

7-UES
1501
P965
2000
EJ. 1

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
INGENIERIA CIVIL**



**PROPUESTA DE DISEÑO PARA EL
MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE
PLUVIAL DE LA ZONA BAJA DE LA COLONIA
SANTA LUCIA, JURISDICCION DEL MUNICIPIO DE
ILOPANGO, DEPARTAMENTO DE SAN SALVADOR**

PRESENTADO POR:

**VIDAL CANALES VELASQUEZ
GLADYS CONCEPCION GUARDADO BELTRAN
SAMUEL ANTONIO MARTINEZ MEJIA
JOSE HENRY VILLEDA HERRERA**

15102070

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL



4847

CIUDAD UNIVERSITARIA, FEBRERO DEL 2000

Revisado 15 febrero 2000



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA :

DRA. MARIA ISABEL RODRIGUEZ

SECRETARIA GENERAL:

LIC. LIDIA MARGARITA MUÑOZ VELA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. ALVARO ANTONIO AGUILAR ORANTES

SECRETARIO :

ING. SAUL ALFONSO GRANADOS

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURAN

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:

INGENIERO CIVIL

Título :

**PROPUESTA DE DISEÑO PARA EL
MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE
PLUVIAL DE LA ZONA BAJA DE LA COLONIA
SANTA LUCIA, JURISDICCION DEL MUNICIPIO DE
ILOPANGO, DEPARTAMENTO DE SAN SALVADOR**

Presentado por:

**VIDAL CANALES VELASQUEZ
GLADYS CONCEPCION GUARDADO BELTRAN
SAMUEL ANTONIO MARTINEZ MEJIA
JOSE HENRY VILLEDA HERRERA**

Trabajo de Graduación aprobado por:

COORDINADOR:

ING. JOAQUIN MARIANO SERRANO CHOTO

ASESORES :

ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR RIVAS

ING. MIGUEL ANGEL RIVAS MONTERROSA

San Salvador, Febrero del 2000

Trabajo de Graduación aprobado por:

COORDINADOR:



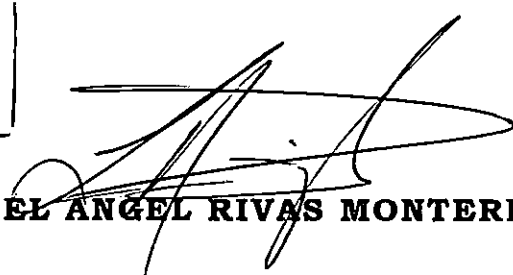
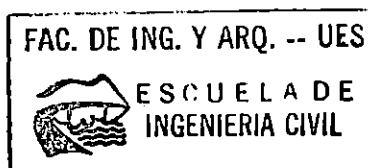
ING. JOAQUIN MARIANO SERRANO CHOTO

ASESOR :



ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR RIVAS

ASESOR :



ING. MIGUEL ANGEL RIVAS MONTERROSA

AGRADECIMIENTO

Agradecemos el apoyo e interés brindados a través de la asesoría, para la elaboración de este documento al coordinador del proyecto, Ing. Joaquín Mariano Serrano Choto, al Ing. Edwin Santiago Escobar Rivas y *muy especialmente* por la colaboración oportuna y acertada que nos dispensó el Ing. Miguel Angel Rivas Monterrosa, al compartir sin reservas su conocimiento y experiencia, lo cual condujo a desarrollar y concluir exitosamente esta investigación.

A cada uno de ustedes les patentizamos nuestra especial consideración y estima.

Gladys Concepción, José Henry, Samuel Antonio, Vidal.

DEDICATORIA

“El principio de la sabiduría es el temor
del Señor; y la ciencia de los santos es la
verdadera prudencia”.

Libro de los Proverbios, Cap. IX, 10.

“Dijo, pues, Dios: Sea la luz, y la luz fué”.

Libro del Génesis, Cap. I, 3.

A DIOS PADRE, DIOS HIJO Y DIOS ESPIRITU SANTO:

Las gracias por cada uno de los talentos recibidos, que han permitido ejecutara felizmente este Trabajo de Graduación, y el reconocimiento de saber que ha sido la Trinidad Divina quien me otorgó el poder, saber y amor para realizar uno de los anhelos de mi corazón, que hará me realice como profesional y pueda ser útil a mis semejantes.

¡Gloria y Alabanza a Ti, Santísima Trinidad!

A la Inmaculada Virgen María,

Madre de Dios y Madre Nuestra:

Las gracias por su asistencia, por su intercesión,
por su amor infinito manifestado en mi vida.

¡Gracias Madre Mía!

A MI MADRE:

GLORIA LIDIA BELTRAN DE GUARDADO

Con todo mi amor y gratitud, profunda y eterna admiración.

A MI PADRE:

JOSE AMILCAR GUARDADO VASQUEZ

Con inmenso amor.

A MIS HERMANOS:

MARIA LIDIA

ANA GUADALUPE

RAQUEL

MIGUEL RODOLFO

OSVALDO

A quienes amo y agradezco su genuino interés al animarme a coronar mis metas, brindándome con nobleza y generosidad, comprensión y cariño inigualables.

A MIS ADORABLES ABUELITAS:

MAMA LIDIA Y MAMITA LIPA
Agradeciéndoles el recordarme siempre en sus
plegarias y oraciones, el acogerme con dulzura,
brindándome sus atinados consejos.

A MI QUERIDO COMPADRE:

JORGE ALBERTO MIRANDA SANCHEZ.
Con inmenso cariño, por su constante
preocupación y espontáneo apoyo.

A MI TIO:

OSCAR ARMANDO DIAZ BELTRAN
Por sus sabios consejos, por su cariño y amistad,
por ser un excelente ejemplo, a quien admito, amo
e intento imitar.

A MIS LINDAS SOBRIÑITAS:

MARIA LIDIA
GLORIA GEORGINA
BRENDA ESTHER
PATRICIA
CLAUDIA
Con Todo mi Cariño.

A MIS GUAPOS SOBRIÑITOS:

JOSE OSWALDO
DAVID MIGUEL
DANIEL BENJAMIN
Con Todo mi Cariño.

A MI CUÑADA:

ANA DEL TRANSITO

Con Muchísimo Cariño.

A MI CUÑADO:

JOSE MORA AGUILERA

Con Especial Afecto.

Muchísimas Gracias a Todos.

GLADYS CONCEPCION.

DEDICATORIA

**“Confía de todo corazón en el señor
y no en tu propia inteligencia
ten presente al señor en todo lo que
hagas,
y el te llevará por el camino recto “.**

Proverbios 3,6-7

A DIOS : Por amarnos tanto, por regalarme vida hasta este momento.
por ser el amigo que nunca falla, en quien podemos
encontrar Gozo y Paz.

A MI MADRE : NORMA ARACELY HERRERA DE VILLEDA
A ti mujer,
fuerte como el yunque
suave como la brisa de la pradera
con tu ternura supiste forjarme,
ayudarme siempre hasta llegar a esta meta.

A MI PADRE : HIPOLITO DE JESUS VILLEDA AVILA
Por su ejemplo en el bregar de la vida, con esa fe en Dios
siempre de un mañana mejor.

A MI ESPOSA : EDITH ARACELY FLORES DE VILLEDA
Por su amor, paciencia y comprensión en el tiempo invertido
para llegar a esta meta.

**A MI FUTURA
HIJA :** HERENCIA DE JEHOVA QUE HE DE GUIAR

**A MIS
HERMANOS :** WALTER
DAYSI
NORMA
Asi como a sus respectivas familias, por acompañarme.

A MIS SOBRINOS: FORWARD HIPOLITO, por su apoyo económico.
RENE MARQUIZ.

A MIS FAMILIARES : VILLEDA, FLORES, MATAMOROS, VIELMAN,
CASTILLO, ALARCON.
Con quienes he de compartir esta alegría.

A : SUELOS Y MATERIALES, S.A. DE C.V.
Por encontrar compañeros y amistades, especialmente a:
Vilma y Milagro por su amistad
Marta Alicia por su colaboración incondicional
Zhezha por su ejemplo espiritual.
Ing. Aguirre por su Benevolencia.

A : GLADYS, quien trabajó con tesón de inicio a fin, gracias
SAMUEL y JENY por el levantamiento del texto, gracias
VIDAL, por su empeño y dedicación, gracias

Asi como a sus respectivas familias que indirectamente
colaboraron en la finalización de este arduo trabajo de
graduación, gracias.

A : CM Ingenieros S.A. de C.V. por su amistad

A : Todas las amistades que por falta de espacio no les puedo
nombrar, pero que en la ocasión oportuna con mis
conocimientos les serviré.

JOSÉ HENRY

DEDICATORIA

DIOS TODOPODEROSO : Por darme Fortaleza y Sabiduría para sobrellevar las adversidades que he enfrentado antes y durante el transcurso de mi carrera profesional; la cual hoy culmino.

A MIS TIAS Y TIO : Kelly Chita y Moncho, que me han Brindado su amor sincero, apoyo incondicional y sacrificio, quienes creyeron en mi superación académica y siempre han estado a mi lado en los buenos y malos momentos; los que me han dado sus sabios consejos para que hoy pueda culminar exitosamente mi carrera.

A MIS PADRES : Santos Antonio y Dina Ruth que con sacrificio y dedicación me brindaron la oportunidad de poder continuar con mis estudios superiores y de esta manera poder ver terminada una página mas de mi vida.

A MI ESPOSA E HIJO : Jeny y Edgardo Antonio, quienes con su apoyo, comprensión entrega y sacrificio me animaron para seguir luchando para lograr este triunfo profesional que hoy comparto junto con ellos.

A MIS HERMANOS : Dina, Zulema, Quique, Carlos, Mario, Lorena y Jorge; quienes han vivido junto conmigo el sacrificio que mis padres han hecho por ver terminada mi carrera.

A MI PRIMA : Liz que es una hermana más para mi, a ella también dedico este triunfo.

A MI ABUELA Y ABUELO: Pilar y Samuel (Q.D.D.G.) a quienes extraño y recuerdo cada día de mi vida y sé que de estar vivos estarían orgullosos del desarrollo y éxito de la carrera que un día me vieron emprender y que hoy finalizo.

A MIS SOBRINAS : Que recordándolas han hecho más fácil el camino recorrido.

A MI AMIGO : Juan Carlos Deras por su apoyo moral y económico y sobre todo por ser uno de mis mejores y sinceros amigos.

A MI JEFE : Ing. Julio Vásquez agradezco toda la paciencia, comprensión y apoyo que me brindó ya que gracias a él fue posible conservar mi trabajo y así continuar con el desarrollo de mi trabajo de graduación.

A MIS SUEGROS : Israel y Marta por toda la ayuda que me dieron y por estar siempre presente cada vez que los necesite.

Finalmente a todos mis Familiares, Compañeros y Amigos que de una forma directa e indirecta hicieron posible la culminación de este documento.

Samuel Antonio

DEDICATORIA

DIOS TODOPODEROSO : Por darme la fortaleza de culminar exitosamente la finalización de este proyecto.

A MIS PADRES : Por brindarme la oportunidad de seguir estudio superiores.

A MIS HERMANOS : Amadeo, Romel, Eva Nery, Jhony y Apolonia, quienes me ayudaron incondicionalmente para alcanzar una de las metas más importantes, como lo es obtenerle Título de Ingeniero Civil.

A MI ESPOSA : Luz de los Angeles, con especial amor y agradecimiento por su sacrificio y comprensión a lo largo del desarrollo de mi trabajo de graduación.

A MI HIJA : Jennifer Ivett con amor infinito, para ella es este triunfo.

En fin, quiero agradecer a todas las personas que me brindaron una mano amiga para poder llevar a cabo exitosamente esta difícil tarea.

Vidal Canales

INDICE

CONTENIDO **PAG.**

CAPITULO I

1.0 ASPECTOS GENERALES

1.1 INTRODUCCION.....	1
1.2 Antecedentes.....	2
1.3 Planteamiento del Problema.....	8
1.4 Objetivos.....	9
1.4.1 Objetivo General.....	9
1.4.2 Objetivos Especificos.....	9
1.5 Alcances y Limitaciones.....	10
1.5.1 Alcances.....	10
1.5.2 Limitaciones.....	10
1.6 Justificación del Estudio.....	12

CAPITULO II

2.0 MARCO TEORICO DE REFERENCIA

2.1 INTRODUCCION.....	13
2.2 Descripción General de la Colonia Santa Lucía.....	14
2.2.1 Ubicación Geográfica.....	18
2.3 Estudios Específicos.....	19
2.3.1 Topografía.....	19
2.4 Geología-Morfología.....	20
2.4.1 Formaciones Geológicas Diferenciadas.....	21

CONTENIDO	PAG.
2.4.2 Características Hidráulicas de las Formaciones Geológicas Diferenciadas.....	21
2.5 Ecología y Vegetación.....	23
2.5.1 Flora.....	25
2.5.2 Fauna.....	29
2.6 Sistema de Drenaje Pluvial.....	31
2.6.1 Elementos de un Sistema de Drenaje Típico.....	32
2.6.1.1 Obras de Conducción.....	32
2.6.1.2 Obras de Captación.....	37
2.6.1.3 Obras de Conexión.....	42
2.6.1.4 Obras de Descarga.....	49

CAPITULO III

3.0 ESTUDIO HIDROLOGICO BASICO

3.1 INTRODUCCION.....	52
3.2 Generalidades de la Cuenca.....	55
3.2.1 Influencia de la subcuenca "El Matazano 1" en el Sistema de Drenaje Pluvial existente de la colonia Santa Lucía.....	56
3.2.2 Ubicación de la Cuenca Hidrográfica.....	58
3.2.3 Poblaciones.....	58
3.2.4 Vías de Comunicación.....	58
3.2.5 Elevaciones Principales.....	61

CONTENIDO	PAG.
3.2.6 Climatología.....	61
3.2.7 Usos del Suelo.....	63
3.3 Descripción Física de las Cuencas.....	66
3.3.1 Trazo del Parte-Aguas.....	66
3.3.2 Area de la Cuenca.....	67
3.3.2.1 Subcuenca Santa Lucía.....	67
3.3.2.2 Subcuenca El Matazano 1.....	67
3.3.3 Longitud del Cauce más Largo.....	68
3.3.4 Perímetro de la Cuenca.....	69
3.3.5 Orden de las Corrientes.....	69
3.3.6 Drenaje de la Cuenca.....	71
3.3.6.1 Subcuenca "Santa Lucía".....	71
3.3.6.2 Subcuenca "El Matazano 1".....	71
3.3.6.3 Indices que Miden el Sistema de Drenaje.....	72
3.3.7 Elevación Media de la Cuenca(Em.).....	73
3.3.8 Pendiente Media de la Cuenca(Sm.).....	80
3.3.9 Factor de Forma de la Cuenca.....	82
3.4 Determinación del Caudal Máximo.....	86
3.4.1 Método Racional.....	86
3.4.1.1 Coeficientes de escorrentía o de Flujo Superficial (C).....	87
3.4.1.2 Intensidad de Lluvia de Diseño (I).....	92
3.4.2 Método del Hidrograma Triangular.....	107
3.4.3 Cálculo del Caudal Máximo.....	110

CONTENIDO	PAG.
3.4.3.1 Método Racional.....	110
3.4.3.2 Método del Hidrograma Triangular.....	111

CAPITULO IV

4.0 EVALUACION HIDRAULICA DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL EXISTENTE

4.1 INTRODUCCION.....	114
4.2 Metodología usada para la Evaluación del Sistema de Evacuación Pluvial Existente de la colonia Santa Lucía.....	116
4.3 Criterios Básicos de Referencia para Evaluar el Sistema de Evacuación Pluvial Existente.....	122
4.4 Coeficiente de Escorrentía o Flujo Superficial.....	124
4.5 Determinación de la Intensidad de lluvia.....	125
4.6 Descripción y Evaluación Hidráulica de Colectores Existentes.....	126
4.6.1 Colector Auxiliar N° 1.....	135
4.6.2 Colector C-1.....	139
4.6.3 Colector C-2.....	142
4.6.4 Colector C-3.....	146
4.6.5 Colector C-4.....	150
4.6.6 Colector C-5.....	153
4.6.7 Colector C-6.....	160
4.6.8 Colector C-7.....	164

CONTENIDO	PAG.
4.6.9 Colector C-8.....	167
4.6.10 Colector C-9.....	170
4.6.11 Colector C-10.....	176
4.6.12 Colector C-11.....	180
4.6.13 Colector C-12.....	183
4.6.14 Colector C-13 y Colector Auxiliar N° 2.....	186
4.6.15 Descripción Técnica de Colector C-14.....	192
4.6.16 Descripción Técnica de Colector C-15.....	195

CAPITULO V

5.0 DISEÑO Y COSTO DEL PROYECTO

5.1 INTRODUCCION.....	201
5.2 Planteamiento de Alternativa de Solución.....	203
5.3 Consideraciones de Diseño.....	204
5.4 Rediseño de Colectores Existentes.....	207
- Colector C-3	
- Colector C-4	
- Colector C-8 Modificado	
- Colector C-5	
- Colector Auxiliar N° 2 Modificado	
- Colector C-7 Modificado	
- Colector C-10 Modificado	
5.5 Descripción y Diseño de Colector Auxiliar N° 3.....	229
5.6 Revisión Hidráulica de Colectores No Modificados.....	236

CONTENIDO**PAG.**

- Colector C-1	
- Colector C-2	
- Colector C-6	
- Colector C-7	
- Colector C-8	
- Colector C-9	
- Colector C-10	
- Colector C-11	
- Colector C-14	
- Colector C-15	
5.7 Diseño Hidráulico de la Descarga.....	248
5.7.1 Descripción General del Sistema de Descarga.....	248
5.7.2 Cálculo del Canal de Pendiente Fuerte.....	249
5.7.2.1 Diseño de la Rugosidad Artificial para el Canal de Pendiente Fuerte.....	252
5.7.2.2 Cálculo de las Gradadas Disipadoras.....	257
5.7.2.3 Diseño de la Cubeta S.A.F.....	260
5.8 Costo del Proyecto.....	273
5.8.1 Descripción de las Diferentes Partidas.....	273
5.8.1.1 Demolición.....	273
5.8.1.2 Excavación y Ademado.....	273
5.8.1.3 Hechura de Pozo.....	274
5.8.1.4 Suministro e Instalación de Tubería.....	274
5.8.1.5 Prueba Hidráulica.....	274
5.8.1.6 Compactación de Zanjas.....	274

CONTENIDO	PAG.
5.8.1.7 Desalojos.....	275
5.8.1.8 Superficie de Rodaje.....	275
5.8.2 Memoria de Cálculo de Elaboración de Presupuesto	275
5.8.3 Análisis de Costo Unitario de Tuberías para Diferentes Materiales.....	282
5.8.3.1 Tubería de Concreto.....	282
5.8.3.2 Tubería Rib- Loc.....	283
5.8.3.3 Tubería ADS.....	284
5.8.4 Presupuesto de Colectores.....	285

CAPITULO VI

6.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	294
6.1 Conclusiones.....	294
6.2 Recomendaciones.....	300

CAPITULO VII

Bibliografía.....	302
Anexo.....	305

LISTADO DE TABLAS

TABLA N°	CONTENIDO	PAG.
CAPITULO II		
2.1	Diámetros de Pozos Según el Diámetro del Tubo que Conecta.....	47
CAPÍTULO V		
5.1	Cálculo del Tirante Normal.....	251
5.2	Diseño de Rápidas.....	256
5.3		

RESUMEN DE FIGURAS

FIGURA N°	CONTENIDO	PAG.
CAPITULO I		
1.1	Esquema de Ubicación de Descargas del Sistema de Aguas Lluvias Existentes.....	7
CAPITULO II		
2.1	Sección de Calle.....	16
2.2	Sección de Pasaje.....	17
2.3	Cordón-Cuneta.....	33
2.4	Canaleta Rectangular.....	35
2.5	Tragante Remetido.....	39
2.6	Tragante de Cuneta.....	41
2.7	Pozo Tipo Aguas Lluvias.....	44
2.8	Pozo de Concreto Reforzado.....	45

FIGURA N°	CONTENIDO	PAG.
2.9	Pozo con Caja de Sostén.....	46
2.10	Caja de Registro.....	48
2.11	Cabezal de Descarga.....	50

CAPITULO III

3.1	Subcuencas, Area Rural.....	54
3.2	Descargas del Sistema de Evacuación Pluvial....	57
3.3	Vías de Comunicación.....	60
3.4	Usos del Suelo.....	65
3.5	Trazo del Parte-Aguas.....	70
3.6	Curva Hipsométrica de Subcuenca "Santa Lucía".....	76
3.7	Curva Hipsométrica de Subcuenca "El Matazano I".....	79
3.8	Ubicación de las Tres Estaciones Pluviográficas.	94
3.9	Curva I-D-F.....	104
3.10	Curva I-D-F.....	105

CAPITULO IV

4.1	Ubicación de la Cárcava El Matazano.....	120
4.2	Nomograma de Manning.....	121

CAPÍTULO V

5.1	Curva el Banano.....	212
5.2	Detalle de Pozo "PV".....	231

FIGURA N°	CONTENIDO	PAG.
5.3	Detalle Cubeta S.A.F.....	262

LISTADO DE CUADROS

CUADRO N°	CONTENIDO	PAG.
CAPITULO III		
3.1	Elevaciones Principales.....	61
3.2	Clasificaciones Climáticas.....	63
3.3	Usos del Suelo.....	64
3.4	Areas de Diferentes Zonas.....	68
3.5	Longitud del Cauce mas Largo.....	68
3.6	Perímetro de la Cuenca.....	69
3.7	Cálculo para Curva Hipsométrica Subcuenca "Santa Lucía".....	74
3.8	Cálculo para Curva Hipsométrica Subcuenca "El Matazano 1".....	77
3.9	Cuadro Resumen "Elevación Media".....	80
3.10	Longitud de las Curvas.....	81
3.10a	Pendiente Media (Sm).....	82
3.11	Resumen de Datos Fisiográficos.....	84
3.12	Usos de Suelo, Zona Rural.....	84
3.12a	Usos de Suelo, Zona Rural y Urbana.....	85
3.13	Coefficientes de Escorrentía en Función de la Zona a Drenar.....	88

CUADRO N°	CONTENIDO	PAG.
3.14	Coefficientes de Escorrentía Según Tipo de Suelo, Pendiente del Terreno y Cobertura Vegetal.....	90
3.15	Cálculo del Coeficiente de Escorrentía, Subcuenca "Santa Lucía".....	91
CAPITULO III		
3.16	Cálculo del Coeficiente de Escorrentía, Subcuenca "El Matazano 1".....	91
3.17	Intensidad de Precipitación Máxima Anual Absoluta, Estación: Aeropuerto de Ilopango.....	95
3.18	Intensidad de Precipitación Máxima Anual Absoluta, Estación: Matriz.....	96
3.19	Intensidad de Precipitación Máxima Anual Absoluta, Estación: Observatorio.....	97
3.20	Cálculo de Probabilidades de los Registros de las Intensidades, Estación Aeropuerto de Ilopango.....	103
3.21	Datos de Intensidades de Diseño, Estación Aeropuerto de Ilopango.....	106
3.22	Intensidades de Diseño para Diferentes Períodos de Retorno.....	106
3.23	Resumen de Cálculo Hidrológico.....	110

CUADRO N°	CONTENIDO	PAG.
3,24	Cálculo de Caudal Máximo para Subcuenca "El Matazano 1" (Método del Hidrograma Triangular).....	112
3.25	Cálculo de Caudal Máximo para Subcuenca "Santa Lucía" (Método del Hidrograma Triangular).....	113

CUADRO N°	CONTENIDO	PAG.
CAPITULO IV		
4.1	Pendientes Mínimas y Máximas Permisibles Según Diámetro de Tubería (OPAMSS).....	123

LISTADO DE PLANTAS Y PERFILES

PLANO N°	CONTENIDO	PAG.
CAPITULO IV		
4.1	Sistema de Evacuación Pluvial Existente Colonia Santa Lucía.....	133
4.2	Planta de Areas de Influencia o Recogimiento....	134
4.3	Colector Auxiliar N° 1.....	137
4.4	Colector C-1 (Calle al Matazano).....	140
4.5	Colector C-2 (Calle Circunvalación).....	144
4.6	Colector C-3 (Pasaje 18 y Pasaje R).....	148
4.7	Colector C-4 (Calle 2).....	151
4.8	Colector C-5 (Calle 5).....	155

PLANO N°	CONTENIDO	PAG.
4.9	Colector C-6 (Calle 1).....	162
4.10	Colector C-7 (Calle Circunvalación).....	165
4.11	Colector C-8 (Calle 3).....	168
4.12	Colector C-9 (Calle Circunvalación).....	172
4.13	Colector C-10 (Calle Norma, Colonia Las Palmas)	178
4.14	Colector C-11 (Calle de Acceso Principal).....	181
4.15	Colector C-12 (Calle Circunvalación y Calle 1)...	184
4.16	Colector C-13 y Colector Auxiliar N° 2 (Calle Principal Residencial Santa Lucía).....	189
4.17	Colector C-14.....	193
4.18	Colector C-15.....	197

CAPITULO V

5.1	Sistema de Drenaje Pluvial propuesto para la colonia Santa Lucía.....	213
5.2	Áreas de Recogimiento.....	214
5.3	Perfil Colector C-3.....	216
5.4	Perfil Colector C-4.....	218
5.5	Perfil Colector C-8 Modificado.....	220
5.6	Perfil Colector C-5.....	222
5.7	Perfil Colector Auxiliar N° 2 Modificado.....	224
5.8	Perfil Colector C-7 Modificado.....	226
5.9	Perfil Colector C-10 Modificado.....	228
5.10	Perfil Colector Auxiliar N° 3.....	233
5.10a	Continuación Perfil Colector Auxiliar N° 3.....	234

PLANO N°	CONTENIDO	PAG.
5.11	Área Tributaria Propuesta de Colector Auxiliar N° 2 y Colector Auxiliar N° 3.....	235
5.12	Ubicación de alternativas de Descarga.....	269
5.13	Alternativa I alternativa II.....	270
5.14	Secciones Transversales alternativa I y alternativa II.....	271
5.15	Secciones Transversales alternativa III Elevación Longitudinal sobre Línea Central.....	272

CAPÍTULO I

1.0 ASPECTOS GENERALES

1.1 INTRODUCCION

La colonia Santa Lucía ubicada al Sur Oriente de San Salvador fué construída en la década de los años sesenta por el desaparecido Instituto de Vivienda Urbana (IVU), en el municipio de Ilopango, departamento de San Salvador, creando un polo de desarrollo urbano, el cual topográficamente absorbe las aguas lluvias provenientes de las subcuencas hidrográficas: La quebrada El Guaje y caserío y cantón El Matazano. El documento describe la problemática que afrontan los vecinos, y transeúntes en Santa Lucía, debido al insuficiente drenaje del sistema de aguas lluvias, que por condiciones topográficas, drena una parte hacia el arrenal afluente del río Las Cañas y otra al río El Chagüite (Ver Fig. N° 1.1) Además, se presenta una recopilación de las inundaciones sucedidas, su magnitud y posibles causas técnicas del deficiente drenaje del área, con el objetivo de rediseñar el sistema de drenaje pluvial, para que trabaje eficientemente en eventos futuros. Finalmente se dan algunas conclusiones y recomendaciones relativas al desarrollo del trabajo a realizar.

1.2 ANTECEDENTES

Una de las situaciones que más ha afectado a la colonia Santa Lucía, como consecuencia de la expansión urbanística, es el aumento de áreas impermeables, (techos de viviendas, calles pavimentadas, aceras, etc.) provocando un considerable incremento anual en el volumen de escorrentía superficial que al integrarse a la infraestructura pluvial existente genera caudales de tal magnitud que son el origen de inundaciones en la parte baja, con tirantes hidráulicos de aproximadamente 2.50 a 3.00 metros, los cuales ocasionan sedimentación y azolve en los sistemas de evacuación pluvial, conformados por colectores primarios, secundarios y domiciliarios, pozos y tragantes. Como consecuencia de todo lo anterior, cuando se sobrepasa en los colectores su capacidad hidráulica, las aguas desbordadas corren por calles y avenidas formando corrientes, que inundan viviendas, principalmente las de los residentes en la parte baja, causándoles cuantiosas pérdidas económicas y materiales.

De la anterior situación también se ven afectados los residentes de la colonia El Matazano N° 1 (Ver Fig. N° 1.1) urbanización que linda con la parte Sur-Poniente de la colonia Santa Lucía; debido a que en ese sector, por la zona más alta de la cuenca hidrográfica del área en estudio, existe la pedrera o cantera llamada "El Refugio", la cual era explotada inadecuadamente, sin obras de protección, corrección o regulación necesarias, que preservaran la flora, para prevenir la erosión. Dicha cantera ya no es explotada, pero aún ahora, influye en la problemática con la aportación de sedimentos, los cuales son

transportados por la escorrentía superficial, ocasionando problemas de azolve en los sistemas de alcantarillado pluvial. En Trabajos de Graduación anteriores⁽¹⁾, se comprobó, que, los materiales que azolvan las tuberías de aguas lluvias de la colonia Santa Lucía, son del mismo tipo que el de los materiales de la pedrera mencionada, por lo que vecinos del lugar se ven en la imperiosa necesidad de construir en cada invierno, pretilos y pequeños muros que los defiendan a ellos y a sus propiedades de una posible inundación, ya que debido a su ubicación tan vulnerable, se tienen caudales de gran magnitud. A esto hay que agregar, que por causas desconocidas, la construcción de la calle "El Güaje" (Ver Fig. N° 1.1) que constituye el acceso a la pedrera en mención, coincide con el cauce de la quebrada del mismo nombre, funcionando así mismo, como drenaje de las aguas lluvias provenientes de la cima de la cuenca, arrastrando los residuos de los materiales que antiguamente fueron explotados en la pedrera (Ver Fig. N° 1.1).

La primera inundación en la colonia Santa Lucía, aconteció en octubre de 1975. En la parte más baja de la colonia, el agua subió unos 3 metros, sobrepasando algunos techos y vehículos de transporte urbano, cubriendo un área aproximada de 500 x 500 metros, dañando de esta forma, unas 83 viviendas e imposibilitando el acceso a la colonia Santa Lucía, por su entrada principal. El cuerpo de Bomberos Nacionales, para determinar el origen de este suceso, constató que al sur de la colonia Santa Lucía, había varias colonias en construcción, entre ellas la denominada reparto Valle Nuevo, que es de donde procedía la mayor cantidad de desechos sólidos y lodo que obstruyó los tragantes

(1) Tesis "Estudio del Sistema de Evacuación...", Tomás de Jesús Martínez Flores y Otros, UES 1985.

provocando la inundación en la referida colonia. Estas inundaciones siempre tienen lugar, aunque la precipitación no sea considerable, por lo que se debe transportar las aguas lluvias por alcantarillas con suficiente capacidad hidráulica, de tal forma, que evacúen el agua de la zona, en forma rápida y eficiente, a efecto de evitar peligro a los habitantes residentes de los alrededores, por posibles desbordamientos provocados por una limitada capacidad hidráulica de las tuberías.

Debido a los daños ocasionados por esta primera inundación la comunidad se organizó, denunció y logró que se les otorgara por parte del Estado un presupuesto equivalente al cincuenta por ciento de las pérdidas cuantificadas, ayuda que no se efectuó, pero, forma parte de la documentación de apoyo de los afectados.

En los cinco años siguientes, durante el período de 1976 - 1980 se dieron también inundaciones, de las cuales, no hemos logrado obtener registro escrito alguno, pero se sabe que produjeron daño, tanto a la propiedad pública como a la privada.

Alrededor del año 1977 la Dirección General de Urbanismo y Arquitectura (DUA) construyó un colector de aguas lluvias de $\phi = 60''$, para resolver el problema de las inundaciones, descargando dicho colector al río El Chagüite; atravesando lo que hoy conocemos como parqueo y zona verde de la urbanización Jardines de Santa Lucía y la comunidad Belén-Elim. El cabezal de descarga del colector de aguas lluvias de $\phi = 60''$ (Ver Fig. N° 1.1), colapsó en agosto de 1997, en un tramo comprendido entre la comunidad Belén-Elim y la descarga del río El Chagüite, originando una erosión o cárcava con una profundidad mayor de 30 m. Esto se debió, a que el suelo es altamente erosionable,

lo que puso en riesgo tanto las vidas de los moradores como sus pertenencias. Es de hacer notar que la caída de agua desde esa altura acelera el crecimiento del perímetro y profundidad de la cárcava. Por tal situación, la Dirección General de Urbanismo y Arquitectura (DUA) decidió cerrar, la tubería de $\phi = 60"$ y las cajas tragantes que conectaban a la misma. Las cajas se sellaron mediante la construcción de pequeños pretilos perimetrales a éstas, todo esto con el objeto de impedir el flujo hacia el colector. Pese a que las cajas tragantes se sellaron, el colector seguía descargando agua, lo que evidencia la existencia de conexiones ilícitas para el drenaje de agua, en su mayoría se asume producto de desechos industriales⁽²⁾, de algunas fábricas aledañas. Con relación al colapso del cabezal de descarga, se experimentaron pérdidas de vidas humanas (muerte de tres niñas) y aún existen casas de la colonia Belén-Elim cuya ubicación es de alto riesgo, por lo que se teme que tragedias de la misma naturaleza sigan ocurriendo.

En los años siguientes a 1980, el Ministerio de Obras Públicas (MOP) a través de la Dirección General de Urbanismo y Arquitectura (DUA) modificó el sistema de drenaje, construyendo un nuevo colector de aguas lluvias en el terreno de la cancha de balompié "Wembley". Dicho colector drena también hacia el río "El Chagüite"; recientemente, se construyó la residencial "Santa Lucía" sobre el terreno donde se ubicaba el colector de descarga, para lo cual se dinamitó parte del sistema de drenaje construido por DUA. Dicha acción agudizó el problema, presentándose inundaciones en las fechas siguientes:

(2) Según informe de inspección realizado por la Dirección General de Urbanismo y Arquitectura (DUA), solicitado por la Fiscalía General de la República, subregión Soyapango. Septiembre de 1997.

- Martes 5 de mayo de 1998.
- Martes 30 de junio de 1998.
- Miércoles 18 de noviembre de 1998.

En ésta última, hubo pérdida de vidas humanas, muriendo un adulto, el cual fue arrastrado por la corriente de agua y succionado por un tragante, apareciendo su cadáver aguas abajo en el cauce del río Las Cañas.

Valga mencionar que el drenaje hacia el arenal, afluente del río Las Cañas, al Norte de la carretera panamericana (donde originalmente descargaba todo el sistema) sigue siendo el principal drenaje activo (Ver Fig. N° 1.1).

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La expansión urbanística genera un aumento de áreas impermeables. Cuando las áreas son urbanizadas sin respetar un plan de desarrollo urbano y el uso de suelos, se genera un desordenado crecimiento urbanístico, el cual destruye la vegetación existente produciendo mayor concentración de caudales provenientes de las aguas lluvias, los cuales causan problemas a los desarrollos urbanos ubicados aguas abajo.

La anterior situación afecta a la colonia Santa Lucía, la cual no cuenta con un sistema de drenaje pluvial, con la capacidad hidráulica suficiente, para conducir en forma segura y eficiente hacia el río El Chagüite y el arrenal afluente al río Las Cañas, todo el caudal, proveniente de las precipitaciones que caen sobre la misma, más las que a ella convergen, proveniente de las colonias Bosques del Matazano N° 3, Bosques del Matazano N° 2, Reparto Valle Nuevo, colonia Montecristo, El Guaje y otras comunidades.

Cabe mencionar, que por su posición topográfica y la orografía de la zona, la colonia Santa Lucía se ve expuesta a grandes precipitaciones, sobre todo cuando vienen del Norte y Nor-Este, arrastrando nubes que son retenidas por el cerro San Jacinto, las que al alcanzar el grado de saturación, se precipitan sobre el sector con una lluvia intensa, por lo que, la escorrentía superficial es abundante y se va acumulando, por el drenaje pluvial insuficiente, originando las inundaciones, lo cual provoca inestabilidad, incomodidad y falta de protección a los residentes, y a toda persona que transite por el lugar.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General

- Proporcionar, a través del diseño final del drenaje pluvial, la solución que evite los problemas de inundación de la zona baja de la colonia Santa Lucía.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Revisar la capacidad hidráulica actual de cada uno de los tramos del sistema de drenaje de aguas lluvias para determinar el porcentaje de conducción en que se encuentran trabajando las tuberías; identificando cuales trabajan a tubo lleno o sobrepasando su capacidad de conducción hidráulica.
- Rediseñar el sistema de alcantarillado de aguas lluvias de tal forma que las tuberías trabajen con capacidad suficiente, evitando el problema de las inundaciones principalmente en la zona baja de la colonia Santa Lucía y otros puntos de la misma.

1.5 ALCANCES Y LIMITACIONES

1.5.1 ALCANCES:

- a) Realizar un levantamiento topográfico a fin de ubicar en detalle el sistema pluvial existente de la zona baja de la colonia Santa Lucía, verificando si dicho sistema cumple o no con los reglamentos y normas respectivas.
- b) Hacer un diagnóstico para determinar la situación física actual del sistema de drenaje de aguas lluvias de la zona baja de la colonia Santa Lucía. (Determinación de características hidráulicas de los elementos.)
- c) Basados en los resultados del diagnóstico, elaborar una alternativa de solución que solvante el problema de las inundaciones en la zona baja y otros puntos de la Colonia Santa Lucía.
- d) Realizar el diseño de la alternativa seleccionada, basándose en la optimización del funcionamiento del sistema de drenaje pluvial, y la factibilidad económica.

1.5.2 LIMITACIONES:

- 1) Una de las principales limitantes para el desarrollo de este trabajo es la no-disposición de información por parte de la Dirección General de Urbanismo y Arquitectura (DUA); debido a que ésta afronta una demanda judicial por parte de los residentes de la colonia Santa Lucía a causa de las inundaciones que han sufrido durante los últimos años. Por lo anterior no se cuenta con planos actualizados que muestren con exactitud la distribución del sistema

de drenaje de aguas lluvias de la colonia y sus alrededores, además como de las conexiones ilegales detectadas en la inspección realizada por peritos del Ministerio de Obras Públicas en septiembre de 1997.

- 2) La información hidrológica utilizada es la proporcionada por el Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG).
- 3) Los planos cartográficos son los proporcionados por el Centro Nacional de Registros (CNR).

Los resultados obtenidos serán producto de la información proporcionada por instituciones como el MAG, CNR, etc. y estarán acorde a la consistencia y veracidad de la misma.

1.6 JUSTIFICACION DEL ESTUDIO

El área urbana de la colonia Santa Lucía ha tenido un aumento acelerado de áreas impermeables. La concentración del caudal proveniente de las aguas lluvias en estas áreas, crea la necesidad de su conducción y evacuación en una forma rápida, segura y eficiente; es por ello que el drenaje pluvial constituye uno de los servicios que deben funcionar adecuadamente para comodidad, estabilidad y protección de la población.

El manejo inadecuado de la escorrentía superficial, ocasiona dificultades tales como las descritas en la problemática planteada anteriormente, además de los problemas de circulación vial que se generan, ya que las inundaciones imposibilitan el tránsito vehicular y peatonal, por lo que ya se han reportado pérdidas de vidas humanas.

El estudio propondrá la alternativa de solución más viable respecto a la evacuación de las aguas lluvias, tomando en consideración el crecimiento urbano de la zona, basado en los planes de desarrollo urbano elaborados por la OPAMSS y el Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano (VMVDU).

También se busca ayudar a mantener en mejor condición toda la red vial de la zona, evitando deterioros inmediatos o a mediano plazo, los cuales redundan en nuevas inversiones necesarias que deben realizar organismos gubernamentales como: DUA, ALCALDIA, ANDA, etc.

CAPÍTULO II

2.0 MARCO TEORICO DE REFERENCIA

2.1 INTRODUCCION

En este capítulo se presentan algunos aspectos generales de la colonia Santa Lucía, que caracterizan su ubicación geográfica, la topografía de la zona, incluyendo también un estudio del subsuelo geológico. Además se comenta el estado actual de la flora y fauna del lugar y finalmente, ya que el objetivo de los sistemas de drenaje de aguas lluvias es evacuar el escurrimiento, se plantean los elementos de un sistema de drenaje pluvial típico, brindando detalles de los mismos, más aún, si éstos se presentan en la red de alcantarillado de aguas lluvias existente en la zona en estudio. Todo esto, con el propósito de establecer un marco teórico de referencia para sentar las bases que permitan abordar en lo sucesivo con mayor precisión el problema de evacuación de las aguas lluvias de la colonia Santa Lucía.

2.2 DESCRIPCION GENERAL DE LA COLONIA SANTA

LUCIA

La colonia Santa Lucía fue construida para un sector de la población de limitados recursos entre 1963 y 1967, por el desaparecido Instituto de Vivienda Urbana (IVU), en el sector poniente del Aeropuerto Internacional de Ilopango, actualmente base militar de la Fuerza Aérea de El Salvador (FAES). Dicho sector está limitado por el derecho de vía de Ferrocarriles Nacionales de El Salvador (FENADESAL) y el río El Chagüite.

La colonia Santa Lucía fue dotada de centros escolares, áreas para recreación y deporte, mercado, zonas verdes y vías de acceso vehicular por lo que desde sus inicios fue un polo de desarrollo urbano.

A partir de 1970 algunas de sus zonas de protección, como el derecho de vía de FENADESAL fue ocupado por asentamiento de comunidades los cuales permanecen hasta la fecha.

Actualmente la colonia Santa Lucía posee tramos de calles de concreto hidráulico específicamente en la entrada de la colonia, zona conocida como el "triángulo" y el resto de calles vehiculares son asfaltadas.

La colonia Santa Lucía se encuentra dividida por calles y avenidas de acceso, además de pasajes peatonales (Ver Figs. 2.1 y 2.2). La nomenclatura de pasajes es numérica del 1 al 12 y alfabética de la A hasta la Z (mayúsculas todas). La dimensión típica de los lotes es de 8.40 metros de frente por 11.50 metros de fondo, todos con casas habitadas y abundante vegetación en sus arriates y zonas verdes.

La población de la colonia Santa Lucía es en promedio según el número de viviendas levantadas del plano catastral de la Dirección General de Estadísticas y Censos 12,272 habitantes.

Es decir:

N° de viviendas ubicadas en colonia Santa Lucía	2,943 (Censo 1992)
---	--------------------

Promedio de habitantes por vivienda, en la zona urbana del departamento de San Salvador: 4.17⁽¹⁾ censo 1992.

N° de habitantes
 Col. Santa Lucía = 4.17 hab/vivienda x 2,943 viviendas
 = 12,272 hab.

Las calles principales de la colonia Santa Lucía son el mejor acceso a otros desarrollos urbanos, como Reparto Valle Nuevo, Residencial Venecia, colonia Bosques del Matazano, sector El Guaje y otras comunidades; de igual manera el sistema de drenaje pluvial existente es el único medio para evacuar las aguas lluvias hacia los arenales afluentes al río Las Cañas y El Chagüite, ubicados el primero al norte y el segundo en la parte oriente de la urbanización en estudio.

(1) Ministerio de Economía, Dirección General de Estadísticas y Censos.

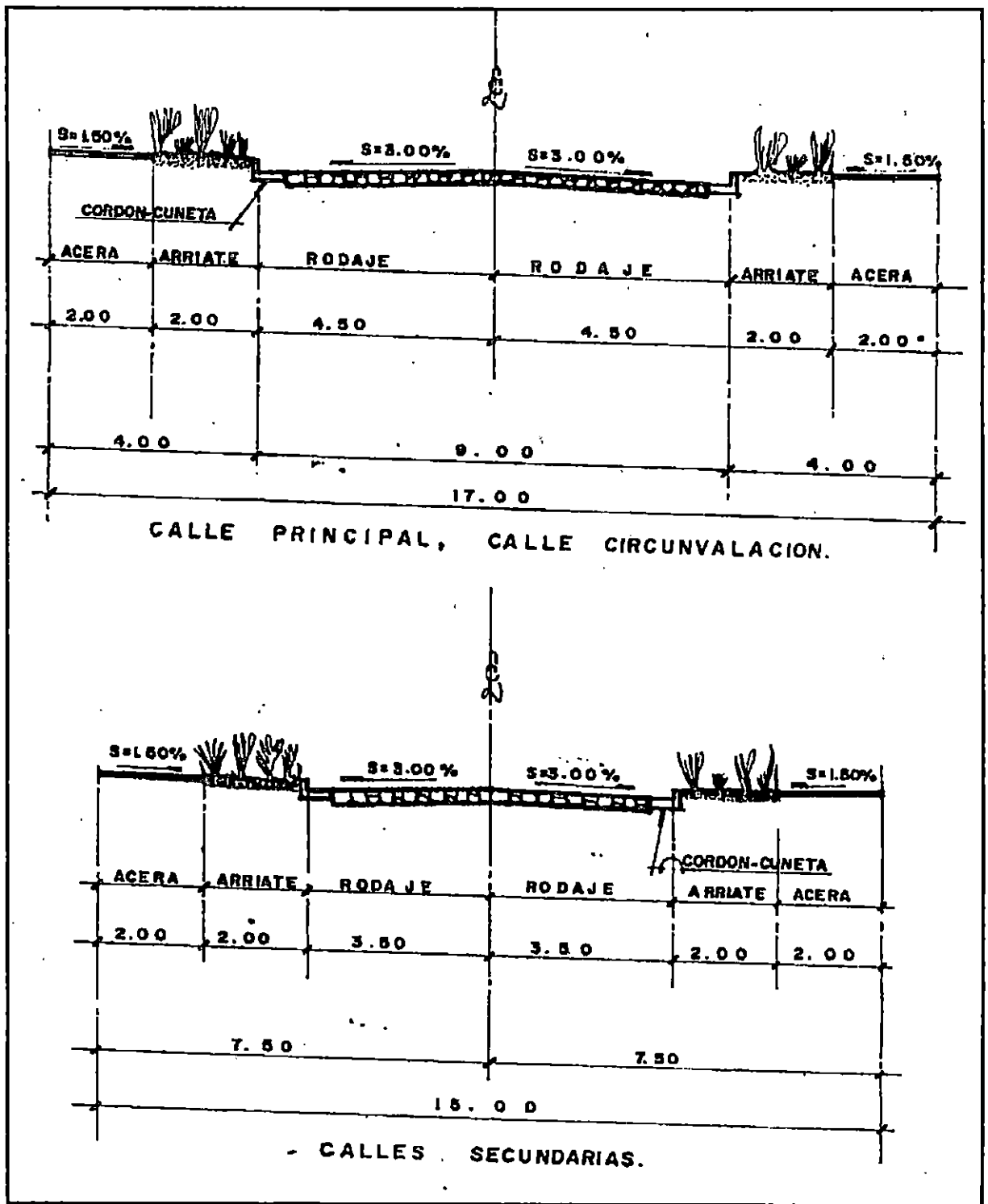


FIGURA 2.1
SECCIONES TÍPICAS, ESCALA 1 : 100

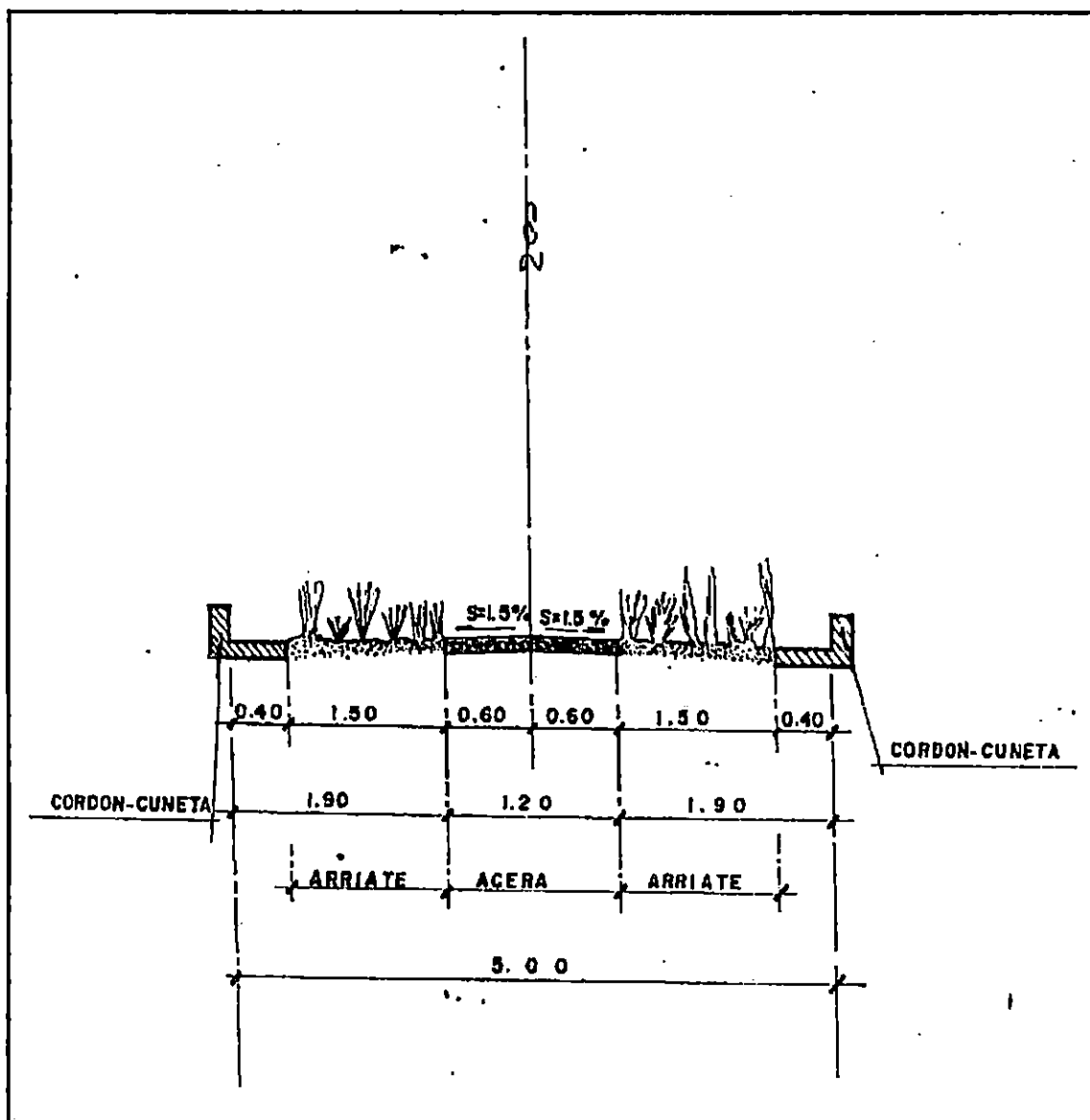


FIGURA 2.2
SECCION TIPICA, PASAJE PEATONAL ESCALA 1 : 40

2.2.1 UBICACION GEOGRAFICA

La colonia Santa Lucía se ubica al Sur Oriente de San Salvador, específicamente al Poniente del municipio de Ilopango y está limitada, así:

Al Norte: derecho de vía de Ferrocarriles Nacionales de El Salvador (FENADESAL) la cual limita siempre al Norte con la fábrica INDECA, (Industrias de Centroamérica S.A.), que comunica con el Boulevard del Ejército Nacional y carretera panamericana.

Al Poniente: colinda con varias colonias, a saber: San Cayetano, Las Magnolias, comunidad Pleitez.

Al Sur-Poniente: colonia Bosques del Matazano N° 1, comunidad San Luis y urbanización Bosques del Matazano N° 2.

Al Sur: colonia Bosques del Matazano N° 3, Reparto Valle Nuevo y centro industrial Santa Lucía.

Al Oriente: Residencial Jardines de Santa Lucía, colonias Montecristo y Santa Eduviges.

La colonia Santa Lucía se encuentra entre las coordenadas 13°40'35.58" - 13°41'40.62" de latitud Norte y los 89°07'30" - 89°08'19.11" de longitud Oeste. La altura media sobre el nivel del mar es de 617.50 mts.

2.3 ESTUDIOS ESPECIFICOS

2.3.1 TOPOGRAFIA

La topografía influye en el escurrimiento superficial al reducir el período de éste e incrementar el valor de la escorrentía al máximo, en proporción con la magnitud de la pendiente y lo abrupto del terreno.

Para el caso específico de la colonia Santa Lucía, su topografía es bastante irregular y algunas de sus calles presentan pendientes pronunciadas, lo cual provoca que el agua superficial que proviene de las zonas vecinas, como la de la pedrera El Refugio circule a gran velocidad y que esta agua no pueda ser evacuada en su totalidad con la rapidez suficiente por el sistema de drenaje pluvial existente, acumulándose aguas abajo, ocasionando inundaciones.

La zona en estudio se ubica entre las cotas 610-625 m.s.n.m.

La topografía de la zona en estudio es muy particular desde la perspectiva de análisis o estudio de un sistema de drenaje, es decir, la colonia Santa Lucía presenta un relieve que semeja un valle.

La elevación máxima y mínima de la calle circunvalación es de 626.552 y 606.792 m.s.n.m. respectivamente.

Una característica topográfica muy peculiar e importante en esta colonia es que las pendientes de las calles son concurrentes a un punto en común (zona del triángulo), generando que la escorrentía no conducida por el sistema de drenaje se desplace superficialmente hasta la zona baja inundando dicho sector.

2.4 GEOLOGIA - MORFOLOGIA

Posiblemente uno de los factores más importantes que domina el escurrimiento es la geología de la cuenca de drenaje. Esta se interesa en la cronología de la formación de los diferentes estratos del subsuelo geológico.

Geomorfológicamente, el área en estudio se encuentra en la unidad denominada fosa central, formada por un graben que con rumbo NNW-SSE atraviesa la mayor parte del territorio nacional.

El terreno sobre el cual está localizada la colonia Santa Lucía es, de acuerdo a la clasificación estratigráfica local (Léxico Estratigráfico de El Salvador Scott Baxter: 1984), el miembro S₄ de la Formación San Salvador, de unos 1750 años de antigüedad. Esta es informalmente llamada "Tierra Blanca", y procede de la erupción de la caldera de Ilopango, unos siete kilómetros al Este. Es de tono claro a blanco, fino, pero se observan fragmentos arenosos y bloques de pómez que alcanzan varias decenas de centímetros. Se notan por igual epiclastitas. Los materiales no retransportados están compactados pero sin cementar o litificados, las epiclastitas carecen además de compactación.

Hacia la colindancia Sur de la colonia Santa Lucía se ubica el miembro C₁ de la Formación Cuscatlán, del cuaternario superior y unos 35000 años de antigüedad. Los materiales proceden de una violenta erupción de la caldera de Ilopango.

El tono del material es claro y ligeramente pardo, cuya secuencia es principalmente de fragmentos finos (clastos finos de pómez) y granos mayores de cuarzo-feldespatos. Estructuralmente, la colonia Santa

Lucía se encuentra cortada por una falla supuesta que con rumbo NNW-SSE atraviesa la zona en su parte oriente.

2.4.1 FORMACIONES GEOLOGICAS DIFERENCIADAS

En el área de estudio han sido diferenciadas dos formaciones geológicas: la Formación San Salvador que comprende el período Holoceno y Pleistoceno superior y la Formación Cuscatlán que comprende los períodos Pleistoceno inferior y Plioceno superior.

La Formación San Salvador está conformada por Tierra Blanca; es decir, piroclastitas ácidas y epiclastitas volcánicas subordinadas; localmente efusivas ácidas (S4). Que se encuentran cubriendo toda el área de la colonia Santa Lucía.

La Formación Cuscatlán con silificación de epiclastitas volcánicas, está constituida principalmente por depósitos fluviales, que se encuentran en las zonas de las quebradas y los ríos, localizados en la colindancia Sur con la colonia Santa Lucía.

2.4.2 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LAS FORMACIONES GEOLOGICAS DIFERENCIADAS

La Formación San Salvador se encuentra conformada en ésta área por capas geológicas, que tienen las características hidráulicas siguientes:

Cenizas dacíticas o Tierra Blanca con inclusión de lapillis de pómez, tienen una porosidad buena y una permeabilidad media a baja, formando una unidad hidrogeológica tendiendo mas a una permeabilidad media.

