

3409. (POZO # 10) Dirección: 7ª Avenida Sur, Casa #911

3410. (POZO # 14) Dirección: Avenida Jose Simeón cañas, Casa #912.

3404. (POZO # 15) Dirección: 3ª avenida sur casa #803-B, Barrio San Nicolas

3402. (POZO # 16) Dirección: 3 calle oriente casa #306, Barrio El Calvario.

Diagrama de Piper

Zona Sur de la Ciudad de San Miguel

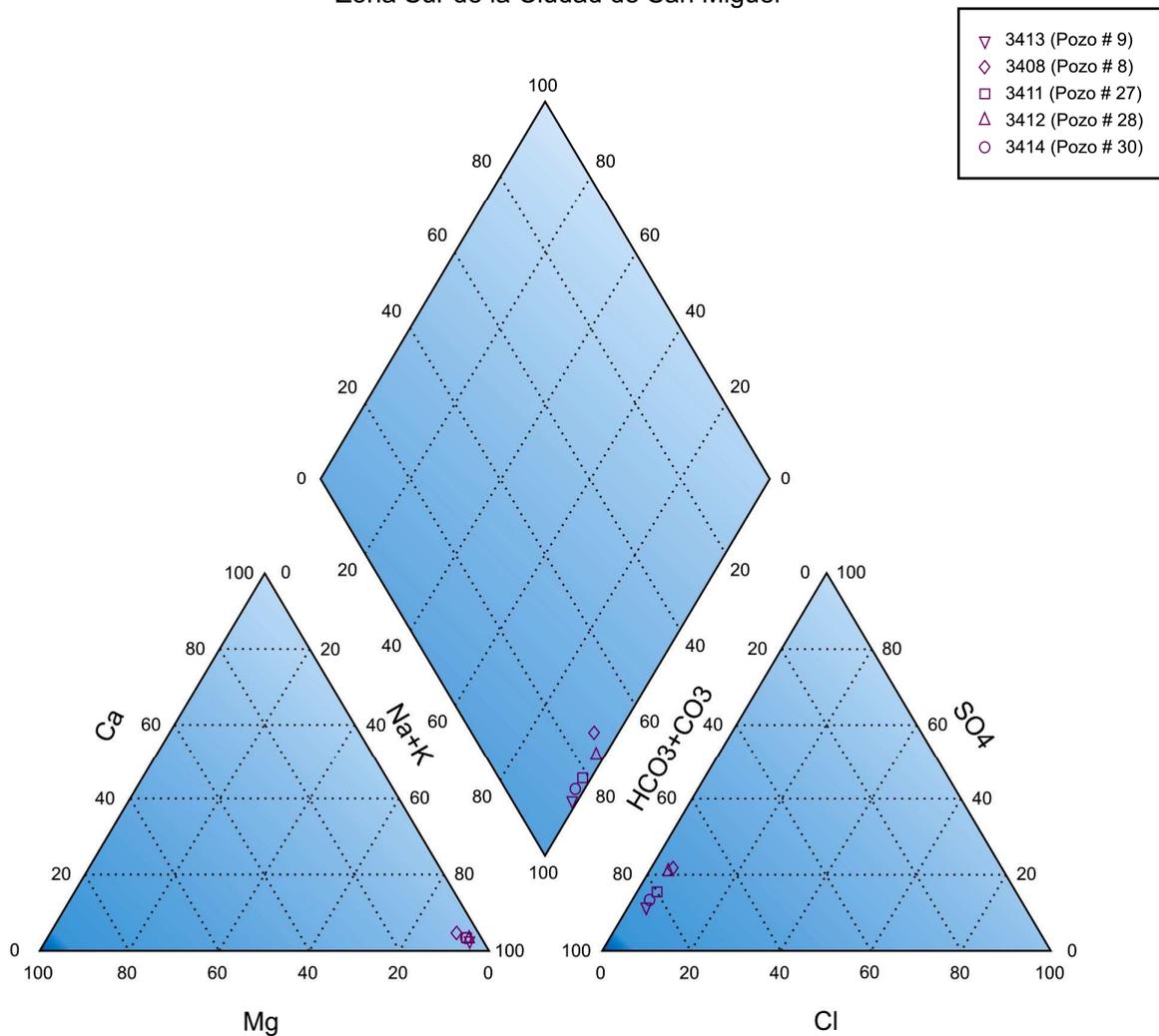


Figura 4.3.17: Diagrama de Piper de las aguas subterráneas de la zona sur de la Ciudad de San Miguel.

3413. (POZO # 9)

Dirección: calle a Montegrande casa #1120, Colonia Santa Julia.

3408. (POZO # 8)

Dirección: 7^a avenida sur casa #1108, Colonia Santa Julia.

3411. (POZO #27)

Dirección: Pasaje Carranza, Colonia San José.

3412. (POZO # 28)

Dirección: Calle principal casa #24, Lotificación San Pablo.

3414. (POZO # 30)

Dirección: Senda 2 casa #14, Polígono B-5; Colonia Ciudad Real.

Interpretación Hidrogeoquímica.

Mediante los diagramas de Piper estudiamos la variación y la evolución de los índices de calidad hidroquímicos de las aguas de la Ciudad de San Miguel, es decir, aguas drenadas mediante las columnas de infiltración.

Las aguas de la Zona Oriente, son aguas calcicas y bicarbonatadas. En la Zona Sur predominan las aguas mixtas, es decir, calcicas, bicarbonatadas y magnésicas. Para la Zona Norte y Central son aguas bicarbonatadas. En la Zona Poniente y Sur Poniente se caracterizan por ser aguas bicarbonatadas y mixtas.

Debido a que en la Ciudad de San Miguel su formación geológica en sus estratos primarios está formado por depósitos aluvionales, Piroclastos y andesitas; permite la incorporación de CO₂ (dióxido de carbono) y O₂ (oxígeno) durante los procesos de percolación. Para citar un ejemplo, en la zona poniente hay existencia de escoria volcánica que por su alta porosidad permite una alta disolución de gases e infiltración; por la influencia gravitacional esta agua satura la zona vadosa hasta llegar al acuífero, generando durante el recorrido una reacción hidrogeoquímica que permite la caracterización típica de las aguas de San Miguel entre semi-duras a duras.

Lo que establece que no hay existencia de aguas sulfatadas con predominio. Esto permite que en las aguas de la Ciudad de San Miguel exista la mayor probabilidad de formación de sales bicarbonatadas calcicas.

De modo que el aporte de las agua lluvias al Acuífero, no tendría mayor impacto sobre la calidad del recurso. Se tendrían problemas para generar la recarga artificial al obtener agua sulfatadas y estas entrarán en contacto con las aguas de lluvia.

Piezometría.

Para tener una idea de cómo ha ido evolucionando el nivel piezométrico a lo largo de los últimos años en la zona de estudio, se recavó informes de ANDA sobre el estado de los pozos en las Plantas de Bombeo que ellos han realizado; en dicha información se presentan el nivel piezométrico para cada pozo de los años: 1998, 2000, 2002 y 2004 (**ver anexo 5**). A continuación se presenta una tabla en la cual se puede apreciar el descenso del nivel de agua en los últimos años.

NIVEL PIEZOMETRICO PROMEDIO (m.s.n.m)	1998	2000	2002	2004
Pozos Planta de bombeo “El Jalacatal”	119	118	114	114
Pozo #1 planta de bombeo “El Sitio”	159	157	127	131
Pozo #2 Planta de bombeo “El Sitio”	136	135	135	135
Pozo Planta de bombeo “El Molino”	79	78	75	80
Pozos Planta de bombeo “Belén”	89	88	87	86
Pozo #1 planta de bombeo “Centro de Gobierno”	95	-	95	94
Pozo #2 planta de bombeo “Centro de Gobierno”	-	92	90	88
Pozos Planta de bombeo “La Paz”	107	105	100	95
Pozos Planta de bombeo “Ciudad Real”	79	78	75	75
Pozo Planta de bombeo “Lomas de Chaparrastique”	-	-	125	122
Pozos Planta de bombeo “Hirleman”	117	117	117	116
Pozo Planta de bombeo “Residencial El Sitio”	126	125	125	125

Tabla 4.3.6: Nivel piezométrico promedio (1998-2004) de pozos de la zona de estudio (Fuente: ANDA)

Para poder representar la Piezometría del Acuífero “San Miguel” se generan Mapas de Isopiezas, los cuales consisten en presentar a que elevación respecto al nivel del mar se encuentra la superficie del agua subterránea en un determinado lugar. Se procedió a hacer un levantamiento de pozos domésticos en distintos puntos de la Ciudad de San Miguel (**ver anexo 4**), para tomar los niveles estáticos de cada uno de ellos y poder generar el mapa de isopiezas del 2006, el cual se puede apreciar en **mapa No 12**.

De acuerdo a las mediciones que se realizaron en los distintos pozos domésticos, se puede decir que:

La profundidad del agua subterránea varía con el lugar; a medida nos acercamos a las faldas del volcán se encuentra mas profunda. En la zona del Cantón El Amate el agua se encuentra a:

50 mt de profundidad  nivel piezométrico de casi los 125 m.s.n.m

En el valle o parte central de la ciudad está entre: los 8 y 20 mt de profundidad. Hacia el sur de la ciudad en la zona de la Colonia Ciudad Real se ubica a los 9 mt y 10 mt de profundidad.

Donde se encuentra más cercana a la superficie es hacia el norte de la ciudad a medida se acerca al Río Grande de San Miguel; por las colonias Esperanza, López, Granillo y Betania, entre los:

4 a 6mt de profundidad  un nivel piezométrico entre 94 – 104 m.s.n.m.

■ *Zonas de Drenaje o Descarga.*

Las zonas de drenaje de un acuífero son los lugares por los cuales tiene salidas el sistema o embalse subterráneo, las cuales pueden ser provocadas o naturales.

El Acuífero “San Miguel”, tiene sus descargas a través de las extracciones que se realizan por medio de pozos profundos para el abastecimiento de agua a la población de la Ciudad de San Miguel. Según datos estimados el suministro alcanza los 300 l/seg.

Otra forma de drenaje que tiene el acuífero en estudio es a través de las salidas naturales; estas áreas de descarga se localizan en: El Río Grande de San Miguel, salidas hacia otros acuíferos pues está intercomunicado con el acuífero El Jute y San Esteban, y en el Manantial Altos de La Cueva el cual brota a la superficie a la cota 100 m.s.n.m.



Figura 4.3.18: Manantial “La Cueva”

Este manantial sirve para abastecer al Parque Acuático “Altos de La Cueva”, para luego hacer la descarga hacia el río Grande de San Miguel.

4.3.2 CARACTERÍSTICAS HIDRODINÁMICAS.

■ *Transmisividad.*

La transmisividad da una idea real de si un acuífero permite una buena o mala circulación de agua, por lo tanto, a mayor transmisividad mejor es la circulación de agua en el subsuelo. Es decir esta característica expresa la cantidad de agua subterránea por unidad de tiempo que puede transmitirse horizontalmente a través de la formación permeable.

Para obtener los siguientes valores se recavó información de las pruebas de bombeo a caudal constante efectuadas en los pozos de ANDA y otros pozos realizados por perforadoras de la ciudad de San Miguel. La información de los aforos se encuentra en el **anexo 7**.

A continuación se presentan los resultados obtenidos utilizando el programa SIHI (Sistema de Información Hídrico) desarrollado por el proyecto FORGAES de la Unión Europea. Dicho programa elabora la gráfica de abatimiento y nos da el valor de T, al introducir los datos de aforo a caudal constante. Utiliza la fórmula de Jacob:

$$T = \frac{264Q}{\Delta S}$$

donde:

T: coeficiente de transmisividad (gal/día/pies)

Q: caudal de bombeo (G.P.M)

ΔS : diferencia de abatimiento por ciclo logarítmico (pies)

Pozo “Urbanización Ciudad Pacifica”.

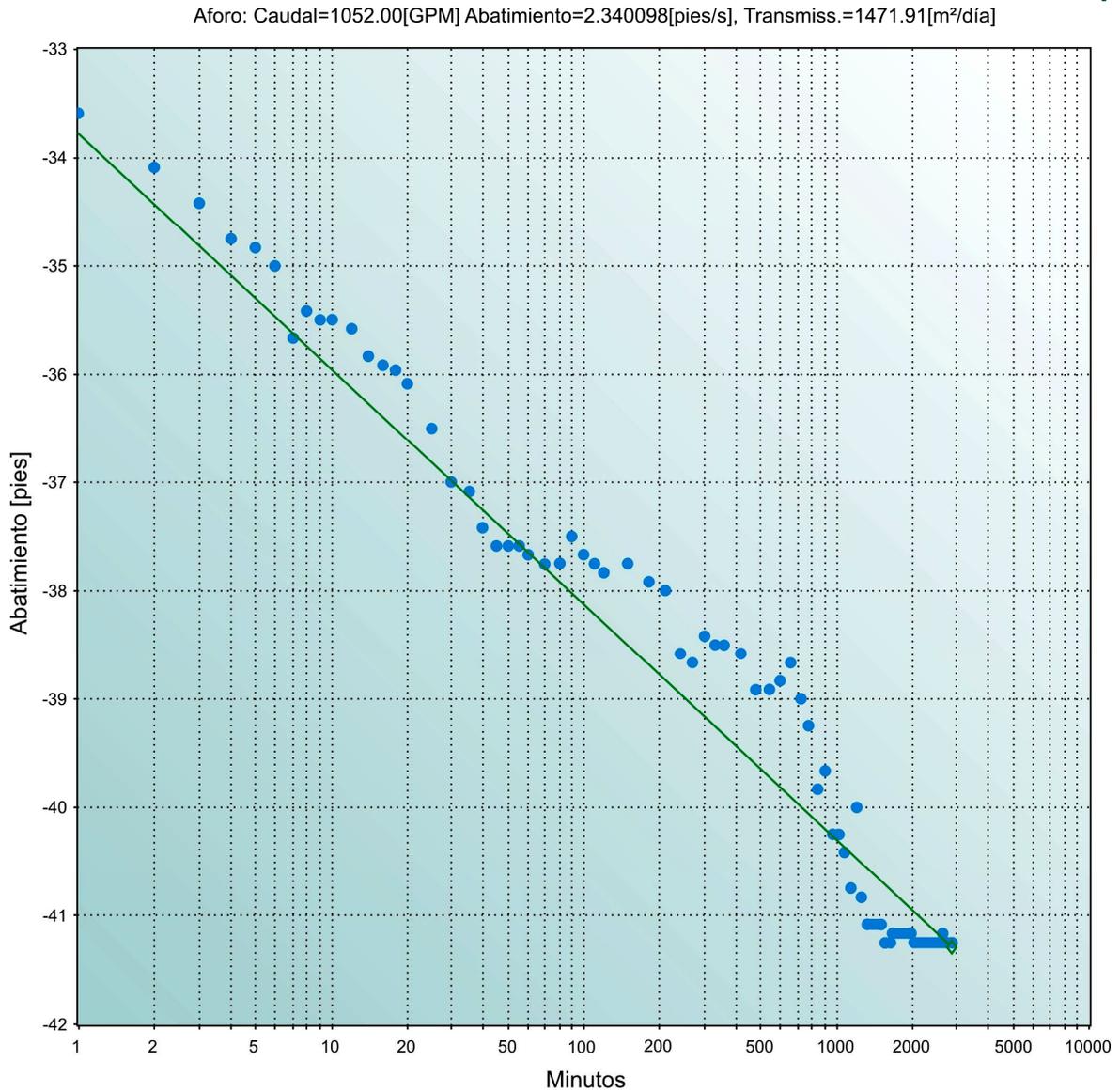


Figura 4.3.19: Grafica de Abatimiento del pozo de la “Urbanización Ciudad Pacifica”.

Datos:

Q = 1052 G.P.M

$\Delta S = 2.340$ pies

$$T = \frac{264(1052)}{2.34}$$

T = 118,687.18 gal/día/pies

T = 1,471.91 m²/día

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Pozo “Cantón El Jalacatal”.

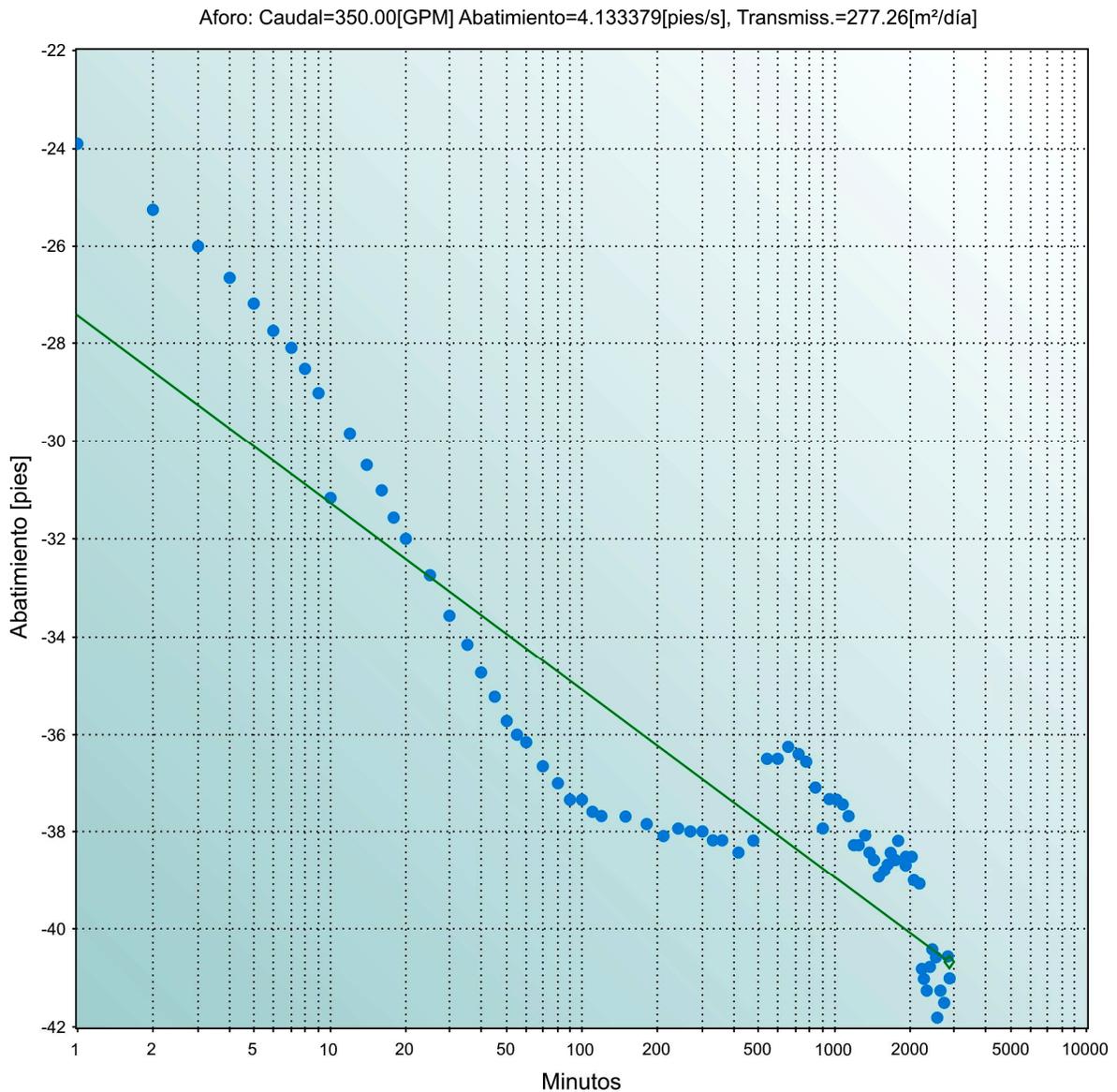


Figura 4.3.20: Gráfica de Abatimiento del pozo del “Cantón El Jalacatal”.

Datos:

$$Q = 350 \text{ G.P.M}$$

$$\Delta S = 4.133 \text{ pies}$$

$$T = \frac{264(350)}{4.133}$$

$$T = 22,356.64 \text{ gal/día/pies}$$

$$T = 277.26 \text{ m}^2/\text{día}$$

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Pozo # 1 “Centro de Gobierno”.

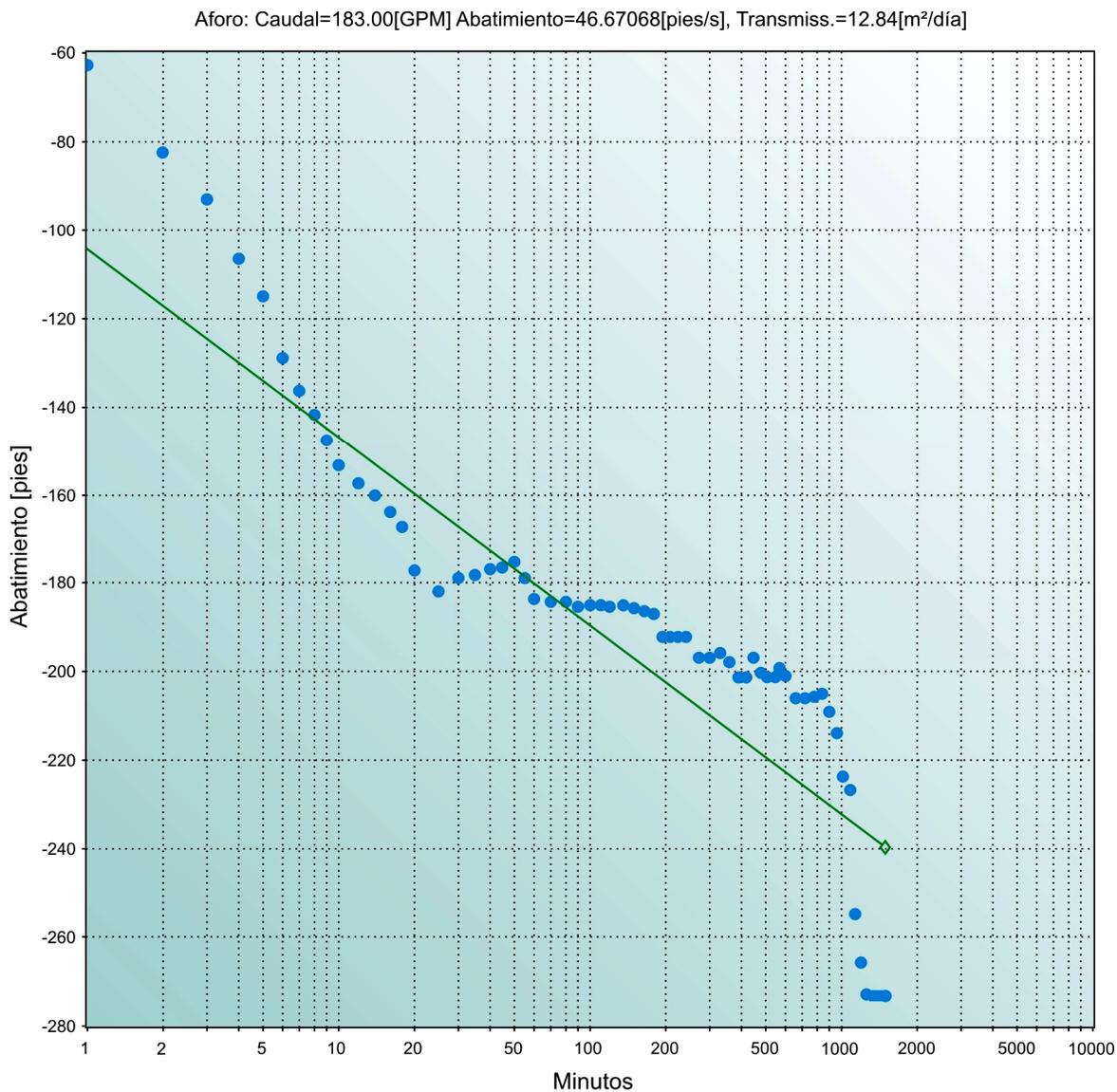


Figura 4.3.21: Gráfica de Abatimiento del pozo # 1 Planta de Bombeo “Centro de Gobierno”.

Datos:

Q = 183 G.P.M

$\Delta S = 46.671$ pies

T = 1,035.16 gal/día/pies

T = 12.84 m²/día

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Pozo # 2 “Centro de Gobierno”.

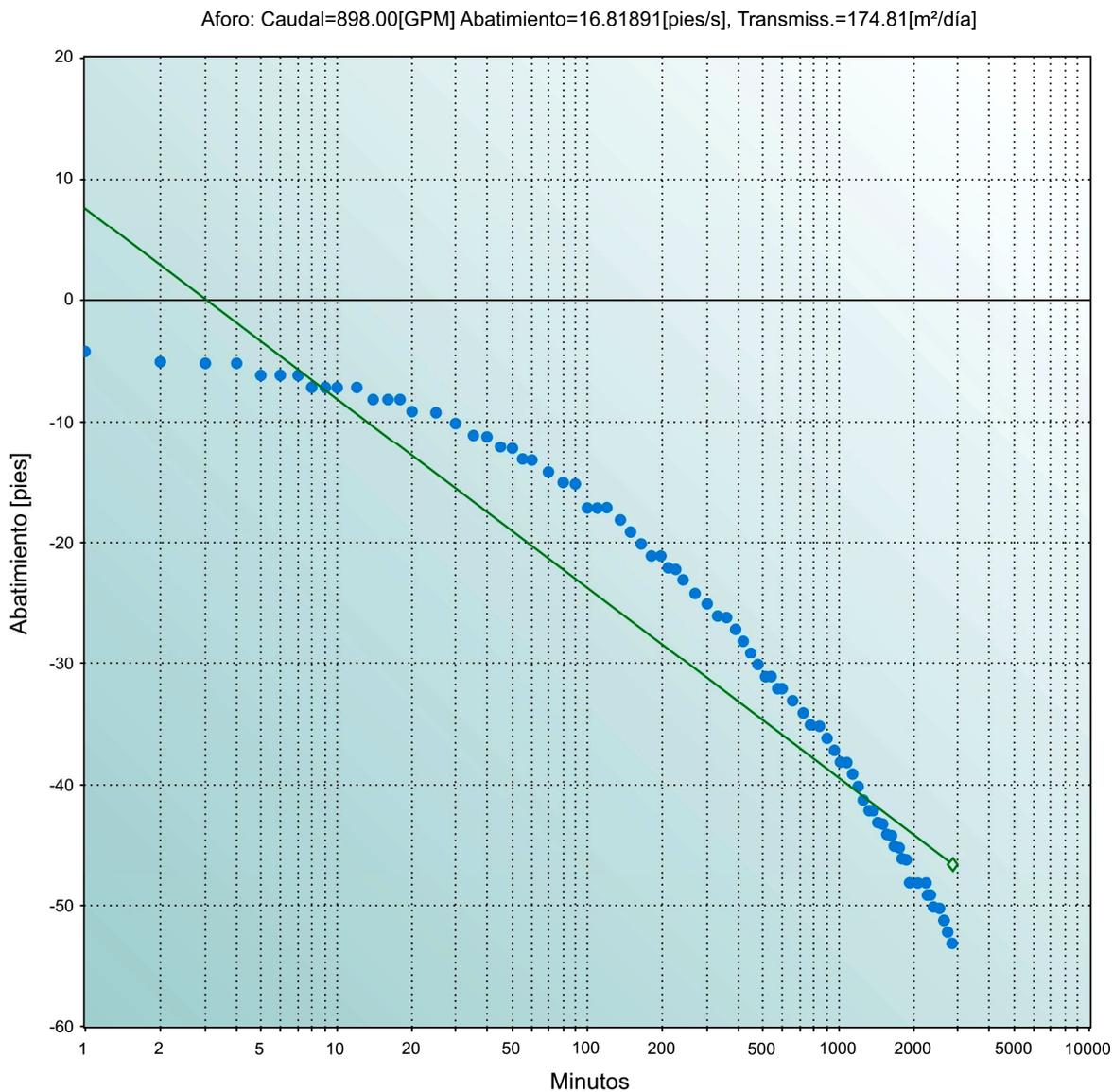


Figura 4.3.22: Gráfica de Abatimiento del pozo # 2 Planta de Bombeo “Centro de Gobierno”.

Datos:

Q = 898 G.P.M

$\Delta S = 16.819$ pies

T = 14,095.49 gal/día/pies

T = 174.81 m²/día

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Pozo # 2 “Planta Bombeo Belén”.

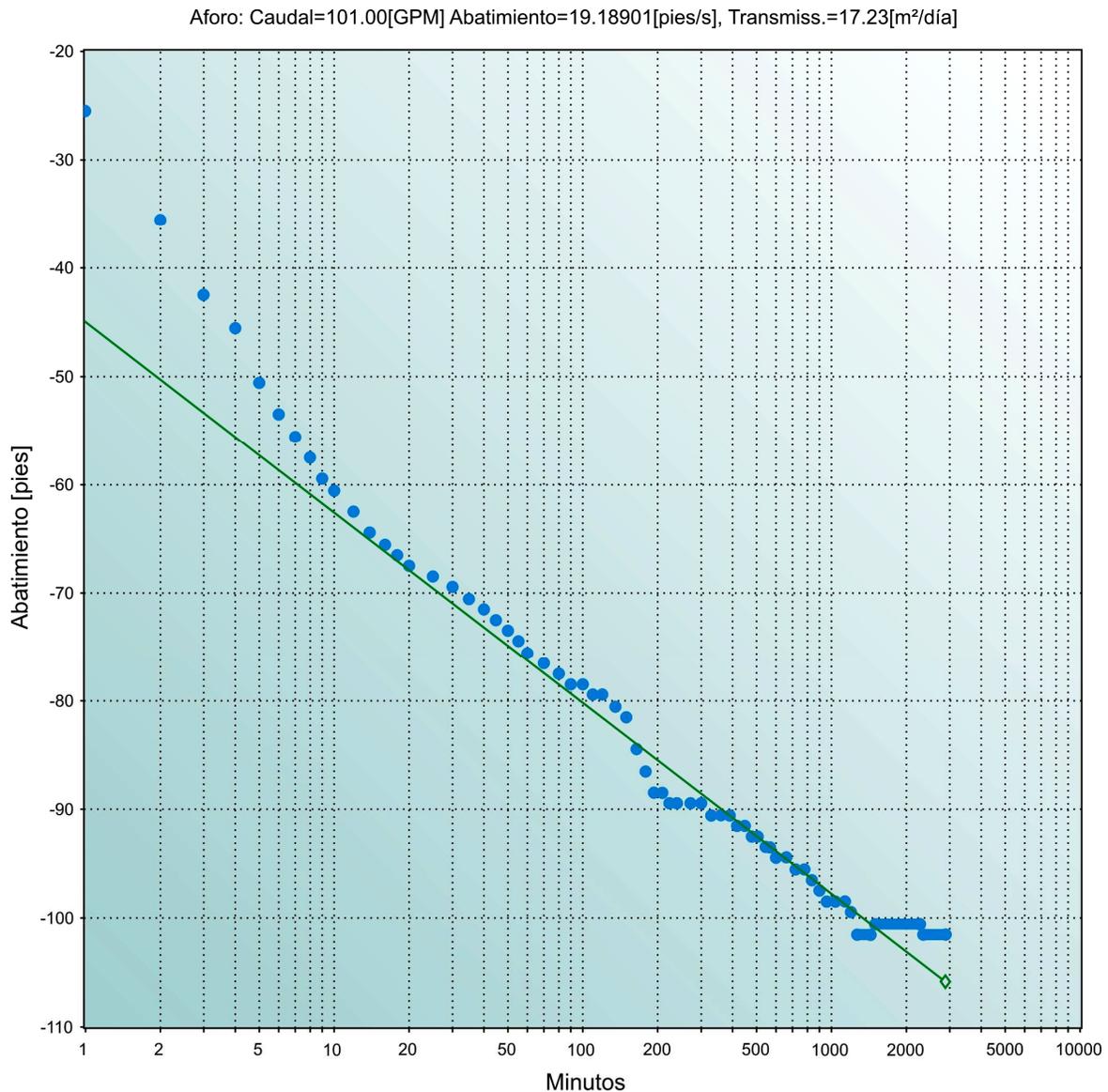


Figura 4.3.23: Grafica de Abatimiento del pozo # 2 Planta de Bombeo “Belén”.

Datos:

Q = 101 G.P.M

$\Delta S = 19.189$ pies

T = 1,389.55 gal/día/pies

T = 17.23 m²/día

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Pozo # 6 “Planta de Bombeo La Paz”.

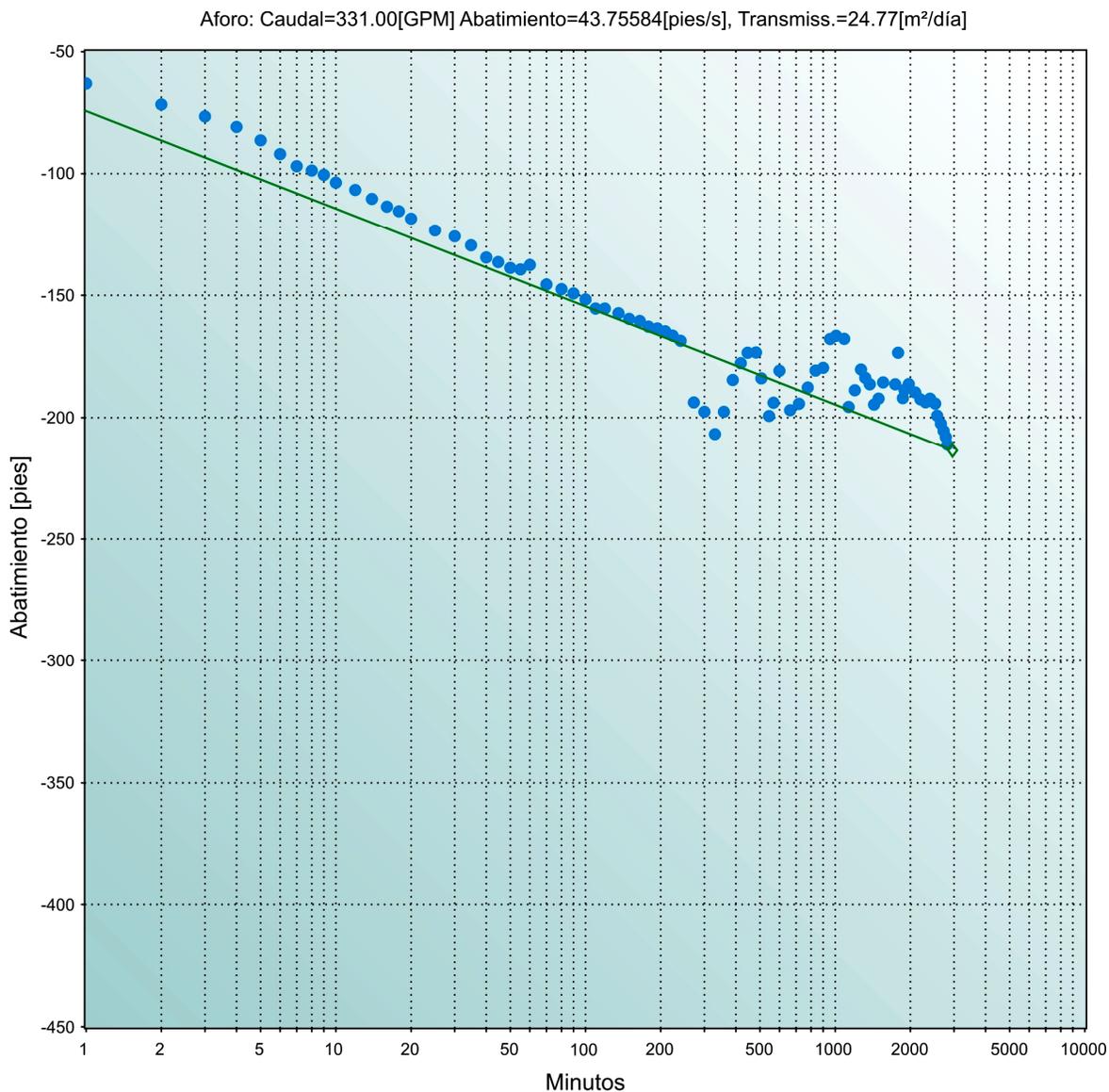


Figura 4.3.24: Gráfica de Abatimiento del pozo # 6 Planta de Bombeo “La Paz”.

Datos:

Q = 331 G.P.M

$\Delta S = 43.756$ pies

T = 1,997.07 gal/día/pies

T = **24.77 m²/día**

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Pozo “Colonia Prados de San Miguel”.

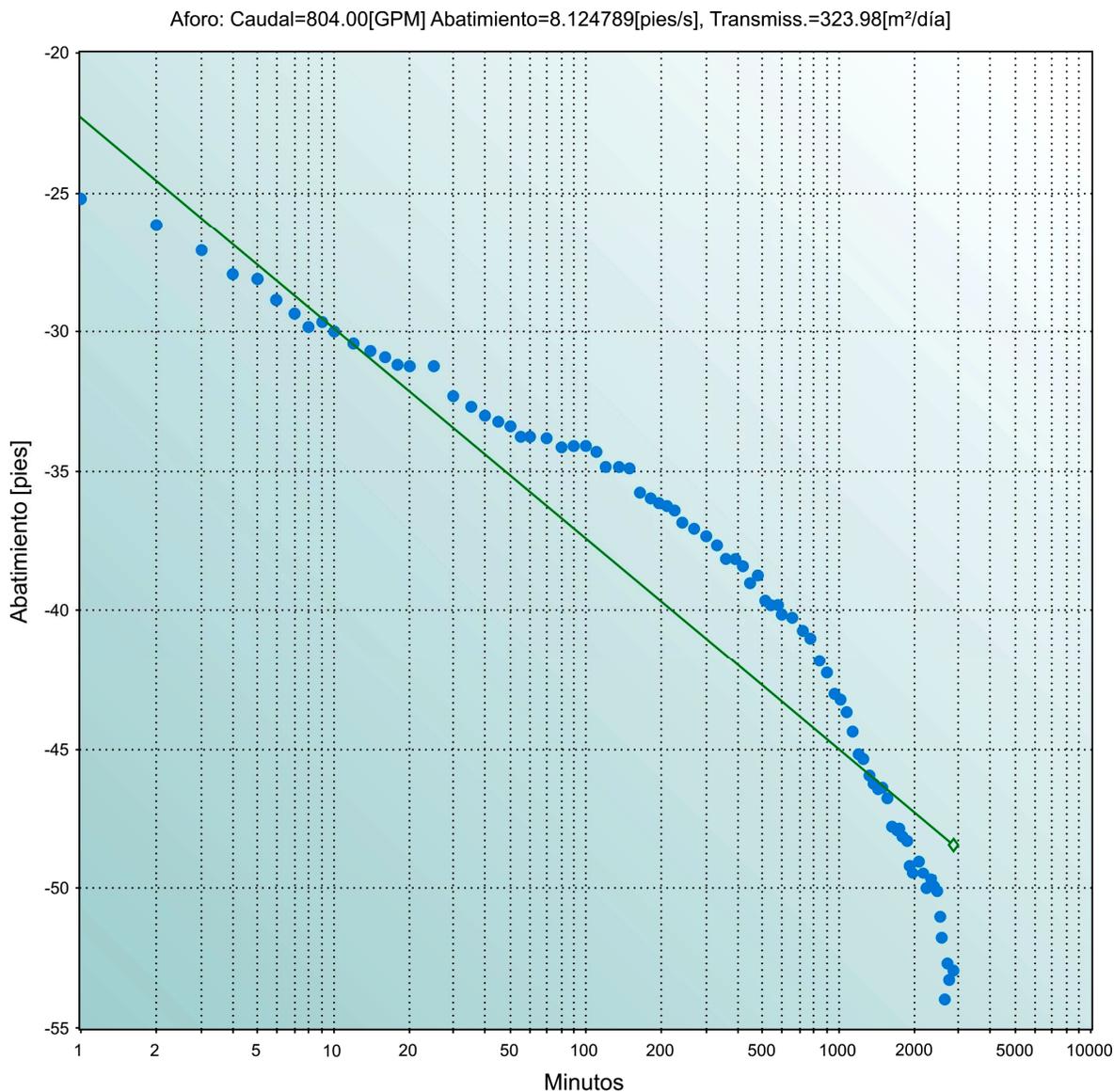


Figura 4.3.25: Gráfica de Abatimiento del pozo de la Colonia “Prados de San Miguel”.

Datos:

Q = 804 G.P.M

$\Delta S = 8.125$ pies

T = 26,123.82 gal/día/pies

T = 323.98 m²/día

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Pozo “Ingenio Chaparrastique”.

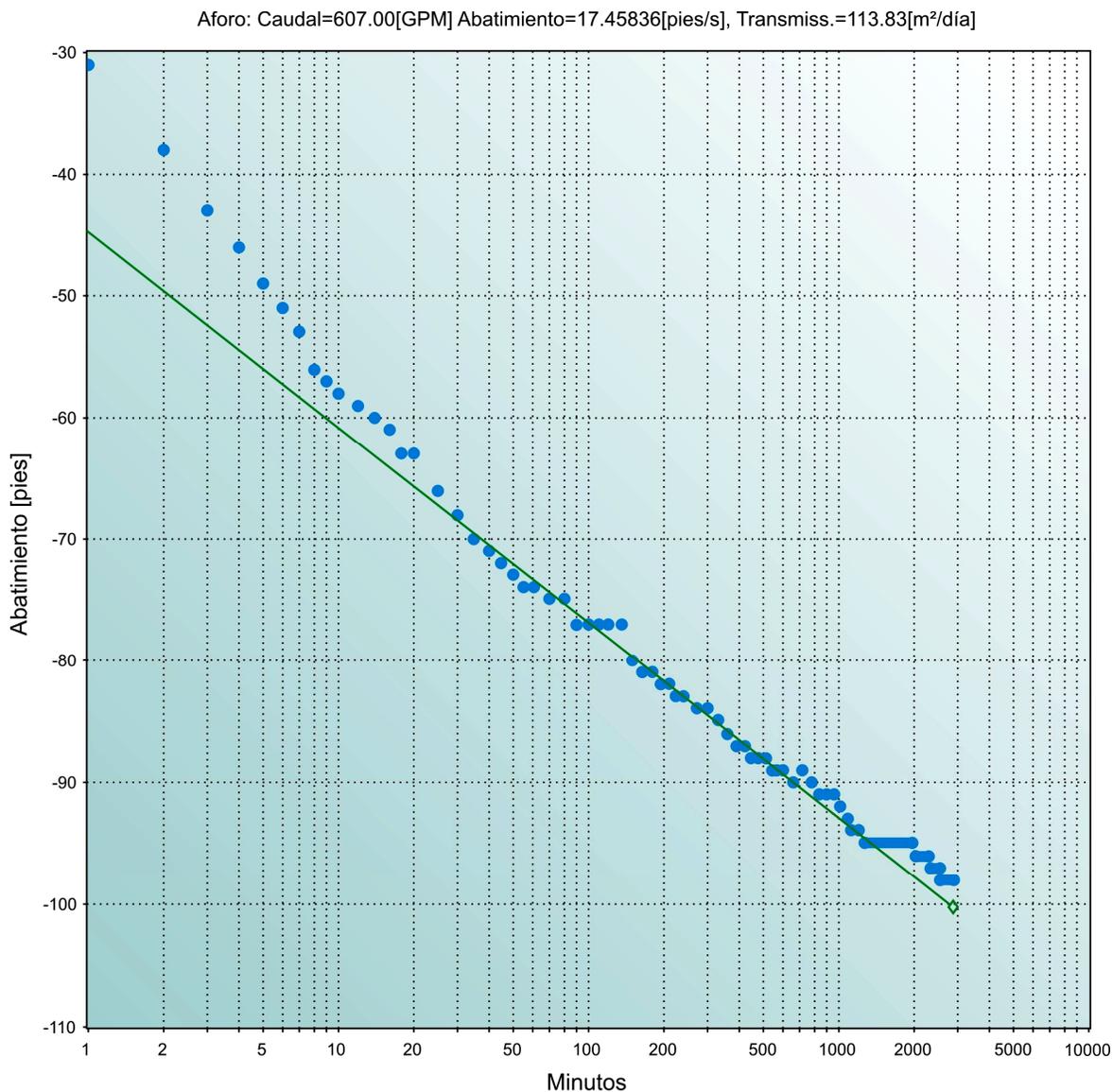


Figura 4.3.26: Grafica de Abatimiento del pozo del “Ingenio Chaparrastique”.

Datos:

Q = 607 G.P.M

$\Delta S = 17.458$ pies

T = 9,179.06 gal/día/pies

T = 113.83 m²/día

Pozo “Polideportivo San Miguel”.

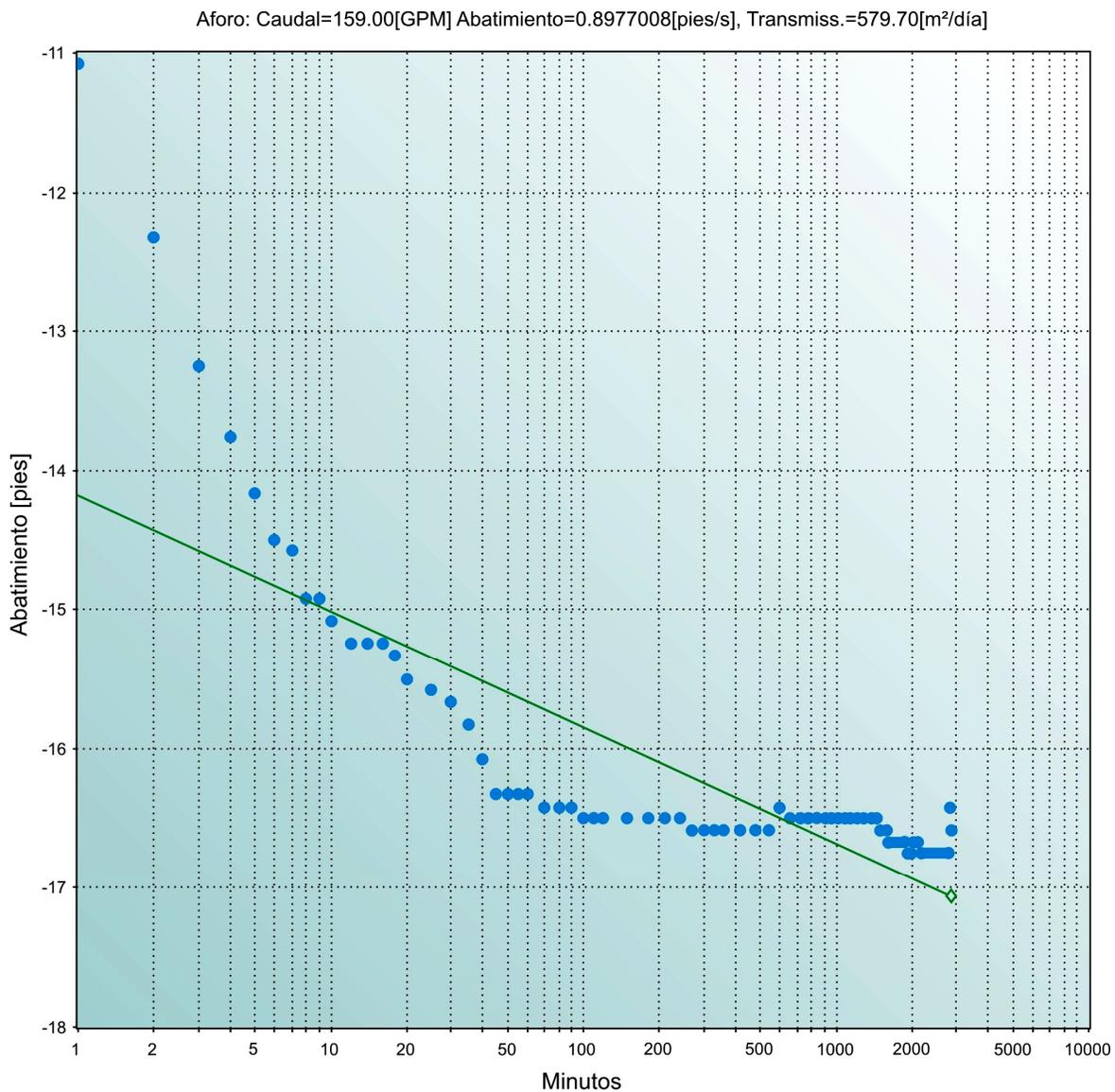


Figura 4.3.27: Gráfica de Abatimiento del pozo del “Polideportivo de San Miguel”.

Datos:

Q = 159 G.P.M

$\Delta S = 0.898$ pies

T = 46,743.87 gal/día/pies

T = 579.7 m²/día

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

A continuación se presenta el cuadro resumen de los valores calculados.

POZO	TRANSMISIVIDAD	
	gal/día/pies	m ² /día
Pozo “Urbanización Ciudad Pacifica”	118,687.18	1,471.91
Pozo “Cantón El Jalacatal”	22,356.64	277.26
Pozo # 1 “Centro de Gobierno”	1,035.16	12.84
Pozo # 2 “Centro de Gobierno”	14,095.49	174.81
Pozo “Planta Belén – ANDA”	1,389.55	17.23
Pozo # 6 “Planta de Bombeo La Paz”	1,997.07	24.77
Pozo “Colonia Prados de San Miguel”	26,123.82	323.98
Pozo “Ingenio Chaparrastique”	9,179.06	113.83
Pozo “Polideportivo San Miguel”	46,743.87	579.70

Tabla 4.3.7: Valores de Transmisividad calculados con el programa SIHI a partir de los caudales de bombeo

Los siguientes valores de Transmisividad fueron proporcionados en los informes de pozos perforados por ANDA; no se pudo obtener los aforos de bombeo para poderlos calcular como los anteriores, por lo cual se presenta la siguiente tabla:

POZO	TRANSMISIVIDAD (m ² /día)
Pozo # 1 “Planta Lomas de chaparrastique”	1211.03
Pozo “Colonia San Carlos”	785.43
Pozo # 3 “Planta Colonia Ciudad Real”	267.44
Pozo # 4 “Planta Bombeo El Jalacatal”	957.42
Pozo “Planta Bombeo Residencial El Sitio”	1363
Pozo # 2 “Planta Bombeo Hirleman”	791
Pozo “Tercera Brigada de Infantería”	978.78
Pozo “Colonia Milagro de la Paz”	575.53
Pozo # 4 “Planta Bombeo La Paz”	24.81

Tabla 4.3.8: Valores de Transmisividad proporcionados por ANDA

Con dichos coeficientes se elaboró un Mapa de Transmisividad (**ver mapa 8**) para el Acuífero en estudio.

En el se aprecia que los mayores valores de T se dan hacia el poniente de la ciudad, se obtuvieron valores entre 957.42 m²/día y 1471.91 m²/día que alcanzó en los pozos de la Ciudad Pacífica por la presencia de materiales piroclásticos (arenas y cenizas volcánicas) que están presentes en las faldas del volcán; ya que estos ayudan a constituir buenas condiciones acuíferas.

Desde la parte central de la Ciudad hacia el oriente se observan valores de T menores de 323.98 m²/día; hacia el sur por la zona de la Ciudad Real, Ingenio Chaparrastique, T menores de 267.44 m²/día. En estos sectores se obtienen resultados bajos pues hay zonas donde se presentan sedimentos aluviales constituidos por arcilla y limos de baja permeabilidad.

■ *Conductividad Hidráulica o Coeficiente de Permeabilidad (K_F).*

La Conductividad Hidráulica describe la resistencia del subsuelo a dejar traspasar el agua subterránea en un acuífero. Es el principal parámetro que caracteriza las propiedades hidrodinámicas de los materiales geológicos. Dicho parámetro depende de la porosidad eficaz del material, es decir, a mayor porosidad eficaz mayor permeabilidad.

Para el cálculo del K_F se utiliza la información recavada de los pozos de la zona en investigación (Aforos de bombeo, columnas litológicas y transmisividad). Se emplearán dos métodos:

1. Método para estimar la Conductividad Hidráulica a través del caudal de un pozo.

$$K_F = \frac{Q}{dh.D}$$

Donde:

K_F = conductividad hidráulica para pozos en acuíferos no confinados (m/seg)

$dh = h + D/2$

Q = extracción del caudal del agua o caudal de bombeo (m^3/seg)

D = descenso del nivel de agua subterránea en el pozo (m)

h = descenso del nivel sobre la base del pozo (m)

2. Método para estimar la conductividad hidráulica conociendo el espesor del acuífero.

$$K_F = \frac{T}{E}$$

Donde:

K_F = conductividad hidráulica (m/día)

T = transmisividad del acuífero ($m^2/día$)

E = espesor del acuífero (m)

A continuación se explica el procedimiento utilizando el primer método; el cual se aplicará a los pozos donde se cuenta con la información de los aforos de bombeo.

Pozo “Urbanización Ciudad Pacífica”.

De las pruebas de aforo de bombeo que se encuentran en el **anexo 7** obtenemos los siguientes datos del pozo:

El valor de D y h, será el abatimiento y nivel dinámico respectivamente, que ocurrió en el pozo durante se estuvo bombeando. Se toma el que marca cuando hay una estabilización del agua dentro del pozo o ya no baja el nivel, de lo contrario se toma el valor cuando finaliza el bombeo.

Datos

$$D = 41.25 \text{ pies} \rightarrow 12.52 \text{ mt}$$

$$h = 350.25 \text{ pies} \rightarrow 106.70 \text{ mt}$$

$$Q = 1052 \text{ G.P.M} \rightarrow 0.066276 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\Rightarrow dh = h + d/2$$

$$dh = 106.7 \text{ mt} + \frac{12.52}{2} \text{ mt}$$

$$dh = 112.96 \text{ mt}$$

Aplicando la fórmula para pozos en acuíferos no confinados:

$$K_F = \frac{Q}{dh.D}$$

$$K_F = \frac{0.066276 \text{ m}^3/\text{seg}}{(112.96 \text{ mt})(12.52 \text{ mt})}$$

$$K_F = 4.7 \times 10^{-5} \text{ m/seg}$$

Ahora se presentan los resultados de los demás pozos, los cuales se calcularon de la misma forma en que se explica para el Pozo de la “Urbanización Ciudad Pacífica”.

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**

POZO	D (mt)	h (mt)	dh (mt)	Q (m³/seg)	K_F (m/seg)
Pozo “Urbanización Ciudad Pacifica”	12.52	106.70	112.96	0.066276	4.7 x 10⁻⁵
Pozo “Cantón El Jalacatal”	12.50	74.98	81.23	0.02205	2.2 x 10⁻⁵
Pozo # 1 “Planta Centro de Gobierno”	83.3	98.96	140.61	0.011529	9.8 x 10⁻⁷
Pozo # 2 “Planta Centro de Gobierno”	16.21	39.35	47.46	0.056574	7.3 x 10⁻⁵
Pozo # 2 “Planta Belén – ANDA”	30.94	45.72	61.19	0.006363	3.4 x 10⁻⁶
Pozo # 6 “Planta de Bombeo La Paz”	97.37	114.3	162.98	0.020853	1.3 x 10⁻⁶
Pozo # 3 “Colonia Prados de San Miguel”	16.15	30.89	38.97	0.050652	8.0 x 10⁻⁵
Pozo “Ingenio Chaparrastique”	29.87	40.23	55.20	0.038241	2.3 x 10⁻⁵
Pozo “Polideportivo San Miguel”	5.03	10.21	12.73	0.010017	1.6 x 10⁻⁴

Tabla 4.3.9: Valores de permeabilidad obtenidos a partir del caudal de bombeo de un pozo.

Luego se encuentra el K_F utilizando el segundo método, que es cuando se conoce el espesor del acuífero y la transmisividad.

Pozo “Urbanización Ciudad Pacifica”.

De la tabla 4.3.7 y 4.3.8 se toman los valores de transmisividad y de las columnas litológicas (**apartado 4.3.1**) el espesor del acuífero. Para obtener el espesor (E) se toma la longitud desde el comienzo de la rejilla hasta el fondo del pozo. Es de hacer notar como punto importante que es un E aproximado o promedio de la zona, es decir, que hasta ahí llega el espesor pues fue hasta donde se excavó no se conoce si después del fondo del pozo continúan mas estratos de acuíferos.

Datos

$$T = 1,471.91 \text{ m}^2/\text{dia}$$

$$E = (80 + 20 + 100 + 9) \text{ pies}$$

$$E = 209 \text{ pies} \rightarrow 63.70 \text{ mt}$$

$$K_F = \frac{T}{E}$$

$$K_F = \frac{1471.91 \text{ m}^2 / \text{dia}}{63.70 \text{ mt}} = 23.11 \text{ m/día}$$

$$K_F = 2.7 \times 10^{-4} \text{ m/seg}$$

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

De la misma forma en que se encuentra el K_F para este pozo se calcula para todos aquellos donde se disponga de información del espesor del acuífero. Estos son los resultados que se obtuvieron:

POZO	T (m ² /día)	E (mt)	K_F (m/día)	K_F (m/seg)
Pozo “Urbanización Ciudad Pacifica”	1,471.91	63.70	23.11	2.7×10^{-4}
Pozo “Cantón El Jalacatal”	277.26	35.97	7.71	8.9×10^{-5}
Pozo # 2 “Centro de Gobierno”	174.81	138.9	1.30	1.5×10^{-5}
Pozo # 2 “Planta Bombeo Belén”	17.23	39.62	0.43	5.0×10^{-6}
Pozo # 4 “Planta Bombeo La Paz”	24.81	106.68	0.23	2.7×10^{-6}
Pozo # 6 “Planta Bombeo La Paz”	24.77	118.6	0.21	2.4×10^{-6}
Pozo # 3 “Colonia Prados de San Miguel”	323.98	48.77	6.64	7.7×10^{-5}
Pozo # 1 “Planta Lomas de chaparrastique”	1211.03	137.16	8.80	1.02×10^{-4}
Pozo “Colonia San Carlos”	785.43	76.20	10.30	1.2×10^{-4}
Pozo # 3 “Planta Colonia Ciudad Real”	267.44	146.30	1.83	2.1×10^{-5}
Pozo # 4 “Planta Bombeo El Jalacatal”	957.42	26.82	28.24	3.2×10^{-4}
Pozo “Planta Bombeo Residencial El Sitio”	1363	60.96	22.36	2.6×10^{-4}
Pozo # 2 “Planta Bombeo Hirleman”	791	51.82	15.26	1.8×10^{-4}
Pozo “Tercera Brigada de Infantería”	978.78	91.44	10.70	1.2×10^{-4}
Pozo “Colonia Milagro de la Paz”	575.53	95.4	6.03	7.0×10^{-5}

Tabla 4.3.10: valores de permeabilidad obtenidos a partir del espesor y la transmisividad.

Habiendo calculado la Conductividad Hidráulica por los 2 métodos para los pozos en la zona de estudio, para escoger el valor de K_F correspondiente a cada uno de ellos se considera lo siguiente:

1. Si en un pozo se pudo obtener el K_F por las dos ecuaciones; se tomará el valor que mas se adecuó a la zona, basándonos o apoyándonos en el Mapa Geológico, de Formaciones Geológicas y el de Suelos correspondiente al Acuífero (ver mapas 4, 3 y 5 respectivamente)
2. Si solo se obtuvo con un método el K_F , se verifica con los mapas geológicos y de suelos si ese valor es adecuado para el lugar.

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Por ejemplo para el pozo de la urbanización Ciudad Pacifica se selecciona K_F por el segundo método, debido a que este valor es mas apropiado para la zona, ya que de acuerdo al mapa de formaciones geológicas esta colonia queda en la Formación San Salvador la cual es la más reciente y observando el mapa geológico el tipo de roca volcánica que se encuentra es correspondiente a esta formación: los basaltos y piroclásticos (escoria y ceniza volcánica) caracterizados por tener mayor permeabilidad. El tipo de suelos que hay son los andisoles, los cuales se caracterizan también por ser más permeables. Debido a todo lo expuesto se selecciona el valor mayor para el pozo.

Así se continúa haciendo este análisis para todos los demás pozos.

POZO	K_F Método 1	K_F Método 2	K_F (m/seg)	K_F (m/día)
Pozo “Urbanización Ciudad Pacifica”	4.7×10^{-5}	2.7×10^{-4}	2.7×10^{-4}	23.33
Pozo “Cantón El Jalacatal”	2.2×10^{-5}	8.9×10^{-5}	8.9×10^{-5}	7.69
Pozo # 1 “Planta Centro de Gobierno”	9.8×10^{-7}		9.8×10^{-7}	0.10
Pozo # 2 “Planta Centro de Gobierno”	7.3×10^{-5}	1.5×10^{-5}	7.3×10^{-5}	6.31
Pozo # 2 “Planta Bombeo Belén”	3.4×10^{-6}	5.0×10^{-6}	5.0×10^{-6}	0.43
Pozo # 4 “Planta Bombeo La Paz”		2.7×10^{-6}	2.7×10^{-6}	0.23
Pozo # 6 “Planta Bombeo La Paz”	1.3×10^{-6}	2.4×10^{-6}	2.4×10^{-6}	0.21
Pozo # 3 “Colonia Prados de San Miguel”	8.0×10^{-5}	7.7×10^{-5}	8.0×10^{-5}	6.91
Pozo “Polideportivo San Miguel”	1.6×10^{-4}		1.6×10^{-4}	13.80
Pozo “Ingenio Chaparrastique”	2.3×10^{-5}		2.3×10^{-5}	2.0
Pozo # 1 “Planta Lomas de chaparrastique”		1.02×10^{-4}	1.02×10^{-4}	8.81
Pozo “Colonia San Carlos”		1.2×10^{-4}	1.2×10^{-4}	10.37
Pozo # 3 “Planta Colonia Ciudad Real”		2.1×10^{-5}	2.1×10^{-5}	1.81
Pozo # 4 “Planta Bombeo El Jalacatal”		3.2×10^{-4}	3.2×10^{-4}	27.65
Pozo “Planta Bombeo Residencial El Sitio”		2.6×10^{-4}	2.6×10^{-4}	22.46
Pozo # 2 “Planta Bombeo Hirleman”		1.8×10^{-4}	1.8×10^{-4}	15.55
Pozo “Tercera Brigada de Infantería”		1.2×10^{-4}	1.2×10^{-4}	10.37
Pozo “Colonia Milagro de la Paz”		7.0×10^{-5}	7.0×10^{-5}	6.05

Tabla 4.3.11: Resumen de valores de Permeabilidad para la zona de estudio.

Con estos resultados se genera un Mapa de Permeabilidad para el acuífero (**ver Mapa 9**), agrupando en 3 zonas: alta, media y baja; estableciendo rango de valores para cada sector.

Conductividad Hidráulica o Permeabilidad alta.

Pozo # 4 “Planta Bombeo El Jalacatal”

Pozo “Urbanización Ciudad Pacífica”

Pozo “Planta Bombeo Residencial El Sitio”

Pozo # 2 “Planta Bombeo Hirleman”

Pozo “Tercera Brigada de Infantería”

Pozo “Colonia San Carlos”

Pozo “Colonia Milagro de la Paz”

Pozo # 1 “Planta Lomas de chaparrastique”



1.02×10^{-4} m/seg (8.81 m/día)

a

3.2×10^{-4} m/seg (27.65 m/día)

El pozo de la Colonia Milagro de la paz siempre se incluye en las permeabilidades altas aunque el valor que se calculó de más bajo. Se hace esta consideración debido a que la zona es caracterizada de alta permeabilidad por las cenizas y escorias volcánicas.

Conductividad Hidráulica o Permeabilidad media.

Pozo # 3 “Colonia Prados de San Miguel”

Pozo # 2 “Planta Centro de Gobierno”

Pozo “Ingenio Chaparrastique”

Pozo # 3 “Planta Colonia Ciudad Real”



2.1×10^{-5} m/seg (1.81 m/día)

a

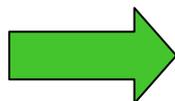
8.0×10^{-5} m/seg (6.91 m/día)

Conductividad Hidráulica o Permeabilidad baja.

Pozo # 2 “Planta Bombeo Belén”

Pozo # 4 “Planta Bombeo La Paz”

Pozo # 6 “Planta Bombeo La Paz”



2.4×10^{-6} m/seg (0.21 m/día)

a

5.0×10^{-6} m/seg (0.43 m/día)

Observando el mapa de Permeabilidad, se aprecia que hacia el norte y poniente del acuífero están los valores altos; principalmente hacia el poniente donde se encuentran las zonas de recarga hídrica como la Colonia Ciudad Pacífica. Se alcanzan valores de 27.65 m/día para este sector.

Los valores medios se aprecian hacia el oriente y sur-oriente del acuífero, por la presencia principalmente de tobas de granulometría fina a gruesa, alcanzando valores de 6.91 m/día.

Los valores bajos se obtuvieron en la parte de la ciudad y hacia el sur, debido a la presencia de arcilla y limos, oscilando valores entre 0.21 y 0.43 m/día.

■ *Porosidad Eficaz (P*).*

La porosidad eficaz es una medida de la capacidad acuífera de un medio; ya que expresa la capacidad de almacenar y dejar traspasar el agua. Es muy distinta en rocas o sedimentos, pues, depende de la forma y disposición de los granos del material.

Conociendo la conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad se procede a calcular la porosidad eficaz, mediante la ecuación de MAROTZ:

$$P^* = 0.462 + (0.045 \ln K_F)$$

Donde:

P^* = porosidad eficaz (%)

$\ln K_F$ = logaritmo natural de la conductividad hidráulica

Pozo # 1 “Planta Bombeo Lomas de chaparrastique”.

De la tabla 4.3.10 tomamos el valor de K_F que se calculo para el pozo de la planta de Lomas de Chaparrastique y se aplica en la ecuación descrita anteriormente:

$$P^* = 0.462 + [0.045 \ln(1.02 \times 10^{-4})]$$

$$P^* = 0.462 + (-0.413)$$

$$P^* = 0.049$$

$$\mathbf{P^* = 4.9 \%}$$

De la misma forma que se calculó para este pozo se hace para los demás; a continuación se presentan los resultados:

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

POZO		POROSIDAD EFICAZ P* (%)
Pozo “Urbanización Ciudad Pacifica”	0.092	9.2
Pozo “Cantón El Jalacatal”	0.042	4.2
Pozo # 1 “Planta Centro de Gobierno”	0.001	0.1
Pozo # 2 “Planta Centro de Gobierno”	0.033	3.3
Pozo # 2 “Planta Bombeo Belén”	0.001	0.1
Pozo # 4 “Planta Bombeo La Paz”	0.001	0.1
Pozo # 6 “Planta Bombeo La Paz”	0.001	0.1
Pozo # 3 “Colonia Prados de San Miguel”	0.037	3.7
Pozo “Polideportivo San Miguel”	0.069	6.9
Pozo “Ingenio Chaparrastique”	0.001	0.1
Pozo # 1 “Planta Lomas de chaparrastique”	0.049	4.9
Pozo “Colonia San Carlos”	0.056	5.6
Pozo # 3 “Planta Colonia Ciudad Real”	0.001	0.1
Pozo # 4 “Planta Bombeo El Jalacatal”	0.1	10
Pozo “Planta Bombeo Residencial El Sitio”	0.091	9.1
Pozo # 2 “Planta Bombeo Hirleman”	0.074	7.4
Pozo “Tercera Brigada de Infantería”	0.056	5.6
Pozo “Colonia Milagro de la Paz”	0.031	3.1

Tabla 4.3.12: Valores de Porosidad Eficaz utilizando la ecuación de MAROTZ

Como la ecuación de la porosidad eficaz depende de la permeabilidad, en el caso de algunos pozos donde es bastante bajo el K_F la porosidad da cero. Pero se asumirá un valor de 0.1 % debido a que este valor es el mínimo de Porosidad eficaz para rocas volcánicas, como en la zona de estudio son de las que se encuentran de acuerdo al mapa geológico (**mapa 4**)

Con los resultados obtenidos se genera un Mapa de Porosidad Eficaz para el acuífero en estudio (**ver Mapa 10**), al igual que para el mapa de permeabilidad se agrupa en tres zonas estableciendo rango de valores para cada uno de ellos.

Porosidad Eficaz alta.

Pozo # 4 “Planta Bombeo El Jalacatal”

Pozo “Urbanización Ciudad Pacifica”

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Pozo “Planta Bombeo Residencial El Sitio”

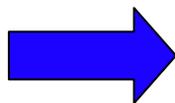
Pozo # 2 “Planta Bombeo Hirleman”

Pozo “Tercera Brigada de Infantería”

Pozo “Colonia San Carlos”

Pozo “Colonia Milagro de la Paz”

Pozo # 1 “Planta Lomas de chaparrastique”



4.9 %

a

10%

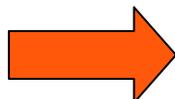
Porosidad Eficaz media.

Pozo # 3 “Colonia Prados de San Miguel”

Pozo # 2 “Planta Centro de Gobierno”

Pozo “Ingenio Chaparrastique”

Pozo # 3 “Planta Colonia Ciudad Real”



3.3 %

a

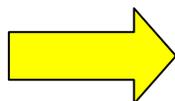
3.7 %

Porosidad Eficaz baja.

Pozo # 2 “Planta Bombeo Belén”

Pozo # 4 “Planta Bombeo La Paz”

Pozo # 6 “Planta Bombeo La Paz”



0.1 %

Se obtuvieron valores de P^* entre 0.1 y 10 %; los cuales están entre los parámetros para rocas volcánicas. Por lo general las rocas volcánicas presentan una porosidad eficaz baja debido a que no existe una conexión continua de los huecos de este tipo de rocas como consecuencia de su propia naturaleza y unas estructuras muy irregulares.

Observando el mapa se tiene que al igual para la permeabilidad los sectores de P^* alta son sobretodo hacia el poniente del acuífero, debido a que los depósitos volcánicos recientes (Formación San Salvador): basaltos y piroclásticos (escoria y cenizas) siempre tienen mayor P^* que los antiguos; pues hay que considerar que con el tiempo los poros volcánicos tienden a ser colmatados por procesos de meteorización, compactación y mineralización secundaria. Se tienen valores máximos de $P^* = 10\%$ para el Pozo de la planta de Bombeo del Jalacatal. La P^* media oscila entre 3.3 y 3.7 %; en el sector donde se presentan tobas que es hacia el oriente de la ciudad. La P^* baja se obtuvo en la parte de la ciudad por el Centro de Gobierno, Colonia Belén y hacia el sur. Debido a la presencia de limos y arcillas, estos materiales casi no presentan espacio para que el agua pueda traspasarlos.

■ Capacidad de Infiltración.

La capacidad de infiltración de un suelo es la máxima cantidad de agua que puede absorber en una unidad de tiempo bajo condiciones definidas previamente. Depende de varios factores tales como las características del terreno y del fluido que se infiltra, las condiciones de la superficie y las condiciones ambientales.

Para obtener la capacidad de infiltración del suelo en la zona de estudio se realizaron ensayos a través del método de Infiltrómetro de doble anillo; se seleccionaron lugares tanto en la parte rural como en el área urbana de la Ciudad de San Miguel. Los datos tabulados para cada prueba se presentan en el **anexo 8** con el resultado de infiltración media para cada lugar. A continuación se presenta un cuadro resumen de los resultados obtenidos:

Lugar de realización del ensayo	Infiltración Media mm/min
Caserío San Andrés, Cantón El Amate	4.25
Caserío Guadalupe, Cantón El Amate	3.48
Caserío La Cruz, Cantón El Amate	5.31
Caserío y Cantón El Amate	3.71
Colonia Ciudad Pacífica	3.17
8ª Calle Poniente, antes de llegar a Colonia Cdad. Pacífica	3.20
Finalización de Colonia Milagro de La Paz	9.92
Avenida Los Cisneros, Col. Milagro de La Paz (parte media)	6.70
Pasaje El Pinar, Colonia Milagro de La Paz	6.64
Inicio Colonia Milagro de La Paz	7.10
Predio baldío frente a Avenida Roosevelt	8.05
Sobre Calle Chaparrastique (cercano a la Av. Roosevelt)	7.90
2ª Avenida Sur, Barrio Concepción	2.95
Predio de la Capilla Medalla Milagrosa	3.03
6a Avenida Sur, predio atrás del Círculo Estudiantil	4.37
Pasaje Bolonia, Urbanización Jardines de Bolonia	4.60
Colonia La Esperanza	2.30
Lotificación Trejo Pacheco	2.24
16 Calle Oriente, por El Vivero Municipal	2.39

Tabla 4.3.13: Valores de Capacidad de infiltración de la zona de estudio

Con dichos resultados se hace un Mapa de Infiltración para el área del Acuífero “San Miguel” (**ver Mapa 11**); en el se observa que la mayor Capacidad de infiltración en la zona de estudio se da en la Colonia Milagro de La Paz alcanzando valores de infiltración media entre 6.64 y 9.92 mm/min, esto es debido a las características que el suelo presenta en el lugar el cual es bien poroso y por eso facilita la infiltración.

Otra zona donde se hubiera esperado buena capacidad de Infiltración es por la Colonia Ciudad Pacífica, pero no fue así debido a que el suelo ha sufrido transformaciones con el proceso de urbanización que se ha llevado a cabo, lo cual ha originado que se vaya perdiendo las condiciones naturales del terreno, sobretodo, porque es considerada una zona de recarga hídrica.

En la zona rural de la ciudad se alcanzaron tasas de 5.31 mm/min en el Cantón El Amate; aunque en otros lugares de esta zona fueron bajos los resultados e incluso que el agua a cierto tiempo no disminuía nada en el Infiltrómetro. Esto se debe a la erosión que han sufrido los suelos por la deforestación que se ha dado a lo largo del tiempo.

En la zona urbana de la Ciudad de San Miguel es donde se presentan los valores menores de Infiltración 2.24 mm/min, y esto es lógico debido a que los suelos en la mayor parte de la ciudad son de la clasificación Latosol arcillo rojizos (según **mapa 5**) los cuales por estar compuestos de materiales arcillosos no son buenos para infiltrar; aunque se tuvieron excepciones en dos predios baldíos cercanos a la intersección de la Avenida Roosevelt y la Calle Chaparrastique los cuales dieron un resultado de 7.90 y 8.05 mm/min.

■ *Velocidad del Agua Subterránea (Vr).*

La velocidad del agua subterránea da una idea sobre la cantidad de agua que pasa en un acuífero. Esta depende del gradiente hidráulico y de las propiedades del medio en que se mueve; como la porosidad, fracturas y pantallas impermeables.

Con base a la ecuación de Darcy se puede definir la velocidad de filtración:

$$V_f = K_F \times I$$

Donde:

V_f = Velocidad de filtración (m/seg)

K_F = Conductividad Hidráulica (m/seg)

$$I = \frac{dh}{L}$$

I = Gradiente hidráulico o pendiente que sigue el agua subterránea

dh = diferencia de nivel piezométrico entre los pozos

L = longitud existente entre los pozos

Ahora para obtener la Velocidad real del flujo subterráneo se tiene:

$$V_r = \frac{V_f}{P^*}$$

Donde:

V_r = Velocidad de flujo (m/seg)

V_f = Velocidad de filtración (m/seg)

P^* = Porosidad eficaz

A continuación se calcula V_r por sectores para el Acuífero “San Miguel”

Sector Norte de la Ciudad de San Miguel.

Conociendo las direcciones preferenciales del flujo, basados en el mapa de isopiezas para el Acuífero “San Miguel” (**mapa 12**) tenemos que en la parte norte se encuentran los siguientes

pozos que utilizaremos para el calculo: Final 11 av. Norte, colonia San Carlos y el de calle Cuscatlán, colonia Altos de la Cueva; obtenemos el siguiente Gradiente hidráulico:

$$dh = 106.94 - 99.02$$

$$dh = 7.92 \text{ m.s.n.m}$$

Midiendo en el plano de isopiezas la distancia que hay entre estos dos pozos se tiene:

$$L = 1,197.755 \text{ mt}$$

$$\Rightarrow I = \frac{7.92}{1,197.755}$$

$$I = 0.007$$

De acuerdo a los mapas de permeabilidad y porosidad eficaz del acuífero, se tiene que en la zona hay un rango de valores de $K_F = 1.02 \times 10^{-4} \text{ m/seg}$ a $3.2 \times 10^{-4} \text{ m/seg}$ y $P^* = 4.9 \%$ a 10% . Ahora con estos datos se procede a calcular un rango de valores para la velocidad del flujo:

$$V_r = \frac{(K_F)(I)}{P^*}$$

$$V_r = \frac{(1.02 \times 10^{-4})(0.007)}{0.049}$$

$$V_r = 1.46 \times 10^{-5} \text{ m/seg}$$

$$\mathbf{V_r = 1.26 \text{ m/día}}$$

$$V_r = \frac{(K_F)(I)}{P^*}$$

$$V_r = \frac{(3.2 \times 10^{-4})(0.007)}{0.1}$$

$$V_r = 2.24 \times 10^{-5} \text{ m/seg}$$

$$\mathbf{V_r = 1.93 \text{ m/día}}$$

Entonces para el sector norte de la formación acuífera obtuvimos velocidades del flujo subterráneo no mayores de 2 m/día.

Sector Poniente de la Ciudad de San Miguel.

Tenemos que en la parte Poniente de la ciudad se encuentran los siguientes pozos: Caserío La Cruz Cantón El Amate y el de la colonia Ciudad Jardín; obtenemos el siguiente Gradiente hidráulico:

$$dh = 122.45 - 108.32$$

$$dh = 14.13 \text{ m.s.n.m}$$

Midiendo en el plano de isopiezas la distancia que hay entre estos dos pozos se tiene:

$$L = 2,062.016 \text{ mt}$$

I	K _F (m/seg)	K _F (m/seg)	P*	P*	V _r (m/día)	V _r (m/día)
0.0068	1.02 x 10 ⁻⁴	3.2 x 10 ⁻⁴	0.049	0.1	1.21	1.88

Tabla 4.3.14: Velocidad de flujo del sector poniente de la Ciudad de San Miguel.

Para este sector son valores parecidos a los que obtuvimos hacia el norte de velocidades del flujo subterráneo, ya que tienen un gradiente hidráulico similar.

Sector Oriente de la Ciudad de San Miguel.

Desde el centro hacia el oriente de la ciudad se encuentran los siguientes pozos a utilizar para tener la pendiente del agua subterránea: Barrio El Calvario y el de la colonia Prados de San Miguel; el Gradiente hidráulico será:

$$dh = 105.59 - 82.27$$

$$dh = 23.32 \text{ m.s.n.m}$$

La distancia que hay entre estos dos pozos es:

$$L = 1,756.475 \text{ mt}$$

I	K _F (m/seg)	K _F (m/seg)	P*	P*	V _r (m/día)	V _r (m/día)
0.0133	2.10 x 10 ⁻⁵	8.0 x 10 ⁻⁵	0.033	0.037	0.73	2.51

Tabla 4.3.15: Velocidad de flujo del sector oriente de la Ciudad de San Miguel.

Sector Sur de la Ciudad de San Miguel.

Se encuentran los siguientes pozos: Avenida 5 de enero colonia Milagro de La Paz y en la colonia Ciudad Real; obtenemos el siguiente Gradiente hidráulico:

$$dh = 112.94 - 92.71$$

$$dh = 20.23 \text{ m.s.n.m}$$

La distancia que hay entre estos dos pozos:

$$L = 2,490.293 \text{ mt}$$

I	K_F (m/seg)	K_F (m/seg)	P^*	P^*	V_r (m/día)	V_r (m/día)
0.0081	5.0×10^{-6}	2.1×10^{-5}	0.001	0.033	0.44	3.5

Tabla 4.3.16: Velocidad de flujo del sector sur de la Ciudad de San Miguel.

En este sector encontramos los mayores de la velocidad del flujo alcanzando hasta 3.5 m/día, influido por el gradiente hidráulico pronunciado.

4.3.3 CARACTERÍSTICAS DE ALMACENAMIENTO.

■ *Coefficiente de Almacenamiento (S).*

Este coeficiente representa la capacidad para liberar agua de un acuífero. Responde a la capacidad del medio subterráneo para almacenar agua; ya que ella se almacena en los poros del terreno adaptándose a ellos de diferente manera y ocupando un volumen que a menudo es diferente al volumen total de poros.

Es decir que el coeficiente de almacenamiento depende de la porosidad que presentan los materiales que componen el medio subterráneo; así también depende del peso específico del agua, espesor del acuífero, coeficiente de compresibilidad dinámica del agua y de mecanismos de compresión del terreno.

El Acuífero “San Miguel” esta en condiciones libres o no confinadas, entonces, para el cálculo del coeficiente de almacenamiento de este se dice que es igual a la porosidad eficaz:

$$S = P^*$$

De acuerdo a valores establecidos para acuíferos libres el $S = 0.03$ a 0.30 Observando la tabla 4.3.12 se tiene que los valores obtenidos de P^* oscilan entre 0.001 y 0.10 , Por lo cual para la zona de estudio se define el siguiente valor:

$$S = 0.03 - 0.10$$

Los valores mayores de S se dan hacia el poniente de la ciudad de San Miguel; como en la Colonia Ciudad Pacífica donde se tienen valores de 0.092 , la Residencial El Sitio de 0.091 y los valores bajos se encuentran por el sector de la colonia Belén y hacia el sur de la ciudad.

4.4 BALANCE HIDRICO.

A continuación se presenta el Balance Hídrico de la cuenca que alimenta el Acuífero “San Miguel”. Para elaborar este balance, se tomaron los datos necesarios de la Estación Meteorológica El Papalón, ahora ubicada en la Facultad Multidisciplinaria Oriental de la Universidad de El Salvador. Dichos datos fueron proporcionados por el Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET) los cuales constan de mediciones de precipitación, temperatura, humedad relativa y caudal.

Para el Balance Hídrico, se han tenido en cuenta las variables del ciclo hidrológico: precipitación, evapotranspiración real, evaporación de cuerpos de agua, evaporación sobre áreas urbanas, flujo subterráneo, y las demandas hídricas en la cuenca, exportaciones y retornos.

4.4.1 Ubicación.

La subcuenca que representa el área de estudio se encuentra ubicada en la **Región Hidrográfica H** o cuenca del río Grande de San Miguel (ver mapa 1) y se extiende desde la cima del volcán Chaparrastique, pasando por buena parte de la ciudad de San Miguel hasta llegar a las riberas del río Grande de San Miguel.

4.4.2 Precipitación Media de la Cuenca.

Debido a que la Estación Meteorológica El Papalón es la única que es de **tipo A**, esta tiene toda la información de manera completa, mientras que las demás estaciones ubicadas en las cercanías de la zona de estudio la estación El Sitio, Lolotique, Chirilagua, San Jorge y Chapeltique tienen varios datos faltantes, lo cual generaría resultados imprecisos para calcular la precipitación media por el método de las Isoyetas o los Polígonos de Thiessen.

Entonces se tomo como precipitación la obtenida directamente de la medición de la estación El Papalón. A continuación se muestra la tabla que contiene los datos mensuales de precipitación para los últimos cinco años:

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**

Año/Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
2000	0	0	0	12	357	272	132	283	370	106	11	0	1543
2001	0	0	9	0	278	65	216	245	145	371	1	0	1330
2002	8	0	0	26	316	180	230	219	256	270	56	0	1561
2003	0	0	25	1	169	325	157	289	232	312	60	0	1570
2004	0	0	5	19	239	108	249	82	326	150	66	0	1244
2005	0	0	32,6	30	382,1	152	160,7	359,9	351	321,7	43,1	0,3	1833,4

Tabla 4.4.1: Precipitación mensual y anual en la zona de estudio

4.4.3 Evapotranspiración Potencial.

Existe una diversidad de métodos para determinar la Evapotranspiración Potencial, entre estos podemos mencionar las formulas de Thornthwaite, Hargreaves, Penman, Penman-Monthieith, Blanney-Criddle, entre otras, las cuales fueron calibradas localmente en algunos sitios.

En El Salvador, aunque no se ha calibrado ninguna de las formulas mencionadas, si se realizó en el año 1980 una evaluación de diferentes formulas para el cálculo de la ETP, con relación a la formula de Penman, la cual fue considerada como patrón de referencia debido a la gran cantidad de parámetros climáticos que involucra. De acuerdo a los resultados obtenidos, la formula de Hargreaves presentó los resultados más cercanos a la formula de referencia. Dado que la formula de Hargreaves utiliza menos parámetros para el cálculo de la ETP, que la de Penman y por su correlación con los resultados de esta ultima, la evapotranspiración de referencia que se calcula por parte del Servicio Meteorológico Nacional del SNET, se hace a través de la formula de Hargreaves, la cual involucra temperatura, radiación solar y humedad relativa.

A continuación mostraremos los datos de temperatura y humedad relativa proporcionados por el SNET:

Año/Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2000	25,3	26,8	28,1	29,3	28,1	26,9	26,9	26,8	26,2	26,1	26,2	26,4
2001	26,1	28	27,9	30,1	28,6	27,8	27,4	27,5	26,5	26,9	25,9	26,9
2002	27	28,9	29,2	30,2	29,2	27,5	27,2	27,3	26,6	26,7	26	25,9
2003	26,9	29,4	28,9	29,9	28,6	26,4	27,2	27,1	26,7	26,4	26,4	25,6
2004	26,1	27,5	29,8	29,2	28,4	27,4	26,7	27,7	26,6	26,5	25,9	26,3
2005	26	26,5	28,5	29,3	27,4	26,7	27,1	26,7	26,1	25	25,8	26,2

Tabla 4.4.2: Temperatura media mensual

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**

Año/Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2000	65	60	66	64	75	80	77	79	84	79	77	63
2001	62	57	61	60	71	74	74	76	82	79	72	67
2002	63	57	56	57	66	80	79	77	83	82	76	74
2003	65	62	66	67	76	87	82	82	85	87	81	67
2004	68	67	58	65	77	81	83	79	85	86	78	67
2005	58	57	70	65	80	86	81	83	85	89	74	70

Tabla 4.4.3: Humedad relativa mensual

$$ETP = 0.0075 \times R_{sm} \times T \times n$$

Donde:

ETP: Evapotranspiración Potencial (mm)

R_{sm}: Radiación solar incidente (mm)

T: Temperatura promedio mensual (mm)

n: Numero de días del mes correspondiente

■ Radiación Solar Incidente:

Para calcular la radiación solar incidente, haremos uso de la siguiente fórmula:

$$R_{sm} = 0.075 \times R_{MM} \times S^{1/2}$$

Donde:

R_{sm}: Radiación solar incidente (mm)

R_{MM}: Radiación extraterrestre (mm)

S: Porcentaje de brillo de sol ($S=12.5 \times (100-H_N)^{1/2}$)

H_N: Humedad Relativa.

De la tabla de valores de Radiación Extraterrestre (tabla 3.1.3) según la latitud, se obtuvo por interpolación los correspondientes datos mensuales para la coordenada 13°26.4' de Latitud de la estación El Papalón.

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
12.52	13.71	14.94	15.65	15.79	15.64	15.67	15.63	15.17	14.19	12.95	12.15

Tabla 4.4.4: Radiación extraterrestre mensual para latitud 13°26.4”

Ahora calcularemos el **porcentaje de brillo de sol** para el mes de Enero del año 2005:

Humedad relativa (H_N): 65

Por lo tanto, al sustituir la Humedad Relativa en la ecuación $S=12.5x(100-H_N)^{1/2}$ obtendremos el Porcentaje de Brillo de Sol:

$$S = 12.5 \times (100 - 58)^{1/2}$$

$$S = 81.00$$

La Radiación Solar Incidente será entonces:

$$R_{sm} = 0.075 \times 12.52 \times (81.00)^{1/2}$$

$$R_{sm} = 8,45 \text{ mm}$$

Finalmente calcular la ETP del mes de enero del año 2005 tenemos los siguientes valores para sustituirlos en la fórmula:

Radiación Solar Incidente (R_{sm}): 8,45 mm

Temperatura Promedio Mensual (T): 26 °C ó 79 °F

Número de días(n): 31

$$ETP = 0.0075 \times (8.45) \times (78.8) \times (31)$$

$$ETP = 154.81 \text{ mm}$$

El cálculo para los demás meses y años es similar al anterior, por lo tanto presentaremos los demás resultados en la siguiente tabla:

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**

Año/Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2000	145,41	133,79	155,36	156,46	164,2	157,93	163,38	162,97	153,07	147,86	130,62	126,8
2001	151,35	128,91	155,57	155,16	163,85	157,56	163,32	162,96	153,14	148,05	139,69	126,74
2002	152,35	128,24	154,41	154,94	163,06	157,7	163,47	162,91	153,17	148,05	130,67	126,64
2003	150,85	127,83	154,68	155,6	163,85	155,77	163,47	163,06	153,19	148,05	130,76	126,56
2004	145,1	133,66	153,64	156,47	164,03	157,68	163,51	162,81	153,17	148,06	130,69	126,66
2005	154,81	129,21	155,13	156,46	164,64	157,88	163,44	162,95	153,04	147,52	130,54	126,69

Tabla 4.4.5: Evapotranspiración potencial ETP

4.4.4 Evapotranspiración Real.

■ Evapotranspiración Real en Zona Urbana.

El proceso de cálculo es similar al de la evapotranspiración real, al asumir que si la lluvia que cae sobre la zona urbana era menor o igual que la evapotranspiración de referencia en zona urbana por el K_u , entonces la evaporación en zona urbana es igual a dicha precipitación, en caso contrario sería la evapotranspiración de referencia en zona urbana por el K_u así:

$$Si : P \leq K_u \times ETP \Rightarrow ETR_{urb} = P$$

$$Si : P > K_u \times ETP \Rightarrow ETR_{urb} = K_u \times ETP$$

Considerando un valor para el K_u de **0.10**, el cálculo para los diferentes periodos se presenta en la siguiente tabla:

Año/Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
2000	0	0	0	12	16,42	15,79	16,34	16,3	15,31	14,79	11,00	0	117,95
2001	0	0	9,00	0	16,39	15,76	16,33	16,3	15,31	14,81	1,00	0	104,9
2002	8,00	0	0	15,49	16,31	15,77	16,35	16,29	15,32	14,81	13,07	0	131,41
2003	0	0	15,47	1,00	16,39	15,58	16,35	16,31	15,32	14,81	13,08	0	124,31
2004	0	0	5,00	15,65	16,4	15,77	16,35	16,28	15,32	14,81	13,07	0	128,65
2005	0	0	15,51	15,65	16,46	15,79	16,34	16,3	15,3	14,75	13,05	0,30	139,45

Tabla 4.4.6: Evapotranspiración real urbana

■ Evapotranspiración de Cultivo.

Las características del cultivo influyen en la pérdida de agua de las plantas a través de la evapotranspiración, para ello se han establecido distintos coeficientes de cultivo según el uso que se le de al suelo en una región determinada. Por lo tanto la evaporación de cultivo es el producto de la Evapotranspiración Real y el Coeficiente de Cultivo correspondiente. En la siguiente tabla se muestra los distintos tipos de cultivo que hay en la zona de estudio y el área que estos ocupan dentro de la cuenca, obtenidos del mapa de usos de suelos (**ver mapa 6**).

Uso del Suelo	%	Area (km ²)
Vegetación Arbustiva	0.76	0.43
Cultivos Permanentes (Café)	15.78	8.99
Cultivos Permanentes (Caña de Azúcar)	6.00	3.42
Cultivo Mixto	21.53	12.27
Pastos	4.10	2.34
Cultivos Anuales	7.67	4.37
Bosques	0.16	0.09
Área Urbana	44	25.08
Total	100	56.99

Tabla 4.4.7: Tipos de cultivo del área de estudio.

A continuación presentamos una tabla que contiene los coeficientes de cultivo para cada mes según el uso del suelo en la zona de estudio, dichos valores fueron tomados del Balance Hídrico Nacional de SNET.