La Formación Cuscatlán se encuentra conformada en ésta área por una capa geológica, que tiene las características hidráulicas siguientes:

Epiclastitas volcánicas fluviales, tienen una porosidad buena y una permeabilidad media a baja, formando una unidad hidrogeológica con tendencia a una permeabilidad baja.

2.5 ECOLOGIA Y VEGETACION

La deforestación se ha convertido en uno de los más graves problemas del país, y que año con año se incrementa, debido a la tala indiscriminada de árboles con fines comerciales y de consumo y la necesidad de terrenos con fines habitacionales, provocando un daño de gran magnitud en los recursos hidrológicos de la zona.

Además, la explotación inadecuada de materiales pétreos que se dió en la pedrera "El Refugio" ha generado que el material residual suelto se erosione fácilmente, y sea transportado por la escorrentía de las aguas lluvias a la colonia Santa Lucía, lo que ocasiona el azolve de tuberías y cajas tragantes del sistema de drenaje pluvial.

Por lo tanto, debe establecerse una política ecológica que esté orientada a proteger los recursos naturales, así como también, a la aplicación de la ley sobre los usos del suelo.

Es imperante la necesidad de arborizar la zona de la antigua pedrera para lo cual se menciona brevemente el Marco Legal con que se cuenta para realizar dicha actividad:

La constitución política vigente de El Salvador (Ley Primaria) establece que: se reconoce y garantiza el derecho a la propiedad privada en función social, pero que el subsuelo pertenece al Estado y se declara de interés social la protección, restauración, desarrollo y aprovechamiento de los recursos naturales, creando el Estado los Incentivos económicos y proporcionando la asistencia técnica necesaria para el desarrollo de programas enfocados hacia estas metas.

Según decreto N° 268, de fecha 8 de enero de 1973, la Asamblea

Legislativa de El Salvador decreta la Ley Forestal, la cual tiene por objeto, entre otros:

La restauración de los recursos naturales. En el artículo 4, de la referida ley se establece lo siguiente:

Declárase de utilidad Pública la conservación e incremento de los recursos forestales; y su utilización con el máximo beneficio social, así como todas las actividades conducentes o conexas con dichos fines; tales como:

- a) La Prevención y combate de la *EROSION* de los suelos.
- b) La protección de cuencas hidrográficas y de las zonas altas de éstas mediante la conservación, mejoramiento o establecimiento de macizos forestales.
- c) Formación de bosques en terrenos incultos
- d) Fomento de macizos forestales para proteger a las poblaciones.

En consecuencia, estarán sujetos a expropiación los inmuebles necesarios para realizar las obras a que se refieren los apartados precedentes. Se determina también que corresponde al Ministerio de Agricultura y Ganadería (M.A.G), adoptar y poner en práctica las medidas y resoluciones necesarias para lograr el cumplimiento de la Ley Forestal.

El artículo 45 de la Ley Forestal, establece que el poder ejecutivo en el ramo de Agricultura y Ganadería establecerá, por decreto, zonas protectoras del suelo; para mantener y regular el régimen hidrológico dando con esto la creación del decreto 22 en el cual se delimita la primera zona protectora del suelo, que incluye el complejo del cerro San Jacinto, zona en la cual quedan inmersas las subcuencas en estudio.

SOBRE LA LEY DEL MEDIO AMBIENTE

La Ley del Medio Ambiente, aprobada por decreto N° 233 en Mayo de 1998 tiene por objeto: desarrollar disposiciones de la Constitución Política de la República, en lo que se refiere a la protección, conservación y recuperación del medio ambiente (Art. 1). De igual forma que la Ley Primaria (Cn) declara de interés social la protección y mejoramiento del medio ambiente (Art. 4).

En el Art. 6 establece el Sistema Nacional de Gestión del Medio Ambiente, formado por el Ministerio que será su coordinador, las Unidades Ambientales en cada Ministerio y las Instituciones Autónomas y Municipales (SINAMA), el cual tiene entre otros objetivos establecer los procedimientos para generar, sistematizar, registrar y suministrar información sobre la gestión ambiental y el Estado del Medio Ambiente como base para la preparación de planes y programas ambientales. Además la referida Ley, en el Art. 35 establece incentivos ambientales para actividades y proyectos de recuperación ambiental.

Por lo anterior cualquier persona natural o jurídica puede ampararse a las mencionadas leyes para gestionar el mejoramiento del área ociosa de la otrora pedrera El Refugio.

2.5.1 FLORA

A) Zona de Vida

El área en estudio corresponde a la zona de vida conocido como Bosque Húmedo subtropical caliente (bh-st) de acuerdo a la clasificación de L. R. Holdridge, y acorde a la temperatura y

precipitación de la zona, la cual varía de 1400 mm hasta unos 2000mm. El patrón climático en este lugar es definitivamente monzónico con aproximadamente seis meses de lluvia concentrada y seis meses de sequía continua. Cabe destacar que es la zona climática predominante del territorio salvadoreño y es rica en la cantidad de especies, tanto de flora como de fauna, sin embargo algunas de estas especies ya se han extinguido o se encuentran amenazadas o en peligro de extinción.

En adelante, el área hidrográfica de influencia en calle-quebrada El Guaje y reparto Bosques del Matazano 1, se denominará como una sola unidad; es decir, nos referiremos a ésta como subcuenca "El Matazano 1"; en lo que respecta al área donde se ubican los repartos Valle Nuevo, Bosques del Matazano 2 y 3 y la colonia Santa Lucía se denotará como subcuenca "Santa Lucía".

B) Situación Actual de la Flora en el Area de la Subcuenca El Matazano 1.

El terreno donde se ubica la pedrera El Refugio presenta un alto grado de deterioro, debido a que la vegetación natural en la zona ha desaparecido; la mayoría de suelo ha sido erosionado.

A continuación se ha elaborado un listado de las especies mas observadas en el terreno y que indica la diversidad de la flora del lugar, siendo ello evidencia de un sector degradado.

ESTRATO	NOMBRE COMUN	NOMBRE CIENTIFICO
ARBUSTIVO	Higuerillo	Ricinus Communis
	Capulín	Muntigia Calabura
	San Andrés	Tecoma Stans
ARBOREO	Guarumo	Cecropia Peltata
	Laurel	Cordia Alisdora

Lista de árboles de usos múltiples registrados en las partes altas de las subcuencas El Matazano 1 y Santa Lucía.

USOS	NOMBRE COMUN	NOMBRE CIENTIFICO	FAMILIA
FRUTALES	MANGO	MANGUIETERA SP	ANACAROIACEAE
	PEPETO	INGA SSP	LEGUMINOSAE
	AGUACATE	PERSEA SP	LAURACEAE
	ZAPOTE	POUTERIA SP	SAPOTACEAE
	ANONA	ANNONA SP	ANNONACEA
MADERABLES	CONACASTE NEGRO	ENTEROLOBIUM CYCLOCARPUM	LEGUMINOSAE
	GUACHIPILIN	DIPHYSA ROBINIODES	LEGUMINOSAE
	CONACASTE BLANCO	ALBIZIA CARIBAEA	LEGUMINOSAE
	CEDRO	CEDRELA ODORATA	MELIACEAE
	VOLADOR	TERMINALIA OBLONGA	COMBRETACEAE
USOS MULTIPLES	MAQUILISHUAT	TABEBURA ROSEA	BIGNONIAACEAE
	JIOTE	BURSERIA SIMARUBA	BURSERACEAE
	MADRECACAO	CHIRICIDIA SEPIUM	LEGUMINOSAE
	MANGOLLANO	DITHECELLO HIUM DULCE	LEGUMINOSAE
	AMATE	ERYTHRINA BERTEROANU	LEGUMINOSAE
	PINO	PINUS PINU	BIOGNONIUCEAE

LOS PROBLEMAS AMBIENTALES MAS EVIDENTES EN LAS SUBCUENCAS, SON:

- 1- Deforestación y Erosión de los Suelos.
- 2- Acumulación de Desechos Sólidos y Vertidos de Desechos Líquidos debido a la carencia de Sistemas Sanitarios, Alcantarillados y Agua Potable.
- 3- Acelerado y Desordenado Crecimiento Urbanístico.
- 4- Explotación Indiscriminada de Canteras.
- 5- Ausencia casi total de Educación Ecológica de los Niños, Habitantes y Usuarios de los Recursos.
- 6- Falta de Monitoreo de las Condiciones Ambientales, que permita Medir el Pulso a la Contaminación y Deterioro de los Recursos.

Se sugiere elaborar y echar andar un plan de rescate que preserve los recursos tomando en cuenta las diferentes necesidades por sector y definiendo acciones a tomar según lo demande cada zona en particular.

A continuación se presenta un cuadro que contiene información referente a algunas acciones a ser tomadas en cuenta en el plan de rescate recomendado.

Vale mencionar que algunos de los aspectos mencionados en el siguiente plan fueron tomados del "Plan de Manejo de los Recursos Naturales del Lago de Ilopango y su Cuenca"⁽²⁾. Muchos de los tópicos mencionados son válidos, ya que las subcuencas estudiadas pertenecen a la cuenca del lago de Ilopango.

PLAN DE RESCATE PARA PRESERVAR LOS RECURSOS			
AREA DE ATENCION	PROGRAMA	PROYECTO	OBJETIVOS
AGRICULTURA	AGRICULTURA EN LADERAS	CONSERVACION DE SUELOS EN PARCELAS AGRICOLAS	IMPLEMENTAR OBRAS DE CONSERVACION DE SUELOS Y HUMEDAD
FORESTERIA	FORESTALES	IMPLEMENTACION DE TECNICAS FORESTALES EN PARCELAS AGRICOLAS	-UTILIZACION DE ARBOLES DE USOS MULTIPLES -PROPICIAR EL BUEN MANEJO DE AREAS DE BOSQUES
FORESTERIA	REFORESTACION DE LA CUENCA	REFORESTACION DE AREAS DEGRADADAS, CON ESPECIES FORESTALES NATIVAS Y DE USOS MULTIPLES	-RECUPERAR ZONAS DEGRADADAS -PROTEGER AREAS DEFORESTADAS -FOMENTAR ESPECIES FORESTALES -APOYAR LA CONSERVACION Y PROTECCION DE LOS SUELOS, LA INFILTRACION Y BIODIVERSIDAD Y LA ESTABILIZACION DEL MICROCLIMA
FORESTERIA	REFORESTACION DE LA CUENCA	REFORESTACION DE LA CUENCA A TRAVES DEL FOMENTO DE EXPLOTACION FORESTAL CONTROLADA DE MADERAS	-INTEGRAR A LA EMPRESA PRIVADA A LA CONSERVACION DE LOS RECURSOS FORESTALES -CONJUGAR INTERESES ECONOMICOS PRIVADOS CON INTERESES NACIONALES DE CONSERVACION -CREAR BOSQUES DE MADERA QUE SIRVAN DE RECREO Y DE EDUCACION A LOS NIÑOS

(2) Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG), Dirección General de Recursos Naturales Renovables.

PLAN DE RESCATE PARA PRESERVAR LOS RECURSOS			
AREA DE ATENCION	PROGRAMA	PROYECTO	OBJETIVOS
EDUCACION AMBIENTAL	EDUCACION AMBIENTAL A NIVEL ESCOLAR	APOYO A LA EDUCACION AMBIENTAL EN ESCUELAS UBICADAS DENTRO DE LAS SUBCUENCAS	-APOYAR LOS ESFUERZOS DE IMPLEMENTACION DE LA EDUCACION AMBIENTAL DE LAS ESCUELAS
EDUCACION AMBIENTAL	ORGANIZACION LOCAL DE GRUPOS PARA EDUCACION AMBIENTAL COMUNITARIA	ORGANIZACION DE GRUPOS COMUNITARIOS	-AUMENTAR LOS VALORES DE LA CONSERVACION DE LOS RECURSOS NATURALES

2.5.2 FAUNA

Al igual que la flora, la fauna local ha sido afectada por el alto grado de deterioro ecológico, causando la reducción casi total de los hábitats originales para las diferentes especies de animales en esa zona. Sin embargo la vegetación actual constituye un refugio adecuado principalmente para algunos pájaros y reptiles menores, que se adaptan muy bien a las zonas aledañas donde habita el hombre.

Los grupos más observados son los siguientes:

INSECTOS	Varias especies de hormigas, saltamontes, mariposas, coleópteros y dípteros.
REPTILES	Diferentes tipos de lagartijas, masacuata.
MAMIFEROS	Ratas, Ratones y de animales domésticos.
AVES	Paloma de castilla, Zanate, Zoque.

Lista de especies de fauna reportada en las partes altas de las subcuencas Santa Lucía y El Matazano 1.

GRUPO	NOMBRE COMUN	NOMBRE CIENTIFICO	FAMILIA	OBSERVACION
R E P T I L E S	IGUANA	IGUANA IGUANA	IGUANIDAE	ESTADO DE LA POBLACION DESCONOCIDA
	GARROBO	CTENOSAURA SIMILIS	IGUANIDAE	"
	MASACUATA	BOA CONSTRICTOR	BOIDAE	"
	BEJUQUILLA VERDE	OXYVELES FULGIDOS	COLUMBRIDAE	"
	CORAL FALSO	LAMPROPELTIS DOLIATA	COLUMBRIDAE	"

GRUPO	NOMBRE COMUN	NOMBRE CIENTIFICO	FAMILIA	OBSERVACION
A V E S	GARZA AZUL	EGRETA CAERULEA	AVARIDAE	MIGRATORIO PARCIAL
	GAVILAN PECHIRRUTO MENOR	ACCIPITER STRIATUS	ACCIPITRIDAE	MIGRATORIO PARCIAL
	AGUILILLA BRAQUIURA	BUTEO BRACHYDRUS	ACCIPITRIDAE	MIGRATORIO PARCIAL
	HALCON CERNICALO	FALCO SPARVERIUS	FALCONIDAE	MIGRATORIO PARCIAL
	PONCE PACIFICO	ARATINGA STRENUA	PSITTACIDAE	RESIDENTE
	COLIBRI TIJERETA ESMERALDA	CHLOROSTILBON CANIVETII	TROCHILIDAE	RESIDENTE
	TOROGOZ	EUMOMOTA SUPERCILIOSA	MOMOTIDAE	RESIDENTE
	TALAPO	MOMOTUS MOMOTA	MOMOTIDAE	RESIDENTE
M A M I F E R O S	GATO ZONTO	FELIS YAGOUAROUNDI	FELIDAE	ESTADO DE LA POBLACION DESCONOCIDA
	ARDILLA	SCIURUS SP	SCIURIDAE	"
	MAPACHE	PROCYON LOTOR	PROYONIDAE	"
	CONEJOS	SILVILAGUS SP	LEPORIDAE	"
	TEPESQUINTLE	AGUTI PACA	PACYPRODIDAE	"
	CUZUCO	PASYPUS SP	MYRMECOPHAGIDAE	"
	MURCIELAGO	PASYPUS SP	ASYPODIDAE	"

Las especies de Flora y Fauna que se reportan en el terreno fueron identificadas mediante la observación directa en el terreno y a través de consultas hechas a los lugareños.

No se observaron especies que se consideren en peligro de extinción a excepción de la masacuata (Boa Constrictor), que se encuentra en la lista de vertebrados amenazados con la extinción, de acuerdo a "La clasificación oficial de especies amenazadas, en peligro de extinción o extintas en El Salvador".

31 + 51

2.6 SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL

GENERALIDADES

El sistema de drenaje pluvial es el conjunto de obras e instalaciones empleadas para drenar las aguas lluvias que fluyen superficial y subterráneamente en un área determinada.

El sistema de drenaje de aguas lluvias tiene como propósito desalojar las aguas precipitadas en forma adecuada, rápida y eficiente reduciendo al mínimo la erosión del suelo.

Los factores que definen la capacidad hidráulica de los elementos de drenaje pluvial son:

- a) Intensidad, duración y frecuencia de las tormentas.
- b) Topografía del terreno a drenar.
- c) Tamaño de las áreas tributarias y tipos de superficie.

Las tormentas que se consideran para el diseño, son aquellas que en el tiempo han sido de gran intensidad.

El agua lluvia se precipita en el suelo, áreas techadas y otras áreas impermeables, arrastrando material suelto inorgánico y materia orgánica.

La topografía del terreno define el sentido del escurrimiento superficial, el cual puede ser lento o rápido, según las pendientes de las áreas a desaguar.

El tamaño de las áreas y el tipo de superficie donde se origina la escorrentía contribuyen en la cantidad de caudal a transportar por los elementos destinados al drenaje pluvial.

2.6.1 ELEMENTOS DE UN SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL TIPICO

El sistema de drenaje pluvial, generalmente tiene los siguientes elementos:

- 1) Obras de Conducción: Canales y tuberías
- 2) Obras de Captación : Tragantes
- 3) Obras de Cónexión : Pozos de visita o cajas de registro.
- 4) Obras de Descarga : Cabezal, Muros.

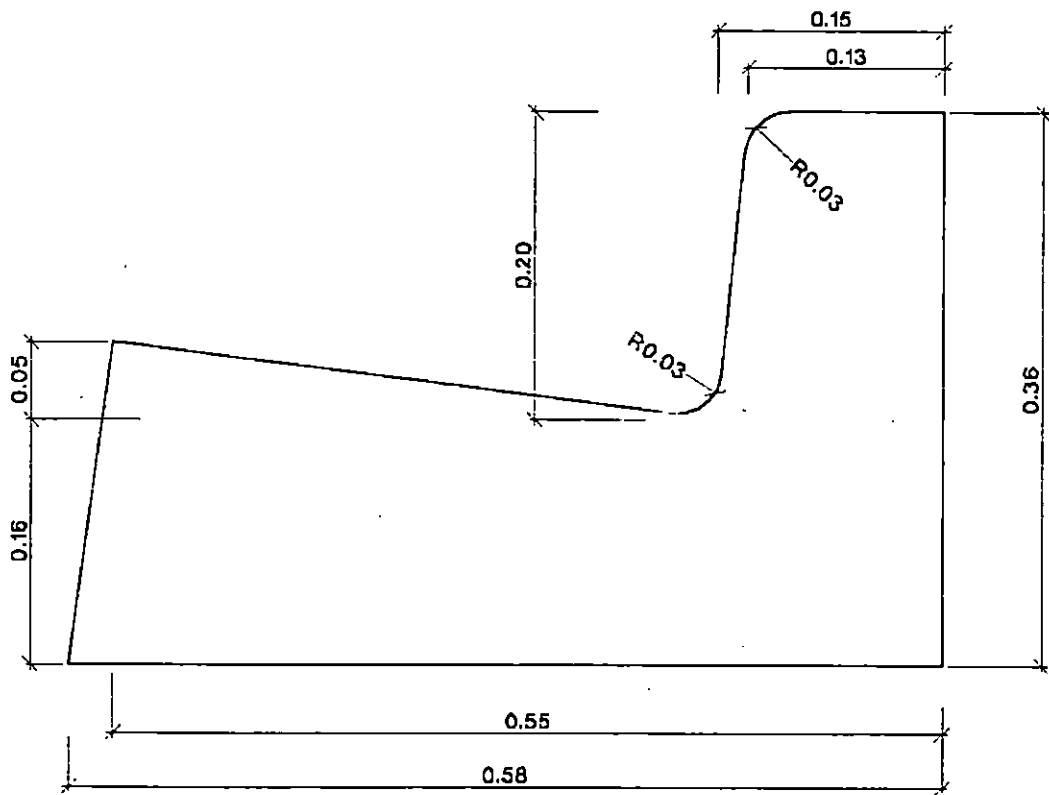
2.6.1.1 OBRAS DE CONDUCCION

El propósito de ésta estructura es conducir la escorrentía superficial proveniente de diversas áreas tributarias. Estas, se diseñan como Canales Abiertos, considerando que trabajan parcialmente llenos, aunque muchas veces, éstos funcionan totalmente llenos, por lo que, debe analizarse y diseñarse tomando en cuenta ésta situación, con el fin de dimensionar adecuadamente.

El Reglamento de la Ley de Urbanismo y Construcción, en lo relativo a urbanización y parcelación, define al sistema de drenaje pluvial, como el conjunto de obras de conducción formadas por: Cordón-cuneta, canaletas y colectores o tuberías.

Cordón-cuneta:

Es un elemento de conducción que se ubica a ambos lados de la calle, construido para drenar superficialmente el agua. (Ver Fig. 2.3).



DETALLE
CORDON CUNETA NORMAL

ESCALA 1:5

Fig 2.3

Los materiales de construcción que forman el cordón-cuneta son ladrillo de barro cocido, bloques de concreto para pasajes peatonales o de paso, para las urbanizaciones tipo U3, U4⁽³⁾.

En cambio, en vías principales, calles de acceso locales, el cordón-cuneta se construye de concreto simple o de mampostería de piedra.

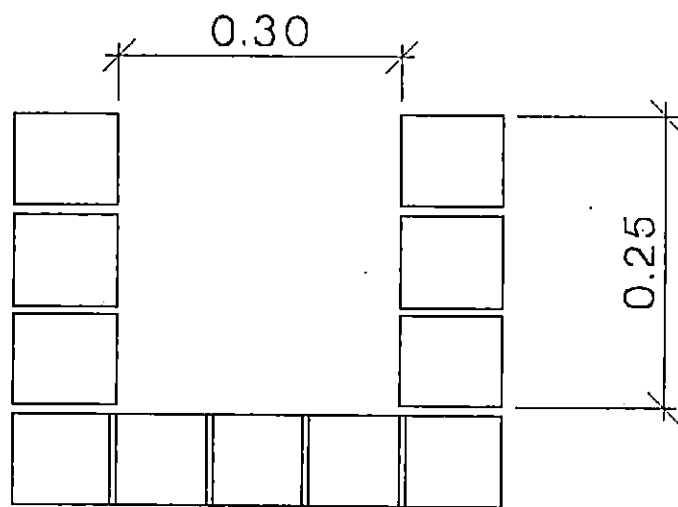
Esta obra de conducción es utilizada para recoger el agua lluvia de las alcantarillas domiciliarias, acera, rodamientos, áreas verdes y finalmente conducirla a los tragantes.

Canaleta Rectangular:

Esta obra está destinada a la conducción de la escorrentía, recogiéndola desde la alcantarilla domiciliar, aceras, y áreas verdes hasta transportarla a los tragantes o cajas de registro. Estas, se encuentran ubicadas en las orillas de los pasajes peatonales o de paso.

La canaleta rectangular se construye por lo general de piedra o ladrillo de barro cocido tipo calavera (Ver Fig.2.4)

(3) Reglamento a la ley de Urbanismo y Construcción en lo relativo a Parcelaciones y Urbanizaciones Habitacionales. (Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano, V.M.V.D.U)



DETALLE CANALETA
RECTANGULAR EN PASAJES
PEATONALES

FIGURA 2.4

Colectores o tuberías de aguas lluvias:

Un colector es un tubo que está destinado a conducir aguas lluvias, subterráneamente, llevándola hacia los puntos de descarga, con la precaución de no provocar daños.

Estos son diseñados para que trabajen sin presión interna.

Los colectores se diseñan y construyen lo suficientemente grandes, con pendientes hidráulicas adecuadas para el desalojo rápido, con el propósito de evitar posibles inundaciones de calles, aceras y toda infraestructura sensible, así como también, evitar que se interrumpa el tráfico vehicular, y se causen daños humanos.

La profundidad de las excavaciones será la que fijen los perfiles y en ningún caso será menor de un metro más el diámetro exterior de la tubería. Para recubrimientos menores de un metro se usan obras de protección (losetas prefabricadas apoyadas en muros de mampostería de piedra)⁽⁴⁾.

La profundidad a la que se colocan las tuberías debe ser lo suficientemente grande para:

- Proteger el sistema de conducción contra fallas por cargas uniformes, concentradas y de impacto generados por el tráfico.
- Evitar interferencias con el alcantarillado sanitario y con la red de agua potable.

La pendiente mínima en tuberías de aguas lluvias será del 0.5%, salvo en casos especiales, y la máxima será la que le corresponde a cada tubería según la tabla⁽⁵⁾ siguiente:

(4) Normas Técnicas de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA).

(5) Reglamento de la Ordenanza de Control del Desarrollo Urbano de la Construcción (OPAMSS).

DIAMETRO DE TUBERIA (PULG.)	PENDIENTE MAXIMA PERMISIBLE (%)
12	7.0
15	6.0
18	5.0
24	3.0
30	2.5
36	2.0
42	2.0
48	2.0
60	2.0
72	1.5

En nuestro país, las tuberías se fabrican de concreto simple hasta un diámetro de 18 pulgadas, las de diámetro de 24 pulgadas se fabrican de concreto armado y sin armar. Las de diámetro de 30 pulgadas hasta 72 pulgadas son fabricadas de concreto armado.

2.6.1.2 OBRAS DE CAPTACION

TRAGANTES

Estas estructuras captan las aguas lluvias que transportan los elementos de conducción superficial. Los tragantes deben tener la capacidad de concentrar y remover el flujo de agua de las cunetas y reducir al mínimo las interferencias tanto a peatones como al tráfico vehicular.

Normalmente, estos tragantes constan de una cámara de almacenamiento y una boca de entrada que capta el agua que se transporta en las obras de conducción.

Los tragantes son estructuras que se construyen de ladrillo de barro cocido tipo calavera colocado de lazo, excepto en la pared paralela y adyacente al rodamiento que es colocado de trinchera; también, se

puede construir de piedra o de concreto armado; su base se construye de piedra, y tanto las paredes como su base deben repellarse y pulirse para evitar las filtraciones.

La entrada al tragante debe estar constituida por una abertura rectangular hecha al cordón ó por una parrilla de acero o loseta de concreto armado.

Los tragantes se conectan por medio de tuberías, pudiendo unir dos de éstos o unirse directamente al pozo o a la caja de registro.

Los tragantes se ubican en los puntos bajos de calles de manera que se protejan los pasos de los peatones cuando tengan que cruzar las calles. Además, se colocan en las canaletas de los pasajes.

La distancia máxima entre tragantes es de 100 metros⁽⁶⁾.

CLASIFICACION DE LOS TRAGANTES

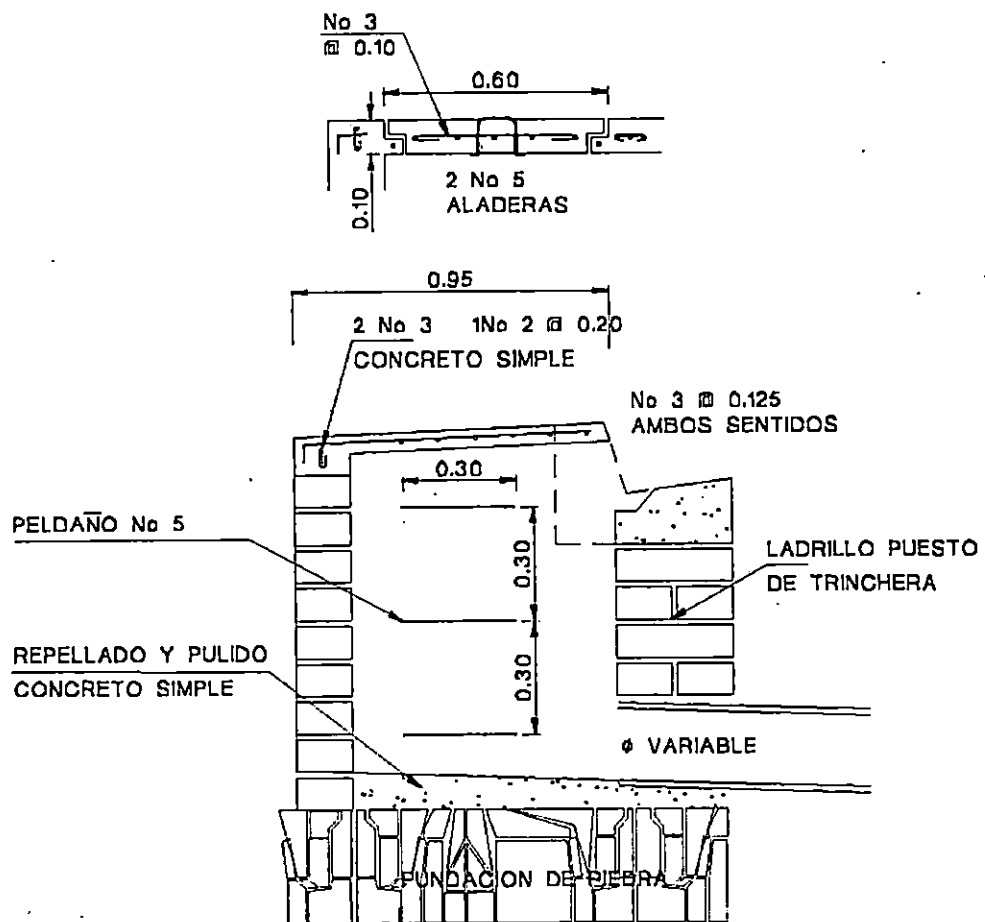
Existen tres tipos de tragantes:

- 1) Remetidos o de acera
- 2) De cuneta
- 3) Combinados (apertura en la acera y en la cuneta)

Tragante Remetido:

La capacidad de captación de este tipo de tragante aumenta con la disminución de la pendiente de la calle y con el aumento de la pendiente de la corona; sin embargo el uso de deflectores diagonales en la cuneta a lo largo de la apertura, lo vuelve más eficiente conforme la pendiente se hace más pronunciada. El tragante remetido es permitido usarlo en una pendiente longitudinal igual hasta del 6% (Ver Fig. 2.5).

(6) Art. III-64 Tragantes. Reglamento de la Ordenanza del Control del Desarrollo Urbano y de la Construcción (OPAMSS).



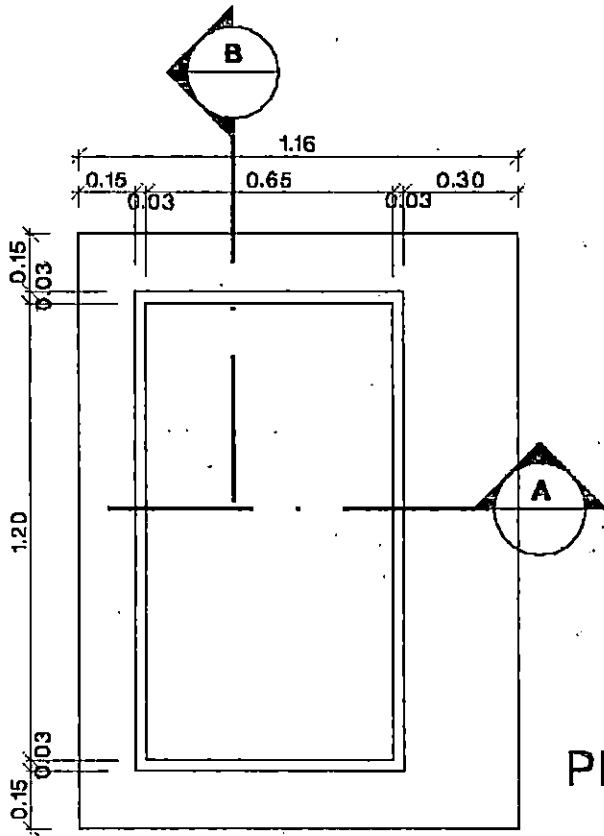
TRAGANTE
 REMETIDO
 ESCALA 1:20

Fig 2.5

Tragante de Cuneta

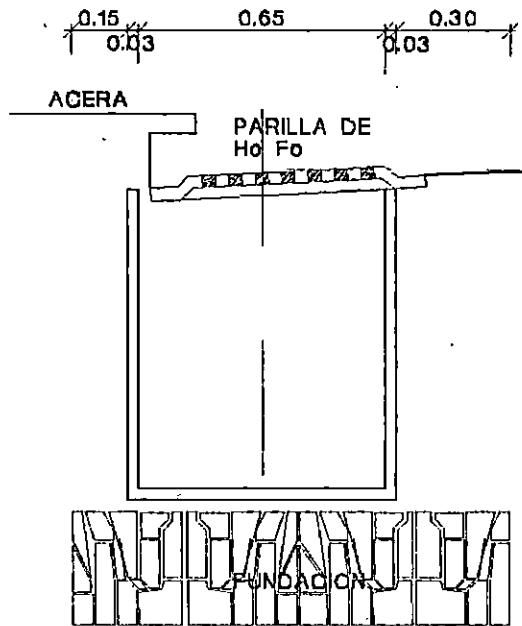
Se nombra así por que la parrilla se construye directamente en la cuneta, apoyada sobre la caja; estos son más eficientes que los tragantes remetidos para captar los flujos de las cunetas, pero presentan problemas por la obstrucción de basuras.

El tragante tipo cuneta, es eficiente cuando las barras de la parrilla además de ser paralelas a la dirección del flujo, son lo suficientemente largas para que el agua pueda caer por la abertura sin chocar con el borde de las rejillas aguas abajo. Su funcionamiento se basa en la teoría del flujo de orificios (Ver Fig. 2.6).

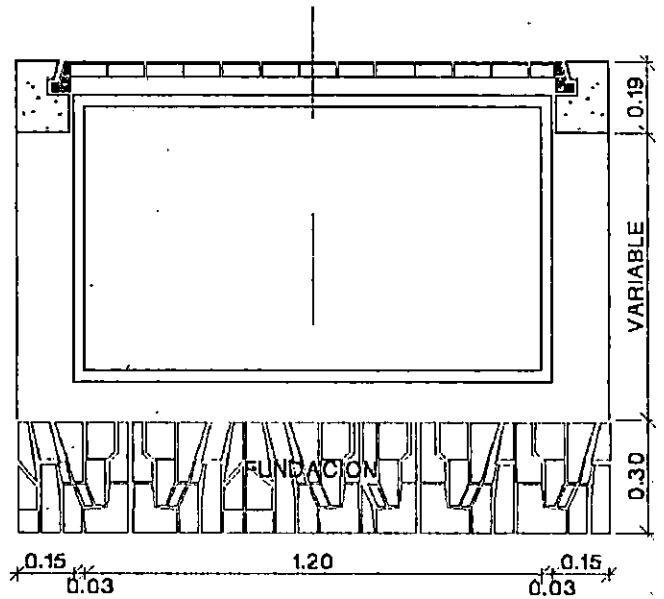


TRAGANTE
DE CUNETTA
ESCALA 1:20

PLANTA



SECCION A-A



SECCION B-B

Fig 2.6

2.6.1.3 OBRAS DE CONEXION

Pozos de Visita o Registro

El propósito de usar pozos de visita como obras de conexión es para realizar:

- 1) Inspecciones y limpiezas de las alcantarillas
- 2) Cambios de diámetro de tuberías
- 3) Cambios de pendiente y dirección
- 4) Disipaciones de energía

El Pozo de Visita o Registro, generalmente se coloca cuando hay cambios de dirección en tuberías, además, se colocan sobre la intersección de las vías de circulación a distancias de 100 metros o menos cuando existen cambios de pendientes.⁽⁷⁾

Dependiendo del tamaño de los colectores y de la profundidad del pozo, así será el material de construcción a utilizar.

Los pozos de visita para aguas lluvias se construyen de mampostería de piedra, ladrillo de barro cocido tipo calavera cuando su altura no exceda de 6m (Ver Fig. 2.7). Cuando su altura sea mayor o en el caso de tener caídas iguales o mayores de 3.00 m. éstos deberán ser de concreto reforzado (Ver Fig. 2.8). Además si la tubería entrante alcanza al pozo de visita a mas de un metro sobre el nivel del fondo se construirá una caja de sostén si la caída no excede de 4 metros y se construirá cajas dobles si la caída alcanza hasta 7.50 m. (Ver Fig. 2.9)⁽⁸⁾

En las paredes del pozo se empotran peldaños metálicos de 5/8 de pulgadas de diámetro, los cuales facilitan el acceso para realizar

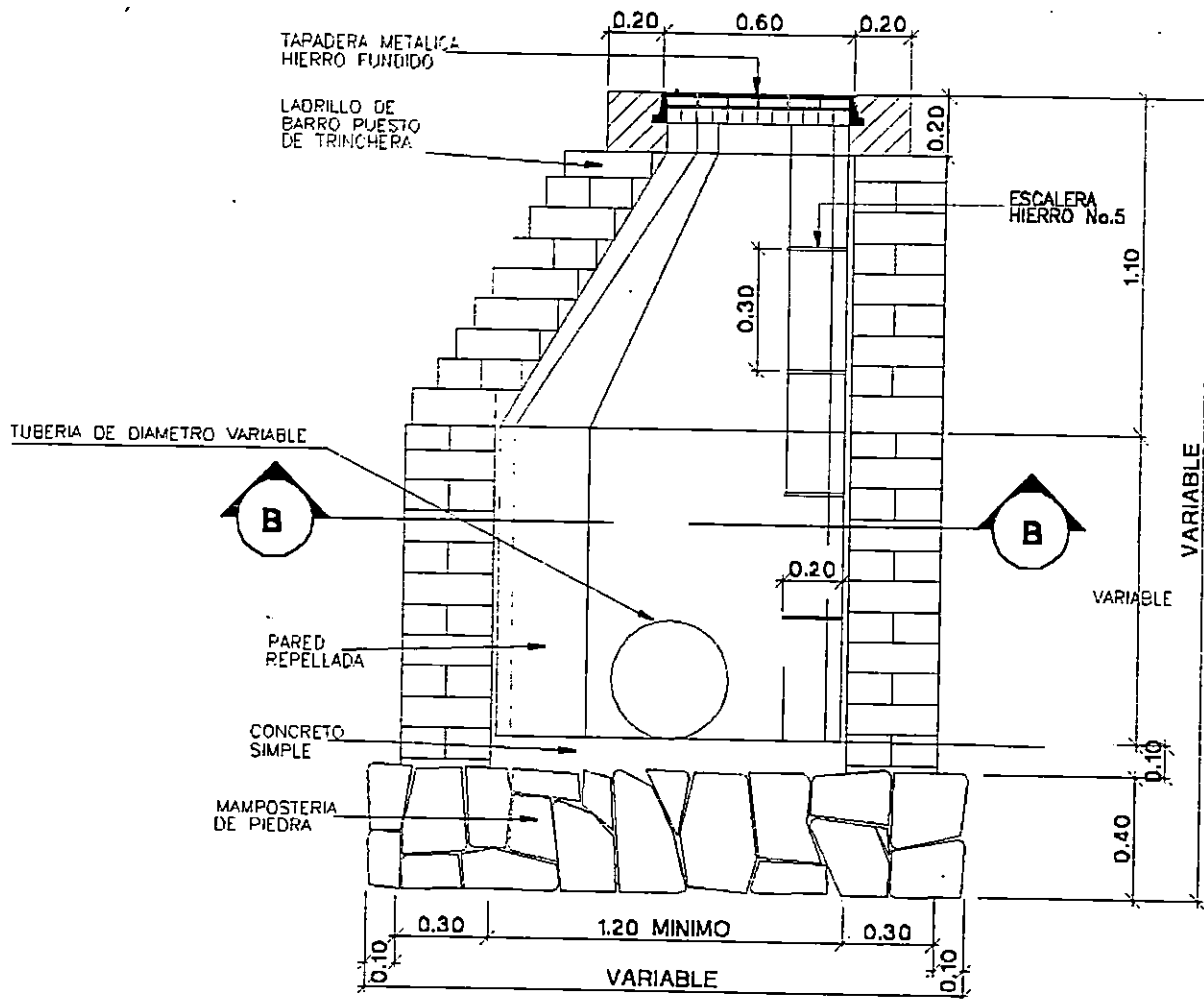
(7) Art. III - 63 Pozo de Visita para Aguas Lluvias, Reglamento de OPAMSS.

(8) Normas Técnicas de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA).

inspecciones o hacer trabajos de limpieza; éstos se colocan a separaciones de 30 centímetros.

Los pozos de visita o registro llevan una tapadera de hierro fundido en vías de circulación vehicular, pudiendo usar tapaderas de concreto armado en los pasajes peatonales⁽⁹⁾

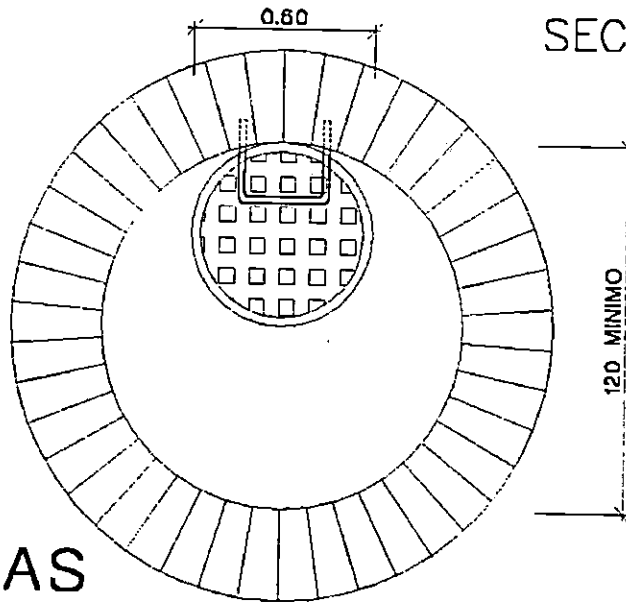
(9) Reglamento de la Ordenanza del Control del Desarrollo Urbano y de la Construcción, OPAMSS.



SECCION

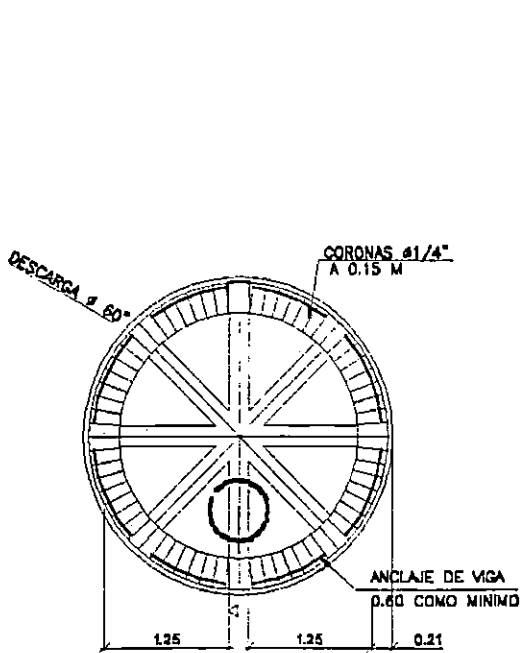
Esc. 1:25

SECCION B-B

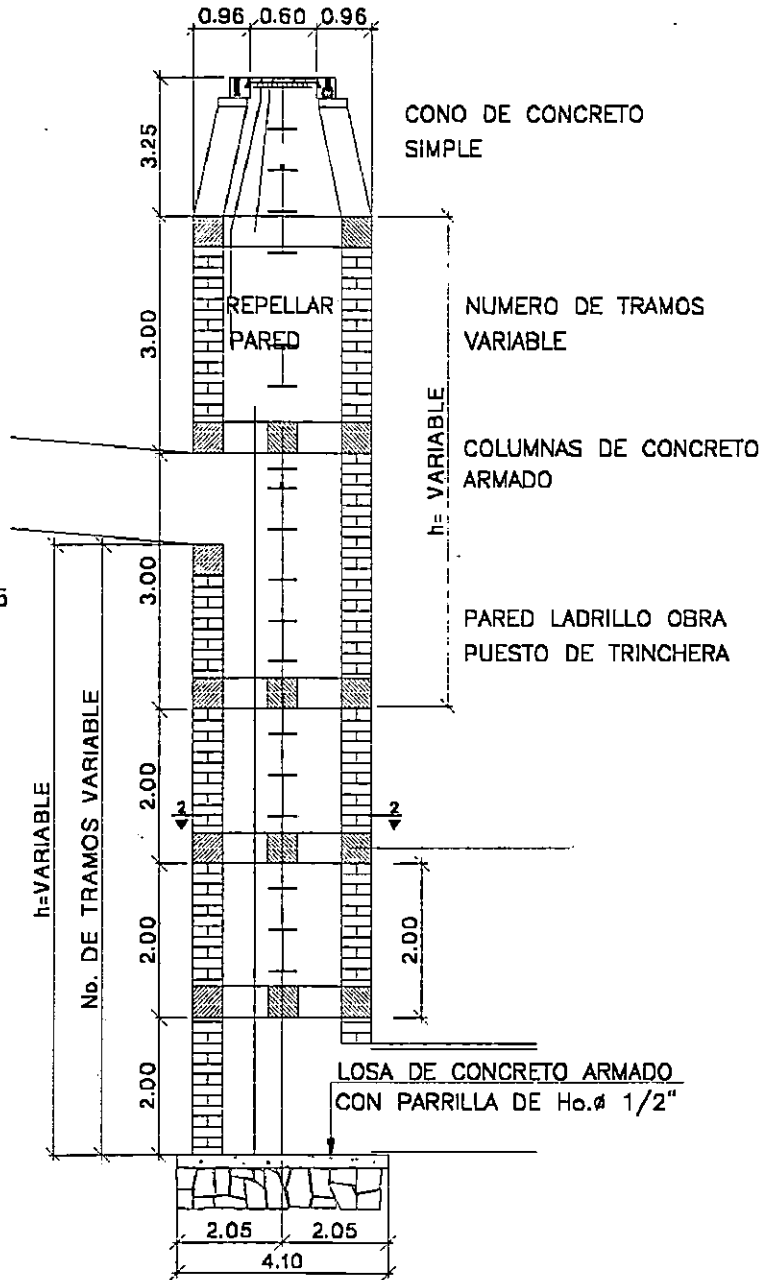


DETALLE
POZO TIPO
AGUAS LLUVIAS
ESC. 1:25

Fig 2.7

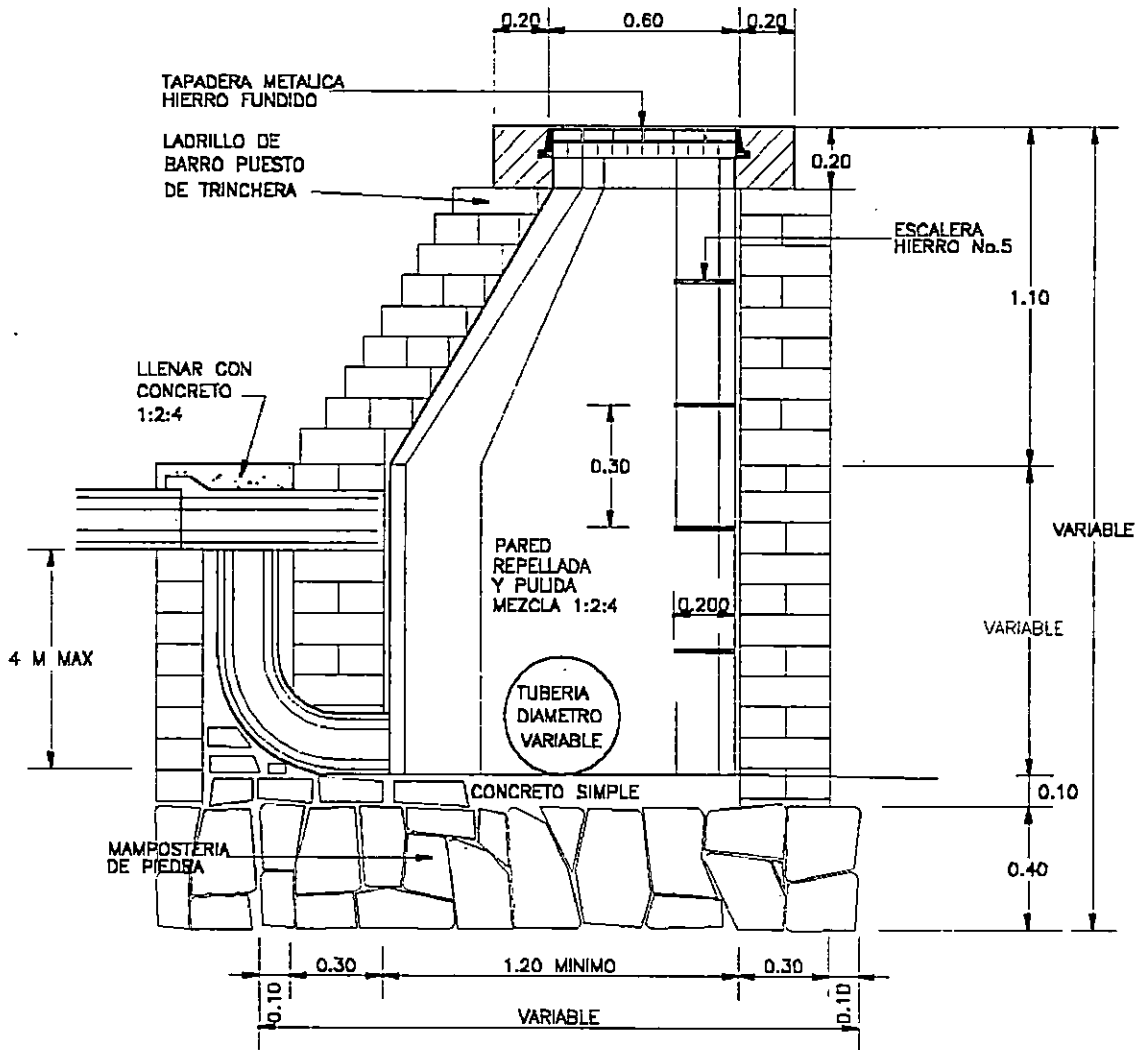


SECCION 2-2



**DETALLE DE POZO REFORZADO
PARA AGUAS LLUVIAS ESCALA 1:75**

Fig 2.8



ELEVACION DE POZO CON
 CAJA DE SOSTEN
 Esc. 1:25

Fig 2.9

La tabla N° 2.1 presenta los diámetros de pozos a construir según el diámetro del tubo que conecta.

Tabla N° 2.1⁽¹⁰⁾

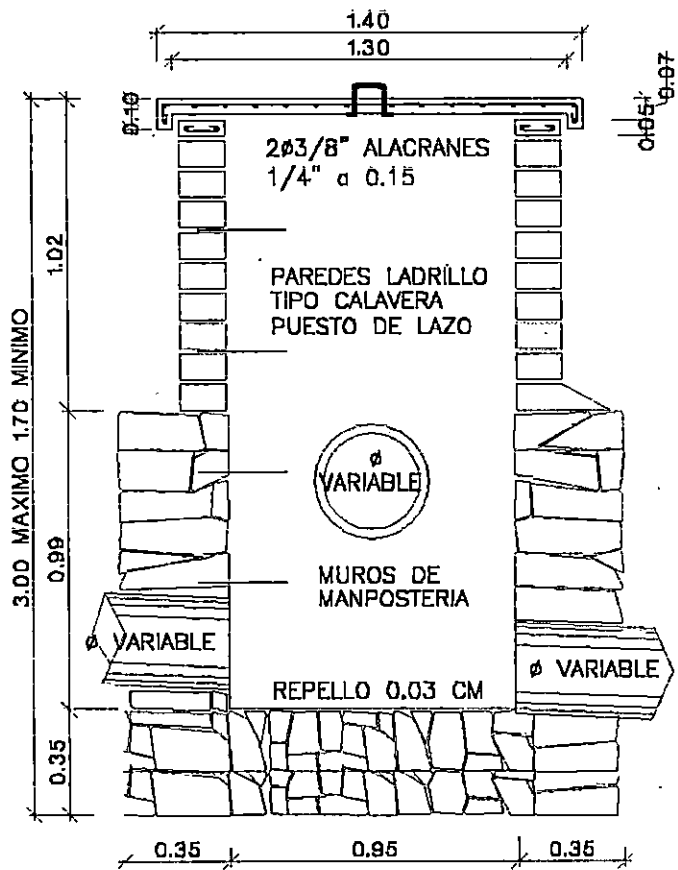
ϕ de tuberías (pulgadas)	ϕ de pozo (m)
Hasta 24	1.20
30-36	1.80
42-48	2.20
60	2.80

Cajas de Registro

Estas tienen las mismas funciones que los pozos de visita, con la salvedad de que su resistencia a cargas verticales es menor. (Ver Fig. 2.10).

Las cajas de registro, normalmente se construyen en pasajes peatonales en urbanizaciones del tipo U3 y U4; son construidas de piedra, ladrillo de barro cocido tipo calavera o por la combinación de éstos. La tapadera es hecha de concreto armado.

(10) Reglamento para Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial, Dirección General de Urbanismo y Arquitectura (DUA).



DETALLE CAJA DE REGISTRO
 PARA SERVIDUMBRES Y
 PJE. PEATONALES

ESC. 1:25

Fig 2.10

2.6.1.4 OBRAS DE DESCARGA

Estas estructuras se construyen con el propósito de proteger los inmuebles u obras civiles aledañas al sitio de descarga. Los sitios de descarga tendrán el área hidráulica capaz de recibir y encauzar el agua lluvia proveniente de un sistema de drenaje en particular.

Es necesario por lo tanto, que los sitios seleccionados como puntos de descarga tengan las obras adecuadas, para no sufrir alteraciones o daños en las zonas aledañas ó en terrenos situados aguas abajo.

Cabezales

Son estructuras que se construyen generalmente de mampostería de piedra que tienen como función evitar la erosión, debido a la energía cinética que lleva el agua en el punto donde termina el colector final.

Estas estructuras constan de: Muro Frontal, Aleros o Aletones y Emplantillado.

Las dimensiones del cabezal dependen de la altura del terraplén, de la altura que se espera que logre una crecida del río o quebrada, su longitud será la necesaria para que el flujo de agua no dañe el pie del terraplén. (Ver Fig. 2.11)

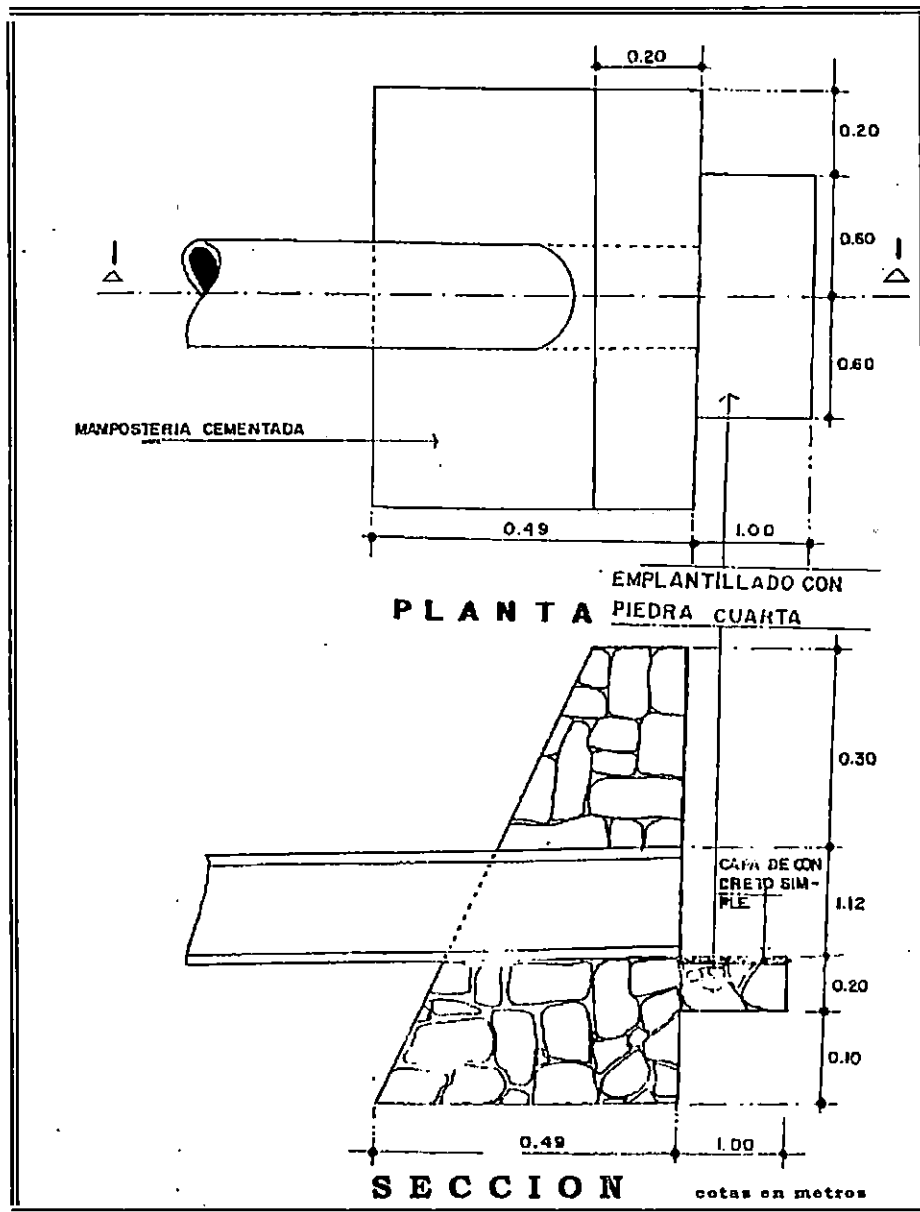


FIGURA 2.11
CABEZAL DE DESCARGA

Muros

Casi siempre es necesario proteger los taludes de quebradas o riberas de los ríos, con muros, los cuales evitan la erosión de los terrenos de la urbanización y/o urbanizaciones vecinas.

La construcción de estos muros es generalmente de mampostería de piedra y sus dimensiones dependen de la altura del talud que se desea proteger.

La separación de los muros del eje de la quebrada o río y su altura mínima se determina en base a la crecida máxima probable obtenida de un estudio hidrológico.

Muros Guardanivel

Estas estructuras se construyen de mampostería de piedra; tienen como función mantener el nivel del fondo con el propósito de proteger la pendiente del mismo y las fundaciones de las obras que se han construido.

Estas obras son proyectadas cuando la pendiente natural de la quebrada o río ha sido modificado y la nueva pendiente es mayor que la original esperando por lo tanto que las modificaciones hechas mediante estos muros no afecten el funcionamiento del sistema natural del desagüe.

Los guardaniveles se diseñan conociendo los niveles de salida y entrada de estructuras existentes aguas arriba y abajo.

III ΟΤΩΛΙΔΑ

3.0 ESTUDIO HIDROLOGICO BASICO

3.1 INTRODUCCION

El estudio hidrológico es un paso fundamental en cualquier etapa de todo proyecto hidráulico (planeación, diseño y operación).

El estudio hidrológico es determinante en el diseño de la capacidad necesaria y el grado de seguridad que se requiere dar a las estructuras hidráulicas, además estima los niveles de operación probables, la duración y la variación en el tiempo de los procesos que componen el ciclo hidrológico (precipitación, escorrentía, evapotranspiración, filtración, etc.) todo esto con base en los volúmenes y gastos que se deseen almacenar, controlar o transmitir. Para nuestro caso sería el volumen a transmitir por las tuberías que conforman el sistema de drenaje pluvial de la colonia Santa Lucía.

Para evaluar el volumen a transmitir, se usan los registros de lluvia que proporciona el Departamento de Climatología del Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG).

El estudio hidrológico ha sido realizado para las áreas hidrográficas que comprenden: calle-quebrada El Güaje, repartos Bosques del Matazano 1, 2 y 3, reparto Valle Nuevo jurisdicción de Soyapango y la colonia Santa Lucía, de Ilopango, para determinar las características hidrológicas que se detallan más

adelante, a fin de tomarlas posteriormente en cuenta en el planteamiento de las alternativas de solución (Capítulo V).

En adelante, el área hidrográfica de influencia en calle-quebrada El Gūaje y reparto Bosques del Matazano 1, se denominará como una sola unidad; es decir, nos referiremos a ésta como subcuenca "El Matazano 1"; en lo que respecta al área donde se ubican los repartos Valle Nuevo, Bosques del Matazano 2 y 3 y la colonia Santa Lucía se denotará como subcuenca "Santa Lucía".

Para poder evaluar el caudal que la zona rural aporta al sistema de drenaje pluvial existente en la zona urbana, el estudio se realiza específicamente para la zona rural (Ver Fig. 3.1).

El estudio se ha complementado con trabajos de campo y gabinete tales como:

- Reconocimiento de campo de las condiciones de la subcuenca El Matazano 1 recorriendo la quebrada el Gūaje ubicada aguas arriba del sitio en estudio además del reconocimiento de la subcuenca Santa Lucía.
- Recopilación de información hidrológica y cartográfica
- Análisis de la información disponible.
- Estimación de caudales.

3.2 GENERALIDADES DE LA CUENCA

Para conocer el volumen de agua lluvia captado por el área hidrográfica que afecta a la colonia Santa Lucía y posteriormente evaluar el sistema de evacuación pluvial existente; por razones topográficas, es necesario dividir la cuenca en dos subcuencas: La primera se denomina "Santa Lucía" y la segunda "El Matazano 1".

La subcuenca "Santa Lucía" tiene tres descargas, la primera por medio de dos tubos de concreto reforzado $\phi = 48"$ hacia el arenal afluyente al río las Cañas (descarga original). La segunda por medio de una tubería $\phi = 60"$ hacia la quebrada afluyente al río El Chagüite (colector auxiliar aguas lluvias N° 2) y la tercera por medio de una tubería $\phi = 60"$ de concreto reforzado hacia el canal de la fábrica Cajas y Bolsas (Ver Fig. 3.2).

La subcuenca "El Matazano 1" drena al canal de la fábrica Cajas y Bolsas por medio de tres tuberías de $\phi=60"$ cada una (Ver Fig. 3.2).

Ambas subcuencas son exorreicas, es decir, su punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca, drenando hacia el exterior.

3.2.1 INFLUENCIA DE LA SUBCUCENCA EL MATAZANO I EN EL SISTEMA DE DRENAGE PLUVIAL EXISTENTE DE LA COLONIA SANTA LUCIA

Como se mencionó anteriormente la subcuenca El Matazano I tiene un sistema de evacuación pluvial formado por un colector principal de concreto reforzado (tres tuberías de $\phi = 60"$ cada una), el cual, inicia en la parte alta de la calle-quebrada El Guaje y descarga en el canal de la fábrica Cajas y Bolsas.

Este sistema de evacuación pluvial se ve afectado por la pérdida de suelo que sufre la antigua pedrera El Refugio, debido a que el cauce principal de la subcuenca El Matazano coincide con el trazo de la calle-quebrada El Guaje, que es donde inicia el mencionado sistema; por lo que para eventos lluviosos con alto potencial erosivo las tuberías, pozos y cajas tragantes se azolvan llegando a provocar que la conducción de la escorrentía se realice por la calle-quebrada El Guaje causando inundaciones en el Reparto Bosques del Matazano I y finalmente, por rebalse una fracción de escorrentía se desplace al área que comprende el sistema de evacuación pluvial de la colonia Santa Lucía, llegando a generar inundaciones en la zona baja de la colonia. (Ver Fig. 3.2).

3.2.2 UBICACION DE LA CUENCA HIDROGRAFICA

GENERAL

- ♦ Zona Central, Municipios de Ilopango y Soyapango.
- ♦ Departamento de San Salvador.

PARTICULAR

La cuenca se localiza al Sur-Oriente de San Salvador entre los 13° 40' 35.58" y 13° 41' 40.62" latitud NORTE, 89° 09' 42" y 89° 07' 30" longitud OESTE en la falda Oriente del cerro San Jacinto.

3.2.3 POBLACIONES

Sus principales poblaciones están ubicadas en la zona baja, entre ellas: urbanización Bosques del Matazano 1, 2 y 3, Reparto Valle Nuevo, colonia Santa Lucía y las comunidades de su alrededor. Así, la subcuenca "Santa Lucía" está un 85.90% urbanizada y 9.19% lotificada; la subcuenca "El Matazano 1" está un 17.46% urbanizada y 22.66% lotificada (Ver cuadro resumen N° 3.12a).

3.2.4 VIAS DE COMUNICACION

El principal acceso a la colonia Santa Lucía y a las subcuencas en general, es el Boulevard del Ejército Nacional, con un tránsito promedio diario (TPDA) de 57,645 vehículos,

clasificado como carretera especial (autopista), el cual es pavimentado de dos vías con arriate central.

Hacia el interior de las subcuencas la comunicación vial está representada por calles urbanas, tramo de la calle (2.10 kms.) de Soyapango a la colonia Santa Lucía, con un tránsito promedio diario anual (TPDA) de 1215 vehículos y calle rural "A" (transitable en todo tiempo) desde la colonia Santa Lucía atravesando el Cantón el Gūaje y llegando finalmente al municipio de San Marcos, con un tránsito promedio diario anual (TPDA) de 59 vehículos y 5.80 kms. de longitud. Así como línea férrea en los límites de la cuenca. (Ver Fig. 3.3).

3.2.5 ELEVACIONES PRINCIPALES

CUADRO N° 3.1

ELEVACIONES (m.s.n.m)	SUBCUENCAS	
	"Santa Lucía"	"El Matazano 1"
Máxima	810 ^a	1160 ^c
Mínima	610 ^b	625 ^d

a: parte alta colonia Santa Lucía

b: zona baja colonia Santa Lucía

c: cúspide cerro San Jacinto

d: faldas cerro San Jacinto

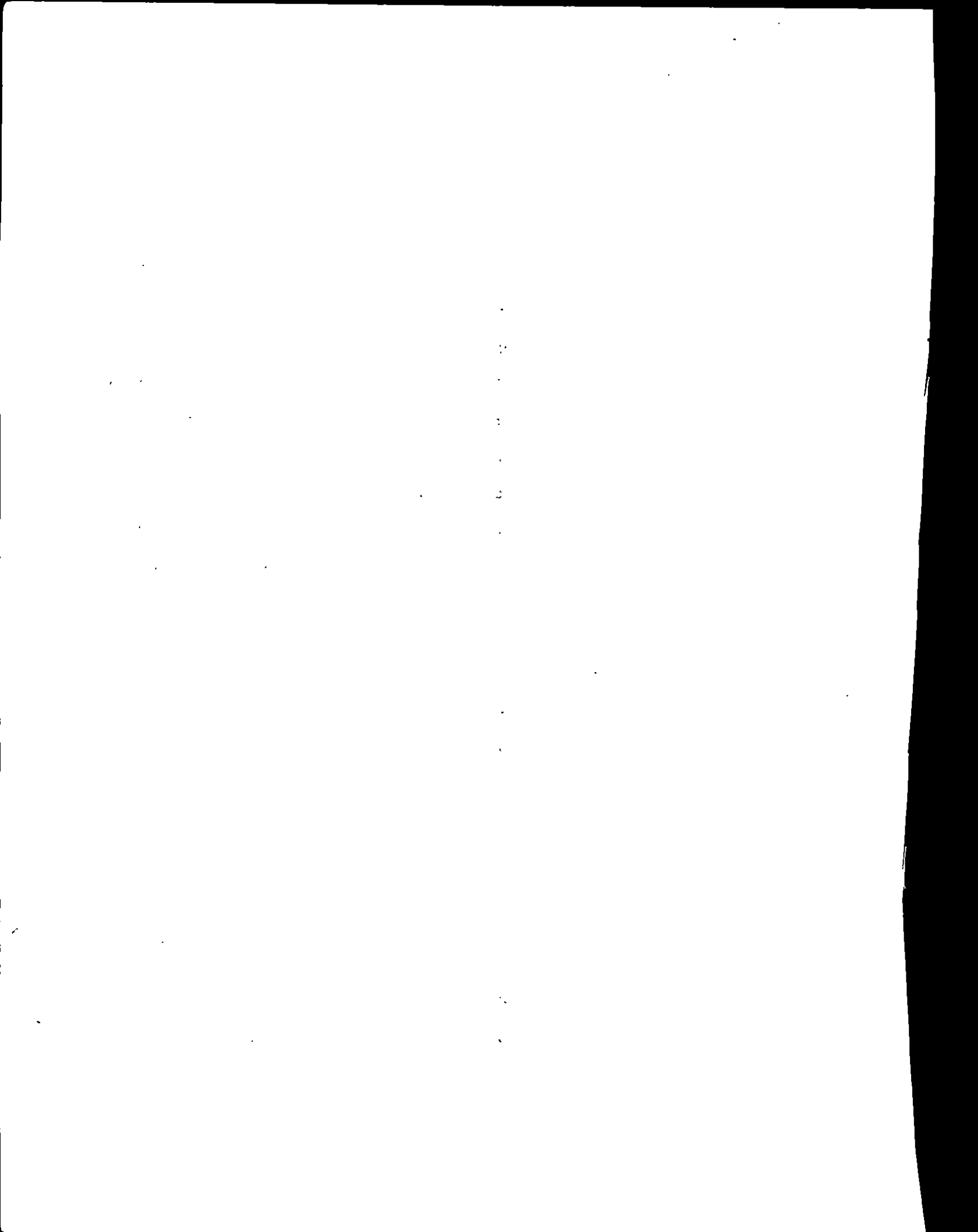
3.2.6 CLIMATOLOGIA

El área en estudio pertenece a la región climática o Zona de Vida denominada por el Dr. L. R. Holdridge⁽¹⁾ como bosque húmedo sub-tropical. Esta es la principal Zona de Vida de El Salvador, comprende el 85.60% de la superficie del territorio nacional.

La precipitación por año varía aproximadamente desde 1400 mm hasta más de 2000 mm; lo más interesante del régimen de precipitación es la distribución concentrada en el año, el patrón es definitivamente monzónico con seis meses de lluvia concentrada y seis meses de sequía continua, lo que ha determinado limitaciones de disponibilidad de agua durante la estación seca, basándose en estas características el bosque húmedo sub-tropical se ha subdividido en dos subzonas así:

- a) La parte alta con temperaturas un poco más bajas llamada húmeda subtropical (fresca) donde existe agua de infiltración durante los meses secos a disponibilidad de los cultivos.

(1) Consultor de la Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación. PNUD/FAO, San Salvador Diciembre de 1975.



Esta subzona prácticamente se puede considerar como el área del cultivo del café.

- b) La parte baja con temperatura altas que se le ha denominado húmeda subtropical (caliente) donde no hay posibilidad de que las plantas dispongan esta agua de infiltración; dedicada a los cultivos del algodón y la caña de azúcar. El área de esta segunda subzona necesita ser acondicionada para la utilización más intensiva de la tierra.

Se debe considerar que en otros países subtropicales las especies más importantes de árboles crecen desde la costa hasta las elevaciones mas altas de la Zona de Vida, pero en el caso de El Salvador, el café constituye un cultivo de gran importancia económica, el cual no se cultiva en las partes bajas ni en suelos muy francos donde haya excesivo drenaje y poca retención de humedad en el suelo. Por todo lo anterior se ha optado en dividir esta Zona de Vida húmedo Subtropical en dos. Generalmente no es usual la división de una Zona de Vida en dos áreas de condiciones atmosféricas diferentes; pero si es importante desde el punto de vista del cultivo del café.

Según las clasificaciones de Köppen, Saper y Lauer, que consideran la vegetación nativa y la altitud, las subcuencas "Matazano 1" y Santa Lucía" están divididas en las siguientes zonas climáticas (Ver cuadro N° 3.2).

La clasificación de Guzmán se refiere al estudio hecho por el Dr. Gelio Tomás Guzmán, licenciado en metereología, quien fué director del Servicio Metereológico del Ministerio de Agricultura

y Ganadería (MAG). Además fué consultor de la Organización Meteorológica Mundial (OMM) en el área de agrometeorología. El estudio que Guzmán realizó, lo hizo considerando condiciones locales (ubicación geográfica del país) y factores meteorológicos tales como altitud, precipitación, temperatura, evapotranspiración, radiación solar, velocidad del viento, presión atmosférica, nubosidad y luminosidad.

CUADRO N° 3.2

SUBCUENCA	ELEVACION	SIMBOLO CLIMATICO	KÖPPEN	SAPER Y LAUER	GUZMAN	TEMPERATURAS MEDIAS ANUALES (°C)	PRECIPITACION PROMEDIO ANUAL (mm)
						MIN-MAX	
SANTA LUCIA especificamente asentamiento de Colonia Santa Lucía	0-800	Aw Alg	Sabanas tropicales calientes	Tierra caliente	Valles interiores y faldas 200-800 mts	22-28	1750
MATAZANO 1 Subcuencas Quebrada el Güajc y Caserio y Cantón El Matanzano	800- 1200	Aw big	Sabanas Tropicales Calurosas	Tierra templada	Valles y faldas 800-1200 cálido	19-22	1850

FUENTE: Mapa Ecológico de El Salvador (L. R. Holdridge).

3.2.7 USOS DEL SUELO

Según visitas realizadas recorriendo la cuenca y observando la hoja de restitución escala 1:5000, el principal uso es urbano, y el área que no está urbanizada se utiliza de la siguiente forma:

CUADRO N° 3.3*

USO / SUBCUENCA	SANTA LUCIA (m²)	EL MATAZANO 1 (m²)
CAFETALES	21,500	270,000
CULTIVO GRANOS BASICOS	20,000	113,500
OCIOSO (PEDRERA)	-	251,500
(CEMENTERIO PRIVADO)	28,500	77,000
LOTIFICACION	131,000	62,000

* (Ver Fig. 3.4)

3.3 DESCRIPCION FISICA DE LAS SUBCUENCAS

Ambas subcuencas presentan una forma peculiar; la parte más angosta se localiza en la zona más elevada de las mismas. Con una pendiente fuerte del orden del 50%, sus áreas son relativamente pequeñas, un poco menos de 1/2 km² cada una, y sus cauces son "efímeros", es decir; solo existe corriente en el momento de la lluvia, y su nivel freático siempre está abajo del punto más bajo del cauce.

En la subcuenca "El Matazano 1" el principal accidente topográfico es la excavación de un área aproximada de 17 hectáreas realizada en todo el sector de la Pedrera El Refugio; con cortes verticales de hasta 100 metros.

En la subcuenca "Santa Lucía" el principal accidente topográfico son los taludes muy inclinados y algunos verticales de 30 m. de altura ubicados en el sector Sur (río El Chagüite) de la subcuenca a pocos metros fuera del parte-aguas.

3.3.1 TRAZO DEL PARTE-AGUAS

El parte-aguas está perfectamente definido en casi todo su perímetro, a excepción de la zona mas alta de la subcuenca "El Matazano 1" en la cual las curvas a nivel no definen drenajes exactos (Ver Fig. 3.5).

3.3.2 AREA DE LA CUENCA

Actualmente se encuentra disponible en el Centro Nacional de Registros (CNR) una restitución fotogramétrica actualizada para el año 1998, en la cual no se contemplan modificaciones para el área en estudio. Por tal razón, se considera válido usar la hoja de restitución del año 1986 en escala 1:5000 que previamente se tenía disponible.

Haciendo uso de la hoja de restitución fotogramétrica se calcularon las áreas mediante el planímetro.

Con el planímetro a partir del punto de interés o cualquier otro punto, haciendo el recorrido en forma cuidadosa por el parte-aguas en el sentido horario y llegando al punto de inicio, se obtiene el área; para una mayor exactitud se obtuvieron tres lecturas representativas para cada subcuenca las cuales se promediaron.

3.3.2.1 SUBCUENCA SANTA LUCIA

La subcuenca se ha dividido en dos zonas (urbana y rural) con el propósito de establecer los límites periféricos de las áreas contribuyentes, definir el punto de control (punto donde inicia el sistema de evacuación pluvial existente) y determinar el caudal que proviene de la zona rural (Ver Fig. 3.1).

3.3.2.2 SUBCUENCA EL MATAZANO 1

Esta subcuenca también se ha dividido en dos zonas (urbana y rural) con el propósito de establecer el punto de control (punto

donde empieza el sistema de evacuación pluvial existente) y determinar el caudal que proviene de la zona rural (Ver Fig. 3.1).

En el siguiente cuadro se resumen las áreas de las diferentes zonas de cada subcuenca en estudio:

CUADRO N° 3.4

SUBCUENCA	ZONA	AREA		
		M ²	Ha	Km ²
"SANTA LUCIA"	URBANA	1,209,000	120.9	1.209
	RURAL	201,000	20.1	0.201
"EL MATAZANO 1"	URBANA	486,000	48.6	0.486
	RURAL	774,000	77.4	0.774

3.3.3 LONGITUD DEL CAUCE MAS LARGO

Utilizando el curvímetro, se coloca la aguja en cero y partiendo del punto de interés, siguiendo el recorrido del cauce en forma cuidadosa para lograr mayor precisión hasta llegar al origen del tributario, se obtuvieron tres lecturas, las que promediadas arrojan los siguientes valores:

CUADRO N° 3.5

SUB-CUENCA	LONGITUD (Km.) *
Santa Lucía	0.830
El Matazano 1	2.18

* Longitud medida hasta donde inician los sistemas de drenaje pluvial. (Ver Fig. 3.5)

3.3.4 PERIMETRO DE LA CUENCA

Utilizando el curvímetero y recorriendo en forma cuidadosa los bordes trazados del parte-aguas, se obtuvo un promedio del perímetro del mismo. (Ver cuadro N° 3.6).

CUADRO N° 3.6

<i>SUBCUENCA</i>	<i>PERIMETRO (m)</i>
Santa Lucía	5500
El Matazano 1	3000

3.3.5 ORDEN DE LAS CORRIENTES

Es el orden de la salida de la cuenca. Para determinarlo se procede así: una corriente de orden 1 es un tributario sin ramificaciones, dos corrientes de orden 1 forman uno de orden 2, dos corrientes de orden 2 que se unen forman uno de orden 3, y así sucesivamente; la subcuenca "Santa Lucía" no muestra cauce definido, en cambio, la subcuenca "El Matazano 1" muestra dos corrientes efímeras perfectamente definidas que se unen (Ver Fig. 3.5) por lo tanto es de orden 2, lo que se considera de una respuesta media ante una determinada precipitación.

3.3.6 DRENAJE DE LA CUENCA

Es la mayor o menor facilidad que presenta una cuenca hidrográfica para evacuar las aguas provenientes de la lluvia. Las subcuencas en estudio poseen factores importantes de mencionar.

3.3.6.1 SUBCUENCA SANTA LUCIA

En la parte alta el drenaje se va acumulando por pequeñas depresiones algunas de las cuales sirven de basureros, luego las aguas son transportadas superficialmente hasta llegar a las zonas urbanizadas de los repartos Bosques del Matazano 2 y 3, y Valle Nuevo, finalmente llegan a la colonia Santa Lucía; para descargar principalmente al arenal afluente al río Las Cañas, pasando con dos tubos subterráneos atravesando el Boulevard del Ejército Nacional, la calle F. D. Roosevelt Ote. y la línea férrea del distrito 1 (desde San Salvador hasta el departamento de La Unión, Puerto Cutuco).

3.3.6.2 SUBCUENCA "EL MATAZANO 1"

Toda el agua que escurre de la parte alta de la subcuenca es captada en el valle formado por la excavación a cielo abierto en la antiguamente explotada Pedrera El Refugio. El recorrido del agua es de Sur-oeste a Nor-este; esta corriente se une a otra proveniente del Parque Santo Las Colinas, juntas forman el cauce principal el cual sigue bajando por la calle-quebrada el Güaje formando una especie de calle-canal hasta

llegar al reparto "Bosques del Matazano 1" el cual es conducido por tres tuberías de concreto reforzado de $\phi = 60"$ hasta llegar al canal de la fábrica Cajas y Bolsas (Ver Fig. 3.2).

3.3.6.3 INDICES QUE MIDEN EL SISTEMA DE DRENAJE

Otros indicadores del grado de bifurcación o eficiencia de una cuenca son la densidad de corrientes (D_s); definida como el número de corrientes perennes e intermitentes por unidad de área; y la densidad de drenaje (D_d), definida como la longitud de corrientes por unidad de área:

$$D_s = N_s/A$$

$$D_d = L_s/A$$

Donde:

A = área de la cuenca

N_s = número de corrientes

L_s = longitud de corrientes

Subcuenca "Santa Lucía"

$$D_s = 1/0.201 = 4.98 \text{ corrientes/km}^2$$

$$D_d = 0.83/0.201 = 4.13 \text{ km/km}^2$$

Subcuenca "El Matazano 1"

$$D_s = 3/0.774 = 3.88 \text{ corriente/km}^2$$

$$D_d = 1.75/0.774 = 2.26 \text{ km/km}^2$$

Estos valores indican con cuanta facilidad el sistema de drenaje evacuará el agua proveniente de la lluvia. Así, se deduce que la subcuenca Santa Lucía evacúa más rápido las aguas lluvias ya que posee mayor densidad de corrientes (Ds) y mayor densidad de drenaje (Dd).

3.3.7 ELEVACION MEDIA DE LA CUENCA (Em.)

La elevación media de una cuenca es un factor que afecta la temperatura y la precipitación, pues la variación de la temperatura va a influir en la cantidad de pérdidas de agua por evaporación.

El método a utilizar para el cálculo de la elevación media es el de la curva hipsométrica.

a) METODO DE LA CURVA HIPSOMETRICA (Strahler):

Para calcular la elevación media (Em), se toma como intervalo de las curvas de nivel a cada 100 metros (por lo pequeño de nuestra cuenca lo tomaremos a cada 25 metros) y se calcula el área entre dichas curvas, las cuales darán un porcentaje del área total; estos porcentajes serán acumulados partiendo de las áreas parciales resultantes entre las curvas de mayor elevación a las curvas de menor elevación (Ver cuadros N°s 3.7 y 3.8), luego estos datos son ploteados en papel milimetrado teniendo en el eje de las abscisas los porcentajes de áreas acumuladas y en el eje de las ordenadas la elevación media entre curvas a nivel. (Ver Figs. 3.6 y 3.7).

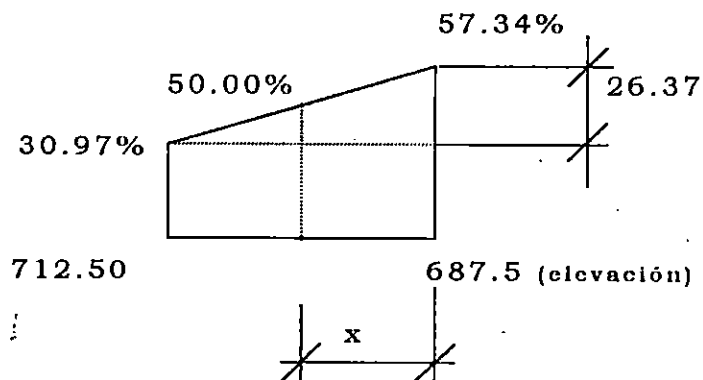
La elevación media es la que corresponde al 50% del área acumulada y se puede obtener por interpolación de los valores dados en los cuadros N^{os} 3.7 y 3.8 y/o directamente de las curvas (ver Fig. 3.6 y 3.7).

CALCULO PARA CURVAS HIPSOMETRICAS
CUADRO N° 3.7
SUBCUENCA "SANTA LUCIA"

Elevación (m.s.n.m.)	Elevación Promedio	Area entre Curvas (Metros ²)	Areas (%)	Areas Acumuladas (%)
810				
	805	1500	0.75	0.75
800				
	787.50	6000	2.98	3.73
775				
	762.50	3750	1.87	5.60
750				
	737.50	6500	3.23	8.83
725				
	712.50	44500	22.14	30.97
700				
	687.50	53000	26.37	57.34
675				
	666.50	85750	42.66	100
658				

Total = 201,000 m²

Interpolando las elevaciones correspondientes al 30.97% y 57.34% tenemos:



por regla de tres tenemos:

$$(57.34-30.97) \frac{\quad}{\quad} (712.50 - 687.50)$$

$$7.34 \quad \frac{\quad}{\quad} \quad X$$

$$26.37 \quad \frac{\quad}{\quad} \quad 25$$

$$7.34 \quad \frac{\quad}{\quad} \quad X$$

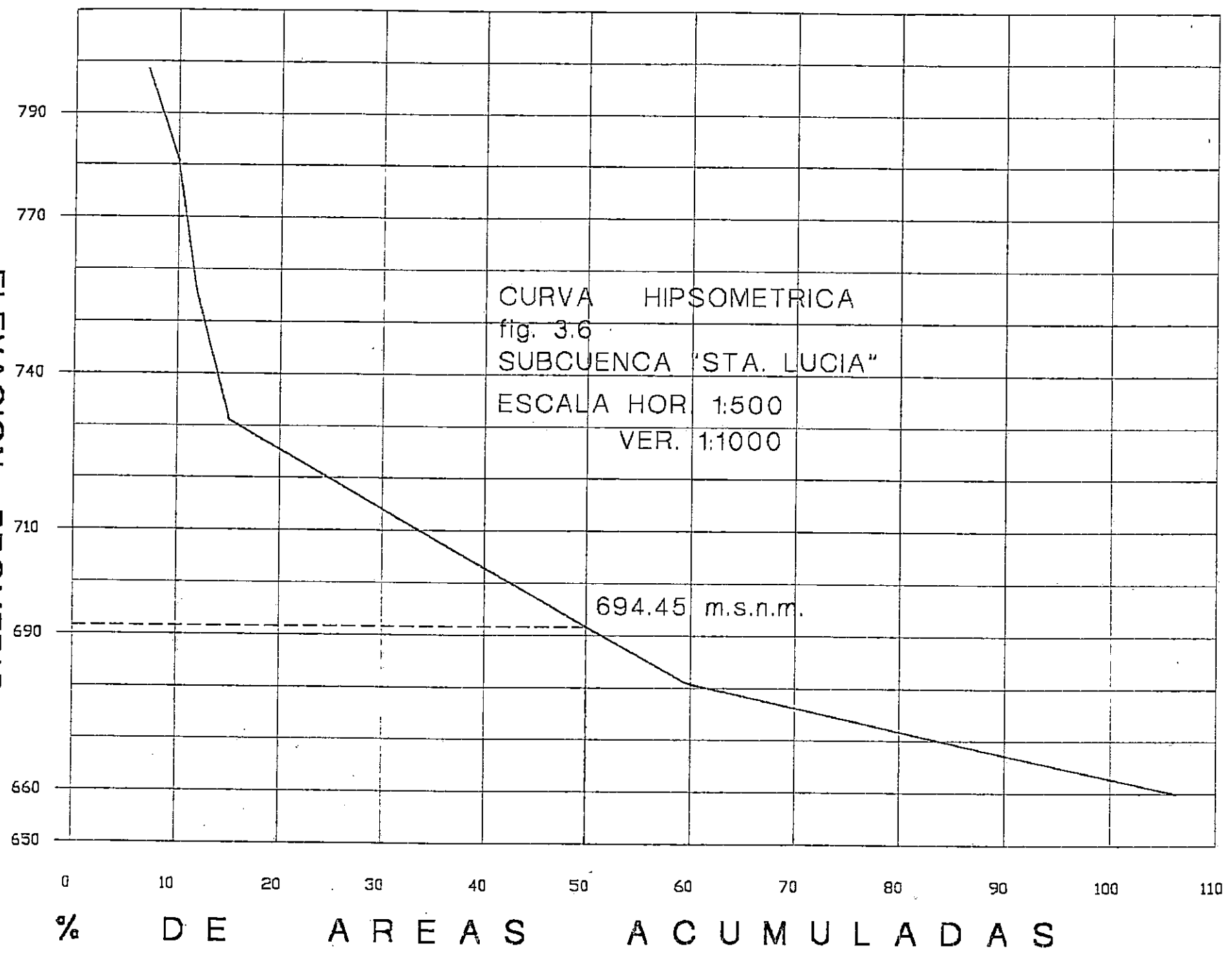
$$X = \frac{7.34 * 25}{26.37}$$

$$X = 6.96 \text{ m.}$$

La elevación para el 50% del área acumulada es:

$$687.50 + 6.95 = 694.45 \text{ m.s.n.m.}$$

ELEVACION PROMEDIO
ENTRE CURVAS



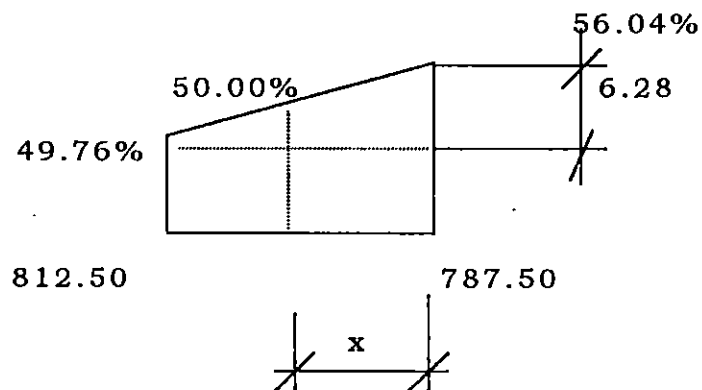
CUADRO N° 3.8
SUBCUENCA "EL MATAZANO 1"

Elevación (m.s.n.m)	Elevación Promedio	Area entre Curva (Metros ²)	Area (%)	Areas Acumuladas %
1160				
	1155	2250	0.29	0.29
1150				
	1137.50	3000	0.39	0.68
1125				
	1112.50	4250	0.55	1.23
1100				
	1087.50	5750	0.74	1.97
1075				
	1062.50	8750	1.13	3.10
1050				
	1037.50	19500	2.52	5.62
1025				
	1012.50	19500	2.52	8.14
1000				
	987.50	15250	1.97	10.11
975				
	962.50	19000	2.45	12.56
950				
	937.50	27500	3.55	16.12
925				
	912.50	55500	7.17	23.29
900				
	887.50	56500	7.30	30.59
875				
	862.50	53250	6.88	37.47
850				
	837.50	48750	6.30	43.77
825				
	812.50	46375	5.99	49.76
800				
	787.50	48625	6.28	56.04
775				
	762.50	33625	4.34	60.38
750				
	737.50	42500	5.49	65.87
725				
	712.50	110125	14.23	80.10
700				
	687.50	94875	12.26	92.36
675				
	663.30	59125	7.64	100
651.60				

TOTAL = 774,000 m².



Interpolando las elevaciones correspondientes al 56.04% y 49.76% tenemos:



por regla de tres tenemos:

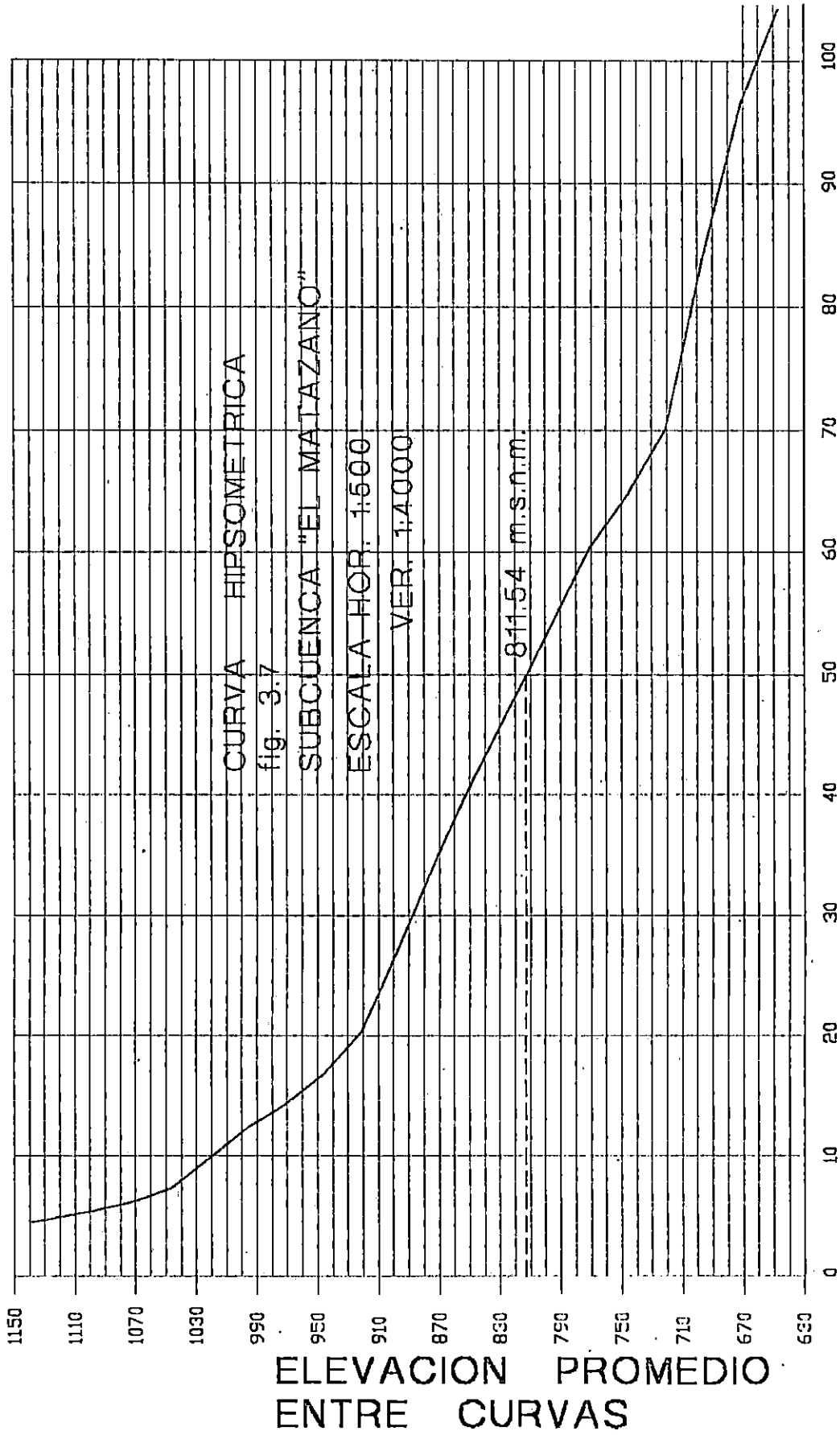
$$\frac{(56.04 - 49.76)}{6.04} = \frac{(812.50 - 787.50)}{X}$$

$$X = \frac{6.04 * 25}{6.28}$$

$$X = 24.04 \text{ m}$$

La elevación para el 50% del área acumulada es:

$$787.50 + 24.04 = 811.54 \text{ m.s.n.m.}$$



% DE AREAS ACUMULADAS

ELEVACION PROMEDIO ENTRE CURVAS

En otras palabras, la elevación media es la ordenada que corresponde al 50% de las áreas acumuladas, en este caso tenemos (Ver Fig. 3.6 y 3.7).

CUADRO N° 3.9

SUBCUENCA	ELEVACION MEDIA (m.s.n.m.)
Santa Lucía	694.46
El Matazano 1	811.54

3.3.8 PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA (Sm.)

Es una de las características físicas hidrológicas más importantes de la cuenca, ya que rige el drenaje.

La pendiente media está 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 las magnitudes de las crecidas.

La pendiente indica que tan rápido escurre el agua, es decir, es uno de los indicadores que mide el grado de respuesta de una cuenca a una tormenta.

La pendiente media de la subcuenca se calcula por la siguiente expresión:

$$S_m = \frac{\sum L \times D}{A_c} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Donde:

S_m = Pendiente media

ΣL = Sumatoria de todas las longitudes de las curvas de nivel en kilómetros.

D = Intervalo entre dos Curvas de Nivel Consecutivas en kilómetros

Ac = Area de la cuenca en kilómetros cuadrados

La longitud de las curvas se calculó con el curvímetro, obteniéndose los siguientes valores (Ver cuadro N° 3.10)

CUADRO N° 3.10

CURVA (m.s.n.m)	LONGITUD (Km)	
	SUBCUENCA	
	SANTA LUCIA	EL MATAZANO 1
675	0.600	0.750
700	0.500	2.100
725	0.100	0.700
750	0.070	0.800
775	0.070	0.990
800	0.070	1.250
825	-	1.250
850	-	1.350
875	-	1.400
900	-	1.150
925	-	0.750
950	-	0.450
975	-	0.325
1000	-	0.325
1025	-	0.250
1050	-	0.170
1075	-	0.150
1100	-	0.125
1125	-	0.100
1160	-	0.100
	$\Sigma L = 1.41$	$\Sigma L = 14.485$

Sustituyendo en la ecuación 3.1 se tiene:

Santa Lucía

El Matazano 1

$$S_m = \frac{1.41 \times 0.025 \times 100}{0.201}$$

$$S_m = \frac{14.485 \times 0.025 \times 100}{0.774}$$

$$S_m = 17.54\%$$

$$S_m = 46.79\%$$

CUADRO N° 3.10a

Pendiente Media (Sm)	S U B C U E N C A	
	<i>Santa Lucía</i>	<i>El Matazano 1</i>
	17.54%	46.79%

3.3.9 FACTOR DE FORMA DE LA CUENCA

La forma de una cuenca influye sobre los escurrimientos y sobre la marcha del hidrograma resultante de una precipitación dada. Así, en una cuenca de forma alargada el agua discurre en general por un solo cauce principal, mientras que en otra de forma ovalada los escurrimientos recorren cauces secundarios hasta llegar a uno principal, por lo que la duración del escurrimiento es superior.

Uno de los índices empleados para representar esta característica es el Coeficiente de Compacidad (K_c) el cual está dado por la expresión:

$$K_c = \frac{0.28P_e}{\sqrt{A}} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Donde:

K_c = Coeficiente de compacidad

P_e = Perímetro de la cuenca en kilómetros

A = Area de la cuenca en kilómetros cuadrados

Si $K_c = 1$, la cuenca es redonda

Si $K_c > 1$, la cuenca es alargada

El factor de forma es adimensional y sus valores son mayores o iguales que 1 y se relaciona únicamente con la forma de la cuenca. Entre más se acerca el valor a 1, la cuenca tendrá forma

circular y por lo tanto, habrá mejor aprovechamiento de la precipitación.

El factor de forma es adimensional y sus valores son mayores o iguales que "1" y se relaciona únicamente con la forma de la cuenca. Entre mas se acerca el valor a 1, la cuenca tendrá una forma circular y por lo tanto, habrá un mayor aprovechamiento de la precipitación.

CALCULO DEL COEFICIENTE DE COMPACIDAD POR MEDIO DE LA ECUACION 3.2

Subcuenca "Santa Lucía"

$$K_c = 0.28 \frac{3.0 \text{ Km}}{\sqrt{0.201}}; \quad K_c = 1.87$$

Subcuenca "El Matazano 1"

$$K_c = 0.28 \frac{5.50 \text{ Km}}{\sqrt{0.7743}}; \quad K_c = 1.75$$

Comparando los coeficientes de compacidad (K_c) en ambas subcuencas se observa que la subcuenca Santa Lucía es más alargada que la subcuenca El Matazano 1 ya que presenta un " K_c " mayor.

86-90

3.4 DETERMINACION DEL CAUDAL MAXIMO

3.4.1 METODO RACIONAL

Este método consiste en considerar todos los factores que contribuyen a las máximas escorrentías y en combinarlos para obtener una cantidad esperada. La intensidad de precipitación para la que hay que proyectar es la que tiene una duración igual al tiempo de concentración. Para obtener la escorrentía real esperada se multiplican la intensidad y el área de la cuenca, modificadas por un coeficiente que depende de la permeabilidad de aquella. La cantidad de agua que se transforma en escorrentía puede calcularse según:

$$Q = C I A$$

En donde "C" es el coeficiente de escorrentía, es decir, la fracción de la precipitación incidente que se convierte en caudal superficial.

El método racional no debe emplearse en cuencas vertientes grandes ni en zonas que comprendan áreas en las que pueda producirse un almacenamiento importante del agua, tales como lagunas o pantanos. El sistema se utiliza para zonas urbanas que no exceden de 5 km².⁽²⁾

(2) Abastecimiento de Agua y Alcantarillado.
E.W.Steel y Terence J. Melshee, página 346, Barcelona 1981.

3.4.1.1 COEFICIENTES DE ESCORRENTIA O DE FLUJO SUPERFICIAL (C)

Los coeficientes de escorrentía (C) pueden definirse como factores de reducción de la intensidad de lluvia, esta reducción es basándose en el tipo de superficie que recibe la lluvia, por lo que, los coeficientes de escorrentía están en función del uso del suelo en las cuencas y dan una indicación, de qué porcentaje de la lluvia caída sobre una superficie se convierte en escorrentía directa. Así, el volumen de agua que es admitido en un tubo de alcantarillado pluvial, es solamente una parte de la cantidad total de agua que se precipita en la cuenca tributaria: las otras partes corresponden a las porciones que se infiltran en el terreno, que son retenidas o que se evaporan.

El valor del coeficiente de escorrentía será seleccionado en función de las características fisiográficas del terreno en el área tributaria.

La determinación exacta del coeficiente de escorrentía es complicada debido a que está sujeto a variaciones por transformaciones artificiales de la superficie, tales como:

- ❖ Areas construídas
- ❖ Calles asfaltadas
- ❖ Deforestación

Debido a que todavía no se ha implementado un método preciso para determinar la escorrentía, para situaciones específicas, la utilización de rangos de coeficientes, dependiendo de la zona a drenar, se vuelve una alternativa aceptable y

generalizada. En el cuadro N° 3.13 que se presenta a continuación, se dan valores del coeficiente de escorrentía en función de la zona a drenar.

VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA EN FUNCION DE
LA ZONA A DRENAR
CUADRO N° 3.13

NATURALEZA DE LA CUENCA	COEFICIENTE
TEJADOS	0.70-0.95
SUPERFICIES ASFALTADAS	0.85-0.90
SUPERFICIES PAVIMENTADAS ADOQUINADAS	0.75-0.85
BRECHAS	0.25-0.60
CARRETERAS PAVIMENTADAS	0.15-0.30
TERRENOS DESHABITADOS	0.10-.0.30
PARQUES, JARDINES, CAMPIÑAS	0.50-0.20

Fuente: valores usuales de c, según Kuichling—Manual de Hidráulica, Autor: Azevedo Netto

Si el área drenada que está contribuyendo a una entrada está compuesta de varias superficies, (lo cual es lo más usual), para las cuales diferentes coeficientes del cuadro N° 3.13 deben ser asignados, el coeficiente deberá ser ponderado de acuerdo a sus respectivas áreas. *Por ejemplo*, si el área adecuada consiste de ½ Ha de jardín que tiene un coeficiente de 0.35 y 2 Ha. de superficie adoquinada que tiene un coeficiente de 0.80 el coeficiente promedio del área total es igual a:

$$C_p = \frac{\sum C_i A_i}{A_t} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Donde:

C_p = Coeficiente de escorrentía ponderado

C_i = Coeficiente de escorrentía

A_i = Porción de área de uso determinado
(característica fisiográfica).

A_t = Area total a drenar

Sustituyendo valores se tiene:

$$C_p = \frac{((0.35 \times 0.5) + (0.80 \times 2))}{(0.5 + 2.0)}$$

$$C_p = 0.71$$

Si no se desea trabajar con un coeficiente de escorrentía ponderado puede calcularse el caudal que aporta cada área, aplicando las Ecs. 3.5 y 3.6 a cada área con diferente coeficiente de escorrentía. En el presente trabajo se calcula un coeficiente ponderado para toda el área.

El coeficiente de escorrentía del área de influencia de la superficie a drenar depende principalmente de tres variables, las cuales son:

- Tipo de suelo
- Pendiente del terreno
- Vegetación

A continuación, en el cuadro N° 3.14 se presentan valores del coeficiente de escorrentía dependiendo de las variables mencionadas anteriormente.

**COEFICIENTES DE ESCORRENTIA CON BASE AL TIPO DE SUELO,
PENDIENTE DEL TERRENO Y COBERTURA VEGETAL
CUADRO N° 3.14**

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	P E N D I E N T E				
		FUERTE	ALTA 50%	MEDIA 20%	SUAVE 5%	DESPRECIABLE 1%
SIN VEGETACION	IMPERMEABLE	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	SEMI-PERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	PERMEABLE	0.60	0.45	0.40	0.35	0.30
CULTIVOS	IMPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	SEMI-PERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	PERMEABLE	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
HIERBA GRAMA CORTA	IMPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	SEMI-PERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	PERMEABLE	0.30	0.25	0.20	0.12	0.10
VEGETACION DENSA Y BOSQUES	IMPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	SEMI-PERMEABLE	0.45	0.40	0.35	0.30	0.20
	PERMEABLE	0.25	0.20	0.15	0.10	0.00

FUENTE: Curso sobre Hidrología Aplicada a proyectos de carreteras, ASIA, 1982.

CALCULO DE "C" PONDERRADO (C_p)

Tomando en cuenta los cuadros N°s 3.13 y 3.14 se calcula el coeficiente de escorrentia ponderado (C) para cada una de las subcuencas en estudio, se tabula los datos en los cuadros N°s 3.15 y 3.16.

no

SUBCUENCA SANTA LUCIA
CUADRO N° 3.15

ZONA	AREA (km ²)	PENDIENTE	TIPO DE SUELO	"C"	AREA * C	OBSERVACION
Lotificada	0.131	Media	Semi-permeable	0.60	0.0786	Sin Vegetación
Cultivos (Granos Básicos)	0.02	Media	Semi-permeable	0.50	0.010	-----
Cementerio	0.0285	Media	Semi-permeable	0.40	0.0114	-----
Cafetales	0.0215	Alta	Semi-permeable	0.40	0.0086	-----

$$\Sigma a_i = 0.201$$

$$\Sigma (a_i * C_i) = 0.1086$$

$$C_p = \frac{0.1086}{0.201}$$

$$C_p = \textcircled{0.54} \quad (\text{Para subcuenca "Santa Lucia"})$$

Este valor nos indica lo siguiente:

Del 100% de agua lluvia que se precipita en la subcuenca Santa Lucía un 54% llega a las cajas colectoras del sistema de evacuación pluvial y el restante 46% corresponde al agua que se infiltra y se evapora (considerando evaporación total).

"SUBCUENCA EL MATAZANO 1"
CUADRO N° 3.16

ZONA	AREA (km ²)	PENDIENTE	TIPO DE SUELO	"C"	AREA * C	OBSERVACION
Lotificada	0.062	Suave	Semi-permeable	0.55	0.0341	Sin vegetación
Cultivos (Granos Básicos)	0.1135	Media	Semi-permeable	0.50	0.05675	
Cementerio	0.077	Suave	Semi-permeable	0.35	0.02695	
Cafetales	0.27	Fuerte	Semi-permeable	0.45	0.1215	
Pedrera	0.2515	Media	Semi-permeable	0.40	0.1006	

$$\Sigma a_i = 0.774$$

$$\Sigma (a_i * C_i) = 0.3399$$

$$C_p = \frac{0.3399}{0.774}$$

$C_p = 0.44$ (Para subcuenca "El Matazano 1")

Este valor nos indica lo siguiente:

Del 100% del agua lluvia que se precipita en la subcuenca El Matazano 1, un 44% llega a las cajas colectoras del sistema de evacuación pluvial y el restante 56% corresponde al agua que se infiltra y se evapora (considerando evaporación total).

Al comparar los valores de ambas subcuencas podemos afirmar que: La subcuenca Santa Lucía escurre más agua lluvia y por lo tanto tiene menor infiltración que la subcuenca El Matazano 1.

3.4.1.2 INTENSIDAD DE LLUVIA DE DISEÑO (I)

Para determinar la intensidad de diseño, previamente es necesario obtener datos de intensidad de lluvia; para analizar la precipitación, se necesita además, conocer el tiempo que tardará la esorrentía en llegar desde el punto mas alejado de la cuenca hasta el sitio de estudio o de interés (tiempo de concentración). A continuación definimos más sobre estos aspectos.

ANALISIS DE LA PRECIPITACION

Para el presente estudio hidrológico se utilizó los registros de intensidades de precipitación máxima anual de las

estaciones Aeropuerto de Ilopango, Casa Matriz y Observatorio. (Ver cuadros N^{os} 3.17, 3.18 y 3.19).

Las estaciones se ubican en los cuadrantes cartográficos mediante las coordenadas geográficas proporcionadas para tal efecto, luego se definen las áreas de influencia para cada estación mediante el método de los polígonos de Thiessen. (Ver Fig. 3.8).

La estación Aeropuerto de Ilopango está ubicada a 2 Kms. de la estación Matriz, posiblemente por esa razón presentan registros de lluvia similares; la estación Matriz se ubica dentro de la cuenca pero no tiene una suficiente base de datos, contando únicamente con datos a partir de 1973 hasta 1984. La estación Observatorio está ubicada a 7 Kms. de la estación Matriz, y a pesar de tener influencia dentro de la zona en estudio, se opta por tomar los registros de lluvia de la estación Aeropuerto de Ilopango, ésta, por tener influencia en el área de la subcuenca y poseer mayor número de datos que la estación Matriz; además que su ubicación, respecto a la estación Observatorio está más cercana a la cuenca en estudio.

ESTACION: AEROPUERTO DE ILOPANGO

LATITUD NORTE: 13° 41.9'

LONGITUD: 89° 07.1'

ELEVACION: 615 m.s.n.m.

CUADRO N° 3.17

INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA) EN mm/min, PARA DIFERENTES PERIODOS							
AÑO	DURACION EN MINUTOS						
	5	10	15	20	30	45	60
1953	1.98	1.95	1.87	1.66	1.36	1.06	0.81
1954	3.00	2.10	1.56	1.53	1.11	0.78	0.66
1955	2.48	2.05	1.97	1.84	1.61	1.29	1.01
1956	2.12	2.03	2.00	1.78	1.36	1.01	0.78
1957	2.26	2.06	1.68	1.40	1.19	0.85	0.66
1958	2.38	1.89	1.65	1.43	1.16	0.84	0.68
1959	3.68	2.94	2.63	2.48	2.01	1.44	1.11
1960	2.02	2.00	1.91	1.52	1.29	0.91	0.72
1961	2.66	2.16	1.91	1.67	1.47	1.10	0.84
1962	2.58	2.25	1.97	1.62	1.41	1.08	0.85
1963	2.44	2.00	1.72	1.54	1.32	1.05	0.88
1964	2.22	2.02	1.89	1.82	1.54	1.23	0.99
1965	3.42	2.83	2.27	1.88	1.38	0.94	0.74
1966	2.05	2.02	1.68	1.51	1.34	0.95	0.74
1967	3.14	1.90	1.49	1.28	1.01	0.80	0.70
1968	2.40	2.37	2.31	2.07	1.64	1.22	0.98
1969	1.60	1.47	1.31	1.10	0.98	0.86	0.80
1970	2.66	2.33	2.19	2.01	1.60	1.25	0.98
1971	2.74	2.37	1.97	1.54	1.47	1.08	0.82
1972	2.12	1.64	1.42	1.30	0.99	0.70	0.53
1973	3.94	2.82	2.06	1.86	1.67	1.23	1.00
1974	2.00	1.94	1.64	1.46	1.25	0.93	0.76
1975	2.08	1.84	1.79	1.56	1.39	1.34	1.22
1976	3.46	2.43	1.81	1.48	1.11	0.83	0.71
1977	2.50	1.72	1.51	1.30	0.95	0.73	0.55
1978	2.70	1.75	1.55	1.31	1.30	0.97	0.78
1979	2.28	2.18	1.88	1.68	1.27	1.11	0.87
1980	2.22	2.12	2.09	2.06	1.61	1.10	0.84
1981	1.94	1.84	1.58	1.44	1.45	1.03	0.79
1982	2.06	1.93	1.62	1.45	1.35	1.13	0.87
1983	2.08	1.97	1.55	1.37	1.28	0.97	0.66
1985	2.48	2.21	1.93	1.64	1.57	1.12	0.86

FUENTE: Ministerio de Agricultura y Ganadería (M.A.G.)