Uso del Suelo	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Veg. Arbustiva	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
C. Permanentes (Café)	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
C. Permanentes (Caña)	0.6	0.8	0.9	0.9	1	1	1	1	1.05	1.15	1.15	0.85
C. Mixto	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Pastos	1	1	1	1	1	1	1	1	1.1	1.1	1.1	1
C. Anuales	1	1	1	1	0.7	1	1.05	1.05	1	1	1	1
Bosque	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6

Tabla 4.4.8: Coeficientes de cultivo en el área de estudio

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Se obtendrá ahora el coeficiente de cultivo de toda la cuenca calculando un valor ponderado para cada mes; según las áreas de cada polígono de los usos de suelo; los coeficientes de cultivo correspondientes a la ocupación que se le da al suelo en la zona de estudio. A continuación se presenta el cálculo de Coeficiente de Cultivo ponderado para el mes de Enero y de la misma forma los demás meses resumidos en la siguiente tabla:

$$K_c = \frac{Kc_1A_1 + Kc_2A_2 + Kc_3A_3 + \dots}{A_T}$$

$$Kc = \frac{(0.7)(0.43)+(0.7)(8.99)+(0.6)(3.42)+(1.15)(12.27)+(1)(2.34)+(1)(4.37)+(0.6)(0.09)}{56.99}$$

$$Kc = 0.93$$

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Kc	0,93	0,95	0,96	0,96	0,93	0,87	0,97	0,97	0,98	0,99	0,99	0,95

Tabla 4.4.9: Coeficiente de cultivo mensual para la cuenca

Por lo tanto, la Evaporación de Cultivo se obtiene multiplicando el Coeficiente de Cultivo (Kc) por la Evapotranspiración Potencial de la siguiente forma:

Para el mes de Enero del año 2005:

$$ETc = Kc \times ETP$$

$$ETc = 0.93 \times 154.81 \text{ mm}$$

$$ETc = 143.97 \text{ mm}$$

Año/Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2000	135,23	127,1	149,15	150,2	152,71	137,4	158,48	158,08	150,01	146,38	129,31	120,46
2001	140,76	122,46	149,35	148,95	152,38	137,08	158,42	158,07	150,08	146,57	138,29	120,4
2002	141,69	121,83	148,23	148,74	151,65	137,2	158,57	158,02	150,11	146,57	129,36	120,31
2003	140,29	121,44	148,49	149,38	152,38	135,52	158,57	158,17	150,13	146,57	129,45	120,23
2004	134,94	126,98	147,49	150,21	152,55	137,18	158,6	157,93	150,11	146,58	129,38	120,33
2005	143,97	122,75	148,92	150,2	153,12	137,36	158,54	158,06	149,98	146,04	129,23	120,36

Tabla 4.4.10: Evapotranspiración de cultivo

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

■ *Reserva de Agua Útil (SAT).*

Se observó el tipo de suelo (Figura 4.4.1) y se determinó la textura que estos poseen para luego tomar el valor de la tabla de la USDA mostrada a continuación y ponderar el valor correspondiente a la cuenca de acuerdo a las áreas de cada polígono, considerando también un espesor de 2 pies de profundidad.

Textura	Punto de Marchitez (agua por pie de profundidad)			Capacidad de Campo (agua por pie de profundidad)			Capacidad de Agua Disponible (agua por pie de profundidad)		
	(%)	(pulg)	(mm)	(%)	(pulg)	(mm)	(%)	(pulg)	(mm)
Arena Media	1.7	0.3	7.62	6.8	1.2	30.48	5.1	0.9	22.86
Arena Fina	2.3	0.4	10.16	8.5	1.5	38.1	6.2	1.1	27.94
Franco Arenoso	3.4	0.6	15.24	11.3	2	50.8	7.9	1.4	35.56
Franco Arenoso Fino	4.5	0.8	20.32	14.7	2.6	66.04	10.2	1.8	45.72
Franco	6.8	1.2	30.48	18.1	3.2	81.28	11.3	2	50.8
Franco Limoso	7.9	1.4	35.56	19.8	3.5	88.9	11.9	2.1	53.34
Franco Arcilloso	10.2	1.8	45.72	21.5	3.8	96.52	11.3	2	50.8
Arcilloso	14.7	2.6	66.04	22.6	4	101.6	7.9	1.4	35.56

Tabla 4.4.11: Punto de marchitez, capacidad de campo y capacidad de agua disponible en suelos (USDA).

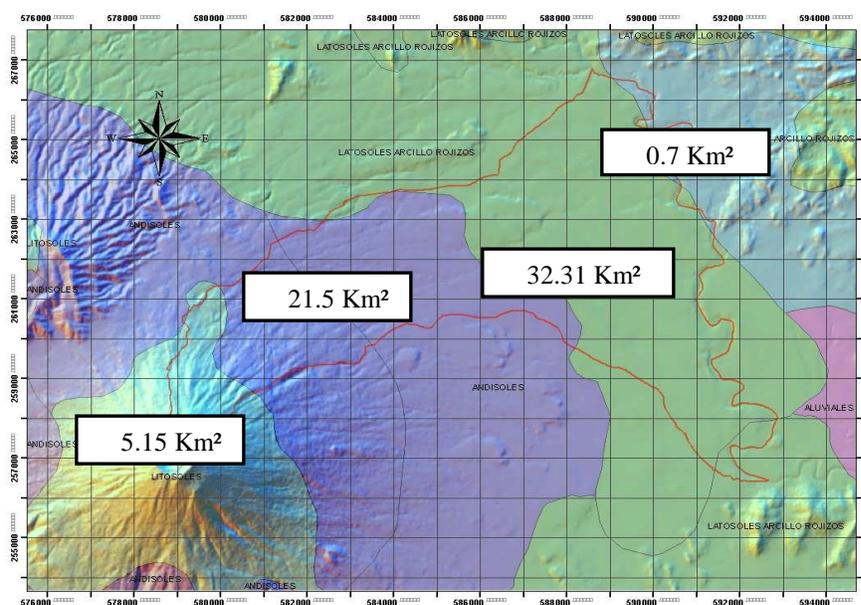


Figura 4.4.1: Áreas de Tipos de suelos de la zona de estudio

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**

Tipo de Suelo	Area (Km ²)	Area Rural Permeable (Km ²)	Capacidad de Agua Disponible en mm (2 pies)
Litsoles (Arena)	5.15	5.15	45.72
Andisoles (Franco)	21.5	18.70	101.60
Grumosoles (Arcilla)	0.7	0	71.12
Latosol Arc. Rojizo (Franco Arcilloso)	32.31	8.06	101.60
	56.99	31.91	SAT=95.58 mm

Tabla 4.4.12: Cálculo de Capacidad de agua disponible (SAT)

■ Evapotranspiración Real en la Zona Rural.

Para calcular la evapotranspiración real para el área rural, vamos a considerar nula la reserva del mes anterior a Enero, ya que durante este periodo el suelo se encuentra seco, entonces:

$$res_{i-1}=0$$

Y basándonos en las siguientes ecuaciones, llegaremos a determinar la evapotranspiración en dicha zona la cual la sumaremos a la evapotranspiración real en la zona urbana:

$$\text{Si } ETC < P + res_{i-1} \Rightarrow ETR = ETC$$

$$\text{Si } ETC > P + res_{i-1} \Rightarrow ETR = P + res_{i-1}$$

Donde:

ETC: Evapotranspiración de cultivo

P: Precipitación

ETR: Evapotranspiración Real

res_{i-1}: Reserva del periodo anterior al considerado

A continuación se resume el cálculo de la ETR para la zona rural en la siguiente tabla:

Año/Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
2000	0	0	0	12,00	152,71	137,40	158,48	158,08	150,01	146,38	66,20	0	981,26
2001	0	0	9,00	0	152,38	137,08	158,42	158,07	150,08	146,57	96,58	0	1008,18
2002	8,00	0	0	26,00	151,65	137,2	158,57	158,02	150,11	146,57	129,36	22,22	1087,70
2003	0	0	25,00	1,00	152,38	135,52	158,57	158,17	150,13	146,57	129,45	26,13	1082,92
2004	0	0	5,00	19,00	152,55	137,18	158,6	157,93	150,11	146,58	129,38	32,20	1088,53
2005	0	0	32,60	30,00	153,12	137,36	158,54	158,06	149,98	146,04	129,23	9,75	1104,68

Tabla 4.4.13: ETR en la zona rural

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Como el cálculo de la Evapotranspiración Real se hizo por separado para la zona urbana y rural, a continuación se presentan los valores anuales promedios para toda el área de estudio calculados mediante una ponderación de acuerdo a el área de cada una de las zonas antes mencionadas.

$$\text{Area Urbana: } A_{\text{urb}} = 27.75 \text{ km}^2$$

$$\text{Area Rural: } A_{\text{rur}} = 31,91 \text{ km}^2$$

Año	Eturb (mm)	Etrur (mm)	ETurb*Aurb	Etrur*Arur	Suma	ETRpond (mm)
2000	117,95	981,26	3273,113	31312,007	34585,120	579,70
2001	104,90	1008,18	2910,975	32171,024	35081,999	588,03
2002	131,41	1087,70	3646,628	34708,507	38355,135	642,90
2003	124,31	1082,92	3449,603	34555,977	38005,580	637,04
2004	128,65	1088,53	3570,038	34734,992	38305,030	642,06
2005	139,45	1104,68	3869,738	35250,339	39120,077	655,72

Tabla 4.4.14: Cálculo de ETR total

4.4.5 Infiltración.

El volumen infiltrado constituye el recurso renovable de los acuíferos y su conocimiento sirve para el planeamiento y explotación adecuada y racional de las aguas subterráneas.

En referencia a la estimación de la infiltración en el área de estudio se ha desarrollado el **METODO RAS de M. Junker Hidrogeólogo Proyecto FORGAES (año 2005)**, el cual se preparó con base a la información proporcionada por el SNET, con las precipitaciones promedios observadas durante 30 años y en el cálculo de la evapotranspiración real de 15 estaciones meteorológicas ubicadas en todo el país. El análisis hidrogeológico está calculado con base a datos y mapas básicos se determina con pocos cálculos la recarga del agua subterránea a los acuíferos, con valores cuantitativos en mm/año.

La metodología consiste en los criterios básicos de que la recarga subterránea o acuífera es la infiltración del agua superficial que pasa la zona no saturada del suelo y llega a la zona saturada de agua subterránea hasta alcanzar y constituir un acuífero.

A continuación aplicaremos paso a paso el método RAS a nuestra área de estudio:

Balance Climático.

$$BC \text{ (Balance Climático)} = P \text{ (Precipitación)} - ETR \text{ (Evapotranspiración Real)}$$

Año	P (mm)	ETR (mm)	BC=P-ETR (mm/año)
2000	1543	579,7	963,3
2001	1330	588,03	741,97
2002	1561	642,9	918,1
2003	1570	637,04	932,96
2004	1244	642,06	601,94
2005	1833,4	655,72	1177,68

Tabla 4.4.15: Cálculo de Balance Climático

Coefficiente de la Pendiente (Kp).

Este coeficiente se obtiene a partir del Mapa de las Pendientes que se encuentra en la Figura 4.4.2 y se observó el rango de pendiente que posee la zona de estudio, asignando los coeficientes correspondientes para luego determinar el valor ponderado para toda la cuenca.

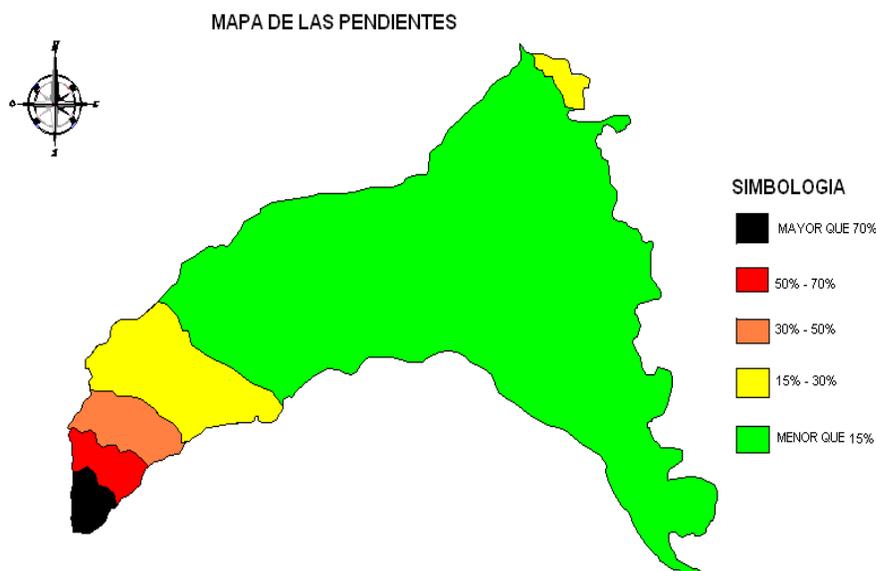


Figura 4.4.2: Mapa de Pendientes de la zona de estudio

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Pendiente	Kp	Profundidad hacia agua subterránea
Muy plano	0.40	
< 15% (verde)	0.15	2-1m
15-30% (amarillo)	0.10	
30-50% (naranja)	0.07	< 1m
50-70% (rojo)	0.05	Tejido urbano cerrado, zonas comerciales, etc.
>70% (café)	0.01	

Tabla 4.4.16: Valores de k_p según pendiente y prof. del agua subterránea

$$Kp = \frac{Kp_1A_1 + Kp_2A_2 + Kp_3A_3 + \dots}{A_T}$$

Zona	Área (km ²)	Kp	Kp x A
I	0.85	0.01	0.0085
II	1.22	0.05	0.061
III	2.00	0.07	0.14
IV	6.07	0.10	0.607
V	21.77	0.15	3.2655
VI (z. urbana)	25.08	0.05	1.254
	$A_T = 56.99$		$\sum KpA = 5.336$
			Kp = 0.094

Tabla 4.4.17: Cálculo de k_p para la zona de estudio

■ Coeficiente de Transpiración Vegetal (K_v).

En base a un mapa de uso de suelos que fue elaborado por una consultoría del proyecto SHERPA (año 2002) referente a 70 diferentes usos de suelo, el autor del método clasificó diferentes grupos de Coeficiente de Uso de Suelo K_v para todo el país, de los cuales para el área de estudio se presenta en la siguiente figura. A continuación se muestra el cálculo del K_v para la zona de estudio:

$$Kv = \frac{Kv_1A_1 + Kv_2A_2 + Kv_3A_3 + \dots}{A_T}$$

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

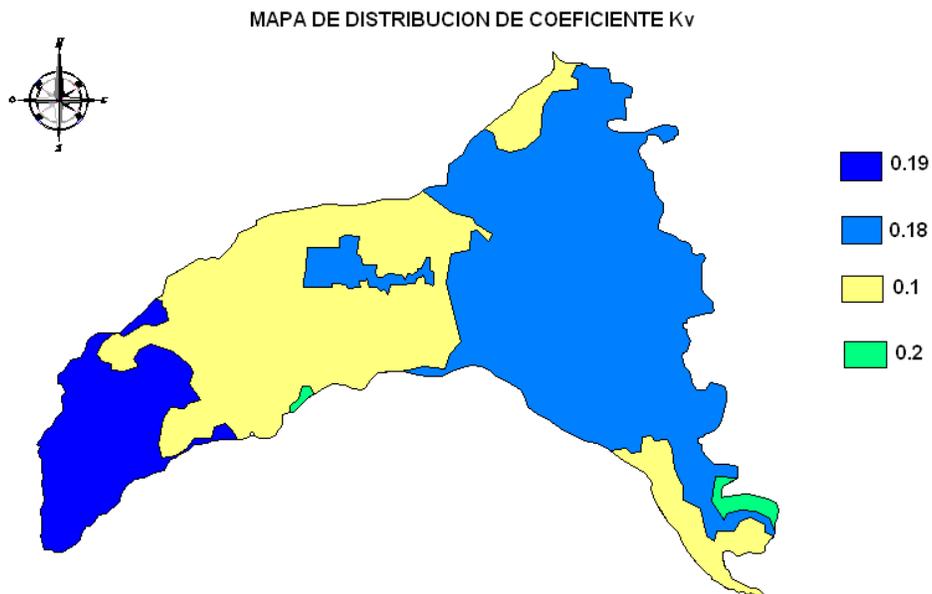


Figura 4.4.3: Mapa de Coeficiente de Transpiración Vegetal (Kv)

Zona	Área (km ²)	Kv	Kv x A
I	7.21	0.19	1.3699
II	21.33	0.10	2.133
III	3.37	0.20	0.674
VI (z.urbana)	25.08	0.18	4.5144
	$A_T = 56.99$		$\sum KvA = 8.6913$
			Kv = 0.152

Tabla 4.4.18: Cálculo de Kv

■ **Coefficiente del Tipo de Suelo (K_{fc}).**

Para obtener el K_{fc} se obtienen las áreas de cada tipo de suelo de la zona de estudio a partir de la figura 4.4.1 antes expuesta y su respectivo coeficiente de acuerdo a la textura del suelo.

Textura de Suelo	K_{fc}
Suelos arcillosos, latosote de altura, Zona urbana, suelo compacto impermeable	0.10
Suelos de combinación de limo y arcilla, Litosoles y Regosoles de valles	0.15
Suelo arenoso, recientes, suelos de cauces de ríos, suelos no muy compactos	0.20

Tabla 4.4.19: Coeficiente de tipo de suelo k_{fc}

$$K_{fc} = \frac{K_{fc1}A_1 + K_{fc2}A_2 + K_{fc3}A_3 + \dots}{A_T}$$

Tipo de Suelo	Área Rural Permeable (Km ²)	K_{fc}	$K_{fc} \times A$
Litosoles	5.15	0.15	0.7725
Andisoles	18.70	0.20	3.74
Grumosoles	0	0.20	0
Latosol Arc. Rojizo	8.06	0.15	1.209
Area Urbana	25.08	0.10	2.508
	$A_T = 56.99$		$\sum K_{fc} A = 8.2295$
			$K_{fc}=0.144$

Tabla 4.4.20: Cálculo de k_{fc} para la zona de estudio

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

Entonces la recarga se calcula de manera anual utilizando la siguiente fórmula según el método RAS:

$$I = BC \times C$$

Donde:

I: Infiltración anual en mm

BC: Balance climático de la cuenca en mm/año

C: Coeficiente de infiltración, del cuál, $C = K_p + K_v + K_{fc}$

$$C = 0.094 + 0.152 + 0.144$$

$$C = 0.39$$

El cálculo de la infiltración se presenta en la siguiente tabla de forma anual:

Año	BC (mm/año)	Infiltración I en (mm/año)
2000	963.30	375.69
2001	741.97	289.37
2002	918.10	358.06
2003	932.96	363.85
2004	601.94	234.76
2005	1177.68	459.30

Tabla 4.4.21: Cálculo de la Recarga o Infiltración

4.4.6 Escorrentía Superficial.

Para el Balance Hídrico de la Cuenca del acuífero de San Miguel, se ha tomado como punto de control la estación hidrométrica Moscoso (N 13° 27.7' y W 88° 9.2'), ubicada en el inicio del río Grande de San Miguel, la cual tiene un área de influencia de 1074 km². Esta estación presenta un periodo de registro discontinuo de la cuál, SNET proporciono los caudales promedio mensuales y anuales para los años hidrológicos 1979-1980 y 1980-1981. Con base en los datos de

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**

caudal promedio mensual y anual, se determinaron las escorrentías en milímetros y en millones de metros cúbicos.

Para calcular la escorrentía en la zona rural, hacemos una relación entre el Área Rural y el Área de influencia de la estación Moscoso para así calcular el aporte que la zona rural le da al río. La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos de aporte de caudal del área rural al río Grande de San Miguel y su promedio anual.

$$A_{RUR} / A_{INF} = 31.91km^2 / 1074km^2$$

$$A_{RUR} / A_{INF} = 0.0297$$

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DICI	ANUAL
HIDROL.	Qm³/s												
1979-1980	0,10	0,08	0,08	0,07	0,15	0,76	0,93	0,85	1,74	1,49	0,43	0,15	0,57
1980-1981	0,13	0,09	0,08	0,08	0,54	1,73	0,54	1,21	1,68	1,88	0,35	0,17	0,71
PROMEDIO	0,12	0,08	0,08	0,07	0,34	1,24	0,74	1,03	1,71	1,68	0,39	0,16	0,64
Esc Mm3													20,07

Tabla 4.4.22: Caudales de aporte de zona rural al río Grande de San Miguel

Para la zona urbana por ser casi impermeable, consideraremos que el 90% de la precipitación se convierte en escorrentía, mientras que el 10% restante ya sea que se evapore o se infiltre, este cálculo se resume en la siguiente tabla:

Año/Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual	Esc Mm³
2000	0	0	0	10,80	321,30	244,80	118,80	254,70	333,00	95,40	9,90	0	1388,70	34,83
2001	0	0	8,10	0	250,20	58,50	194,40	220,50	130,50	333,90	0,90	0	1197,00	30,02
2002	7,20	0	0	23,40	284,40	162,00	207,00	197,10	230,40	243,00	50,40	0	1404,90	35,23
2003	0	0	22,50	0,9	152,10	292,50	141,30	260,10	208,80	280,80	54,00	0	1413,00	35,44
2004	0	0	4,50	17,10	215,10	97,20	224,10	73,80	293,40	135,00	59,40	0	1119,60	28,08
2005	0	0	29,34	27,00	343,89	136,80	144,63	323,91	315,90	289,53	38,79	0,27	1650,06	41,38

Tabla 4.4.23: Escorrentía superficial en la zona urbana en mm y millones de m³ al año.

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**

Ahora sumamos el volumen de agua aportado a la estación hidrométrica más el volumen de escorrentía para la zona urbana.

Año	Esc Total Mm³
2000	54,90
2001	50,09
2002	55,30
2003	55,51
2004	48,15
2005	61,45

Tabla 4.4.24: Escorrentía total

4.4.7 Demandas.

Para la estimación de demanda hídrica del acuífero, se obtuvo información de censos de población realizados en El Salvador y específicamente para la ciudad de San Miguel, estimando así la tasa crecimiento poblacional; además se obtuvo datos de extracción de pozos del año 2004, base de datos de ANDA, por lo que se hizo una proyección para los demás años y cuantificar la posible extracción actual.

Año	1930	1951	1961	1971	1992
Población urbana	17404	26702	39949	61949	127696

Tabla 4.4.25: Censos de población para la ciudad de San Miguel.

Para el cálculo del consumo domiciliar, se estimó la población para los años 2000 a 2005 (Tasa de crecimiento según modelo geométrico: $i = 3.50\%$) y para una dotación de 200 lt/persona/día se encontró el volumen total consumido.

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**

Año	Población $P_2=P_1(1+0.0350)^n$	Consumo Mm3
2000	168152	12308,73
2001	174037	12704,7
2002	180128	13149,34
2003	186433	13609,61
2004	192958	14124,53
2005	199711	14578,9

Tabla 4.4.26: Consumo anual de agua para San Miguel

ANDA establece varias categorías de consumo de agua potable, son las siguientes:

- Comercios
- Gobierno Central
- Instituciones Autónomas
- Instituciones Municipales
- Marginales
- Pozos privados

A continuación se presentan estos datos para el año 2004 y de acuerdo a la tendencia de crecimiento determinada gráficamente se obtuvo una ecuación de tendencia y se encontraron los volúmenes para los demás años.

Categoría	Fórmula
Comercios	$Y = 1/(-0.00000017X + 0.0000069)$
Industrias	$Y = 3435.667 - 0.59394X$
Gob. Central	$Y = 32180.24 + 94.09091X$
Inst. Autónomas	$Y = 5601.515 + 0.77972X$
Inst. Municipales	$Y = 8204.267 + 83.64242X$
Marginales	$Y = 8066.152 - 4.77972X$
Pozos Privados	$Y = 1/(-0.00000031X+0.000009)$

Tabla 4.4.27: Fórmulas de tendencia de consumos; donde Y: representa consumo en el mes y X: el número de mes correspondiente a partir de enero de 2004 como origen

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**

Año/Categoría	2000	2001	2002	2003	2004	2005
Comercios	858298	1003571	1208243	1518353	2468881	3277380
Industrias	41531	41445	41360	41274	38200	41096
Gob. Central	338177	351726	365275	378824	393502	407051
Inst. Autónomas	66821	66933	67045	67157	67279	67391
Inst. Municipales	55794	67838	79883	91927	98844	117020
Marginales	99231	98543	97855	97167	96421	95732
Pozos Privados	858298	1003571	1208243	1518353	1820317	4168497
Total m³	2318150	2633627	3067904	3713055	4983444	8174167
Total Mm³	2.32	2.63	3.07	3.71	4.98	8.17

Tabla 4.4.28: Volúmenes de consumo proyectados para la ciudad de San Miguel.

Para obtener la demanda total, sumaremos los volúmenes de consumo domiciliario más los volúmenes estimados a partir de los datos de ANDA para las demás categorías, cada año.

Año	2000	2001	2002	2003	2004	2005
Cons. Domiciliar	12.31	12.70	13.15	13.61	14.12	14.58
Cons. Cat. ANDA	2.32	2.63	3.07	3.71	4.98	8.17
Total Mm³	14.63	15.33	16.22	17.32	19.10	22.75

Tabla 4.4.29: Consumos totales anuales

4.4.8 Resultados.

Finalmente, teniendo todas las variables calculadas, aplicamos la ecuación de balance hídrico para encontrar el cambio de almacenamiento y que se traduce en variación del nivel freático ya sea en aumento si el cambio de almacenamiento es positivo o en disminución si resulta negativo.

$$\text{ENTRADAS} - \text{SALIDAS} = \text{CAMBIO DE ALMACENAMIENTO}$$

$$P - ET - R - I = \Delta V$$

El Balance Hídrico para el área de estudio se resume en la siguiente tabla.

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**

Año (Mm ³)	Precipitación (Mm ³)	Evapotranspiración (Mm ³)	Escorrentía Superficial (Mm ³)	Demandas (Mm ³)	Infiltración (Mm ³)	Cambio de Almacenamiento ΔV (Mm ³)
2000	87,94	33	54,9	14,63	21,41	-36,04
2001	75,8	33,5	50,09	15,33	16,49	-39,62
2002	88,96	36,6	55,3	16,22	20,41	-39,61
2003	89,47	36,3	55,51	17,32	20,74	-40,4
2004	70,9	36,6	48,15	19,1	13,38	-46,32
2005	104,5	37,4	61,45	22,75	26,18	-43,25

Tabla 4.4.30: Resultados del Balance Hídrico.

El siguiente gráfico ilustra el Balance Hídrico en la zona para cada año desde el 2000 hasta el 2005, podemos apreciar que las salidas suman un valor mayor que al de las entradas, por lo tanto se aprecia un cambio de almacenamiento negativo.

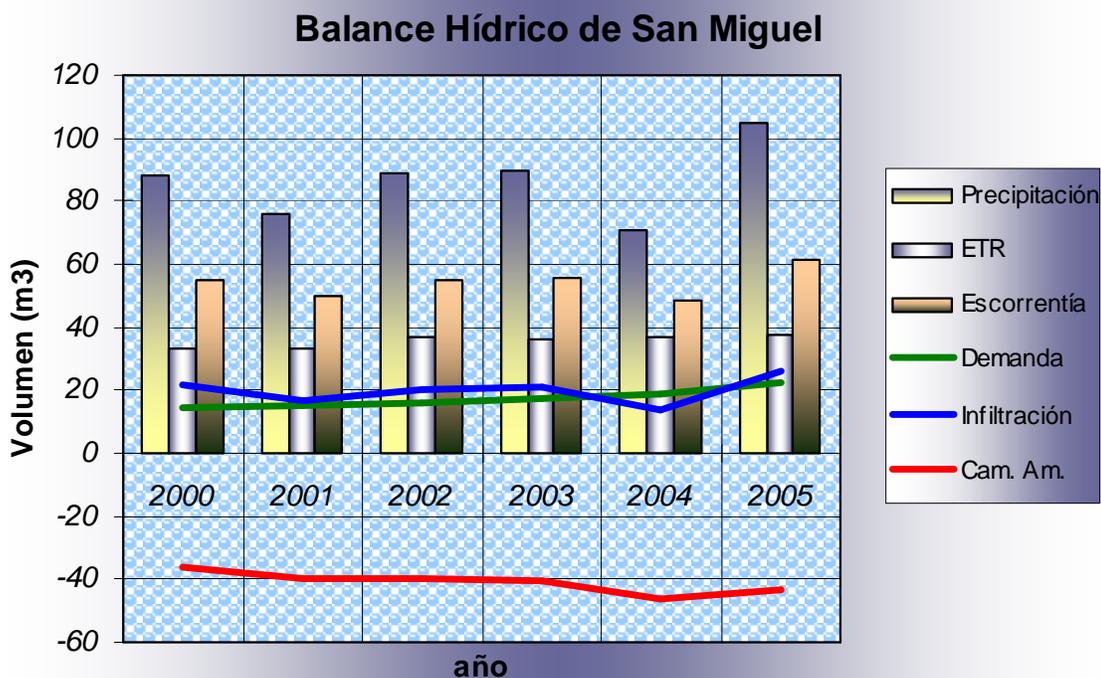
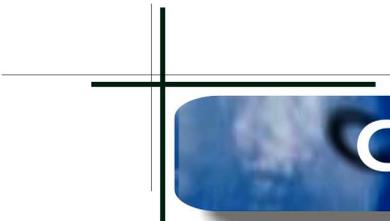


Figura 4.4.4: Gráfico de Balance Hídrico para la zona de estudio



CAPITULO



**PROPUESTA DE
SISTEMAS
DE RECARGA
ARTIFICIAL**



V

Para realizar la Propuesta seleccionamos dos de las microcuencas estudiadas en el apartado 4.1 “Determinación de Caudales Máximos”, estas son la Microcuenca “Milagro de La Paz” y la Microcuenca “El Amate”. La razón por lo cual se escogieran es debido a que en estos puntos se producen los mayores volúmenes de esorrentía y por lo tanto mayor inundación.

Se proponen Pozos de infiltración con sus respectivas obras anexas o complementarias que ayudan a un mejor funcionamiento de estos. El procedimiento de diseño que se debe seguir para lograr un adecuado funcionamiento de estos Pozos debe considerar un análisis de factibilidad, una recopilación de antecedentes, la elección de materiales y el equipamiento necesario, un dimensionamiento de los elementos principales y finalmente detalles del diseño.

5.1 MICROCUENCA “MILAGRO DE LA PAZ”.

5.1.1 FACTIBILIDAD DE OBRAS.

El estudio de factibilidad permite determinar, en base a las características disponibles del suelo y del agua subterránea del lugar; si se puede infiltrar o no las aguas lluvias superficiales hacia el suelo y si es conveniente o no utilizar un pozo de infiltración. Además se debe verificar la disponibilidad de espacio para estas obras.

Disponibilidad de Espacio.



Figura 5.1.1: Disponibilidad de espacio en las esquinas y aceras de la colonia Milagro de La Paz.

Para nuestra investigación se hizo un recorrido de campo; en el cual se determinó que existía espacio en las esquinas de las calles para aplicar Pozos de Infiltración con Cajas Sedimentadoras, no así para querer proponer otros sistemas que requieren mayor espacio, con el cual no se cuenta debido a que en la colonia está totalmente urbanizada y los terrenos baldíos que existen son propiedad privada.

Características del Suelo y del Agua Subterránea.

Geología del lugar.

De acuerdo a los perfiles estratigráficos en la colonia milagro de la paz, se encuentran suelos que constituyen buenas condiciones acuíferas; como basaltos y piroclásticos (cenizas y escorias volcánicas). Además hay gran cantidad de suelo suelto producto de la erosión de estos.

Transmisividad.

La transmisividad en este lugar de acuerdo a la tabla 4.3.8 es de 575 m²/día, es decir, que se permite una buena circulación de agua en el subsuelo.

Permeabilidad y Porosidad Eficaz del suelo.

De acuerdo al mapa de Conductividad Hidráulica o Permeabilidad (**mapa 9**) se puede determinar que en la zona de la colonia Milagro de La Paz los valores de permeabilidad están comprendidos entre 1.02×10^{-4} m/seg a 3.2×10^{-4} m/seg; lo cual resulta favorable ya que no son aptos para estos sistemas suelos con permeabilidad menor a 1×10^{-5} m/seg.

En cuanto a los valores de Porosidad, 4.9 % a 10% como se observa en el **mapa 10** son adecuados, es decir, hay capacidad de almacenar y traspasar agua en el acuífero.

Riesgo de Contaminación.

Los resultados obtenidos (tabla 4.2.1) de las aguas lluvias que se utilizará para la recarga en este lugar, nos indica que no hay problema de contaminar el acuífero; debido a que el valor de PH 6.6 y 2.13 de Cloruros, son aceptables según el laboratorio “O.M JUAREZ CONSULTORES” que analizó las muestras. Además el aporte de las agua lluvias al Acuífero, no tendría mayor impacto sobre la calidad del recurso, ya que el agua del acuífero receptor de acuerdo al diagrama de Piper

(figura 4.3.23) para esta zona indica que son aguas carbonatadas y mixtas. Se tendrían problemas para generar la recarga artificial al tener agua sulfatadas y estas entrarán en contacto con las aguas de lluvia.

Capacidad de Infiltración.

De acuerdo al mapa de Infiltración (**mapa 11**) se tiene que para el lugar la tasa de infiltración oscila entre 6 mm/min (360 mm/hr) a 10 mm/min (600 mm/hr), por lo cual es favorable ya que el valor mínimo que se exige es de 20 mm/hr.

Nivel Estático.

Para esta zona se tiene que el agua está a una profundidad de 18.5 mt a 39.3 mt (**anexo 4**); lo cual resulta favorable para proponer la profundidad del pozo de infiltración, debido a que el agua subterránea no está cercana a la superficie.

De acuerdo a las condiciones existentes en el terreno la factibilidad de este diseño es válida debido a que no se incumple ninguno de los puntos anteriores.

5.1.2 DIMENSIONAMIENTO.

Consiste fundamentalmente en determinar el número de pozos, su profundidad, y su volumen de almacenamiento disponible para recibir el exceso de agua del sector. Para el dimensionamiento de los pozos de infiltración se requiere disponer de las características del terreno y del suelo base, así como también de características del acuífero receptor tanto hidrogeológicas e hidrodinámicas.

A lo largo de la microcuenca Milagro de La Paz se proponen una cantidad de pozos, por lo cual se explicará el cálculo solo para uno de ellos y para los demás se presenta un cuadro resumen.

A continuación se explica el procedimiento para el pozo del área aportante A1:

Área Aportante y Coeficiente de Esguerrimiento.

Se delimita el área aportante que le esta llegando al pozo por la digitalización de la cuenca y se obtiene el valor.

$$A = 90,103.13 \text{ m}^2$$

Ahora el coeficiente de esguerrimiento ponderado ya se obtuvo en el apartado 4.1, el cual es para un período de retorno de 30 años. Este “C” es el mismo para todas las subcuencas a analizar.

$$C_{\text{PONDERADO}} = 0.85, \text{ para } T = 30 \text{ años}$$

Tasa de Infiltración.

Debido a que las pruebas de infiltración realizadas con el método del Infiltrómetro de doble anillo son muy superficiales, se decidió utilizar el valor de conductividad hidráulica o permeabilidad (Kf), ya que para su cálculo se consideran estratos del subsuelo mas profundos. En esta zona de acuerdo al mapa de permeabilidad obtenemos un rango entre 367.2 mm/hr – 1,152 mm/hr. Entonces se obtiene un promedio:

$$Kf = 759.6 \text{ mm/hr}$$

Este valor se utilizará para el análisis de todas las otras áreas aportantes (sub cuencas), pues consideramos como valor promedio para la zona de la colonia Milagro de La Paz.

Lluvia de Diseño.

Para seleccionar la lluvia de diseño se recomienda emplear el siguiente criterio:

**PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUÍFERO “SAN MIGUEL” Y
MITIGAR LAS ÁREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL**

T = 5 años si hacia aguas abajo del lugar existe una red de drenaje desarrollada.

T = 10 años si hacia aguas abajo no existe una red de drenaje desarrollada.

Para nuestro estudio tomamos un período de diseño de 6 años, es decir hasta el 2013, el cual corresponde a un periodo de retorno de T = 30 años; ya que los datos actuales con los que contamos de intensidades de precipitación son de 1983. La duración de la tormenta de diseño será de 10 min y tenemos un tiempo de concentración habiendo analizada esta área aportante de 8.9 min, y en San Miguel las tormentas tienen la característica de no tener una gran duración y en ese poco tiempo cae bastante agua; es la razón por la cual se escoge esa tormenta de diseño. Esta tormenta de diseño es la que se utilizara para las demás áreas aportantes de las sub cuencas.

Volumen Afluyente Acumulado.

Para el cálculo del volumen acumulado se utiliza el hidrograma unitario triangular por medio del cual se puede establecer el volumen del área de influencia durante la tormenta de diseño.

T (Años)	D (horas)	I (mm/hora)	C	A (m ²)	Tc (horas)	Llef (mm)	L (mm)	V (m ³)	Tp (horas)	Tb (horas)	Q (m ³ /seg)
30	0.08	252	0.85	90,103.13	0.148	15.42	20.16	1,389.61	0.13	0.34	2.24
30	0.17	199.2	0.85	90,103.13	0.148	25.91	33.86	2,334.21	0.17	0.46	2.79

Tabla 5.1.1: volumen de escorrentía del área aportante A1.

El $V_{\text{afl}} = 2,334.21 \text{ m}^3$ para el área aportante (A1) que le llega al pozo.

Dimensiones del Pozo.

Considerando el espacio disponible para este sector; la profundidad del nivel estático y las condiciones que presenta el suelo en cuanto a Transmisividad, Permeabilidad, Porosidad Eficaz y capacidad de infiltración; descritas en el apartado anterior de Factibilidad se propone el Pozo con las siguientes dimensiones:

D = 1.5 mt

H = 13 mt; pero como los 2mt primeros va la mampostería de ladrillo en el pozo, el

H útil = 11 mt

Material de Relleno.

Los pozos vacíos poseen un mayor volumen de almacenamiento, pero es necesario reforzarlos para evitar que las paredes se desmoronen cuando ingresa el agua por los lados. En situaciones como ésta es recomendable usar relleno. El material que se ocupará es Piedra cuarta y Grava No5 ó chispa.

Volumen de infiltración de 1 pozo.

Tenemos que para la zona $K_F = 759.6 \text{ mm/hr} = 0.7596 \text{ m/hr}$

- Obteniendo volumen de infiltración específico:

$$K_F = \frac{K_F}{A_{\text{inf. fondo}}} = \frac{0.7596 \text{ m/hr}}{3.1416(0.75)^2}$$

$$K_F = 0.43 \text{ m/hr/m}^2$$

Ahora el caudal de infiltración específico será:

$$Q_i = K_F \times A_{\text{inf. Lados}}$$

$$Q_i = 0.43 \text{ m/hr/m}^2 \times (3.1416 \times D \times H \text{ útil})$$

$$Q_i = 0.43 \text{ m/hr/m}^2 \times (3.1416 \times 1.5 \times 11)$$

$$Q_i = 22.28 \text{ m}^3/\text{hr/m}^2$$

Se tiene que:

$$V_{\text{inf. específico}} = Q_i \times T_b$$

Donde T_b lo obtenemos del hidrograma triangular (tabla 5.1.1); ya que es el tiempo base de toda la tormenta de diseño. Es decir encontraremos el volumen de infiltración para el tiempo en que se da toda la tormenta, incluso después de que llega el caudal pico al punto de interés (hidrograma de entrada).

$$V_{\text{inf. Especifico}} = 22.28 \text{ m}^3/\text{hr/m}^2 \times 0.46 \text{ hr}$$

$$V_{\text{inf. Especifico}} = 10.25 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Entonces el volumen de infiltración del pozo será:

$$V_{\text{inf.}} = V_{\text{inf. Especifico}} \times A_{\text{inf. Pozo}}$$

$$\begin{aligned}\text{Donde } A_{\text{inf. Pozo}} &= A_{\text{inf. Fondo}} + A_{\text{inf. Lados}} \\ &= 3.1416 (0.75)^2 + (3.1416 \times 1.5 \times 11) \\ &= 53.604 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$V_{\text{inf.}} = 10.25 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 53.604 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{inf.}} = \mathbf{549.41 \text{ m}^3}$$

Número de Pozos.

$$\text{Número de Pozos} = \frac{V_{\text{afl}}}{V_{\text{inf.}}}$$

$$\text{Número de Pozos} = \frac{2,334.21 \text{ m}^3}{549.41 \text{ m}^3}$$

$$\text{Número de Pozos} = 4$$

Se necesitan 4 pozos para infiltrar todo el volumen de agua generado en toda el área aportante, pero se proponen 2 pozos porque se quiere infiltrar un porcentaje de este volumen.

Volumen de almacenamiento.

$$V_{\text{alm}} = V_{\text{afl}} - V_{\text{inf.}}$$

Si proponemos para el área aportante 2 pozos de infiltración el $V_{\text{inf.}} = 1,098.82 \text{ m}^3$; entonces el volumen de almacenamiento que queda disponible es:

$$V_{\text{alm disponible}} = 2,334.21 \text{ m}^3 - 1,098.82 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{alm disponible}} = \mathbf{1,235.39 \text{ m}^3}$$

Pero 1 solo pozo me almacena:

$$\begin{aligned}V_{\text{alm 1 Pozo}} &= V_{\text{alm parte con mat. relleno}} + V_{\text{alm parte sin mat. de relleno}} \\ &= (\rho \times 3.1416 \times R^2 \times h) + (3.1416 \times R^2 \times h)\end{aligned}$$

Ya que al rellenar el pozo le quita un cierto porcentaje de almacenamiento es por eso que se obtiene por separado el volumen.

Donde:

ρ = porosidad del material de relleno que se empleara en el pozo

R = radio del pozo de infiltración

h = profundidad del pozo con material de relleno o sin material

$$V_{\text{alm 1 Pozo}} = (0.3 \times 3.1416 \times 0.75^2 \times 5) + (3.1416 \times 0.75^2 \times 6)$$

$$V_{\text{alm 1 Pozo}} = \mathbf{13.25 \text{ m}^3};$$

Pero como son dos pozos de infiltración tenemos que:

$$V_{\text{alm 2 Pozo}} = \mathbf{26.5 \text{ m}^3}$$

Volumen sobrante.

Este volumen será el que no se logre captar por los 2 pozos del área aportante y por lo tanto pasará a la siguiente área; es decir que este se le sumará al Volumen afluente de la siguiente área para tener un volumen afluente total, ya que se proponen pozos para captar solo una parte de agua no todo el volumen de escorrentía del lugar.

$$\begin{aligned} V_{\text{sobrante}} &= V_{\text{alm disponible}} - V_{\text{alm 2 Pozo}} \\ &= 1,235.39 \text{ m}^3 - 26.5 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$V_{\text{sobrante}} = \mathbf{1,208.89 \text{ m}^3}$$

A continuación se presenta un cuadro resumen con el dimensionamiento de los pozos para todas las áreas de la microcuenca Milagro de la paz. Dichos cálculos se realizan en forma similar al explicado anteriormente.

Sub cuenca	A (m ²)	V _{af1} (m ³)	V _{af1} Total (m ³)	D (mt)	H útil (mt)	H rell (mt)	V _{inf} 1Pozo (m ³)	# Pozos	V _{inf} Total (m ³)	V _{alm} disponible (m ³)	V _{alm} 1 Pozo (m ³)	V _{alm} Total (m ³)	V _{sobran} (m ³)
A1	90,103.13	2,334.21	2,334.21	1.5	11	5	549.41	2	1,098.82	1,235.39	13.25	26.5	1,208.89
A2	61,268.40	1,587.22	2,796.10	1.5	11	5	477.75	2	955.50	1,840.60	13.25	26.5	1,814.09
A3	60,119.69	1,557.46	3,371.55	1.5	11	5	573.30	2	1146.60	2,224.96	13.25	26.5	2,198.45
A4	32,311.31	837.06	3,035.51	1.5	11	5	453.86	2	907.72	2,127.79	13.25	26.5	2,101.28
A5	55,325.92	1,433.27	3,534.55	1.5	11	5	513.58	2	1027.16	2,507.39	13.25	26.5	2,480.88
A6	19,992.17	517.92	2,998.80	1.5	11	5	441.92	2	883.84	2,114.96	13.25	26.5	2,088.46
A7	54,886.87	1,421.90	3,510.36	1.5	11	5	513.58	2	1027.16	2,483.20	13.25	26.5	2,456.69
A8	42,553.01	1,102.38	3,559.07	1.5	11	5	513.58	2	1027.16	2,531.91	13.25	26.5	2,505.40
A9	41,917.12	1,085.90	3,591.30	1.5	11	5	501.64	1	501.64	3,089.66	13.25	13.25	3,076.41
A10	27,151.98	703.40	3,779.81	1.5	8	3	236.63	1	236.63	3,543.18	10.43	10.43	3,532.75
A11	35,964.67	931.70	4,464.45	1.5	8	3	230.24	1	230.24	4,234.22	10.43	10.43	4,223.79
A12	11,756.26	304.56	4,528.35	1.5	8	3	191.86	1	191.86	4,336.49	10.43	10.43	4,326.06
A13	23,918.39	619.63	4,945.69	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,945.69

Tabla 5.1.2: Resumen del dimensionamiento de los pozos de infiltración para la microcuenca “Milagro de La Paz”.

De acuerdo a la tabla 5.1.2, obtuvimos un total de 20 pozos de infiltración para toda la microcuenca, con los cuales se logra que llegue al punto de inundación un volumen de 4,945.69 m³. Sin la implementación de dichos sistemas el volumen que llega es de 14, 469.34 m³ (ver tabla 4.1.6); por lo que se estaría reduciendo en un 65.8% (9,523.65 m³) la cantidad de agua en el punto de interés.

Habrán 17 Pozos con las siguientes dimensiones (Tipo A):

Diámetro = 1.5 mt

Profundidad = 13 mt

Profundidad útil del pozo = 11 mt

Profundidad con material de relleno = 5 mt

Además 3 Pozos de las dimensiones siguientes (Tipo B):

Diámetro = 1.5 mt

Profundidad = 10 mt

Profundidad útil del pozo = 8 mt

Profundidad con material de relleno = 3 mt

5.1.3 DETALLES DEL DISEÑO

Descripción.

De acuerdo al Plano No 1 se puede observar en qué lugares de la colonia se proponen estos Pozos y como estos sistemas de infiltración van a ir acompañados de obras anexas o complementarias que se explican a continuación:

Se utilizarán tragantes en el lugar aledaño al pozo; es decir que si el pozo esta propuesto en la acera de una esquina se utiliza tragantes en las 4 esquinas cercanas para captar el agua. A la vez tienen la función de cajas sedimentadoras, ya que de acuerdo a los resultados obtenidos las aguas lluvias de este sector transportan gran cantidad de sedimentos; entonces al entrar el agua a estas cajas se deposita en el fondo y quedarán las partículas de sedimentos y de ahí se traslada el agua limpia al pozo mediante una tubería que conecta a el.