ESTACION: MATRIZ

LATITUD NORTE: 13° 41.3'

LONGITUD OESTE: 89° 08.6'

ELEVACION: 650 m.s.n.m

CUADRO N° 3.18

INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA) EN mm/min, PARA DIFERENTES PERIODOS							
AÑO	DURACION EN MINUTOS						
	5	10	15	20	30	45	60
1973	2.60	2.30	2.00	2.00	1.78	1.28	1.11
1974	2.08	1.97	1.81	1.47	1.07	0.73	0.61
1975	3.30	2.72	2.61	2.32	1.86	1.70	1.39
1976	3.34	2.92	2.31	1.84	1.26	0.95	0.77
1977	2.18	1.94	1.45	1.19	1.05	0.78	0.63
1978	2.88	1.94	1.61	1.43	1.09	0.91	0.78
1979	3.10	2.54	2.11	1.80	1.44	1.10	1.04
1980	2.72	2.20	1.97	1.74	1.35	1.02	0.86
1981	2.28	2.18	1.97	1.82	1.50	1.07	0.84
1982	2.52	2.17	1.67	1.50	1.52	1.32	1.15
1983	2.86	2.44	2.10	1.75	1.23	0.86	0.64
1984	3.94	2.30	1.96	1.71	1.96	1.07	0.89

FUENTE: Ministerio de Agricultura y Ganadería (M.A.G.)

ESTACION: OBSERVATORIO

LATITUD : 13° 42.1'

LONGITUD: 89° 12.3'

ELEVACION: 700 m.s.n.m

CUADRO N° 3.19

INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA) EN mm/min, PARA DIFERENTES PERIODOS							
AÑO	DURACION EN MINUTOS						
	5	10	15	20	30	45	60
1955	2.00	1.82	1.80	1.49	1.06	0.73	0.60
1956	2.98	2.47	1.94	1.55	1.35	1.07	0.82
1957	2.78	2.04	1.90	1.74	1.47	1.13	0.86
1958	3.54	2.37	1.98	1.88	1.33	0.99	0.78
1959	2.26	2.13	1.83	1.56	1.24	0.94	0.74
1960	2.82	2.29	1.96	1.73	1.51	1.22	0.98
1961	2.76	2.71	2.53	2.22	1.63	1.13	0.87
1962	2.68	2.11	1.85	1.42	1.20	1.01	0.77
1963	2.82	2.63	2.56	2.48	1.99	1.48	1.12
1964	2.74	2.05	1.72	1.44	1.01	0.68	0.59
1965	2.36	1.97	1.84	1.49	1.33	1.11	0.89
1966	2.66	2.48	2.21	1.83	1.30	1.07	0.84
1967	2.00	1.81	1.73	1.73	1.39	1.01	0.76
1968	2.08	1.99	1.66	1.49	1.33	1.32	1.23
1969	2.12	1.61	1.39	1.14	1.03	0.84	0.66
1970	2.78	2.00	1.98	1.94	1.56	1.67	0.81
1971	2.02	1.96	1.81	1.52	1.30	1.15	0.99
1972	2.18	2.08	1.87	1.60	1.17	0.94	0.81
1973	3.78	2.79	1.92	1.03	0.99	0.67	0.50
1974	3.16	2.06	1.58	1.36	0.95	0.69	0.53
1975	3.26	2.00	1.80	1.45	1.19	1.06	0.92
1976	2.78	2.37	1.98	1.68	1.27	0.95	0.74
1977	2.34	1.92	1.65	1.36	1.07	0.78	0.61
1978	3.02	2.71	2.28	1.84	1.29	1.06	0.87
1979	2.82	2.19	1.89	1.73	1.40	1.14	0.92
1980	2.04	1.72	1.53	1.22	1.02	0.76	0.59
1981	2.06	1.89	1.56	1.50	1.38	1.06	0.83
1982	2.46	1.96	1.56	1.30	1.05	0.76	0.58
1983	5.42	3.64	2.70	2.17	2.02	1.46	1.10
1984	2.14	1.96	1.67	1.70	1.36	0.98	0.91
1985	2.20	1.93	1.55	1.48	1.23	1.07	0.72

FUENTE: Ministerio de Agricultura y Ganadería (M.A.G.)

TIEMPO DE CONCENTRACION

Cuando se considera una determinada sección en una cuenca tributaria, siempre transcurre cierto tiempo a contar desde la iniciación de la lluvia hasta que toda la cuenca pase a tributar a la sección considerada. Este intervalo inicial se denomina *tiempo de concentración*.

Otra definición sería: es el tiempo que tarda en recorrer una gota de agua desde el punto mas alejado de la cuenca hasta el sitio de estudio o de interés.

En el método racional se adopta que la duración de la lluvia crítica es igual al tiempo de concentración, es decir, que se considera la situación más desfavorable, o sea que todos los puntos de la cuenca ubicados aguas arriba del punto de interés, drenan en forma simultánea. Así, la aplicación de la fórmula racional se dará en el instante cuando toda el área de la cuenca está contribuyendo.

Para determinar el tiempo de concentración para el cálculo de la intensidad de diseño se utiliza la fórmula de "Giandotti".

$$T_c = \frac{4 \sqrt{A_c} + 1.5 L_c}{0.80 \sqrt{E_m}} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración en horas

A_c = Area en km^2

L_c = Longitud del cauce mas largo en Kms.

Em = Elevación media de la cuenca en m.s.n.m

Tabulando los datos y sustituyendo en la ecuación 3.8, tenemos:

SUBCUENCA	MATAZANO 1	SANTA LUCIA
PARAMETRO		
AREA (Km ²)	0.774	0.201
LONGITUD DEL CAUCE MAS LARGO (Km.)	2.18	0.83
ELEVACION MEDIA (m.s.n.m)	811.54	694.46
TIEMPO DE CONCENTRACION (HORAS)	0.298	0.144

CURVAS INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA (I-D-F)

Para tener representados datos de precipitación para fines hidrológicos, tales como la conservación de suelo contra la erosión, análisis de máximas crecidas y en diseño de obras hidráulicas, como bóvedas, aliviaderos, sistemas de desagües, etc; que precisan información relativa a cantidad de lluvia de varias frecuencias y para duraciones específicas; se utilizan las curvas *Intensidad-Duración-Frecuencia*.

Para comprender las mencionadas curvas necesitamos conocer tres conceptos básicos:

PERIODO DE RETORNO

Es el número de años en que, en promedio, se presenta un evento el cual es conocido como "intervalo de recurrencia" o simplemente "frecuencia" para asignar el período de retorno a una serie de datos conviene usar la siguiente fórmula:

$$T = \frac{(n + 1)}{m} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

Donde:

m = Número de orden en una lista de mayor
a menor de los datos

n = Número de datos

T = Período de retorno

De acuerdo al reglamento de la ordenanza del control del desarrollo urbano y de la construcción de la OPAMSS se deberá tomar intensidades de lluvia que ocurran con una frecuencia de una vez cada diez años (período de retorno), tomando en consideración las características especiales del sector en donde se encuentra ubicada, y para aquellas obras de drenaje cuyo diámetro exceda de 72".

PROBABILIDAD DE OCURRENCIA

Como su nombre lo indica, es la probabilidad que ocurra un evento en cualquier año:

$$F = \frac{1}{T} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

Donde:

F = Probabilidad de ocurrencia

T = Período de retorno

Así la probabilidad de que dicho evento no ocurra en un año cualquiera es:

$$F = 1 - \frac{1}{T} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

Si se supone que la no-ocurrencia de un evento en un año cualquiera es independiente de la no-ocurrencia del mismo en los años anteriores y posteriores, entonces la probabilidad de que el evento no ocurra en n años sucesivos es:

$$\overline{F} \overline{F} \overline{F} \dots \overline{F} = \overline{F}^n \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (\text{Ec. 3.8})$$

RIESGO (R)

Es un parámetro con el cual es posible determinar cuales son las implicaciones de seleccionar un período de retorno dado para una obra que tiene una vida útil de " n " años. En sí, es la probabilidad de que el evento ocurra al menos una vez en " n " años sucesivos:

$$R = 1 - \overline{F}^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (\text{Ec. 3.9})$$

Para determinar la intensidad de diseño (I) que se va a sustituir en la ecuación 3.4 para determinar el caudal máximo, se utilizó la información de la precipitación de la estación pluviográfica de El Aeropuerto de Ilopango.

Teniendo los registros de intensidad de lluvia para un determinado tiempo de concentración ($T_c = 17.9$ min. y $T_c = 8.6$ min. Para las subcuencas El Matazano 1 y Santa Lucía respectivamente), y un período de retorno igual a 10 años, se realiza el proceso siguiente:

- Se toman valores de intensidades máximas anuales en lluvia de la estación pluviográfica, en el rango de valores de duración de la lluvia de 5min. a 60 min. (Ver cuadro N° 3.17).
- Se ordenan los datos de intensidad de lluvia de la estación, en orden de magnitud decreciente (de mayor a menor. (Ver cuadro N° 3.20).
- Calcular la probabilidad de no-ocurrencia en porcentaje a partir de la ecuación 3.11.

Todo esto se tabula como lo muestra el cuadro N° 3.21 luego se procede a graficar los datos en papel probabilístico Gumbel (Ver Fig. 3.9)

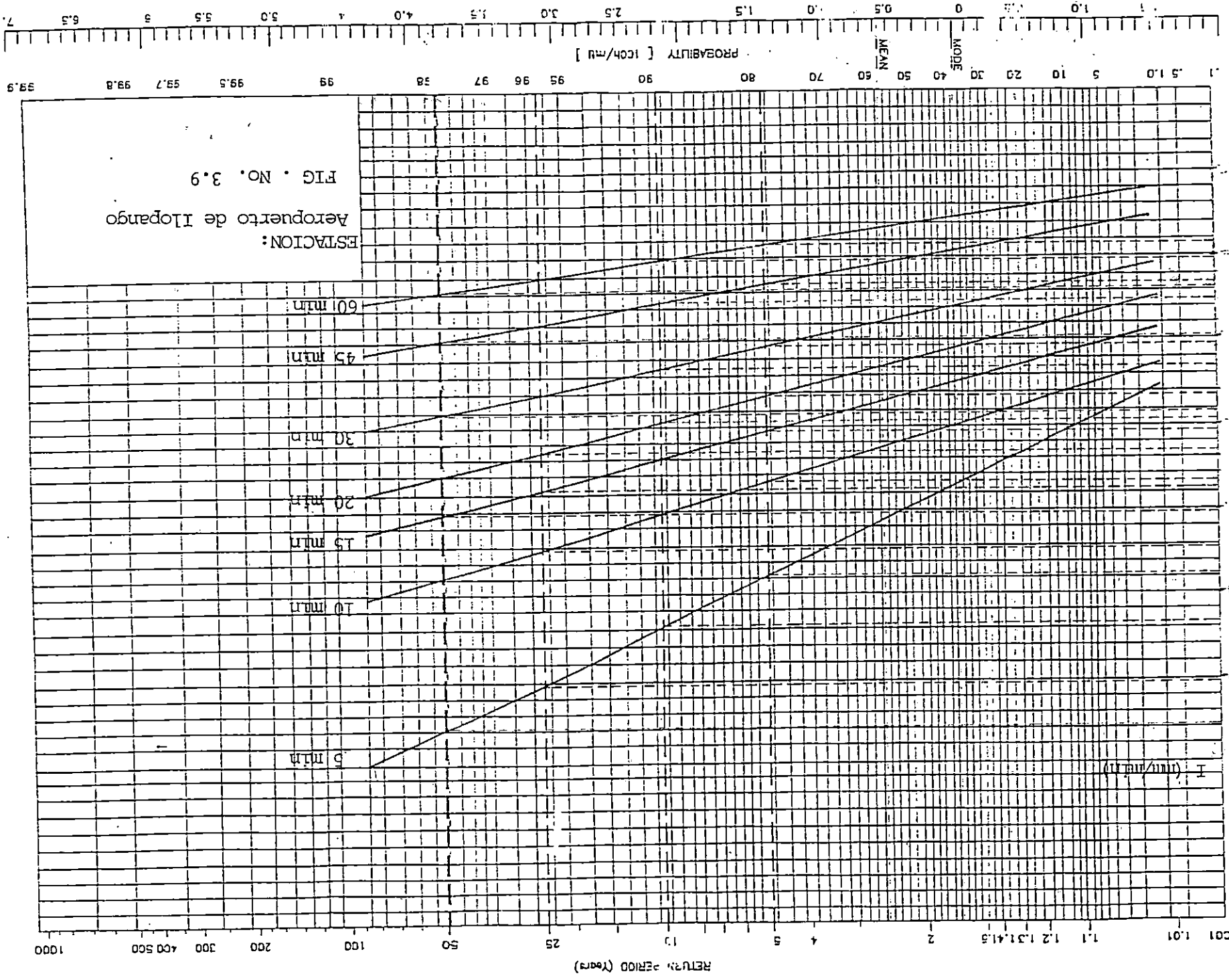
Basándose en la nube de puntos se traza una tendencia que dependiendo de la correlación de los datos, algunas veces es una recta de tal manera que con esta tendencia interpolamos los valores de intensidad de lluvia para el período de retorno deseado ($T = 10$ años), dado que el papel cuenta con esa variable en la parte superior del mismo.

Obteniendo para la estación cuatro valores de intensidad de diseño que corresponden al rango de valores de duración de la lluvia (Ver cuadro N° 3.22); seguidamente estos datos son ploteados en papel logarítmico; teniendo en el eje de las abscisas los tiempos de duración en minutos y en el eje de las ordenadas las intensidades en mm/min (Ver Fig. 3.10); y luego, con el tiempo de concentración ($T_c = 17.9$ min. y $T_c = 8.6$ min para las subcuencas El Matazano 1 y Santa Lucía

respectivamente) se corta en la curva correspondiente a la estación y se lee en las ordenadas la intensidad de diseño, la cual se usará en la evaluación del sistema de drenaje existente que se desarrolla en el capítulo IV, los datos calculados se presentan en el cuadro N° 3.23.

CALCULO DE PROBABILIDADES DE LOS REGISTROS DE
INTENSIDADES DE LA ESTACION AEROPUERTO DE ILOPANGO.
CUADRO N° 3.20

POSICION	INTENSIDADES (min)						PROBABILIDAD DE OCURRENCIA $F=M/(n+1)$	PROBABILIDAD DE NO OCURRENCIA $F=1-F(\%)$	
	5	10	15	20	30	45			60
1	3.94	2.94	2.63	2.48	2.01	1.44	1.22	0.030	96.7
2	3.68	2.83	2.31	2.07	1.67	1.34	1.11	0.061	93.9
3	3.46	2.82	2.19	2.06	1.64	1.29	1.01	0.091	90.9
4	3.42	2.43	2.27	2.01	1.61	1.25	1.0	0.121	87.9
5	3.14	2.37	2.09	1.88	1.61	1.23	0.99	0.152	84.8
6	3.00	2.37	2.06	1.86	1.60	1.23	0.98	0.182	81.8
7	2.74	2.33	2.00	1.84	1.57	1.22	0.98	0.212	78.8
8	2.70	2.25	1.97	1.82	1.54	1.13	0.88	0.242	75.8
9	2.66	2.21	1.97	1.78	1.47	1.12	0.87	0.273	72.7
10	2.66	2.18	1.97	1.68	1.47	1.11	0.87	0.303	69.7
11	2.58	2.16	1.93	1.67	1.45	1.10	0.86	0.333	66.7
12	2.50	2.12	1.91	1.66	1.41	1.10	0.85	0.364	63.6
13	2.48	2.10	1.91	1.64	1.39	1.08	0.84	0.394	60.6
14	2.48	2.06	1.89	1.62	1.38	1.08	0.84	0.424	57.6
15	2.44	2.05	1.88	1.56	1.36	1.06	0.82	0.455	54.5
16	2.40	2.03	1.87	1.54	1.36	1.05	0.81	0.485	51.5
17	2.38	2.02	1.81	1.54	1.35	1.03	0.80	0.515	48.5
18	2.28	2.02	1.79	1.53	1.34	1.01	0.79	0.545	45.5
19	2.26	2.00	1.72	1.52	1.32	0.97	0.78	0.576	42.4
20	2.22	2.00	1.68	1.51	1.30	0.97	0.78	0.606	39.4
21	2.22	1.97	1.68	1.48	1.29	0.95	0.76	0.636	36.4
22	2.12	1.95	1.65	1.46	1.28	0.94	0.74	0.667	33.3
23	2.12	1.94	1.64	1.45	1.27	0.93	0.74	0.697	30.3
24	2.08	1.93	1.62	1.44	1.25	0.91	0.72	0.727	27.3
25	2.08	1.90	1.58	1.43	1.19	0.86	0.71	0.758	24.2
26	2.06	1.89	1.56	1.40	1.16	0.85	0.70	0.788	21.2
27	2.09	1.84	1.55	1.37	1.11	0.84	0.68	0.818	18.2
28	2.02	1.84	1.55	1.31	1.11	0.83	0.66	0.848	15.2
29	2.00	1.75	1.51	1.30	1.01	0.80	0.66	0.879	12.1
30	1.98	1.72	1.49	1.30	0.99	0.78	0.66	0.909	9.1
31	1.94	1.64	1.42	1.28	0.98	0.73	0.55	0.939	6.1
32	1.60	1.47	1.31	1.10	0.95	0.70	0.53	0.970	3.0



PROBABILITY [ICOH/HR] 0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 4.0 5 5.5 6.5 7
 MEAN
 MODE

1.001 1.01 1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 2 4 5 10 25 50 100 200 300 400 500 1000

DURACION (min.)

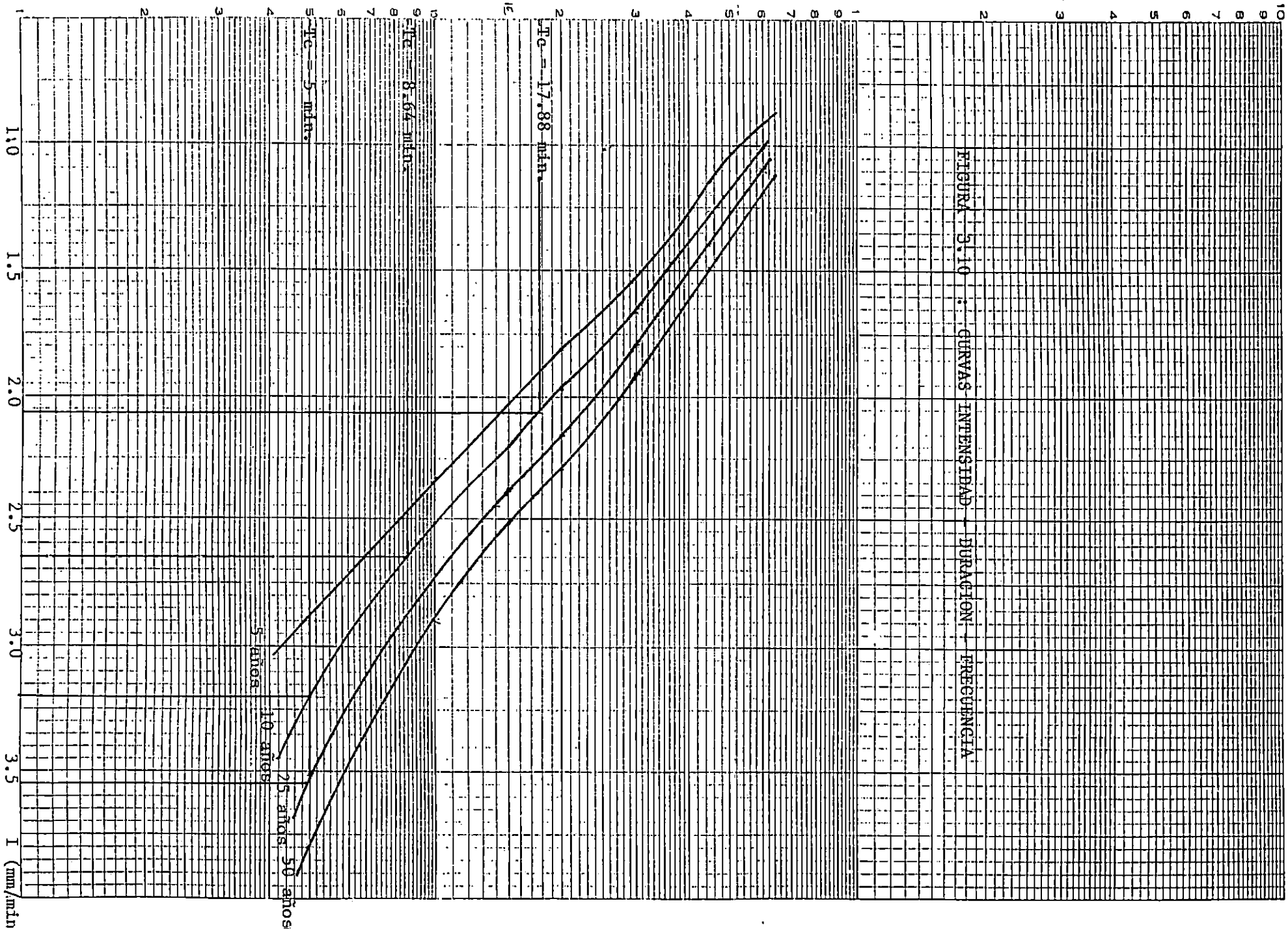


FIGURA 5.10 : CURVAS INTENSIDAD - DURACION - FRECUENCIA

DATOS DE INTENSIDADES DE DISEÑO
ESTACION: AEROPUERTO DE ILOPANGO
CUADRO N° 3.21

Período de retorno En años	5	10	25	50
Duración en Minutos				
5	2.89	3.18	3.52	3.79
10	2.34	2.52	2.72	2.90
15	2.03	2.20	2.38	2.52
20	1.82	1.97	2.16	2.30
30	1.53	1.66	1.80	1.91
45	1.15	1.27	1.40	1.49
60	0.92	1.02	1.10	1.19

INTENSIDADES DE DISEÑO (mm/min) PARA DIFERENTES
PERIODOS DE RETORNO.
CUADRO N° 3.22

SUBCUENCA	T _c (min.)	PERIODO DE RETORNO(AÑOS)			
		5	10	25	50
EL MATAZANO 1	17.9	1.91	2.07	2.24	2.38
SANTA LUCIA	8.64	2.47	2.64	2.87	3.04

CALCULO DE INTENSIDAD DE LLUVIA DE DISEÑO

Habiendo graficado la curva de intensidad duración y frecuencia para un período de retorno de 10 años (Ver Fig. 3.10) se plotea el tiempo de concentración en el eje de las ordenadas y en el eje de las abscisas se lee la intensidad de diseño (I). De esta manera para la estación Aeropuerto de Ilopango, tenemos:

SUBCUENCA EL MATAZANO 1 $I_p = 2.07$ (mm/min)

SUBCUENCA SANTA LUCIA $I_p = 2.64$ (mm/min.)

3.4.2 METODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR

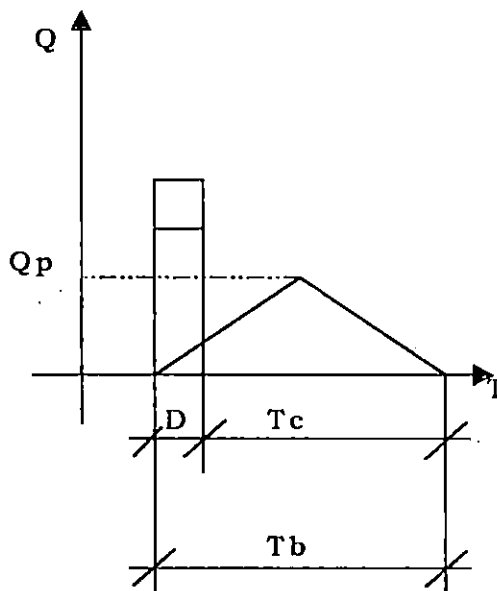
En el presente estudio hidrológico, determinara la avenida máxima que afecta al área de influencia, permitiendo así, revisar la sección transversal usada actualmente en el sistema de drenaje pluvial existente de la colonia Santa Lucía.

El método por el cual se determina el caudal máximo es el del Hidrograma Triangular, este modelo representa el escurrimiento directo de la precipitación en la forma de lluvia sobre una cuenca que no ha sido aforada.

El modelo de escurrimiento del Hidrograma Triangular, tal como su nombre lo indica, considera la respuesta de la cuenca ante la lluvia como un triángulo. Esta concepción es valida mientras los efectos de almacenamiento dentro de la cuenca no se hacen sentir.

En el Hidrograma Triangular la configuración del mismo está en función de los tiempos de duración de la tormenta efectiva y tiempo de concentración del flujo..

Del estudio Hidrológico de las subcuencas El Matazano 1 y Santa Lucía, se tiene la longitud del cauce, pendiente y el área, por lo que se pueden definir los parámetros que determinan la geometría del Hidrograma como son: caudal máximo, tiempo de concentración, duración de la tormenta y tiempo base.



Tiempo de Concentración (T_c)

El tiempo de concentración es el tiempo que tarda en recorrer una gota de agua desde el punto más alejado de la cuenca hasta el sitio de estudio o de interés.

Duración de la Tormenta (D)

Las subcuencas El Matazano 1 y Santa Lucía son cuencas pequeñas de 0.774 Km^2 y 0.201 Km^2 respectivamente.

En este tipo de cuencas las tormentas que producen las mayores avenidas son de corta duración y de alta intensidad de lluvia, en tal sentido se utilizan lluvias de varias duraciones tales como: 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45 y 60 minutos, seleccionando la que produzcan el caudal máximo (Q_p).

La lluvia ha sido considerada para diferentes duraciones de tormenta con el propósito de encontrar la situación más crítica. Las diferentes intensidades que se presentan en los cuadros

3.24 y 3.25; las cuales se han leído de la Curva de Intensidad Duración y Frecuencia de lluvia para un período de retorno de 10 años.

Tiempo base (T_b)

En la generación del Hidrograma Triangular, el tiempo base es el resultado de sumar la duración de la tormenta y el tiempo de concentración.

$$T_b = D + T_c \quad (\text{Ec. 3.10})$$

Volumen de Escorrentía (V)

Es la parte de la precipitación que llega a la red hidrográfica dando lugar a la generación de avenidas.

El volumen de escorrentía viene dado por:

$$V = A * L_{lef} \quad (\text{Ec. 3.11})$$

Donde:

V = Volumen de Escorrentía

A = Area de la Cuenca

L_{lef} = Lluvia efectiva, pero

$$L_{lef} = D * I * C \quad (\text{Ec. 3.12})$$

Donde:

D = Duración de la tormenta

I = Intensidad de lluvia

C = Coeficiente de escorrentía

Caudal Máximo (Qp)

De Hidrograma Triangular se tiene que:

$$V = 1/2 Q_p T_b$$

Por lo que:

$$Q_p = \frac{2V}{T_b} \quad (\text{Ec. 3.13})$$

3.4.3 CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO**3.4.3.1 METODO RACIONAL**

Para el cálculo del caudal de aporte se utiliza la fórmula propuesta por el método racional:

$$Q = 16.67 C.I.A \quad (\text{Ec. 3.14})$$

Donde:

C = Coeficiente de escorrentía ponderado

I = Intensidad de diseño (mts.³/seg.)

A = Area (km²)

RESUMEN DE CALCULO DE ESTUDIO HIDROLOGICO
CUADRO N° 3.23

CUENCA FACTOR	SUBCUENCA EL MATAZANO 1	SUBCUENCA SANTA LUCIA
COEFICIENTE DE ESCORRENTIA PONDERADO	0.44	0.54
INTENSIDAD DE DISEÑO (mm/min)	2.07	2.64
AREA (km ²)	0.774	0.201

Sustituyendo valores del cuadro No. 3.23 en la ecuación 3.14 para ambas subcuencas se tiene:

El Matazano 1

$$Q = 16.67 \times (0.44)(2.07)(0.774)$$

$$Q = 11.75 \text{ mts}^3/\text{seg.}$$

Santa Lucía

$$Q = 16.67 \times (0.54)(2.64)(0.201)$$

$$Q = 4.78 \text{ mts}^3/\text{seg.}$$

3.4.3.2 METODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR

En los cuadros Nos. 3.24 y 3.25 se presenta el cálculo de los caudales máximos para diferentes duraciones y periodo de retorno de 10 años.

Nota: comparando los resultados de los caudales máximos obtenidos por ambos métodos para cada subcuenca en particular, se observa que dichos valores son similares por lo que se toman los obtenidos mediante el método del hidrograma triangular por ser mas conservadores.

**CALCULO DE AVENIDA MAXIMA PARA DIFERENTES DURACIONES Y PARA UN
PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS
SUBCUENCA EL MATAZANO 1**

CUADRO N° 3.24

DURACION DE LA LLUVIA (min.)	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/min)	LAMINA DE LLUVIA (mm)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA PONDERADO C	LLUVIA EFECTIVA Llef (mm)	AREA DE LA CUENCA (m ²)	VOL. DE ESCORRENTIA DIRECTA (V) (m ³)	TIEMPO BASE Tb (Seg)	CAUDAL MAXIMO Qp (m ³ /s)
10	10	2.52	25.2	0.44	11.09	774,000	8,583.66	1674	10.26
15	10	2.20	33.0	0.44	14.52	774,000	11,238.48	1974	11.39
20	10	1.98	39.6	0.44	17.42	774,000	13,483.08	2274	11.86
25	10	1.80	45.0	0.44	19.80	774,000	15,325.20	2574	11.91
30	10	1.66	49.8	0.44	21.91	774,000	16,958.34	2874	11.80
35	10	1.52	53.2	0.44	23.41	774,000	18,119.34	3174	11.42
40	10	1.40	56.0	0.44	24.64	774,000	19,071.36	3474	10.98
45	10	1.28	57.6	0.44	25.34	774,000	19,613.16	3774	10.39
60	10	1.02	61.2	0.44	26.93	774,000	20,843.82	4674	8.92

**CALCULO DE AVENIDA MAXIMA PARA DIFERENTES DURACIONES Y PARA UN
PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS
SUBCUENCA SANTA LUCÍA**

CUADRO N° 3.25

DURACION DE LA LLUVIA (min.)	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/min)	LAMINA DE LLUVIA (mm)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA PONDERADO C	LLUVIA EFECTIVA Lief (mm)	AREA DE LA CUENCA (m²)	VOL. DE ESCORRENTIA DIRECTA (V) (m³)	TIEMPO BASE T_b (Seg)	CAUDAL MAXIMO Q_p (m³/s)
10	10	2.52	25.2	0.54	13.61	201,000	2735.61	1116	4.90
15	10	2.20	33.0	0.54	17.82	201,000	3581.82	1416	5.06
20	10	1.98	39.6	0.54	21.38	201,000	4297.38	1716	5.01
25	10	1.80	45.0	0.54	24.30	201,000	4884.30	2016	4.85
30	10	1.66	49.8	0.54	26.89	201,000	5404.89	2316	4.67
35	10	1.52	53.2	0.54	28.73	201,000	5774.73	2616	4.41
40	10	1.40	56.0	0.54	30.24	201,000	6078.24	2916	4.17
45	10	1.28	57.6	0.54	31.10	201,000	6251.10	3216	3.89
60	10	1.02	61.2	0.54	33.05	201,000	6643.05	4116	3.23

IV CAPITULO

4.0 EVALUACION HIDRAULICA DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL EXISTENTE

4.1 INTRODUCCION

En el presente capítulo se realiza una evaluación de la capacidad hidráulica del sistema existente con el fin de conocer su comportamiento ante un evento con intensidad de diseño igual a 3.20 mm/min. Calculada para un tiempo de concentración $t_c = 5$ min.

Teniendo cierta información básica del sistema se realizó un levantamiento topográfico con estación total; el cual se corroboró y complementó con medidas directas. Además, para conocer las condiciones físicas reales de las tuberías y pozos, fue necesario internarse dentro de éstas para conocer diámetros, longitudes, alturas de caídas y pendientes; revisar juntas y condiciones físicas que inicialmente con el levantamiento topográfico no se habían obtenido. Aun así, no fue posible conocer información de un tramo debido a que al haber sido selladas las tapaderas de sus pozos no es posible llegar a sus tuberías.

Teniendo conocimiento por medio de planos de la distribución, diámetros y pendientes de las tuberías existentes se realiza el siguiente proceso:

- Delimitación del área de influencia para cada tramo de tubería
- Determinación del coeficiente de escorrentía
- Cálculo de la pendiente para cada tramo

Se realiza una descripción técnica y evaluación hidráulica agrupando varios tramos de tubería, a los cuales se les llama colectores. En la descripción técnica se mencionan aspectos como ubicación, dirección del flujo, diámetro de tuberías y pendientes. En la evaluación hidráulica se calcula:

- El caudal que llega a los tramos por medio de la fórmula del Método Racional (Q_p)
- El caudal acumulado (Q_a): es el caudal parcial del tramo mas el caudal parcial del o los tramos anteriores que llegan por medio de la tubería. En algunos casos se le suma el caudal que llegue de otro colector, además según la topografía y debido a la insuficiente capacidad del tramo anterior se le suma el caudal que llegue superficialmente.

El caudal acumulado se compara con el caudal que puede transportar la tubería (Q_{LL}), este último calculado por medio del Nomograma de Manning para tubería circular trabajando llena, considerando un coeficiente de rugosidad $n = 0.015$. Si la relación entre Q_a/Q_{LL} es mayor que el 80% se considera que el colector trabaja sobrepasando su capacidad de conducción hidráulica.

4.2 METODOLOGIA USADA PARA LA EVALUACION DEL SISTEMA DE EVACUACION PLUVIAL EXISTENTE DE LA COLONIA SANTA LUCIA

La evaluación comprende básicamente la determinación de la capacidad hidráulica de los tramos que forman el sistema, la condición física actual del sistema, y definir el destino final de la escorrentía que no es conducida por algunos tramos de tubería del sistema existente. La capacidad hidráulica de un tramo se analiza a partir del caudal calculado por medio del Método Racional y del caudal obtenido a partir del Nomograma de Manning para secciones circulares trabajando llenas; conocidos los caudales se relacionan para obtener el porcentaje de trabajo de la tubería.

La Metodología usada es la siguiente:

1. Se obtienen planos del sistema principal de drenaje de aguas lluvias modificado y de los nuevos colectores auxiliares de la colonia Santa Lucía (distribución en planta únicamente). Esta información es proporcionada por el Departamento de Proyectos Viales de la Dirección de Urbanismo y Arquitectura (DUA) y se refiere a la última actualización realizada por dicha institución en el año 1998. Además, se obtiene un estudio denominado "Reconstrucción de Descarga de Aguas Lluvias, Cárcava El Matazano, Reparto Valle Nuevo, Ilopango, San Salvador"; elaborado en mayo de 1997 por C.P.K. CONSULTORES S.A. DE C.V., (Ver anexo "A") el cual tiene como propósito rehabilitar el sistema recolector del reparto Bosques del Matazano N° 3 y Reparto Valle Nuevo. Para ilustrar la ubicación

geográfica de este proyecto con relación a la colonia Santa Lucía, ver figura 4.1.

2. Identificación de colectores

Con los planos anteriores se procede a identificar cada uno de los colectores que forman parte del sistema.

Con el propósito de mantener relación con la información que posee la Dirección General de Urbanismo y Arquitectura (DUA), para identificar cada pozo se usa en lo posible la misma nomenclatura que utilizó en planos existentes esta oficina.

3. Verificación en campo del sistema existente:

Con los planos proporcionados por la DUA se realiza la inspección de campo para verificar la existencia de los colectores a los que hacen referencia los planos. De inspección realizada al sistema de drenaje pluvial existente se determina la necesidad de realizar un levantamiento topográfico del sistema de evacuación pluvial existente debido a las incongruencias encontradas.

4. Levantamiento Topográfico

Se realiza un levantamiento planimétrico y altimétrico de todo el sistema de evacuación pluvial existente en la colonia Santa Lucía.

Este levantamiento comprende las siguientes etapas:

- Haciendo uso de la Estación Total se le dá nivel y ubicación a cajas tragantes y pozos del sistema en estudio.
- Se miden alturas de pozos, alturas de caídas etc.
- Se obtienen diámetros de llegada y salida de tuberías en pozos.
- Se evalúa el estado físico de las cajas tragantes, pozos y tuberías.

Con la información de campo obtenida se elaboran los planos del sistema de evacuación pluvial existente (distribución en planta según plano 4.1) y perfiles (Ver plano para cada colector).

5. Delimitación de áreas de influencia o de recogimiento.

Haciendo uso de los planos que contienen la distribución en planta del sistema de evacuación pluvial existente y la distribución en planta de lotes de la colonia Santa Lucía y conociendo las direcciones del flujo de la escorrentía en pasajes peatonales y calles se hace la delimitación de las áreas de recogimiento para la colonia Santa Lucía. En cuanto a las áreas de colonias vecinas: Jardines del Matazano, Jardines de Santa Lucía y Residencial Santa Fé que evacúan la escorrentía hacia el sistema de drenaje pluvial de la colonia Santa Lucía se delimitan a través de mediciones directas de campo, ya que no se dispone de planos de las mencionadas colonias. (Ver plano 4.2)

6. Determinación del Coeficiente de Escorrentía Ponderado "C".

El valor de este coeficiente se determina a partir de los porcentajes de áreas formadas por:

- Area techada
- Area Pavimentada
- Zona Verde

7. Intensidad de lluvia "I"

El valor de la intensidad de lluvia usado para la evaluación hidráulica del sistema, es el obtenido de la Curva Intensidad-Duración-Frecuencia para un período de retorno de 10 años. (Ver Fig. 3.10)

8. Determinación del Caudal

Utilizando la fórmula del Método Racional (Ec. 4.1) y con los datos definidos anteriormente se procede a calcular el caudal que llega al tramo en estudio.

$$Q = CIA/60 \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Donde:

Q = Caudal (lts/seg)

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de lluvia (mm/min)

A = Area de recogimiento (m²)

9. Determinación de la Capacidad Hidráulica a la que Trabaja la Tubería.

Con el diámetro y la pendiente de la tubería, se lee en la figura 4.2 el valor del caudal que transporta la tubería trabajando llena. Al dividir el valor del caudal que llega al tramo en estudio entre el valor del caudal que transporta la tubería en condiciones totalmente llena se obtiene la relación de caudales que al multiplicarse por cien dan como resultado el porcentaje al que la tubería esta trabajando durante su funcionamiento ante un evento de lluvia con un periodo de retorno 10 años.

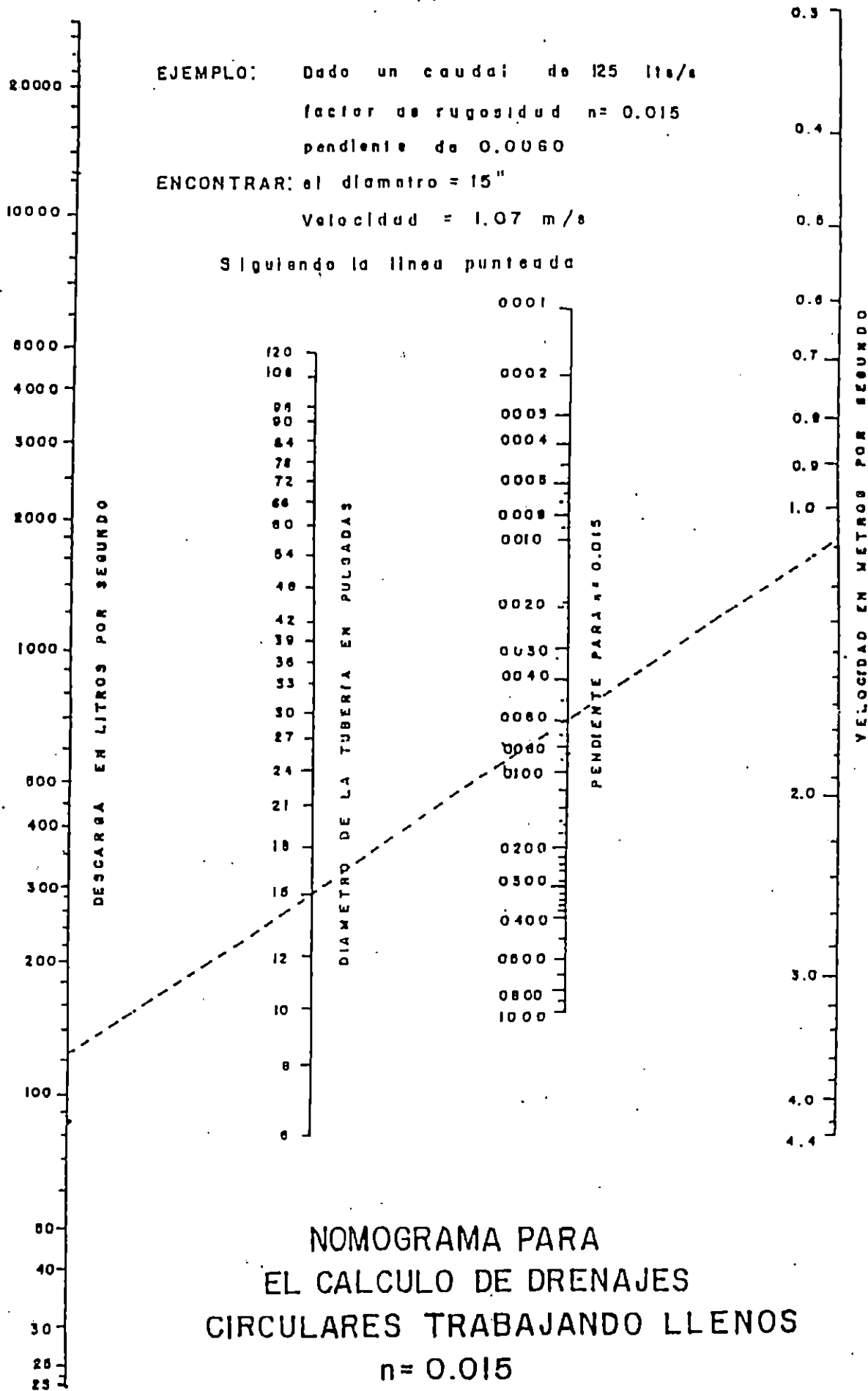


FIG. 4.2

4.3 CRITERIOS BASICOS DE REFERENCIA PARA EVALUAR EL SISTEMA DE EVACUACION PLUVIAL EXISTENTE

VELOCIDADES DE LA CORRIENTE EN TUBO LLENO

La consideración de la velocidad de la corriente de aguas lluvias es de gran importancia en proyectos de alcantarillado; por lo que se maneja una velocidad mínima debido a la presencia de arena gruesa y cascajo que arrastra la corriente; pero también debido al carácter abrasivo de los materiales sólidos que arrastra la corriente se tiene una velocidad máxima:

El Reglamento de la Ordenanza del Control del Desarrollo Urbano y de la Construcción, conocido como reglamento de la OPAMSS establece un valor mínimo de pendiente para tuberías de cualquier diámetro, y un valor máximo de pendiente para cada diámetro de tubería.

La formula de Manning establece que:

$$V = (1/n) (R_H)^{2/3} (S)^{1/2} \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Donde:

V = Velocidad (m/s)

R_H = Radio Hidráulico

S = Pendiente (m/m)

n = Coeficiente de rugosidad

Para secciones circulares, trabajando llenas, se tiene que:

$$R_H = D/4 \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Sustituyendo Ec. 4.3 en Ec. 4.2 se tiene:

$$V = (1/n) (D/4)^{2/3} (S)^{1/2} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

En el siguiente cuadro se calculan los límites de velocidad permisibles para cada diámetro de tubería de concreto ($n = 0.015$) a partir de la Ec. 4.4.

CUADRO 4.1

DIAMETRO DE TUBERIA (Pulg)	PENDIENTE MINIMA (%)	PENDIENTE MAXIMA (%)	VELOCIDAD MINIMA (m/s)	VELOCIDAD MAXIMA (m/s)
15	0.50	6.00	0.98	3.41
18	0.50	5.00	1.11	3.51
24	0.50	3.00	1.34	3.29
30	0.50	2.50	1.56	3.49
36	0.50	2.00	1.76	3.52
42	0.50	2.00	1.95	3.91
48	0.50	2.00	2.14	4.27
60	0.50	2.00	2.48	4.95
72	0.50	1.50	2.78	4.85

FUENTE: OPAMSS.

4.4 COEFICIENTE DE ESCORRENTIA O DE FLUJO SUPERFICIAL

Tal como se definió en la sección 3.4.2 del Capítulo anterior, el coeficiente de escorrentía para el área urbana se calcula basándose en las tablas 3.13 y 3.14. Para tal efecto con un planímetro se miden tres tipos de áreas en la zona urbana de la colonia Santa Lucía: zonas verdes (incluye arriates), calles y aceras, así como áreas de techo, lo cual se refleja en la siguiente tabla.

TIPO DE AREA	AREA (a) (m ²)	PENDIENTE	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA (C)	a * c
ZONA VERDE	185,675.00	SUAVE	0.20	37,135.00
CALLE Y ACERAS	99,800.00	MEDIA	0.95	94,810.00
TECHOS	468,525.00	MEDIA	0.90	421,672.50
	$\Sigma=754,000.00$			$\Sigma=553,617.50$

$$C_p = \frac{553,617.50}{754,000.00}$$

$$C_p = 0.73$$

4.5 DETERMINACION DE LA INTENSIDAD DE LLUVIA

El uso del Método Racional, requiere el conocimiento de la intensidad de lluvia que ha de emplearse junto a la superficie a desaguar y el coeficiente de escorrentía. En la determinación de la intensidad de lluvia intervienen dos factores. Primeramente, en cuanto menor sea la duración de una tormenta mayor es la intensidad de lluvia que se tiene; en cambio si la duración es mas larga la intensidad de lluvia será menor. En otras palabras, durante una tormenta que dura 30 minutos, hay un período de 5 minutos u otro de duración menor de 30 minutos, que tiene una intensidad media de lluvia mayor que la correspondiente a la totalidad de la tormenta.

En la evaluación hidráulica del sistema de drenaje pluvial existente, se toma un tiempo de concentración de 5 minutos, con el cual se lee en la curva Intensidad-Duración-Frecuencia (Fig. 3.10) una intensidad de lluvia de 3.20 mm/min. Esta intensidad de lluvia se utiliza en la evaluación de cada tramo de tubería existente.

4.6 DESCRIPCION Y EVALUACION HIDRAULICA DE COLECTORES EXISTENTES

Antes de iniciar la descripción técnica de los colectores, es necesario recordar lo descrito en los antecedentes (Capítulo 1, sección 1.2), en ellos se mencionó que las entidades encargadas de velar por el buen funcionamiento del sistema de drenaje pluvial de la colonia Santa Lucía modificaron parcialmente el sistema de evacuación pluvial; esto con el fin de resolver las deficiencias que se manifiestan cuando se presentan eventos locales. Una de estas soluciones fue la construcción de la descarga ubicada cerca de la comunidad Belén-Elim (Descarga 4, Fig. 3.2) como anteriormente se describió fue clausurada, por lo que el caudal colectado por sus tuberías se integra nuevamente al sistema de evacuación pluvial original. Otras soluciones también ya mencionadas anteriormente consistieron en la construcción de dos sistemas auxiliares de aguas lluvias.

El colector auxiliar de aguas lluvias N° 1 inicia en la calle Circunvalación e intersección con calle El Matazano continuando por el eje de la calle Circunvalación y finalmente descarga al canal de la fábrica Cajas y Bolsas.

El colector auxiliar de aguas lluvias N° 2 inicia en la intersección de la calle 5 y calle 1, modificando la dirección del sistema original. Este realiza su descarga a la quebrada afluente al río El Chagüite.

Como consecuencia de dichas modificaciones el sistema de evacuación pluvial existente consiste en una combinación de sistema original, sistemas auxiliares y sistema cerrado que se incorpora al

sistema original. En esta integración forzada el sistema pasa de un diámetro mayor a uno menor (Ver colector C-1 y colector C-2), incumpliendo el Reglamento de la Ordenanza del Control del Desarrollo Urbano y de la Construcción (OPAMSS).

Para conocer los niveles de tapadera, llegadas y fondo en los pozos que conforman el sistema de evacuación pluvial de la colonia Santa Lucía se realizó amarre a los mojones geodésicos "3F-4" y "3F-2", ambos ubicados en el Boulevard del Ejército Nacional; el primero se encuentra en el arriate central frente a la Fábrica Cartonera Centroamericana y el segundo en la acera sur del mencionado Boulevard frente a la fábrica Industrias de Centroamérica, INDECA (Ver plano 4.1).

La evaluación hidráulica del sistema existente está desarrollada así: primeramente, se realiza una descripción técnica de tramos de tubería que conforman el sistema de evacuación pluvial existente a los cuales agrupados según el punto donde confluyen se les llama colectores; seguidamente se elabora una hoja de cálculo para evaluar la capacidad hidráulica de los tramos de tubería que forman parte de un determinado colector.

A continuación se detalla el proceso seguido para elaborar la hoja de cálculo:

Columna 1 TRAMO: Indica el tramo comprendido entre dos pozos o entre caja y pozo. El sentido del flujo queda definido por la nomenclatura del primero al segundo pozo. Para ilustrar nomenclatura ver plano 4.1

Columna 2 AREA DE INFLUENCIA (m^2): El valor del área de aporte para el tramo en estudio, se encuentra indicada en el plano 4.2 cuando existe.

Columna 3 COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C": En el numeral 4.4 se ha calculado el valor del coeficiente de escorrentía ponderado, por lo cual este factor es una constante adoptada para todos los colectores.

Columna 4 INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min): Al igual que para la columna anterior, en el numeral 4.5 se ha determinado la intensidad de lluvia uniforme para la zona en estudio.

Columna 5 CAUDAL PARCIAL "Qp" (lts/seg): Esta se obtiene al multiplicar la columna 2 por la columna 3 y por la columna 4 y finalmente dividir entre 60, para obtener el valor del caudal en lts/seg .

Columna 6 CAUDAL ACUMULADO "Qa" (lts/seg): Esta columna resulta de sumar el caudal propio o parcial del tramo en estudio y el caudal del tramo anterior al tramo en estudio, es decir, la columna 6 resulta de sumar el valor de la columna 5 para el tramo en estudio y el valor del tramo anterior de la columna 6

Columna 7 DIAMETRO EXISTENTE (Pulg.): En esta columna se tiene el valor del diámetro de tubería existente (Ver plano de perfiles para cada colector)

Columna 8 PENDIENTE EXISTENTE (%): En esta columna se tiene el valor de la pendiente de la tubería existente, que es obtenida a partir del perfil del tramo en estudio (Ver plano de perfiles para cada colector).

Columna 9 VELOCIDAD A TUBO LLENO "V" (m/s): Se obtiene a partir de evaluar en la ecuación de Manning los valores de las columnas 7 y 8:

$$V_{LL} = \frac{1}{n} (D/4)^{2/3} (S)^{1/2}$$

Columna 10 CAUDAL TRABAJANDO LLENO "Q_{LL}" (lts/seg): Se obtiene a partir de las ecuaciones de Manning y Continuidad, es decir, usando los valores de las columnas 7 y 9.

$$Q_{LL} = V_{LL} \times A$$

Columna 11 RELACION DE CAUDALES "Q_a/Q_{LL}": Se obtiene a partir de dividir la columna 6 entre columna 10 y este resultado multiplicado por 100 representa el porcentaje de trabajo de la tubería.

Columna 12 OBSERVACION: Para efectos de revisión hidráulica se considera que si la relación de caudales sobrepasa el 80% se dice que el tramo en estudio no tiene capacidad, caso contrario se dice que si hay capacidad.

Para ilustrar la elaboración de la hoja de cálculo para el análisis y evaluación hidráulica de los colectores del sistema de drenaje pluvial existente se presenta el siguiente ejemplo:

ANALISIS Y EVALUACION DE COLECTOR C-2

(Ver Plano 4.1 y 4.2)

- **Tramo PA - PB**

Area de influencia (A) = esta constituida por las áreas 19105m² y 17750m² que suman un total de: 36855m²

Coefficiente de escorrentía (C) = 0.73

Intensidad de diseño (I) = 3.20 mm/min.

Cálculo del Caudal (Q):

Caudal parcial (Q_p)

Caudal Parcial Q_p = CIA/60

Q_p = (0.73 x 3.20 x 36855)/60

Q_p = 1434.89 lts/seg

Caudal acumulado (Q_a), es la suma del caudal propio más el caudal del

Colector C-1:

Q_a = 1434.89 + 664.01

Q_a = 2098.90 lts/seg

Cálculo de capacidad hidráulica de tubería existente:

Diámetro (Ø) = 48"

Pendiente (S) = 1.39%

Usando nomograma de Manning (Fig. 4.2), o para mayor exactitud utilizando la ecuación de Manning para secciones circulares trabajando

llenas (Ec. 4.4) se obtiene la velocidad a tubo lleno (V_{LL}).

$$V_{LL} = (1/n) (D/4)^{2/3} (S)^{1/2}$$

$$V_{LL} = (1/0.015) (48" * 0.0254/4)^{2/3} (0.0139)^{1/2}$$

$$V_{LL} = 3.5598 \text{ m/seg}$$

$$V_{LL} = 3.56 \text{ m/seg}$$

Por continuidad $Q = V * A$; así $Q_{LL} = V_{LL} * A$ de donde

$$Q_{LL} = V_{LL} * \pi D^2/4.$$

$$Q_{LL} = [3.5598 * 314159 * (48 * 0.254)^2/4] * 1000$$

$$Q_{LL} = 4155.91 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Relación de caudales: } Q_a/Q_{LL} = (2098.90/4155.91) * 100$$

$$= 50.50\%$$

Por lo tanto, este tramo trabaja con capacidad hidráulica

De igual forma se realiza para el siguiente tramo:

• **Tramo P_B - P_C**

Area de influencia (A) = 0 m², Ya que el Pozo "PB" no tiene caja tragante

Coefficiente de escorrentía (C) = 0.73

Intensidad de diseño (I) = 3.20 mm/min.

Calculo del Caudal (Q):

Caudal parcial (Q_p) = CIA/60

$$Q_p = 0$$

Caudal acumulado (Q_a)

$$Q_a = Q_p + Q_a$$

$$Q_a = 0 + 2098.90 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 2098.90 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de tubería existente:

Diámetro (\emptyset) = 48"

Pendiente (S) = 0.78%

Usando nomograma de Manning (Fig. 4.2) se lee:

Caudal trabajando lleno $Q_{LL} = 3113.19$ lts/seg

Velocidad $V = 2.67$ m/seg.

Relación de caudales: $Q_a/Q_{LL} = (2098.90/3113.19) \times 100$
 $= 67.42\%$

Por lo tanto, este tramo trabaja con capacidad hidráulica.

4.6.1 COLECTOR AUXILIAR N° 1

DESCRIPCION TECNICA COLECTOR AUXILIAR N° 1

- Ubicado en la Calle Circunvalación y Sector Poniente de la colonia Santa Lucía, inicia en la intersección de calle Circunvalación y Calle El Matazano en el Pozo P₁; hasta llegar a la descarga en el canal de la fábrica Cajas y Bolsas.
- La dirección del flujo es de Sur a Norte.
- Forma parte de las modificaciones hechas al sistema de drenaje pluvial original. Partiendo del Pozo P₁ al Pozo P₈ ubicados en la calle Circunvalación (sector Sur-Poniente) son parte del sistema original que fue desviado al Pozo P_{8A} el cual es el primer Pozo del sistema auxiliar de aguas lluvias N° 1.
- Originalmente del Pozo P₈ el flujo de agua continuaba al Pozo P₉ el cual actualmente es el primer pozo del colector C-9.
- Descarga al canal de la fábrica Cajas y Bolsas (canal a cielo abierto de 5.00 m de ancho por 4.10 m de altura).
- El colector está formado por los siguientes pozos y tuberías:

POZO	Ø TUBERIA (Pulgadas)	PENDIENTE %
P ₁		
	18	3.22
P ₂		
	24	2.34
P ₃		
	24	1.97
P ₄		
	24	2.52
P ₅		
	30	0.88
P ₆		
	30	3.49

POZO	Ø TUBERIA (Pulgadas)	PENDIENTE %
P7		
	30	2.86
P8		
	48	0.77
P8A		
	48	0.47
P8B		
	48	0.44
P8C		
	48	0.15
P8D		
	48	0.50
P8E		
	60	0.32
P8F		
	60	0.33
P8G		
	60	0.62
P8H		
	60	0.97
P8I		
	60	1.53
CANAL DE FABRICA CAJAS Y BOLSAS		

Las condiciones de los pozos y tuberías son buenas.