Las dimensiones de estas cajas sedimentadoras son de 1.1mt x 1.2mt largo por ancho, y de 2 mt de profundidad. Para que no quede agua estancada en estas cajas se propone que el fondo sea permeable, por lo que se colocará una capa de 20 cm de relleno (chispa). Tendrán una losa de concreto como tapadera de 1.60mt x 1.40mt y la entrada al tragante consistirá en una parrilla de diámetro de ¼” a cada 5 cm en ambos sentidos (ver detalle de la vista isométrica del tragante en **plano No 3**). La tubería que conecta al pozo esta a 50 cm desde el fondo de la caja; y se utilizará de PVC con un diámetro de 16”.

Finalmente los pozos de acuerdo al dimensionamiento tendremos Tipo A y B, los cuales tendrán una tapadera de concreto armado con un diámetro de 1.80 mt.

Especificaciones Técnicas Generales.

Los pozos de infiltración no demandan técnicas especiales, sin embargo, ciertos aspectos deben ser examinados con precaución:

Aportes de suelo de las zonas cercanas.

Se recomienda evitar todo aporte de tierra hacia el pozo durante la construcción con el fin de limitar la colmatación en superficie o en profundidad. Para ello se procurará poner en servicio el pozo dentro de las últimas etapas de la construcción de la obra si forma parte de una faena de

mayor envergadura. Si es necesario se debe instalar una solución transitoria en el lugar para recoger y evacuar las aguas lluvias.

Control de las dimensiones.

Es importante respetar las dimensiones estimadas a partir del estudio hidráulico, con la finalidad de responder a los objetivos fijados. Se examinarán particularmente la profundidad y la sección transversal.

Calidad de los materiales.

Se recomienda verificar la porosidad eficaz del material antes de comenzar el relleno, con el fin de evitar una reducción del volumen de almacenamiento. Para el relleno se requieren materiales limpios y en lo posible previamente lavados.

Control durante la realización.

La construcción de los pozos no demanda una atención particular. Los pozos pueden ser realizados manualmente o mecánicamente por medio de palas mecánicas dependiendo de sus dimensiones. Deben tomarse precauciones para evitar los derrumbes y en caso necesario considerar la entibación.

El diámetro y la profundidad de los pozos deben ser controlados para asegurar las capacidades de almacenamiento e infiltración previstas en el diseño.

Control al final de la realización.

Una vez finalizada la construcción se debe constatar el buen funcionamiento hidráulico del pozo y de sus elementos anexos, para lo cual se puede verificar la capacidad de almacenamiento y vaciamiento simultáneamente llenándolo controladamente de agua y midiendo los tiempos en que baja el nivel del agua entre dos marcas preestablecidas, empleando para ello el tubo piezométrico.

5.2 MICROCUENCA “EL AMATE”.

5.2.1 FACTIBILIDAD DE OBRAS.

Disponibilidad de Espacio.



Figura 5.2.1: Disponibilidad de espacio en la calle hacia Cantón El Amate y aceras de la parte urbanizada.

Debido a la poca disponibilidad de espacios tanto en la zona urbana como rural de esta microcuenca, el uso de sistemas de Recarga Artificial se limita únicamente a pozos de infiltración, ya que estos ocupan un área de construcción reducida y permitiendo un almacenamiento relativamente importante de acuerdo al área aportante que estos tengan, dando lugar que el agua penetre en estratos de buena permeabilidad que se encuentran en el subsuelo.

Además, la implementación de esta propuesta se recomienda al mismo tiempo que se pavimente la Calle Chaparrastique, ya que si la propuesta se echara a andar a plazo inmediato los sistemas se colmarían por la gran cantidad de sedimentos que son arrastrados hacia la zona baja producto de la erosión, disminuyendo en gran medida el rendimiento de los pozos, y no habría unos sedimentadores capaces de trabajar de una manera optima con dicha cantidad de sedimentos.

Tal como pudimos comprobar en el recorrido de campo que se realizó al lugar:



Figura 5.2.2: Sedimentos que se encuentran a la orilla de la calle chaparrastique.

Características del Suelo y del Agua Subterránea.

Geología del lugar.

De acuerdo a los perfiles estratigráficos en la zona del Cantón El Amate, se encuentran suelos que constituyen buenas condiciones acuíferas, conformados de materiales de origen volcánico como los piroclásticos (cenizas y escorias volcánicas). Además hay gran cantidad de suelo suelto producto de la erosión que provoca el agua en estos.

Transmisividad.

La transmisividad del suelo de la microcuenca “El Amate” de acuerdo al **mapa 8** se determinó que en la zona es del orden de los 500 m²/día a 1500 m²/día, en base a información de pozos perforados por ANDA en dicha zona.

Permeabilidad y Porosidad Eficaz del suelo.

De acuerdo al mapa de Conductividad Hidráulica o Permeabilidad (**mapa 9**) se puede determinar que en la zona de El Amate los valores de permeabilidad están comprendidos entre

1.02×10^{-4} m/seg a 3.2×10^{-4} m/seg; lo cual resulta favorable ya que no son aptos para estos sistemas suelos con permeabilidad menor a 1×10^{-5} m/seg.

En cuanto a los valores de Porosidad, 4.9 % a 10% como se observa en el **mapa 10** son adecuados, es decir, hay capacidad de almacenar y traspasar agua en el acuífero.

Riesgo de Contaminación.

Los resultados obtenidos (tabla 4.2.1) de las aguas lluvias que se utilizará para la recarga en este lugar, nos indica que no hay problemas de contaminación del acuífero; debido a que el valor de PH de 5.9 a 6.4 y de Cloruros 1.63 a 1.84, son aceptables según el laboratorio que analizo las muestras de aguas lluvias. Además el aporte de esta agua al Acuífero, no tendría mayor impacto sobre la calidad del recurso, ya que el agua del acuífero receptor de acuerdo al diagrama de Piper (**figura 4.3.23**) para la zona de El Amate indica que son aguas carbonatadas y mixtas.

Capacidad de Infiltración.

De acuerdo al mapa de Infiltración (**mapa 11**) se tiene que para el lugar la tasa de infiltración oscila entre 3 mm/min (180 mm/hr) a 6 mm/min (360 mm/hr), por lo cual es favorable ya que el valor mínimo que se exige es de 20 mm/hr.

Nivel Estático.

Para esta microcuenca se tiene que el agua está a una profundidad de 22 mt cercano a la Av. Roosevelt y a 48.8 mt en la parte alta (cantón El Amate) (**Anexo 3**); lo cual resulta favorable para proponer la profundidad del pozo de infiltración, debido a que relativamente el agua subterránea no está cercana a la superficie.

De acuerdo a las condiciones existentes en el terreno la factibilidad de este diseño es valida debido a que no se incumple ninguno de los puntos anteriores.

5.2.2 DIMENSIONAMIENTO.

De igual manera que se explicó en la microcuenca “Milagro de La Paz”, para la microcuenca El Amate se propone cierta cantidad de pozos, cuyo cálculo para determinar el número de ellos es similar a la primera; por lo cual no es necesario explicar nuevamente dicho procedimiento, presentándose los resultados en un cuadro resumen.

A continuación se presenta un cuadro resumen con el dimensionamiento de los pozos para todas las áreas de la microcuenca El Amate:

Sub cuenca	A (m ²)	V _{afil} (m ³)	V _{afil} Total (m ³)	D (mt)	H útil (mt)	H rell (mt)	V _{inf} 1Pozo (m ³)	# Pozos	V _{inf} Total (m ³)	V _{alm} disponible (m ³)	V _{alm} 1 Pozo (m ³)	V _{alm} Total (m ³)	V _{sobran} (m ³)
A1	357.630,39	8065.79	8065.79	1.5	13	6	879.65	5	4,398.24	3,667.55	15.55	77.75	3,589.80
A2	218.930,27	4937.63	8,527.43	1.5	13	6	697.08	5	3485.40	5,042.03	15.55	77.75	4,964.27
A3	372.777,79	8407.42	13,371.69	1.5	13	6	780.07	5	3900.33	9,471.37	15.55	77.75	9,393.61
A4	123.595,11	2787.49	12,181.10	1.5	11	5	800.23	4	3200.92	8,980.19	13.25	53.01	8,927.17
A5	58.486,30	1319.07	10,246.24	1.5	11	5	441.92	3	1325.75	8,920.49	13.25	39.76	8,880.73
A6	34.751,09	783.76	9,664.49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9,664.49

Tabla 5.2.1: Resumen del dimensionamiento de los pozos de infiltración para la microcuenca “El Amate”.

De acuerdo a la tabla 5.2.1, obtuvimos un total de 22 pozos de infiltración para toda la microcuenca, con los cuales se logra que llegue al punto de inundación un volumen de 9,664.49m³. Sin la implementación de dichos sistemas el volumen que llega es de 26,305.17 m³ (ver tabla 4.1.14); por lo que se estaría reduciendo en un 63.3 % la cantidad de agua en el punto de interés.

Habrán 15 Pozos con las siguientes dimensiones (Tipo C):

Diámetro = 1.5 mt

Profundidad = 15 mt

Profundidad útil del pozo = 13 mt

Profundidad con material de relleno = 6 mt

Además 7 Pozos de las dimensiones siguientes (Tipo A):

Diámetro = 1.5 mt

Profundidad = 13 mt

Profundidad útil del pozo = 11 mt

Profundidad con material de relleno = 5 mt

5.2.3 DETALLES DEL DISEÑO

Descripción.

De acuerdo al Plano No 4 se puede observar en qué lugares de la microcuenca se proponen estos Pozos y como estos sistemas de infiltración van a ir acompañados de obras anexas o complementarias que se explican a continuación:

En el área semi urbana se propone cuando se pavimente la calle se hagan canaletas de concreto de 0.80 mt de ancho por 0.70 mt de profundidad; para atacar el problema de los sedimentos se sugiere que en el área cercana a los pozos en la parte inferior de estas canaletas vayan cajas resumidoras que actúen como sedimentadores a la hora que el agua entre en estas y se deposite el material fino en el fondo y que de estas cajas se conecte una tubería al pozo de infiltración, para trasladar el agua libre de sedimentos.

Dichas cajas tendrán las siguientes dimensiones: 1 mt de ancho por 2 mt de profundidad, dentro de los cuales los últimos 20 cm se colocará una capa de material de relleno (chispa) para que el agua no se quede estancada; de longitud las cajas tienen 1.50 mt y en la parte superior llevarán una parrilla con ángulo de 1 ¾” y con tubos industriales de 1” a cada 3 cm. Antes de que el agua llegue a la caja se colocan 3 bordillos reductores de velocidad a 20 cm de la parrilla (ver detalle de reductores de velocidad, plano No 5) con la función de que retenga la basura y reduzca la velocidad del agua. La tubería que conecta de las cajas resumidoras al pozo es de un diámetro de 16” (160 PSI) y de PVC.

Para el área urbana los pozos se proponen en las aceras donde se encuentre suficiente espacio, y el agua que llegue a ellos se captará por medio de tragantes que funcionen a la vez como cajas sedimentadoras, de las mismas dimensiones propuestas para la microcuenca de la milagro de la paz. Finalmente los pozos de acuerdo al dimensionamiento tendremos Tipo A y C, los cuales tendrán una tapadera de concreto armado con un diámetro de 1.80 mt.

Especificaciones Técnicas Generales.

En la microcuenca Milagro de la Paz ya se explicó los cuidados que se deben tener antes, durante y después de la construcción de los Pozos de infiltración; los aspectos que se toman en cuenta son: Aportes de suelo de las zonas cercanas, Control de las dimensiones, Calidad de los materiales, Control durante la realización, Control al final de la realización.

Por lo que no es necesario explicarlos nuevamente.

5.3 MANTENIMIENTO DE LOS SISTEMAS.

Los pozos de infiltración requieren un mantenimiento regular para asegurar un adecuado funcionamiento hidráulico.

Es importante que se realice una vigilancia y mantenimiento en forma periódica, ya que el mantenimiento puede dificultarse significativamente una vez que el pozo se ha colmatado y se encuentra lleno de agua. La frecuencia del mantenimiento dependerá de la calidad de las aguas lluvias recogidas y de los sistemas anexos a los pozos colocados en el lugar.

Se puede efectuar un mantenimiento preventivo; que debe ser realizada a intervalos de tiempo reducidos y con una frecuencia regular, permitiendo mantener un adecuado funcionamiento hidráulico de la estructura y reducir la colmatación. O correctivo; que se realiza cuando no existe un adecuado funcionamiento hidráulico de la estructura y consiste en una limpieza o aspiración del pozo.

A continuación se presenta una guía del mantenimiento sugerida para los pozos propuestos y la frecuencia con que ésta debe realizarse, considerando aspectos preventivos y correctivos.

5.3.1 Mantenimiento Preventivo.

Considera inspecciones, cuidado de la vegetación y limpieza.

Inspección.

Inspeccionar el pozo para verificar la necesidad de una limpieza y el adecuado funcionamiento de todos sus componentes. Debe ser observado varias veces en los primeros meses de operación, y a partir de entonces, anualmente. La inspección debe ser realizada luego de la ocurrencia de grandes eventos de precipitación para verificar posibles efectos de colmatación local o generalizada. En pozos de inyección verificar la calidad el agua mediante ensayos de laboratorio a muestras representativas si existen sospechas de su deficiencia. Y observar la limpieza de las superficies drenadas.

Realizar: Una vez al año antes de las temporadas de lluvias.

Limpiar las superficies drenadas por los pozos.

Se deben limpiar las superficies drenadas por los pozos, para evitar la llegada de sedimentos a la obra, los que pueden producir colmatación. Esta labor puede ahorrar la limpieza de decantadores.

Realizar: De acuerdo a la inspección o antes de la temporada de lluvias.

Control de vegetación.

Cortar el pasto que cubre el pozo ocasionalmente para limitar la vegetación no deseada, especialmente si las raíces generan problemas.

Realizar: Cuando se requiera o en los lugares donde exista ese problema.

Remoción de lodo de las cámaras de sedimentación.

El material acumulado debe ser removido para mantener el funcionamiento hidráulico del pozo lo mas óptimo posible.

Realizar: Según la inspección o cuando el volumen acumulado alcance el 25% de la cámara.

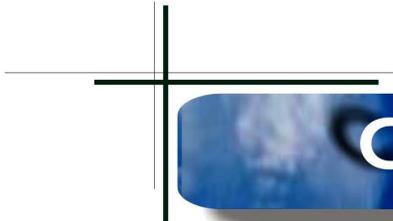
5.3.2 Mantenimiento Correctivo.

Tiene por objeto resolver problemas de funcionamiento. Considera la limpieza del interior del pozo.

Limpiar o aspirar el fondo del pozo.

Remover material que produce colmatación. Se trata de una reparación mayor que requiere extraer el material de relleno.

Realización: Cuando el escurrimiento superficial no infiltra rápidamente a través de la superficie.



CAPITULO



**CONCLUSIONES
Y
RECOMENDACIONES**



VI

6.1 CONCLUSIONES.

- Actualmente la Ciudad de San Miguel por su acelerado crecimiento urbano las condiciones naturales de infiltración de los suelos se han disminuido debido a la impermeabilización de estos, originando que las condiciones de escurrimiento superficial sean mayores y por lo tanto provocando inundaciones urbanas. Es por ello que una alternativa viable para mitigar los dos problemas son los sistemas de infiltración, los cuales absorberán agua y disminuirán los volúmenes de escurrimiento.
- A partir del estudio hidrometeorológico realizado en las microcuencas “Milagro de La Paz” y “El Amate”; debido a su área aportante, condiciones topográficas, el tipo de suelo y sistema de drenaje natural; se logra determinar que se generan grandes volúmenes de agua y sedimentos que se depositan en zonas urbanas provocando inundación y asolvamiento en los colectores.
- De acuerdo al análisis Físico-Químico de las aguas lluvias que se ubican en los puntos de inundación urbana; se encontraron altos contenidos de sólidos sedimentables y esto es debido al gran arrastre de material suelto en las microcuencas, lo cual provoca disposición de sedimentos en calles, cunetas, tragantes, pozos y colectores. En cuanto a las características de PH y Cloruros, sus valores se encuentran dentro de los rangos permisibles de la norma nacional (NSO: 1797-7). Para ser utilizadas esta agua como recarga de acuíferos se deberá previamente minimizar la cantidad de sólidos sedimentables.
- Los Acuíferos “El Jute” y “San Esteban” que rodean al acuífero “San Miguel” son de características abiertas, es decir, interconectados entre sí y con continuidad de flujo, según se observa en los resultados obtenidos de conductividad eléctrica de pozos domésticos.
- De acuerdo al diagrama hidroquímico de Piper las aguas analizadas de los pozos domésticos que pertenecen a la zona del acuífero “San Miguel” se caracterizan por ser según el punto geológico en cálcicas, carbonatadas, magnésicas y mixtas; entre el rango general de aguas semiduras a duras cuando sobrepasen el valor máximo permisible de la

norma salvadoreña obligatoria de la dureza total como carbonato de calcio. Lo que al realizar la recarga del acuífero con aguas lluvias esta se vería beneficiada por una dilución de la dureza dado que en el agua lluvia la dureza es cero, según los resultados de análisis físico-químicos. De modo que la calidad del agua del acuífero no se verá afectada por una recarga directa.

- El nivel estático del agua subterránea del acuífero “San Miguel” se encuentra más profunda hacia el poniente de la ciudad (Faldas del volcán) alcanzando los 49 mt. Hacia el oriente, es decir, la parte urbana; viene disminuyendo a medida nos acercamos al Río Grande de San Miguel por los 4-5 mt, por lo que la dirección del flujo subterráneo viene en este sentido.
- Hacia el poniente de la ciudad se encuentran los suelos con mayor Capacidad de Infiltración ya que en la colonia Milagro de La Paz se obtuvieron tasas de 7 a 10 mm/min; debido al tipo de suelos existentes: Basaltos y Piroclásticos (cenizas y escorias volcánicas). Los de menor capacidad se encuentran en la parte urbana de la ciudad, donde se obtuvieron tasas de 2 mm/min debido al tipo de suelos: latosotes arcillos rojizos.
- La zona poniente del acuífero “San Miguel” presenta las características hidrodinámicas más favorables para la recarga de acuíferos, es decir, los valores más adecuados de: Transmisividad, de acuerdo a los gráficos de abatimiento obtenidos a partir de los aforos de bombeo de pozos de la zona; Permeabilidad, por las columnas litológicas y aforos de bombeo de pozos; Porosidad Eficaz, de acuerdo a la permeabilidad de la zona; Velocidad del Agua Subterránea, obtenida en base a permeabilidad, porosidad eficaz y el gradiente hidráulico.
- A partir del Balance Hídrico realizado al Acuífero “San Miguel” se determina que existe un déficit que en los últimos 5 años ha venido aumentando hasta alcanzar un valor de 43.25 Mm³, lo que nos indica que actualmente las salidas del acuífero son mayores que las entradas.

- Los Pozos de Infiltración Tipo A ($H = 13$ mt y $D = 1.5$ mt), Tipo B ($H = 10$ mt y $D = 1.5$ mt) y Tipo C ($H = 15$ y $D = 1.5$ mt), son los sistemas de recarga mas viable técnicamente por la disponibilidad de espacio existente; ya que no se cuenta con terrenos municipales donde se pueda proponer sistemas que requieren mayor espacio.
- Con la propuesta de 17 Pozos de infiltración Tipo A y 3 Pozos Tipo B en la microcuenca “Milagro de La Paz” se logra reducir en un 65.8% ($9,523.65$ m³) el volumen que llegaría sin la implementación de estos. En la microcuenca “El Amate” con 7 Pozos de infiltración Tipo A y 15 Pozos Tipo C, se reduce en un 63.3% ($16,640.68$ m³). Además para los Pozos Tipo A, B y C el agua infiltraría en cada uno de ellos a una razón de 22.28 m³/hr/m², 16.20 m³/hr/m² y 26.33 m³/hr/m² respectivamente; que de lo contrario se desperdiciaría toda esta agua y no llegaría a recargar los mantos acuíferos.

6.2 RECOMENDACIONES.

- Que Gobiernos locales, Universidades, institutos de investigación y ANDA por ser el ente regulador del recurso hídrico del país, profundicen en la investigación de la recarga artificial de acuíferos y su posibilidad de implementación en el país ante la gran demanda existente del vital líquido.
- Que la Alcaldía Municipal de San Miguel establezca una ordenanza municipal en la que regule a las nuevas urbanizaciones sobre todo hacia el poniente de la ciudad que es donde se genera la recarga hídrica; a que en dicha zona deben producirse volúmenes y gastos máximos de las crecidas de aguas lluvias similares a las que ocurren previos a la urbanización, mediante el uso de sistemas de infiltración que busquen recuperar la capacidad de infiltración y la de amortiguación de crecidas que el sector tenía antes de ser urbanizado.
- Que la alcaldía Municipal de San Miguel estudie la posibilidad de establecer los 3 tipos de pozos de infiltración propuestos; como una alternativa al drenaje urbano tradicional y de obras de mitigación en las zonas de inundación identificadas.
- Que las instituciones de educación superior formen una alianza estratégica con gobiernos locales e instituciones del estado, de manera que los problemas de inundaciones y la impermeabilización de los suelos se enfoquen desde 3 puntos de vista: técnico científico, necesidad de resolver el problema y la gestión financiera.
- Los pozos al momento de construirse se deben realizar en base a esta investigación, y que esta a la vez sirva de base para realizar una prueba piloto y poder obtener una base de datos que nos permita caracterizar y mejorar los aspectos constructivos de sistemas de infiltración.

- Para un adecuado funcionamiento de estos sistemas de infiltración se requiere un mantenimiento preventivo y correctivo; por lo que se debe tomar en cuenta lo que se establece en el capítulo 5 que habla sobre este aspecto.
- Que el Vice Ministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano a través del Ministerio de Obras Publicas ejecute un proyecto de consulta nacional, para promulgar una normativa técnica de desarrollo urbano que incluya en esa versión dispositivos de infiltración, con el fin de establecer un equilibrio entre el medio ambiente y desarrollo urbano.

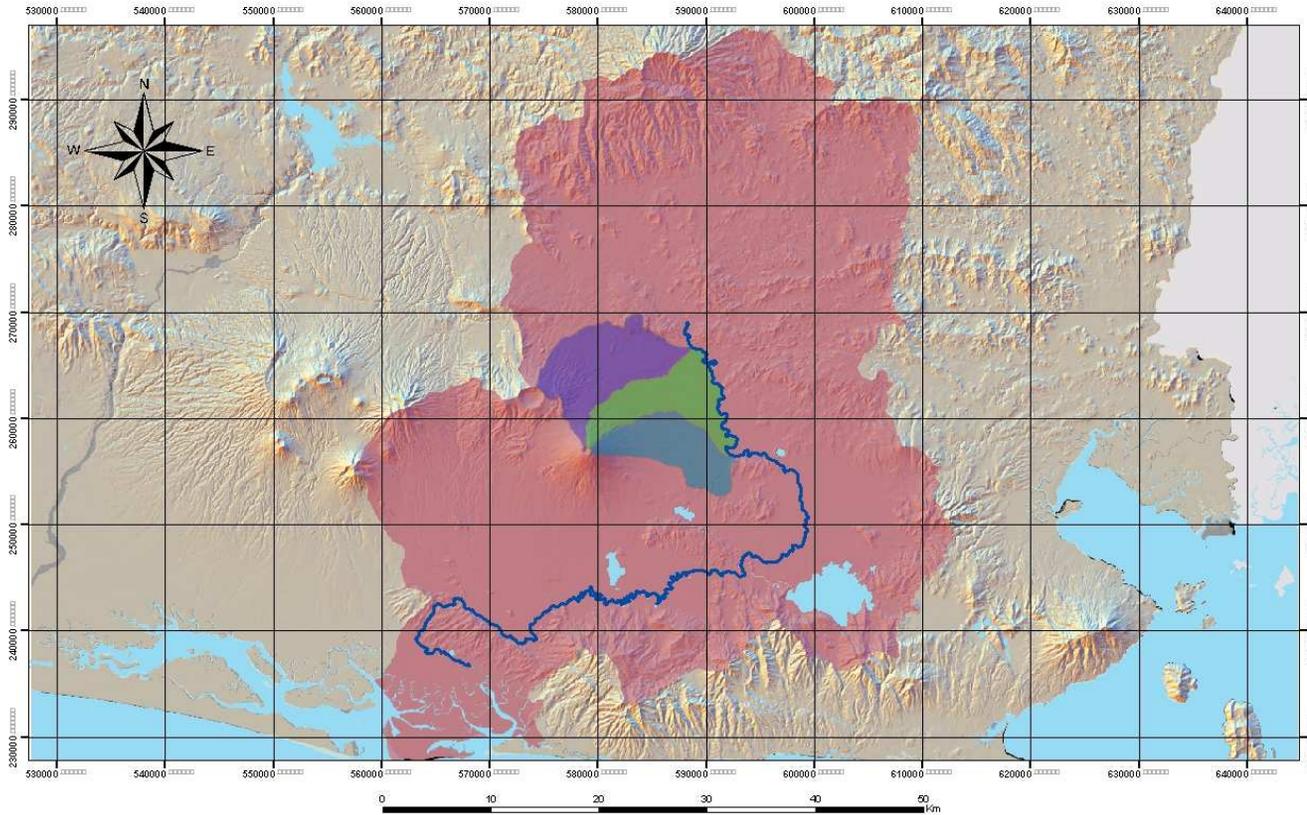


MAPAS

EL SALVADOR 1:385,000

MAPA DE REGION HIDROGRAFICA

Rio Grande de San Miguel



INFORMACION GENERAL

- REGION HIDROGRAFICA DEL RIO GRANDE DE SAN MIGUEL
- ACUIFERO SAN ESTEBAN
- ACUIFERO EL JUTE
- ACUIFERO SAN MIGUEL
- RIO GRANDE DE SAN MIGUEL

UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR

U
E
S



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL.

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL C HEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

FUENTE:

SERVICIO NACIONAL
DE ESTUDIOS TERRITORIALES



CUADRANTES 125000 (CNR)

JULIO 2007

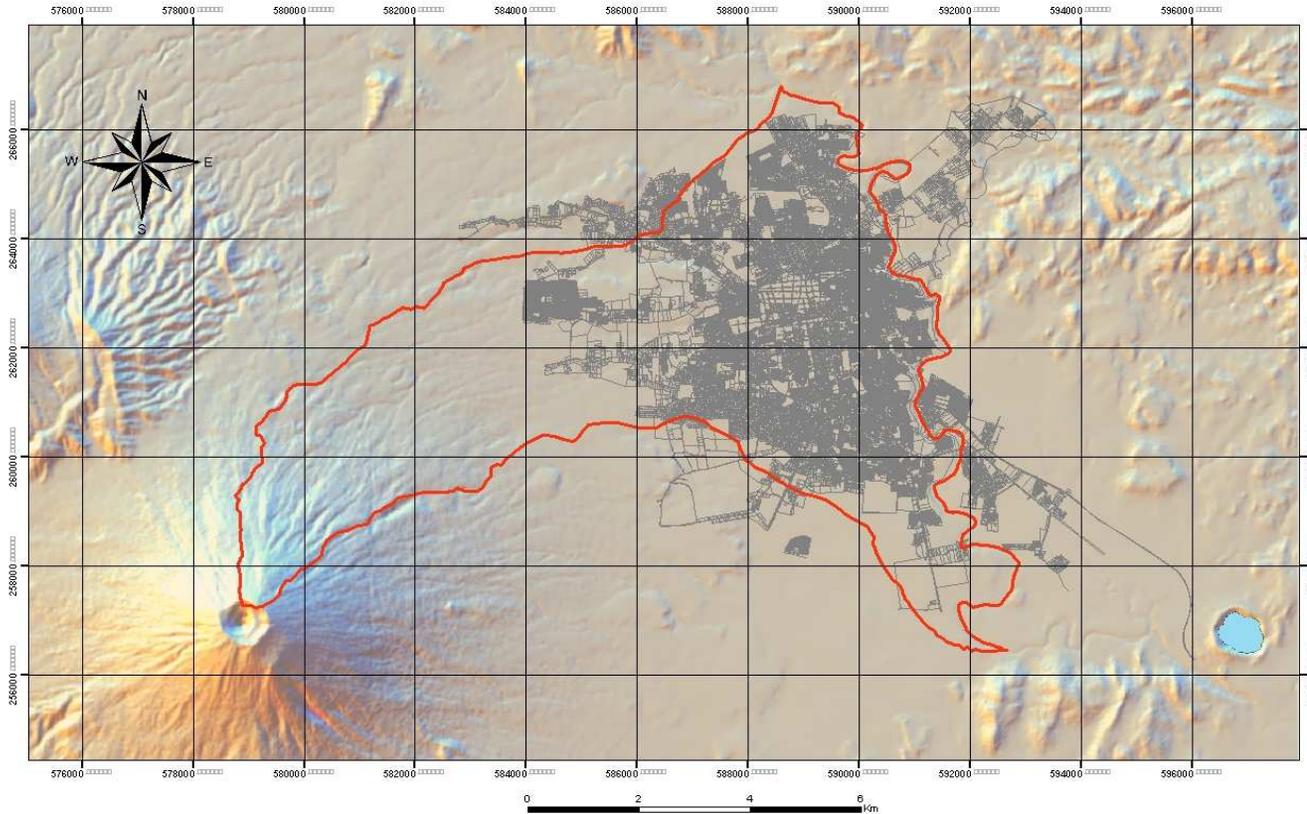
HOJA

1/23

MAPA DE UBICACION DEL ACUIFERO SAN MIGUEL

Ciudad de San Miguel

EL SALVADOR 1:75,000



INFORMACION GENERAL
[Red outline] ACUIFERO SAN MIGUEL [Grey outline] Ciudad de San Miguel

UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR

U
E
S



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL C HEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

FUENTE:

SERVICIO NACIONAL
DE ESTUDIOS TERRITORIALES



CUADRANTES 1:25000 (CNR)

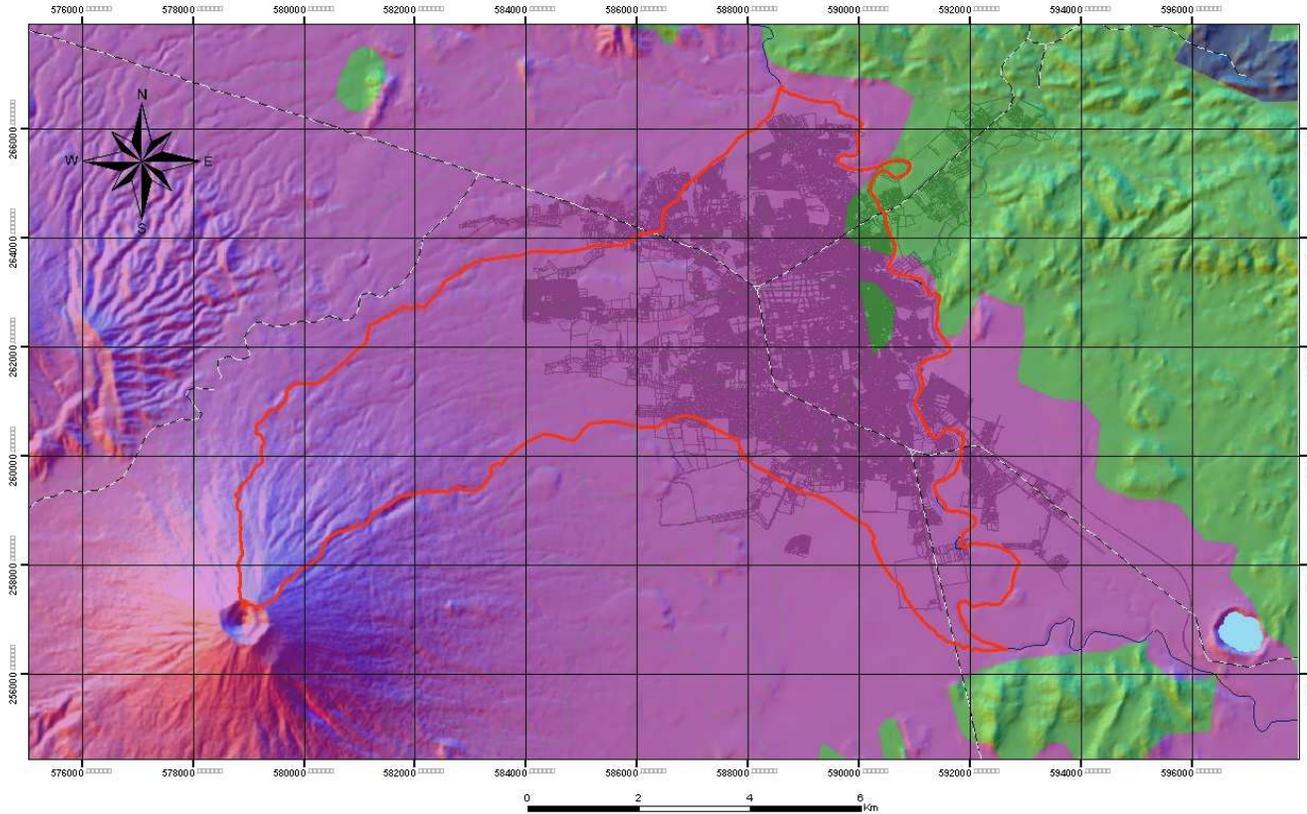
JULIO 2007

HOJA
2/23

EL SALVADOR 1:75,000

MAPA DE FORMACIONES GEOLOGICAS

Ciudad de San Miguel



INFORMACION GENERAL

- | | | | |
|--------------|---------------------|------------------------------|----------------------|
| CUSCATLAN | ACUIFERO SAN MIGUEL | RIO GRANDE DE SAN MIGUEL | CIUDAD DE SAN MIGUEL |
| SAN SALVADOR | CUERPOS DE AGUA | CAMINO PRINCIPAL PAVIMENTADO | |

UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR

U
E
S



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL.

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL C HEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

FUENTE:

SERVICIO NACIONAL
DE ESTUDIOS TERRITORIALES



CUADRANTES 125000 (CNR)

JULIO 2007

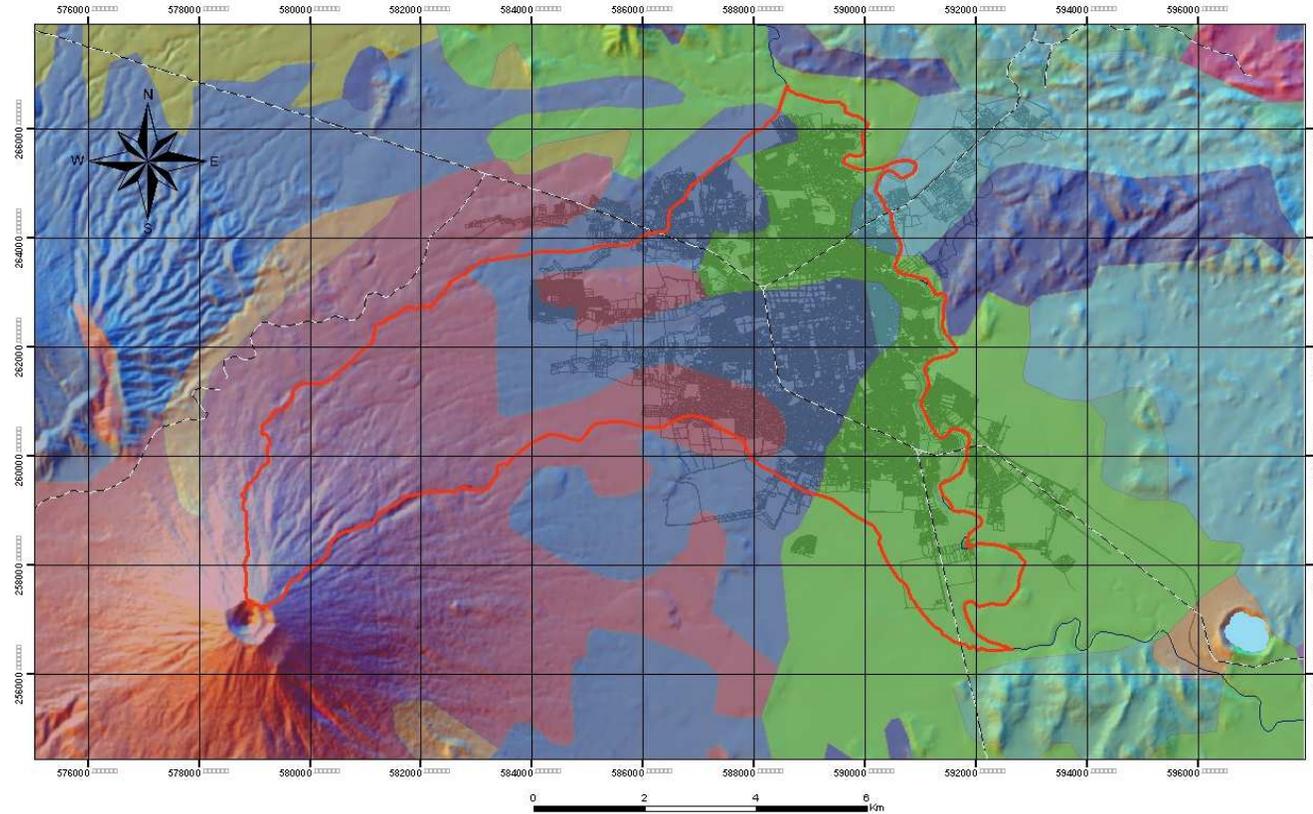
HOJA

3/23

EL SALVADOR 1:75,000

MAPA GEOLOGICO

Ciudad de San Miguel



INFORMACION GENERAL

- | | | | |
|---|--|----------------------|------------------------------|
| piroclásticas acidas, epiclastitas volcánicas, tobas ardientes y fundidas | efusivas andesíticas y basálticas: piroclásticas | ACUIFERO SAN MIGUEL | RIO GRANDE DE SAN MIGUEL |
| piroclásticas acidas, epiclastitas volcánicas (tobas color café) | aluviones, localmente con intercalaciones de piroclásticas | Ciudad de San Miguel | CAMINO PRINCIPAL PAVIMENTADO |

UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR

U
E
S



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL.

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL C HEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

FUENTE:

SERVICIO NACIONAL
DE ESTUDIOS TERRITORIALES



CUADRANTES 125000 (CNR)

JULIO 2007

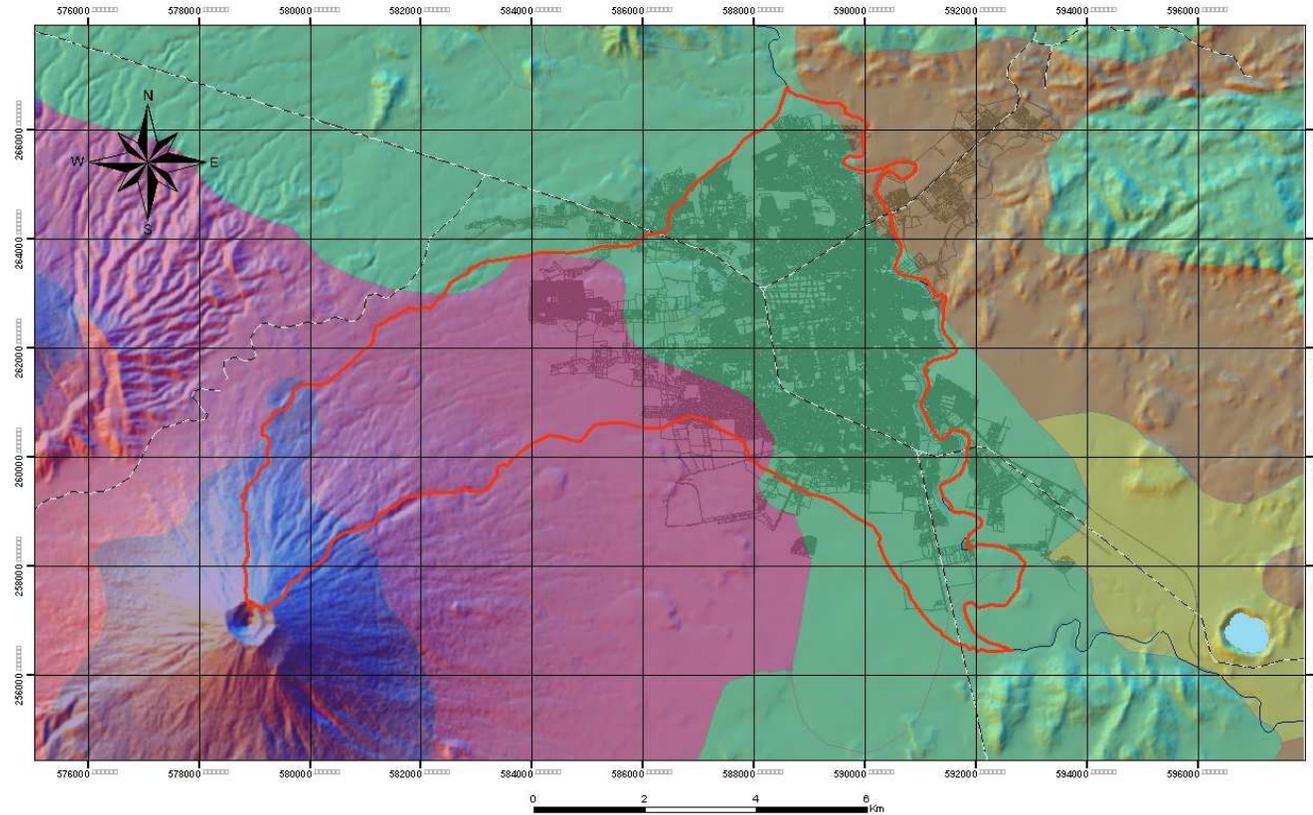
HOJA

4/23

EL SALVADOR 1:75,000

MAPA DE SUELOS

Ciudad de San Miguel



- INFORMACION GENERAL
- ANDISOLES
 - GRUMOSOLES
 - LATOSOLES ARCILLO ROJIZOS
 - LITOSOLES
 - ACUIFERO SAN MIGUEL
 - Ciudad de San Miguel
 - CAMINO PRINCIPAL PAVIMENTADO
 - RIO GRANDE DE SAN MIGUEL
 - CUERPOS DE AGUA

UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR

U
E
S



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL.