El canal de la fábrica Cajas y Bolsas es de mampostería de piedra y sus condiciones físicas son buenas, solamente es importante mencionar la necesidad de limpiarlo, ya que es usado como basurero en varios puntos de su cauce lo cual limita su capacidad hidráulica. (Ver perfil en plano 4.3).

HOJA DE CALCULO PARA EVALUACION HIDRAULICA

COLECTOR AUXILIAR N° 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (m²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Qp" (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Qa" (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE (%)	VELOCIDAD "V" (m/s)	CAUDAL TRAB. LLENO (lts/seg.)	CAPACIDAD HIDRAULICA (%)	OBSERVACION
P ₁ - P ₂	4640	0.73	3.20	180.65	180.65	18	3.22	2.82	462.56	39.05	Con Capacidad
P ₂ - P ₃	11070	0.73	3.20	430.99	611.64	24	2.34	2.91	849.22	72.02	Con Capacidad
P ₃ - P ₄	18930	0.73	3.20	737.01	1348.65	24	1.97@	2.67	779.19	173.08	Sin Capacidad
P ₄ - P ₅	24865	0.73	3.20	968.08	2316.73	24	2.52	3.02	881.28	262.88	Sin Capacidad
P ₅ - P ₆	11830	0.73	3.20	460.58	2777.31	30	0.88	2.07	944.23	294.13	Sin Capacidad
P ₆ - P ₇	8970	0.73	3.20	349.23	3126.54	30	3.49^	4.12	1880.40	166.27	Sin Capacidad
P ₇ - P ₈	2740	0.73	3.20	106.68	3233.22	30	2.86^@	3.73	1702.24	189.94	Sin Capacidad
P ₈ - P _{8A}	6815	0.73	3.20	265.33	3498.55	48	0.77	2.65	3093.17	113.11	Sin Capacidad
P _{8A} - P _{8B}	0	0.73	3.20	0.00	3498.55	48	0.47*@	2.07	2416.61	144.77	Sin Capacidad
P _{8B} - P _{8C}	8905	0.73	3.20	346.70	3845.25	48	0.44*@	2.00	2338.22	164.45	Sin Capacidad
P _{8C} - P _{8D}	0	0.73	3.20	0.00	3845.25	48	0.15*@	1.17	1365.22	281.66	Sin Capacidad
P _{8D} - P _{8E}	4865	0.73	3.20	189.41	4034.66	48	0.50	2.14	2492.55	161.87	Sin Capacidad
P _{8E} - P _{8F}	0	0.73	3.20	0.00	4034.66	48	0.32*@	1.71	1994.04	202.33	Sin Capacidad
P _{8F} - P _{8G}	0	0.73	3.20	0.00	4034.66	60	0.33*	2.01	3671.49	109.89	Sin Capacidad
P _{8G} - P _{8H}	5500	0.73	3.20	214.13	4248.79	60	0.62	2.76	5032.47	84.43	Sin Capacidad
P _{8H} - P _{8I}	4320	0.73	3.20	168.19	4416.98	60	0.97	3.45	6294.64	70.17	Con Capacidad
P _{8I} - Descarga	0	0.73	3.20	0.00	4416.98	60	1.53	4.33	7905.53	55.87	Con Capacidad

* Pendiente menor a la mínima establecida por las normas de OPAMSS

^ Pendiente mayor a la máxima permisible por las normas de OPAMSS

@ La pendiente en este tramo pasa de un valor mayor a uno menor sin el debido incremento en el diámetro.

4.6.2 COLECTOR C-1

DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C-1 (CALLE AL MATAZANO)

Ubicado en la Calle al Matazano, inicia con una caja tragante especial de 4.06 m. de largo y 1.07 m. de ancho.

La dirección del flujo es de Poniente a Oriente.

Este colector forma parte del sistema de evacuación pluvial que se construyó como medida de mitigación (aliviadero), su descarga la realiza al pozo "A" del colector C-2 descrito mas adelante.

El colector esta formado por los siguientes pozos y tuberías:

POZO	Ø TUBERIA (Pulgadas)	PENDIENTE %
C _{A1}		
	30	2.32
P _{A1}		
	36	1.72
P _{A2}		
	36	1.99
P _{A3}		
	36	1.57
P _{A4}		
	36	1.60
P _A		

Las condiciones físicas de los pozos y tuberías son buenas. Aunque es de hacer notar que el pozo P_{A4} está sellado.

En eventos lluviosos que el agua lluvia produce avenidas en reparto Bosques del Matazano 1, parte de esta llega superficialmente a este colector. (Ver perfil en plano 4.4)

HOJA DE CALCULO PARA EVALUACION HIDRAULICA

COLECTOR C-1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE (%)	VELOCIDAD "v" (m/s)	CAUDAL TRAB. LLENO (lts/seg.)	CAPACIDAD HIDRAULICA (%)	OBSERVACION
CA1 - PA1	12500	0.73	3.20	486.67	486.67	30	2.32	3.36	1553.14	31.74	Con Capacidad
PA1 - PA2	0	0.73	3.20	0.00	486.67	36	1.72	3.27	2146.61	22.67	Con Capacidad
PA2 - PA3	4555	0.73	3.20	177.34	664.01	36	1.99	3.52	2308.95	28.76	Con Capacidad
PA3 - PA4	0	0.73	3.20	0.00	664.01	36	1.57 *	3.12	2050.87	32.38	Con Capacidad
PA4 - PA	0	0.73	3.20	0.00	664.01	36	1.60	3.15	2070.37	32.07	Con Capacidad

* La pendiente en este tramo pasa de un valor mayor (1.99%) a uno menor (1.57%) sin el debido incremento en el diámetro.

4.6.3 COLECTOR C-2

DESCRIPCION TECNICA COLECTOR C-2

- Ubicado en la calle Circunvalación (Sector Sur), desde la intersección con Calle El Matazano, en el pozo P_A hasta la intersección con la "Calle 5" en el pozo P_C
- La dirección del flujo es de Poniente a Oriente entre los pozos: P_A, P_B y P_C y de Norte a sur entre los pozos: P_C, P_D y P_E.
- Estos tramos de tubería forma parte del antiguo colector de la descarga Belen-Elim, ubicada en el río El Chagüite. En la actualidad, debido al colapso de la descarga se sellaron tramos de tubería cercanos a la descarga, se colocaron pretiles a las cajas tragantes de los tramos de tubería de la calle principal del reparto Valle Nuevo, provocando de esta manera que el agua captada por el colector no tuviera salida; en respuesta a este problema, la Dirección General de Urbanismo y Arquitectura (DUA), construye un tramo de tubería con diámetro $\phi = 18"$ entre los pozos P_C y P₁₃ que evacúa el agua por rebalse hacia el colector C-5 (inicia en el pozo P₁₃). Esta medida adoptada por dicha institución provoca que la escorrentía que se genera en la zona se desplace superficialmente por la "calle 5", logrando tener tirantes que sobrepasan el cordón de la acera.
- Las condiciones físicas de tuberías y pozos son buenas, pero es de hacer notar que los pozos P_D y P_E se mantienen con un alto nivel de basura flotante.

POZO	Ø TUBERIA (Pulgadas)	PENDIENTE %
P _A		
	48	1.39
P _B		
	48	0.78
P _C		
	60	2.11
P _D		
	60	0.92
P _E		

Las condiciones físicas de las tuberías son buenas. En el pozo P_A la condición es defectuosa por la mala unión entre el sistema inicial y el sistema construido posteriormente.

En los pozos P_D y P_E sus cajas tragantes fueron selladas con pretiles perimetrales por lo que el agua fluye superficialmente de Sur a Norte hasta las cajas tragantes del pozo P_C, las cuales presentan azolve por lo que desde esta zona se forma una avenida que baja por la calle 5 de la colonia Santa Lucía.

La tapadera de hierro fundido del pozo P_C a menudo es levantada debido a la presión ejercida por el agua captada por las tuberías que llegan a éste. (Ver perfil en plano 4.5).

HOJA DE CALCULO PARA EVALUACION HIDRAULICA

COLECTOR C-2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE (%)	VELOCIDAD "v" (m/s)	CAUDAL TRAB. LLENO (lts/seg.)	CAPACIDAD HIDRAULICA (%)	OBSERVACION
PA - PB	36855	0.73	3.20	1434.89	2098.90	48	1.39	3.56	4155.91	50.50	Con Capacidad
PB - PC	0	0.73	3.20	0.00	2098.90	48	0.78 *	2.67	3113.19	67.42	Con Capacidad

* La pendiente en este tramo pasa de un valor mayor (1.39%) a uno menor (0.78%) sin el debido incremento en el diámetro.

4.6.4 COLECTOR C-3

DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C-3

- Inicia en la intersección de la calle Circunvalación y Pasaje "Z" (sector Sur), en el pozo P₁₇, hasta la calle 2 en el pozo P₂₃.
- La dirección del flujo es de Poniente a Oriente entre los pozos P₁₇ y P_{17A} y de Sur a Norte entre los pozos P_{17A} y P_{17B} y de Poniente a Oriente entre los pozos P_{17B} y P₂₃.
- Este colector forma parte del sistema original.
- Al pozo 17 llegan dos tuberías de Ø = 18" una de la residencial Santa Fe y otra de la Colonia Jardines de Santa Lucia.
- Este colector descarga al colector C-4.
- El colector está formado por los siguientes pozos y tuberías:

POZO	Ø TUBERIA (Pulgadas)	PENDIENTE %
P ₁₇ '		
	18	1.21
P ₁₇		
--	--	--
P ₁₇ "		
	18	1.63
P ₁₇		
	18	0.28
P _{17A}		
	18	0.99
Caja 1y		
	18	0.58
Caja 2y		
	18	1.21
Caja 1x		
	18	1.76
Caja 2x		
	18	0.83
Caja 1v		
	18	0.82

POZO	Ø TUBERIA (Pulgadas)	PENDIENTE %
Caja 2v	18	1.12
Caja 1u	18	0.30
Caja 2u	18	0.88
Caja 1r	18	1.60
Caja 2r	18	1.27
Caja 1s	18	0.18
Caja 2s	18	0.66
Caja 1R	18	1.20
P _{17B}	24	1.21
Caja 2R	24	2.02
Pozo P ₂₃		

Las condiciones físicas de los pozos son buenas, aunque algunas tuberías están llenas de basura debido a que sus cajas tragantes no tienen protección. Las 13 cajitas tragantes entre pozo P₁₇ y P_{17A} tienen dimensiones de 0.70m por 0.60m (largo por ancho). (Ver perfil en plano 4.6).

HOJA DE CALCULO PARA EVALUACION HIDRAULICA

COLECTOR C-3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE (%)	VELOCIDAD "V" (m/s)	CAUDAL TRAB. LLENO (lts/seg.)	CAPACIDAD HIDRAULICA (%)	OBSERVACION
P17' - P17	7380	0.73	3.20	287.33	287.33	18	1.21	1.73	283.55	101.33	Sin Capacidad
P17" - P17	14120	0.73	3.20	549.74	837.07	18	1.63	2.00	329.11	254.35	Sin Capacidad
P17 - P17A	8075	0.73	3.20	314.39	1151.46	18	0.28*	0.83	136.40	844.17	Sin Capacidad
P17A - C1Y	1090	0.73	3.20	42.44	1193.90	18	0.99	1.56	256.48	465.49	Sin Capacidad
C1Y - C2Y	960	0.73	3.20	37.38	1231.28	18	0.58*	1.20	196.32	627.19	Sin Capacidad
C2Y - C1X	960	0.73	3.20	37.38	1268.66	18	1.21	1.73	283.55	447.42	Sin Capacidad
C1X - C2X	1737.50	0.73	3.20	67.65	1336.31	18	1.76	2.08	341.98	390.76	Sin Capacidad
C2X - C1V	1737.50	0.73	3.20	67.65	1403.96	18	0.83*	1.43	234.84	597.82	Sin Capacidad
C1V - C2V	2230	0.73	3.20	86.82	1490.78	18	0.82*	1.42	233.43	638.65	Sin Capacidad
C2V - C1U	2230	0.73	3.20	86.82	1577.60	18	1.12	1.66	272.80	578.29	Sin Capacidad
C1U - C2U	1990	0.73	3.20	77.48	1655.08	18	0.30*	0.86	141.19	1172.24	Sin Capacidad
C2U - C1T	1990	0.73	3.20	77.48	1732.56	18	0.88	1.47	241.81	716.48	Sin Capacidad
C1T - C2T	1780	0.73	3.20	69.30	1801.86	18	1.60	1.99	326.06	552.61	Sin Capacidad
C2T - C1S	1550	0.73	3.20	60.35	1862.21	18	1.27*	1.77	290.50	641.04	Sin Capacidad
C1S - C2S	1550	0.73	3.20	60.35	1922.56	18	0.18*	0.67	109.36	1757.93	Sin Capacidad
C2S - C1R	1235	0.73	3.20	48.08	1970.64	18	0.66	1.28	209.42	941.01	Sin Capacidad
C1R - P17B	1235	0.73	3.20	48.08	2018.72	18	1.20	1.72	282.38	714.90	Sin Capacidad
P17B - C2R	2460	0.73	3.20	95.78	2114.50	24	1.20	2.08	608.14	347.70	Sin Capacidad
C2R - P23	2060	0.73	3.20	80.20	2194.70	24	2.02	2.70	789.02	278.16	Sin Capacidad

* En este colector C-3, continuamente se pasa de una pendiente mayor a otra con menor valor, manteniéndose el diámetro de la tubería igual a 18"

4.6.5 COLECTOR C-4

DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C-4

- Inicia en la intersección de la calle Circunvalación y Pasaje 17 con los pozos P18 y P20, llegando hasta la intersección de la calle 2 y calle 5, en el pozo P24.
- La dirección del flujo es de Sur a Norte.
- Este colector forma parte del sistema original.
- Al pozo P23 descarga el colector C-3 descrito anteriormente.
- La descarga de este colector se realiza en el pozo P24 del colector C-5.
- El colector está formado por los siguientes pozos y tuberías:

POZO	Ø TUBERIA (Pulgadas)	PENDIENTE %
P18	18	2.84
P18A	18	1.15
P19	18	1.05
P20A	18	1.26
P21	18	2.19
P22	24	1.12
P23	24	0.99
P24		
--	--	--
P20	18	1.62
P20A		

Las condiciones físicas de los pozos y tuberías son buenas. (Ver perfil en plano 4.7).

HOJA DE CALCULO PARA EVALUACION HIDRAULICA

COLECTOR C-4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Qp" (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Qa" (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE (%)	VELOCIDAD "V" (m/s)	CAUDAL TRAB. LLENO (lts/seg.)	CAPACIDAD HIDRAULICA (%)	OBSERVACION
P18 - P18A	5655	0.73	3.20	220.17	220.17	18	2.84	2.65	434.41	50.68	Con Capacidad
P18A - P19	2880	0.73	3.20	112.13	332.30	18	1.15*	1.68	276.43	120.21	Sin Capacidad
P19 - P20A	3360	0.73	3.20	130.82	463.12	18	1.05*	1.61	264.14	175.33	Sin Capacidad
P20 - P20A	16760	0.73	3.20	652.52	652.52	18	1.62	2.00	328.09	198.88	Sin Capacidad
P20A - P21	4035	0.73	3.20	157.10	1272.74	18	1.26*	1.76	289.35	439.86	Sin Capacidad
P21 - P22	0	0.73	3.20	0.00	1272.74	18	2.19	2.32	381.47	333.64	Sin Capacidad
P22 - P23	10460	0.73	3.20	407.24	1679.98	24	1.12	2.01	587.52	285.95	Sin Capacidad
P23 - P24	6390	0.73	3.20	248.78	4123.46	24	0.99*	1.89	552.37	746.50	Sin Capacidad

* En este colector C-4, continuamente se pasa de una pendiente mayor a una menor, sin el debido incremento en el diámetro.

4.6.6 COLECTOR C-5

DESCRIPCION TECNICA COLECTOR C-5

- Ubicado en la "Calle 5", desde la intersección con calle Circunvalación (sector Sur), en el pozo Pc, hasta la intersección con la "Calle 1", en el pozo P28=1.
- La dirección del flujo es de Sur a Norte entre los pozos P13, P14, P15, P16 y de Poniente a Oriente entre los pozos P16, P24 y P28=1.
- Este colector forma parte del sistema de evacuación pluvial original.
- Al pozo P13 llega la descarga del colector C-2 y al pozo P24 le llega la descarga del colector C-4, el cual se ha descrito anteriormente.
- Este colector originalmente continuaba del pozo P28=1 hacia el Norte, a los pozos P29, P30, P31, P32, P33, este último ubicado en la calle Circunvalación.
- Actualmente su descarga se divide entre el colector seis (C-6) y el colector auxiliar N° 2. Razón por la cual previo a evaluarlos se calcula el caudal que puede transportar a tubo lleno el primer tramo de cada colector.
- El colector esta formado por los siguientes pozos y tuberías:

POZO	Ø TUBERIA (Pulgadas)	PENDIENTE %
Pc		
P13	18	7.38
P14	18	1.11
P15	18	1.76
P16	18	1.92

POZO	Ø TUBERIA (Pulgadas)	PENDIENTE %
	24	0.80
P24		
	30	1.06
P28=1		

Las condiciones físicas de los pozos y tuberías son buenas.

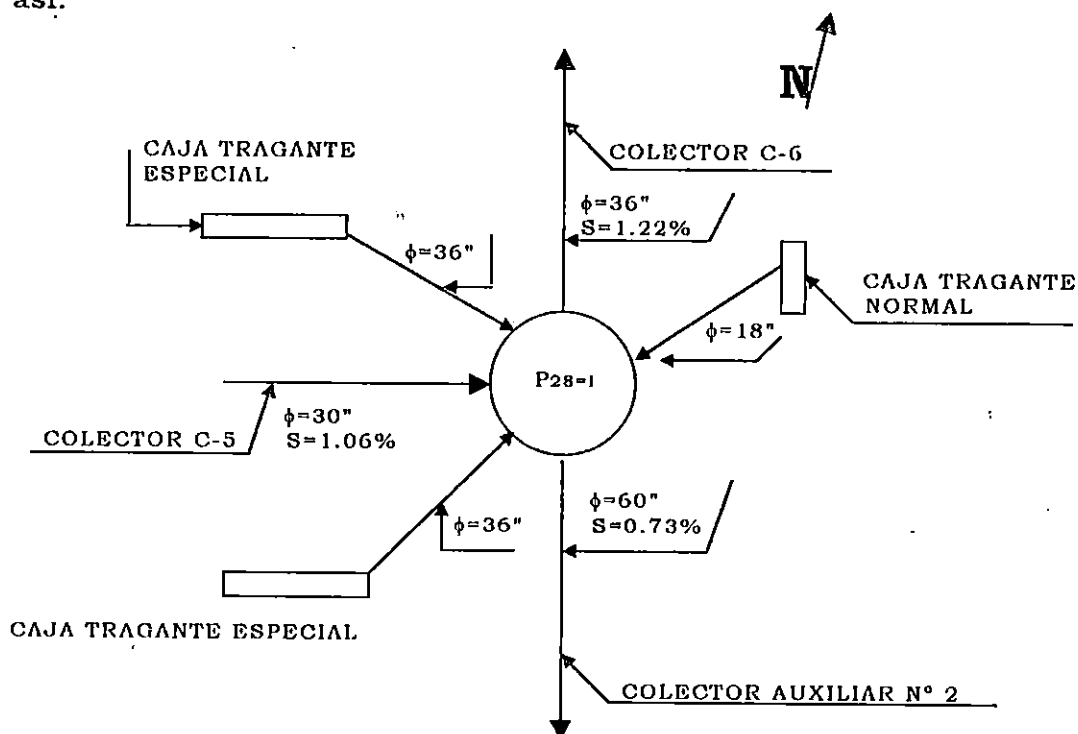
El caudal que no puede transportar los colectores C-6 y Aux. N° 2 fluye superficialmente por calle N° 1 de Sur a Norte (colector C-6). (Ver perfil en plano 4.8).

ANALISIS DE PUNTO DE DESCARGA DEL COLECTOR C-5

La escorrentía que conduce el colector C-5 descarga en el pozo P28=1 y la escorrentía que no es capaz de transportar; se desplaza superficialmente por la calle donde se ubica este colector (C-5) hasta llegar a dos cajas tragantes especiales, las que se comunican con el pozo P28=1 a través de una tubería con diámetro de 36 pulgadas cada una.

La caja tragante especial tiene un tamaño de 3m de largo por 0.75m de ancho y una profundidad promedio de 2.20m.

El caudal que llega al punto de descarga (P28=1) proveniente del colector C-5 se divide en dos caudales, ya que con el pozo P28=1 inician el colector C-6 y el colector auxiliar N° 2. por lo tanto, la división de caudales que transportan el primer tramo de cada colector se analiza así:



Usando la ecuación de Manning, para tubo de sección circular trabajando llena:

$$V = \frac{(D/4)^{2/3} (S)^{1/2}}{0.015}$$

Donde:

V: Velocidad (m/seg)

D: Diámetro (m)

S: Pendiente (m/m)

Además, usando la ecuación de continuidad:

$$Q = V \times A$$

Cálculo de capacidades a tubo lleno para cada colector:

COLECTOR	DIAMETRO (pulg)	PENDIENTE (%)	CAUDAL LLENO (lts/seg)
COLECTOR C-6	36	1.22	1807.88
AUXILIAR N° 2	60	0.73	5460.68

Por relación directa, se determina que el colector auxiliar N° 2 transporta el 75.13% del caudal acumulado y el colector C-6 transporta el 24.87% del caudal acumulado, trabajando ambas tuberías llenas.

Cálculo del caudal que llega a los dos colectores:

El caudal acumulado del colector C-5 es:

$$Q_a = 9669.32 \text{ lts/seg}$$

El caudal generado por el área de recogimiento que escurre a los colectores C-6 y auxiliar N° 2:

$$Q_p = CIA/60$$

$$Q_p = (0.73 \times 3.20 \times 11020) / 60 = 429.05 \text{ lts/seg}$$

Por lo tanto, el caudal total que descarga en el Pozo P28-1 es:

$$Q_T = (9669.32 + 429.05) \text{ lts/seg}$$

$$Q_T = 10098.37 \text{ lts/seg}$$

Este valor de caudal que escurre hasta los colectores C-6 y auxiliar N° 2 es mayor al caudal acumulado que los dos tramos pueden transportar en las condiciones existentes, por lo tanto, el excedente escurre superficialmente sobre la "calle 1" de Sur a Norte incorporándose entonces al colector C-6.

En resumen, la escorrentía que drena hacia cada colector es:

$$\text{COLECTOR AXULIAR N° 2} \Rightarrow Q = 5460.68 \text{ lts/seg}$$

$$\text{COLECTOR C-6} \Rightarrow Q = 4637.69 \text{ lts/seg}$$

HOJA DE CALCULO PARA EVALUACION HIDRAULICA

COLECTOR C-5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE (%)	VELOCIDAD "V" (m/s)	CAUDAL TRAB. LLENO (lts/seg.)	CAPACIDAD HIDRAULICA (%)	OBSERVACION
Pc - P13	28610	0.73	3.20	1113.88	3212.78	18	7.38*	4.27	700.28	458.79	Sin Capacidad
P13 - P14	4915	0.73	3.20	191.36	3404.14	18	1.11**	1.65	271.58	1264.89	Sin Capacidad
P14 - P15.	5110	0.73	3.20	198.95	3603.09	18	1.76	2.08	341.98	1053.60	Sin Capacidad
P15 - P16	22720	0.73	3.20	884.57	4487.66	18	1.92	2.18	357.18	1256.40	Sin Capacidad
P16 - P24	11800	0.73	3.20	459.41	4947.07	24	0.80	1.70	496.54	996.30	Sin Capacidad
P24 -P28=1	15380	0.73	3.20	598.79	9669.32	30	1.06	2.27	1036.31	933.05	Sin Capacidad

* En este tramo (Pc - P13) la pendiente 7.38% es mayor a la normada por OPAMSS (S_{máx} = 5.00%, φ = 18") ver cuadro 4.1.

** El tramo de tubería que va del pozo P13 al P14 pasa de una pendiente mayor a otra menor, manteniendo constante el diámetro de 18".

El caudal que no puede ser transportado por el primer tramo del colector C-6 y Auxiliar N° 2 fluye superficialmente sobre calle 1 de Sur a Norte (colector C-6). (Ver perfil en plano 4.9).

HOJA DE CALCULO PARA EVALUACION HIDRAULICA

COLECTOR C-6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (m²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE (%)	VELOCIDAD "V" (m/s)	CAUDAL TRAB. LLENO (lts/seg.)	CAPACIDAD HIDRAULICA (%)	OBSERVACION
P ₂₈₌₁ - P ₂₉	0	0.73	3.20	0.00	4637.69	36	1.22	2.75	1807.88	256.53	Sin Capacidad
P ₂₉ - P ₃₀	10730	0.73	3.20	417.75	5055.44	36	1.62	3.17	2083.27	242.67	Sin Capacidad
P ₃₀ - P ₃₁	20240	0.73	3.20	788.01	5843.45	36	1.41*	2.96	1943.56	300.66	Sin Capacidad
P ₃₁ - P ₃₂	0	0.73	3.20	0.00	5843.45	36	1.59	3.14	2063.89	283.13	Sin Capacidad
P ₃₂ - P ₃₃	0	0.73	3.20	0.00	5843.45	60	0.84	3.21	5857.67	99.76	Sin Capacidad
P ₃₃ - P ₃₄	11500	0.73	3.20	447.73	6291.18	60	3.07**	6.14	11198.36	56.18	Con Capacidad

* En este tramo de tubería se pasa de una pendiente mayor a otra con menor valor, sin el debido incremento en el diámetro.

** Este último tramo de tubería posee una pendiente mayor (3.07%) que la máxima normada por OPAMSS ($S_{m\acute{a}x} = 2.00\%$, ver cuadro 4.1)

4.6.8 COLECTOR C-7

DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C-7

- Ubicado en la calle Circunvalación sector Nor-Oriente, desde la intersección con Pasaje M, en el Pozo P₃₉ hasta el sector conocido como el triángulo en el Pozo P₄₄.
- La dirección del flujo es de Sur a Norte.
- Forma parte del sistema de drenaje pluvial original.
- Descarga en el pozo P₄₄ perteneciente al colector C-9
- El colector esta formado por los siguientes pozos y tuberías:

POZO	Ø TUBERIA (Pulgadas)	PENDIENTE %
P ₃₉		
	36	2.24
P ₄₀		
	36	0.76
P ₄₁		
	36	1.09
P ₄₂		
	36	0.50
P ₄₃		
	36	2.15
P ₄₄		

Las condiciones físicas de los Pozos y tuberías son buenas. Anteriormente el caudal que llegaba al pozo P₃₉, provenía del pozo P₃₈, actualmente ese pozo drena al pozo Pv; por lo que existe un tramo de tubería sellada a partir del pozo P₃₈ hacia el pozo P₃₉ ($\Phi = 36"$ y D = 50.00 mts.) debido a que entre estos pozos fué modificado el sistema. (Ver perfil en plano 4.10).

HOJA DE CALCULO PARA EVALUACION HIDRAULICA

COLECTOR C-7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE (%)	VELOCIDAD "V" (m/s)	CAUDAL TRAB. LLENO (lts/seg.)	CAPACIDAD HIDRAULICA (%)	OBSERVACION
P ₃₉ - P ₄₀	3885	0.73	3.20	151.26	151.26	36	2.24*	3.73	2449.70	6.17	Con Capacidad
P ₄₀ - P ₄₁	995	0.73	3.20	38.74	190.00	36	0.76**	2.17	1426.91	13.32	Con Capacidad
P ₄₁ - P ₄₂	24970	0.73	3.20	972.17	1162.17	36	1.09	2.60	1708.84	68.01	Con Capacidad
P ₄₂ - P ₄₃	14250	0.73	3.20	554.80	1716.97	36	0.50**	1.76	1157.37	148.35	Sin Capacidad
P ₄₃ - P ₄₄	7170	0.73	3.20	279.15	1996.12	36	2.15*	3.65	2399.98	83.17	Sin Capacidad

* Los tramos de tubería poseen mayor pendiente que la permitida por OPAMSS ($S_{\max} = 2.00\%$, para $\phi = 36"$) ver cuadro 4.1.

** Los tramos de tubería pasan de una pendiente mayor a otra menor sin incrementar el diámetro.

4.6.9 COLECTOR C-8

DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C-8

- Ubicado en calle 3 de la colonia Santa Lucía desde la intersección con pasaje H en el pozo P_{11A}, hasta la intersección con la calle circunvalación en pozo P₁₁.
- La dirección del flujo es de Sur a Norte.
- Este colector forma parte del sistema original.
- Descarga en el pozo P₁₁ perteneciente al colector C-9 descrito posteriormente.
- Esta formado por los siguientes pozos y tuberías:

POZO	Ø TUBERIA (Pulgadas)	PENDIENTE %
P _{11A}	24	1.85
P _{11B}	24	0.91
P _{11C}	24	1.03
P _{11D}	24	0.92
P _{11E}	24	1.41
P _{11F}	24	1.12
P ₁₁		

Las condiciones físicas de las tuberías son buenas. (Ver perfil en plano 4.11).

HOJA DE CALCULO PARA EVALUACION HIDRAULICA

COLECTOR C-8

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE (%)	VELOCIDAD "V" (m/s)	CAUDAL TRAB. LLENO (lts/seg.)	CAPACIDAD HIDRAULICA (%)	OBSERVACION
P11A-P11B	14330	0.73	3.20	557.91	557.91	24	1.85	2.59	755.09	73.89	Con Capacidad
P11B-P11C	5160	0.73	3.20	200.90	758.81	24	0.91*	1.81	529.58	143.28	Sin Capacidad
P11C-P11D	4900	0.73	3.20	190.77	949.58	24	1.03	1.93	563.42	168.54	Sin Capacidad
P11D-P11E	8215	0.73	3.20	319.84	1269.42	24	0.92*	1.82	532.48	238.40	Sin Capacidad
P11E-P11F	4645	0.73	3.20	180.85	1450.27	24	1.41	2.26	659.21	220.00	Sin Capacidad
P11F-P11	2015	0.73	3.20	78.45	1528.72	24	1.12*	2.01	587.52	260.20	Sin Capacidad

* Los tramos de tubería pasan de una pendiente mayor a una menor, sin incrementar el diámetro del tubo.

4.6.10 COLECTOR C-9

DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C-9

- Ubicado en calle Circunvalación, sector Norte, iniciando en la intersección con el Pasaje "B" con el pozo P₉, hasta la calle de acceso principal a la colonia Santa Lucía con el pozo P₄₆.
- La dirección del flujo es de Poniente a Oriente entre los pozos P₉, P₁₀, P₁₁, P₁₂, P₃₄, P₃₅, P₃₆ y de Sur a Norte entre los pozos P₃₆, P₄₄, P₄₅ y P₄₆.
- Este colector es parte del sistema de drenaje pluvial original.
- Al pozo P₁₁ descarga el colector C-8, al pozo P₃₄ descarga el colector C-6 y al pozo P₄₄ descarga el colector C-7.
- Descarga en caja con dimensiones de 2.64m de ancho, 4.73m de largo y 3.26m de alto de la cual salen dos tuberías, una con Ø = 48" y otra con Ø = 60".
- Las condiciones físicas de pozos y tuberías son buenas.
- El colector está formado por los siguientes pozos y tuberías:

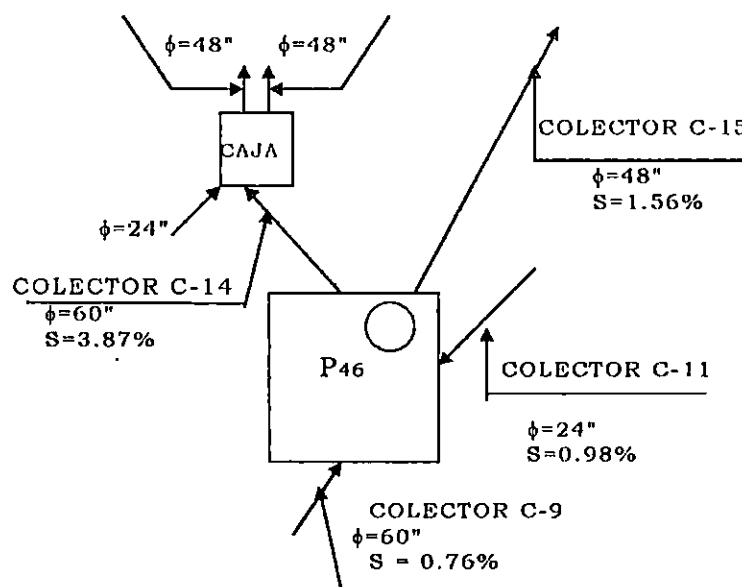
POZO	Ø TUBERIA (Pulgadas)	PENDIENTE %
P ₉		
	48	1.21
P ₁₀		
	48	1.34
P ₁₁		
	48	0.27
P ₁₂		
	48	2.12
P ₃₄		
	60	0.71
P ₃₅		
	60	0.78

POZO	Ø TUBERIA (Pulgadas)	PENDIENTE %
P36	60	0.73
P44	60	0.76
P45	60	0.76
P46	60	0.76

(Ver perfil en plano 4.12)

En el pozo P46 sucede una situación similar a la del pozo P28=I, su caudal se divide entre dos tramos de tubería (colector C-14 y colector C-15) los cuales después se unen nuevamente, para evaluarlos se realiza el siguiente cálculo:

ANALISIS DE PUNTO DE DESCARGA DEL COLECTOR C-9



Usando la fórmula de Manning

$$V = \frac{(D/4)^{2/3} S^{1/2}}{0.015}$$

Donde:

V: Velocidad m/seg

D: Diámetro de la tubería (m)

S: Pendiente de tubería (%)

Y por continuidad $Q = V \times A$

Donde:

Q: Caudal

V: Velocidad

A: Sección del tubo

Para $\phi = 48"$, $S = 1.56\%$ (Colector C-15) tenemos:

$$Q = 4402.72 \text{ lts/seg}$$

$$V = 3.77 \text{ m/seg.}$$

Para $\phi = 60"$, $S = 3.87\%$ (Colector C-14) tenemos:

$$Q = 12573.05 \text{ lts/seg}$$

$$V = 6.89 \text{ m/seg.}$$

Caudal Total $Q_T = 16,975.77 \text{ lts/seg}$

Por regla de tres podemos conocer los porcentajes que conducirán los colector C-14 y colector C-15

$$16975.77 \text{ ———— } 100\%$$

$$12573.05 \text{ ———— } X$$

$$X = 74.06\%$$

Así, el colector C-14 conducirá 74.06% del caudal que llegue al Pozo P₄₆ y el colector C-15 conducirá 25.94% del caudal que llegue al pozo P₄₆.

HOJA DE CALCULO PARA EVALUACION HIDRAULICA

COLECTOR C-9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE (%)	VELOCIDAD "V" (m/s)	CAUDAL TRAB. LLENO (lts/seg.)	CAPACIDAD HIDRAULICA (%)	OBSERVACION
P ₉ - P ₁₀	6835	0.73	3.20	266.11	266.11	48	1.21	3.32	3877.49	6.86	Con Capacidad
P ₁₀ - P ₁₁	10225	0.73	3.20	398.09	664.20	48	1.34	3.50	4080.48	16.28	Con Capacidad
P ₁₁ - P ₁₂	4190	0.73	3.20	163.13	2356.05	48	0.27 [^]	1.57	1831.64	128.63	Sin Capacidad
P ₁₂ - P ₃₄	7035	0.73	3.20	273.90	2629.95	48	2.12 ^{**}	4.40	5132.47	51.24	Con Capacidad
P ₃₄ - P ₃₅	8045	0.73	3.20	313.22	9234.35	60	0.71	2.95	5385.36	171.47	Sin Capacidad
P ₃₅ - P ₃₆	16880	0.73	3.20	657.19	9891.54	60	0.78	3.09	5644.59	175.24	Sin Capacidad
P ₃₆ - P ₄₄	875	0.73	3.20	34.07	9925.61	60	0.74 [*]	3.01	5497.95	180.53	Sin Capacidad
P ₄₄ - P ₄₅	8940	0.73	3.20	348.06	12269.79	60	0.76	3.05	5571.75	220.21	Sin Capacidad
P ₄₅ - P ₄₆	5000	0.73	3.20	194.67	12464.46	60	0.76	3.05	5571.75	223.71	Sin Capacidad

* Los tramos de tubería, pasan de una pendiente mayor a una menor sin el debido incremento en el diámetro del tubo.

** El tramo de tubería sobrepasa el valor de la pendiente especificada por la OPAMSS (S_{máx} = 2.00%, para φ = 48"), ver cuadro 4.1.

[^] El valor de la pendiente en este tramo, es inferior a la pendiente mínima normada por la OPAMSS (0.27% < 0.50%).

4.6.11 COLECTOR C-10

DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C-10 (COLONIA LAS PALMAS)

- Ubicado en calle Norma de la lotificación las Palmas desde la intersección con calle antigua El Matazano en el pozo denominado P48a, hasta la intersección con calle de acceso principal en el pozo P48.
- La dirección del flujo es de Sur a Norte.
- Este colector descarga al pozo P48 perteneciente al colector C-11 que se describe más adelante.
- El colector está formado por los siguientes pozos y tuberías

POZO	Ø TUBERIA (Pulgadas)	PENDIENTE %
P48a	18	1.50
P48b	18	0.41
P48c	18	1.02
P48d	18	0.66
P48e	18	1.15
P48f	18	1.41
P48g	18	1.52
P48h	18	1.92
P48i	18	1.79
P48j	18	1.42
P48k	18	2.22
P48l	18	1.47

POZO	Ø TUBERIA (Pulgadas)	PENDIENTE %
P48m		
	18	1.07
P48n		
	18	2.87
P48		

Las condiciones físicas de los pozos y tuberías son buenas, hay una alta concentración de pozos con una distancia promedio de 23.31m. sin que exista diferencia de nivel significativa entre éstos. (Ver perfil en plano 4.13)

HOJA DE CALCULO PARA EVALUACION HIDRAULICA

COLECTOR C-10

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE (%)	VELOCIDAD "V" (m/s)	CAUDAL TRAB. LLENO (lts/seg.)	CAPACIDAD HIDRAULICA (%)	OBSERVACION
P48a - P48b	11175	0.73	3.20	435.08	435.08	18	1.50	1.92	315.71	137.81	Sin Capacidad
P48b - P48c	0	0.73	3.20	0.00	435.08	18	0.41*	1.01	165.06	263.59	Sin Capacidad
P48c - P48d	0	0.73	3.20	0.00	435.08	18	1.02	1.59	260.34	167.12	Sin Capacidad
P48d - P48e	0	0.73	3.20	0.00	435.08	18	0.66*	1.28	209.42	207.76	Sin Capacidad
P48e - P48f	0	0.73	3.20	0.00	435.08	18	1.15	1.68	276.43	157.39	Sin Capacidad
P48f - P48g	2960	0.73	3.20	115.24	550.32	18	1.41	1.86	306.09	179.79	Sin Capacidad
P48g - P48h	0	0.73	3.20	0.00	550.32	18	1.52	1.94	317.81	173.16	Sin Capacidad
P48h - P48i	0	0.73	3.20	0.00	550.32	18	1.92	2.18	357.18	154.07	Sin Capacidad
P48i - P48j	0	0.73	3.20	0.00	550.32	18	1.79*	2.10	344.88	159.57	Sin Capacidad
P48j - P48k	2525	0.73	3.20	98.31	648.63	18	1.42*	1.87	307.18	211.16	Sin Capacidad
P48k - P48l	18895	0.73	3.20	735.65	1384.28	18	2.22	2.34	384.08	360.42	Sin Capacidad
P48l - P48m	2165	0.73	3.20	84.29	1468.57	18	1.47*	1.90	312.54	469.89	Sin Capacidad
P48m - P48n	9200	0.73	3.20	358.19	1826.76	18	1.07*	1.62	266.65	685.09	Sin Capacidad
P48n - P48	0	0.73	3.20	0.00	1826.76	18	2.87	2.66	436.70	418.31	Sin Capacidad

* En este colector C-10, continuamente los tramos de tubería señalados, pasan de una pendiente mayor a otra menor sin incrementar su diámetro.

4.6.12 COLECTOR C-11**DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C-11**

- Ubicado en Calle de acceso principal a la colonia Santa Lucía desde pozo denominado P51 hasta pozo P46.
- La dirección de flujo es de Oriente a Poniente.
- Este colector forma parte del sistema de evacuación pluvial original.
- Al pozo P48 descarga el colector C-10 de colonia Las Palmas.
- El colector está formado por los siguientes pozos y tuberías:

POZO	Ø TUBERIA (Pulgadas)	PENDIENTE %
P51		
	18	0.63
P50		
	18	1.11
P49		
	18	1.82
P48		
	18	1.58
P47		
	24	1.96
CAJA		
	24	0.98
P46		

(Ver perfil en plano 4.14)

HOJA DE CALCULO PARA EVALUACION HIDRAULICA

COLECTOR C-11

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE (%)	VELOCIDAD "V" (m/s)	CAUDAL TRAB. LLENO (lts/seg.)	CAPACIDAD HIDRAULICA (%)	OBSERVACION
P51 - P50	770	0.73	3.20	29.98	29.98	18	0.63	1.25	204.60	14.65	Con Capacidad
P50 - P49	0	0.73	3.20	0	29.98	18	1.11	1.65	271.58	11.04	Con Capacidad
P49 - P48	0	0.73	3.20	0	29.98	18	1.82	2.12	347.76	8.62	Con Capacidad
P48 - P47	0	0.73	3.20	0	1856.74	18	1.58*	1.97	324.02	573.03	Sin Capacidad
P47 - Caja	7390	0.73	3.20	287.72	2144.46	18	1.96	2.20	360.89	594.22	Sin Capacidad
Caja - P46	2325	0.73	3.20	90.52	2234.98	24	0.98	1.88	549.57	406.68	Sin Capacidad

* El tramo de tubería que va desde el pozo P48 y llega al pozo P47 tiene una pendiente menor al del tramo anterior (P49-P48) sin que aumente el diámetro del tubo.

4.6.13 COLECTOR C-12

DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C-12

- Inicia en la intersección de la calle Circunvalación y calle 2 (Sector Sur-Oriente), en la caja tragante hasta la intersección de calle 1 y Pasaje Q en el pozo P_{II}.
- La dirección del flujo es de Sur a Norte entre la caja tragante y el pozo P₂₆ y de Oriente a Poniente entre los pozos P₂₆ y P_{II}.
- Este tramo forma parte del sistema original.
- Al pozo P₂₆ llega tubería Ø = 18" que colecta las aguas lluvias de la colonia Santa Eduvigés.
- Descarga al P_{II} del colector auxiliar No.2
- Este colector esta formado por los siguientes pozos y tuberías:

POZO	Ø TUBERIA (Pulgadas)	PENDIENTE %
CAJA		
	18	2.65
P ₂₆		
	24	1.87
P _{II}		

Las condiciones físicas de los pozos y tuberías son buenas. (Ver perfil en plano 4.15).

HOJA DE CALCULO PARA EVALUACION HIDRAULICA

COLECTOR C-12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE (%)	VELOCIDAD "v" (m/s)	CAUDAL TRAB. LLENO (lts/seg.)	CAPACIDAD HIDRAULICA (%)	OBSERVACION
Caja - P ₂₆	7230	0.73	3.20	281.49	281.49	18	2.65	2.56	419.63	67.08	Con Capacidad
P ₂₆ - P ₁₁	14115	0.73	3.20	549.54	831.03	24	1.87	2.60	759.16	109.47	Sin Capacidad

4.6.14 COLECTOR C-13 Y COLECTOR AUXILIAR N° 2

DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C-13

Este Colector se localiza en la esquina formada por la calle Circunvalación y la calle Principal de la residencial Santa Lucía; de acuerdo a inspecciones realizadas se puede afirmar que este colector ha sido parte de las obras de urbanización de la mencionada residencial.

Este colector está formado por los siguientes elementos:

POZO ó CAJA	DIAMETRO	PENDIENTE (%)
Caja Tragante		
	15 Pulg.	1.48
PVIA		
	70 cms.	2.47
PVIB		
	70 cms.	1.60
PVIC		
	70 cms.	1.86
PVI		

Este colector está formado por cuatro tramos de tubería, el primero que inicia en la caja tragante y llega al pozo PVIA construido con tubos de concreto y los otros tramos de tubería que inician en el pozo PVIA y descargan en el Pozo PVI están contruidos con sistema RIB-LOC, por lo que para ser evaluados se usa el coeficiente de rugosidad de Manning $n = 0.0083$.

En este colector, se hace notar que solo cuenta con una caja tragante y tambien se encontró que el Pozo PVIC esta sellado en su superficie. (Ver perfil en plano 4.16).

DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR AUXILIAR N° 2

- Ubicado en el sector Oriente de la colonia Santa Lucía, inicia en la intersección de la "calle 5" con la "calle 1" con el pozo P₂₈₌₁.
- La dirección del flujo es de Norte a Sur entre los Pozos P_I y P_{II}, de Poniente a Oriente entre los Pozos P_{II} y P_{III} y de Sur a Norte entre los pozos P_{III}, P_{IV} y P_V, siendo finalmente de Poniente a Oriente desde el pozo P_V hasta llegar a la descarga del arenal afluente al río El Chagüite.
- A este colector descargan los colectores C-5, C-12 y C-13 específicamente a los pozos P_{I=28}, P_{II} y P_{VI} respectivamente, además al pozo P_V descarga un tramo de tubería que inicia en el pozo P₃₈.
- Este colector está formado por tuberías de concreto reforzado con diámetro de $\phi = 60"$; aunque, presenta la particularidad de tener tramos de tuberías del tipo RIB-LOC desde el pozo P_{VI} hasta el pozo P_X, teniendo con este sistema una longitud de tubería de 56.75m. con diámetro de $\phi = 1500\text{mm}$.
- Sobre este colector se construyó el colector principal de la Residencial Santa Lucía, el cual descarga a una canaleta. La construcción de esta obra ha provocado que no se puedan localizar los pozos en una longitud de 206m con un desnivel de 61.03m entre el pozo P_{IX} y el punto de descarga; por tal razón, no se logra obtener las características del sistema a partir del pozo P_X. Por tanto, la evaluación hidráulica se realiza hasta el pozo P_{IX}.
- A continuación se presenta un cuadro de los elementos localizados en este colector:

POZO	φ TUBERIA	PENDIENTE %
P _I	60 Pulg.	0.73
P _{II}	60 Pulg.	0.57
P _{III}	60 Pulg.	1.03
P _{IV}	60 Pulg.	0.75
P _V	60 Pulg.	1.71
P _{VI}	1500 mm	1.90
P _{VII}	1500 mm	1.65
P _{VIII}	1500 mm	1.63
P _{IX}		
P ₃₈	60 Pulg.	0.78
P _v		

(Ver perfil en plano 4.16)

HOJA DE CALCULO PARA EVALUACION HIDRAULICA

COLECTOR C-13

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE	PENDIENTE EXISTENTE (%)	VELOCIDAD "V" (m/s)	CAUDAL TRAB. LLENO (lts/seg.)	CAPACIDAD HIDRAULICA (%)	OBSERVACION
Caja - P _{VIA}	965	0.73	3.20	37.57	37.57	15 Pulg	1.48	1.69	192.85	19.48	Con Capacidad
P _{VIA} - P _{VIB}	0	0.73	3.20	0.00	37.57	700mm	2.47	5.92	2278.28	1.64	Con Capacidad
P _{VIB} - P _{VIC}	0	0.73	3.20	0.00	37.57	700mm	1.60*	4.77	1834.96	2.05	Con Capacidad
P _{VIC} - P _{VI}	0	0.73	3.20	0.00	37.57	700mm	1.86	5.14	1978.44	1.90	Con Capacidad

* El tramo que inicia con el Pozo PVIB y llega al Pozo PVIC posee una pendiente menor que el tramo de tubería que lo antecede, manteniendo constante el diámetro del tubo, $\phi = 700$ mm, tubería Rib-Loc.

HOJA DE CALCULO PARA EVALUACION HIDRAULICA

COLECTOR AUXILIAR N° 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE	PENDIENTE EXISTENTE (%)	VELOCIDAD "V" (m/s)	CAUDAL TRAB. LLENO (lts/seg.)	CAPACIDAD HIDRAULICA (%)	OBSERVACION
P _{28-I} - P _{II}	0	0.73	3.20	0.00	5460.68	60 Pulg.	0.73	2.99	5460.68	100.00	Sin Capacidad
P _{II} - P _{III}	8260	0.73	3.20	321.59	6613.30	60 Pulg.	0.57*	2.65	4825.28	137.06	Sin Capacidad
P _{III} - P _{IV}	2590	0.73	3.20	100.84	6714.14	60 Pulg.	1.03	3.56	6486.40	103.51	Sin Capacidad
P _{IV} - P _V	2705	0.73	3.20	105.31	6819.45	60 Pulg.	0.75*	3.03	5534.98	123.21	Sin Capacidad
P ₃₈ - P _V	6340	0.73	3.20	246.84	246.84	60 Pulg.	0.78	3.09	5644.59	4.37	Con Capacidad
P _V - P _{VI}	0	0.73	3.20	0.00	7066.29	60 Pulg.	1.71	4.58	8357.63	84.55	Sin Capacidad
P _{VI} - P _{VII}	0	0.73	3.20	0.00	7103.86	1500mm	1.90	8.64	15261.31	46.55	Con Capacidad
P _{VII} - P _{VIII}	0	0.73	3.20	0.00	7103.86	1500mm	1.65*	8.05	14221.88	49.95	Con Capacidad
P _{VIII} - P _{IX}	0	0.73	3.20	0.00	7103.86	1500mm	1.63*	8.00	14135.43	50.26	Con Capacidad

* En varios tramos de tubería de este colector se pasa de una pendiente mayor a una menor sin el debido incremento en el diámetro del tubo.

4.6.15 DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C-14

- Ubicado en las afueras de la colonia Santa Lucía.
- Inicia en la parte topográfica más baja de la zona urbana (Pozo P46), por lo que el agua que no es captada por los colectores anteriores llega superficialmente a la caja de este colector; finaliza en el pozo P53 ubicado en parqueo de Fábrica Cartonera Centroamericana.
- El tramo de CAJA a pozo P52 esta bajo línea férrea.
- La dirección del flujo es de Sur a Norte
- Este colector es parte del sistema de drenaje pluvial original
- Al pozo P52 llega descarga de aguas lluvias ($\phi = 24"$) y descarga de aguas industriales ($\phi = 18"$)
- Del caudal que llega al pozo P46, este colector conduce el 74.06% (Ver cálculo en colector C-9)
- Descarga en pozo P53 del colector C-15
- Ver perfil en plano 4.17
- El colector está formado por los siguientes pozos y tuberías:

POZO	DIAMETRO (Pulgadas)	PENDIENTE (%)
Caja Tragante		
	24	0.50
Caja		
--	--	--
P46		
	60	3.87
Caja		
	2 de 48	2.83
P52		
	60	0.93
P53		

HOJA DE CALCULO PARA EVALUACION HIDRAULICA

COLECTOR C-14

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Qp" (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Qa" (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE (%)	VELOCIDAD "V" (m/s)	CAUDAL TRAB. LLENO (lts/seg.)	CAPACIDAD HIDRAULICA (%)	OBSERVACION
Caja Tragante - Caja	2035	0.73	3.20	79.23	79.23	24	0.50	1.34	392.55	20.18	Con Capacidad
P46 - Caja	0	0.73	3.20	0.00	10965.63	60	3.87	6.89	12573.05	87.22	Sin Capacidad
Caja - P52	0	0.73	3.20	0.00	10965.63	2 de 48	2.83	5.08	11859.92	92.46	Sin Capacidad
P52 - P53	0	0.73	3.20	0.00	10965.63	60 [^]	0.93 [*]	3.38	6163.49	177.91	Sin Capacidad

[^] Aquí el tramo se desarrolla únicamente con un tubo de 60", el cual tiene un área transversal inferior a la que hacen las dos tuberías de $\phi = 48"$

1 $\phi = 60" = 1.82 \text{ m}^2$

2 $\phi = 48" = (2 \times 1.17) = 2.33 \text{ m}^2$, además,

^{*} Su pendiente es mucho menor (0.93% < 2.83%), lo cual limita aún más su capacidad hidráulica.

4.6.16 DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C-15

- Ubicado en la calle principal de acceso a la colonia Santa Lucía en la parte topográfica más baja de la zona urbana por lo que el agua que no es captada por los colectores anteriores llega superficialmente y finaliza en descarga libre en arenal afluyente al río Las Cañas.
- Del caudal que llega al pozo P46, este colector conduce el 25.94% (Ver cálculo en colector C-9), la dirección del flujo es de Sur a Norte.
- Este colector es parte del sistema original excepto el primer tramo (P46-P53), el cual esta bajo línea férrea.
- En el Pozo P53 llega descarga de colector C-14
- Tiene tramo de tubería circular de concreto y además un tramo (L = 68.00m) de bóveda de sección combinada rectangular en la base y semicircular en la parte alta (Ver plano 4.1).
- La bóveda tiene reducida su capacidad hidráulica ya que dentro de ella pasa tubería de hierro fundido ($\phi = 18"$) que conduce aguas negras.
- Sobre el tramo de bóveda se realizó relleno, para funcionar como obra de paso al Boulevard del Ejército Nacional.
- La bóveda es de concreto armado.
- Ver perfil en plano 4.18
- La evaluación se resume en el siguiente cuadro:

POZO	DIAMETRO (Pulgadas)	PENDIENTE (%)
P46		
	48	1.56
P53		
	60	5.36
P54		

POZO	DIAMETRO (Pulgadas)	PENDIENTE (%)
	60	2.98
P55		
	Bóveda	1.53
P56		
	2 de 48	4.20
P57		
	2 de 48	4.74
Descarga		

EVALUACION DE BOVEDA TRABAJANDO LLENA

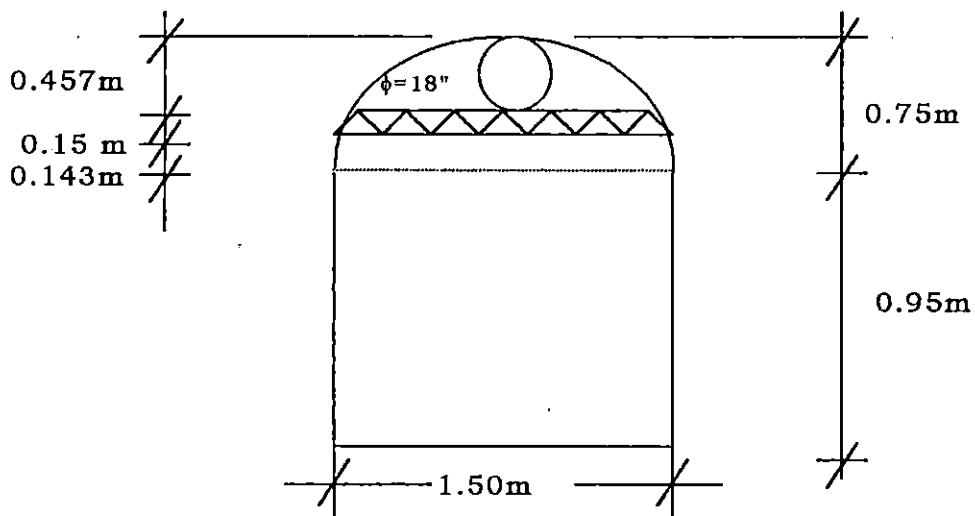


FIGURA DE BOVEDA

Debido a la obstrucción causada por la tubería de hierro fundido y por las vigas que la sostienen, la bóveda trabaja solo en su parte rectangular. Utilizando la formula de Manning $V = R_H^{(2/3)} \times S^{(1/2)}/n$ tenemos:

Datos:

$$S = 1.53\%$$

$$R_H = ?$$

$$n = 0.015$$

$$R_H = A_H/P_m$$

Cálculo $R_H = ?$

$$A_H = 1.50 \times 0.95$$

$$A_H = 1.425 \text{ m}^2$$

$$P_m = (1.50 + 0.95 + 0.95)\text{mts.}$$

$$P_m = 3.40\text{m.}$$

$$R_H = 1.425/3.40 = 0.4191$$

$$V = 1/0.015 * (0.4191)^{(2/3)} (0.0153)^{(1/2)}$$

$$V = 4.62 \text{ m/seg}$$

Por continuidad tenemos:

$$Q_{LL} = A * V$$

$$Q_{LL} = 1.425 * 4.62$$

$$Q_{LL} = 6.5835 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{LL} = 6583.50 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a/Q_{LL} = (14778.66/6583.50)*100$$

$$Q_a/Q_{LL} = 224.48\%$$

Bóveda sin capacidad.