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL C HEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

FUENTE:

SERVICIO NACIONAL
DE ESTUDIOS TERRITORIALES
CUADRANTES 125000 (CNR)



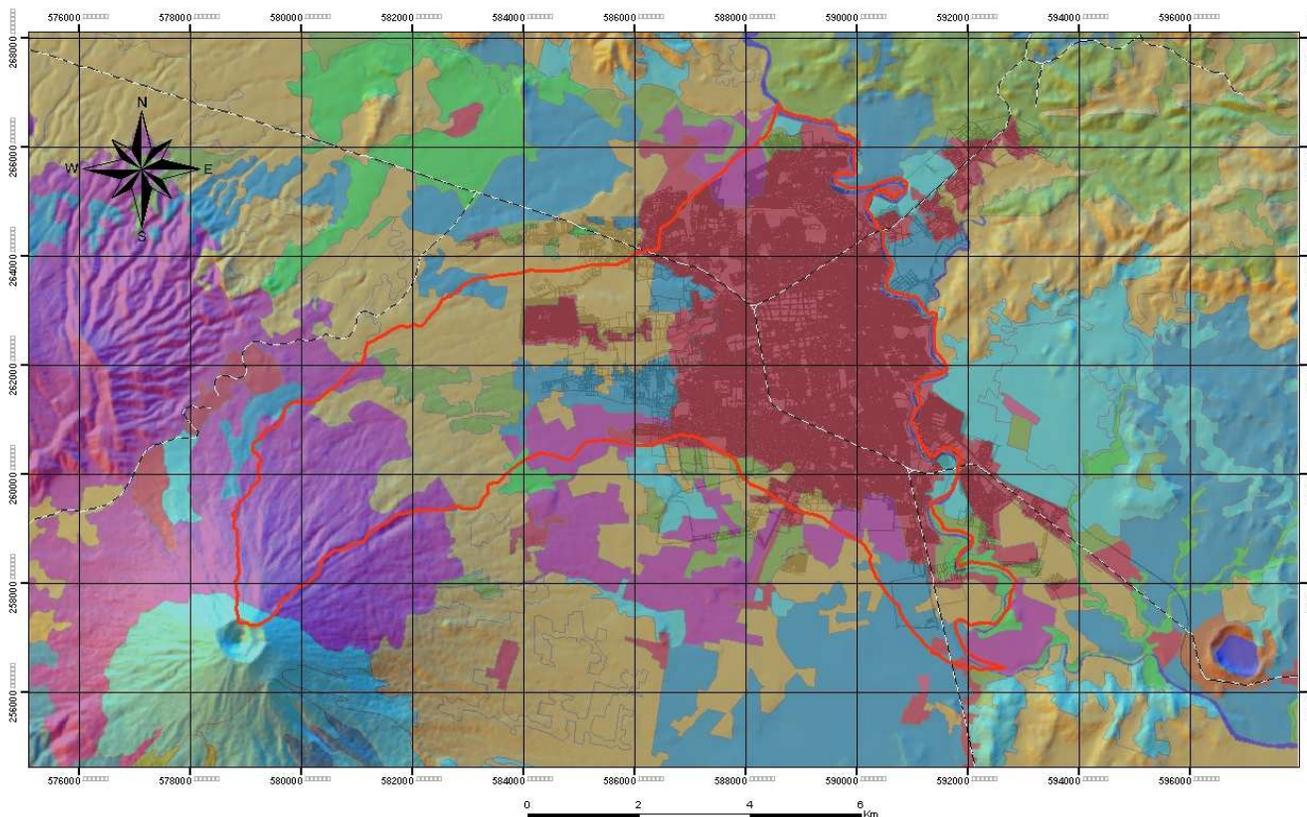
JULIO 2007

HOJA
5/23

MAPA DE USOS DE SUELOS

Ciudad de San Miguel

EL SALVADOR 1:75,000



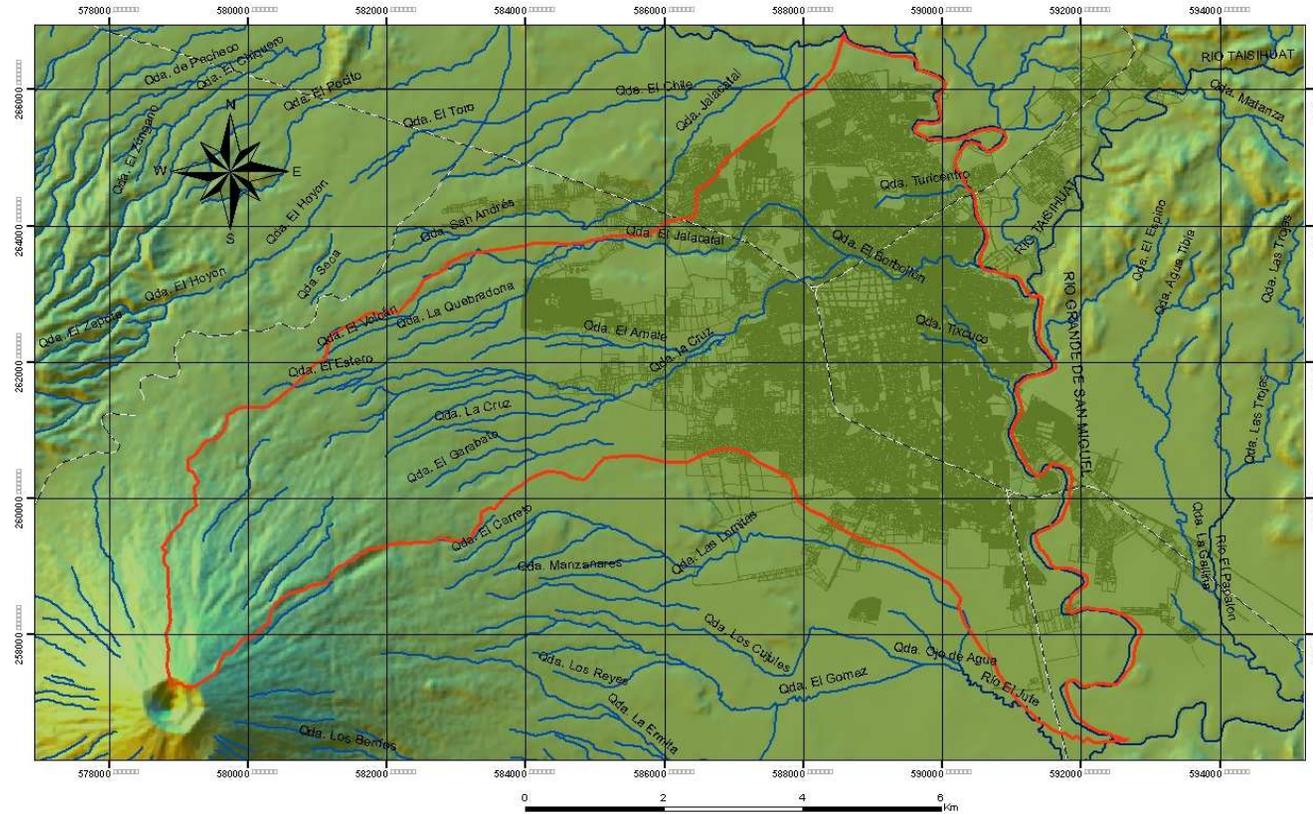
- INFORMACION GENERAL
- Areas Urbanas
 - Cuerpos de Agua
 - Cultivos Mixtos
 - Pastos
 - ACUIFERO SAN MIGUEL
 - CIUDAD DE SAN MIGUEL
 - Bosques
 - Cultivos Anuales
 - Cultivos Permanentes
 - Vegetación Arbustiva
 - CAMINO PRINCIPAL PAVIMENTADO

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	
UES	
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL	
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA	
TEMA	
PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO "SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL	
PRESENTAN:	
BR. LUIS ANGEL C HEVEZ JOYA	
BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO	
BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ	
FUENTE:	
SERVICIO NACIONAL DE ESTUDIOS TERRITORIALES 	
CUADRANTES 1:25000 (CNR)	
JULIO 2007	HOJA 6/23

EL SALVADOR 1:60,000

MAPA HIDROLOGICO

Ciudad de San Miguel



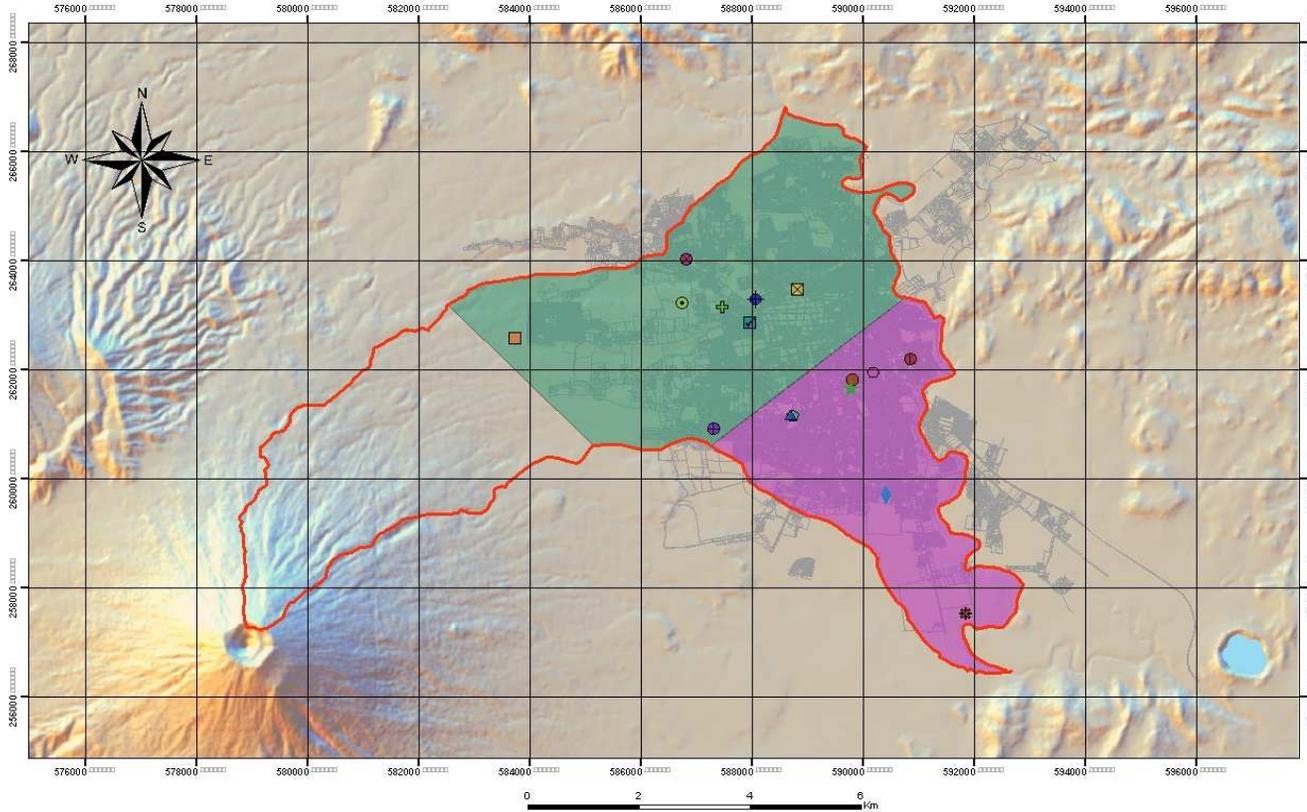
- INFORMACION GENERAL
- RIOS
 - QUEBRADAS
 - ACUIFERO SAN MIGUEL
 - Ciudad de San Miguel
 - - CAMINO PRINCIPAL PAVIMENTADO

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	
UES	
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL	
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA	
TEMA	
PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO "SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL	
PRESENTAN:	
BR. LUIS ANGEL C HEVEZ JOYA	
BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO	
BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ	
FUENTE:	
SERVICIO NACIONAL DE ESTUDIOS TERRITORIALES	
CUADRANTES 1:25000 (CNR)	
JULIO 2007	HOJA 7/23

EL SALVADOR 1:75,000

MAPA DE TRANSMISIVIDAD

Ciudad de San Miguel

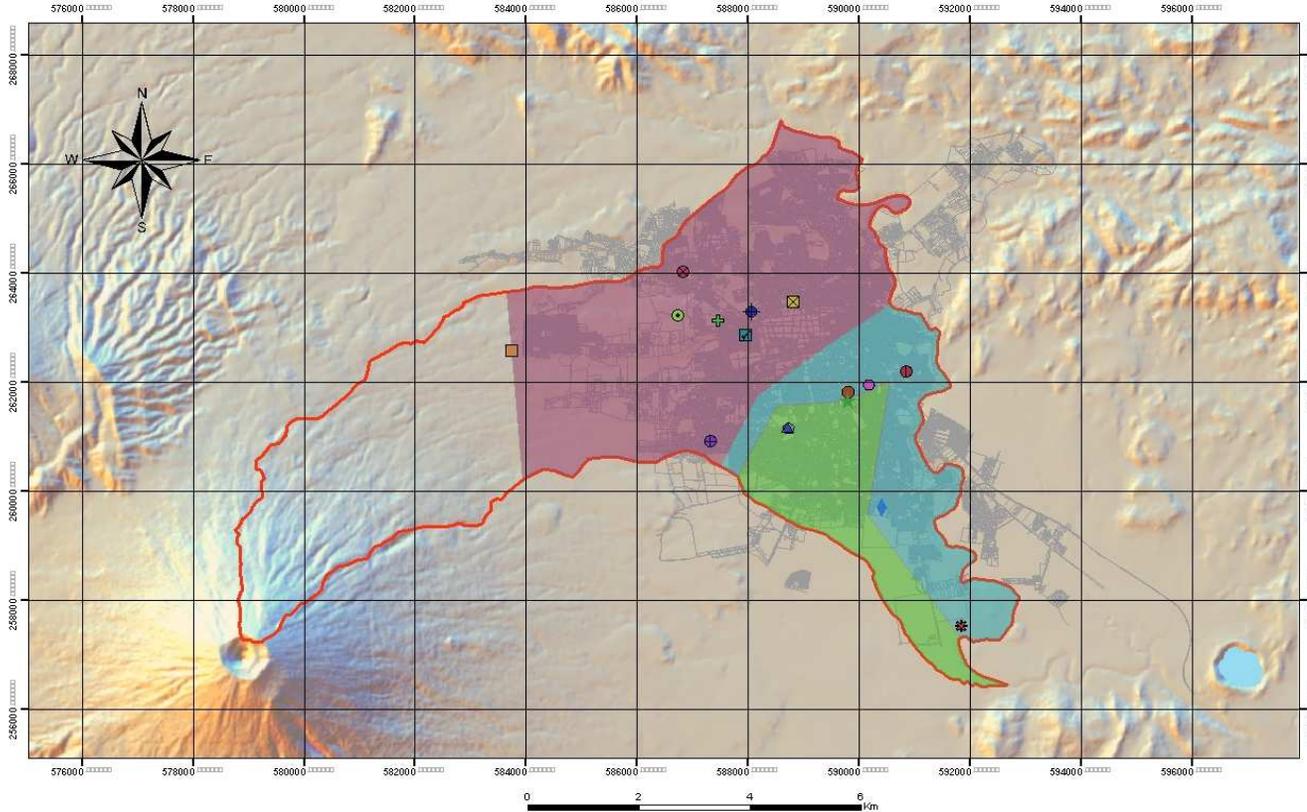


- INFORMACION GENERAL
- ▲ POZO # 4 LA PAZ
 - POZO CENTRO DE GOBIERNO I
 - POZO MILAGRO DE LA PAZ
 - POZO CIUDAD PACIFICA
 - + POZO EL JALACATAL
 - ◆ POZO TERCERA BRIGADA
 - POZO BELEN
 - ★ POZO CENTRO DE GOBIERNO II
 - POZO PRADOS DE SAN MIGUEL
 - ◆ POZO CIUDAD REAL
 - POZO HILERMAN
 - POZO SAN CARLOS
 - POZO # 6 LA PAZ
 - POZO LOMAS DE CHAPARRASTIQUE
 - * POZO INGENIO CHAPARRASTIQUE
 - POZO RESIDENCIAL EL SITIO
 - POZO CIUDAD PACIFICA
- TRANSMISIVIDAD ALTA (1,500 - 500 m²/día)
■ TRANSMISIVIDAD BAJA (500 - 1 m²/día)
- Acuífero San Miguel
 Ciudad de San Miguel

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	
UES	
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA	
TEMA PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO "SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL	
PRESENTAN: BR. LUIS ANGEL C HEVEZ JOYA BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ	
FUENTE: SERVICIO NACIONAL DE ESTUDIOS TERRITORIALES  CUADRANTES 1:25000 (CNR)	
JULIO 2007	HOJA 8/23

EL SALVADOR 1:75,000

MAPA DE PERMEABILIDAD (Kf) Ciudad de San Miguel



INFORMACION GENERAL

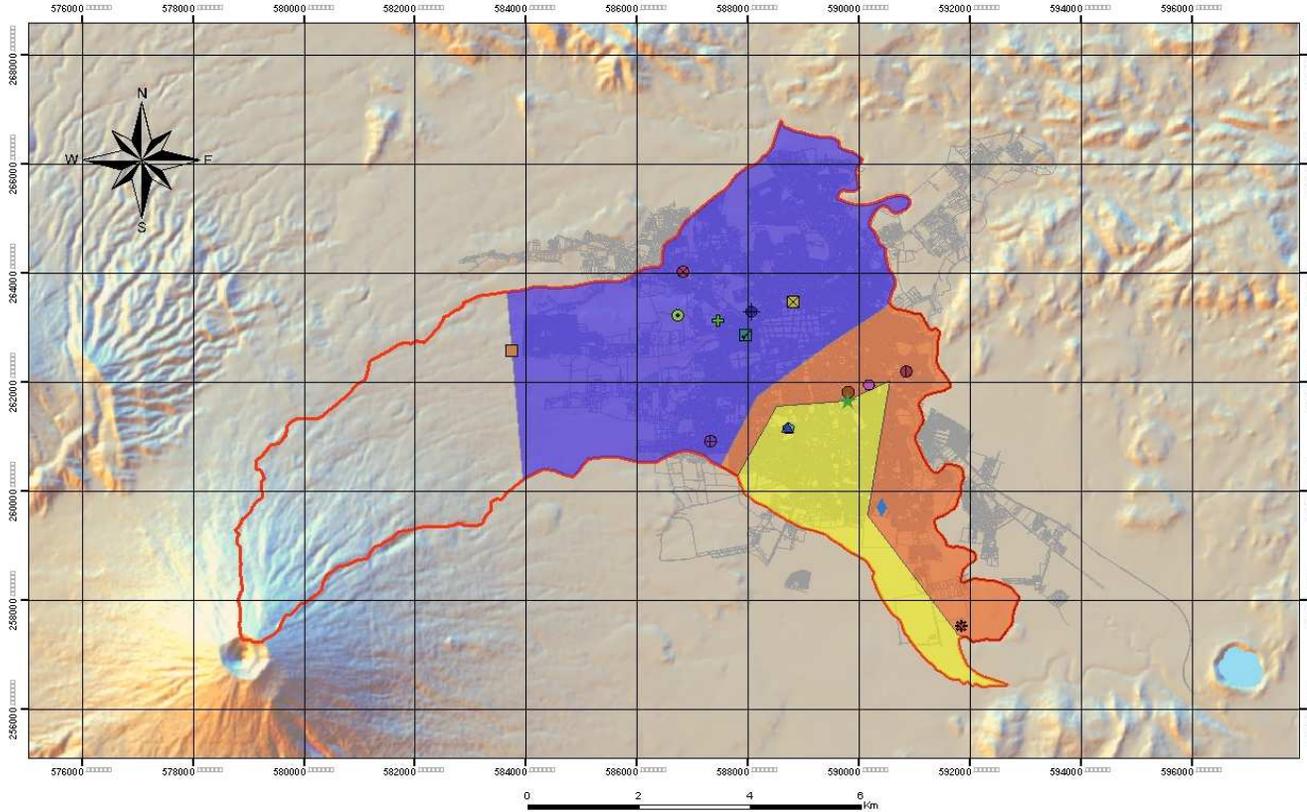
- | | | | | | | |
|------------------|--------------------------------|-------------------------------|------------------------|-----------------------------|--|--|
| ▲ POZO #4 LA PAZ | ● POZO CENTRO DE GOBIERNO I | ● POZO MILAGRO DE LA PAZ | ■ POZO CIUDAD PACIFICA | ● POZO EL JALACATAL | ◆ POZO TERCERA BRIGADA | ■ PERMEABILIDAD BAJA ($q: 10^{-6} - 5.0 \times 10^{-6} m^2/seg$) |
| ● POZO BELEN | ★ POZO CENTRO DE GOBIERNO II | ● POZO PRADOS DE SAN MIGUEL | ◆ POZO CIUDAD REAL | ■ POZO HILERMAN | ■ PERMEABILIDAD ALTA ($1.02 \times 10^{-4} - 3.20 \times 10^{-4} m^2/seg$) | ■ Acuífero San Miguel |
| ● POZO #6 LA PAZ | ● POZO LOMAS DE CHAPARRASTIQUE | ★ POZO INGENIO CHAPARRASTIQUE | ■ POZO SAN CARLOS | ● POZO RESIDENCIAL EL SITIO | ■ PERMEABILIDAD MEDIA ($q: 10^{-5} - 5.00 \times 10^{-5} m^2/seg$) | — Ciudad de San Miguel |

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	
UES	
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL	
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA	
TEMA	
PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO "SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL	
PRESENTAN:	
BR. LUIS ANGEL C HEVEZ JOYA	
BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO	
BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ	
FUENTE:	
SERVICIO NACIONAL DE ESTUDIOS TERRITORIALES	
CUADRANTES 1:25000 (CNR)	
JULIO 2007	HOJA 9/23

EL SALVADOR 1:75,000

MAPA DE POROSIDAD

Ciudad de San Miguel



- INFORMACION GENERAL
- | | | | | | | |
|-------------------|--------------------------------|-------------------------------|------------------------|-----------------------------|---------------------------------|------------------------|
| ▲ POZO # 4 LA PAZ | ■ POZO CENTRO DE GOBIERNO I | ● POZO MILAGRO DE LA PAZ | ■ POZO CIUDAD PACIFICA | ⊕ POZO EL JALACATAL | ◆ POZO TERCERA BRIGADA | ■ POROSIDAD BAJA(0.1%) |
| ● POZO BELEN | ★ POZO CENTRO DE GOBIERNO II | ● POZO PRADOS DE SANMIGUEL | ◆ POZO CIUDAD REAL | ⊕ POZO HILERMAN | ■ POROSIDAD ALTA(10% - 49%) | ■ Acuífero San Miguel |
| ● POZO # 6 LA PAZ | ● POZO LOMAS DE CHAPARRASTIQUE | ⊕ POZO INGENIO CHAPARRASTIQUE | ■ POZO SAN CARLOS | ● POZO RESIDENCIAL EL SITIO | ■ POROSIDAD MEDIA(3.7% - 32.3%) | ■ Ciudad de San Miguel |

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

UES

FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO "SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL C HEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

FUENTE:

SERVICIO NACIONAL DE ESTUDIOS TERRITORIALES

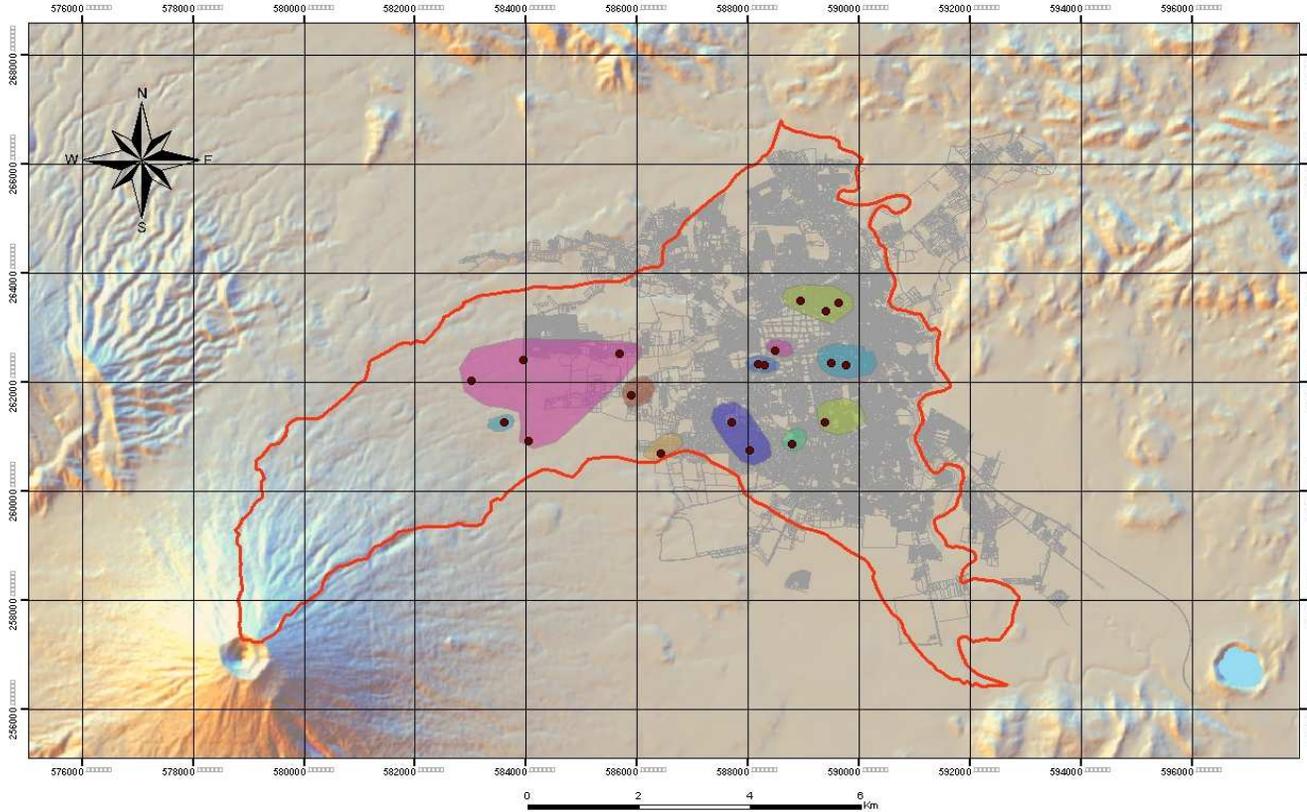
CUADRANTES 1:25000 (CNR)

JULIO 2007

HOJA 10/23

EL SALVADOR 1:75,000

MAPA DE INFILTRACION Ciudad de San Miguel



- INFORMACION GENERAL
- PRUEBAS DE INFILTRACION
 - Area de Infiltracion (3 - 4 mm/min)
 - Area de Infiltracion (5 - 6 mm/min)
 - Area de Infiltracion (7 - 8 mm/min)
 - Area de Infiltracion (9 - 10 mm/min)
 - Area de Infiltracion (2 - 3 mm/min)
 - Area de Infiltracion (4 - 5 mm/min)
 - Area de Infiltracion (6 - 7 mm/min)
 - Area de Infiltracion (8 - 9 mm/min)
 - Acuífero San Miguel
 - Ciudad de San Miguel

UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR

UES



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL C HEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

FUENTE:

SERVICIO NACIONAL
DE ESTUDIOS TERRITORIALES



CUADRANTES 1:25000 (CNR)

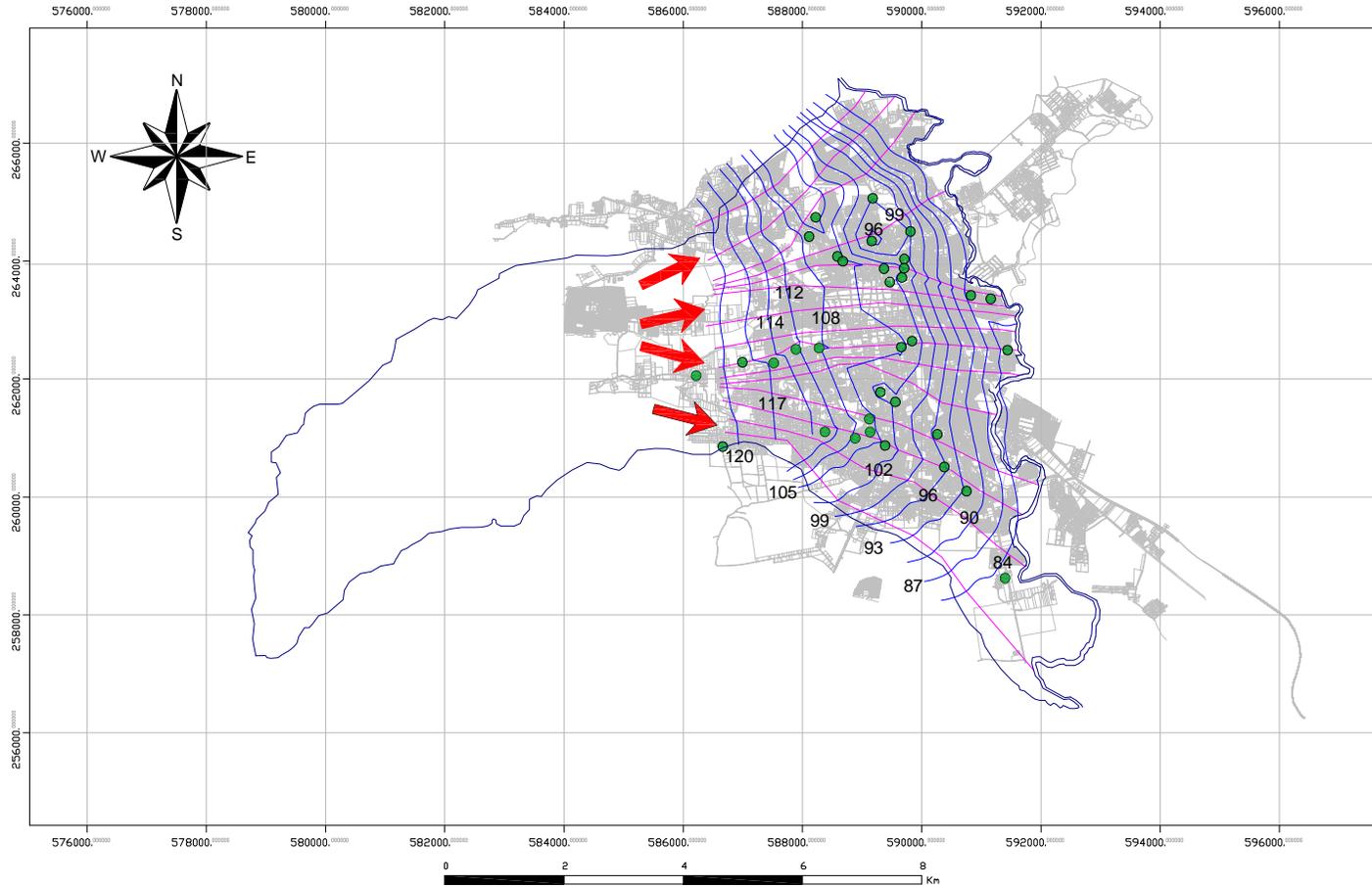
JULIO 2007

HOJA
11/23

MAPA DE ISOPIEZAS 2006

Ciudad de San Miguel

EL SALVADOR 1: 75,000



INFORMACION GENERAL

- POZOS
- ISOPIEZAS
- LINEAS DE FLUJO
- ➔ DIRECCION DEL FLUJO
- 84 ALTURA DE ISOPIEZAS (m.s.n.m)

**UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR**

**U
E
S**



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

CONTENIDO:

MAPAS DE ISOPIEZAS
DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

JULIO 2007

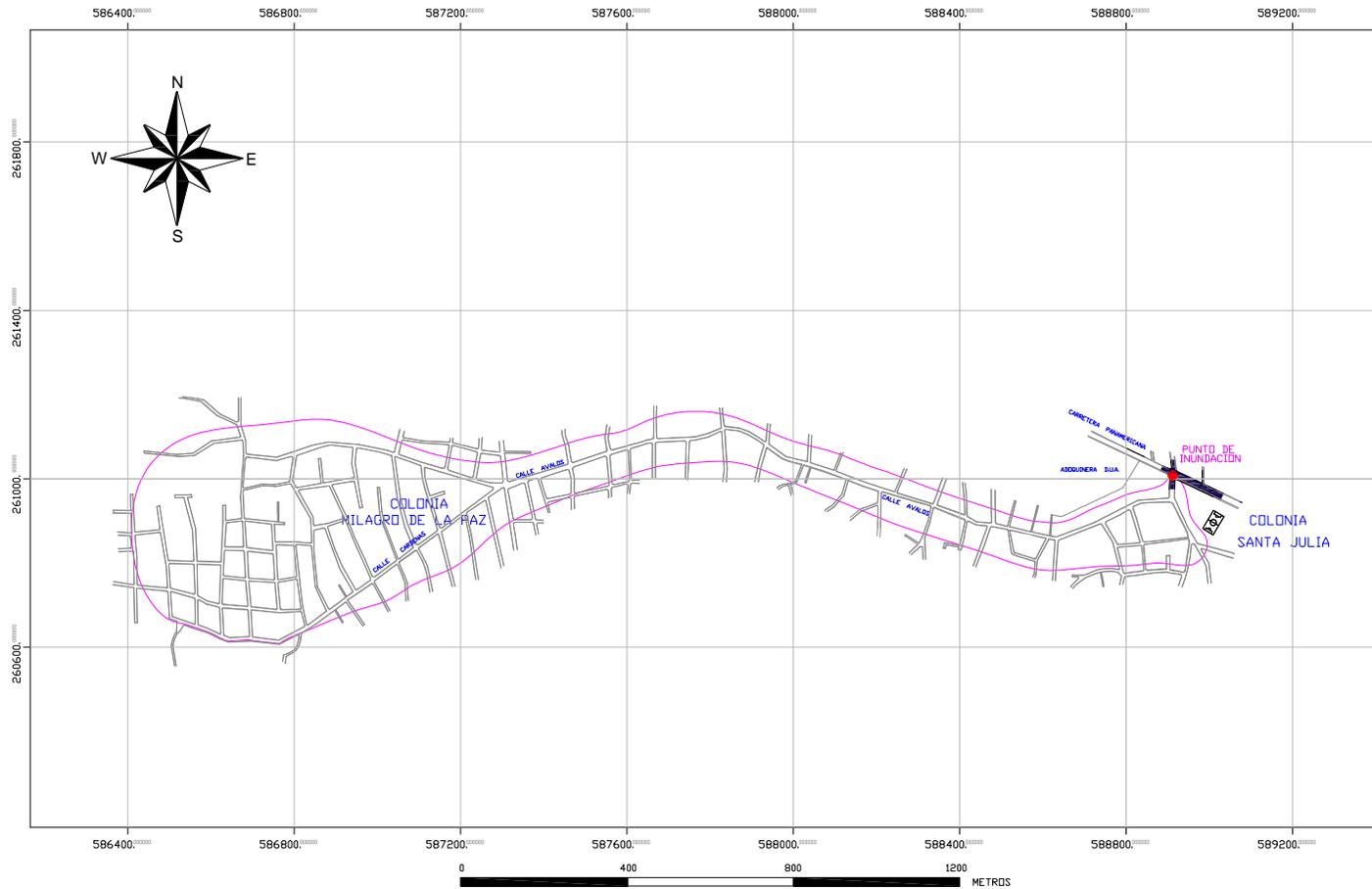
HOJA

12/23

MICROCUENCA MILAGRO DE LA PAZ

Ciudad de San Miguel

EL SALVADOR 1: 8,000



INFORMACION GENERAL

AREA = 0.56 Km² PERIMETRO = 5.87 Km ELEV. MAYOR = 164.97 m.s.n.m ELEV. MENOR = 118.95 m.s.n.m

**UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR**

**U
E
S**



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA
BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO
BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

CONTENIDO:

MICROCUENCA MILAGRO DE LA PAZ

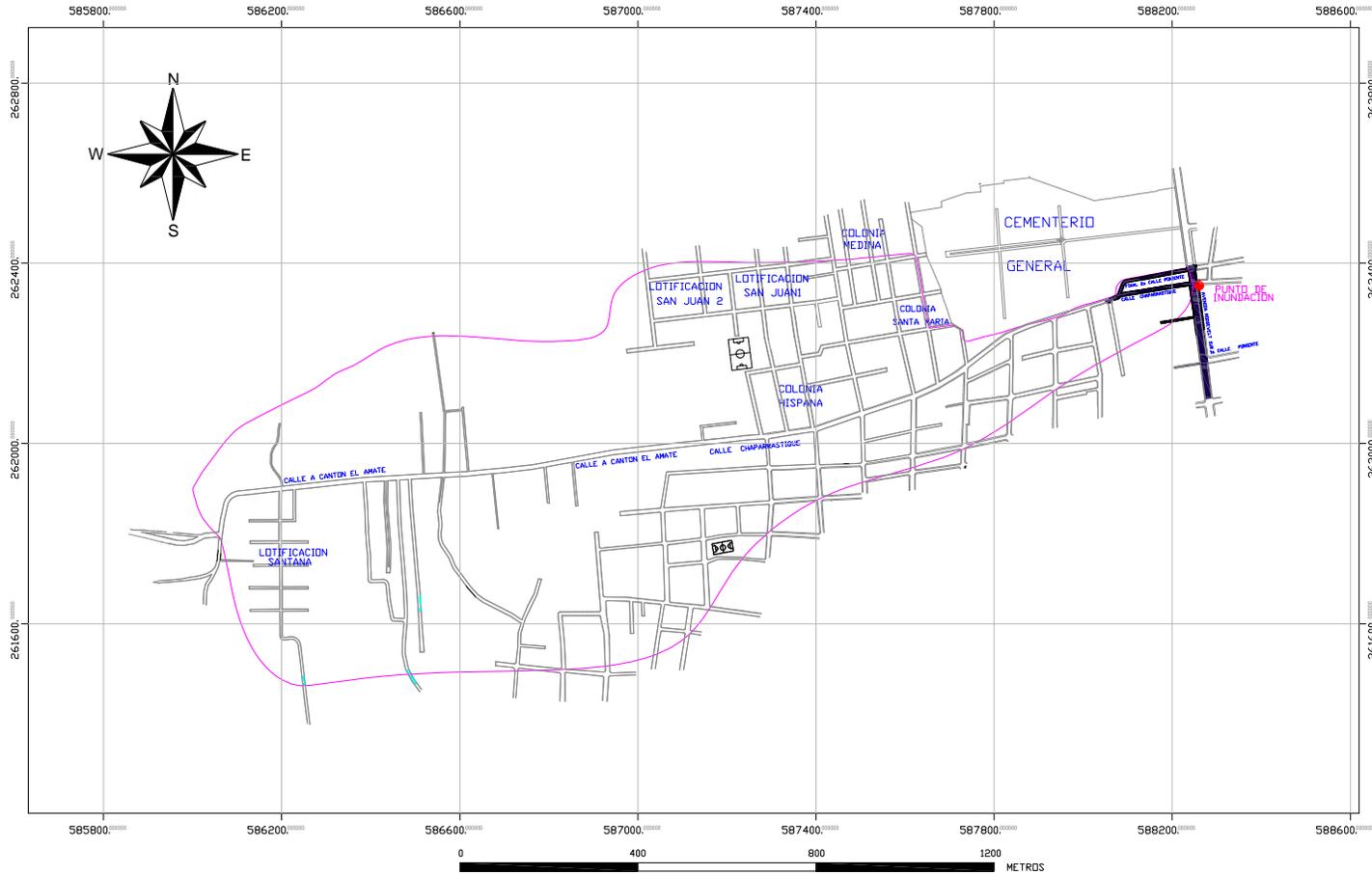
JULIO 2007

HOJA
13/23

MICROCUCNCA EL AMATE

Ciudad de San Miguel

EL SALVADOR 1: 8,000



INFORMACION GENERAL

AREA = 1.17 Km² PERIMETRO = 6.51 Km ELEV. MAYOR = 171.25 m.s.n.m ELEV. MENOR = 127.04 m.s.n.m

UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR

U
E
S



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA
BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO
BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

CONTENIDO:

MICROCUCNCA EL AMATE

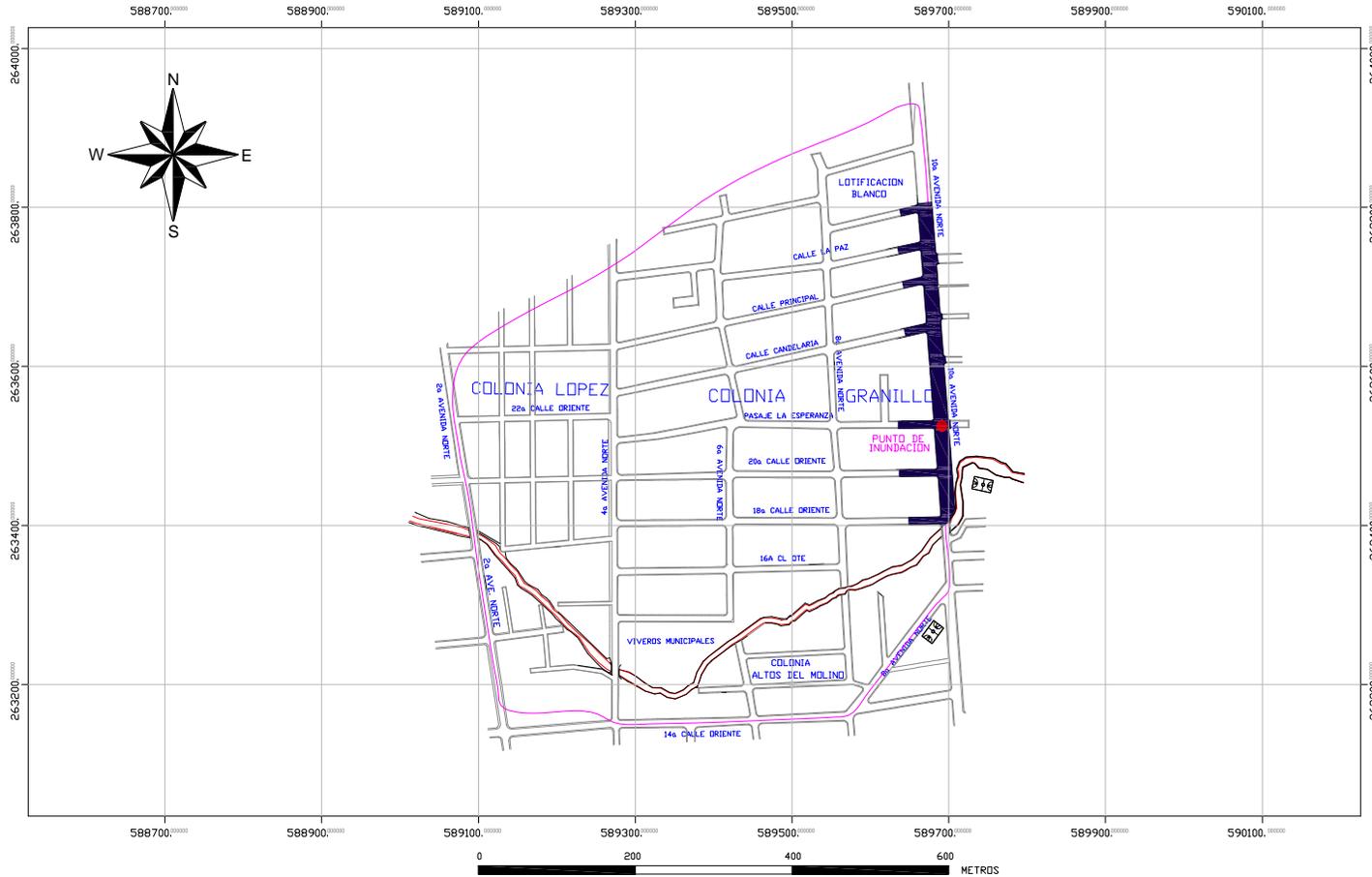
JULIO 2007

HOJA
14/23

MICROCUCENCA 10 AV. NORTE

Ciudad de San Miguel

EL SALVADOR 1: 8,000



INFORMACION GENERAL

AREA = 0.37 Km²

PERIMETRO = 2.38 Km

ELEV. MAYOR = 110.40 m.s.n.m

ELEV. MENOR = 100.08 m.s.n.m

**UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR**

**U
E
S**



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

CONTENIDO:

MICROCUCENCA 10 AV. NORTE

JULIO 2007

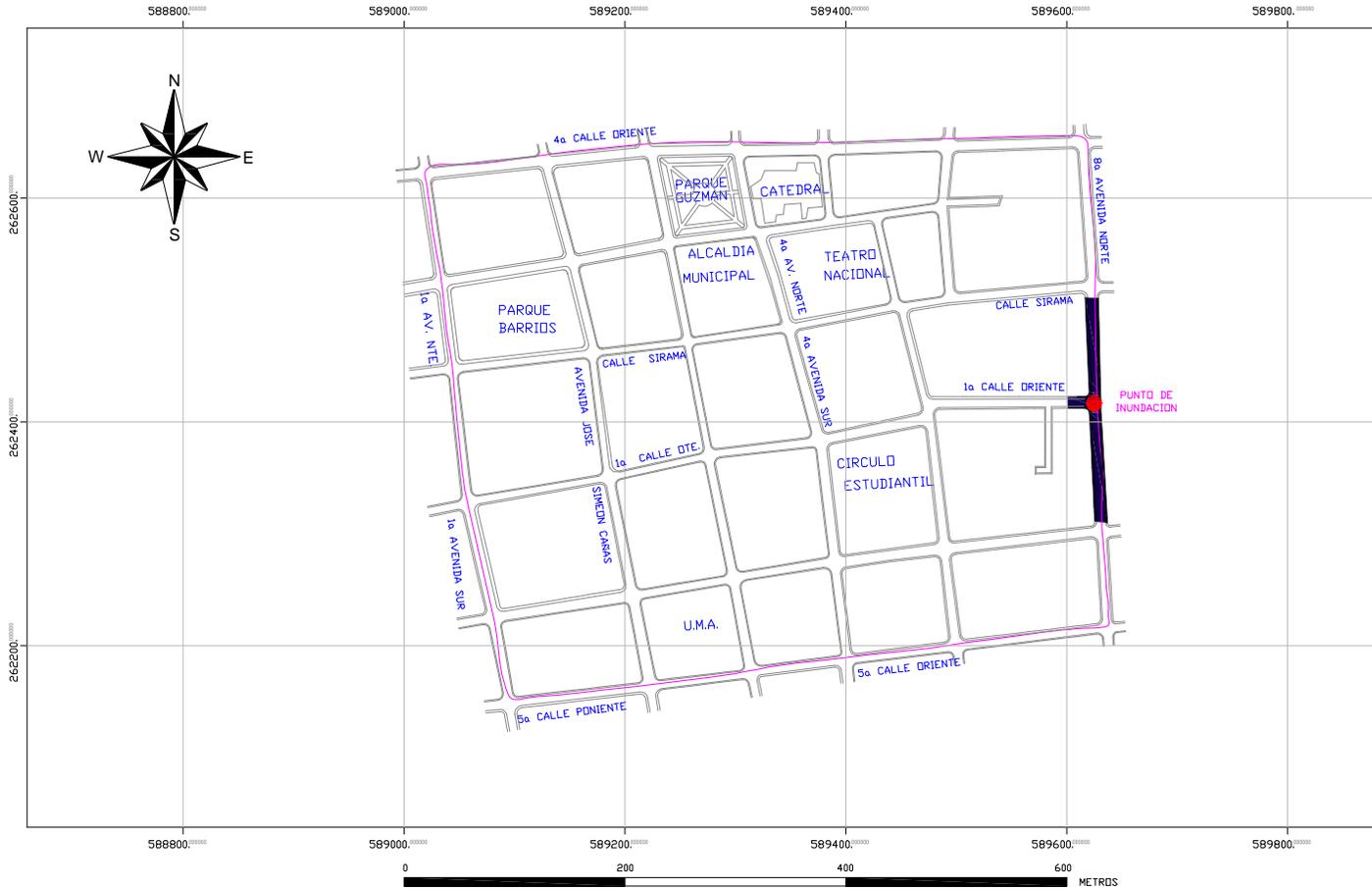
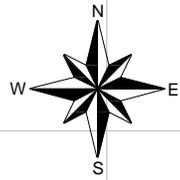
HOJA

15/23

MICROCUCENCA EL RASTRO

Ciudad de San Miguel

EL SALVADOR 1 : 8,000



INFORMACION GENERAL

AREA = 0.27 Km² PERIMETRO = 2.06 Km ELEV. MAYOR = 116.18 m.s.n.m ELEV. MENOR = 107.50 m.s.n.m

**UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR**

**U
E
S**



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA
BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO
BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

CONTENIDO:

MICROCUCENCA EL RASTRO

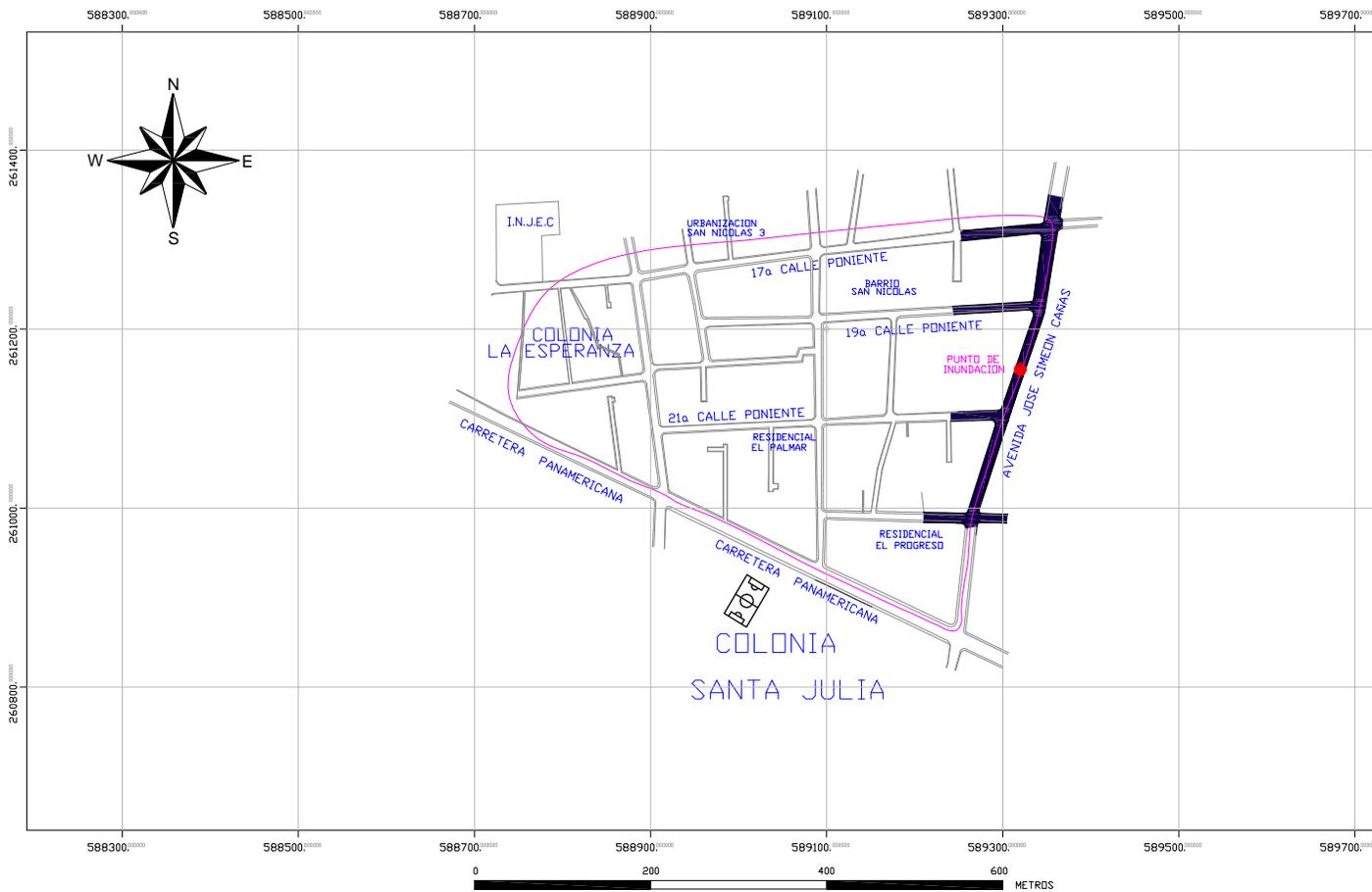
JULIO 2007

HOJA
16/23

MICROCUECNA AV. JOSE SIMEON CAÑAS

Ciudad de San Miguel

EL SALVADOR 1:8,000



INFORMACION GENERAL

AREA = 0.18 Km²

PERIMETRO = 1.77 Km

ELEV. MAYOR = 120.46 m.s.n.m

ELEV. MENOR = 112.55 m.s.n.m

UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR

U
E
S



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

CONTENIDO:

MICROCUECNA AV. JOSE SIMEON CAÑAS

JULIO 2007

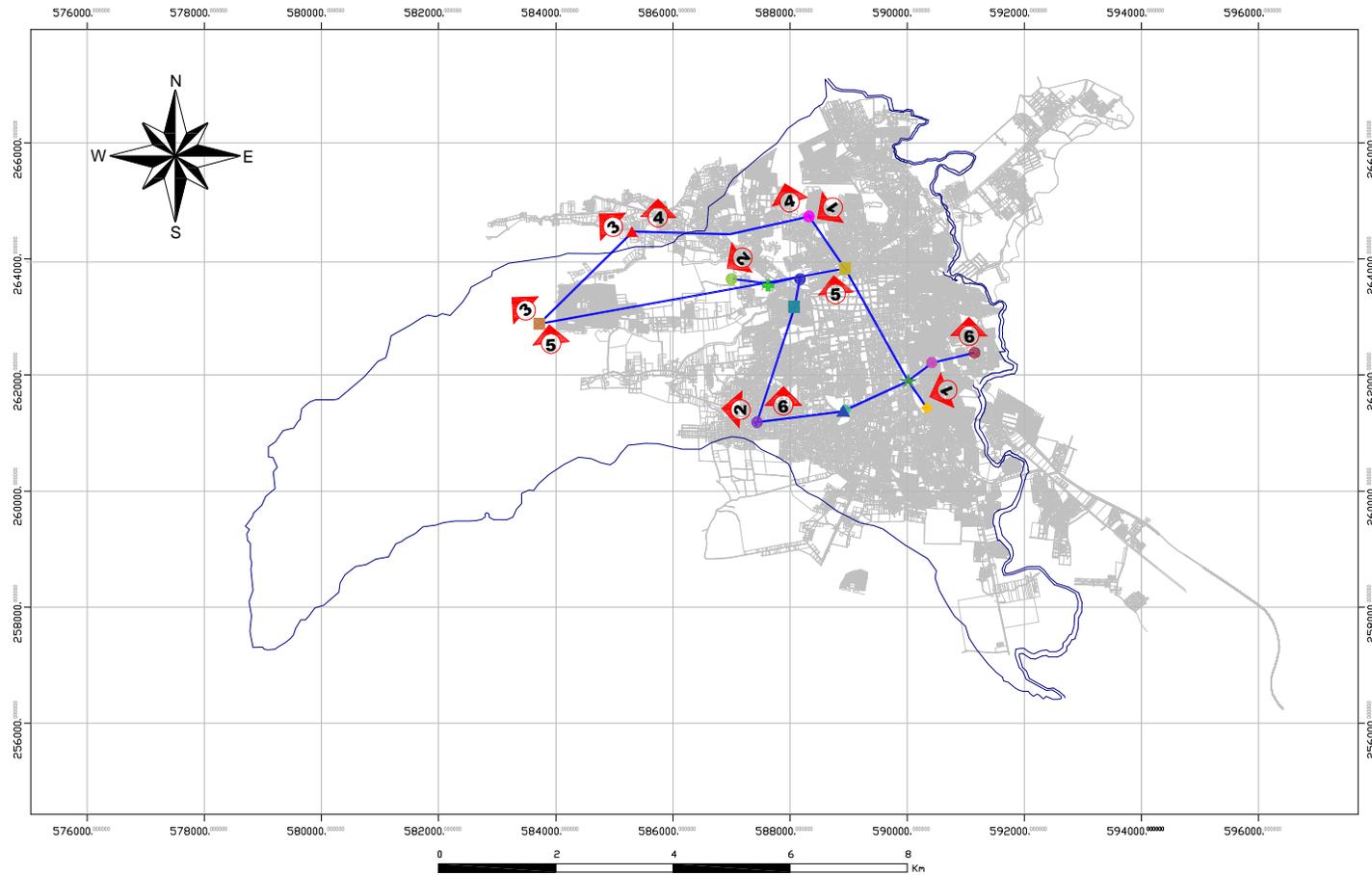
HOJA

17/23

CORTE EN PLANTA DE LOS PERFILES LITOLOGICOS

Ciudad de San Miguel

EL SALVADOR 1 : 75,000



INFORMACION GENERAL

- ◆ POZO TERCERA BRIGADA
- POZO COLONIA SAN CARLOS
- POZO COLONIA BELEN
- POZO CIUDAD PACIFICA
- POZO COLONIA CIUDAD TOLEDO
- ▲ POZO CANTON JALACATAL
- POZO MILAGRO DE LA PAZ
- ★ POZO CENTRO DE GOB. 2
- POZO LA PAZ 6
- POZO COL. PRADOS DE SAN MIGUEL
- + POZO 4 EL JALACATAL
- ◆ POZO COLONIA ESPAÑA
- POZO COLONIA BELEN
- ▲ POZO LA PAZ 4
- POZO LOMAS DE CHAPARRASTIQUE
- POZO COLONIA HIRLEMAN
- CORTE EN PLANTA DE LOS PERFILES LITOLOGICOS

**UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR**

**U
E
S**



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

CONTENIDO:

CORTE EN PLANTA DE LOS PERFILES
LITOLOGICOS DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

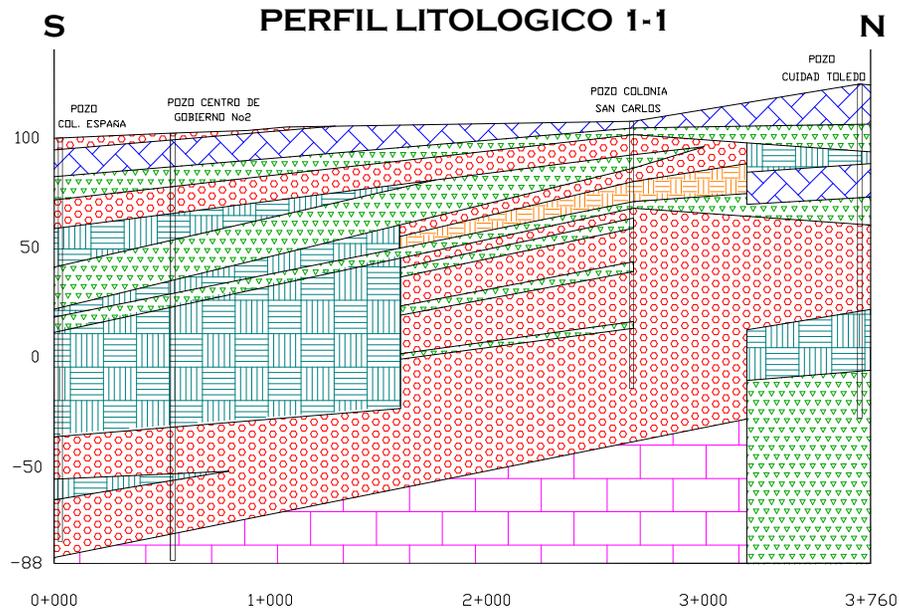
JULIO 2007

HOJA

18/23

PERFILES LITOLOGICOS

Ciudad de San Miguel



INFORMACION GENERAL

ESC. HORIZONTAL 0 1000 2000 3000 4000 5000 METROS

ESC. VERTICAL 0 100 200 300 400 500 METROS

- SEDIMENTO ALUVIAL
- LAVA CON PIROCLASTICOS
- TOBA
- PIROCLASTICO
- HORIZONTE ESTRATIFICADO
- BRECHA
- ARCILLA

**UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR**

**U
E
S**



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

CONTENIDO:

PERFILES LITOGICOS

DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

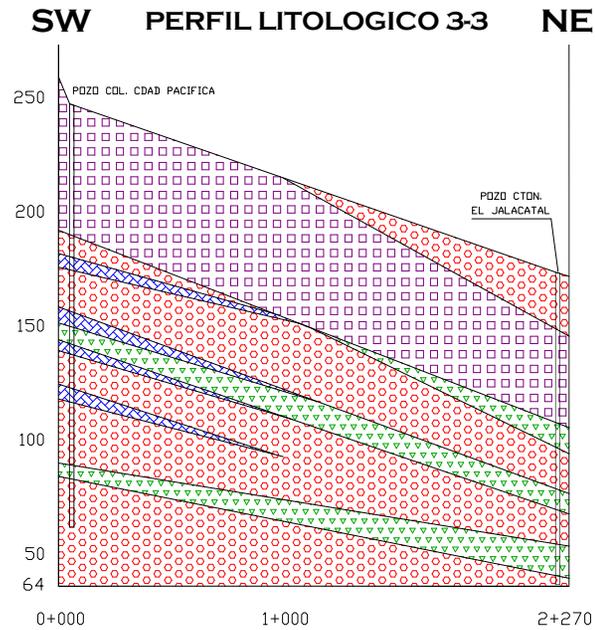
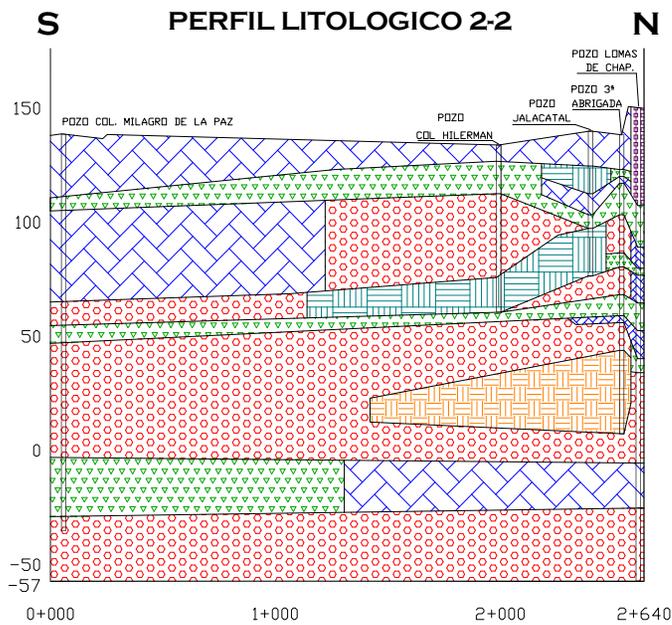
JULIO 2007

HOJA

19/23

PERFILES LITOLOGICOS

Ciudad de San Miguel



INFORMACION GENERAL

ESC. HORIZONTAL 0 1000 2000 3000 4000 5000 METROS

ESC. VERTICAL 0 100 200 300 400 500 METROS

- SEDIMENTO ALUVIAL
- LAVA CON PIROCLASTICOS
- TOBA
- PIROCLASTICO
- HORIZONTE ESTRATIFICADO
- BRECHA
- ARCILLA

UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR

U
E
S



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA
BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO
BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

CONTENIDO:

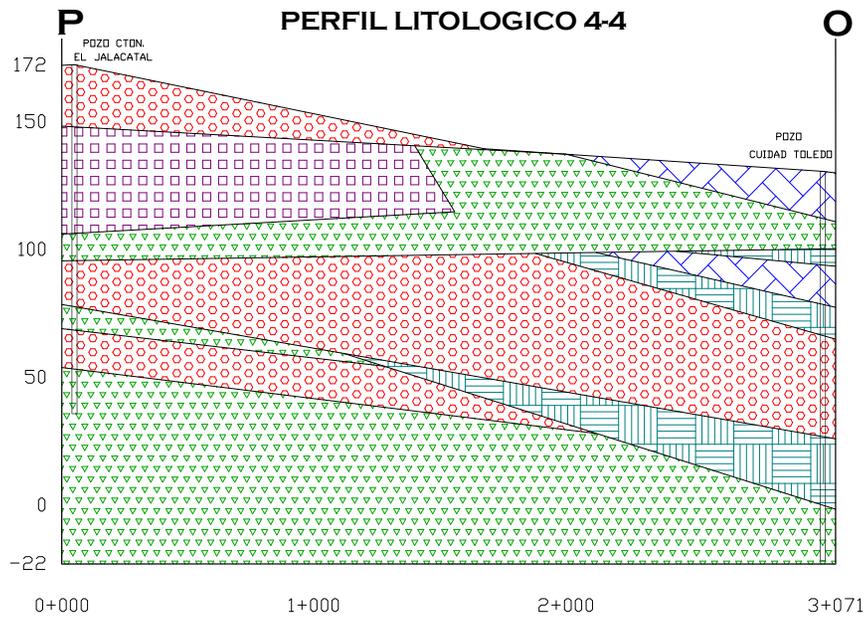
PERFILES LITOLOGICOS
DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

JULIO 2007

HOJA
20/23

PERFILES LITOLOGICOS

Ciudad de San Miguel



INFORMACION GENERAL

ESC. HORIZONTAL 0 1000 2000 3000 4000 5000 METROS

ESC. VERTICAL 0 100 200 300 400 500 METROS

- SEDIMENTO ALUVIAL
- LAVA CON PIROCLASTICOS
- TOBA
- PIROCLASTICO
- HORIZONTE ESTRATIFICADO
- BRECHA
- ARCILLA

**UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR**

**U
E
S**



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

CONTENIDO:

PERFILES LITOLOGICOS

DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

JULIO 2007

HOJA

21/23

PERFILES LITOLOGICOS

Ciudad de San Miguel

UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR

U
E
S



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

CONTENIDO:

PERFILES LITOGICOS

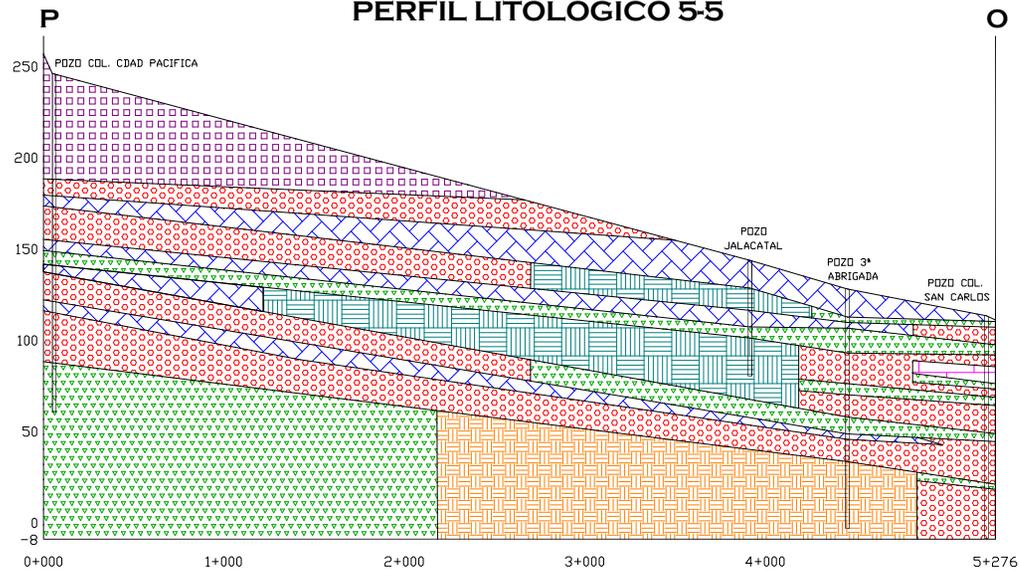
DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

JULIO 2007

HOJA

22/23

PERFIL LITOLOGICO 5-5



INFORMACION GENERAL

ESC. HORIZONTAL 0 1000 2000 3000 4000 5000 METROS

ESC. VERTICAL 0 100 200 300 400 500 METROS

SEDIMENTO ALUVIAL

LAVA CON PIROCLASTICOS

TOBA

PIROCLASTICO

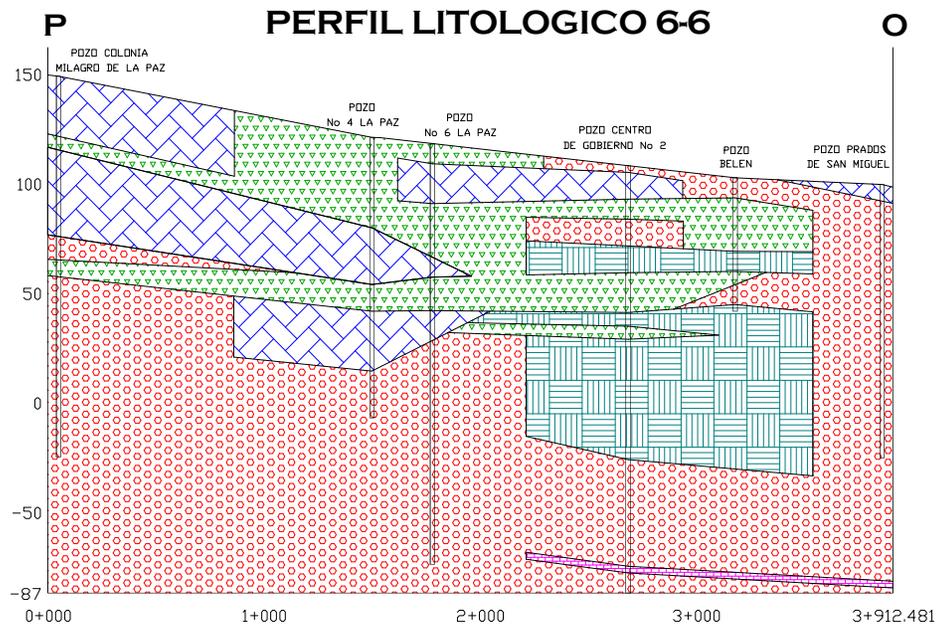
HORIZONTE ESTRATIFICADO

BRECHA

ARCILLA

PERFILES LITOLOGICOS

Ciudad de San Miguel



INFORMACION GENERAL

ESC. HORIZONTAL 0 1000 2000 3000 4000 5000 METROS

ESC. VERTICAL 0 100 200 300 400 500 METROS

SEDIMENTO ALUVIAL
 LAVA CON PIROCLASTICOS
 TOBA
 PIROCLASTICO
 HORIZONTE ESTRATIFICADO
 BRECHA
 ARCILLA

UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR

U
E
S



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

CONTENIDO:

PERFILES LITOGICOS

DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

JULIO 2007

HOJA

23/23

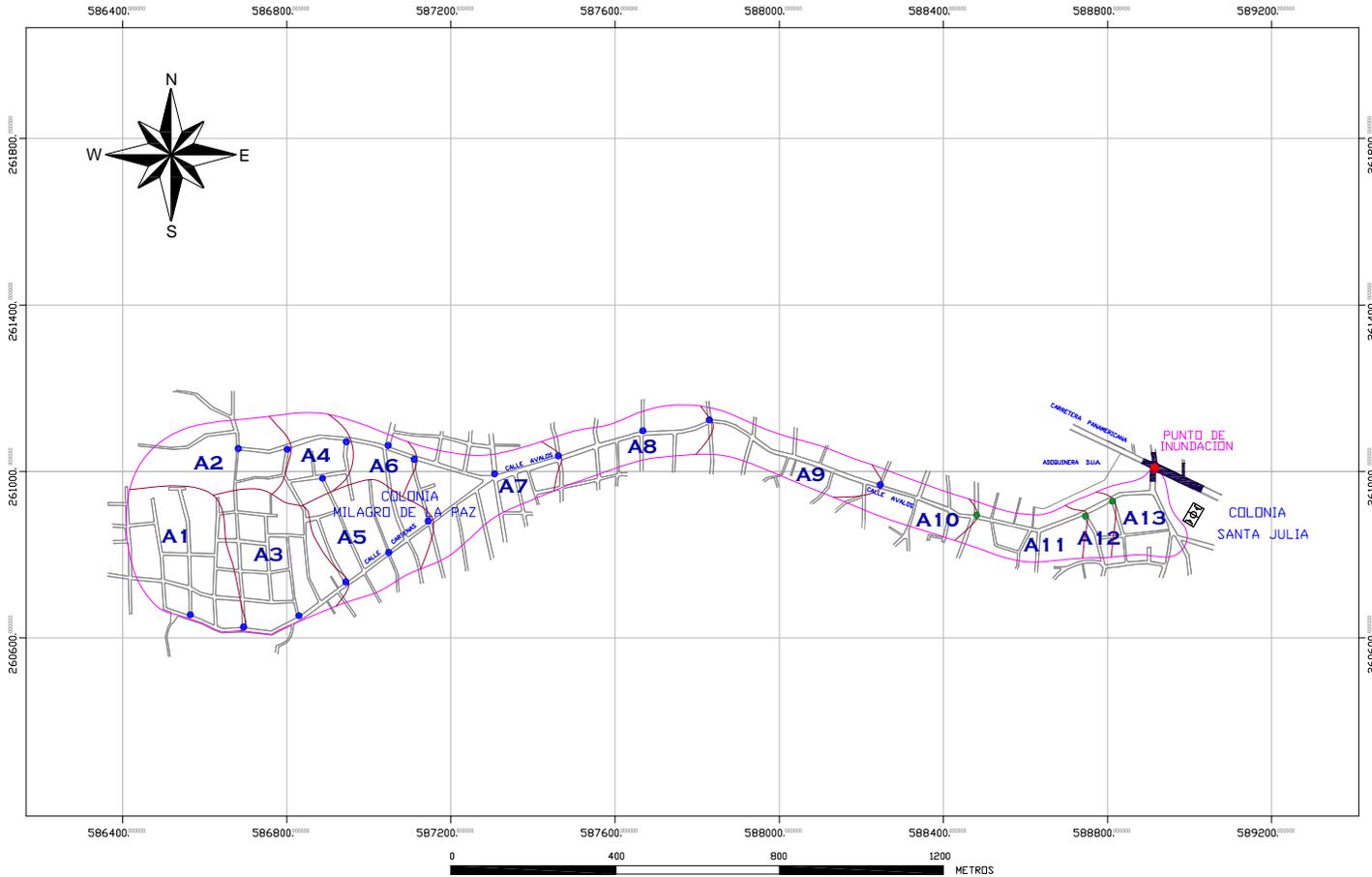


PLANOS

MICROCUENCA MILAGRO DE LA PAZ

Ciudad de San Miguel

EL SALVADOR 1: 8,000



INFORMACION GENERAL

- POZOS DE INFILTRACION TIPO (A)
- POZOS DE INFILTRACION TIPO (B)
- DELIMITACION DE LA CUENCA
- DELIMITACION DE LAS AREAS APORTANTES A LOS POZOS DE INFILTRACION

**UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR**

**U
E
S**



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

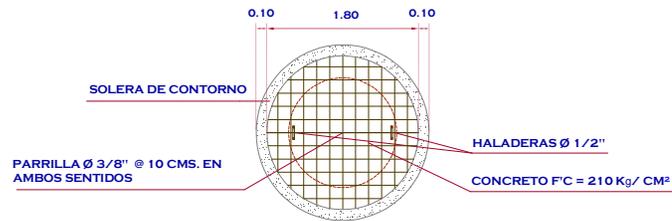
BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA
BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO
BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

CONTENIDO:

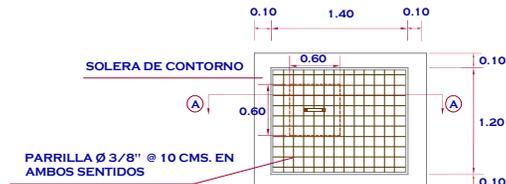
UBICACION DE LOS SISTEMAS DE
INFILTRACION EN LA MICROCUENCA
MILAGRO DE LA PAZ

JULIO 2007

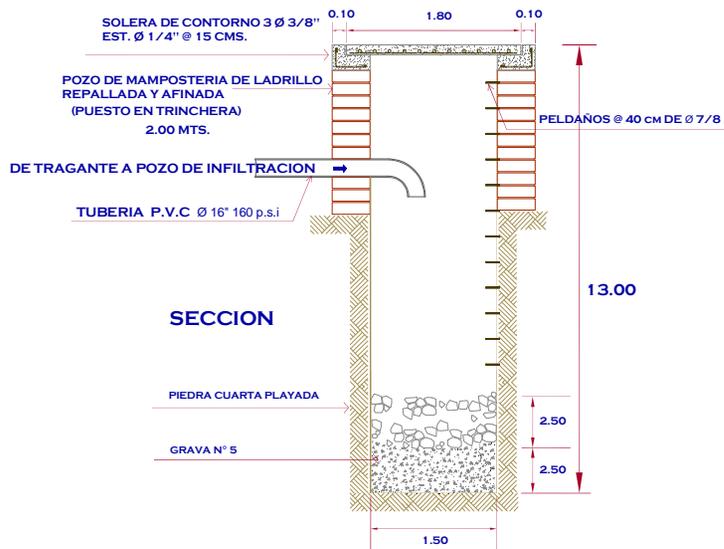
HOJA
1/6



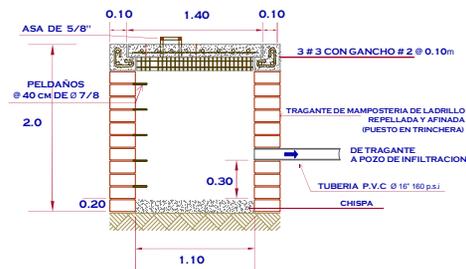
VISTA EN PLANTA DE LA TAPADERA DEL POZO DE INFILTRACION PROPUESTO



VISTA EN PLANTA DE LA TAPADERA DEL TRAGANTE PROPUESTO



DETALLE DEL POZO DE INFILTRACION PROPUESTO (TIPO "A")



SECCION A-A DEL TRAGANTE PROPUESTO

CUADRO RESUMEN DE POZO DE INFILTRACION PROPUESTO (TIPO A)

NUMEROS DE POZOS	17
DIAMETRO	1.50 MTS
PROFUNDIDAD	13 MTS
PROFUNDIDAD UTIL DEL POZO	11 MTS
PROFUNDIDAD CON MATERIAL DE RELLENO	5 MTS

UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR

U
E
S



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

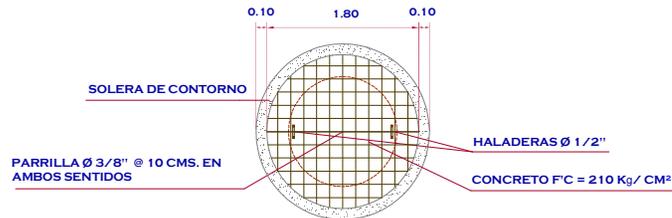
CONTENIDO:

PLANO CONSTRUCTIVO DE LOS
SISTEMAS DE INFILTRACION EN LA
MICROCUCIENNA MILAGRO DE LA PAZ

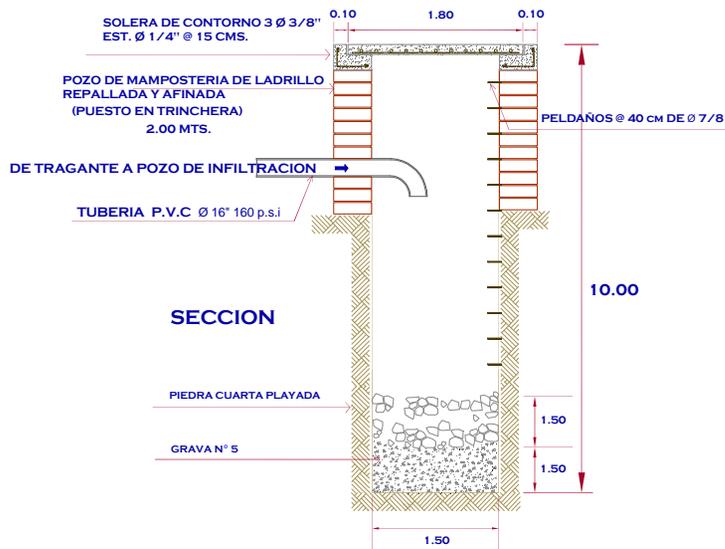
JULIO 2007

HOJA

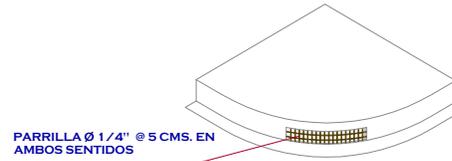
2/6



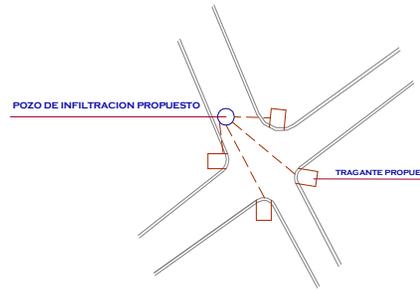
VISTA EN PLANTA DE LA TAPADERA DEL POZO DE INFILTRACION PROPUESTO



DETALLE DEL POZO DE INFILTRACION PROPUESTO (TIPO "B")



VISTA ISOMETRICA DEL TRAGANTE PROPUESTO



ESQUEMA DE UBICACION DEL POZO DE INFILTRACION Y LOS TRAGANTES PROPUESTO

CUADRO RESUMEN DE POZO DE INFILTRACION PROPUESTO (TIPO B)

NUMEROS DE POZOS	3
DIAMETRO	1.50 MTS
PROFUNDIDAD	10 MTS
PROFUNDIDAD UTIL DEL POZO	8 MTS
PROFUNDIDAD CON MATERIAL DE RELLENO	3 MTS

UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR

U
E
S



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

CONTENIDO:

PLANO CONSTRUCTIVO DE LOS
SISTEMAS DE INFILTRACION EN LA
MICROCUCNEN MILAGRO DE LA PAZ

JULIO 2007

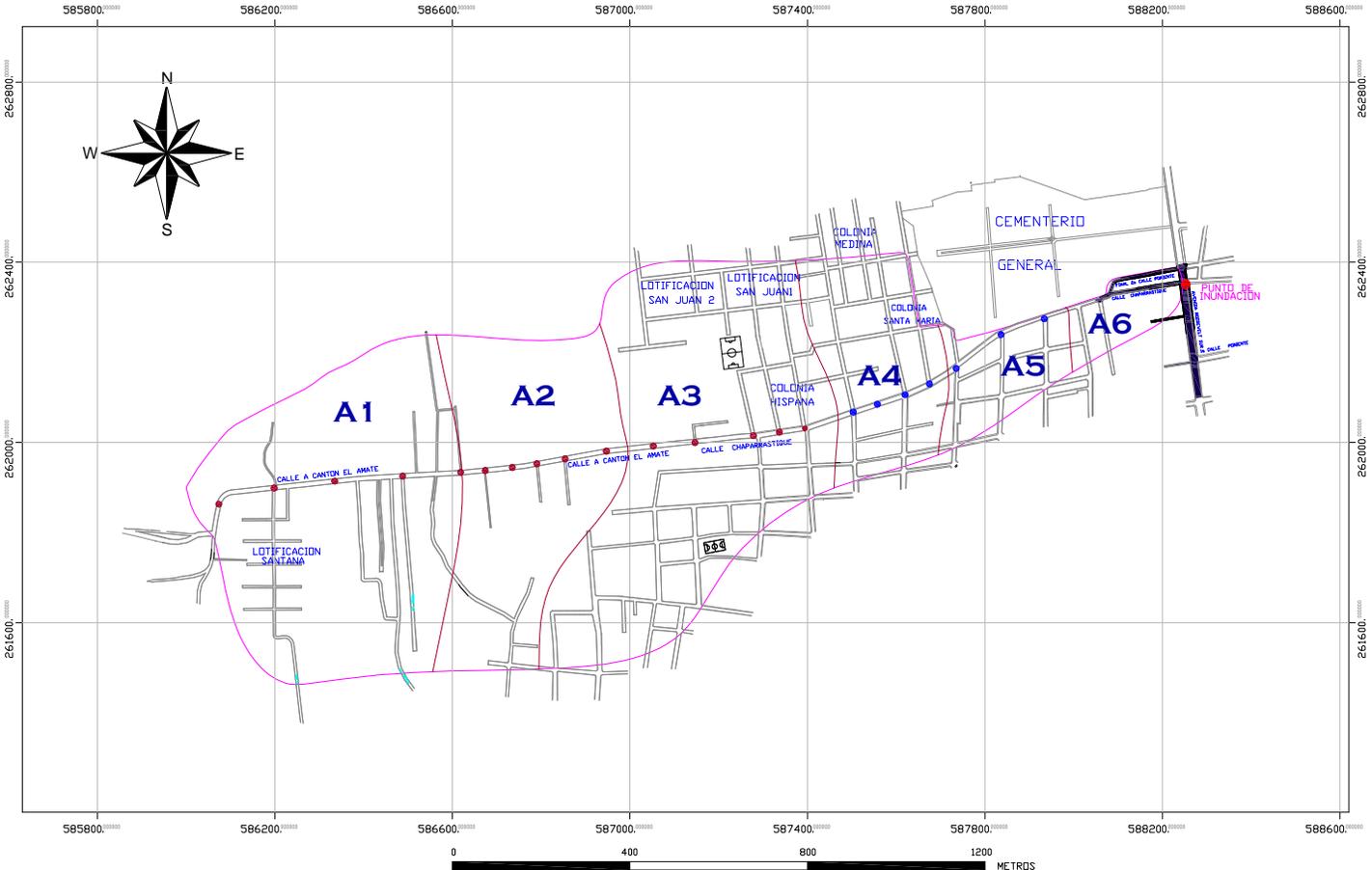
HOJA

3/6

MICROCUCENCA EL AMATE

Ciudad de San Miguel

EL SALVADOR 1 : 8,000



INFORMACION GENERAL

- POZOS DE INFILTRACION TIPO (A)
- POZOS DE INFILTRACION TIPO (C)
- DELIMITACION DE LA CUENCA
- DELIMITACION DE LAS AREAS APORTANTES A LOS POZOS DE INFILTRACION

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

**U
E
S**



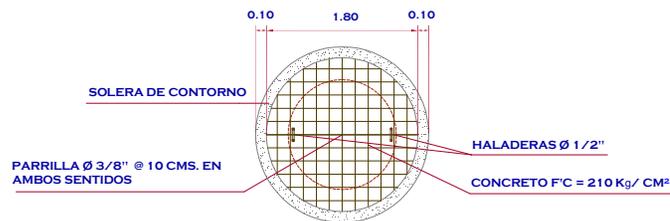
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

TEMA
PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO "SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

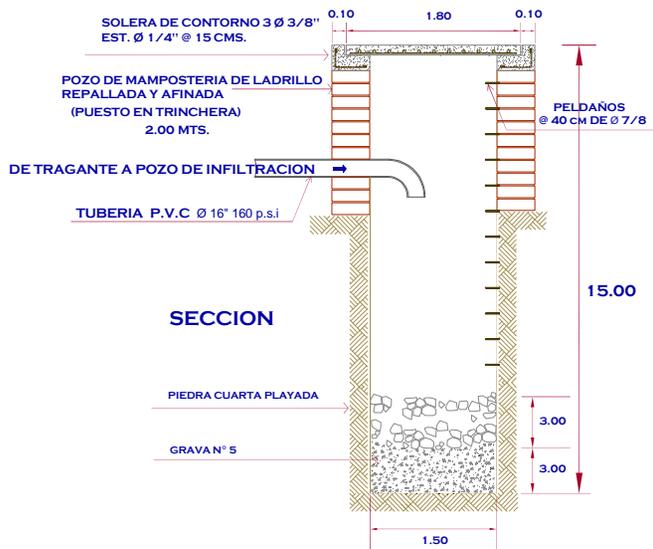
PRESENTAN:
BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA
BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO
BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

CONTENIDO:
UBICACION DE LOS SISTEMAS DE INFILTRACION EN LA MICROCUENCA EL AMATE

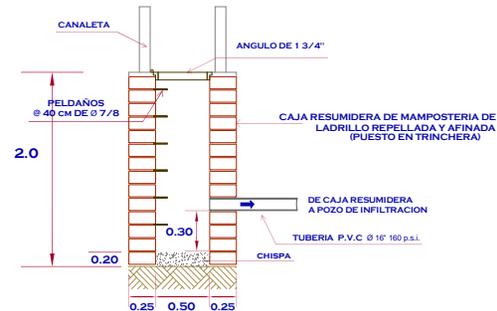
JULIO 2007 HOJA 4/6



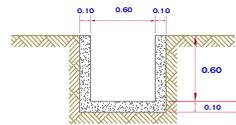
VISTA EN PLANTA DE LA TAPADERA DEL POZO DE INFILTRACION PROPUESTO



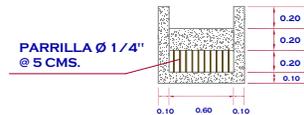
DETALLE DEL POZO DE INFILTRACION PROPUESTO (TIPO "C")



SECCION A-A CAJA RESUMIDORA PROPUESTA



DETALLE DE CANALETA



DETALLE DE BORDES REDUCTORES DE VELOCIDAD

NOTA: EL SISTEMAS DE TRAGANTES A UTILIZARSE EN ESTA MICROCUENCA SERAN IGUALES A LOS DE LA MICROCUENCA MILAGRO DE LA PAZ

CUADRO RESUMEN DE POZO DE INFILTRACION PROPUESTO (TIPO C)

NUMEROS DE POZOS	15
DIAMETRO	1.50 MTS
PROFUNDIDAD	15 MTS
PROFUNDIDAD UTIL DEL POZO	13 MTS
PROFUNDIDAD CON MATERIAL DE RELLENO	6 MTS

UNIVERSIDAD
DE
EL SALVADOR

U
E
S



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA
ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR
ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO
"SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS
PROPENSAS A INUNDACIONES
EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

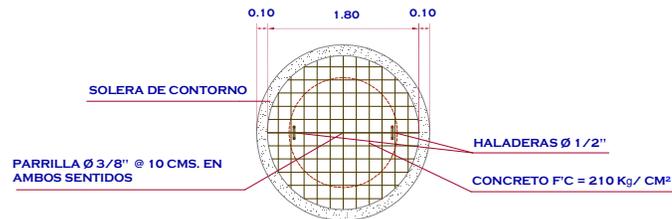
CONTENIDO:

PLANO CONSTRUCTIVO DE LOS
SISTEMAS DE INFILTRACION EN LA
MICROCUENCA EL AMATE

JULIO 2007

HOJA

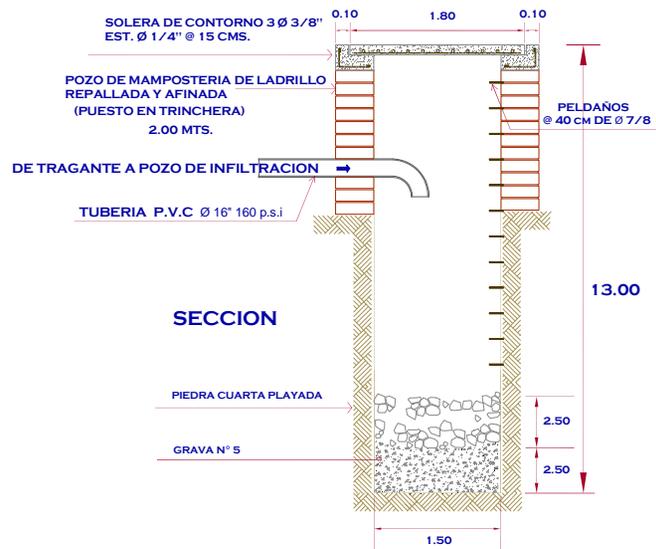
5/6



VISTA EN PLANTA DE LA TAPADERA DEL POZO DE INFILTRACION PROPUESTO



VISTA EN PLANTA DE PARRILLA Y CANALETA PROPUESTA



DETALLE DEL POZO DE INFILTRACION PROPUESTO (TIPO "A")



NOTA: EL SISTEMAS DE TRAGANTES A UTILIZARSE EN ESTA MICROCUENCA SERAN IGUALES A LOS DE LA MICROCUENCA MILAGRO DE LA PAZ

CUADRO RESUMEN DE POZO DE INFILTRACION PROPUESTO (TIPO A)

NUMEROS DE POZOS	7
DIAMETRO	1.50 MTS
PROFUNDIDAD	13 MTS
PROFUNDIDAD UTIL DEL POZO	11 MTS
PROFUNDIDAD CON MATERIAL DE RELLENO	5 MTS

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

UES



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

TEMA

PROPUESTA PARA RECARGAR ARTIFICIALMENTE EL ACUIFERO "SAN MIGUEL" Y MITIGAR LAS AREAS PROPENSAS A INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE SAN MIGUEL

PRESENTAN:

BR. LUIS ANGEL CHEVEZ JOYA

BR. CARLOS ARTURO MALDONADO OBANDO

BR. JOSE ATILIO VASQUEZ HERNANDEZ

CONTENIDO:

PLANO CONSTRUCTIVO DE LOS SISTEMAS DE INFILTRACION EN LA MICROCUENCA EL AMATE

JULIO 2007

HOJA

6/6



ANEXOS

ANEXO 1: PROPUESTA DE NORMATIVA PARA EL CONTROL DEL ESCURRIMIENTO

Decreto Propuesto

Reglamenta el control del drenaje urbano.

DECRETO MUNICIPAL N °.....

El Alcalde Municipal de, en el uso de sus atribuciones legales y teniendo en cuenta los artículosde la normativa existente y considerando que:

- Compete al poder público prevenir el aumento de las inundaciones debido a la impermeabilización del suelo y a la canalización de los arroyos naturales;
- El impacto resultante de la impermeabilización produce un aumento de la frecuencia de inundaciones y el aumento del transporte de material sólido, que degrada el ambiente urbano y disminuye la calidad del agua;
- Debe ser responsabilidad de cada urbanizador el mantenimiento de las condiciones previas de inundación en las lotificaciones y cursos de agua de la ciudad, evitándose la transferencia para el resto de la población de los impactos hidrológicos del desarrollo de la urbanización;
- La preservación de la capacidad de infiltración de las cuencas urbanas es prioridad para la conservación ambiental de las quebradas y ríos que componen el macrodrenaje y del(los) río(s) receptor(es) del escurrimiento de la ciudad de,

Declara que:

Art. 1° Toda ocupación que genere superficies impermeables, deberá poseer un dispositivo de control del escurrimiento del agua de origen pluvial.

1° Serán consideradas áreas impermeables todas las superficies que no permitan la infiltración del agua hacia el subsuelo.

2° El agua precipitada sobre el terreno no podrá ser drenada directamente hacia las calles, cordón cuneta y/o redes de drenaje, exceptuándose el caso previsto en el 3° de este artículo.

3° Las áreas de retiro de la línea municipal, mantenidas como áreas verdes del frente (canteros, jardines, etc.), podrán ser drenadas directamente hacia el sistema de drenaje.

4° Para terrenos con área inferior a 80 m² y para habitaciones unifamiliares, la limitación de caudal referido en el inicio de este artículo podrá ser desconsiderada, quedando ello a criterio de la Unidad Ambiental (UA) de la OPAMSS.

Art. 2° La comprobación del mantenimiento de las condiciones hidrológicas de ocupación previa en el lote o en la urbanización deberá ser presentada a la OPAMSS, acompañada de la documentación técnica que dé sustento a la misma. Quedará a cargo de la OPAMSS la definición de los requerimientos mínimos de estos estudios hidrológicos e hidráulicos

1° Para áreas inferiores a 10 hectáreas y cuando el control adoptado por el urbanizador sea el reservorio, el volumen necesario de la obra seguirá los lineamientos indicados en la Tabla 1.

2° El volumen de reserva necesario para áreas superiores a 10 (diez) hectáreas debe ser determinado a través de estudio hidrológico específico, con precipitación de proyecto con probabilidad de excedencia del 10% en cualquier año [Tiempo de retorno = 10(diez) años]. Para la verificación de los dispositivos de control se deberá considerar una precipitación de proyecto con probabilidad de excedencia del 2 % en cualquier año [Tiempo de retorno = 50 (cincuenta) años].