HOJA DE CALCULO PARA EVALUACION HIDRAULICA

COLECTOR C-15

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE (%)	VELOCIDAD "V" (m/s)	CAUDAL TRAB. LLENO (lts/seg.)	CAPACIDAD HIDRAULICA (%)	OBSERVACION
P ₄₆ - P ₅₃	0	0.73	3.20	0.00	3813.03	48	1.56	3.77	4402.72	86.61	Sin Capacidad
P ₅₃ - P ₅₄	0	0.73	3.20	0.00	14778.66	60	5.36 [^]	8.11	14796.79	99.88	Sin Capacidad
P ₅₄ - P ₅₅	0	0.73	3.20	0.00	14778.66	60	2.98 ^{*^}	6.05	11033.00	133.95	Sin Capacidad
P ₅₅ - P ₅₈	0	0.73	3.20	0.00	14778.66	Bóveda	1.53 [*]	4.62	6583.50	224.48	Sin Capacidad
P ₅₈ - P ₅₇	5000	0.73	3.20	194.67	14973.33	2(48)	4.20 [^]	6.19	14448.18	103.63	Sin Capacidad
P ₅₇ - Descar.	25000	0.73	3.20	973.33	15946.66	2(48)	4.74 [^]	6.57	15348.91	103.89	Sin Capacidad

[^] En la mayoría de tramos (4), se sobrepasa la pendiente máxima normada para tuberías de 48" y 60" de diámetro.

^{*} En los tramos de tubería, se pasa de una pendiente mayor a una menor sin incrementar el diámetro del tubo, o pasar a una obra hidráulica de mayor capacidad (Bóveda).

А **САРІТІО**

5.0 DISEÑO Y COSTO DEL PROYECTO

5.1 INTRODUCCION

La propuesta de diseño que se plantea ante la problemática del sistema de drenaje pluvial existente analizado en el capítulo anterior, donde se determinó que el sistema en general no tiene capacidad, se enmarca en el rediseño de colectores existentes, aumentando diámetros de tuberías y mejorando pendientes cuando sea necesario, así también; en el diseño de un colector auxiliar en zona donde no existe sistema, aliviando de esta forma el sistema de descarga que inicia en la zona baja de la colonia Santa Lucía el cual trabajará con capacidad (Ver Revisión Hidráulica de colector C-15, capítulo V), contribuyendo de esta manera a reducir la posibilidad de sufrir inundaciones.

En este capítulo, también se presenta el diseño hidráulico del sistema final de descarga el cual incluye: canal de pendiente fuerte gradas disipadoras, lecho amortiguador y canal de pendiente suave. Así como tres alternativas a dicho sistemas, sin profundizar en estudios detallados que serían necesarios para un diseño completo, presentando solamente ventajas y desventajas basándose en la cantidad aproximada y tipo de obra a realizar para cada una de ellas.

Además se presenta un análisis de costo unitario de tubería para diferentes materiales que pueden usarse, enfocando el diseño y costo *directo del proyecto* para tubería de concreto, ya que resulta ser el material más económico en el mercado. De esta manera se tendrán los menores costos y la alcaldía o la comunidad podrá con el presente

trabajo gestionar el financiamiento como un proyecto de inversión social.

Cabe mencionar que la solución planteada pretende ser un humilde aporte de beneficio social a la comunidad de la colonia Santa Lucía y zonas aledañas, el cual contribuya a evitar, en un futuro, inundaciones e incomodidad a los pobladores y transeúntes de dicho sector.

5.2 PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVA DE SOLUCION

Las características topográficas y la alta concentración de áreas urbanas de la colonia Santa Lucía y sus alrededores representan variables difíciles de manejar para proponer soluciones económicas al problema de la evacuación de la escorrentía de la mencionada colonia. Tomando en cuenta estas variables, la propuesta está enfocada a rediseñar algunos colectores, diseñar otro Colector Auxiliar y efectuar una revisión hidráulica a colectores influenciados con el rediseño (Ver Plano 5.1 y 5.2).

El rediseño de algunos colectores tiene como propósito captar y transportar con seguridad la escorrentía que generan las áreas de aporte respectivas. En cambio, el diseño de un nuevo Colector Auxiliar viene a ser un sistema de alivio a los sistemas de descargas existentes, particularmente al sistema de descarga del arenal afluente al río Las Cañas, el cual representa la mayor influencia para que se tengan inundaciones en la zona baja de la colonia.

En síntesis, el propósito de la propuesta está orientada a reducir la cantidad de escorrentía que circula hacia la zona baja de la colonia Santa Lucía, canalizando una parte del caudal hacia el Colector Auxiliar N° 3, logrando así, que el colector de descarga hacia el arenal afluente al Río Las Cañas trabaje con capacidad hidráulica, de esta manera, se reduce la posibilidad de inundación en la zona del triángulo, ante eventos de lluvia con períodos de retorno de diez años.

5.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

El uso y manejo de procedimientos generales y específicos en el planteamiento de un problema conlleva a tener soluciones concretas y objetivas.

En este caso, en el desarrollo de la Propuesta de Diseño para evacuar adecuadamente la escorrentía en la colonia Santa Lucía se usan las siguientes consideraciones:

Características Fisiográficas:

El relieve de la colonia Santa Lucía se distingue particularmente por tener vías de comunicación (calles) con pendientes concurrentes a un punto en común, (calle circunvalación, sector conocido como El Triángulo), generando de esta forma que la escorrentía que no es conducida por el sistema de drenaje existente se desplace hacia la zona baja en donde la topografía fué modificada para dar paso al Boulevard del Ejército Nacional; por esta razón si se modificara la Bóveda existente (Ver colector C-15), resulta difícil obtener una solución económica al problema.

Reglamentación:

Toda la normativa establecida por la OPAMSS, y ANDA es aplicada en esta propuesta de diseño, tanto en el rediseño de colectores como en el diseño del Colector Auxiliar.

Infraestructura Existente:

Tanto para el diseño como para el rediseño es tomada en cuenta la existencia de servicios de Drenaje Sanitario, Agua Potable, y Telecomunicaciones de manera que no existan interferencias con dichos sistemas.

Criterios Técnicos:

Se considera que la zona en estudio se encuentra totalmente desarrollada, y que las áreas de aporte son fijas por lo que para el rediseño de colectores se realiza usando una relación de caudales no mayor del 90% para secciones circulares, en cambio, para el diseño del Colector Auxiliar N° 3 se adopta una relación de caudales no mayor del 80% esto debido a que por su ubicación topográfica puede tener caudales de llegada de zonas aledañas.

Criterio Económico

Se considera que el implemento del proyecto para resolver el problema del drenaje pluvial representa una inversión eminentemente social, (sin ningún tipo de recuperación económica), por lo que, para el desarrollo del mismo se usa tubería de concreto, debido a su bajo costo en comparación con otro tipo de materiales.

A pesar de que en la evaluación hidráulica hecha al sistema pluvial existente (Capítulo IV) se detectó que éste en la mayoría de sus obras, no cumple con la Normativa vigente, por consideraciones económicas en esta propuesta, se mantiene parte del sistema existente (algunos tramos de colectores existentes) ya que el sistema, en estos tramos, trabaja con

capacidad hidráulica; además, de este modo, se evita hacer cambios que incrementarían el costo del proyecto.

5.4 REDISEÑO DE COLECTORES EXISTENTES

En el capítulo anterior se determinó que la mayoría de los colectores que forman el sistema de drenaje pluvial existente de la colonia Santa Lucía se encuentra trabajando sin capacidad para eventos de lluvia con períodos de retorno de diez años, ocasionando que algunas calles como la "calle 5", "calle 2", "calle 1" y calle Circunvalación (sector del triángulo) se inundan, presentando de esta manera incomodidad a residentes, peatones y automovilistas; por tal razón, es necesario rediseñar los colectores que presentan deficiencia en evacuar la escorrentía.

El rediseño de colectores comprende básicamente el cambio de diámetro de tuberías existentes, por una tubería de mayor diámetro, evitando, por economía, profundizar el nivel de excavación que se realizará para remover la tubería existente. Además, se mantiene la ubicación de los pozos existentes para mayor facilidad de ubicación; aunque existen algunas longitudes entre pozos mayores de 100 metros, por lo que se proyecta la construcción de un pozo intermedio y otro pozo nuevo por cambio de dirección de flujos (Ver Planos 5.1 y 5.2).

Para efectos de comprensión, la nomenclatura de colectores y pozos utilizada en la evaluación hidráulica es retomada también en la propuesta de diseño.

El rediseño de colectores comprende básicamente la elaboración de una hoja de cálculo del diseño pluvial que contiene lo siguiente:

Columna 1 TRAMO: Al igual que en la evaluación hidráulica, indica el tramo comprendido entre dos pozos consecutivos.

Columna 2 DISTANCIA "D" (m): Representa la distancia horizontal entre dos pozos de un tramo.

Columna 3 AREA DE INFLUENCIA "A" (m²): Es el área de aporte que le corresponde al tramo en estudio, considerando que tiene obras de captación existentes o proyectadas.

Columna 4 COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C": El valor de esta columna es igual al usado en la evaluación hidráulica.

Columna 5 INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min): La intensidad de lluvia usada para el diseño es la misma usada en la evaluación hidráulica; es decir, la obtenida para un período de retorno de diez años tal como lo establece la normativa de la OPAMSS.

Columna 6 CAUDAL PARCIAL "Q_p" (lts/seg): Se obtiene del producto de las columnas 3, 4 y 5. Para obtener el caudal en lts/seg se divide el resultado entre 60.

Columna 7 CAUDAL ACUMULADO "Q_a" (lts/seg): Se obtiene de sumar el caudal parcial (columna 6) y el caudal acumulado (columna 7) anterior si existe.

Columna 8 PENDIENTE "S" (%): Esta se obtiene a partir de la propuesta de perfiles elaborados, tomando en cuenta la normativa establecida por la OPAMSS.

Columna 9 DIAMETRO " ϕ " (Pulg.): Este se obtiene del Nomograma de Manning (Ver Fig. 4.2) para $n = 0.015$ (Tubería de Concreto); a partir de la pendiente propuesta y el caudal acumulado se toma el valor comercial inmediatamente superior al de la lectura.

Columna 10 CAUDAL TRABAJANDO LLENO " Q_{LL} " (lts/seg): Este se obtiene leyendo el Nomograma de Manning (Ver Fig. 4.2). Ingresando con los datos de las columnas 8 y 9.

Columna 11 VELOCIDAD A TUBO LLENO " V_{LL} " (m/s): Se obtiene con los mismos datos de entrada que se utilizan para caudal trabajando lleno.

Columna 12 RELACION DE CAUDALES " Q_a/Q_{LL} " (%): Esta se obtiene al dividir el caudal acumulado (columna 7) entre el caudal trabajando lleno (columna 10) obtenido del Nomograma de Manning.

Columna 13 VELOCIDAD REAL " V_R " (m/s): Usando la curva del Banano (Ver Fig. 5.1) se obtiene el factor de relación de velocidad, teniendo como entrada el dato de la columna 12 en porcentaje, en dicho factor se afecta la velocidad a tubo lleno, encontrando de esta forma el valor de la velocidad real en las condiciones de flujo previstas.

Para ilustrar el procedimiento seguido para elaborar la hoja de cálculo para el diseño hidráulico, se presenta el siguiente ejemplo:

COLECTOR C-4

Tramo en estudio P21-P22:

La distancia entre pozos, $D=20.11$ m

El área de aporte, $A = 4890$ m²

Coefficiente de escorrentía, $C = 0.73$

Intensidad de lluvia, $I = 3.20$ mm/min.

- Con los datos anteriores, se procede a evaluar con la fórmula del Método Racional:

$$Q = CIA/60$$

$$Q = ((0.73)(3.20)(4890))/60 = 190.38 \text{ lts/seg.}$$

Por tanto, éste es el caudal propio o generado por el área más próxima de recogimiento.

- Como el tramo en estudio es intermedio, el caudal de diseño o caudal acumulado viene dado por:

El caudal propio + el caudal acumulado del tramo anterior, es decir:

$$Q_{\text{Diseño}} = 190.38 + 502.05 = 692.43 \text{ lts/seg.}$$

Por tanto, el caudal de diseño es 629.43 lts/seg.

- Conocido el caudal de diseño, aplicando la normativa vigente y los criterios de diseño, se propone la pendiente.
- Con el caudal de diseño y la pendiente propuesta se ingresa al Nomograma de Manning ($n=0.015$) para obtener el diámetro del tubo

a usar, el cual será el valor entero inmediatamente superior a la lectura encontrada, (diámetro comercial).

- Pendiente propuesta $S = 2.00\%$

Diámetro obtenido $\emptyset = 24$ pulg

- Luego se procede a conocer la capacidad llena y velocidad llena del tubo a partir del Nomograma de Manning. Ingresando la pendiente y diámetro propuesto, se tiene:

Con $S = 2.00\%$; $\emptyset = 24$ pulg.

Se lee: $Q_{ll} = 785.10$ lts/seg.

$V_{ll} = 2.69$ m/seg.

- Seguidamente, para conocer la velocidad real que el flujo tendrá con el caudal de diseño, se procede a relacionar el caudal de diseño con el caudal lleno del tubo, C

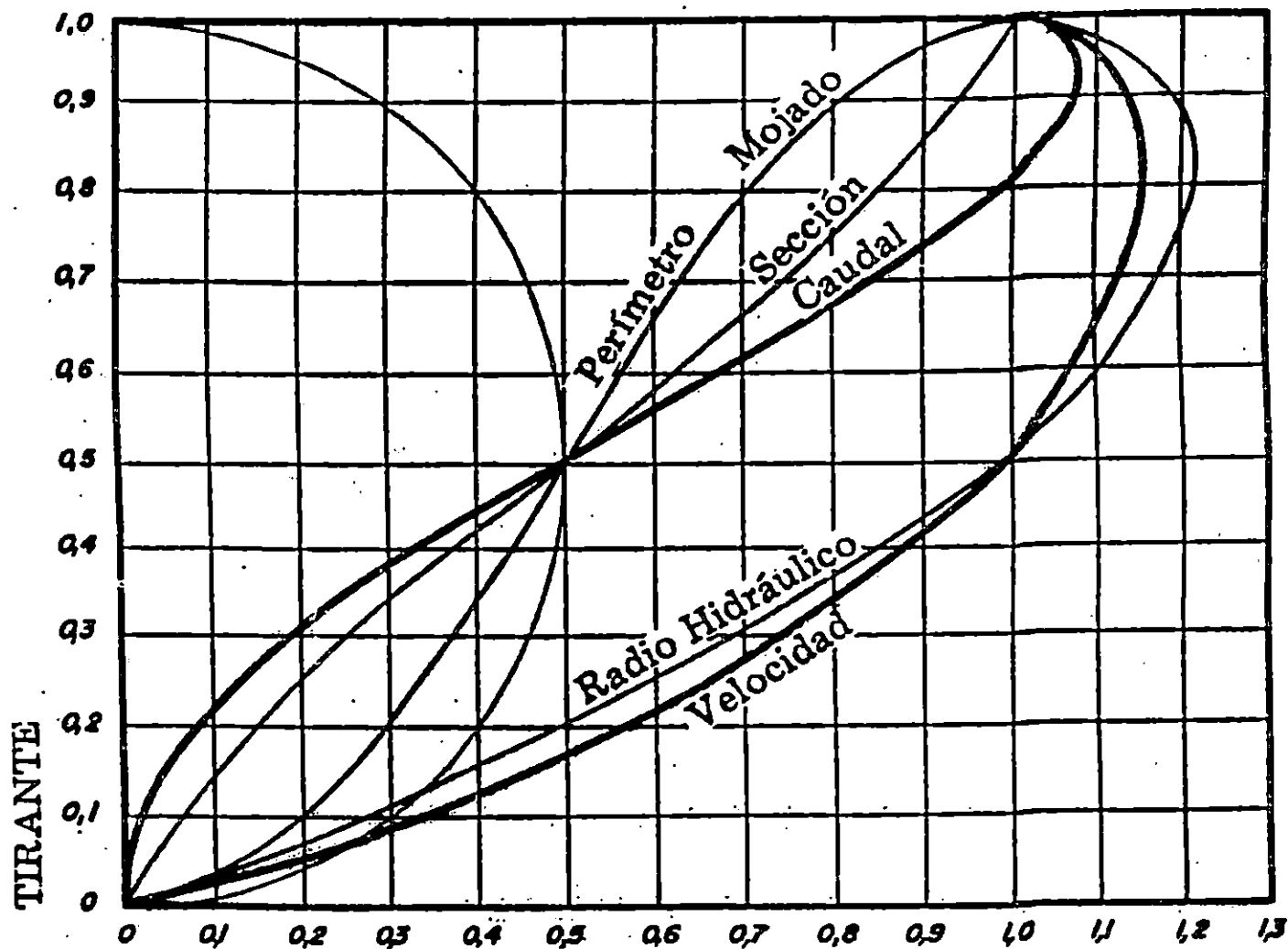
$$Q_a/Q_{ll} = (692.43/785.10) * 100 = 88.20\%$$

Con esta relación de caudal, se ingresa a la curva del banano para obtener el factor de relación de velocidad, teniendo:

$$V_R/V_{ll} = V_R/2.69 = 1.14$$

$$V_R = 2.69 * 1.14$$

$$= 3.07 \text{ m/seg.}$$



RELACION ENTRE EL CAUDAL DADO Y EL CAUDAL A SECCION PLENA

FIGURA Nº 5.1 Elementos hidráulicos de la sección circular

HOJA DE CALCULO PARA DISEÑO HIDRAULICO

COLECTOR C-3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
TRAMO	DISTANCIA "D" (m)	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	PENDIENTE "S" (%)	DIAMETRO "φ" (Pulg)	CAUDAL TRAB. LLENO "Q _{LL} " (lts/seg.)	VELOCIDAD LLENA "V _{LL} " (m/s) (%)	RELACION DE CAUDALES "Q _a /Q _{LL} " (%)	VELOCIDAD REAL "V _R " (m/s)
P17A - C1Y	26.50	1090	0.73	3.20	42.44	42.44	0.99	18*	256.48	1.56	16.55	1.06
C1Y - C2Y	5.00	960	0.73	3.20	37.38	79.82	0.58 [^]	18*	196.32	1.20	40.66	1.12
C2Y - C1X	24.00	960	0.73	3.20	37.38	117.20	1.21	18*	283.55	1.73	41.33	1.62
C1X - C2X	5.00	1737.50	0.73	3.20	67.65	184.85	1.76	18*	341.98	2.08	54.05	2.13
C2X - C1V	24.00	1737.50	0.73	3.20	67.65	252.50	1.76	18	341.98	2.08	73.83	2.35
C1V - C2V	5.00	2230	0.73	3.20	86.82	339.32	2.14	18	377.09	2.30	89.98	2.62
C2V - C1U	24.00	2230	0.73	3.20	86.82	426.14	0.75	24	480.78	1.65	88.63	1.88
C1U - C2U	5.00	1990	0.73	3.20	77.48	503.62	1.04	24	566.15	1.94	88.96	2.21
C2U - C1T	24.00	1990	0.73	3.20	77.48	581.10	1.36	24	647.41	2.22	89.76	2.53
C1T - C2T	5.00	1780	0.73	3.20	69.30	650.40	1.70	24	723.83	2.48	89.86	2.83
C2T - C1S	24.00	1780	0.73	3.20	69.30	719.70	2.10	24	804.49	2.76	89.46	3.15
C1S - C2S	5.00	1550	0.73	3.20	60.35	780.05	2.45	24	877.77	3.01	88.87	3.42
C2S - C1R	24.00	1550	0.73	3.20	60.35	840.40	0.90	30	954.90	2.09	88.01	2.36
C1R - P17B	2.50	2460	0.73	3.20	95.78	936.18	1.08	30	1046.05	2.29	89.50	2.61
P17B - C2R	73.07	0	0.73	3.20	0.00	936.18	1.08	30	1046.05	2.29	89.50	2.61
C2R - P23	10.00	2060	0.73	3.20	80.20	1016.38	1.27	30	1134.33	2.49	89.60	2.84

* No hay modificación para estos tramos

[^] Aunque el tramo de tubería pasa de una pendiente mayor a otra de menor valor, sin el debido incremento en el diámetro, por consideraciones económicas el tramo no se modifica.

Ver plano 5.3

HOJA DE CALCULO PARA DISEÑO HIDRAULICO

COLECTOR C-4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
TRAMO	DISTANCIA "D" (m)	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	PENDIENTE "S" (%)	DIAMETRO "φ" (Pulg)	CAUDAL TRAB. LLENO "Q _{LL} " (lts/seg.)	VELOCIDAD LLENA "V _{LL} " (m/s) (%)	RELACION DE CAUDALES "Q _a /Q _{LL} " (%)	VELOCIDAD REAL "V _r " (m/s)
P _{18A} - P ₁₉	32.15	2880	0.73	3.20	112.13	112.13	1.15	18*	276.43	1.68	40.56	1.56*
P ₁₉ - P _{20A}	30.17	3360	0.73	3.20	130.82	242.95	1.05 [^]	18*	264.14	1.61	91.98	1.85*
P _{20A} - P _{20B}	21.75	3470	0.73	3.20	135.10	378.05	0.75	24	555.15	1.65	78.63	1.83
P _{20B} - P ₂₁	50.78	3185	0.73	3.20	124.00	502.05	1.05	24	568.86	1.95	88.26	2.22
P ₂₁ - P ₂₂	20.11	4890	0.73	3.20	190.38	692.43	2.00	24	785.10	2.69	88.20	3.07
P ₂₂ - P ₂₃	67.48	2950	0.73	3.20	114.85	807.28	0.80	30	900.29	1.97	89.66	2.27
P ₂₃ - P ₂₄	87.02	6390	0.73	3.20	248.78	2072.44	0.97	42	2431.64	2.72	85.23	3.05

* No hay modificación para estos tramos

[^] Aunque el tramo de tubería pasa de una pendiente mayor a otra de menor valor, sin el debido incremento en el diámetro del tubo, por consideraciones económicas el tramo no se modifica.

Ver Plano 5.4

HOJA DE CALCULO PARA DISEÑO HIDRAULICO

COLECTOR C-8 MODIFICADO⁽¹⁾

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
TRAMO	DISTANCIA "D" (m)	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	PENDIENTE "S" (%)	DIAMETRO "φ" (Pulg)	CAUDAL TRAB. LLENO "Q _{LL} " (lts/seg.)	VELOCIDAD LLENA "V _{LL} " (m/s) (%)	RELACION DE CAUDALES "Q _a /Q _{LL} " (%)	VELOCIDAD REAL "V _R " (m/s)
P11D-P11C	29.10	8215	0.73	3.20	319.84	319.84	1.95	18	359.96	2.19	88.85	2.47
P11C-P11B	29.00	4900	0.73	3.20	190.77	510.61	1.10	24	582.25	1.99	87.70	2.24
P11B-P11A	29.10	5160	0.73	3.20	200.90	711.51	0.65	30	811.51	1.78	87.68	2.01
P11A-P16B	84.47	14330	0.73	3.20	557.91	1269.42	0.75	36	1417.49	2.16	89.55	2.45

(1) El diseño de este colector se realiza en contra pendiente de la rasante de la calle sacrificando la parte económica, con el propósito de transportar la escorrentía hacia el Colector C-5, aliviando de esta manera la descarga al río Las Cañas.

Ver Plano 5.5

HOJA DE CALCULO PARA DISEÑO HIDRAULICO

COLECTOR C-5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
TRAMO	DISTANCIA "D" (m)	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	PENDIENTE "S" (%)	DIAMETRO "φ" (Pulg)	CAUDAL TRAB. LLENO "Q _{LL} " (lts/seg.)	VELOCIDAD LLENA "V _{LL} " (m/s) (%)	RELACION DE CAUDALES "Q _a /Q _{LL} " (%)	VELOCIDAD REAL "V _R " (m/s)
P13 - P14	79.00	2370	0.73	3.20	92.27	92.27	1.10	18*	270.36	1.65	34.13	1.47
P14 - P15	100.48	5110	0.73	3.20	198.95	291.22	1.76	18*	341.98	2.08	85.16	2.36
P15 - P16	66.75	22720	0.73	3.20	884.57	1175.79	1.90	30	1387.44	3.04	84.74	3.44
P16 - P16A	70.00	11800	0.73	3.20	459.41	1635.20	1.25	36	1829.97	2.79	89.36	3.18
P16A - P16B	60.48	3160	0.73	3.20	123.03	1758.23	1.45	36	1970.94	3.00	89.21	3.42
P16B - P24	14.25	0	0.73	3.20	0.00	3027.65	0.95	48	3435.74	2.94	88.12	3.32
P24 - P24A	65.00	12220	0.73	3.20	475.77	5575.86	1.00	60	6391.24	3.50	87.24	3.94
P24A - P1	65.69	0	0.73	3.20	0.00	5575.86	1.00	60	6391.24	3.50	87.24	3.94

* No hay modificación para estos tramos.

Ver Plano 5.6

HOJA DE CALCULO PARA DISEÑO HIDRAULICO

COLECTOR AUXILIAR N° 2 MODIFICADO⁽¹⁾

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
TRAMO	DISTANCIA "D" (m)	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	PENDIENTE "S" (%)	DIAMETRO "φ" (Pulg)	CAUDAL TRAB. LLENO "Q _{LL} " (lts/seg.)	VELOCIDAD LLENA "V _{LL} " (m/s) (%)	RELACION DE CAUDALES "Q _a /Q _{LL} " (%)	VELOCIDAD REAL "V _R " (m/s)
P ₂₉ - P _I	56.63	10730	0.73	3.20	417.75	417.75	0.70	24	464.47	1.59	89.94	1.81
P _I - P _{II}	65.32	11020	0.73	3.20	429.05	6422.66	1.30	60	7287.14	3.99	88.14	4.51
P _{II} - P _{III}	83.14	8260	0.73	3.20	321.59	6744.25	1.45	60	7696.07	4.22	87.63	4.75

(1) Igualmente que el Colector C-8 Modificado, este colector se diseña en contra pendiente de la rasante de la calle.

Ver Plano 5.7

HOJA DE CALCULO PARA DISEÑO HIDRAULICO

COLECTOR C-7 MODIFICADO⁽¹⁾

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
TRAMO	DISTANCIA "D" (m)	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	PENDIENTE "S" (%)	DIAMETRO "φ" (Pulg)	CAUDAL TRAB. LLENO "Q _{LL} " (lts/seg.)	VELOCIDAD LLENA "V _{LL} " (m/s) (%)	RELACION DE CAUDALES "Q _a /Q _{LL} " (%)	VELOCIDAD REAL "V _R " (m/s)
P ₄₁ - P ₄₀	87.03	16185	0.73	3.20	630.14	630.14	0.80	30	900.29	1.97	70.00	2.13
P ₄₀ - P ₃₉	29.01	5980	0.73	3.20	232.82	862.96	1.00	30	1006.56	2.21	85.73	2.51
P ₃₉ - P _{39A}	24.67	8220	0.73	3.20	320.03	1182.99	0.70	36	1369.42	2.09	86.39	2.38
P _{39A} - P _{39B}	31.02	0	0.73	3.20	0.00	1182.99	0.70	36	1369.42	2.09	86.39	2.38

(1) El diseño de este colector se realiza en contra pendiente de la rasante de la calle sacrificando la parte económica con el propósito de transportar la escorrentía hacia el Colector Auxiliar N° 3, aliviando de esta manera la descarga al río Las Cañas.

Ver Plano 5.8

HOJA DE CALCULO PARA DISEÑO HIDRAULICO

COLECTOR C-10 MODIFICADO⁽¹⁾

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
TRAMO	DISTANCIA "D" (m)	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (fts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (fts/seg)	PENDIENTE "S" (%)	DIAMETRO "φ" (Pulg)	CAUDAL TRAB. LLENO "Q _{LL} " (fts/seg.)	VELOCIDAD LLENA "V _{LL} " (m/s) (%)	RELACION DE CAUDALES "Q _a /Q _{LL} " (%)	VELOCIDAD REAL "V _R " (m/s)
P _{48A} -P _{48B}	55.68	9980	0.73	3.20	388.55	388.55	1.00	24	555.15	1.90	70.00	2.06
P _{48B} -P _{48C}	68.33	9675	0.73	3.20	376.68	765.23	0.95	30	981.07	2.15	78.00	2.39
P _{48C} -P _{48D}	66.16	9985	0.73	3.20	388.75	1153.98	0.80	36	1463.98	2.23	78.83	2.48
P _{48D} -P _{48E}	45.03	1195	0.73	3.20	46.52	1200.51	0.85	36	1509.03	2.30	79.55	2.57
P _{48E} -P _{48F}	18.01	1705	0.73	3.20	66.38	1266.89	0.95	36	1595.33	2.43	79.41	2.71
P _{48F} -P _{48G}	20.32	6520	0.73	3.20	253.85	1520.74	1.35	36	1901.76	2.90	79.96	3.25
P _{48G} -P _{38C}	36.98	2495	0.73	3.20	97.14	1617.87	1.50	36	2004.63	3.05	80.71	3.42

(1) El diseño de este colector se realiza en contra pendiente de la rasante de la calle sacrificando la parte económica, con el propósito de transportar la escorrentía hacia el Colector Auxiliar N° 3, aliviando de esta manera la descarga al río Las Cañas.

Ver Plano 5.9

5.5 DESCRIPCION Y DISEÑO DEL COLECTOR AUXILIAR N° 3

Como parte de la propuesta de diseño se contempla el diseño de un Colector Auxiliar adicional a los existentes, el cual vendrá a solucionar el problema de inundación en zona baja de la colonia Santa Lucía. Este Colector Auxiliar está proyectado en la calle circunvalación sector Sur-Oriente, zona donde no existe sistema, por lo que viene a reducir la carga en escorrentía a otros colectores aledaños y en lo sucesivo se le nombra como "Colector Auxiliar N° 3".

El Colector Auxiliar N° 3, inicia en la intersección de "calle 5" y "calle Circunvalación", en el Pozo "Pc"; y para su ubicación en campo se utilizaran las posiciones de los pozos siguientes: "P17", "P17'", "P17''", "P18", "P20", "P26", "P111", "Pv" y "P38"; todos ubicados en calle Circunvalación.

Entre los pozos P17" y P18 es necesario proyectar un nuevo pozo P17''' a una distancia de 60m. de cada uno de ellos para realizar cambio de dirección y debido a que entre los pozos P20 y P26 existe una distancia mayor de 100m. es necesario proyectar dos pozos: el Pozo "P25" a 54.34m del Pozo "P20", en la intersección de "calle 2" y "calle circunvalación" y el Pozo "P25A" a 61.34m del Pozo "P26".

En la propuesta planteada, al Pozo "P111" confluirían el Colector Auxiliar N° 3 y el Colector Auxiliar N° 2 Modificado por lo que el área hidráulica requerida será una sección siempre circular pero de diámetro $\phi = 84"$; la cual no esta considerada en la norma por el actual reglamento de la ordenanza del Control del Desarrollo Urbano y de la Construcción (OPAMSS), no obstante ya esta disponible en el mercado y

su costo es mucho menor que la construcción de una bóveda. Dicha sección disminuye a partir de la ubicación del pozo "Pv" debido a que se utiliza la sección existente de Colector Auxiliar N° 2 y se proyecta otra sección adicional de salida para evacuar el caudal conducido por la tubería de $\phi = 84"$ (Ver Fig. 5.2).

El Colector Auxiliar N° 3 a partir del pozo "Pv" continua al Pozo P38 y a partir de este se deja la calle Circunvalación y se proyecta hacia la calle El Matazano, hasta la intersección de dicha calle con "pasaje 2" de Residencial Santa Lucía donde confluye con el colector C-10 modificado de colonia Las Palmas (Pozo 38C), continuando en "pasaje 2" hasta llegar a la descarga a cielo abierto (Ver plano 5.1).

Así el Colector Auxiliar N° 3 captara todo el caudal proveniente de los colectores:

C-1, C-2, C-3, C-4, C-5, C-7 Modificado,

C-8 Modifica, C-10 Modificado (Ver Plano 5.11)

De esta manera se reducen $420,600\text{m}^2$ al área de influencia del colector C-15 disminuyendo la posibilidad de inundación en la zona baja de la colonia Santa Lucía.

A continuación se presenta una de hoja de cálculo para el diseño hidráulico y el perfil de dicho colector (Ver Plano 5.10 y 5.10a).

POZO PV

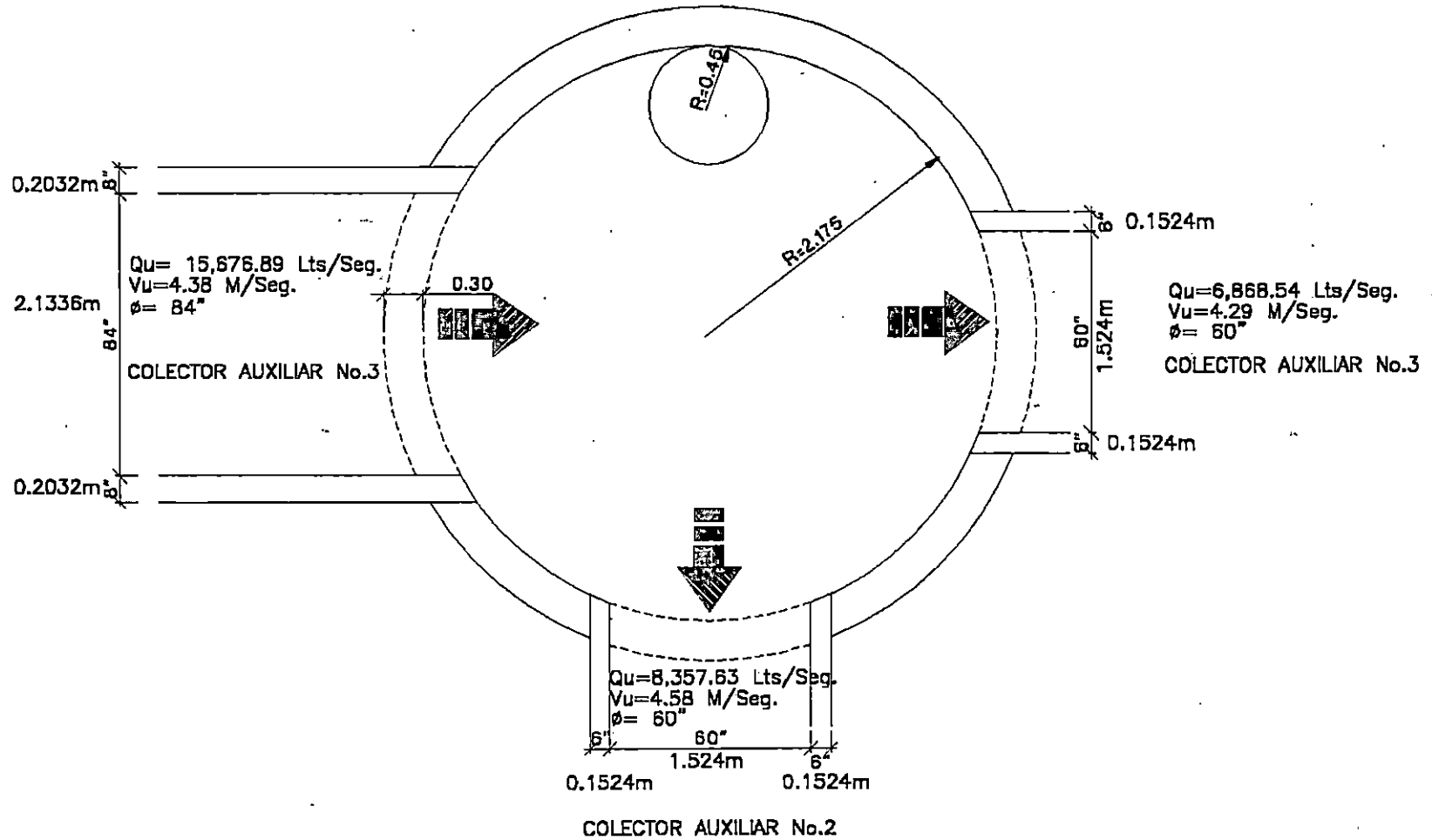


FIG. 5.2

HOJA DE CALCULO PARA DISEÑO HIDRAULICO

COLECTOR AUXILIAR N° 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
TRAMO	DISTANCIA "D" (m)	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	PENDIENTE "S" (%)	DIAMETRO "φ" (Pulg)	CAUDAL TRAB. LLENO "Q _{LL} " (lts/seg.)	VELOCIDAD LLENA "V _{LL} " (m/s) (%)	RELACION DE CAUDALES "Q _a /Q _{LL} " (%)	VELOCIDAD REAL "V _R " (m/s)
Pc - P17	98.92	22850	0.73	3.20	889.63	3311.48	1.50	48	4317.22	3.70	76.70	3.74
C17 - C17'	51.60	14175	0.73	3.20	551.88	3863.36	1.60	48	4458.81	3.82	86.65	4.34
C17' - C17''	42.95	8075	0.73	3.20	314.39	4177.75	1.00	60	6391.24	3.50	65.37	3.75
C17'' - C17'''	60.00	7380	0.73	3.20	287.33	4465.08	1.00	60	6391.24	3.50	69.86	3.78
C17''' - P18	60.00	3220	0.73	3.20	125.37	4590.45	1.00	60	6391.24	3.50	71.82	3.80
P18 - P20	80.93	2495	0.73	3.20	97.14	4687.59	1.00	60	6391.24	3.50	73.34	3.82
P20 - P25	54.34	16745	0.73	3.20	651.94	5339.53	1.20	60	7001.25	3.84	76.27	4.22
P25 - P25A	71.33	7670	0.73	3.20	298.62	5638.15	1.40	60	7562.22	4.15	74.56	4.52
P25A - P26	61.34	7335	0.73	3.20	285.58	5923.73	1.40	60	7562.22	4.15	78.33	4.58
P26 - PIII	69.45	7395	0.73	3.20	287.91	6211.64	1.60	60	8084.35	4.43	76.84	4.87
PIII - PIV	35.92	2455	0.73	3.20	95.58	13051.47	1.00	84	15676.89	4.38	83.25	4.89
PIV - PV	57.15	2650	0.73	3.20	103.17	13154.64	1.00	84	15676.89	4.38	83.91	4.91
PV - P38	34.45	0	0.73	3.20	0.00	6468.54	1.50	60	7827.64	4.29	82.64	4.83
P38 - P38A	40.92	6340	0.73	3.20	246.84	6715.38	1.50	60	7827.64	4.29	85.79	4.86
P38A - P38B	28.03	0	0.73	3.20	0.00	6715.38	1.50	60	7827.64	4.29	85.79	4.86
P38B - P38C	38.94	0	0.73	3.20	0.00	7898.37	1.30	72	11849.69	4.51	66.65	4.83
P38C - P38D	40.00	1000	0.73	3.20	38.93	9555.18	1.30	72	11849.69	4.51	80.64	5.05
P38D - P38E	33.60	1260	0.73	3.20	49.06	9604.24	1.30	72	11849.69	4.51	81.05	5.06
P38E - P38F	26.40	2550	0.73	3.20	99.28	9703.52	1.30	72	11849.69	4.51	81.89	5.10
P38F - P38G	21.60	3265	0.73	3.20	127.12	9830.64	1.30	72	11849.69	4.51	82.96	5.11
P38G - P38H	51.90	5370	0.73	3.20	209.07	10039.71	1.30	72	11849.69	4.51	84.73	5.40
P38H - Descar	30.00	0	0.73	3.20	0.00	10039.71	1.30	72	11849.69	4.51	84.73	5.40

Ver Plano 5.10 y 5.10A

5.6 REVISION HIDRAULICA DE COLECTORES NO MODIFICADOS

El propósito del rediseño de colectores y la propuesta de diseño de otro Colector Auxiliar adicional a los existentes, es reducir la escorrentía hacia la zona baja, aliviando los colectores que descargan en el arenal afluente del río Las Cañas y logrando que éstos, trabajen con capacidad hidráulica. Por lo que, realizando la revisión hidráulica de los colectores NO modificados se determina la capacidad hidráulica a la que estarán trabajando.

La revisión hidráulica se realiza a los siguientes colectores:

- Colector C-1
- Colector C-2
- Colector C-6
- Colector C-7
- Colector C-8
- Colector C-9
- Colector C-10
- Colector C-11
- Colector C-14
- Colector C-15

Dentro de los colectores no modificados del sistema de drenaje pluvial existente de la colonia Santa Lucía, se encuentran tramos de tubería que tienen separaciones mayores de 100m así como cambios de pendiente de mayor a menor sin haber un aumento al diámetro inmediato; pero por consideraciones económicas del proyecto no se

propone cambiar a obras hidráulicas que sí cumplan la normativa vigente.

HOJA DE CALCULO PARA REVISION HIDRAULICA

COLECTOR C-1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE "φ" (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE "S" (%)	VELOCIDAD TUBO LLENO "V" (m/s)	CAUDAL TUBO LLENO "Q _{tl} " (lts/seg)	RELACION DE CAUDALES (%)	OBSERVACION
Caja - PA1	12500	0.73	3.20	486.67	486.67	30	2.32	3.36	1533.14	31.74	Con Capacidad
PA1 - PA2	0	0.73	3.20	0.00	486.67	36	1.72	3.27	2146.61	22.67	Con Capacidad
PA2 - PA3	4555	0.73	3.20	177.34	664.01	36	1.99	3.52	2308.95	28.76	Con Capacidad
PA3 - PA4	10615	0.73	3.20	413.28	1077.29	36	1.57*	3.12	2050.87	52.53	Con Capacidad
PA4 - PA	0	0.73	3.20	0.00	1077.29	36	1.60	3.15	2070.37	52.03	Con Capacidad

* El tramo de tubería no cumple la normativa establecida para los cambios de pendiente de mayor a menor, ya que se mantiene el diámetro del tubo. Por consideraciones económicas se mantienen estos tramos del colector sin modificación, ya que el sistema, en éstos, trabaja con capacidad hidráulica.

HOJA DE CALCULO PARA REVISION HIDRAULICA

COLECTOR C-2 ⁽¹⁾

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE "φ" (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE "S" (%)	VELOCIDAD TUBO LLENO "V" (m/s)	CAUDAL TUBO LLENO "Q _{LL} " (lts/seg)	RELACION DE CAUDALES (%)	OBSERVACION
PA - PB	27465	0.73	3.20	1069.3	2146.59	48	1.39	3.56	4155.91	51.65	Con Capacidad
PB - PC	7070	0.73	3.20	275.26	2421.85	48	0.78*	2.67	3113.19	77.79	Con Capacidad

(1) En este colector, los tramos de tubería que lo forman tienen separaciones mayores de 100m, inclumpliendo por tanto, la norma establecida por la OPAMSS.

* El tramo de tubería va de una pendiente mayor a otra de menor valor, sin el debido incremento en el diámetro del tubo. Por consideraciones económicas se mantienen estos tramos del colector sin modificación, ya que el sistema, en éstos, trabaja con capacidad hidráulica.

HOJA DE CALCULO PARA REVISION HIDRAULICA

COLECTOR C-6

1.	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE "φ" (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE "S" (%)	VELOCIDAD TUBO LLENO "V" (m/s)	CAUDAL TUBO LLENO "Q _{LL} " (lts/seg)	RELACION DE CAUDALES (%)	OBSERVACION
P ₃₀ - P ₃₁	20240	0.73	3.20	788.01	788.01	36	1.41	2.96	1943.56	40.54	Con Capacidad
P ₃₁ - P ₃₂	3010	0.73	3.20	117.19	905.20	36	1.59	3.14	2063.89	43.86	Con Capacidad
P ₃₂ - P ₃₃	5910	0.73	3.20	230.10	1135.30	60	0.84	3.21	5857.67	19.38	Con Capacidad
P ₃₃ - P ₃₄	2580	0.73	3.20	100.45	1235.75	60	3.07 [^]	6.14	11198.36	11.04	Con Capacidad

[^] La pendiente en este tramo de tubería es mayor a la máxima permisible por el reglamento de la OPAMSS, (S_{máx.} = 2.00%)

HOJA DE CALCULO PARA REVISION HIDRAULICA

COLECTOR C-7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE "φ" (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE "S" (%)	VELOCIDAD TUBO LLENO "V" (m/s)	CAUDAL TUBO LLENO "Q _u " (lts/seg)	RELACION DE CAUDALES (%)	OBSERVACION
P ₄₂ - P ₄₃	14250	0.73	3.20	554.80	554.80	36	0.50	1.76	1157.37	47.94	Con Capacidad
P ₄₃ - P ₄₄	7170	0.73	3.20	279.15	833.95	36	2.15 [^]	3.65	2399.98	34.75	Con Capacidad

[^] La pendiente en este tramo de tubería es mayor a la máxima permisible por el reglamento de la OPAMSS, (Smáx.=2.00%)

HOJA DE CALCULO PARA REVISION HIDRAULICA

COLECTOR C-8

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Qp" (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Qa" (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE "φ" (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE "S" (%)	VELOCIDAD TUBO LLENO "V" (m/s)	CAUDAL TUBO LLENO "QLL" (lts/seg)	RELACION DE CAUDALES (%)	OBSERVACION
P11E - P11F	4645	0.73	3.20	180.85	180.85	24	1.41	2.26	659.21	27.43	Con Capacidad
P11F - P11	2015	0.73	3.20	78.45	259.30	24	1.12 [^]	2.01	587.52	44.13	Con Capacidad

[^] En este tramo de tubería la pendiente es menor a la del tramo anterior manteniendo el diámetro del tubo, incumpliendo de esta forma la normativa vigente. Por consideraciones económicas se mantienen estos tramos del colector sin modificación, ya que el sistema, en éstos, trabaja con capacidad hidráulica.

HOJA DE CALCULO PARA REVISION HIDRAULICA

COLECTOR C-9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	CÓEFICIENTE DE ESCÓRRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE "φ" (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE "S" (%)	VELOCIDAD TUBO LLENO "V" (m/s)	CAUDAL TUBO LLENO "Q _L " (lts/seg)	RELACION DE CAUDALES (%)	OBSERVACION
P ₉ - P ₁₀	6835	0.73	3.20	266.11	266.11	48	1.21	3.32	3877.49	6.86	Con Capacidad
P ₁₀ - P ₁₁	10225	0.73	3.20	398.09	664.20	48	1.34	3.50	4080.48	16.28	Con Capacidad
P ₁₁ - P ₁₂	4190	0.73	3.20	163.13	1086.63	48	0.27 [@]	1.57	1831.64	59.33	Con Capacidad
P ₁₂ - P ₃₄	7035	0.73	3.20	273.90	1360.53	48	2.12 [^]	4.40	5132.47	26.51	Con Capacidad
P ₃₄ - P ₃₅	8045	0.73	3.20	313.22	2909.50	60	0.71	2.95	5385.36	54.03	Con Capacidad
P ₃₅ - P ₃₆	16880	0.73	3.20	657.19	3566.69	60	0.78	3.09	5644.59	63.19	Con Capacidad
P ₃₆ - P ₄₄	875	0.73	3.20	34.07	3600.76	60	0.73 [*]	2.99	5460.68	65.94	Con Capacidad
P ₄₄ - P ₄₅	8940	0.73	3.20	348.06	4782.77	60	0.76	3.05	5571.75	85.84	Con Capacidad
P ₄₅ - P ₄₆	5000	0.73	3.20	194.67	4977.44	60	0.76	3.05	5571.75	89.33	Con Capacidad

* El tramo de tubería pasa de una pendiente mayor a otra de menor valor, sin el debido incremento en el diámetro del tubo.

@ El valor de la pendiente en este tramo es menor a la mínima permitida por el reglamento de la OPAMSS. (Smáx.= 0.50%); cambiar la pendiente a un valor de 2.00% incrementaría sustancialmente la capacidad hidráulica del colector.

^ La pendiente en este tramo de tubería es mayor a la máxima permisible por el reglamento de la OPAMSS (Smáx. 2.00%).

HOJA DE CALCULO PARA REVISION HIDRAULICA

COLECTOR C-10

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE "φ" (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE "S" (%)	VELOCIDAD TUBO LLENO "V" (m/s)	CAUDAL TUBO LLENO "Q _{LL} " (lts/seg)	RELACION DE CAUDALES (%)	OBSERVACION
P _{48m} - P _{48n}	2600	0.73	3.20	101.23	101.23	18	1.07	1.62	266.65	37.96	Con Capacidad
P _{48n} - P ₄₈	0	0.73	3.20	0.00	101.23	18	2.87	2.66	436.70	23.18	Con Capacidad

HOJA DE CALCULO PARA REVISION HIDRAULICA

COLECTOR C-11

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Qp" (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Qa" (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE "φ" (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE "S" (%)	VELOCIDAD TUBO LLENO "V" (m/s)	CAUDAL TUBO LLENO "QL" (lts/seg)	RELACION DE CAUDALES (%)	OBSERVACION
P51 - P50	770	0.73	3.20	29.98	29.98	18	0.63	1.25	201.6	14.65	Con Capacidad
P50 - P49	0	0.73	3.20	0.00	29.98	18	1.11	1.65	271.58	11.04	Con Capacidad
P49 - P48	0	0.73	3.20	0.00	29.98	18	1.82	2.12	347.76	8.62	Con Capacidad
P48 - P47	0	0.73	3.20	0.00	131.21	18	1.58*	1.98	324.02	40.49	Con Capacidad
P47 - Caja	7390	0.73	3.20	287.72	418.93@	18	1.96	2.20	360.89	116.08	Sin Capacidad
Caja - P46	2325	0.73	3.20	90.52	509.45	24	0.98	1.88	549.57	92.70	Con Capacidad

* El tramo de tubería pasa de una pendiente mayor a otra de menor valor, sin el debido incremento en el diámetro del tubo. Por consideraciones económicas se mantienen estos tramos del colector sin modificación, ya que el sistema, en éstos, trabaja con capacidad hidráulica.

@ En este tramo de tubería se sobrepasa la capacidad del tubo, por lo que parte del caudal acumulado (Q_{acumulado} P47 - Caja = 418.93 lts./seg.) será captado y conducido por el tramo de tubería que va desde caja a pozo P46, y finalmente el caudal que no sea captado por este tramo, escurrirá superficialmente hasta que sea tomado por la caja CT del colector C-14.

HOJA DE CALCULO PARA REVISION HIDRAULICA

COLECTOR C-14

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE "φ" (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE "S" (%)	VELOCIDAD TUBO LLENO "V" (m/s)	CAUDAL TUBO LLENO "Q _u " (lts/seg)	RELACION DE CAUDALES (%)	OBSERVACION
C _T - Caja	2035	0.73	3.20	79.23	79.23	24	0.50	1.34	392.55	20.18	Con Capacidad
P ₄₆ - Caja	0	0.73	3.20	0.00	4142.82	60	3.87 [^]	6.89	12573.05	32.95	Con Capacidad
Caja - P ₅₂	0	0.73	3.20	194.67	4142.82	2 de 48	2.83	5.08	11859.92	34.93	Con Capacidad
P ₅₂ - P ₅₃	0	0.73	3.20	622.93	4142.82	60	0.93	3.38	6163.49	67.22	Con Capacidad

[^] El valor de la pendiente en este tramo de tubería es mayor que la máxima permitida por la OPAMSS, (S_{máx.} = 2.00%).

HOJA DE CALCULO PARA REVISION HIDRAULICA

COLECTOR C-15

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TRAMO	AREA DE INFLUENCIA "A" (m ²)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	INTENSIDAD DE LLUVIA "I" (mm/min)	CAUDAL PARCIAL "Q _p " (lts/seg)	CAUDAL ACUMULADO "Q _a " (lts/seg)	DIAMETRO EXISTENTE "φ" (Pulg)	PENDIENTE EXISTENTE "S" (%)	VELOCIDAD TUBO LLENO "V" (m/s)	CAUDAL TUBO LLENO "Q _{LL} " (lts/seg)	RELACION DE CAUDALES (%)	OBSERVACION
P46 - P53	0	0.73	3.20	0.00	1423.30	48	1.56	3.77	4402.72	32.33	Con Capacidad
P53 - P54	0	0.73	3.20	0.00	5566.12	60	5.36 [^]	8.11	14796.79	37.62	Con Capacidad
P54 - P55	0	0.73	3.20	0.00	5566.12	60	2.98 [^]	6.05	11033.00	50.45	Con Capacidad
P55 - P56	0	0.73	3.20	0.00	5566.12	84	1.53	4.62	6583.50	84.55	Con Capacidad
P56 - P57	5000	0.73	3.20	194.67	5760.79	2 de 48	4.20 [^]	6.19	14448.18	39.87	Con Capacidad
P57 - Descar.	25000	0.73	3.20	973.33	6734.12	2 de 48	4.74 [^]	6.57	15348.91	43.87	Con Capacidad

[^] La pendiente en este tramo de tubería es mayor a la máxima permitida por la OPAMSS, (S_{máx.} = 2.00%).

5.7 DISEÑO HIDRAULICO DE LA DESCARGA

CRITERIOS DE DISEÑO

- Para proyectar el sistema de descarga propuesto ha sido utilizada como base toda la información topográfica existente en la zona (Ver Plano 5.12).
- El Sistema de descarga se ha diseñado para una intensidad de lluvia correspondiente a una tormenta de diseño con un periodo de retorno de 25 años.

ELEMENTOS DEL SISTEMA DE DESCARGA

El sistema de descarga contiene las siguientes estructuras:

- Canal de pendiente fuerte de sección rectangular con rugosidad artificial.
- Gradadas disipadoras
- Lecho amortiguador (Cubeta S.A.F.)⁽¹⁾ como estructura disipadora de energía.
- Canal de sección rectangular (Pendiente Suave) como estructura final de conducción hasta la quebrada.

5.7.1 DESCRIPCION GENERAL DEL SISTEMA DE DESCARGA

Para el diseño hidráulico se considera que los elementos que forman el sistema de descarga serán construidos con concreto de alta resistencia, por lo que se usa un $n = 0.016$. El control de la velocidad de flujo será mediante la construcción de rampas rápidas con una rugosidad artificial alternadas con sistemas de gradadas para disipar

(1) SAF: Saint Anthony Falls.

energía. Al final del canal de pendiente fuerte existirá una estructura de transición (lecho amortiguador, Cubeta S.A.F.) la que servirá como disipador de energía y en la cual se controlará el resalto hidráulico que se generara por el cambio brusco de pendiente entre el canal de pendiente fuerte y el canal final el cual será de sección rectangular, y tendrá una pendiente muy suave para evitar velocidades erosivas en la entrada de la quebrada.

CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO:

Intensidad de lluvia. $I = 3.55 \text{ mm/min}$

Area de aporte $A = 257870 \text{ m}^2$

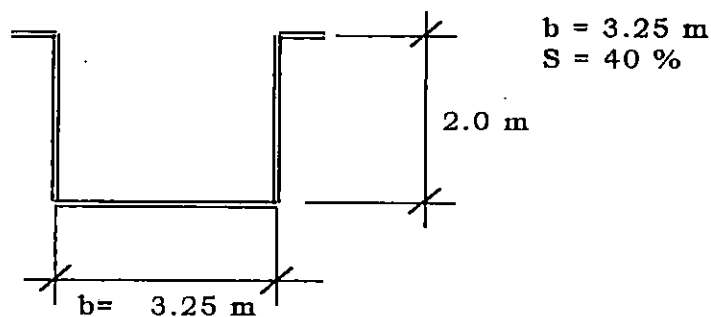
Coefficiente de escorrentía $C = 0.73$

$$Q = \frac{(0.73) (3.55) (257870)}{60}$$

$$Q = 11137.84 \text{ lts/seg} \approx 11.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.7.2 CALCULO DEL CANAL DE PENDIENTE FUERTE

SECCION PROPUESTA:



Cálculo del tirante normal (sin rugosidad artificial):

$$K^{(2)} = \frac{Qn}{b^{8/3} S^{1/2}} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

Sustituyendo en ecuación anterior:

$$Q = 11.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.016$$

$$b = 3.25 \text{ m}$$

$$S = 40\%$$

$$K = \frac{(11.14)(0.016)}{(3.25)^{8/3} (0.40)^{1/2}} = 0.0122$$

Usando tabla N° 5.1 para calcular el tirante normal se tiene:

$$\frac{y}{b} = 0.075$$

Por tanto:

$$y = 0.075 b \Rightarrow y = 0.075 (3.25) = 0.244 \text{ m.}$$

El área hidráulica "A" es:

$$A = b * y$$

$$A = 3.25 * 0.244 = 0.793 \text{ m}^2$$

La velocidad normal "Vn" es:

$$V_n = \frac{Q}{A}$$

$$V_n = \frac{11.14}{0.793} = 14.05 \text{ m/s}$$

TABLA N° 5.1

Valores de $Q_n B^{-5/3} J^{-1/2} = \frac{Q_n}{82,67 J^{0,5}}$

d/B	m=0	m=0,25	m=0,5	m=0,75	m=1	m=1,25	m=1,5	m=2	m=2,5	m=3	m=4
0,02	0,00143	0,00144	0,00145	0,00146	0,00147	0,00147	0,00148	0,00149	0,00149	0,00150	0,00151
0,03	0,00279	0,00283	0,00285	0,00287	0,00289	0,00290	0,00291	0,00294	0,00296	0,00298	0,00302
0,04	0,00445	0,00451	0,00457	0,00461	0,00464	0,00468	0,00471	0,00476	0,00481	0,00486	0,00495
0,05	0,00637	0,00649	0,00660	0,00667	0,00673	0,00680	0,00686	0,00693	0,00700	0,00713	0,00731
0,06	0,00855	0,00875	0,00888	0,00902	0,00915	0,00922	0,00929	0,00949	0,00962	0,00976	0,0100
0,07	0,0109	0,0112	0,0114	0,0116	0,0118	0,0119	0,0121	0,0123	0,0125	0,0128	0,0132
0,08	0,0135	0,0139	0,0142	0,0145	0,0147	0,0149	0,0151	0,0155	0,0158	0,0162	0,0168
0,09	0,0162	0,0168	0,0172	0,0176	0,0180	0,0182	0,0185	0,0190	0,0194	0,0199	0,0209
0,10	0,0190	0,0198	0,0205	0,0209	0,0214	0,0218	0,0221	0,0228	0,0234	0,0241	0,0252
0,11	0,0221	0,0230	0,0238	0,0245	0,0251	0,0256	0,0260	0,0269	0,0278	0,0285	0,0302
0,12	0,0253	0,0264	0,0275	0,0285	0,0290	0,0297	0,0303	0,0314	0,0324	0,0334	0,0355
0,13	0,0286	0,0300	0,0312	0,0323	0,0332	0,0340	0,0347	0,0361	0,0374	0,0387	0,0413
0,14	0,0320	0,0337	0,0353	0,0365	0,0376	0,0386	0,0395	0,0412	0,0428	0,0444	0,0474
0,15	0,0355	0,0376	0,0394	0,0409	0,0422	0,0434	0,0446	0,0466	0,0485	0,0504	0,0542
0,16	0,0392	0,0417	0,0437	0,0455	0,0470	0,0485	0,0498	0,0522	0,0546	0,0569	0,0614
0,17	0,0428	0,0458	0,0483	0,0503	0,0522	0,0538	0,0554	0,0583	0,0610	0,0637	0,0693
0,18	0,0468	0,0501	0,0529	0,0553	0,0575	0,0594	0,0612	0,0647	0,0680	0,0707	0,0774
0,19	0,0507	0,0544	0,0577	0,0606	0,0636	0,0653	0,0673	0,0713	0,0754	0,0787	0,0861
0,20	0,0547	0,0589	0,0627	0,0659	0,0686	0,0713	0,0740	0,0781	0,0828	0,0868	0,0949
0,21	0,0588	0,0635	0,0680	0,0713	0,0747	0,0774	0,0808	0,0855	0,0902	0,0956	0,105
0,22	0,0629	0,0680	0,0734	0,0774	0,0808	0,0841	0,0875	0,0935	0,0989	0,104	0,115
0,23	0,0671	0,0734	0,0787	0,0835	0,0875	0,0919	0,0949	0,102	0,108	0,114	0,126
0,24	0,0713	0,0781	0,0841	0,0895	0,0935	0,0983	0,102	0,110	0,116	0,124	0,137
0,25	0,0760	0,0835	0,0895	0,0956	0,101	0,106	0,110	0,118	0,126	0,134	0,149
0,26	0,0801	0,0882	0,0956	0,102	0,108	0,113	0,118	0,127	0,136	0,145	0,162
0,27	0,0848	0,0935	0,102	0,109	0,115	0,121	0,127	0,137	0,147	0,156	0,175
0,28	0,0895	0,0989	0,108	0,116	0,122	0,129	0,135	0,146	0,157	0,168	0,189
0,29	0,0935	0,104	0,114	0,122	0,130	0,137	0,144	0,156	0,168	0,180	0,203
0,30	0,0983	0,110	0,120	0,130	0,138	0,146	0,153	0,167	0,180	0,192	0,218
0,31	0,103	0,116	0,127	0,137	0,146	0,155	0,163	0,178	0,192	0,206	0,234
0,32	0,108	0,121	0,134	0,145	0,155	0,164	0,172	0,189	0,205	0,220	0,250
0,33	0,112	0,127	0,141	0,153	0,164	0,173	0,182	0,201	0,217	0,234	0,267
0,34	0,117	0,133	0,147	0,160	0,172	0,183	0,193	0,212	0,231	0,248	0,284
0,35	0,122	0,139	0,155	0,169	0,181	0,193	0,204	0,225	0,244	0,264	0,302
0,36	0,128	0,145	0,162	0,177	0,190	0,203	0,215	0,238	0,258	0,280	0,321

Diseño Hidráulico

INTERPRETACION DEL RESULTADO:

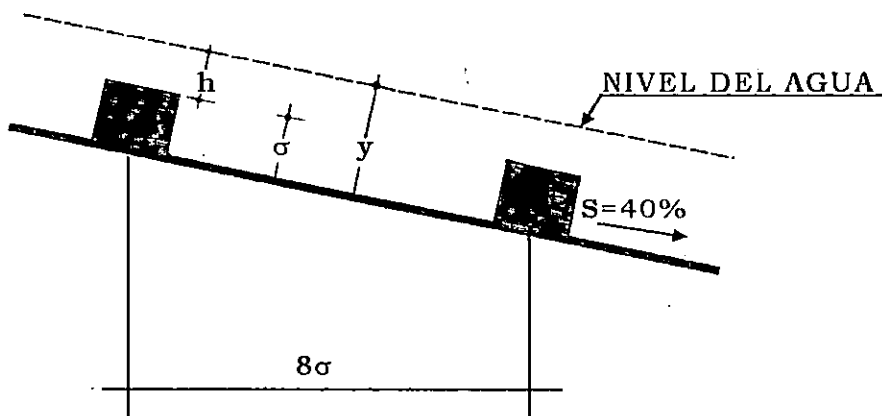
Como puede observarse bajo condiciones normales y para la descarga de diseño, la velocidad del flujo alcanza un valor muy alto, lo que puede provocar un acelerado deterioro en la superficie del canal si no se aplican las medidas de control de velocidad mas adecuadas y eficientes.

Para este caso, se aplican dos tipos de control de velocidad, siendo el primero de ellos segmentar el canal en tramos, alternando rampas de flujo rápido con rugosidad artificial y caídas con sistemas de gradas disipadoras de energía.

5.7.2.1 DISEÑO DE LA RUGOSIDAD ARTIFICIAL PARA EL CANAL DE PENDIENTE FUERTE

En las rampas rápidas la velocidad del flujo será controlada por medio de una modificación de las condiciones naturales de rugosidad de la superficie del canal de concreto, estas modificaciones consisten en construir monolíticamente con la rampa una serie simétrica de bloques o vigas de impacto (rugosidad artificial)

SITUACION:



Se considera que la velocidad tolerable en la rápida no debe ser mayor de 5.50 m/s, que es la máxima que se puede dar cuando la tubería de descarga trabaja a su máxima capacidad:

Para una velocidad $V = 5.50\text{m/s}$

El área hidráulica requerida es:

$$A_H = \frac{Q}{V}$$

$$A_H = \frac{11.14}{5.50} = 2.03 \text{ m}^2$$

El tirante requerido es:

$$y = \frac{A}{b}$$

$$y = \frac{2.03}{3.25} = 0.625\text{m}$$

El perímetro mojado es:

$$P_m = 3.25 + 2(0.625) = 4.50\text{m}$$

El radio hidráulico es:

$$R_H = \frac{A_H}{P_m}$$

$$R_H = \frac{2.03}{4.50} = 0.451 \text{ m}$$

Cálculo del coeficiente de CHEZY requerido para las condiciones hidráulicas especificadas:

$$V = C \sqrt{R_H S} \quad (\text{Ec. 5.2})$$

Despejando "C" se tiene:

$$C = \frac{V}{\sqrt{R_H S}}$$

Sustituyendo los valores de V, R_H y S se tiene:

$$C = \frac{5.50}{\sqrt{(4.451)(0.40)}}$$

$$C = 12.95$$

Usando la Tabla N° 5.2⁽³⁾ para el diseño de rápidas, se tiene que el valor de C para la descarga de diseño corresponde a una rugosidad del tipo a, por lo tanto se procede a predimensionar.

Suponiendo $\sigma = 0.10\text{m}$

$$y = 0.625; b = 3.25\text{m}$$

$$h = y - \sigma \Rightarrow h = 0.625 - 0.10 = 0.525\text{m}$$

$$\frac{h}{\sigma} = \frac{0.525}{0.10} = 5.25 \Rightarrow \text{usar } 6$$

$$\frac{b}{h} = \frac{3.25}{0.525} = 6.19 \Rightarrow \text{usar } 7$$

Ingresando con h/σ y b/h a la tabla N° 5.2 de diseño de rápidas el valor más próximo es:

$$C = 14.06 \Rightarrow \text{es demasiado alto}$$

Suponiendo $\sigma = 0.12\text{m}$

$$y = 0.625\text{m}; b = 3.25\text{m}$$

$$h = y - \sigma \Rightarrow h = 0.505\text{m}$$

$$\frac{h}{\sigma} = \frac{0.505}{0.12} = 4.21 \Rightarrow \text{usar } 5$$

(3) Diseño Hidráulico: Rápidas. Autor: Sviatoslav Krochin.

$$\frac{b}{h} = \frac{3.25}{0.505} = 6.44 \Rightarrow \text{usar } 7$$

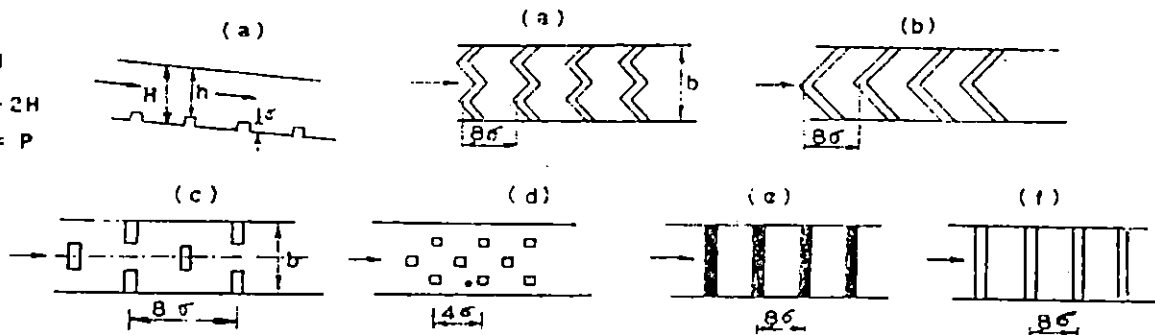
De tabla N° 5.2 de diseño de rápidas, se tiene que el valor próximo es:

$$C = 12.95 \Rightarrow \text{O.K.}$$

TABLA N° 5.2

DISEÑO DE RAPIDAS

$A = bh$
 $P = b + 2H$
 $R = A = P$



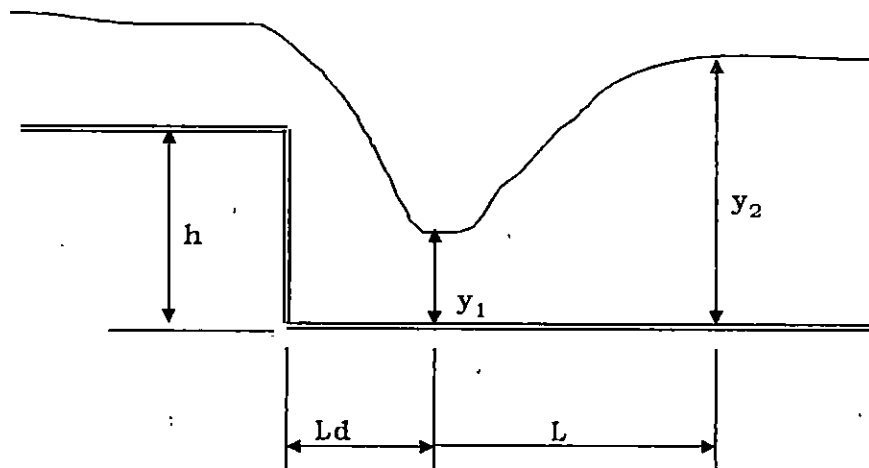
VALORES DE "C" EN $V = C\sqrt{RJ}$

(a)	h/σ	b/h													
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
Cuando sen α = 0.04 a 0.06 = 1.33 0.10 = 1.25 0.15 a 0.25 = 1.00 > 0.25 = 1.00	5	11.85	12.00	12.20	12.38	12.56	12.75	12.95	13.16	13.37	13.59	13.87	14.04		
	6	12.79	12.97	13.20	13.39	13.61	13.83	14.06	14.31	14.56	14.81	15.08	15.36		
	7	13.85	14.08	14.33	14.58	14.84	15.11	15.38	15.67	15.97	16.29	16.61	16.96		
	8	15.13	15.40	15.70	16.00	16.31	16.64	16.98	17.33	17.70	18.08	18.48	18.90		
	9	16.67	17.01	17.36	17.73	18.12	18.52	18.94	19.38	19.84	20.33	20.83	21.37		
	10	18.55	18.98	19.42	19.88	20.37	20.88	21.41	21.98	22.57	23.20	23.87	24.57		
	11	20.92	21.46	22.03	22.62	23.26	23.92	24.63	25.38	26.18	27.03	27.93	28.90		
12	23.98	24.69	25.45	26.25	27.10	28.01	28.99	30.03	31.15	32.36	33.67	35.09			
(b)	3.5	13.90	14.14	14.31	14.47	14.64	14.81	Cuando sen α = 0.04 a 0.06 = 1.33 0.10 = 1.11 0.15 a 0.25 = 1.00						Factor de corrección	
	4	14.37	14.58	14.71	14.88	15.06	15.24								
	5	15.22	15.43	15.60	15.80	16.00	16.21								
	6	16.16	16.37	16.58	16.81	17.07	17.27								
	6.5	16.69	16.92	17.12	17.36	17.61	17.86								
	7	17.24	17.57	17.73	17.99	18.25	18.52								
	8	18.48	18.76	19.05	19.34	19.65	19.96								
(c)	3	20.70	20.58	20.45	20.33	20.16	20.04	19.92	19.72	19.61	19.53	19.42	19.27		
	4	21.65	21.54	21.37	21.23	21.05	20.92	20.79	20.62	20.49	20.37	20.20	20.08		
	5	22.68	22.52	22.37	22.22	22.08	21.88	21.74	21.55	21.41	21.28	21.10	20.96		
	6	23.91	23.64	23.47	23.31	23.09	22.94	22.73	22.57	22.42	22.27	22.08	21.93		
	7	25.25	24.88	24.69	24.51	24.33	24.10	23.92	23.70	23.53	23.36	23.15	22.99		
	8	26.46	26.25	26.04	25.84	25.58	25.38	25.19	25.00	24.75	24.57	24.33	24.15		
	(d)	2.5	26.04	26.20	27.17	27.78	28.41	29.07	29.76	30.49					
3		27.86	28.49	29.15	29.85	30.58	31.55	32.15	33.00						
3.5		30.03	30.77	31.55	32.26	33.22	34.13	35.09	36.10						
4		32.47	33.33	34.25	35.21	36.23	37.31	38.46	39.68						
5		38.91	40.16	41.49	42.92	44.44	46.08	47.35	49.75						
(e)	1.5	21.88	21.74	21.65	21.55	21.41	21.32	21.23	21.17	21.85	20.96	20.88	20.79		
	2	22.77	22.57	22.42	22.32	22.22	22.12	22.09	21.88	21.79	21.69	21.59	21.51		
	3	24.45	24.33	24.27	24.07	23.92	23.81	23.70	23.58	23.47	23.36	23.26	23.15		
	4	26.53	26.40	26.25	22.11	25.97	25.84	25.71	25.58	25.45	25.25	25.13	25.00		
	5	29.07	28.91	28.74	28.57	28.41	28.17	28.01	27.86	27.70	27.55	27.40	27.25		
	6	32.15	31.81	31.65	31.45	31.25	31.05	30.86	30.67	30.41	30.30	30.12	29.85		
	7	35.84	35.60	35.34	35.09	34.84	34.59	34.36	34.01	33.78	33.56	33.33	33.09		
(f)	2.5	22.42	22.37	22.32	22.27	22.27	22.22	22.17	22.12	22.10	22.06	22.02	21.98		
	3	22.68	22.68	22.62	22.59	22.52	22.52	22.47	22.47	22.37	22.37	22.32	22.30		
	4	23.31	23.26	23.26	23.20	23.15	23.13	23.09	23.04	22.99	22.94	22.94	22.90		
	5	23.98	23.92	23.87	23.81	23.81	23.75	23.71	23.64	23.64	23.59	23.53	23.47		
	6	24.63	24.63	24.57	24.51	24.45	24.45	24.38	24.38	24.32	24.27	24.21	24.15		
	7	25.38	25.32	25.25	25.25	25.19	25.13	25.06	25.03	25.00	24.97	24.88	24.85		

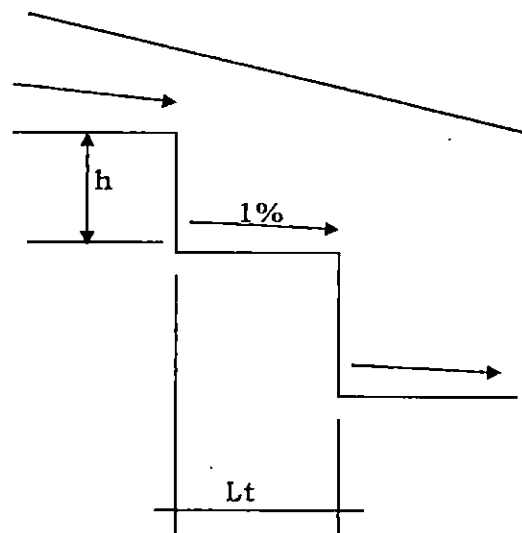
5.7.2.2 CALCULO DE LAS GRADAS DISIPADORAS

Las fórmulas utilizadas son las propuestas para el análisis de gradas como estructuras disipadoras de energía en el libro HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS DE Ven Te Chow (Cap. 15. numeral 15-15).

CONDICION HIDRÁULICA



SITUACION GENERAL:



A partir de experimentos realizados por Moore, Bakhmeteff, Feodoroff y Rand quienes encontraron que la geometría del flujo de vertederos de caída recta pueden describirse mediante funciones del número de caída, el cual se define como:

$$D = \frac{q^2}{gh^3} \quad (\text{Ec. 5.3})$$

Donde:

D = Número de caída

q = Caudal por unidad de ancho de la cresta de la caída

(Pie³/seg/pie)

g = Aceleración de la gravedad, (32.2 pie/seg²)

h = Altura de caída en pies.

Las funciones son:

$$L_d = 4.30 D^{0.27} h \quad (\text{Ec. 5.4})$$

$$y_p = 1.00 D^{0.22} h \quad (\text{Ec. 5.5})$$

$$y_1 = 0.54 D^{0.425} h \quad (\text{Ec. 5.6})$$

$$y_2 = 1.66 D^{0.27} h \quad (\text{Ec. 5.7})$$

Donde:

L_d = Longitud de caída, es decir, la distancia desde el muro de caída asta la posición de la profundidad.

y_p = Nivel de la piscina bajo la napa

y₁ = Es la profundidad en el pie de la napa ó el inicio del resalto hidráulico.

y₂ = Es la profundidad seciente de salida correspondiente a y₁

Para este caso, se tiene:

$$Q = 11.14 \text{ m}^3/\text{s} = 393.10 \text{ Pie}^3/\text{s}$$

$$b = 3.25 \text{ m} = 10.66 \text{ Pie} \quad (\text{ancho de grada})$$

$$q = Q/b = 393.10/10.66 = 36.88 \text{ Pie}^3/\text{s}/\text{pies}$$

considerando una altura de caída, $h = 1.50 \text{ m} = 4.92 \text{ pies}$

determinación del número de caída (D):

$$D = \frac{q^2}{gh^3}$$

$$D = \frac{(36.88)^2}{(32.20)(4.92)^3} = 0.355$$

Determinación de la longitud de caída (Ld)

$$Ld = 4.30 D^{0.27} h$$

$$Ld = 4.30 (0.355)^{0.27} (4.92) = 16.00 \text{ Pies} = 4.88 \text{ m.}$$

Determinación de y_p , y_1 y y_2

$$y_p = 1.00 D^{0.22} h$$

$$y_p = (1.0) (0.355)^{0.22} (4.92) = 3.92 = 1.20 \text{ m}$$

$$y_1 = 0.54 D^{0.425} h$$

$$y_1 = (0.54) (0.355)^{0.425} (4.92) = 1.91 \text{ pies} = 0.52 \text{ m}$$

$$y_2 = 1.66 D^{0.27} h$$

$$y_2 = (1.66) (0.355)^{0.27} (4.92) = 6.17 \text{ pies} = 1.88 \text{ m}$$

Según PAVLOVSKI⁽⁴⁾ la longitud de resalto es:

$$L = 2.5 (1.9 y_2 - y_1)$$

(Ec. 5.8)

$$L = 2.5 [(1.9) (6.17) - 1.71] = 25.03 \text{ pies} = 7.63 \text{ m}$$

(4) Diseño Hidráulico: Rápidas. Autor: Sviatoslav Krochin.

Por tanto, la longitud de grada es:

$$L_T = L_d + L$$

$$L_T = 4.88 + 7.63 = 12.51\text{m}$$

5.7.2.3 DISEÑO DE LA CUBETA S.A.F.⁽⁵⁾

El nombre SAF proviene del Inglés Saint Anthony Falls. Las reglas de diseño asumidas por el investigador Blaisdell son las siguientes:

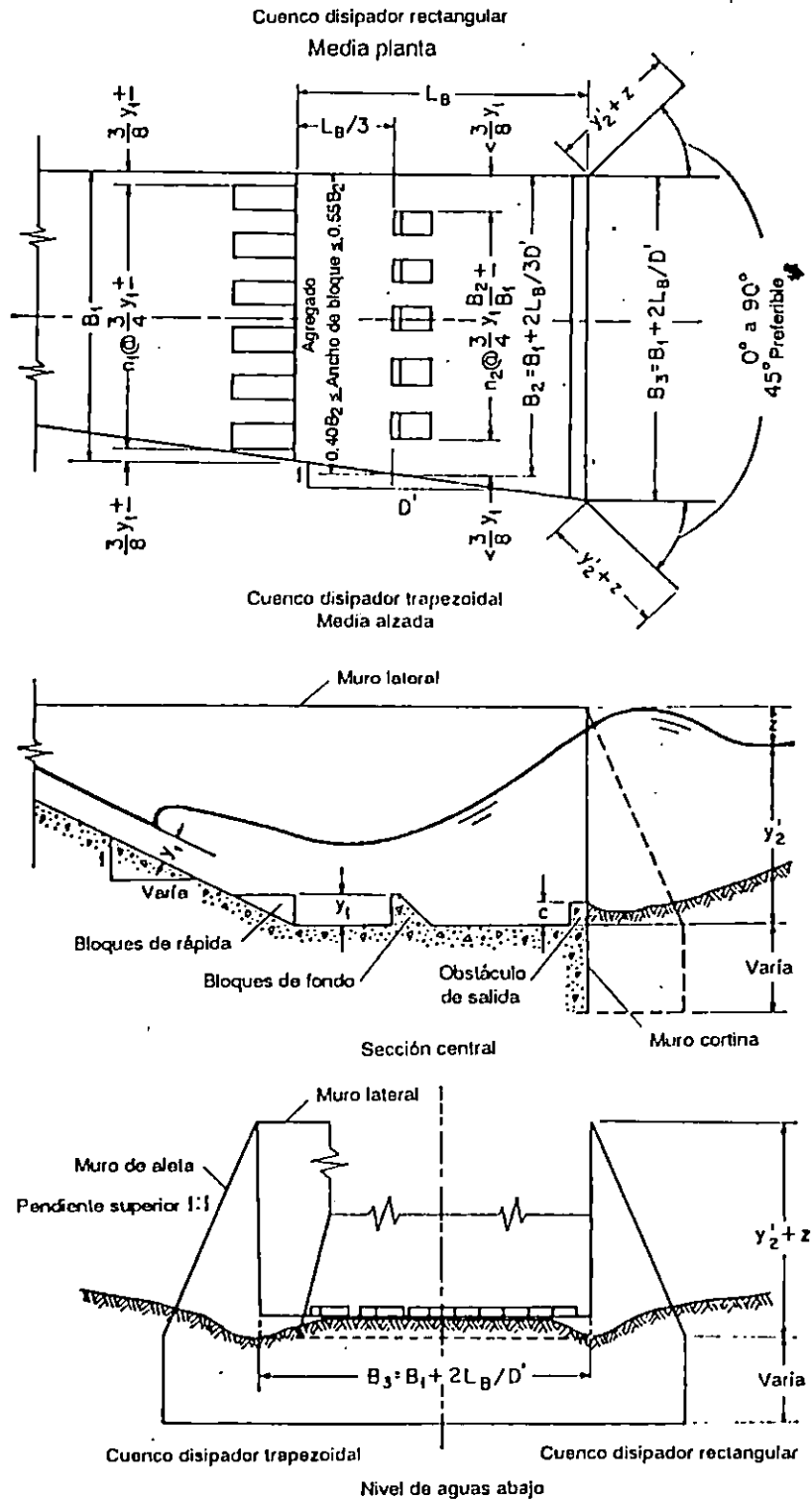
- 1- La longitud L_B del cuenco disipador para números de Froude entre $F = 1.7$ y $F_1 = 17$ se determina mediante $L_B = 4.5 y_2 / F^{0.76}$.
- 2- La altura de los bloques de entrada y los bloques de piso es y_1 y su ancho y espaciamiento es aproximadamente $0.75y_1$.
- 3- La distancia desde el extremo de aguas arriba del cuenco disipador hasta los bloques del piso es $L_B/3$.
- 4- No deben localizarse bloques en el piso mas cerca de las paredes laterales que $3y_1/8$.
- 5- Los bloques del piso deben localizarse aguas abajo enfrentados a las aberturas entre los bloques de la rápida.
- 6- Los bloques del piso deben ocupar entre el 40% y el 55% del ancho del cuenco disipador.
- 7- Los anchos y el espaciamiento de los bloques del piso para cuencos disipadores divergentes deben incrementarse en proporción al aumento del ancho del cuenco disipador en la sección donde se localizan los bloques.
- 8- La altura del umbral de salida está dada por $C = 0.07y_2$, donde y_2 es la profundidad secuente teórica, correspondiente a y_1 .

(5): Hidráulica de Canales Abiertos, autor: Ven Te Chow

- 9- La profundidad de salida de aguas abajo por encima del piso del cuenco disipador está dada por $y_2' = (1.10 - F_1^2/120)y_2$ para $F_1 = 1.7$ a 5.5 ; por $y_2' = 0.85y_2$ para $F_1 = 5.5$ a 11 ; y por $y_2 = (1.00 - F_1^2/800)y_2$, para $F_1 = 11$ a 17 .
- 10- La altura de los muros laterales por encima de la profundidad de salida máxima esperada dentro de la vida útil de la estructura está dada por $Z = y_2/3$.
- 11- Los muros de salida deben ser iguales en altura a los muros laterales del cuenco disipador, y su parte superior debe tener una pendiente de 1 en 1.
- 12- El muro de salida debe localizarse con un ángulo de 45° con respecto al eje central de la salida.
- 13- Los muros laterales del cuenco disipador pueden ser paralelos (como en un cuenco disipador rectangular) o diverger como una extensión de los muros laterales de la transición (como en un cuenco disipador trapezoidal).
- 14- Debe utilizarse un muro cortina de profundidad nominal en el extremo del cuenco disipador.
- 15- El efecto de atrapamiento de aire no se considera en el diseño del cuenco disipador.

Para ilustrar, las reglas de diseño antes mencionadas, ver figura 5.3.

RESALTO HIDRÁULICO Y SU USO COMO DISIPADOR DE ENERGÍA



Dimensiones del cuenco SAF (U. S. Soil Conservation Service [64]).

FIGURA N° 5.3

Datos de diseño:

$$Q = 11.14 \text{ m}^3/\text{s} \quad V_1 = 5.50 \text{ m/s} \quad y_1 = 0.650 \text{ m} \quad g = 9.8 \text{ m.s}^2$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}} \quad (\text{Ec. 5.9})$$

$$F_1 = \frac{5.50}{((9.80)(0.650))^{0.5}} = 2.18$$

$$y_2/y_1 = 0.5 ((1 + 8F_1^2)^{0.5} - 1)$$

$$y_2 = 0.5 ((1 + 8(2.18)^2)^{0.5} - 1) (0.650)$$

$$y_2 = 1.71 \text{ m}$$

$$L_B = 4.50 y_2 / F_1^{0.76} \quad (\text{Ec. 5.10})$$

$$L_B = 4.50 (1.71) / (2.18)^{0.76} = 4.26 \text{ m} \Rightarrow \text{usar } 4.50 \text{ m}$$

El predimensionamiento de los diferentes elementos está en función de los datos anteriores.

Resumiendo:

Largo total de la Cubeta $L_B = 4.50 \text{ m}$

La altura, ancho y espaciamento de los bloques de impacto es:

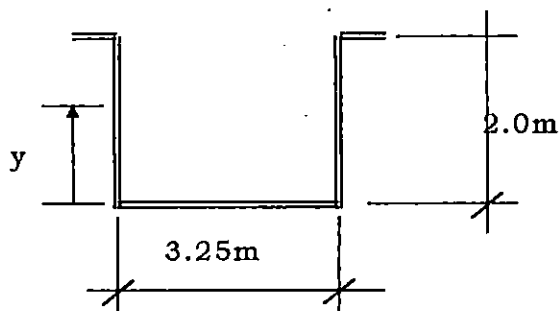
$$n = 3/4 y_1 \Rightarrow n = 3/4 (0.650) = 0.49 \text{ m} \Rightarrow \text{usar } 0.50 \text{ m}$$

La separación longitudinal del cuenco disipador hasta los bloques es:

$$L_B/3 \Rightarrow 4.50/3 = 1.50 \text{ m}$$

DISEÑO DEL CANAL FINAL

Este canal debe tener una pendiente suave con el propósito de evitar velocidades erosivas en la entrada a la quebrada.

SECCION PROPUESTA:

Material: Mampostería de piedra ($n = 0.020$)

Pendiente: Crítica

Caudal: $11.14 \text{ m}^3/\text{s}$

$$V = Q/A = 11.14/by = 11.14/3.25y$$

$$D = y$$

$$\text{Para flujo crítico: } V^2/2g = D/2 \quad (\text{Ec. 5.11})$$

$$\text{Es decir, } V^2 = gD$$

$$D = y$$

Sustituyendo:

$$(11.14/3.25y)^2 = 9.80y$$

$$124.10/10.56y^2 = 9.80y$$

$$124.10 = 103.49y^3$$

$$y = 1.06\text{m}$$

$$S_c = \frac{9.80 A_h \cdot n^2}{T \cdot R_H^{4/3}} \quad (\text{Ec. 5.12})$$

$$A_h = by = (3.25)(1.06) = 3.45\text{m}^2$$

$$P_m = 3.25 + 2(1.06) = 5.37\text{m}$$

$$R_H = 3.45/5.37 = 0.642$$

Sustituyendo en la ecuación 5.12

$$S_c = \frac{(9.80)(3.45)(0.020)^2}{(3.25)(0.642)^{4/3}}$$

$$S_c = 0.0075 = 0.75\%$$

Por lo tanto, la pendiente del canal será $S = 0.75\%$.

La velocidad crítica $V_c = 3.23 \text{ m/s}$.

Por lo tanto, esta velocidad es el menor valor que se obtiene para el tipo de sección propuesta.

Basándose en los datos del diseño hidráulico de la descarga se proponen tres posibles alternativas de solución; dos ubicadas al final del pasaje N° 2 de Residencial Santa Lucía y otra al Sur Oriente de la colonia Las Palmas (Ver Plano 5.12)

ALTERNATIVA I: Tomando de base la línea de los pozos P38g y P38H, partiendo de este último pozo con estación 0 + 000 se realiza la siguiente poligonal abierta:

PIH	DISTANCIA (m)	DEFLEXION	RADIO DE CURVATURA	SUB-TANGENTE
# 1 (P38H)		0° 0.00'	-	-
	35.00			
# 2		(+) 38° 32.0'	28.48	9.95
	50.00			
# 3		(+) 40° 31.0'	24.97	9.22
	47.37			
# 4		(-) 5° 5.0'	-	-
	30.00			

La descarga a cielo abierto inicia a partir de la estación 0 + 015.

ALTERNATIVA II: Tomando de base la línea de los Pozos P38g y P38h, partiendo de este último pozo con estación 0 + 000 se realiza la siguiente poligonal abierta:

PIH	DISTANCIA (m)	DEFLEXION	RADIO DE CURVATURA	SUB-TANGENTE
# 1 (P38h)	30.00	(-) 46° 0.00'	-	-
# 2	35.00	(+) 45° 0.00'	-	-
# 3	15.00	(+) 65° 28.0'	31.12	20.00
# 4	70.00	(-) 05° 5.00'	-	-

La descarga a cielo abierto inicia a partir de la estación 0 + 030

ALTERNATIVA III: Tomando como base la línea central e la calle El Matazano y partiendo de la intersección de dicha calle con calle Dorista (PIH = 0 + 000) se realiza la siguiente poligonal abierta:

PIH	DISTANCIA (m)	DEFLEXION	RADIO DE CURVATURA	SUB-TANGENTE
# 1 (P38h)	80.00	(+) 135° 45.0'	-	-
# 2	60.00	(-) 97° 35.0'	-	-
# 3	70.00	(-) 75° 31.0'	35.00	24.52
# 4	130.00	(-) 5° 5.0'	-	-

A continuación se presentan ventajas y desventajas de cada una de las alternativas:

ALTERNATIVA I:

VENTAJAS: - Es la solución mas corta en Longitud L = 175.47m.

- La cantidad de relleno es menor comparadas con alternativa II.
- Existe secciones en corte las cuales compensan en parte el área a rellenar.
- El cabezal de salida forma ángulo recto con la dirección del flujo.

DESVENTAJAS: -Las secciones en corte deberán ser protegidas de manera especial para mantener la estabilidad de los taludes; por ubicación de la estación de bombeo a unos 40 metros al Sur del alineamiento.

ALTERNATIVA II

VENTAJAS: - El alineamiento se proyecta en el centro de una vaguada existente.

DESVENTAJAS: - La cantidad de relleno a realizar es el doble de la alternativa I.

- La longitud es mayor en 38.31m que la alternativa I.

ALTERNATIVA III

VENTAJAS: - Las obras de terracería se reducen significativamente a un 10% de las consideradas en la alternativa I.

- El alineamiento se proyecta en el centro de una vaguada existente.
- No se construirían los Pozos P38D, P38E, P38F, P38G y P38H.

DESVENTAJAS: - Iniciando en el Pozo P38C deben proyectarse 9 pozos más con una altura promedio aproximado de 10.00m para llegar al punto inicial de descarga final o sea 4 pozos mas que para la alternativa I y II.

- Se deberá considerar la necesidad de comprar zona de servidumbre para evitar conflictos sociales en comunidad aledaña San Antonio, (zona aledaña).

5.8 COSTO DEL PROYECTO

El Cálculo del monto total del proyecto únicamente incluye los costos directos de los colectores proyectados, colector modificado y colector auxiliar N° 3 sin incluir sistema de descarga; los costos indirectos no se consideran ya que para cada institución, el porcentaje a aplicar es diferente dependiendo de su organización, rendimiento de los trabajadores, gastos administrativos, capacidad instalada etc., además no se incluye IVA.

5.8.1 DESCRIPCION DE LAS DIFERENTES PARTIDAS

5.8.1.1 DEMOLICION

Esta partida comprende las actividades necesarias para la extracción de la tubería existente, demoliendo la superficie de rodamiento, la base, la sub-base, pozos de aguas lluvias hasta llegar a la tubería a demoler. Los costos unitarios han sido calculados tomando como referencia los rendimientos de maquinaria pesada. La demolición de las estructuras existentes será considerada únicamente para los tramos de colectores rediseñados.

5.8.1.2 EXCAVACION Y ADEMADO

La excavación será considerada utilizando maquinaria pesada a excepción de las zonas donde la profundidad a excavar esté fuera del alcance de éstas, en este caso se considera que podría realizarse manualmente por medio de tarimas.

En el caso de las zanjas abiertas se considera utilizar ademado de paredes, protegiendo al personal de los desprendimientos de tierra, cuando realice la excavación y compactación.

5.8.1.3 HECHURA DE POZO

Consiste en el análisis de los costos unitarios de cada pozo incluyendo en éste, materiales y mano de obra. El costo de cada pozo varía dependiendo de la profundidad, así como también del diámetro de la tubería que éste recibe.

5.8.1.4 SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS

Comprende el cálculo del costo unitario del suministro y colocación de los diferentes diámetros de tubería usados en el rediseño de colectores y en el colector auxiliar propuesto.

5.8.1.5 PRUEBA HIDRAULICA

Consiste en la prueba de hermeticidad de las tuberías instaladas con el propósito de detectar grietas, fisuras en las uniones de los tubos y en los empalmes con los pozos (calidad del tubo). El costo unitario ha sido calculado por metro cúbico determinando la capacidad de cada colector.

5.8.1.6 COMPACTACION EN ZANJAS

La compactación se considera utilizando el material del lugar extraído en la excavación, por ser éste, tierra blanca. También se calcula el costo por metro cuadrado de compactación de la rasante para la colocación de tubos.

5.8.1.7 DESALOJOS

El material proveniente de la demolición de tuberías, pozos, base de pavimento y pavimento, se hará considerando su disposición hacia lugares adecuados fuera de la colonia Santa Lucía.

5.8.1.8 SUPERFICIE DE RODAJE

El pavimento demolido, como la base de éste, será restituido por otra nueva. El análisis del costo unitario ha sido calculado por metro cuadrado.

5.8.2 MEMORIA DE CALCULO DE ELABORACION DE PRESUPUESTO

La memoria de cálculo que se presenta a continuación ha sido elaborada para cada tramo de tubería, las variables consideradas son: profundidad de cada pozo, ancho de zanja, distancia entre pozos, diámetro de pozo a colocar, longitud útil de tubo a colocar, diámetro de pozo y tubería a demoler, longitud útil de tubo a demoler.

El uso de estas variables fué necesario a fin de obtener un presupuesto muy apegado a la realidad, desde la demolición de la carpeta asfáltica, excavación, colocación de tuberías, compactación hasta la restitución de la base sub-base y carpeta asfáltica.

COLECTOR C - 8 MODIFICADO

TRAMO P11D - P11C

Profundidades de zanja =	2.000	2.767	Ancho de zanja	1.00	Long. de tramo	29.10	(metros)
Longitud útil de tubo =	0.7		Diámetro de tubería a colocar =			18	Pulgadas
Diámetro de pozo =	1.8		Diámetro de tubería a demoler =			24	Pulgadas
			Diámetro de pozo a demoler =			1.8	Pulgadas
			Longitud útil de tubo a demoler =			0.7	(metros)

1.0 DEMOLICION DE CARPETA ASFALTICA (e = 0.07m)

A= 29.10 m² x ¢ 2.45 = ¢ 71.30

2.0 DEMOLICION DE BASE Y SUB BASE

A= 29.10 m² x ¢ 3.50 = ¢ 101.85

3.0 EXCAVACION

V= 69.36 m³ x ¢ 24.00 = ¢ 1,664.64

4.0 DEMOLICION DE POZOS

Pozo de Ø = 18"-24"	3.84	m ³	x	¢	23.30	=	¢	89.47
Pozo de Ø = 30"-36"	5.77	m ³	x			=	¢	-
Pozo de Ø = 42"-48"	7.18	m ³	x			=	¢	-
Pozo de Ø = 60"	9.47	m ³	x			=	¢	-

4.1 DEMOLICION DE TUBOS

Tubería Ø = 18"		UN	x	¢	13.65	=	¢	-
Tubería Ø = 24"	.40	UN	x	¢	21.35	=	¢	854.00
Tubería Ø = 30"		UN	x	¢	30.81	=	¢	-
Tubería Ø = 36"		UN	x	¢	41.32	=	¢	-
Tubería Ø = 42"		UN	x	¢	54.26	=	¢	-
Tubería Ø = 48"		UN	x	¢	68.23	=	¢	-
Tubería Ø = 60"		UN	x	¢	101.15	=	¢	-

5.0 DESALOJOS

5.1 De demolición de tuberías

V= 8.49 m³ x ¢ 30.00 = ¢ 254.80

5.2 De demolición de pozo

3.84 m³ x ¢ 30.00 = ¢ 115.20

5.3 De demolición de pavimento asfáltico

V= 13.10 m³ x ¢ 30.00 = ¢ 392.85

5.4 De exceso de volumen excavado

V= 6.94

6.0 COMPACTACION DE RASANTE PARA COLOCACION DE TUBERIA

A= 29.10 m² x ¢ 8.00 = ¢ 232.80

7.0 HECHURA DE POZO

Para Ø = 18"- 24"	1	UN	x	¢	3,290.45	=	¢	3,290.45
Para Ø = 30"- 36"		UN	x	¢	4,996.94	=	¢	-
Para Ø = 42"- 48"		UN	x	¢	6,424.75	=	¢	-
Para Ø = 60"		UN	x	¢	8,918.16	=	¢	-
Para Ø = 72"		UN	x	¢	11,028.48	=	¢	-

8.0 SUMINISTRO COLOCACION Y PEGAMENTO DE TUBERIA

Tubería Ø = 18"	40	UN	x	¢	180.43	=	¢	7,217.20
Tubería Ø = 24"		UN	x	¢	244.43	=	¢	-
Tubería Ø = 30"		UN	x	¢	499.61	=	¢	-
Tubería Ø = 36"		UN	x	¢	657.56	=	¢	-
Tubería Ø = 42"		UN	x	¢	708.93	=	¢	-
Tubería Ø = 48"		UN	x	¢	1,112.82	=	¢	-
Tubería Ø = 60"		UN	x	¢	1,499.94	=	¢	-

9.0 ADEMADO DE PAREDES (para profundidades mayores de 2m.)

Tubería Ø = 18"	29.10	ML	x	¢	58.97	=	¢	1,716.03
Tubería Ø = 24"		ML	x	¢	61.57	=	¢	-
Tubería Ø = 30"		ML	x	¢	66.77	=	¢	-

Tubería Ø = 36"	ML	x	φ	69.37	=	φ	-
Tubería Ø = 42"	ML	x	φ	78.45	=	φ	-
Tubería Ø = 48"	ML	x	φ	82.34	=	φ	-
Tubería Ø = 60"	ML	x	φ	92.37	=	φ	-
10. PRUEBA HIDRAULICA							
Agua	4.78 m³	x		.52.84	=	φ	252.42
11. COMPACTACION DE ZANJAS							
Volumen =	64.58 m³	x	φ	40.00	=	φ	2,583.30
12. BASE Y SUB-BASE							
A=	29.10 m²	x	φ	60.00	=	φ	1,746.00
13. CARPETA ASFALTICA							
A=	29.10 m²	x	φ	187.00	=	φ	5,441.70
14. LIMPIEZA							
A=	145.50 m²	x	φ	1.66	=	φ	241.44
				TOTAL	=	φ	26,265.43

COLECTOR C - 8 MODIFICADO

TRAMO P11C - P11B

Profundidades de zanja =	2.767	3.320	Ancho de zanja	1.10	Long. de tramo	29.00	(metros)
Longitud útil de tubo =	0.7		Diámetro de tubería a colocar =			24	Pulgadas
Diámetro de pozo =	1.8		Diámetro de tubería a demoler =			24	Pulgadas
			Diámetro de pozo a demoler =			1.8	Pulgadas
			Longitud útil de tubo a demoler =			0.7	(metros)

1.0 DEMOLICION DE CARPETA ASFALTICA (e = 0.07m)

A= 31.90 m² x φ 2.45 = φ 78.16

2.0 DEMOLICION DE BASE Y SUB BASE

A= 31.90 m² x φ 3.50 = φ 111.65

3.0 EXCAVACION

V= 97.09 m³ x φ 24.00 = φ 2,330.10

4.0 DEMOLICION DE POZOS

Pozo de Ø = 18"-24" 4.92 m³ x φ 23.30 = φ 114.67
 Pozo de Ø = 30"-36" 7.29 m³ x φ = φ -
 Pozo de Ø = 42"-48" 8.99 m³ x φ = φ -
 Pozo de Ø = 60" 11.71 m³ x φ = φ -

4.1 DEMOLICION DE TUBOS

Tubería Ø = 18" UN x φ 13.65 = φ -
 Tubería Ø = 24" 40 UN x φ 21.35 = φ 854.00
 Tubería Ø = 30" UN x φ 30.81 = φ -
 Tubería Ø = 36" UN x φ 41.32 = φ -
 Tubería Ø = 42" UN x φ 54.26 = φ -
 Tubería Ø = 48" UN x φ 68.23 = φ -
 Tubería Ø = 60" UN x φ 101.15 = φ -

5.0 DESALOJOS

5.1 De demolición de tuberías

V= 8.46 m³ x φ 30.00 = φ 253.92

5.2 De demolición de pozo

4.92 m³ x φ 30.00 = φ 147.64

5.3 De demolición de pavimento asfáltico

V= 14.36 m³ x φ 30.00 = φ 430.65

5.4 De exceso de volumen excavado

V= 9.71

6.0 COMPACTACION DE RASANTE PARA COLOCACION DE TUBERIA						
A=	31.90	m ²	x	¢	8.00	= ¢ 255.20
7.0 HECHURA DE POZO						
Para Ø = 18"- 24"	1	UN	x	¢	4,097.48	= ¢ 4,097.48
Para Ø = 30"- 36"		UN	x	¢	6,072.99	= ¢ -
Para Ø = 42"- 48"		UN	x	¢	7,680.14	= ¢ -
Para Ø = 60"		UN	x	¢	10,442.56	= ¢ -
Para Ø = 72"		UN	x	¢	12,709.81	= ¢ -
8.0 SUMINISTRO COLOCACION Y PEGAMENTO DE TUBERIA						
Tubería Ø = 18"		UN	x	¢	180.43	= ¢ -
Tubería Ø = 24"	40	UN	x	¢	244.43	= ¢ 9,777.20
Tubería Ø = 30"		UN	x	¢	499.61	= ¢ -
Tubería Ø = 36"		UN	x	¢	657.56	= ¢ -
Tubería Ø = 42"		UN	x	¢	708.93	= ¢ -
Tubería Ø = 48"		UN	x	¢	1,112.82	= ¢ -
Tubería Ø = 60"		UN	x	¢	1,499.94	= ¢ -
9.0 ADEMADO DE PAREDES (para profundidades mayores de 2m.)						
Tubería Ø = 18"		ML	x	¢	58.97	= ¢ -
Tubería Ø = 24"	29.00	ML	x	¢	61.57	= ¢ 1,785.53
Tubería Ø = 30"		ML	x	¢	66.77	= ¢ -
Tubería Ø = 36"		ML	x	¢	69.37	= ¢ -
Tubería Ø = 42"		ML	x	¢	78.45	= ¢ -
Tubería Ø = 48"		ML	x	¢	82.34	= ¢ -
Tubería Ø = 60"		ML	x	¢	92.37	= ¢ -
10. PRUEBA HIDRAULICA						
Agua	8.46	m ³	x	¢	52.84	= ¢ 447.20
11. COMPACTACION DE ZANJAS						
Volumen =	88.62	m ³	x	¢	40.00	= ¢ 3,544.94
12. BASE Y SUB-BASE						
A=	31.90	m ²	x	¢	60.00	= ¢ 1,914.00
13. CARPETA ASFALTICA						
A=	31.90	m ²	x	¢	187.00	= ¢ 5,965.30
14. LIMPIEZA						
A=	145.00	m ²	x	¢	1.66	= ¢ 240.61
TOTAL					=	¢ 32,348.27

COLECTOR C - 8 MODIFICADO

TRAMO P11B - P11A

Profundidades de zanja =	3.320	3.767	Ancho de zanja	1.60	Long. de tramo	29.10	(metros)
Longitud útil de tubo =	1		Diámetro de tubería a colocar =			30	Pulgadas
Diámetro de pozo =	2.4		Diámetro de tubería a demoler =			24	Pulgadas
			Diámetro de pozo a demoler =			1.8	Pulgadas
			Longitud útil de tubo a demoler =			0.7	(metros)

1.0 DEMOLICION DE CARPETA ASFALTICA (e = 0.07m)

A= 46.56 m² x ¢ 2.45 = ¢ 114.07

2.0 DEMOLICION DE BASE Y SUB BASE

A= 46.56 m² x ¢ 3.50 = ¢ 162.96

3.0 EXCAVACION

V= 164.99 m³ x ¢ 24.00 = ¢ 3,959.65

4.0 DEMOLICION DE POZOS

Pozo de Ø = 18"-24" 5.70 m³ x ¢ 23.30 = ¢ 132.84
 Pozo de Ø = 30"-36" 8.38 m³ x ¢ - = ¢ -

Pozo de Ø = 42"-48"	10.30	m ³	x		=	¢	-
Pozo de Ø = 60"	13.32	m ³	x		=	¢	-
4.1 DEMOLICION DE TUBOS							
Tubería Ø = 18"		UN	x	¢		13.65	= ¢ -
Tubería Ø = 24"	40	UN	x	¢		21.35	= ¢ 854.00
Tubería Ø = 30"		UN	x	¢		30.81	= ¢ -
Tubería Ø = 36"		UN	x	¢		41.32	= ¢ -
Tubería Ø = 42"		UN	x	¢		54.26	= ¢ -
Tubería Ø = 48"		UN	x	¢		68.23	= ¢ -
Tubería Ø = 60"		UN	x	¢		101.15	= ¢ -
5.0 DESALOJOS							
5.1 De demolición de tuberías							
V=	8.49	m ³	x	¢		30.00	= ¢ 254.80
5.2 De demolición de pozo							
V=	5.70	m ³	x	¢		30.00	= ¢ 171.04
5.3 De demolición de pavimento asfáltico							
V=	20.95	m ³	x	¢		30.00	= ¢ 628.56
5.4 De exceso de volumen excavado							
V=	16.50						
6.0 COMPACTACION DE RASANTE PARA COLOCACION DE TUBERIA							
A=	46.56	m ²	x	¢		8.00	= ¢ 372.48
7.0 HECHURA DE POZO							
Para Ø = 18"- 24"		UN	x	¢		4,679.35	= ¢ -
Para Ø = 30"- 36"	1	UN	x	¢		6,848.81	= ¢ 6,848.81
Para Ø = 42"- 48"		UN	x	¢		8,585.27	= ¢ -
Para Ø = 60"		UN	x	¢		11,541.65	= ¢ -
Para Ø = 72"		UN	x	¢		13,922.03	= ¢ -
8.0 SUMINISTRO COLOCACION Y PEGAMENTO DE TUBERIA							
Tubería Ø = 18"		UN	x	¢		180.43	= ¢ -
Tubería Ø = 24"		UN	x	¢		244.43	= ¢ -
Tubería Ø = 30"	27	UN	x	¢		499.61	= ¢ 13,489.47
Tubería Ø = 36"		UN	x	¢		657.56	= ¢ -
Tubería Ø = 42"		UN	x	¢		708.93	= ¢ -
Tubería Ø = 48"		UN	x	¢		1,112.82	= ¢ -
Tubería Ø = 60"		UN	x	¢		1,499.94	= ¢ -
9.0 ADEMADO DE PAREDES (para profundidades mayores de 2m.)							
Tubería Ø = 18"		ML	x	¢		58.97	= ¢ -
Tubería Ø = 24"		ML	x	¢		61.57	= ¢ -
Tubería Ø = 30"	29.10	ML	x	¢		66.77	= ¢ 1,943.01
Tubería Ø = 36"		ML	x	¢		69.37	= ¢ -
Tubería Ø = 42"		ML	x	¢		78.45	= ¢ -
Tubería Ø = 48"		ML	x	¢		82.34	= ¢ -
Tubería Ø = 60"		ML	x	¢		92.37	= ¢ -
10. PRUEBA HIDRAULICA							
Agua	13.27	m ³	x			52.84	= ¢ 701.16
11. COMPACTACION DE ZANJAS							
Volumen =	151.71	m ³	x	¢		40.00	= ¢ 6,068.59
12. BASE Y SUB-BASE							
A=	46.56	m ²	x	¢		60.00	= ¢ 2,793.60
13. CARPETA ASFALTICA							
A=	46.56	m ²	x	¢		187.00	= ¢ 8,706.72
14. LIMPIEZA							
A=	145.50	m ²	x	¢		1.66	= ¢ 241.44
TOTAL					=	¢	47,443.19

COLECTOR C - 8 MODIFICADO

TRAMO P11A - P16B

Profundidades de zanja =	3.767	5.045	Ancho de zanja	1.70	Long. de tramo	84.47	(metros)
Longitud útil de tubo =	1.01		Diámetro de tubería a colocar =			36	Pulgadas
Diámetro de pozo =	2.4		Diámetro de tubería a demoler =			0	Pulgadas
			Diámetro de pozo a demoler =			0	Pulgadas
			Longitud útil de tubo a demoler =			0	(metros)

1.0 DEMOLICION DE CARPETA ASFALTICA (e = 0.07m)

A= 143.60 m² x φ 2.45 = φ 351.82

2.0 DEMOLICIÓN DE BASE Y SUB BASE

A= 143.60 m² x φ 3.50 = φ 502.60

3.0 EXCAVACION

V= 632.70 m³ x φ 24.00 = φ 15,184.73

4.0 DEMOLICION DE POZOS

Pozo de Ø = 18"-24"	6.33	m ²	x	φ	23.30	=	φ	147.52
Pozo de Ø = 30"-36"	9.27	m ²	x			=	φ	-
Pozo de Ø = 42"-48"	11.35	m ²	x			=	φ	-
Pozo de Ø = 60"	14.63	m ²	x			=	φ	-

4.1 DEMOLICION DE TUBOS

Tubería Ø = 18"	UN	x	φ	13.65	=	φ	-
Tubería Ø = 24"	UN	x	φ	21.35	=	φ	-
Tubería Ø = 30"	UN	x	φ	30.81	=	φ	-
Tubería Ø = 36"	UN	x	φ	41.32	=	φ	-
Tubería Ø = 42"	UN	x	φ	54.26	=	φ	-
Tubería Ø = 48"	UN	x	φ	68.23	=	φ	-
Tubería Ø = 60"	UN	x	φ	101.15	=	φ	-