3° En caso del urbanizador optar por otro tipo de dispositivo de control del escurrimiento, deberá considerar las indicaciones generales citadas en el Anexo de esta Reglamentación (Tabla 1).

4° La aplicación de todas las estructuras de control indicadas en este artículo estará sujeta a la autorización de la OPAMSS, después de la debida evaluación de las condiciones mínimas de infiltración del suelo en el lugar de implantación del emprendimiento, a ser declaradas y comprobadas fehacientemente por el interesado.

5° Todos los dispositivos de control deberán contemplar el libre drenaje de la parcela de lluvia correspondiente a una lluvia equivalente de 2 (dos) años de tiempo de retorno y

duración correspondiente al 120 % del tiempo de concentración de la superficie analizada. Este tiempo deberá ser determinado de acuerdo a las especificaciones técnicas que para tal fin difunda la OPAMSS.

6° La Alcaldía local arbitrará los medios materiales para que en un plazo deaños la parcela de lluvia a que hace referencia el 5° sea captada y tratada de acuerdo a normas ambientales vigentes.

Art. 3° Después de la aprobación del proyecto de drenaje pluvial de la edificación o de la urbanización por parte de la OPAMSS, estará vedada cualquier impermeabilización adicional de superficie.

Párrafo Único: La impermeabilización futura podrá ser realizada en el caso que se ejecuten dispositivos de retención y/o infiltración del volumen adicional generado, de acuerdo con lo indicado en el Art. 2°.

Art. 4° Los casos omitidos en el presente decreto deberán ser objeto de análisis técnico por parte de la OPAMSS.

Art. 5° Este decreto entrará en vigor en la fecha de su publicación, revocadas las disposiciones en contrario.

ALCALDIA DE

Anexo del Decreto Municipal

Identificación de los Dispositivos de Control del Esguerrimiento

Los dispositivos de control del esguerrimiento consisten en medidas estructurales (obras) de tipo *concentradas* que actúan en el micro drenaje de uno o más loteos, o en el macro drenaje, como control de los principales cursos urbanos, y *distribuidas*, o de “control en la fuente” . Es el tipo de control que actúa sobre el lote urbano, plazas y paseos.

Todos los dispositivos objetivan realizar el control del esguerrimiento a través de la regulación del flujo o de la infiltración del esguerrimiento pluvial (o por combinación de ambos procesos básicos).

Los dispositivos que realizan la regulación del flujo producen la amortiguación y el desfasaje de los caudales pico. Por su parte, los dispositivos de infiltración producen el control parcial o total del escurrimiento por reducción del volumen disponible superficialmente.

A continuación se indican los dispositivos que deberán ser considerados de manera prioritaria:

- 1 - Reservorio de regulación/infiltración en áreas rurales.
- 2 - Pozos de infiltración (áreas rurales y semiurbanas).
- 3 - Reservorio subterráneo domiciliario de regulación e infiltración.
- 4 - Reservorio de regulación sin infiltración (grandes superficies).
- 5 - Reservorio subterráneo de regulación e infiltración (grandes superficies).
- 6 - Conducto almacenador con/sin infiltración (grandes superficies).
- 7 - Trinchera de infiltración para regulación total.
- 8 - Trinchera de infiltración para regulación parcial (grandes superficiales).

La aprobación de cualquier otro tipo de dispositivo que cumpla con los mismos objetivos básicos perseguidos por el presente Decreto Municipal quedará a criterio de la OPAMSS.

Los lineamientos básicos a considerar en el diseño de cada uno de estos dispositivos se resumen en la Tabla 1, Tabla 2 y Tabla 3 de este Anexo.

Tabla I. Características y criterios a considerar en los dispositivos de infiltración

Dispositivo	Topología del área de aplicación					Características del dispositivo		Aspectos de proyecto		
	Tamaño de la cuenca	Uso del suelo	Pendientes admisibles	Otros comentarios	Permeabilidad del suelo	Tipo	Elementos de control	Tr [años] Diseño	Tr [años] Verificación	Volumen
Tipo 1	Pequeñas (hasta 10 Ha)	Rural	10% ~ 30% medias - fuertes	Existencias de cierre-desarrollo max 30m	Baja - Alta	Pequeña obra de retención	Descargadores de fondo y vertedero de excedentes	10	50	[m ³ /Ha] P 10% → 180 P 20% → 90 P 30% → 60
Tipo 2	Pequeñas (≤ 10 Ha)	Rural - semiurbana	Medias	Urbanizaciones amplios espacios verdes	Media - Alta	Pozo absorbente	Tubería de desviación de conducto principal	h tubería de desviación 2 años	10	2.5 [l/m ²] almacenamiento efectivo
Tipo 3	Lote domiciliario (150 ~ 300 m ²)	Urbana	Bajas	Imperm. parcial	Media - Alta	Retención e infiltración	Salida por conducto Ø 110 mm	2	2 – 5	Ver tabla 1
Tipo 4	(1 ~ 2 Ha)	Urbana	Bajas - Medias	Centros comerciales – industrias, etc.	Baja	Amortiguador	Salida por conducto	2 – 5	10	60 [l/m ² impermeable]
Tipo 5	(1 ~ 2 Ha)	Urbana	Bajas - Medias	Centros comerciales – industrias, etc.	Media - Alta	Amortiguador e infiltración	Salida por conducto	2 – 5	10	30 [l/m ² impermeable]
Tipo 6	(1 ~ 2 Ha)	Urbana	Bajas - Medias	Centros comerciales – industrias, etc.	Baja - Media	Amortiguador con / sin infiltración	Salida por conducto	2 – 5	10	5 [l/m ² sup]
Tipo 7	Lote domiciliario	Urbana	Bajas - Medias	—	Alta	Infiltración	Desarenador al ingreso	2 – 5	10	Ver tabla 2
Tipo 8	Nivel Municipal	Urbana	Bajas – Medias	Instalaciones en red de drenaje municipal	Media – Alta	Conducción e infiltración	Desarenador al ingreso	10	50	65% SI → 27 [l/m ²] 90% SI → 30 [l/m ²]

Notas: P = pendiente, h: Tirante de desviación; % SI = Porcentaje de Superficie Impermeable

Tabla II, Capacidad de almacenamiento recomendada para el dispositivo tipo 3 [l/m²]

[%] área impermeable	Superficie del lote [m ²]	
	150 < S < 300	S > 300
50	10	12
70	10	14
90	20	15

Tabla III. Características técnicas a considerar en el dispositivo tipo 7.

Recurrencia [años]	Caudal pico [l/s]	Volumen entrada [m ³]	Capacidad de alm. [l/m ²]
2	6.7	18.5	15.0
5	7.7	21.1	20.0
10	9.0	24.2	25.0
20	10.1	26.9	30.0
Estimaciones orientativas para un lote de 150 m ² con 100 % de área impermeable			



**UNIDAD DE ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO DEL AGUA
 RESULTADOS ANALÍTICOS**

NÚMERO DE MUESTRA 01

REFERENCIA FQ. TPO0107

NOMBRE DEL SOLICITANTE: Trabajo de Graduación (UES)

DIRECCIÓN DE LA TOMA DE LA MUESTRA 18 Calle Oriente casa # 11, Colonia Esperanza

FECHA Y HORA DE TOMA DE MUESTRA: 15/01/07 H 14:00 FECHA DE ANÁLISIS: 24/01/07

METODO DE ANÁLISIS UTILIZADOS: STÁNDAR METHOD AWWA 20° EDITION

DETERMINACIÓN	RESULTADOS	LÍMITES NORMA	
		RECOMENDADO	MAXIMO ADMISIBLE
Ph	7.2	6.0 – 8.50	—
OLOR	Normal	No Rechazada	3
COLOR APARENTE	1	No Rechazada	—
COLOR VERDADERO	1	—	15 mg/l (Pt -Co)
TEMPERATURA	26	18 a 30 °C	No Rechazable
TURBIEDAD	1	1 UNIT	5 UNT
SÓLIDOS TOTALES DISUELTOS	460.0	300 mg/l	600 mg/l
ALCANILIDAD TOTAL (CaCO ₃)	342.0	30 mg/l	250 mg/l
DUREZA TOTAL COMO (CaCO ₃)	580.0	100 mg/l	400 mg/l
BIÓXIDO DE CARBONO	41.70	—	—
CONDUCTIVIDAD	1060.0	500 umhos/cm	1600 umhos/cm
INDICE DE LANGELIER	- 0.12	—	—
ALCALINIDAD AL BICARBONATO DE SODIO O POTASIO	0.0	—	—
DUREZA CARBONATADA	342.0	—	—
DUREZA NO CARBNATADA	238.0	—	—
CALCIO como CaCO ₃	46.24	—	75 mg/l
MAGNESIO como MgCO ₃	7.74	—	50 mg/l
HIERRO TOTAL	0.0	0.05 mg/l	0.30 mg/l
ALUMNIO	N.D.	—	—
MANGANESO TOTAL	0.0	0.02 mg/l	0.05 mg/l
CROMO HEXA VALENTE	N.D.	—	—
FOSTATO (PO ₄ ⁻³)	71.0	—	—
COBRE	N.D.	—	ml/l
ACIDO SULFIDRICO	N.D.	—	—
CARBONATOS	0.0	—	—
BICARBONATOS	342.0	—	—
HIDROXIDOS	0.0	—	—
CLORUROS	36.90	25 mg/l	250 mg/l
SULFATOS	128.20	25 mg/l	250 mg/l
NITRATOS (N)	2.02	—	10 mg/l
SILICE	31.40	60.00 mg/l	150.00 mg/l
SODIO	157.0	—	—
POTASIO	267.0	—	—
FLUOR	N.D.	—	1.50 mg/l

OBSERVACIONES Y COMENTARIOS: Agua con tendencia corrosiva según Langelier, agua con contenido alto de sales disueltas, lo que le confiere una relativa dureza

 Jefe Unidad de Análisis



O. M. JUÁREZ CONSULTORES
INGENIERIA SANITARIA Y MEDIO AMBIENTE
Calle Andrómeda Polg. C-5, No7 Ciudad Satélite de Oriente San Miguel
Telefax 2 641 – 3283, Tel. 2664 – 2092 Celular 7852-2397

UNIDAD DE ANÁLISIS DEL AGUA LLUVIAS RESULTADOS ANALITICOS

NOMBRE DEL SOLICITANTE: Trabajo de Graduación (UES)

MUESTRA N°: 1

LUGAR DE TOMA: 10ª Avenida Norte, San Miguel

Parámetro	Valor Obtenido
PH	6.8
Sólidos Totales	1101.2
Sólidos Sedimentables	668.4
Cloruros	1.48

MUESTRA N°: 2

LUGAR DE TOMA: 8ª Avenida Sur, Frente al Rastro Municipal

Parámetro	Valor Obtenido
PH	5.9
Sólidos Totales	1129.3
Sólidos Sedimentables	797.4
Cloruros	3.28

MUESTRA N°: 3

LUGAR DE TOMA: Av. José Simeón Cañas y 17 Calle Poniente

Parámetro	Valor Obtenido
PH	6.0
Sólidos Totales	2141.2
Sólidos Sedimentables	814.4
Cloruros	4.15

ANEXO 3: Pruebas de Aguas Lluvias

MUESTRA N°: 4A

LUGAR DE TOMA: Intersección entre Calle Chaparrastique y Av. Roosevelt, San Miguel

Parámetro	Valor Obtenido
PH	6.4
Sólidos Totales	2312.4
Sólidos Sedimentables	913.8
Cloruros	1.63

MUESTRA N°: 4B

LUGAR DE TOMA: Intersección entre Calle Chaparrastique y Av. Roosevelt, San Miguel

Parámetro	Valor Obtenido
PH	5.9
Sólidos Totales	2109.2
Sólidos Sedimentables	993.4
Cloruros	1.84

MUESTRA N°: 5

LUGAR DE TOMA: Intersección entre 7ª Av. Sur y Av. Roosevelt, entrada Col. Milagro de la Paz

Parámetro	Valor Obtenido
PH	6.6
Sólidos Totales	2213.4
Sólidos Sedimentables	995.16
Cloruros	2.13

Jefe Unidad de Análisis

ANEXO 4: VISITA DE CAMPO A POZOS DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL.

Se realizaron visitas de campo a pozos domésticos que se encuentran ubicados en el área del “Acuífero San Miguel”. Con el objeto de levantar información sobre:

El nivel estático y determinar posteriormente el nivel piezométrico de los pozos en la zona (Para elaborar mapas de isopiezas del año 2006, ya que no se disponía de esa información).

■ Metodología empleada.

1. Se introduce en el pozo una sonda piezométrica hasta que la varilla conductiva de esta toca la superficie superior de agua en el pozo.



2. Cuando entra en contacto con el agua se enciende un foco en el otro extremo de la sonda, entonces se procede a colocar una marca en el punto de coincidencia de la sonda con el brocal del pozo.



3. Se mide con una cinta métrica la profundidad a la que esta el agua (nivel estático); el cual es desde la varilla conductiva hasta la parte superior del brocal del pozo.



4. Se toma la altura del brocal del pozo, para tener la profundidad del agua desde la superficie.



5. Con un GPS se procede a georeferenciar el pozo, para obtener su ubicación.



El nivel piezométrico es: **$N.P = ELEVACIÓN - NIVEL ESTÁTICO.$**

A continuación se presenta el resumen de pozos domésticos que se visitaron con su respectiva información.

POZO 1.

Dirección: 18 calle oriente casa #1,
Colonia Esperanza.

Coordenadas: N 13° 29' 23.78"
W 88° 10' 26"

Elevación: 105.12 m.s.n.m

Nivel estático: 3.80 mt

Nivel piezométrico: **101.32 m.s.n.m**



POZO 2.

Dirección: 4ª Avenida Norte, contiguo a
Motel Palmera.

Coordenadas: N 13° 29' 22.63"
W 88° 10' 32.63"

Elevación: 107.40 m.s.n.m

Nivel estático: 4.70 mt

Nivel piezométrico: **102.70 m.s.n.m**



POZO 3.

Dirección: 22 calle oriente casa #1,
Colonia Esperanza.

Coordenadas: N 13° 29' 28.61"
W 88° 10' 42.24"

Elevación: 105.76 m.s.n.m

Nivel estático: 3.66 mt

Nivel piezométrico: **102.10 m.s.n.m**



POZO 4.

Dirección: Calle Principal casa #11,
Colonia Granillo.

Coordenadas: N 13° 29' 33.79"
W 88° 10' 24.46"

Elevación: 104.06 m.s.n.m

Nivel estático: 3.80 mt

Nivel piezométrico: **100.26 m.s.n.m**



POZO 5.

Dirección: 22 calle oriente pasaje 2,
Colonia López.

Coordenadas: N 13° 29' 28.64"
W 88° 10' 35.8"

Elevación: 109.73 m.s.n.m

Nivel estático: 5.60 mt

Nivel piezométrico: **104.13 m.s.n.m**



POZO 6.

Dirección: Avenida 5 de enero,
Colonia Milagro de La Paz.

Coordenadas: N 13° 28' 2.03"
W 88° 11' 7.66"

Elevación: 133.24 m.s.n.m

Nivel estático: 20.30 mt

Nivel piezométrico: **112.94 m.s.n.m**



POZO 7.

Dirección: Unidad de Salud,
Colonia Milagro de La Paz.

Coordenadas: N 13° 27' 57.33"
W 88° 10' 51.38"

Elevación: 125.77 m.s.n.m

Nivel estático: 18.50 mt

Nivel piezométrico: **107.27 m.s.n.m**



POZO 8.

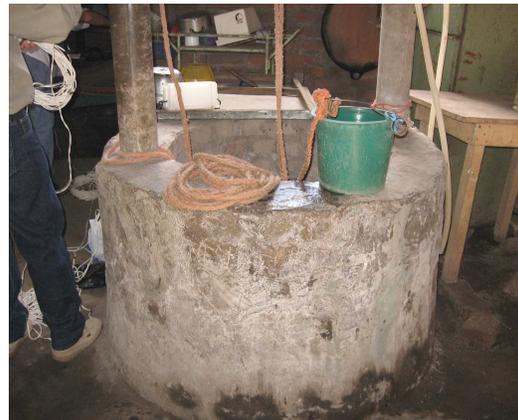
Dirección: 7ª avenida sur casa #1108,
Colonia Santa Julia.

Coordenadas: N 13° 28' 2.53"
W 88° 10' 42.96"

Elevación: 119.84 m.s.n.m

Nivel estático: 11.20 mt

Nivel piezométrico: **108.64 m.s.n.m**



POZO 9.

Dirección: calle a Montegrande casa
#1120, Colonia Santa Julia.

Coordenadas: N 13° 27' 55.62"
W 88° 10' 34"

Elevación: 114.33 m.s.n.m

Nivel estático: 10.8 mt

Nivel piezométrico: **103.53 m.s.n.m**



POZO 10.

Dirección: 7ª Avenida Sur, Casa #911

Coordenadas: N 13° 28' 9.66"
W 88° 10' 42.64"

Elevación: 117.49 m.s.n.m

Nivel estático: 11.70 mt

Nivel piezométrico: **105.79 m.s.n.m**



POZO 11.

Dirección: Pasaje Buenos Aires casa #717
Colonia Ciudad Jardín.

Coordenadas: N 13° 28' 47.46"
W 88° 11' 11.29"

Elevación: 130.32 m.s.n.m

Nivel estático: 22 mt

Nivel piezométrico: **108.32 m.s.n.m**



POZO 12.

Dirección: Pasaje 1 casa #8,
Colonia Santa María.

Coordenadas: N 13° 28' 46.42"
W 88° 11' 24.04"

Elevación: 138.15 m.s.n.m

Nivel estático: 26.70 mt

Nivel piezométrico: **111.45 m.s.n.m**



POZO 13.

Dirección: Calle Chaparrastique casa #16,
Colonia Ciudad Jardín.

Coordenadas: N 13° 28' 38.42"
W 88° 11' 35.23"

Elevación: 144.44 m.s.n.m

Nivel estático: 27.80 mt

Nivel piezométrico: **116.64 m.s.n.m**



POZO 14.

Dirección: Avenida Jose Simeón cañas,
Casa #912.

Coordenadas: N 13° 28' 17.36"
W 88° 10' 28.85"

Elevación: 112.50 m.s.n.m

Nivel estático: 11.10 mt

Nivel piezométrico: **101.40 m.s.n.m**



POZO 15.

Dirección: 3ª avenida sur casa #803-B,
Barrio San Nicolas.

Coordenadas: N 13° 28' 23.16"
W 88° 10' 36.7"

Elevación: 114.61 m.s.n.m

Nivel estático: 13.50 mt

Nivel piezométrico: **101.11 m.s.n.m**



POZO 16.

Dirección: 3 calle oriente casa #306,
Barrio El Calvario.

Coordenadas: N 13° 28' 46.81"
W 88° 10' 25.36"

Elevación: 113.19 m.s.n.m

Nivel estático: 7.60 mt

Nivel piezométrico: **105.59 m.s.n.m**



POZO 17.

Dirección: 8ª Avenida Sur, frente al Rastro
Municipal.

Coordenadas: N 13° 28' 50.88"
W 88° 10' 20.28"

Elevación: 108 m.s.n.m

Nivel estático: 3.70 mt

Nivel piezométrico: **104.30 m.s.n.m**



POZO 18.

Dirección: Calle Alemán casa #19,
Colonia Betania.

Coordenadas: N 13° 29' 48.73"
W 88° 10' 22.12"

Elevación: 102.57 m.s.n.m

Nivel estático: 3.50 mt

Nivel piezométrico: **99.07 m.s.n.m**



POZO 19.

Dirección: Avenida san francisco de asís
Casa #4, Colonia Vista
Hermosa.

Coordenadas: N 13° 29' 42.83"

W 88° 10' 42.71"

Elevación: 111.48 m.s.n.m

Nivel estático: 16.50 mt

Nivel piezométrico: **94.98 m.s.n.m**



POZO 20.

Dirección: Calle Cuscatlán casa #2,
Colonia Altos de la Cueva.

Coordenadas: N 13° 30' 4.61"

W 88° 10' 41.95"

Elevación: 110.62 m.s.n.m

Nivel estático: 11.60 mt

Nivel piezométrico: **99.02 m.s.n.m**



POZO 21.

Dirección: Colonia San Carlos.

Coordenadas: N 13° 29' 32.64"

W 88° 10' 59.09"

Elevación: 115.09 m.s.n.m

Nivel estático: 9.30 mt

Nivel piezométrico: **105.79 m.s.n.m**



POZO 22.

Dirección: Pasaje Guatemala 1 casa #26,
Colonia San Carlos.

Coordenadas: N 13° 29' 34.19"
W 88° 11' 0.78"

Elevación: 115.70 m.s.n.m

Nivel estático: 9.40 mt

Nivel piezométrico: **106.30 m.s.n.m**



POZO 23.

Dirección: Final 11 Avenida Norte,
Colonia San Carlos.

Coordenadas: N 13° 29' 44.95"
W 88° 11' 16.44"

Elevación: 120.74 m.s.n.m

Nivel estático: 13.80 mt

Nivel piezométrico: **106.94 m.s.n.m**



POZO 24.

Dirección: Avenida La Unión,
Colonia Brisas del Río #2.

Coordenadas: N 13° 29' 13.31"
W 88° 9' 37.73"

Elevación: 96.97 m.s.n.m

Nivel estático: 11.40 mt

Nivel piezométrico: **85.57 m.s.n.m**



POZO 25.

Dirección: 14 calle oriente,
Colonia 15 de Septiembre.

Coordenadas: N 13° 29' 15.4"
W 88° 9' 48.42"

Elevación: 101.60 m.s.n.m

Nivel estático: 16 mt

Nivel piezométrico: **85.60 m.s.n.m**



POZO 26.

Dirección: Pasaje Cuscatlán,
Colonia Prados de San Miguel.

Coordenadas: N 13° 28' 43.21"
W 88° 9' 27.04"

Elevación: 94.17 m.s.n.m

Nivel estático: 11.90 mt

Nivel piezométrico: **82.27 m.s.n.m**



POZO 27.

Dirección: Pasaje Carranza,
Colonia San José.

Coordenadas: N 13° 28' 1.02"
W 88° 10' 5.23"

Elevación: 106.33 m.s.n.m

Nivel estático: 11.30 mt

Nivel piezométrico: **95.03 m.s.n.m**



POZO 28.

Dirección: Calle principal casa #24,

Lotificación San Pablo.

Coordenadas: N 13° 27' 44.5"

W 88° 10' 2.57"

Elevación: 103.63 m.s.n.m

Nivel estático: 7.30 mt

Nivel piezométrico: **96.33 m.s.n.m**



POZO 29.

Dirección: Cantón El Jute,

Colonia Santa Beatriz.

Coordenadas: N 13° 26' 44.5"

W 88° 09' 27.8"

Elevación: 92.39 m.s.n.m

Nivel estático: 9.80 mt

Nivel piezométrico: **82.59 m.s.n.m**



POZO 30.

Dirección: Senda 2 casa #14, Polígono

B-5; Colonia Ciudad Real.

Coordenadas: N 13° 27' 32.51"

W 88° 9' 49.68"

Elevación: 101.71 m.s.n.m

Nivel estático: 9 mt

Nivel piezométrico: **92.71 m.s.n.m**



POZO 31.

Dirección: Caserío La Cruz,
Cantón El Amate.

Coordenadas: N 13° 28' 30.83"
W 88° 12' 16.78"

Elevación: 171.25 m.s.n.m

Nivel estático: 48.8 mt

Nivel piezométrico: **122.45 m.s.n.m**



POZO 32.

Dirección: Cantón el Amate.

Coordenadas: N 13° 28' 39"
W 88° 11' 50.21"

Elevación: 152.91 m.s.n.m

Nivel estático: 34.60 mt

Nivel piezométrico: **118.31 m.s.n.m**



POZO 33.

Dirección: Zona alta final,
Colonia Milagro de La Paz.

Coordenadas: N 13° 27' 54.11"
W 88° 12' 3.13"

Elevación: 160.59 m.s.n.m

Nivel estático: 39.30 mt

Nivel piezométrico: **121.29 m.s.n.m**



POZO 34.

Dirección: Calle principal casa #8,
Lotificación El Sitio.

Coordenadas: N 13° 29' 57.2"
W 88° 11' 10.7"

Elevación: 130.97 m.s.n.m

Nivel estático: 21.90 mt

Nivel piezométrico: **109.07 m.s.n.m**



ANEXO 5: NIVELES PIEZOMETRICOS DE POZOS INDUSTRIALES DE ANDA.

Planta de Bombeo	Dirección	Pozo N°	Elevación (m.s.n.m.)	Nivel Estático	Nivel Piezométrico	Nivel Piezométrico Promedio
Jalacatal	Plantel del Jalacatal, Col Escolán Av. Las Magnolias contiguo a UGB.	1	146.78	27.13	119.65	119
		2		28.04	118.73	
		3		28.65	119.34	
		4		28.65	118.73	
El Sitio N°1	Residencial El Sitio, Calle Circunvalación y Calle Gravileos.	1	161.87	3.05	158.82	159
El Sitio N°2	Residencial El Sitio, Final Calle Gravileos	1	173.26	37.49	135.77	136
Col. El Molino	Col. El Molino Senda N°6 contiguo a escuela Sor Cecilia Santillana	1	107.38	28.04	79.34	79
Col. Belén	Col. Belén final calle María del Rosario Velásquez frente a CE Ofelia Herrera.	1	103.03	10.06	92.97	89
		2		16.46	86.57	
		3		16.46	86.57	
Centro de Gobierno N°1	10ª Av. Sur y 15 calle poniente frente a PNC	1	111.91	17.37	94.54	95
La Paz	Calle Roosevelt y prolongación 9ª Av. Sur	1	131.08	14.02	117.06	107
		2		16.46	114.62	
		3		26.82	104.26	
		4		17.68	113.40	
		5		45.72	85.36	
		6		-	-	
Ciudad Real	Col. Ciudad Real, final 30 calle poniente frente a restaurante El Izote	1	104.95	-	-	79
		2		25.60	79.34	
Col. Hirleman	Col. Hirleman, 8ª Calle Poniente	1	138.49	21.95	116.55	117
		2		20.73	117.77	
		3		20.73	117.77	
Residencial El Sitio	Residencial El Sitio, Calle antigua a Quelepa	1	155.84	29.87	125.97	126

AÑO: 1998 (FUENTE: ANDA)

Planta de Bombeo	Dirección	Pozo N°	Elevación (m.s.n.m.)	Nivel Estático	Nivel Piezométrico	Nivel Piezométrico Promedio
Jalacatal	Plantel del Jalacatal, Col Escolán Av. Las Magnolias contiguo a UGB.	1	146.78	28.04	118.73	118
		2		28.04	118.73	
		3		29.26	117.52	
		4		29.87	116.91	
El Sitio N°1	Residencial El Sitio, Calle Circunvalación y Calle Gravileos.	1	161.87	4.88	157.00	157
El Sitio N°2	Residencial El Sitio, Final Calle Gravileos	1	173.26	38.10	135.16	135
		2		38.10	135.16	
Col. El Molino	Col. El Molino Senda N°6 contiguo a escuela Sor Cecilia Santillana	1	107.38	28.96	78.43	78
Col. Belén	Col. Belén final calle María del Rosario Velásquez frente a CE Ofelia Herrera.	1	103.03	11.58	91.44	88
		2		16.76	86.26	
		3		17.68	85.35	
Centro de Gobierno N°1	10ª Av. Sur y 15 calle poniente frente a PNC	1	111.91	-	-	-
Centro de Gobierno N°2	10ª Av. Sur y 15 calle poniente frente a PNC	1	112.78	20.42	92.36	92
La Paz	Calle Roosevelt y prolongación 9ª Av. Sur	1	131.08	15.85	115.23	105
		2		16.46	114.62	
		3		26.82	104.26	
		4		-	-	
		5		46.02	85.05	
Ciudad Real	Col. Ciudad Real, final 30 calle poniente frente a restaurante El Izote	2	104.95	26.82	78.13	78
Col. Hirleman	Col. Hirleman, 8ª Calle Poniente	1	138.49	22.56	115.94	117
		2		20.73	117.77	
		3		21.34	117.16	
Residencial El Sitio	Residencial El Sitio, Calle antigua a Quelepa	1	155.84	31.09	124.75	125

AÑO: 2000 (FUENTE: ANDA)

Planta de Bombeo	Dirección	Pozo Nº	Elevación (m.s.n.m.)	Nivel Estático	Nivel Piezométrico	Nivel Piezométrico Promedio
Jalacatal	Plantel del Jalacatal, Col Escolán Av. Las Magnolias contiguo a UGB.	1	146.78	31.70	115.08	114
		2		31.70	115.08	
		3		32.31	114.47	
		4		-	-	
		5		33.53	113.25	
El Sitio Nº1	Residencial El Sitio, Calle Circunvalación y Calle Gravileos.	1	161.87	-	-	127
		2		39.01	122.86	
		3		31.09	130.78	
El Sitio Nº2	Residencial El Sitio, Final Calle Gravileos	1	173.26	38.10	135.16	135
		2		38.71	134.55	
Col. El Molino	Col. El Molino Senda Nº6 contiguo a escuela Sor Cecilia Santillana	1	107.38	32.00	75.38	75
		2		38.10	69.28	
		3		25.91	81.47	
Col. Belén	Col. Belén final calle María del Rosario Velásquez frente a CE Ofelia Herrera.	1	103.03	13.72	89.31	87
		2		17.37	85.65	
		3		17.68	85.35	
Centro de Gobierno Nº1	10ª Av. Sur y 15 calle poniente frente a PNC	1	111.91	16.76	95.14	95
Centro de Gobierno Nº2	10ª Av. Sur y 15 calle poniente frente a PNC	1	112.78	21.34	91.44	90
		2		24.08	88.70	
La Paz	Calle Roosevelt y prolongación 9ª Av. Sur	1	131.08	29.26	101.82	100
		2		17.68	113.40	
		3		27.43	103.65	
		4		26.52	104.56	
		5		46.02	85.05	
		6		37.80	93.28	
Ciudad Real	Col. Ciudad Real, final 30 calle poniente frente a restaurante El Izote	1	104.95	-	-	75
		2		-	-	
		3		29.57	75.38	
Loma Chaparrastique	Col. García, predio de los tanques de loma Chaparrastique	1	177.08	52.12	124.96	125
Col. Hirleman	Col. Hirleman, 8ª Calle Poniente	1	138.49	22.86	115.63	117
		2		21.34	117.16	
		3		21.64	116.85	
Residencial El Sitio	Residencial El Sitio, Calle antigua a Quelepa	1	155.84	31.09	124.75	125
		2		31.09	124.75	

AÑO: 2002 (FUENTE: ANDA)

Planta de Bombeo	Dirección	Pozo Nº	Elevación (m.s.n.m.)	Nivel Estático	Nivel Piezométrico	Nivel Piezométrico Promedio
Jalacatal	Plantel del Jalacatal, Col Escolán Av. Las Magnolias contiguo a UGB.	1	146.78	32.00	114.77	114
		2		31.70	115.08	
		3		32.31	114.47	
		4		-	-	
		5		33.53	113.25	
El Sitio Nº1	Residencial El Sitio, Calle Circunvalación y Calle Gravileos.	1	161.87	-	-	131
		2		-	-	
		3		31.09	130.78	
El Sitio Nº2	Residencial El Sitio, Final Calle Gravileos	1	173.26	38.10	135.16	135
		2		39.01	134.25	
Col. El Molino	Col. El Molino Senda Nº6 contiguo a escuela Sor Cecilia Santillana	1	107.38	-	-	80
		2		-	-	
		3		27.43	79.95	
Col. Belén	Col. Belén final calle María del Rosario Velásquez frente a CE Ofelia Herrera.	1	103.03	13.72	89.31	86
		2		17.98	85.04	
		3		17.98	85.04	
Centro de Gobierno Nº1	10ª Av. Sur y 15 calle poniente frente a PNC	1	111.91	17.68	94.23	94
Centro de Gobierno Nº2	10ª Av. Sur y 15 calle poniente frente a PNC	1	112.78	-	-	88
		2		24.99	87.78	
La Paz	Calle Roosevelt y prolongación 9ª Av. Sur	1	131.08	37.80	93.28	95
		2		18.29	112.79	
		3		28.96	102.12	
		4		45.72	85.36	
		5		46.33	84.75	
		6		39.01	92.06	
Ciudad Real	Col. Ciudad Real, final 30 calle poniente frente a restaurante El Izote	1	104.95	-	-	75
		2		-	-	
		3		30.18	74.77	
Loma Chaparrastique	Col. García, predio de los tanques de loma Chaparrastique	1	177.08	55.47	121.61	122
Col. Hirleman	Col. Hirleman, 8ª Calle Poniente	1	138.49	22.86	115.63	116
		2		21.64	116.85	
		3		21.64	116.85	
Residencial El Sitio	Residencial El Sitio, Calle antigua a Quelepa	1	155.84	-	-	125
		2		31.09	124.75	

AÑO: 2004 (FUENTE: ANDA)

ANEXO 6: GEOPOSICIONAMIENTO DE POZOS PARA GENERAR MAPAS DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL ACUÍFERO RECEPTOR.

Para realizar los mapas de Transmisividad, Permeabilidad o Conductividad Hidráulica, Porosidad Eficaz y realizar los Perfiles Litológicos del acuífero; era necesario conocer con exactitud la ubicación de los pozos dentro del área de estudio que permitieran generarlos, para poder obtener una información más segura. Por lo que se procedió a hacer un geoposicionamiento de estos, para lo cual se realizaron visitas campo a cada uno de ellos y con el uso de un GPS se obtuvieron las coordenadas de ubicación.

A continuación se presentan algunas fotografías de estos pozos y una tabla donde aparecen las coordenadas de cada uno de ellos.

■ Pozo “Urbanización Ciudad Pacifica”



Pozo # 2 “Planta Bombeo Belén”



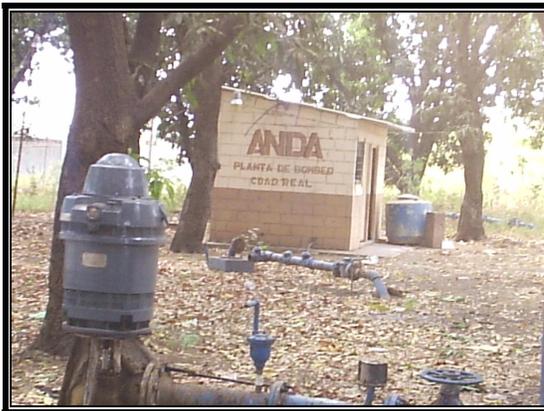
Pozo “Colonia Milagro de la Paz”



Pozo # 2 “Planta Bombeo Hirleman”



Pozo # 3 “Planta Colonia Ciudad Real”



Pozo # 3 “Colonia Prados de San Miguel”



Pozo # 1 y # 2 “Planta Centro de Gobierno”



Las coordenadas de ubicación de todos los pozos que se ocuparán para los distintos cálculos.

POZO	COORDENADAS DE UBICACIÓN
Pozo "Urbanización Ciudad Pacifica"	N 13°28' 54" W 88°13' 36.1"
Pozo # 2 "Planta Bombeo Hirleman"	N 13°29' 3.5" W 88°11' 15.6"
Pozo "Cantón El Jalacatal"	N 13°29' 43.6" W 88°12' 47.5"
Pozo # 4 "Planta Bombeo El Jalacatal"	N 13°29' 15.9" W 88°11' 30.8"
Pozo # 3 "Planta Colonia Ciudad Real"	N 13°27' 18" W 88°09' 53.5"
Pozo # 1 "Planta Centro de Gobierno"	N 13°28' 26.7" W 88°10' 15.9"
Pozo # 2 "Planta Centro de Gobierno"	N 13°28' 24.4" W 88°10' 15.2"
Pozo # 2 "Planta Bombeo Belén"	N 13°28' 33.1" W 88°10' 1.4"
Pozo # 4 "Planta Bombeo La Paz"	N 13°28' 7.4" W 88°10' 50.4"
Pozo # 6 "Planta Bombeo La Paz"	N 13°28' 7.7" W 88°10' 50.3"
Pozo "Colonia San Carlos"	N 13° 29' 23.7" W 88°10' 48.9"
Pozo "Planta Bombeo Residencial El Sitio"	N 13°29' 45.1" W 88°11' 51.7"
Pozo "Tercera Brigada de Infantería"	N 13°29' 20.6" W 88°11' 15.8"
Pozo "Colonia Milagro de la Paz"	N 13°28' 1.7" W 88°11' 38.3"
Pozo # 3 "Colonia Prados de San Miguel"	N 13°28' 40.8" W 88°09' 39.3"
Pozo "Polideportivo San Miguel"	N 13°25' 50.9" W 88°09' 50.7"
Pozo "Ingenio Chaparrastique"	N 13°26' 08.5" W 88°09' 06.9"
Pozo # 1 "Planta Lomas de chaparrastique"	N 13°29' 14.8" W 88°11' 56.4"

ANEXO 7: TABLAS DE AFORO DE POZOS INDUSTRIALES.

POZO: Planta de bombeo Belén. Ubicación: San Miguel Profundidad: 262.5 pies Diámetro Revestimiento: Diámetro Perforación: 12 pulg. Nivel estático: 48.50 pies				Diámetro Descarga: 4 pulg. Diámetro Orificio: 2 1/2 pulg. Profundidad Succión: 220 pies Altura Piezométrica: 17 Caudal: 101 G.P.M			
CAUDAL CONSTANTE.							
Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)	Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)
	0	48.5			450	140	91.50
	1	74	25.5	8	480	141	92.50
	2	84	36.33		510	141	92.50
	3	91	42.50		540	142	93.50
	4	94	46.33		570	142	93.50
	5	99	50.83	10	600	143	94.58
	6	102	53.20		660	143	95.25
	7	104	55.92	12	720	144	95.50
	8	106	57.92		780	144	95.50
	9	108	59.67		840	145	96.75
	10	109	61.00		900	146	97.58
	12	111	63.08		960	147	98.50
	14	113	64.83		1020	147	98.50
	16	114	66.00		1080	147	98.50
	18	115	67.00		1140	147	98.50
	20	116	67.50		1200	148	99.83
	25	117	68.92		1260	150	101.50
	30	118	69.83		1320	150	101.50
	35	119	70.67		1380	150	101.50
	40	120	71.83	24	1440	150	101.50
	45	121	73.00		1500	149	100.50
	50	122	73.67		1560	149	100.50
	55	123	74.50		1620	149	100.50
1	60	124	75.58		1680	149	100.50
	70	125	76.92		1740	149	100.50
	80	126	78.17		1800	149	100.50
	90	127	79.00		1860	149	100.50
	100	127	79.42		1920	149	100.50
	110	128	79.92		1980	149	100.50
2	120	128	80.33		2040	149	100.50
	135	129	80.75		2100	149	100.50
	150	130	81.50	36	2160	149	100.50
	165	133	84.75		2220	149	100.50
	180	135	86.75		2280	149	100.50
	195	137	88.50		2340	150	101.50
	210	137	89.50		2400	150	101.50
	225	138	89.50		2460	150	101.50
4	240	138	89.50		2520	150	101.50
	270	138	89.50		2580	150	101.50
	300	138	89.50		2640	150	101.50
	330	139	89.50		2700	150	101.50
6	360	139	89.50		2760	150	101.50
	390	139	89.50		2820	150	101.50
	420	140	91.50	48	2880	150	101.50

POZO: Planta bombeo La Paz Pozo 6	Diámetro Descarga: 6 pulg.
Ubicación: San Miguel	Diámetro Orificio: 4 pulg.
Profundidad: 620 pies	Profundidad Succión: 495 pies
Diámetro Revestimiento: 12 pulg.	Altura Piezométrica:
Diámetro Perforación:	Caudal: 331 G.P.M
Nivel estático: 56.33 pies	Fecha: 12/9/2000

CAUDAL CONSTANTE.

Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)	Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)
	0	56.33			450	230	174.47
	1	119	62.67	8	480	230	174.67
	2	128	72.37		510	240	183.67
	3	133	77.07		540	256	200.77
	4	137	81.17		570	250	193.67
	5	143	87.57	10	600	237	180.67
	6	148	92.17		660	253	197.07
	7	153	97.27	12	720	251	195.37
	8	155	99.17		780	244	188.47
	9	157	101.67		840	237	180.87
	10	160	104.27		900	236	180.67
	12	163	107.57		960	224	168.67
	14	167	110.87		1020	223	167.27
	16	170	114.27		1080	224	168.27
	18	172	116.17		1140	252	196.37
	20	175	119.27		1200	245	188.67
	25	180	123.67		1260	236.5	180.17
	30	182	125.97		1320	240	183.67
	35	186	129.67		1380	243	186.67
	40	191	134.67	24	1440	251	195.27
	45	193	137.17		1500	248	192.37
	50	195	139.77		1560	242	185.67
	55	196	140.07		1620	243	187.47
1	60	194	138.07		1680	243	187.07
	70	202	146.37		1740	243	186.67
	80	204	147.97		1800	230	174.77
	90	206	150.27		1860	248	192.07
	100	208	152.47		1920	245	188.67
	110	212	155.87		1980	243	186.77
2	120	212	156.57		2040	245	189.17
	135	214	158.67		2100	246	189.67
	150	216	160.37	36	2160	248	192.07
	165	217	161.17		2220	249	193.17
	180	219	162.67		2280	250	194.47
	195	220	163.97		2340	250	193.87
	210	221	164.77		2400	249	192.67
	225	223	167.07		2460	251	195.67
4	240	225	169.37		2520	251	194.67
	270	250	193.97		2580	256	200.27
	300	254	198.17		2640	258	202.07
	330	263	206.97		2700	261	205.37
6	360	253.8	197.47		2760	264	207.67
	390	241	184.67		2820	268	212.17
	420	234	177.67	48	2880	375	319.47
					2940	469	413.47

POZO: Centro de Gobierno Pozo # 2.	Diámetro Descarga: 8 pulg.
Ubicación: San Miguel	Diámetro Orificio: 6 pulg.
Profundidad: 640 pies	Profundidad Succión: 412 pies
Diámetro Revestimiento: 12 pulg.	Altura Piezométrica: 32
Diámetro Perforación:	Caudal: 898 G.P.M
Nivel estático: 75.90 pies	Fecha: 21-23 julio 2000

CAUDAL CONSTANTE.

Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)	Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)
	0	75.90			450	105.02	29.12
	1	80.05	4.15	8	480	106.03	30.13
	2	81.00	5.10		510	107.00	31.10
	3	81.08	5.18		540	107.04	31.14
	4	81.08	5.18		570	108.00	32.10
	5	82.02	6.12	10	600	108.02	32.12
	6	82.07	6.17		660	109.01	33.11
	7	82.09	6.19	12	720	110.03	34.13
	8	83.00	7.10		780	111.01	35.11
	9	83.03	7.13		840	111.08	35.18
	10	83.05	7.15		900	112.11	36.21
	12	83.10	7.20		960	113.05	37.15
	14	84.03	8.13		1020	114.03	38.13
	16	84.07	8.17		1080	114.09	38.19
	18	84.10	8.20		1140	115.08	39.18
	20	85.01	9.11		1200	116.00	40.10
	25	85.10	9.20		1260	117.08	41.18
	30	86.06	10.16		1320	118.00	42.10
	35	87.02	11.12		1380	118.00	42.10
	40	87.08	11.18	24	1440	119.01	43.11
	45	88.04	12.14		1500	119.09	43.19
	50	88.09	12.19		1560	120.02	44.12
	55	89.03	13.13		1620	120.06	44.16
1	60	89.08	13.18		1680	121.00	45.10
	70	90.08	14.18		1740	121.07	45.17
	80	91.02	15.12		1800	122.00	46.10
	90	91.09	15.19		1860	122.04	46.14
	100	93.00	17.10		1920	124.05	48.15
	110	93.07	17.17		1980	124.11	48.21
2	120	93.10	17.20		2040	124.07	48.17
	135	94.08	18.18		2100	124.03	48.13
	150	95.09	19.19	36	2160	124.03	48.13
	165	96.05	20.15		2220	124.07	48.17
	180	97.00	21.10		2280	125.01	49.11
	195	97.06	21.16		2340	125.09	49.19
	210	98.03	22.13		2400	126.04	50.14
	225	98.11	22.21		2460	126.07	50.17
4	240	99.03	23.13		2520	126.11	50.21
	270	100.04	24.14		2580	127.03	51.13
	300	101.02	25.12		2640	127.11	51.27
	330	102.00	26.10		2700	128.07	52.17
6	360	102.10	26.20		2760	128.11	52.21
	390	103.02	27.12		2820	129.04	53.14
	420	104.04	28.14	48	2880	129.09	53.19

POZO: Urbanización Ciudad Pacifica.				Diámetro Descarga: 6 pulg.			
Ubicación: San Miguel				Diámetro Orificio: 5 pulg.			
Profundidad: 600 pies				Profundidad Succión: 390 pies			
Diámetro Revestimiento:				Altura Piezométrica: 72 pulg.			
Diámetro Perforación: 17.5 pulg.				Caudal: 1052 G.P.M			
Nivel estático: 309 pies				Fecha: 26 al 28 marzo 98			
CAUDAL CONSTANTE.							
Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)	Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)
	0	309.00			540	347.92	38.92
	1	342.58	33.58	10	600	347.83	38.83
	2	343.08	34.08		660	347.67	38.67
	3	343.42	34.42	12	720	348.00	39.00
	4	343.75	34.75		780	348.25	39.25
	5	343.83	34.83		840	348.83	39.83
	6	344.00	35.00		900	348.67	39.67
	7	344.67	35.67		960	349.25	40.25
	8	344.42	35.42		1020	349.25	40.25
	9	344.50	35.50		1080	349.42	40.42
	10	344.50	35.50		1140	349.75	40.75
	12	344.58	35.58		1200	349.00	40.00
	14	344.83	35.83		1260	349.83	40.83
	16	344.92	35.92		1320	350.08	41.08
	18	344.96	35.96		1380	350.08	41.08
	20	345.08	36.08	24	1440	350.08	41.08
	25	345.50	36.50		1500	350.08	41.08
	30	346.00	37.00		1560	350.25	41.25
	35	346.08	37.08		1620	350.25	41.25
	40	346.42	37.42		1680	350.17	41.17
	45	346.58	37.58		1740	350.17	41.17
	50	346.58	37.58		1800	350.17	41.17
	55	346.58	37.58		1860	350.17	41.17
1	60	346.67	37.67		1920	350.17	41.17
	70	346.75	37.75		1980	350.17	41.17
	80	346.75	37.75		2040	350.25	41.25
	90	346.50	37.50		2100	350.25	41.25
	100	346.67	37.67	36	2160	350.25	41.25
	110	346.75	37.75		2220	350.25	41.25
2	120	346.83	37.83		2280	350.25	41.25
	150	346.75	37.75		2340	350.25	41.25
	180	346.92	37.92		2400	350.25	41.25
	210	347.00	38.00		2460	350.25	41.25
4	240	347.58	38.58		2520	350.25	41.25
	270	347.67	38.67		2580	350.25	41.25
	300	347.42	38.42		2640	350.17	41.17
	330	347.50	38.50		2700	350.25	41.25
	360	347.50	38.50		2760	350.25	41.25
	420	347.58	38.58		2820	350.25	41.25
8	480	347.92	38.92		2880	350.25	41.25

POZO: Cantón El Jalacatal.				Diámetro Descarga: 6 pulg.			
Ubicación: San Miguel				Diámetro Orificio: 4 pulg.			
Profundidad: 445 pies				Profundidad Succión: 400 pies			
Diámetro Revestimiento: 8.625 p.				Altura Piezométrica: 8 pulg.			
Diámetro Perforación: 12 pulg.				Caudal: 350 G.P.M			
Nivel estático: 205 pies				Fecha: 13,14,15 marzo 97			
CAUDAL CONSTANTE.							
Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)	Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)
	0	205.00			540	241.50	36.50
	1	228.92	23.92	10	600	241.50	36.50
	2	230.25	25.25		660	241.25	36.25
	3	231.00	26.00	12	720	241.42	36.42
	4	231.67	26.67		780	241.58	36.58
	5	232.17	27.17		840	242.08	37.08
	6	232.75	27.75		900	242.92	37.92
	7	233.08	28.08		960	242.33	37.33
	8	233.50	28.50		1020	242.33	37.33
	9	234.00	29.00		1080	242.42	37.42
	10	236.17	31.17		1140	242.67	37.67
	12	234.83	29.83		1200	243.25	38.25
	14	235.50	30.50		1260	243.25	38.25
	16	236.00	31.00		1320	243.08	38.08
	18	236.58	31.58		1380	243.42	38.42
	20	237.00	32.00	24	1440	243.58	38.58
	25	237.75	32.75		1500	243.92	38.92
	30	238.58	33.58		1560	243.83	38.83
	35	239.17	34.17		1620	243.67	38.67
	40	239.75	34.75		1680	243.42	38.42
	45	240.25	35.25		1740	243.58	38.58
	50	240.75	35.75		1800	243.17	38.17
	55	241.00	36.00		1860	243.58	38.58
1	60	241.17	36.17		1920	243.67	38.67
	70	241.67	36.67		1980	243.50	38.50
	80	242.00	37.00		2040	243.50	38.50
	90	242.33	37.33		2100	244.00	39.00
	100	242.33	37.33	36	2160	244.08	39.08
	110	242.58	37.58		2220	245.83	40.83
2	120	242.67	37.67		2280	246.00	41.00
	150	242.67	37.67		2340	246.25	41.25
	180	242.83	37.83		2400	245.75	40.75
	210	243.08	38.08		2460	245.42	40.42
4	240	242.92	37.92		2520	245.58	40.58
	270	243.00	38.00		2580	246.62	41.04
	300	243.00	38.00		2640	246.25	41.25
	330	243.17	38.17		2700	246.50	41.50
	360	243.17	38.17		2760	246.50	41.50
	420	243.42	38.42		2820	245.58	40.58
8	480	243.17	38.17		2880	246.00	41.00

POZO: Prados de San Miguel Pozo # 3.	Diámetro Descarga: 6 pulg.
Ubicación: San Miguel	Diámetro Orificio: 5 pulg.
Profundidad: 700 pies	Profundidad Succión:
Diámetro Revestimiento: 12.75 p.	Altura Piezométrica:
Diámetro Perforación:	Caudal: 804 G.P.M
Nivel estático: 48.33 pies	Fecha: 20 abril 1999

CAUDAL CONSTANTE.

Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)	Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)
	0	48.33			450	87.33	39.00
	1	73.50	25.17	8	480	87.08	38.75
	2	74.50	26.17		510	88.00	39.67
	3	75.42	27.08		540	88.17	39.83
	4	76.25	27.92		570	88.17	39.83
	5	76.42	28.08	10	600	88.50	40.17
	6	77.17	28.83		660	88.58	40.25
	7	77.67	29.33	12	720	89.08	40.75
	8	78.17	29.83		780	89.33	41.00
	9	78.00	29.67		840	90.17	41.83
	10	78.33	30.00		900	90.58	42.25
	12	78.75	30.42		960	91.33	43.00
	14	79.00	30.67		1020	91.58	43.25
	16	79.25	30.92		1080	92.00	43.67
	18	79.50	31.17		1140	92.67	44.33
	20	79.58	31.25		1200	93.50	45.17
	25	79.58	31.25		1260	93.67	45.33
	30	80.67	32.33		1320	94.25	45.92
	35	81.00	32.67		1380	94.58	46.25
	40	81.33	33.00	24	1440	94.75	46.42
	45	81.58	33.25		1500	94.67	46.33
	50	81.75	33.42		1560	95.08	46.75
	55	82.08	33.75		1620	96.08	47.75
1	60	82.08	33.75		1680	96.17	47.83
	70	82.17	33.83		1740	96.17	47.83
	80	82.50	34.17		1800	96.42	48.08
	90	82.42	34.08		1860	96.58	48.25
	100	82.42	34.08		1920	97.50	49.17
	110	82.67	34.33		1980	97.75	49.42
2	120	83.17	34.83		2040	97.50	49.17
	135	83.17	34.92		2100	97.33	49.00
	150	83.25	34.92	36	2160	97.75	49.52
	165	84.08	35.75		2220	98.33	50.00
	180	84.33	36.00		2280	98.33	50.00
	195	84.50	36.17		2340	98.00	49.67
	210	84.58	36.25		2400	98.25	49.92
	225	84.75	36.42		2460	98.42	50.08
4	240	85.17	36.83		2520	99.33	51.00
	270	85.42	37.08		2580	100.08	51.75
	300	85.67	37.33		2640	102.33	54.00
	330	86.00	37.67		2700	101.00	52.67
6	360	86.50	38.17		2760	101.58	53.25
	390	86.50	38.17		2820	101.17	52.83
	420	86.75	38.42	48	2880	101.33	53.00

POZO: Ingenio Chaparrastique.

Ubicación: San Miguel

Profundidad: 520 pies

Diámetro Revestimiento: 12 pulg.

Diámetro Perforación: 17.5 pulg.

Nivel estático: 34 pies

Diámetro Descarga: 6 pulg.

Diámetro Orificio: 5 pulg.

Profundidad Succión: 300 pies

Altura Piezométrica: 24

Caudal: 607 G.P.M

Fecha: 7/09/2004

CAUDAL CONSTANTE.

Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)	Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)
	0	34.00			450	122.00	88.00
	1	65.00	31.00	8	480	122.00	88.00
	2	72.00	38.00		510	122.00	88.00
	3	77.00	43.00		540	123.00	89.00
	4	80.00	46.00		570	123.00	89.00
	5	83.00	49.00	10	600	123.00	89.00
	6	85.00	51.00		660	124.00	90.00
	7	87.00	53.00	12	720	123.00	89.00
	8	90.00	56.00		780	124.00	90.00
	9	91.00	57.00		840	125.00	91.00
	10	92.00	58.00		900	125.00	91.00
	12	93.00	59.00		960	125.00	91.00
	14	94.00	60.00		1020	126.00	92.00
	16	95.00	61.00		1080	127.00	93.00
	18	97.00	63.00		1140	128.00	94.00
	20	97.00	63.00		1200	128.00	94.00
	25	100.00	66.00		1260	129.00	95.00
	30	102.00	68.00		1320	129.00	95.0
	35	104.00	70.00		1380	129.00	95.00
	40	105.00	71.00	24	1440	129.00	95.00
	45	106.00	72.00		1500	129.00	95.000
	50	107.00	73.00		1560	129.00	95.00
	55	108.00	74.00		1620	129.00	95.00
1	60	108.00	74.00		1680	129.00	95.00
	70	109.00	75.00		1740	129.00	95.00
	80	109.00	75.00		1800	129.00	95.00
	90	111.00	77.00		1860	129.00	95.00
	100	111.00	77.00		1920	129.00	95.00
	110	111.00	77.00		1980	129.00	95.00
2	120	111.00	77.00		2040	130.00	96.00
	135	111.00	77.00		2100	130.00	96.00
	150	114.00	80.00	36	2160	130.00	96.00
	165	115.00	81.00		2220	130.00	96.00
	180	115.00	81.00		2280	130.00	96.00
	195	116.00	82.00		2340	131.00	97.00
	210	116.00	82.00		2400	131.00	97.00
	225	117.00	83.00		2460	131.00	97.00
4	240	117.00	83.00		2520	131.00	97.00
	270	118.00	84.00		2580	132.00	98.00
	300	118.00	84.00		2640	132.00	98.00
	330	119.00	85.00		2700	132.00	98.00
6	360	120.00	86.00		2760	132.00	98.00
	390	121.00	87.00		2820	132.00	98.00
	420	121.00	87.00	48	2880	132.00	98.00

POZO: Polideportivo San Miguel.				Diámetro Descarga: 4 pulg.			
Ubicación: San Miguel				Diámetro Orificio: 3 pulg.			
Profundidad:				Profundidad Succión: 140 pies			
Diámetro Revestimiento:				Altura Piezométrica:			
Diámetro Perforación:				Caudal: 159 G.P.M			
Nivel estático: 17 pies				Fecha: 31/10/2002			
CAUDAL CONSTANTE.							
Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)	Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)
	0	17.00			540	33.50	16.50
	1	28.08	11.08	10	600	33.42	16.42
	2	29.33	12.33		660	33.50	16.50
	3	30.25	13.25	12	720	33.50	16.50
	4	30.75	13.75		780	33.50	16.50
	5	31.17	14.17		840	33.50	16.50
	6	31.50	14.50		900	33.50	16.50
	7	31.58	14.58		960	33.50	16.50
	8	31.92	14.92		1020	33.50	16.50
	9	31.92	14.92		1080	33.50	16.50
	10	32.08	15.08		1140	33.50	16.50
	12	32.25	15.25		1200	33.50	16.50
	14	32.25	15.25		1260	33.50	16.50
	16	32.25	15.25		1320	33.50	16.50
	18	32.33	15.33		1380	33.50	16.50
	20	32.50	15.50	24	1440	33.50	16.50
	25	32.58	15.58		1500	33.58	16.58
	30	32.67	15.67		1560	33.58	16.58
	35	32.83	15.83		1620	33.67	16.67
	40	33.08	16.08		1680	33.67	16.67
	45	33.33	16.33		1740	33.67	16.67
	50	33.33	16.33		1800	33.67	16.67
	55	33.33	16.33		1860	33.67	16.67
1	60	33.33	16.33		1920	33.75	16.75
	70	33.42	16.42		1980	33.75	16.75
	80	33.42	16.42		2040	33.67	16.67
	90	33.42	16.42		2100	33.67	16.67
	100	33.50	16.50	36	2160	33.75	16.75
	110	33.50	16.50		2220	33.75	16.75
2	120	33.50	16.50		2280	33.75	16.75
	150	33.50	16.50		2340	33.75	16.75
	180	33.50	16.50		2400	33.75	16.75
	210	33.50	16.50		2460	33.75	16.75
4	240	33.50	16.50		2520	33.75	16.75
	270	33.58	16.58		2580	33.75	16.75
	300	33.58	16.58		2640	33.75	16.75
	330	33.58	16.58		2700	33.75	16.75
	360	33.58	16.58		2760	33.75	16.75
	420	33.58	16.58		2820	33.42	16.42
8	480	33.58	16.58		2880	33.58	16.58

POZO: Centro de Gobierno Pozo # 1.				Diámetro Descarga: 6 pulg.			
Ubicación: San Miguel				Diámetro Orificio: 3 pulg.			
Profundidad: 400 pies				Profundidad Succión: 355 pies			
Diámetro Revestimiento: 12 pulg.				Altura Piezométrica: 8			
Diámetro Perforación:				Caudal: 183 G.P.M			
Nivel estático: 51.4 pies				Fecha: 3/06/1999			
CAUDAL CONSTANTE.							
Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)	Hora	Tiempo (minutos)	Nivel Dinámico (pies)	Abatimiento (pies)
	0	51.40			180	238.33	186.90
	1	114.17	62.80		195	243.50	192.10
	2	133.75	82.40		210	243.58	192.20
	3	144.17	92.80		225	243.50	192.10
	4	158.00	106.60		240	243.42	192.00
	5	166.42	115.00		270	248.08	196.70
	6	180.25	128.90		300	248.33	196.90
	7	187.75	136.40		330	247.17	195.80
	8	193.25	141.90		360	249.25	197.90
	9	199.08	147.70		390	252.75	201.40
	10	204.75	153.40		420	252.58	201.20
	12	208.67	157.30		450	248.33	196.90
	14	211.50	160.10	8	480	251.75	200.40
	16	215.17	163.80		510	252.75	201.40
	18	218.75	167.40		540	252.58	201.20
	20	228.50	177.10		570	250.50	199.10
	25	233.33	181.90	10	600	252.25	200.90
	30	230.25	178.90		660	257.25	205.90
	35	229.50	178.10	12	720	257.33	205.90
	40	228.17	176.80		780	257.08	205.70
	45	227.75	176.40		840	256.42	205.00
	50	226.33	174.90		900	260.33	208.90
	55	230.33	178.90		960	265.33	213.90
1	60	235.00	183.60		1020	275.00	223.60
	70	235.50	184.10		1080	278.25	226.90
	80	235.58	184.20		1140	306.33	254.90
	90	236.67	185.30		1200	317.00	265.60
	100	236.17	184.80		1260	324.17	272.80
	110	236.42	185.00		1320	324.67	273.30
2	120	236.67	185.30		1380	324.67	273.30
	135	236.50	185.10	24	1440	324.67	273.30
	150	237.17	185.80		1500	324.67	273.30
	165	237.75	186.40				

ANEXO 8: PRUEBAS DE INFILTRACIÓN.

Metodología de prueba de Infiltración a través de:

Infiltrómetro de Doble Anillo.

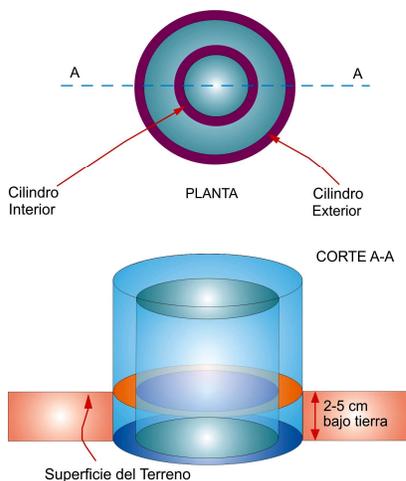
El propósito de esta prueba es determinar la proporción en que el agua penetra en el suelo, en función del tiempo. La infiltración mide cuán fácilmente el agua se mueve verticalmente a través del suelo.

Materiales y Herramientas.

- Dos anillos de metal, siendo el más pequeño de un diámetro de 10-20 cm y el otro de un diámetro de 5-10 cm. más que el anterior.
- Baldes u otros recipientes para transportar un total de por lo menos 8 litros de agua por prueba hacia el lugar.
- Regla.
- Bloque de madera.
- Marcador a prueba de agua.
- Cronómetro o reloj con segundero.
- Machete.
- Martillo o Almádana.

Pasos necesarios para llevar a cabo la prueba de infiltración.

Preparación de equipo: Construcción de un Infiltrómetro de Doble Anillo.



1. Se corta la base de las latas que servirán como anillos.
2. Con un marcador indeleble, a prueba de agua, se pinta parcialmente un anillo o banda en el interior de la lata más pequeña, que se utiliza como marca de referencia para la medición del tiempo. El ancho de la banda o anillo debe corresponder a 20-40 mm y centrarse aproximadamente 9 cm. del fondo de la lata.



3. Se mide y se registra el ancho de la banda de referencia (en mm)
4. Se miden y registran los anchos de los anillos interiores y exteriores (en cm.)

Selección del lugar de la prueba.

La selección de la prueba se procura en un lugar libre de intervención humana, de tal manera que el suelo no haya sido alterado de su estado natural de humedad, compacidad, integridad, etc., de preferencia que posea vegetación, con el objeto de emular con la prueba, la infiltración natural del terreno.

Tiempo.

Se utiliza un cronómetro para tomar el tiempo en el que el flujo de agua penetra en el suelo. La activación del cronómetro se inicia al momento en que se vierte el agua en el anillo interno y se lee el tiempo que transcurre desde cada inicio y finalización.

Medición de la Infiltración.

1. Se remueve cualquier vegetación (hierba) a nivel de la superficie y se retira toda la cubierta orgánica suelta dentro de un área un poco más grande que la del anillo externo que se utiliza. Es necesario tener el cuidado de no alterar el suelo.



2. Se hacen girar las latas hasta enterrar el borde inferior de 2 a 5 cm. en el suelo, comenzando con la lata más pequeña. Se utiliza un martillo para empotrar la lata en la tierra junto con una tabla de madera encima de la lata para distribuir la fuerza de los martillazos, procurando no martillar tan fuerte para evitar que la lata se tuerza o deforme. Seguidamente se hinca el anillo externo procurando dejarlo de manera concéntrica al anillo externo.



3. Se mide la altura sobre el nivel del piso y al tope de la marca hecha dentro de la lata más pequeña.



4. Tan pronto como es posible, se hace lo siguiente:

4.1 Se vierte agua en ambos anillos y se mantiene el anillo externo a un nivel aproximadamente igual al nivel en el anillo interior, debido a que el nivel del agua en el anillo externo tiende a disminuir más rápidamente que el agua del anillo interno.

4.2 Al verter agua en el anillo interior, se debe llegar apenas por sobre la marca de referencia (1 cm.).

4.3 Se inicia el cronometraje y los datos se registran en el formato de medición de infiltración de la Tabla que se presenta en el análisis e interpretación de los datos.



5. A medida que el nivel del agua en el anillo interior alcanza la marca de referencia superior, se registra el tiempo que transcurre desde que comenzó el ensayo.

6. Durante el transcurso de la prueba, se mantiene el nivel de agua en el anillo exterior aproximadamente igual al nivel del anillo interior, este procedimiento se realiza con cuidado para que no se derrame agua en el anillo interior (el uso de un embudo puede ayudar a evitarlo), procurando no permitir que ninguno de los dos anillos se seque.



7. Al alcanzar el nivel de agua de la lata interna, la marca de referencia inferior:

7.1 Se registra el tiempo al terminar la operación.

7.2 Se calcula el intervalo tomando la diferencia entre el tiempo de inicio y final.

7.3 Se vierte agua en el anillo interior justo por sobre la marca de referencia superior.

Al mismo tiempo se eleva también el nivel de agua del anillo exterior de manera que se encuentren aproximadamente iguales.



8. Se continúa repitiendo los pasos 5-7 durante 45 minutos o hasta cuando los dos intervalos consecutivos de tiempo correspondan a 10 segundos entre uno y otro.

9. Se realizan mediciones adicionales de infiltración dentro de un área de 5 m de diámetro, ya sea al mismo tiempo, o a lo largo de varios días (si es que no llueve y cambia la capa superficial y su contenido de agua).

Análisis y Presentación de Datos.

La tasa de infiltración corresponde a la distancia que disminuyó el nivel del agua dividida por el tiempo requerido para que esta disminución se dé. Para el caso, esto es igual al ancho de la banda de referencia dividida por la diferencia entre los tiempos de inicio y finalización, para obtener un intervalo. Se utiliza el formato de la siguiente Tabla para registrar y posteriormente calcular los valores que se precisan para obtener los resultados.

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
1	2	3	4	5	
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
			Infiltración media =		

Para llevar a cabo el registro de la tabla anterior se debe realizar el siguiente procedimiento:

Columna 1: Se toma el tiempo en el cual el nivel del agua llega a la marca de referencia superior.

Columna 2: Cuando el nivel del agua llega a la marca de referencia inferior se registra el tiempo en el cual ocurrió.

Columna 3: El registro de esta columna se determina mediante la diferencia entre la columna 2 (Final) y la columna 1 (Inicio), debe expresarse en minutos.

Columna 4: Esta columna se determina de la siguiente manera:

$$\frac{\text{Inicio} + \text{Final}}{2}$$

Columna 5: El proceso para su registro consiste en restar de la columna 4, el primer dato correspondiente a la columna 1.

Tasa de infiltración: Esta se determina dividiendo la columna 3 por el cambio en el nivel del agua (ancho de la banda de referencia).

La infiltración media será el promedio de los tres valores menores de cada prueba.

La tasa de infiltración se determina midiendo el tiempo que toma el nivel del agua que se vierte en los anillos en disminuir cierta distancia. Esta tasa cambia con el tiempo, a medida que los poros de la tierra se llenan con agua y alcanza una tasa fija, característica del flujo de agua a través de un suelo cuando está saturado.

RESULTADOS OBTENIDOS.

A continuación se presentan los resultados obtenidos, de las pruebas de infiltración que se realizaron en distintos puntos de la Ciudad de San Miguel; se seleccionaron lugares tanto en la parte rural como en la zona urbana.

El criterio utilizado para seleccionar los lugares donde se realizarían las pruebas, es el de obtener valores de infiltración para el área de la ciudad de San Miguel. En la parte alta se escogieron lugares como: Cantón el Amate, Cantón Las Lomitas, Colonia Ciudad Pacifica, Colonia Milagro de La paz. En la parte de la ciudad se escogieron puntos tratando de tener una idea si la impermeabilización ha afectado bastante las condiciones naturales del terreno o si hay algunas zonas que todavía poseen buena infiltración.

■ **Prueba de infiltración 1: Caserío San Andrés, Cantón El Amate.**



Superficie del terreno donde se realizó la prueba

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 7/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno = 10 cm. Anillo externo = 20 cm.

Coordenadas: N 13° 28' 11.5"

W 88° 13' 40.2"

Elevación: 282.8 m.s.n.m.

La prueba se realizó en un terreno con abundante vegetación, con variedad de árboles frutales y a continuación se presenta la tasa de infiltración media que se obtuvo para este lugar:

Tiempo					Tasa de
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	infiltración mm/min.
1:21	5:16	3.92	3.31	1.96	5.10
8:49	13:07	4.30	10.97	9.62	4.65
16:40	21:24	4.73	19.03	17.68	4.23
25:17	30:28	5.18	27.88	26.53	3.86
Infiltración media =					4.25 mm/min

■ **Prueba de infiltración 2: Caserío Guadalupe, Cantón El Amate.**



Lugar de realización de la prueba

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 7/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno = 10 cm. Anillo externo = 20 cm.

Coordenadas: N 13° 28' 0.1"

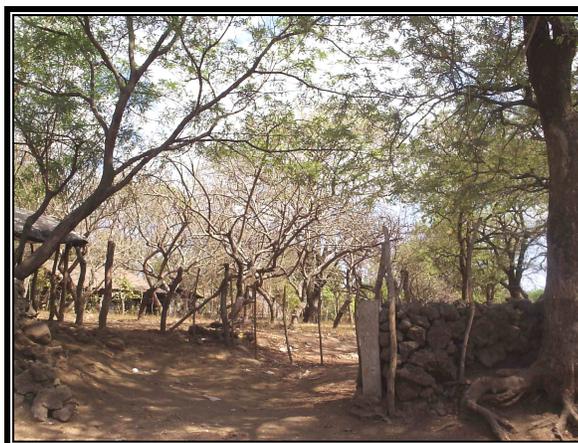
W 88° 13' 25.8"

Elevación: 258.47 m.s.n.m

En el caserío Guadalupe del Cantón El Amate; donde se llevó a cabo esta prueba es un terreno donde está dedicado a la agricultura, además, hay muchos árboles frutales y bastante vegetación.

Tiempo					Tasa de infiltración
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	mm/min.
3:15	7:23	4.13	5.32	2.07	4.84
11:54	17:17	5.38	14.59	11.34	3.72
23:35	34:14	10.65	28.91	25.66	1.88
Infiltración media =					3.48 mm/min

■ *Prueba de infiltración 3: Caserío La Cruz, Cantón El Amate.*



Vista panorámica del lugar.

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 10/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno = 10 cm. Anillo externo = 20 cm.

Coordenadas: N 13° 28' 27.9"

W 88° 12' 21.4"

Elevación: 182.56 m.s.n.m

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
0:28	1:50	1.37	1.15	0.68	14.6
4:27	6:46	2.32	5.61	5.14	8.62
7:17	10:00	2.72	8.64	8.17	7.35
11:21	14:36	3.25	12.98	12.51	6.15
16:38	20:00	3.37	18.32	17.85	5.93
21:23	24:55	3.53	23.15	22.68	5.66
25:56	29:25	3.48	27.68	27.21	5.75
30:07	33:40	3.55	31.89	31.42	5.63
35:22	39:08	3.77	37.25	36.78	5.3
41:54	45:54	4.00	43.9	43.43	5.0
Infiltración media =					5.31 mm/min

■ **Prueba de infiltración 4: Caserío y Cantón El Amate.**



Vista panorámica desde donde se realizo la prueba

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 6/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno = 10 cm. Anillo externo = 20 cm.

Coordenadas: N 13° 28' 36.4"

W 88° 14' 0.1"

Elevación: 313.94 m.s.n.m.

Estos son los resultados obtenidos para este lugar en un tiempo de 40 minutos que tuvo de duración el ensayo:

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
0:47	3:22	2.58	2.08	1.30	7.75
6:26	9:51	3.42	8.14	7.36	5.85
12:23	15:58	3.58	14.18	13.4	5.59
19:16	25:39	6.38	22.46	21.68	3.13
31:34	39:54	8.33	35.73	34.95	2.40
				Infiltración media =	3.71 mm/min

■ *Prueba de infiltración 5: Caserío Santa Lucía, Cantón Las Lomitas*



Vegetación del lugar.

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 7/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno = 10 cm. Anillo externo = 20 cm.

Coordenadas: N 13° 27' 11.92"

W 88° 13' 11.75"

Elevación: 286.76 m.s.n.m.

En este lugar a pesar de haber bastante vegetación, la infiltración no resultó ser buena; ya que para llegar el agua a la primera marca del anillo se tardó más de 30 minutos y la superficie del suelo estaba bastante compactada, lo que dificultaba el traspaso del agua a través de él.



El suelo no infiltró agua durante el ensayo.

■ **Prueba de infiltración 6: Colonia Ciudad Pacífica.**



Lugar de realización de la prueba

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 6/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno = 10 cm. Anillo externo = 20 cm.

Coordenadas: N 13° 28' 48.6"

W 88° 13' 29"

Elevación: 234.81 m.s.n.m.

Esta prueba se realizó en un terreno el cual se encuentra en la parte alta de la colonia. Aunque no está dedicado a un uso en específico se encuentra ganado en dicho lugar; la vegetación que se observa no es mucha debido al proceso de urbanización que ha sufrido toda la zona. Es por ello que a pesar de ser una zona de recarga hídrica no se obtuvo una tasa de infiltración alta.

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
3:49	12:37	8.80	8.22	7.40	2.27
22:17	34:28	12.18	28.38	27.56	1.64
45:07	59:36	14.48	52.36	51.54	1.38
Infiltración media =					3.17 mm/min

■ **Prueba de infiltración 7: Prolongación 8ª Calle Poniente, antes de llegar a Colonia Cdad. Pacífica.**



Lugar de realización de la prueba

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 6/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno = 10 cm. Anillo externo = 20 cm.

Coordenadas: N 13° 28' 52"

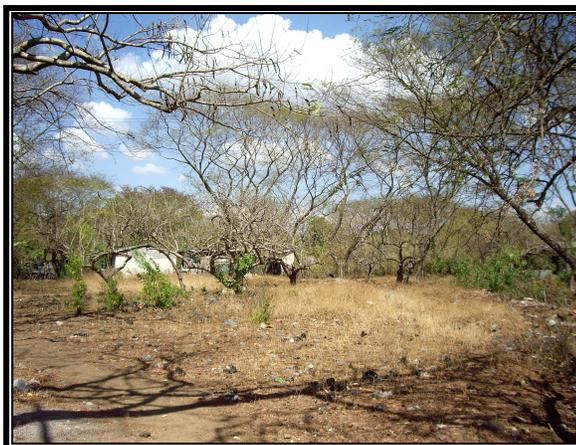
W 88° 12' 30.9"

Elevación: 204.90 m.s.n.m.

Para realizar esta prueba se seleccionó un predio que estuviera a la orilla de la calle que conduce a la colonia Ciudad Pacífica, en el se encuentra una mediana vegetación.

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
2:02	7:27	5.42	4.74	2.71	3.69
10:34	16:44	6.17	13.65	11.62	3.24
20:09	26:27	6.30	23.30	21.27	3.17
29:59	36:27	6.47	33.22	31.19	3.09
Infiltración media =					3.20 mm/min

■ *Prueba de infiltración 8: Finalización de Colonia Milagro de La Paz.*



Terreno donde se realizó la prueba

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 10/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno = 10 cm. Anillo externo = 20 cm.

Coordenadas: N 13° 27' 54.4"

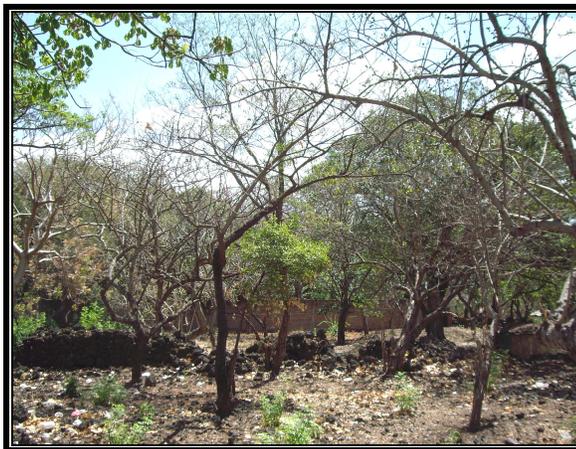
W 88° 12' 4.8"

Elevación: 185.32 m.s.n.m.

La tasa de infiltración que se obtuvo para este lugar es muy buena; ya que el tipo de suelo de la zona es bastante poroso y granular (cenizas y escoria volcánica), lo que ayuda a que el agua se infiltre más rápidamente.

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
0:50	2:06	1.27	1.47	0.64	15.75
5:14	7:06	1.87	6.17	5.34	10.70
14:40	16:35	1.92	15.63	14.80	10.42
20:37	22:35	1.97	21.60	20.77	10.15
26:50	28:50	2.0	27.83	27.00	10.00
35:00	37:05	2.08	36.04	35.21	9.62
Infiltración media =					9.92 mm/min

■ **Prueba de infiltración 9: Avenida Los Cisneros, Colonia Milagro de La Paz (parte media).**



Terreno donde se realizó la prueba

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 10/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno = 10 cm. Anillo externo = 20 cm.

Coordenadas: N 13° 28' 14.1"

W 88° 11' 23.1"

Elevación: 156.97 m.s.n.m.

Al igual que todos los ensayos que se realizaron en la colonia Milagro de La paz, se obtuvo una tasa de infiltración alta.

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
1:10	2:45	1.58	1.96	0.79	12.66
6:32	8:24	1.87	7.47	6.30	10.70
13:45	16:08	2.38	14.94	13.77	8.40
23:15	26:24	3.15	24.83	23.66	6.35
34:09	37.55	3.77	36.03	34.86	5.31
Infiltración media =					6.70 mm/min

■ *Prueba de infiltración 10: Pasaje El Pinar, Colonia Milagro de La Paz.*



Vista del lugar de realización de la prueba

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 7/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno = 10 cm. Anillo externo = 20 cm.

Coordenadas: N 13° 27' 52.5"

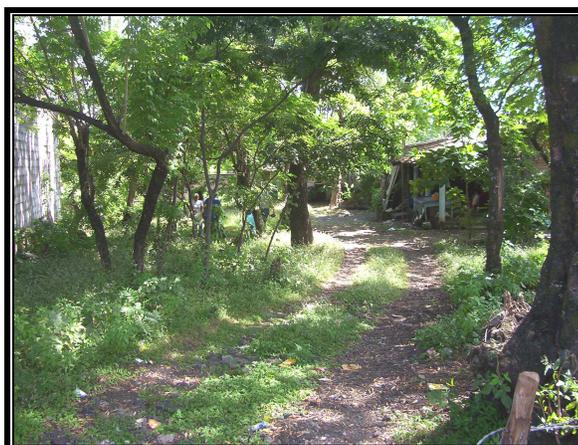
W 88° 11' 19.8"

Elevación: 149.96 m.s.n.m

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
3:18	4:45	1.45	4.03	0.73	13.79
10:04	11:40	1.60	10.87	7.57	12.50
18:15	20:36	2.35	19.43	16.13	8.51
25:50	28:25	2.58	27.13	23.83	7.75
33:45	36:57	3.20	35.35	34.52	6.25
40:23	43:45	3.37	42.07	38.77	5.93
Infiltración media =					6.64 mm/min

■ *Prueba de infiltración 11: Inicio Colonia Milagro de La Paz.*



Lugar de realización de la prueba

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 8/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno = 10 cm. Anillo externo = 20 cm.

Coordenadas: N 13° 28' 2.2"

W 88° 10' 45"

Elevación: 139.29 m.s.n.m.

Este ensayo se llevo a cabo en el patio de una casa de la colonia, donde presenta moderada vegetación.

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
0:50	2:06	1.27	2.93	2.10	15.75
5:14	7:06	1.87	6.17	5.34	10.70
14:40	17:35	2.92	16.13	15.30	6.85
20:37	23:12	2.58	21.91	21.08	7.75
26:50	29:13	2.38	28.03	27.20	8.40
34:00	37:03	3.05	35.53	34.70	6.56
Infiltración media =					7.10 mm/min

■ **Prueba de infiltración 12: Predio baldío frente a Avenida Roosevelt.**



Acceso al lugar de realización de la prueba

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 7/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno = 10 cm. Anillo externo = 20 cm.

Coordenadas: N 13° 28' 48.8"

W 88° 11' 3.9"

Elevación: 140.82 m.s.n.m

Esta prueba se realizó en un terreno baldío a la orilla de la Avenida Roosevelt, en dicho lugar se encontró un suelo bastante poroso, por lo cual la tasa de infiltración media fue mayor.

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
0:42	2:21	1.65	1.53	0.83	12.12
4:34	6:07	1.55	5.34	4.64	12.90
7:17	9:42	2.42	8.49	7.79	8.26
11:09	13:39	2.50	12.40	11.70	8.0
15:04	17:17	2.22	16.18	15.48	9.0
21:56	24:25	2.48	23.18	22.48	8.06
26:17	28:45	2.47	27.52	26.82	8.10
Infiltración media =					8.05 mm/min

■ **Prueba de infiltración 13: Sobre Calle Chaparrastique (cercano a la Avenida Roosevelt).**



Vista frontal del lugar de la prueba

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 7/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno = 10 cm. Anillo externo = 20 cm.

Coordenadas: N 13° 28' 49.2"

W 88° 11' 8.3"

Elevación: 141.3 m.s.n.m

Resultados similares a la prueba anterior, con las mismas condiciones del suelo.

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
1:08	2:44	1.60	1.93	0.80	12.50
6:20	8:39	2.32	7.49	6.36	8.62
11:06	13:16	2.17	12.18	11.05	9.22
17:33	20:00	2.45	18.78	17.65	8.16
22:55	25:24	2.48	24.16	23.03	8.06
27:56	30:36	2.67	29.27	28.14	7.49
Infiltración media =					7.9 mm/min

■ *Prueba de infiltración 14: 2ª Avenida Sur, Barrio Concepción.*



Calle de acceso al lugar del ensayo

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 8/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno = 10 cm. Anillo externo = 20 cm.

Coordenadas: N 13° 28' 13.6"

W 88° 10' 27.1"

Elevación: 132.28 m.s.n.m

Debido a que en la zona está creciendo la demanda habitacional, hay poca vegetación y las condiciones naturales del suelo están siendo alteradas.

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
2:00	7:00	5.0			4.0
12:38	19:00	6.37	13.32	11.32	3.14
22:59	29:44	6.75	22.86	20.86	2.96
34:30	41:48	7.30	35.65	33.65	2.74
				Infiltración media =	2.95 mm/min

■ *Prueba de infiltración 15: 17 calle poniente, Barrio Concepción.*



Acceso al lugar del ensayo

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 8/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno = 10 cm. Anillo externo = 20 cm.

Coordenadas: N 13° 28' 14.52"

W 88° 10' 32.09"

Elevación: 133.37 m.s.n.m

Debido a que en la zona esta impermeabilizada casi toda, se selecciono un patio de una casa. Debido a que este suelo ya ha sido cambiada sus condiciones naturales ya no presenta las mismas condiciones de infiltración; además los suelos de la ciudad no son tan buenos para infiltrar. El agua después de un considerable tiempo no bajo significativamente nada, se quedo estancada.



El nivel del agua se mantuvo

■ **Prueba de infiltración 16: Predio de la Capilla Medalla Milagrosa.**



Predio de la Capilla

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 9/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno = 10 cm. Anillo externo = 20 cm.

Coordenadas: N 13° 28' 53.4"

W 88° 10' 57.7"

Elevación: 137.75 m.s.n.m

La infiltración media que se obtuvo fue la siguiente:

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
0:15	1:30	1.25	0.88	0.63	16.00
3:12	5:27	2.25	4.32	4.07	8.89
6:00	10:40	4.67	8.33	8.08	4.28
12:42	17:30	4.80	15.1	14.85	4.17
24:26	30:28	6.03	27.45	27.20	3.32
32:40	39:17	6.62	35.98	35.73	3.02
41:32	48:49	7.28	45.18	44.93	2.75
Infiltración media =					3.03 mm/min

■ **Prueba de infiltración 17: 6a Avenida Sur, predio atrás del Círculo Estudiantil.**



Lugar baldío donde se realizó el ensayo

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 9/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno: 10 cm. Anillo externo: 20 cm.

Coordenadas: N 13° 28' 46.2"

W 88° 10' 24.1"

Elevación: 109.15 m.s.n.m

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
0:21	1:07	0.77	0.73	0.38	25.97
1:23	2:50	1.45	2.11	1.76	13.79
3:23	4:53	1.50	4.13	3.78	13.33
5:20	6:40	1.33	6.0	5.65	15.04
7:27	9:23	1.93	8.42	8.07	10.36
9:48	11:46	1.97	10.78	10.43	10.15
12:10	14:05	1.92	13.13	12.78	10.42
14:37	17:00	2.38	15.81	15.46	8.40
18:12	20:43	2.52	19.46	19.11	7.94
22:56	25:26	2.50	24.18	23.83	8.00
26:14	28:43	2.48	27.48	27.13	8.06
29:26	33:01	3.58	31.22	30.87	5.59
33:26	38:41	5.25	36.06	35.71	3.81
39:27	44:49	5.37	42.13	41.78	3.72
Infiltración media =					4.37 mm/min

■ **Prueba de infiltración 18: Pasaje Bolonia, Urbanización Jardines de Bolonia.**



Predio baldío de la urbanización.

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 9/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno: 10 cm. Anillo externo: 20 cm.

Coordenadas: N 13° 28' 44.4"

W 88° 10' 15.4"

Elevación: 106.45 m.s.n.m.

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
1:19	2:35	1.27	1.95	0.63	15.75
4:07	7:13	3.10	5.67	4.35	6.45
9:49	12:22	2.55	11.09	9.77	7.84
13:05	15:57	2.87	14.52	13.2	6.97
16:36	19:42	3.10	18.15	16.83	6.45
20:42	24:50	4.13	22.77	21.45	4.84
26:10	30:08	3.97	28.15	26.83	5.04
31:19	36:05	4.77	33.70	32.38	4.19
37:18	41:30	4.20	39.40	38.08	4.76
Infiltración media =					4.60 mm/min

■ *Prueba de infiltración 19: Colonia La Esperanza.*



Acceso al lugar de la prueba

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 13/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno: 10 cm. Anillo externo: 20 cm.

Coordenadas: N 13° 29' 22"

W 88° 10' 20"

Elevación: 101.75 m.s.n.m.

Se seleccionó un terreno el cual tuviera vegetación; en la parte urbana de la Ciudad se encuentran los suelos Latosol arcillo rojizo y estos se caracterizan por su textura arcillosa.

Estos son los resultados:

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
2:15	9:10	6.92	5.71	3.46	2.89
11:13	19:10	7.95	15.19	12.94	2.52
19:35	27:13	7.63	23.40	21.15	2.62
27:50	38:34	10.73	33.20	30.95	1.86
Infiltración media =					2.30 mm/min

■ *Prueba de infiltración 20: Lotificación Trejo Pacheco.*



Terreno baldío donde se realizó la prueba

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 13/11/2006

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Diámetro: Anillo interno: 10 cm. Anillo externo: 20 cm.

Coordenadas: N 13° 29' 23.1"

W 88° 10' 42.8"

Elevación: 111.25 m.s.n.m.

Del ensayo resultó la siguiente Infiltración media:

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
1:54	8:49	6.92	5.36	3.46	2.89
9:31	17:50	8.32	13.68	11.78	2.40
19:17	27:45	8.47	23.52	21.62	2.36
29:13	39:25	10.2	34.32	32.42	1.96
Infiltración media =					2.24 mm/min

■ **Prueba de infiltración 21: 16 Calle Oriente, por El Vivero Municipal.**



Vista panorámica del lugar del ensayo

Datos importantes.

Fecha de realización del ensayo: 13/11/2006

Diámetro: Anillo interno: 10 cm. Anillo externo: 20 cm.

Ancho de banda referencial: 20 mm.

Coordenadas: N 13° 29' 17.1"

W 88° 10' 27.3"

Elevación: 107.43 m.s.n.m.

Para este lugar se obtuvo la siguiente tasa de infiltración del suelo:

Tiempo					Tasa de infiltración mm/min.
Inicio min. seg.	Final min. seg.	Intervalo min.	Punto medio min.	Acumulado min.	
1:30	6:12	4.70	3.85	2.35	4.26
8:04	15:13	7.15	11.64	10.14	2.80
18:34	27:25	8.85	22.99	21.49	2.26
30:47	40:18	9.52	35.54	34.04	2.10
Infiltración media =					2.39 mm/min

FUENTES DE CONSULTA.

BIBLIOGRAFÍA.

- Método para Zonificaciones de Protección de Fuentes de Agua (ZOP).
Ing. Martín Junker.
FORGAES.
- Cursos de Especialización en Geología. Modulo III: “Hidrogeología”
Expositores: Lic. Roger Mata y Lic. Marta Puiguriguer.
Universidad Politécnica de Cataluña y Universidad de El Salvador (UES).
El Salvador, 21 de Agosto de 2000.
- Alteración del Ciclo Hidrológico en el Salvador: Tendencias y desafíos para la gestión territorial.
Nelson Cuellar y Roberto Duarte.
Programa Salvadoreño de Investigación Sobre Desarrollo y Medio Ambiente (PRISMA) 2001.
- Recursos de información sobre el agua en El Salvador: Situación actual y desafíos.
Raúl Artiga y Hugo Molina.
Programa Salvadoreño de Investigación Sobre Desarrollo y Medio Ambiente (PRISMA) 1999.
- Manual de Hidrogeología Básica.
Ricardo Núñez Woitschach
Organización Panamericana de la Salud (O.P.S)
San Salvador, Junio de 1983.
- Hidrología Aplicada.
Ven Te Chow, David R. Maidment y Larry W. Mays
Primera Edición, Bogotá 1988
Mc Graw-Hill.
- Hidráulica de Canales Abiertos.
Ven Te Chow.
Mc Graw-Hill.

■ Dispositivos de Regulación y Control del Drenaje Pluvial Urbano.

Ing. Juan Carlos Bertoni. Consultor.

OPAMSS, Diciembre de 2005.

■ Microsoft Encarta 2005.

Microsoft Corporation.

■ Hidrogeología física. Principios y aplicaciones.

Rudy Machorro

Sociedad Geológica de Guatemala. Año 2000.

TESIS.

■ Identificación y Evaluación de Escorrentías Superficiales que generan Sectores de Inundación de alto riesgo en la Zona Urbana de la Ciudad de San Miguel.

Leivi Margarita Contreras López. Ronal Antonio Villega Villalobos.

Universidad de El salvador. San Miguel, 3 de Junio 2005.

■ Estudio Hidro-Ambiental de las Zonas de Recarga Hídrica de la Ciudad de San Miguel.

Yolanda Orit Chévez Rivera. Rubén Antonio Lizama Argueta. Miguel Angel Yanes Cruz.

Universidad de El salvador. San Miguel, Junio 2005.

■ Investigaciones Hidrológicas Aplicadas al Diseño de Obras de Drenaje en Zonas Urbanas.

Alejandro Enrique Cáceres Aguilar. Alberto Rafael Maida Rivas.

Universidad Albert Einstein. San Salvador 1984.

■ Características Físicas y Mecánicas de los Suelos de la Ciudad de San Miguel.

Saúl Ernesto Granada. Daniel Eduardo Santos. Ricardo Arturo Samayoa.

Universidad Centro Americana “José Simeón Cañas”. 1995.

RECURSOS ELECTRÓNICOS.

■ Investigación de Sistemas de Infiltración de Aguas Lluvias.

Luis Valdés R. Alejandra Gonzáles J. Rafael Valenzuela R.

III encuentro de las aguas. Santiago de Chile, Octubre de 2001.

■ Técnicas Alternativas Para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos.

Santiago de Chile, Noviembre de 1996.

- Tecnología Básica de la Recarga Artificial de Acuíferos.
José Manuel Murillo Díaz. Juan Antonio López.
España, 1991.
- Recarga Artificial de Acuíferos. Síntesis Metodológica. Estudios y Actuaciones Realizadas en la Provincia de Alicante.
Luis Rodríguez Hernández. Juan Antonio López.
España, Septiembre 1999.
- Instituto Geológico y Minero de España.
www.aguas.igme.es
- Programa Salvadoreño de Investigación sobre Desarrollo y Medio Ambiente (PRISMA)
www.prisma.org.sv
- Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
www.marn.gob.sv