5.0 DESALOJOS

5.1 De demolición de tuberías

V= 0.00 m³ x φ 30.00 = φ -

5.2 De demolición de pozo

6.33 m³ x φ 30.00 = φ 189.94

5.3 De demolición de pavimento asfáltico

V= 64.62 m³ x φ 30.00 = φ 1,938.59

5.4 De exceso de volumen excavado

V= 63.27

6.0 COMPACTACION DE RASANTE PARA COLOCACION DE TUBERIA

A= 143.60 m² x φ 8.00 = φ 1,148.79

7.0 HECHURA DE POZO

Para Ø = 18"- 24"	UN	x	φ	5,149.69	=	φ	-
Para Ø = 30"- 36"	1	UN	x	7,475.93	=	φ	7,475.93
Para Ø = 42"- 48"	UN	x	φ	9,316.90	=	φ	-
Para Ø = 60"	UN	x	φ	12,430.05	=	φ	-
Para Ø = 72"	UN	x	φ	14,901.90	=	φ	-

8.0 SUMINISTRO COLOCACION Y PEGAMENTO DE TUBERIA

Tubería Ø = 18"	UN	x	φ	180.43	=	φ	-
Tubería Ø = 24"	UN	x	φ	244.43	=	φ	-
Tubería Ø = 30"	UN	x	φ	499.61	=	φ	-
Tubería Ø = 36"	82	UN	x	657.56	=	φ	53,919.92
Tubería Ø = 42"	UN	x	φ	708.93	=	φ	-
Tubería Ø = 48"	UN	x	φ	1,112.82	=	φ	-
Tubería Ø = 60"	UN	x	φ	1,499.94	=	φ	-

9.0 ADEMADO DE PAREDES (para profundidades mayores de 2m.)

Tubería Ø = 18"	ML	x	φ	58.97	=	φ	-
Tubería Ø = 24"	ML	x	φ	61.57	=	φ	-
Tubería Ø = 30"	ML	x	φ	66.77	=	φ	-

Tubería Ø = 36"	84.47	ML	x	¢	69.37	=	¢	5,859.68
Tubería Ø = 42"		ML	x	¢	78.45	=	¢	-
Tubería Ø = 48"		ML	x	¢	82.34	=	¢	-
Tubería Ø = 60"		ML	x	¢	92.37	=	¢	-
10. PRUEBA HIDRAULICA								
Agua	55.47	m³	x		52.84	=	¢	2,930.84
11. COMPACTACION DE ZANJAS								
Volumen =	577.23	m³	x	¢	40.00	=	¢	23,089.05
12. BASE Y SUB-BASE								
A=	143.60	m²	x	¢	60.00	=	¢	8,615.94
13. CARPETA ASFALTICA								
A=	143.60	m²	x	¢	187.00	=	¢	26,853.01
14. LIMPIEZA								
A=	422.35	m²	x	¢	1.66	=	¢	700.84
15. TAPADERAS DE POZOS NUEVOS								
	4	UN	x	¢	1,200.00	=	¢	4,800.00
TOTAL						=	¢	163,709.20

TOTAL GENERAL = ¢ 259,766.09

5.8.3 ANALISIS DE COSTO UNITARIO DE TUBERIAS PARA DIFERENTES MATERIALES

5.8.3.1 TUBERIA DE CONCRETO

COLECTOR C-5

NUMERO	PARTIDA	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL
1	DEMOLICIONES				
1.1	CARPETA ASFALTICA	853.71	m ²	¢ 2.45	¢ 2,091.59
1.2	BASE	853.71	m ²	¢ 3.50	¢ 2,987.99
1.3	TUBERIA EXISTENTE (Ø=18")	347	U	¢ 13.65	¢ 4,736.55
1.4	TUBERIA EXISTENTE (Ø=24")	183	U	¢ 21.35	¢ 3,907.05
1.5	TUBERIA EXISTENTE (Ø=30")	126	U	¢ 30.81	¢ 3,882.06
1.6	POZO EXISTENTE	57.41	m ³	¢ 23.30	¢ 1,337.65
2	EXCAVACION	3249.02	m ³	¢ 24.00	¢ 77,976.48
3	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS				
3.1	TUBERIA DE Ø=18"	254	U	¢ 180.43	¢ 45,829.22
3.2	TUBERIA DE Ø=30"	65	U	¢ 499.61	¢ 32,474.65
3.3	TUBERIA DE Ø=36"	125	U	¢ 657.56	¢ 82,195.00
3.4	TUBERIA DE Ø=48"	12	U	¢ 1,112.82	¢ 13,353.84
3.5	TUBERIA DE Ø=60"	123	U	¢ 1,499.94	¢ 184,492.62
4	HECHURA DE POZOS				
4.1	PARA TUBERIA DE Ø=18"-24"	2	U	¢ 4,971.65	¢ 9,943.30
4.2	PARA TUBERIA DE Ø=30"-36"	3	U	¢ 7,499.67	¢ 22,499.01
4.3	PARA TUBERA DE Ø=42"-48"	1	U	¢ 12,158.67	¢ 12,158.67
4.4	PARA TUBERIA DE Ø=60"	2	U	¢ 15,066.18	¢ 30,132.36
5	ADEMADO DE PAREDES				
5.1	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=18"	179.48	ML	¢ 58.97	¢ 10,583.94
5.2	PARA COLOCAR TUBERA DE Ø=30"	66.75	ML	¢ 66.77	¢ 4,456.90
5.3	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=36"	130.48	ML	¢ 69.37	¢ 9,051.40
5.4	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=48"	28.5	ML	¢ 82.34	¢ 2,346.69
5.5	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=60"	261.38	ML	¢ 92.37	¢ 24,143.67
6	PRUEBA HIDRAULICA	400.63	m ³	¢ 52.84	¢ 21,169.29
7	COMPACTACION EN ZANJAS				
7.1	CON MATERIAL DEL LUGAR	2848.39	m ²	¢ 40.00	¢ 113,935.60
7.2	DE RASANTE PARA COLOCACION DE TUBOS	853.71	m ²	¢ 8.00	¢ 6,829.68
8	DESALOJOS				
8.1	DESALOJO DE DEMOLICION DE TUBERIAS	126.70	m ³	¢ 30.00	¢ 3,801.00
8.2	DESALOJO DE DEMOLICION DE POZOS	74.63	m ³	¢ 30.00	¢ 2,238.99
8.3	DESALOJO DE DEMOLICION DE PAVIMENTO	384.17	m ³	¢ 30.00	¢ 11,525.10
8.4	DESALOJO DE EXCESO DE VOLUMEN EXCAVADO	324.90	m ³	¢ 30.00	¢ 9,747.00
9	RESTITUCION DE BASE Y SUB-BASE	853.71	m ²	¢ 60.00	¢ 51,222.60
10	RESTITUCION DE CARPETA ASFALTICA	853.71	m ²	¢ 187.00	¢ 159,643.77
11	LIMPIEZA	2608.25	m ²	¢ 1.66	¢ 4,329.70

TOTAL= ¢ 965,023.35

COSTO POR METRO LINEAL = ¢ 1,849.94

5.8.3.2 TUBERIA RIB LOC
COLECTOR C-5

NUMERO	PARTIDA	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL
1	DEMOLICIONES				
1.1	CARPETA ASFALTICA	853.71	m ²	φ 2.45	φ 2,091.59
1.2	BASE	853.71	m ²	φ 3.50	φ 2,987.99
1.3	TUBERIA EXISTENTE (Ø=18")	347	U	φ 13.65	φ 4,736.55
1.4	TUBERIA EXISTENTE (Ø=24")	183	U	φ 21.35	φ 3,907.05
1.5	TUBERIA EXISTENTE (Ø=30")	126	U	φ 30.81	φ 3,882.06
1.6	POZO EXISTENTE	57.41	m ³	φ 23.30	φ 1,337.65
2	EXCAVACION	3249.02	m ³	φ 24.00	φ 77,976.48
3	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS				
3.1	TUBERIA DE Ø=18"	254	U	φ 237.26	φ 60,264.04
3.2	TUBERIA DE Ø=30"	65	U	φ 696.20	φ 45,253.00
3.3	TUBERIA DE Ø=36"	125	U	φ 776.33	φ 97,041.25
3.4	TUBERIA DE Ø=48"	12	U	φ 1,627.44	φ 19,529.28
3.5	TUBERIA DE Ø=60"	123	U	φ 2,098.28	φ 258,088.44
4	HECHURA DE POZOS				
4.1	PARA TUBERIA DE Ø=18"-24"	2	U	φ 4,971.65	φ 9,943.30
4.2	PARA TUBERIA DE Ø=30"-36"	3	U	φ 7,499.67	φ 22,499.01
4.3	PARA TUBERA DE Ø=42"-48"	1	U	φ 12,158.67	φ 12,158.67
4.4	PARA TUBERIA DE Ø=60"	2	U	φ 15,066.18	φ 30,132.36
5	ADEMADO DE PAREDES				
5.1	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=18"	179.48	ML	φ 58.97	φ 10,583.94
5.2	PARA COLOCAR TUBERA DE Ø=30"	66.75	ML	φ 66.77	φ 4,456.90
5.3	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=36"	130.48	ML	φ 69.37	φ 9,051.40
5.4	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=48"	28.5	ML	φ 82.34	φ 2,346.69
5.5	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=60"	261.38	ML	φ 92.37	φ 24,143.67
6	PRUEBA HIDRAULICA	400.63	m ³	φ 52.84	φ 21,169.29
7	COMPACTACION EN ZANJAS				
7.1	CON MATERIAL DEL LUGAR	2848.39	m ³	φ 40.00	φ 113,935.60
7.2	DE RASANTE PARA COLOCACION DE TUBOS	853.71	m ²	φ 8.00	φ 6,829.68
8	DESALOJOS				
8.1	DESALOJO DE DEMOLICION DE TUBERIAS	126.70	m ³	φ 30.00	φ 3,801.00
8.2	DESALOJO DE DEMOLICION DE POZOS	74.63	m ³	φ 30.00	φ 2,238.99
8.3	DESALOJO DE DEMOLICION DE PAVIMENTO	384.17	m ³	φ 30.00	φ 11,525.10
8.4	DESALOJO DE EXCESO DE VOLUMEN EXCAVADO	324.90	m ³	φ 30.00	φ 9,747.00
9	RESTITUCION DE BASE Y SUB-BASE	853.71	m ²	φ 60.00	φ 51,222.60
10	RESTITUCION DE CARPETA ASFALTICA	853.71	m ²	φ 187.00	φ 159,643.77
11	LIMPIEZA	2608.25	m ²	φ 1.66	φ 4,329.70

TOTAL= φ 1,086,854.03

COSTO POR METRO LINEAL = φ 2,083.49

5.8.3.3 TUBERIAS ADS
COLECTOR C-5

NUMERO	PARTIDA	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL
1	DEMOLICIONES				
1.1	CARPETA ASFALTICA	853.71	m ²	φ 2.45	φ 2,091.59
1.2	BASE	853.71	m ²	φ 3.50	φ 2,987.99
1.3	TUBERIA EXISTENTE (Ø=18")	347	U	φ 13.65	φ 4,736.55
1.4	TUBERIA EXISTENTE (Ø=24")	183	U	φ 21.35	φ 3,907.05
1.5	TUBERIA EXISTENTE (Ø=30")	126	U	φ 30.81	φ 3,882.06
1.6	POZO EXISTENTE	57.41	m ³	φ 23.30	φ 1,337.65
2	EXCAVACION	3249.02	m ³	φ 24.00	φ 77,976.48
3	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS				
3.1	TUBERIA DE Ø=18"	254	U	φ 338.25	φ 85,915.50
3.2	TUBERIA DE Ø=30"	65	U	φ 930.72	φ 60,496.80
3.3	TUBERIA DE Ø=36"	125	U	φ 1,039.06	φ 129,882.50
3.4	TUBERIA DE Ø=48"	12	U	φ 2,295.38	φ 27,544.56
3.5	TUBERIA DE Ø=60"	123	U	φ 2,934.26	φ 360,913.98
4	HECHURA DE POZOS				
4.1	PARA TUBERIA DE Ø=18"-24"	2	U	φ 4,971.65	φ 9,943.30
4.2	PARA TUBERIA DE Ø=30"-36"	3	U	φ 7,499.67	φ 22,499.01
4.3	PARA TUBERA DE Ø=42"-48"	1	U	φ 12,158.67	φ 12,158.67
4.4	PARA TUBERIA DE Ø=60"	2	U	φ 15,066.18	φ 30,132.36
5	ADEMADO DE PAREDES				
5.1	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=18"	179.48	ML	φ 58.97	φ 10,583.94
5.2	PARA COLOCAR TUBERA DE Ø=30"	66.75	ML	φ 66.77	φ 4,456.90
5.3	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=36"	130.48	ML	φ 69.37	φ 9,051.40
5.4	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=48"	28.5	ML	φ 82.34	φ 2,346.69
5.5	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=60"	261.38	ML	φ 92.37	φ 24,143.67
6	PRUEBA HIDRAULICA	400.63	m ³	φ 52.84	φ 21,169.29
7	COMPACTACION EN ZANJAS				
7.1	CON MATERIAL DEL LUGAR	2848.39	m ³	φ 40.00	φ 113,935.60
7.2	DE RASANTE PARA COLOCACION DE TUBOS	853.71	m ²	φ 8.00	φ 6,829.68
8	DESALOJOS				
8.1	DESALOJO DE DEMOLICION DE TUBERIAS	126.70	m ³	φ 30.00	φ 3,801.00
8.2	DESALOJO DE DEMOLICION DE POZOS	74.63	m ³	φ 30.00	φ 2,238.99
8.3	DESALOJO DE DEMOLICION DE PAVIMENTO	384.17	m ³	φ 30.00	φ 11,525.10
8.4	DESALOJO DE EXCESO DE VOLUMEN EXCAVADO	324.90	m ³	φ 30.00	φ 9,747.00
9	RESTITUCION DE BASE Y SUB-BASE	853.71	m ²	φ 60.00	φ 51,222.60
10	RESTITUCION DE CARPETA ASFALTICA	853.71	m ²	φ 187.00	φ 159,643.77
11	LIMPIEZA	2608.25	m ²	φ 1.66	φ 4,329.70

TOTAL= φ 1,271,431.36

COSTO POR METRO LINEAL = φ 2,437.33

5.8.4 PRESUPUESTO DE COLECTORES

PRESUPUESTO DE COLECTOR C-3

NUMERO	PARTIDA	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL
1	DEMOLICIONES				
1.1	CARPETA ASFALTICA	305.73	m ²	¢ 2.45	¢ 749.04
1.2	BASE Y SUB-BASE	305.73	m ²	¢ 3.50	¢ 1,070.06
1.3	TUBERIA EXISTENTE (Ø=18")	372	U	¢ 13.65	¢ 5,077.80
1.4	POZO EXISTENTE	81.59	m ³	¢ 23.30	¢ 1,901.05
2	EXCAVACION	805.06	m ³	¢ 24.00	¢ 19,321.44
3	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS				
3.1	TUBERIA DE Ø=18"	115	U	¢ 180.43	¢ 20,749.45
3.2	TUBERIA DE Ø=24"	143	U	¢ 244.43	¢ 34,953.49
3.3	TUBERIA DE Ø=30"	78	U	¢ 499.61	¢ 38,969.58
4	HECHURA DE POZOS				
4.1	PARA TUBERIA DE Ø=18"-24"	13	U	¢ 3,828.15	¢ 49,765.95
4.2	PARA TUBERA DE Ø=30"-36"	3	U	¢ 6,954.66	¢ 20,863.98
5	ADEMADO DE PAREDES				
5.1	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=18"	89.5	ML	¢ 58.97	¢ 5,277.82
5.2	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=24"	111	ML	¢ 61.57	¢ 6,834.27
5.3	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=30"	85.75	ML	¢ 66.77	¢ 5,725.53
6	PRUEBA HIDRAULICA	86.11	m ³	¢ 52.84	¢ 4,550.05
7	COMPACTACION				
7.1	CON MATERIAL DEL LUGAR	718.95	m ³	¢ 40.00	¢ 28,758.00
7.2	DE RASANTE PARA COLOCACION DE TUBOS	305.73	m ²	¢ 8.00	¢ 2,445.84
8	DESALAJOS				
8.1	DESALOJO DE DEMOLICION DE TUBERIAS	47.14	m ³	¢ 30.00	¢ 1,414.20
8.2	DESALOJO DE DEMOLICION DE POZOS	106.054	m ³	¢ 30.00	¢ 3,181.62
8.3	DESALOJO DE DEMOLICION DE PAVIMENTO	137.58	m ³	¢ 30.00	¢ 4,127.40
8.4	DESALOJO DE EXCESO DE VOLUMEN EXCAVADO	80.51	m ³	¢ 30.00	¢ 2,415.30
9	RESTITUCION DE BASE Y SUB-BASE	305.73	m ²	¢ 60.00	¢ 18,343.80
10	RESTITUCION DE CARPETA ASFALTICA	305.73	m ²	¢ 187.00	¢ 57,171.51
11	LIMPIEZA	1430.35	m ²	¢ 1.66	¢ 2,374.38

TOTAL= ¢ 336,041.55

PRESUPUESTO DE COLECTOR C-4

NUMERO	PARTIDA	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL
1	DEMOLICIONES				
1.1	CARPETA ASFALTICA	424.48	m ²	¢ 2.45	¢ 1,039.98
1.2	BASE Y SUB-BASE	424.48	m ²	¢ 3.50	¢ 1,485.68
1.3	TUBERIA EXISTENTE (Ø=18")	181	U	¢ 13.65	¢ 2,470.65
1.4	TUBERIA EXISTENTE (Ø=24")	244	U	¢ 21.35	¢ 5,209.40
1.5	POZO EXISTENTE	28.28	m ³	¢ 23.30	¢ 658.92
2	EXCAVACION	1039.06	m ³	¢ 24.00	¢ 24,937.44
3	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS				
3.1	TUBERIA DE Ø=18"	114	U	¢ 180.43	¢ 20,569.02
3.2	TUBERIA DE Ø=24"	96	U	¢ 244.43	¢ 23,465.28
3.3	TUBERIA DE Ø=30"	65	U	¢ 499.61	¢ 32,474.65
3.4	TUBERIA DE Ø=42"	83	U	¢ 708.93	¢ 58,841.19
4	HECHURA DE POZOS				
4.1	PARA TUBERIA DE Ø=18"-24"	5	U	¢ 4,165.47	¢ 20,827.35
4.2	PARA TUBERIA DE Ø=30"-36"	2	U	¢ 7,296.58	¢ 14,593.16
5	ADEMADO DE PAREDES				
5.1	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=18"	62.32	ML	¢ 58.97	¢ 3,675.01
5.2	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=24"	20.11	ML	¢ 61.57	¢ 1,238.17
5.3	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=30"	67.48	ML	¢ 66.77	¢ 4,505.64
5.4	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=42"	87.02	ML	¢ 78.45	¢ 6,826.72
6	PRUEBA HIDRAULICA	145.82	m ³	¢ 52.84	¢ 7,705.13
7	COMPACTACION				
7.1	CON MATERIAL DEL LUGAR	893.24	m ³	¢ 40.00	¢ 35,729.60
7.2	DE RAZANTE PARA COLOCACION DE TUBOS	424.48	m ²	¢ 8.00	¢ 3,395.84
8	DESALOJOS				
8.1	DESALOJO DE DEMOLICION DE TUBERIAS	66.26	m ³	¢ 30.00	¢ 1,987.80
8.2	DESALOJO DE DEMOLICION DE POZOS	36.764	m ³	¢ 30.00	¢ 1,102.92
8.3	DESALOJO DE DEMOLICION DE PAVIMENTO	191.01	m ³	¢ 30.00	¢ 5,730.30
8.4	DESALOJO DE EXCESO DE VOLUMEN EXCAVADO	103.91	m ³	¢ 30.00	¢ 3,117.30
9	RESTITUCION DE BASE Y SUB-BASE	424.48	m ²	¢ 60.00	¢ 25,468.80
10	RESTITUCION DE PAVIMENTO	424.48	m ²	¢ 187.00	¢ 79,377.76
11	LIMPIEZA	1547.3	m ²	¢ 1.66	¢ 2,568.52

TOTAL= ¢ 389,002.23

PRESUPUESTO DE COLECTOR C-8 MODIFICADO

NUMERO	PARTIDA	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL
1	DEMOLICIONES				
1.1	CARPETA ASFALTICA	251.16	m ²	¢ 2.45	¢ 615.34
1.2	BASE	251.16	m ²	¢ 3.50	¢ 879.06
1.3	TUBERIA EXISTENTE (Ø=24")	120	U	¢ 21.35	¢ 2,562.00
1.4	POZO EXISTENTE	20.79	m ³	¢ 23.30	¢ 484.41
2	EXCAVACION	964.13	m ³	¢ 24.00	¢ 23,139.12
3	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS				
3.1	TUBERIA DE Ø=18"	40	U	¢ 180.43	¢ 7,217.20
3.2	TUBERIA DE Ø=24"	40	U	¢ 244.43	¢ 9,777.20
3.3	TUBERIA DE Ø=30"	27	U	¢ 499.61	¢ 13,489.47
3.4	TUBERIA DE Ø=36"	82	U	¢ 657.56	¢ 53,919.92
4	HECHURA DE POZOS				
4.1	PARA TUBERIA DE Ø=18"-24"	2	U	¢ 4,893.97	¢ 9,787.94
4.2	PARA TUBERIA DE Ø=30"-36"	2	U	¢ 8,362.37	¢ 16,724.74
5	ADEMADO DE PAREDES				
5.1	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=18"	29.10	ML	¢ 58.97	¢ 1,716.03
5.2	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=24"	29.00	ML	¢ 61.57	¢ 1,785.53
5.3	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=30"	29.00	ML	¢ 66.77	¢ 1,936.33
5.4	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=36"	84.47	ML	¢ 69.37	¢ 5,859.68
6	PRUEBA HIDRAULICA	81.98	m ³	¢ 52.84	¢ 4,331.82
7	COMPACTACION				
7.1	CON MATERIAL DEL LUGAR	882.15	m ³	¢ 40.00	¢ 35,286.00
7.2	DE RASANTE PARA COLOCACION DE TUBOS	251.16	m ²	¢ 8.00	¢ 2,009.28
8	DESALOJOS				
8.1	DESALOJO DE DEMOLICION DE TUBERIAS	25.45	m ³	¢ 30.00	¢ 763.50
8.2	DESALOJO DE DEMOLICION DE POZOS	27.03	m ³	¢ 30.00	¢ 810.81
8.3	DESALOJO DE DEMOLICION DE PAVIMENTO	113.02	m ³	¢ 30.00	¢ 3,390.60
8.4	DESALOJO DE EXCESO DE VOLUMEN EXCAVADO	96.41	m ³	¢ 30.00	¢ 2,892.30
9	RESTITUCION DE BASE Y SUB-BASE	251.16	m ²	¢ 60.00	¢ 15,069.60
10	RESTITUCION DE PAVIMENTO	251.16	m ²	¢ 187.00	¢ 46,966.92
11	LIMPIEZA	858.35	m ²	¢ 1.66	¢ 1,424.86

TOTAL= ¢ 262,839.66

PRESUPUESTO DE COLECTOR C-5

NUMERO	PARTIDA	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL
1	DEMOLICIONES				
1.1	CARPETA ASFALTICA	853.71	m ²	¢ 2.45	¢ 2,091.59
1.2	BASE	853.71	m ²	¢ 3.50	¢ 2,987.99
1.3	TUBERIA EXISTENTE (Ø=18")	347	U	¢ 13.65	¢ 4,736.55
1.4	TUBERIA EXISTENTE (Ø=24")	183	U	¢ 21.35	¢ 3,907.05
1.5	TUBERIA EXISTENTE (Ø=30")	126	U	¢ 30.81	¢ 3,882.06
1.6	POZO EXISTENTE	57.41	m ³	¢ 23.30	¢ 1,337.65
2	EXCAVACION	3249.02	m ³	¢ 24.00	¢ 77,976.48
3	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS				
3.1	TUBERIA DE Ø=18"	254	U	¢ 180.43	¢ 45,829.22
3.2	TUBERIA DE Ø=30"	65	U	¢ 499.61	¢ 32,474.65
3.3	TUBERIA DE Ø=36"	125	U	¢ 657.56	¢ 82,195.00
3.4	TUBERIA DE Ø=48"	12	U	¢ 1,112.82	¢ 13,353.84
3.5	TUBERIA DE Ø=60"	123	U	¢ 1,499.94	¢ 184,492.62
4	HECHURA DE POZOS				
4.1	PARA TUBERIA DE Ø=18"-24"	2	U	¢ 4,971.65	¢ 9,943.30
4.2	PARA TUBERIA DE Ø=30"-36"	3	U	¢ 7,499.67	¢ 22,499.01
4.3	PARA TUBERA DE Ø=42"-48"	1	U	¢ 12,158.67	¢ 12,158.67
4.4	PARA TUBERIA DE Ø=60"	2	U	¢ 15,066.18	¢ 30,132.36
5	ADEMADO DE PAREDES				
5.1	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=18"	179.48	ML	¢ 58.97	¢ 10,583.94
5.2	PARA COLOCAR TUBERA DE Ø=30"	66.75	ML	¢ 66.77	¢ 4,456.90
5.3	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=36"	130.48	ML	¢ 69.37	¢ 9,051.40
5.4	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=48"	28.5	ML	¢ 82.34	¢ 2,346.69
5.5	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=60"	261.38	ML	¢ 92.37	¢ 24,143.67
6	PRUEBA HIDRAULICA	400.63	m ³	¢ 52.84	¢ 21,169.29
7	COMPACTACION EN ZANJAS				
7.1	CON MATERIAL DEL LUGAR	2848.39	m ³	¢ 40.00	¢ 113,935.60
7.2	DE RASANTE PARA COLOCACION DE TUBOS	853.71	m ²	¢ 8.00	¢ 6,829.68
8	DESALOJOS				
8.1	DESALOJO DE DEMOLICION DE TUBERIAS	126.70	m ³	¢ 30.00	¢ 3,801.00
8.2	DESALOJO DE DEMOLICION DE POZOS	74.63	m ³	¢ 30.00	¢ 2,238.99
8.3	DESALOJO DE DEMOLICION DE PAVIMENTO	384.17	m ³	¢ 30.00	¢ 11,525.10
8.4	DESALOJO DE EXCESO DE VOLUMEN EXCAVADO	324.90	m ³	¢ 30.00	¢ 9,747.00
9	RESTITUCION DE BASE Y SUB-BASE	853.71	m ²	¢ 60.00	¢ 51,222.60
10	RESTITUCION DE CARPETA ASFALTICA	853.71	m ²	¢ 187.00	¢ 159,643.77
11	LIMPIEZA	2608.25	m ²	¢ 1.66	¢ 4,329.70

TOTAL= ¢ 965,023.35

PRESUPUESTO DE COLECTOR AUXILIAR No 2 MODIFICADO

NUMERO	PARTIDA	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL
1	DEMOLICIONES				
1.1	CARPETA ASFALTICA	437.73	m ²	¢ 2.45	¢ 1,072.44
1.2	BASE Y SUB-BASE	437.73	m ²	¢ 3.50	¢ 1,532.06
1.3	TUBERIA EXISTENTE (Ø=36")	54	U	¢ 41.32	¢ 2,231.28
1.4	TUBERIA EXISTENTE (Ø=60")	141	U	¢ 101.15	¢ 14,262.15
1.5	POZO EXISTENTE	42.44	m ³	¢ 23.30	¢ 988.85
2	EXCAVACION	2259.71	m ³	¢ 24.00	¢ 54,233.04
3	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS				
3.1	TUBERIA DE Ø=24"	80	U	¢ 244.43	¢ 19,554.40
3.2	TUBERIA DE Ø=60"	141	U	¢ 1,499.94	¢ 211,491.54
4	HECHURA DE POZOS				
4.1	PARA TUBERIA DE Ø=24"	1	U	¢ 4,490.45	¢ 4,490.45
4.2	PARA TUBERIA DE Ø=60"	2	U	¢ 16,151.19	¢ 32,302.38
5	ADEMADO DE PAREDES				
5.1	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=24"	56.63	ML	¢ 61.57	¢ 3,486.71
5.2	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=60"	296.92	ML	¢ 92.37	¢ 27,426.50
6	PRUEBA HIDRAULICA	287.34	m ³	¢ 52.84	¢ 15,183.05
7	COMPACTACION				
7.1	CON MATERIAL DEL LUGAR	1972.37	m ³	¢ 40.00	¢ 78,894.80
7.2	DE RASANTE PARA COLOCACION DE TUBOS	437.73	m ²	¢ 8.00	¢ 3,501.84
8	DESALOJOS				
8.1	DESALOJO DE DEMOLICION DE TUBERIAS	308.00	m ³	¢ 30.00	¢ 9,240.00
8.2	DESALOJO DE DEMOLICION DE POZOS	55.17	m ³	¢ 30.00	¢ 1,655.16
8.3	DESALOJO DE DEMOLICION DE PAVIMENTO	196.98			
8.4	DESALOJO DE EXCESO DE VOLUMEN EXCAVADO	255.97			
9	RESTITUCION DE BASE Y SUB-BASE	437.73	m ²	¢ 60.00	¢ 26,263.80
10	RESTITUCION DE CARPETA ASFALTICA	437.73	m ²	¢ 187.00	¢ 81,855.51
11	LIMPIEZA	1025.45	m ²	¢ 1.70	¢ 1,743.27

TOTAL= ¢ 591,409.22

PRESUPUESTO DE COLECTOR C-7 MODIFICADO

NUMERO	PARTIDA	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL
1	DEMOLICIONES				
1.1	CARPETA ASFALTICA	276.92	m ²	¢ 2.45	¢ 678.45
1.2	BASE	276.92	m ²	¢ 3.50	¢ 969.22
1.3	TUBERIA EXISTENTE (Ø=36")	161	U	¢ 41.32	¢ 6,652.52
1.4	POZO EXISTENTE	50.69	m ³	¢ 23.30	¢ 1,181.08
2	EXCAVACION	1513.31	m ³	¢ 24.00	¢ 36,319.44
3	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS				
3.1	TUBERIA DE Ø=30"	112	U	¢ 499.61	¢ 55,956.32
3.2	TUBERIA DE Ø=36"	50	U	¢ 657.56	¢ 32,878.00
4	HECHURA DE POZOS				
4.1	PARA TUBERIA DE Ø=30"-36"	4	U	¢ 11,087.57	¢ 44,350.28
5	ADEMADO DE PAREDES				
5.1	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=30"	145.02	ML	¢ 66.77	¢ 9,682.99
5.2	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=36"	161.04	ML	¢ 69.37	¢ 11,171.34
6	PRUEBA HIDRAULICA	88.17	m ³	¢ 52.84	¢ 4,658.90
7	COMPACTACION				
7.1	CON MATERIAL DEL LUGAR	1425.14	m ³	¢ 40.00	¢ 57,005.60
7.2	DE RASANTE PARA COLOCACION DE TUBOS	276.92	m ²	¢ 8.00	¢ 2,215.36
8	DESALOJOS				
8.1	DESALOJO DE DEMOLICION DE TUBERIAS	111.45	m ³	¢ 30.00	¢ 3,343.50
8.2	DESALOJO DE DEMOLICION DE POZOS	65.90	m ³	¢ 30.00	¢ 1,976.91
8.3	DESALOJO DE DEMOLICION DE PAVIMENTO	124.61	m ³	¢ 30.00	¢ 3,738.30
8.4	DESALOJO DE EXCESO DE VOLUMEN EXCAVADO	151.33	m ³	¢ 30.00	¢ 4,539.90
9	RESTITUCION DE BASE Y SUB-BASE	276.92	m ²	¢ 60.00	¢ 16,615.20
10	RESTITUCION DE PAVIMENTO	276.92	m ²	¢ 187.00	¢ 51,784.04
11	LIMPIEZA	848.60	m ²	¢ 1.66	¢ 1,408.68

TOTAL= ¢ 347,126.03

PRESUPUESTO DE COLECTOR C-10 MODIFICADO

NUMERO	PARTIDA	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL
1	DEMOLICIONES				
1.1	CARPETA ASFALTICA	487.63	m ²	¢ 2.45	¢ 1,194.69
1.2	BASE	487.63	m ²	¢ 3.50	¢ 1,706.71
1.3	TUBERIA EXISTENTE (Ø=18")	434	U	¢ 9.52	¢ 4,131.68
1.4	POZO EXISTENTE	60.43	m ³	¢ 23.30	¢ 1,408.02
2	EXCAVACION	2719.28	m ³	¢ 24.00	¢ 65,262.72
3	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS				
3.1	TUBERIA DE Ø=24"	78	U	¢ 244.43	¢ 19,065.54
3.2	TUBERIA DE Ø=30"	66	U	¢ 499.61	¢ 32,974.26
3.3	TUBERIA DE Ø=36"	176	U	¢ 657.56	¢ 115,730.56
4	HECHURA DE POZOS				
4.1	PARA TUBERIA DE Ø=18"- 24"	1	U	¢ 4,529.46	¢ 4,529.46
4.2	PARA TUBERIA DE Ø=30" - 36"	6	U	¢ 11,541.85	¢ 69,251.10
5	ADEMADO DE PAREDES				
5.1	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=24"	55.68	ML	¢ 61.57	¢ 3,428.22
5.2	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=30"	68.33	ML	¢ 66.77	¢ 4,562.39
5.3	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=36"	493.34	ML	¢ 69.37	¢ 34,223.00
6	PRUEBA HIDRAULICA	169.88	m ³	¢ 52.84	¢ 8,976.46
7	COMPACTACION				
7.1	CON MATERIAL DEL LUGAR	2549.96	m ³	¢ 40.00	¢ 101,998.40
7.2	DE RASANTE PARA COLOCACION DE TUBOS	487.63	m ²	¢ 8.00	¢ 3,901.04
8	DESALOS				
8.1	DESALOJO DE DEMOLICION DE TUBERIAS	42.84	m ³	¢ 30.00	¢ 1,285.20
8.2	DESALOJO DE DEMOLICION DE POZOS	78.56	m ³	¢ 30.00	¢ 2,356.77
	DESALOJO DE DEMOLICION DE PAVIMENTO	219.43	m ³	¢ 30.00	¢ 6,582.90
	DESALOJO DE EXCESO DE VOLUMEN EXCAVADO	271.93	m ³	¢ 30.00	¢ 8,157.90
9	RESTITUCION DE BASE Y SUB-BASE	487.63	m ²	¢ 60.00	¢ 29,257.80
10	RESTITUCION DE CARPETA ASFALTICA	487.63	m ²	¢ 187.00	¢ 91,186.81
11	LIMPIEZA	1552.55	m ²	¢ 1.70	¢ 2,639.34

TOTAL= ¢ 613,810.96

PRESUPUESTO DE COLECTOR AUXILIAR N° 3

NUMERO	PARTIDA	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL
1	DEMOLICIONES				
1.1	CARPETA ASFALTICA	2341.29	m ²	¢ 2.45	¢ 5,736.16
1.2	BASE Y SUB-BASE	2341.29	m ²	¢ 3.50	¢ 8,194.52
1.3	TUBERIA EXISTENTE (Ø=48")	96	UN	¢ 68.23	¢ 6,550.08
1.4	TUBERIA EXISTENTE (Ø=60")	86	UN	¢ 101.15	¢ 8,698.90
1.5	POZO EXISTENTE	303.9	m ³	¢ 23.30	¢ 7,080.87
2	EXCAVACION	13427.74	m ³	¢ 24.00	¢ 322,265.76
3	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS				
3.1	TUBERIA DE Ø=48"	144	UN	¢ 1,112.82	¢ 160,246.08
3.2	TUBERIA DE Ø=60"	564	UN	¢ 1,499.94	¢ 845,966.16
3.3	TUBERIA DE Ø=72"	173	UN	¢ 2,721.23	¢ 470,772.79
3.4	TUBERIA DE Ø=84"	85	UN	¢ 3,002.50	¢ 255,212.50
4	HECHURA DE POZOS				
4.1	PARA TUBERIA DE Ø=48"	2	UN	¢ 8,775.11	¢ 17,550.22
4.2	PARA TUBERIA DE Ø=60"	10	UN	¢ 16,414.13	¢ 164,141.30
4.3	PARA TUBERIA DE Ø=72"	7	UN	¢ 26,155.70	¢ 183,089.90
4.4	PARA TUBERIA DE Ø=84"	3	UN	¢ 26,648.18	¢ 79,944.54
5	ADEMADO DE PAREDES				
5.1	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=48"	150.52	ML	¢ 82.34	¢ 12,393.82
5.2	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=60"	1067.34	ML	¢ 92.37	¢ 98,590.20
5.3	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=72"	680.56	ML	¢ 110.84	¢ 75,433.27
5.4	PARA COLOCAR TUBERIA DE Ø=84"	279.21	ML	¢ 129.32	¢ 36,107.44
6	PRUEBA HIDRAULICA	1961.54	m ³	¢ 52.84	¢ 103,647.77
7	COMPACTACION				
7.1	CON MATERIAL DEL LUGAR	11466.20	m ³	¢ 40.00	¢ 458,648.00
7.2	DE RASANTE PARA COLOCACION DE TUBOS	2341.29	m ²	¢ 8.00	¢ 18,730.32
8	DESALOJOS				
8.1	DESALOJO DE DEMOLICION DE TUBERIAS	384.10	m ³	¢ 30.00	¢ 11,523.00
8.2	DESALOJO DE DEMOLICION DE POZOS	395.07	m ³	¢ 30.00	¢ 11,852.10
8.3	DESALOJO DE DEMOLICION DE PAVIMENTO	1053.58	m ³	¢ 30.00	¢ 31,607.40
8.4	DESALOJO DE EXCESO DE VOLUMEN EXCAVADO	1342.77	m ³	¢ 30.00	¢ 40,283.10
9	RESTITUCION DE BASE Y SUB-BASE	2341.29	m ²	¢ 60.00	¢ 140,477.40
10	RESTITUCION DE CARPETA ASFALTICA	2341.29	m ²	¢ 187.00	¢ 437,821.23
11	LIMPIEZA	4692.10	m ²	¢ 1.66	¢ 7,788.89

TOTAL= ¢ 4,020,353.71

RESUMEN DE COSTO DE COLECTORES

<u>COLECTOR</u>	<u>COSTO</u>
- COLECTOR C - 3	¢ 336,041.55
- COLECTOR C - 4	¢ 389,002.23
- COLECTOR C - 8 MODIFICADO	¢ 262,839.66
- COLECTOR C - 5	¢ 965,023.35
- COLECTOR AUXILIAR N° 2 MODIFICADO	¢ 591,409.22
- COLECTOR C - 7 MODIFICADO	¢ 347,126.03
- COLECTOR C - 10 MODIFICADO	¢ 613,810.96
- COLECTOR AUXILIAR N° 3	¢ 41020,353.71
TOTAL =	¢ 71525,606.71

IA OTNUTIO VI

6.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- 1) La información disponible sobre el alcantarillado de aguas lluvias existente en la colonia Santa Lucía es muy pobre. La Dirección de Urbanismo y Arquitectura (DUA) del Ministerio de Obras Públicas (MOP) y la Oficina de Planificación del Area Metropolitana de San Salvador (OPAMSS), son las únicas instituciones que pueden reunir información básica sobre la infraestructura existente; sin embargo, no cuentan con el catastro actualizado de obras existentes, los archivos de planos de obras construidas por el Ministerio de Obras Públicas (MOP) son muy incompletos y la mayor información existente consiste en planos de trabajo utilizados por los técnicos que intervienen en trabajos de mantenimiento de pavimentos que requieren la reparación de las alcantarillas rotas.
- 2) El marco institucional actual no cumple con la creación de infraestructura de drenaje compatible con el desarrollo acelerado de las áreas urbanizadas, ni con el mantenimiento preventivo de la infraestructura existente.

Los instrumentos de planeamiento del desarrollo de la infraestructura urbana están divididos entre el MOP, ANDA y los Concejos Municipales, los cuales desarrollan estrategias propias sin coordinación ni integración en un plan metropolitano de desarrollo.
- 3) Uno de los problemas más frecuentes en la colonia Santa Lucía, principalmente en la zona baja de ésta, es la escorrentía sobre las

calles debido a la precipitación, generándose grandes lagunas y corrientes peligrosas para el tráfico y los habitantes. Lo anterior es debido a que muchas áreas de influencia ahora poseen un coeficiente de esorrentía mayor que cuando el sistema de evacuación pluvial existente fué diseñado. No se previó el futuro desarrollo de las áreas circunvecinas a la colonia Santa Lucía (incremento del área urbana) y si se hizo, las expectativas de desarrollo previstas en aquel tiempo, ya fueron superadas, por lo que las tuberías de aguas lluvias de la colonia Santa Lucía no tienen capacidad para transitar el escurrimiento generado por el urbanismo actual, afectando también la estructura de los pavimentos.

- 4) La expansión explosiva y desordenada de las urbanizaciones y repartos ubicados al entorno de la colonia Santa Lucía no ha estado acompañada de proyectos de mejoramiento y rediseño de la red de colectores de drenaje pluvial de la misma, siendo especialmente perjudiciales los asentamientos humanos ubicados en las partes altas de la Subcuenca Santa Lucía porque han sobrepasado la capacidad de los colectores incrementando el escurrimiento producido por la lluvia sobre las calles de la colonia Santa Lucía en lugar de descargarlo directamente hacia la quebrada del río El Chagüite.
- 5) Los residentes de los repartos Bosques del Matazano también afrontan el problema de la insuficiente capacidad hidráulica en sus sistemas de colectores, además del inadecuado funcionamiento del sistema de tragantes (rejillas inadecuadas, basura y azolve), en algunos casos de los pocos existentes, esto es debido a secciones

inadecuadas, alineamiento desfavorable (específicamente calle y quebrada El Gūaje), lo que ha provocado azolve y colapso de las estructuras de drenaje pluvial de la zona.

- 6) Las condiciones físicas del sistema pluvial existente en la colonia Santa Lucía son relativamente buenas; existen daños provocados por el funcionamiento del mismo, algunos debidos al desgaste natural. Entre ellos se pueden mencionar: erosión de la superficie interna de las tuberías, deterioro del fondo de algunos pozos de visita debido a las caídas de agua que sobrepasan los 3.00 metros de altura y *no* poseen cajas de sostén (Pozo Pv, Colector Auxiliar N° 2), cajas tragantes totalmente tapadas por materiales arrastrados y *no* evacuados (Calle 5), etc; falta de mantenimiento por parte de las autoridades encargadas, sello de tapaderas de los pozos por trabajos de bacheo o recarpeteo, etc.
- 7) El sistema de drenaje pluvial existente de la colonia Santa Lucía comprende diecisiete colectores que consisten en cordones-cunetas contruidos en ambos lados de las calles, tuberías de concreto simple y armado, cuyos diámetros oscilan entre 18" y 60", que descargan sin ningún tipo de tratamiento previo a los arenales afluentes de los ríos El Chagüite y Las Cañas. En las calles, todas pavimentadas, existen algunos casos de ubicación de tragantes cada 100-120 metros, aunque los hay también a distancias menores, pozos de visita ubicados la mayoría, cada 100 metros o menos, y otros a distancias mucho mayores. La mayoría de estas obras *no* se ajusta a las Normas Técnicas vigentes, provocando frecuentes inundaciones en varios puntos de ésta. Puesto que el objetivo

principal de este documento es eliminar los problemas de inundación, que son causados por falta de capacidad hidráulica en los colectores existentes, se realizó inspecciones, y las zonas más afectadas resultaron ser:

- a. Zona baja de la colonia Santa Lucía (Triángulo)
 - b. Calle 5
 - c. Calle Circunvalación, sector Sur-Oriente a partir de la intersección con calle 5, continuando sobre la calle Circunvalación hasta llegar al lugar donde inicia la colonia Montecristo, siempre sobre la calle Circunvalación.
- 8) Como puede observarse en los resultados de los cuadros resúmenes de los colectores, (ver capítulo IV, Evaluación Hidráulica), el 82% del sistema de evacuación pluvial existente (14 de los 17 colectores) no tiene capacidad hidráulica para drenar el caudal producto de la escorrentía generado por una tormenta de diseño correspondiente a un período de retorno de 10 años, lo cual provoca inundaciones principalmente en la parte baja de la colonia Santa Lucía. Únicamente el colector C-1 de $\phi = 36"$ instalado en calle al Matazano, las secciones del colector C-2 de $\phi = 48"$ instaladas en la calle Circunvalación y los tramos del colector C-13 de $\phi = 700\text{mm}$ tienen una capacidad adecuada. La falta de capacidad del sistema de drenaje pluvial existente se debe algunas veces a la baja pendiente en su instalación y otras a que el diámetro instalado es hidráulicamente inferior a las necesidades de evacuación requeridas.
- 9) Con el rediseño de los colectores (C-3, C-4, C-8 Modificado, C-5, Auxiliar N° 2 Modificado, C-7 Modificado y C-10 Modificado) y el

diseño del Colector Auxiliar N° 3 que son alternativa de solución para los problemas que generan las aguas lluvias, se espera que el sistema de drenaje pluvial formado por los colectores no modificados recupere su capacidad hidráulica, logrando así, que éstos, evacuen eficientemente la escorrentía generada en la zona baja de la colonia Santa Lucía.

- 10) Cualquier propuesta de diseño del sistema pluvial existente de la zona baja de la colonia Santa Lucía requiere de mejoras hidráulicas con la finalidad de optimizar su funcionamiento. Para esta situación, el incremento en la sección transversal y pendientes de los tubos (hasta los límites permisibles), además de la creación de una nueva descarga, muestra sus bondades.
- 11) La opción para el mejoramiento de los sistemas de descarga de la red de colectores pluviales existentes en la colonia Santa Lucía ha sido incrementar la descarga de éstos a la quebrada del río El Chagüite y así se considera en el diseño de la propuesta planteada.

Con esta propuesta de diseño se pretende reducir el caudal producto de la escorrentía hacia la zona baja logrando de este modo aminorar las posibilidades de sufrir inundaciones sin modificar la obra de paso ubicada bajo el Boulevard del Ejército Nacional lo cual es relevante para obtener una solución técnico-económica a dicho problema.

- 12) Los nuevos colectores poseen pozos de visita de alturas considerables debido a la topografía de la zona.
- 13) La necesidad de mejorar el drenaje de las calles de la colonia Santa Lucía, es urgente. La solución planteada supone mejorar la

recolección de la escorrentía, conduciéndola, de la forma más directa a la quebrada mas cercana (arenal afluente al río El Chagüite). De no realizarse ninguna propuesta de mejoramiento a la red de colectores de drenaje pluvial existente, los problemas de inundaciones continuaran sucediendo.

- 14) Se considera que el estudio realizado por la empresa ~~CPK Consultores S.A. de C.V.~~ y la ~~Propuesta de diseño para el mejoramiento del sistema de drenaje pluvial de la zona baja de la colonia Santa Lucía~~, constituyen una parte de la solución integral al problema del drenaje pluvial que afecta a las zonas que comprenden los repartos Bosques del Matazano I, II y III, Valle Nuevo y la colonia Santa Lucía.

6.2 RECOMENDACIONES

1) Crear por parte de la OPAMSS un registro sistemático y actualizado de la ubicación y características hidráulicas de la red de colectores de la colonia Santa Lucía y sus alrededores. Iniciar por parte del marco institucional actual, gestiones de financiamiento para la propuesta planteada con el objetivo de realizarla, mejorando de esta manera el funcionamiento de la red de colectores de aguas lluvias existentes en la colonia Santa Lucía.

2) Que se establezca como norma por parte de las Instituciones gubernamentales la creación de planes, programas y proyectos de mejoramiento y rediseño para redes de colectores de drenaje pluvial existente y de infraestructura en general de acuerdo con el crecimiento de áreas urbanas.

Que para llevar a cabo dichos planes y programas, los instrumentos del planeamiento del desarrollo de la infraestructura urbana ejecuten estrategias coordinadas e integradas en beneficio de la colonia Santa Lucía y áreas circunvecinas.

Efectuar además, por parte de las instituciones competentes, programas o proyectos de mantenimiento preventivo de la infraestructura pluvial existente.

3) Tomando en cuenta, el estudio realizado por la empresa CPK Consultores S.A de C.V se recomienda ejecutar con la mayor brevedad posible el proyecto de rehabilitación de la descarga "Cárcava El Matazano".

- 4) Que en los proyectos de colectores de aguas lluvias se prevea objetiva y racionalmente en la etapa de diseño, el futuro desarrollo de áreas circunvecinas al proyecto en cuestión.
- 5) Que se exija y verifique por parte de las autoridades encargadas durante la etapa constructiva de proyectos de infraestructura de drenaje pluvial, el cumplimiento de las normas vigentes (supervisión de obras en cuanto a alturas de caídas de agua, construcción de cajas de sostén para pozos de visita que así lo requieran, pendientes máximas y mínimas permisibles, etc).
- 6) Basados en los estudios realizados para la elaboración de esta solución, proponer una obra de descarga compatible con las necesidades de drenaje pluvial requeridas por la colonia Santa Lucía y zonas aledañas.

CAPITULO VII

BIBLIOGRAFIA**- Trabajos de graduación de la Universidad de El Salvador.**

1. Estudio del Sistema de Evacuación Pluvial en las Areas Hidrográficas que afectan los Desarrollos Urbanos Valle Nuevo, Matazano y Santa Lucía.
AUTOR: Wilfredo Carranza Guzmán y Otros.
AÑO : 1985
2. Estudio del actual problema del Sistema de Drenaje de Aguas Lluvias de la Ciudad de Cojutepeque, y alternativa de solución.
AUTOR: Tomás de Jesús Martínez Flores y Otros.
AÑO : 1995
3. Diseño complementario de Sistemas de Drenaje de Aguas Lluvias de la Ciudad de Chalchuapa.
AUTOR: Saúl Andrés Aguirre Argueta y Otros.
AÑO : 1996
4. Reglamento para la disposición del drenaje pluvial urbano.
AUTOR: Fernando de Jesús Lemus González y Otros
AÑO : 1985
5. Generación de un modelo paramétrico para el análisis de crecidas en pequeñas cuencas.
AUTOR: Diógenes de Jesús Chévez Guerrero y otro
AÑO : 1989

- **Visitas Técnicas de Campo**

- **Estudios Técnicos**

1. Estudio de Factibilidad y Diseño final de Ingeniería del Proyecto "Obras de paso del sistema hidrográfico del área metropolitana de San Salvador, AMSS".

AUTOR: Ces - Class

AÑO : 1998

2. Diseño final de Ingeniería del proyecto "Reconstrucción de descarga de A.LL, cárcava El Matazano, Reparto Valle Nuevo, Ilopango, San Salvador"

AUTOR: CPK Consultores S.A. de C.V.

AÑO : Mayo, 1997

- **Reglamentos y Normas Técnicas**

1. Reglamento de la Ordenanza del Control del Desarrollo Urbano y de la Construcción, OPAMSS.

AÑO : 1995

2. Normas Técnicas de ANDA.

AÑO : 1998

Libros

3. Manual de Hidráulica

AUTOR: J. M. de Azevedo & Guillermo Acosta A.
Editorial Harla.

4. Abastecimiento y Alcantarillado

AUTOR: Steel y McGeeh
Editorial Gustavo Gili, S.A.
Barcelona, 1981.

6. Hidráulica de Canales Abiertos

AUTOR: Ven Te Chow

Editorial, McGRAW-HILL

Colombia 1994.

6. Diseño Hidráulico

AUTOR: Sviatoslav Krochin

A N E X O

Se realizó un levantamiento topográfico para la recopilación de datos del sistema colector además se acudió a los planos del urbanizador para hacer comparaciones de datos. Se encontró que los diámetros y pendientes eran bastante compatibles, lo que permitía la revisión hidráulica. El resultado que se obtuvo es que el 90% del sistema existente no tiene capacidad para drenar la precipitación para una tormenta de diseño con un período de retorno de 5 años. La falta de capacidad se debe a las bajas pendientes en su instalación.

La ejecución de las obras del proyecto representa la solución a los problemas de inundación que sufre el reparto Bosques del Matazano N° 3 al haberse sellado parcialmente, como medida preventiva, su sistema de drenaje de aguas lluvias para evitar que se siguiera degradando la inmensa losa (Carcava El Matazano) que se había formado como resultado del colapso de las obras de descarga del sistema en el arenal El Chagüite.

El Gobierno de El Salvador, dentro de su política de atender sectores con mayores necesidades, desea rehabilitar el sistema de drenaje de aguas lluvias del reparto Bosques del Matazano N° 3 mediante la ejecución del proyecto "RECONSTRUCCION DE DESCARGA DE AGUAS LUVIAS, CARCAVA EL MATAZANO, REPARTO VALLE NUEVO, ILOPANGO, SAN SALVADOR".

GENERALIDADES

SINTESIS DE LA PROPUESTA DE RECONSTRUCCION DE LA DESCARGA DE AGUAS LUVIAS, CARCAVA EL MATAZANO EN EL REPARTO VALLE NUEVO, ILOPANGO, SAN SALVADOR.

ANEXO "A"

La recomendación a atender en el diseño final ha sido la ampliación del sistema mediante la incorporación de colectores de alivio y/o interceptores.

La construcción de la descarga requiere de un amplio relleno de la cárcava por lo que para garantizar la estabilidad del mismo, se hizo un estudio de suelos.

La descarga que va a construirse sobre el relleno de la cárcava, es un canal rectangular con disipadores de energía cuya parte terminal es otro canal, de distinto material con una pendiente mucho menor y con sección trapezoidal.

Bajo avenidas máximas, se producen en la zona, erosiones de gran magnitud que son resedimentadas en el lecho del arenal lo cual ha sido considerado para el diseño de obras de protección y encauzamiento del arenal en el tramo donde está el punto terminal de toda la descarga.

DESCRIPCION DEL PROYECTO

A) LOCALIZACION

El proyecto se ubica al suroriente de San Salvador, al sur de la colonia Santa Lucía, específicamente en el reparto Bosques del Matazano N° 3 contiguo a la quebrada "La Pedrera" que es conocida también como "Río El Chagüite".

B) DESCRIPCION

Algunos de los aspectos que cubre el proyecto son:

B.1) La construcción, sobre el relleno de la cárcava, de un canal de concreto de aproximadamente 130 mts. de longitud, de sección

rectangular, combinado con otro de sección trapezoidal, de 59 mts. y de mampostería.

B.2) Una estructura de conexión del sistema recolector con el canal de descarga, consistente en una combinación de caja con bóveda.

B.3) La construcción de obras de protección y de encausamiento, todo basado en gaviones, del tramo del arenal El Chagüite frente a la desembocadura del canal de descarga.

B.4) La construcción de muros de contención.

1. COSTOS

El costo total estimado de la obra es de ₡11,338,673.00 NO incluye Costos Indirectos e IVA.

HIDROLOGIA

ANALISIS DE LA LLUVIA

Para estudiar la variación de la lluvia en cuanto a su intensidad, duración y frecuencia o período de retorno, se ha seleccionado la estación pluviográfica "Observatorio" ubicada en la ciudad de San Salvador; para la cual el Servicio de Meteorología e Hidrología proporcionó los datos de las intensidades máximas para diferentes duraciones. Se considera que dicha estación es representativa del tipo de lluvia que se da en la cuenca del arenal El Chagüite.

CALCULO DE CAUDALES MAXIMOS

Se calcularan para diferentes períodos de retorno, y para diferentes duraciones por medio del hidrograma triangular. (Diseño de Presas Pequeñas, Bureau of Reclamation, Denver, USA, Capítulo 2).

CUENCA ARENAL EL CHAGÜITE

Período de Retorno T (años)	Caudal Máximo Qp (m³/seg)
5	35.22
10	39.14
25	46.97

**SUB-CUENCA ARENAL EL CHAGÜITE, PUNTO DE CARCAVA EL
MATAZANO**

Período de Retorno T (años)	Caudal Máximo Qp (m³/seg)
5	9.95
10	11.16
25	12.94

**ANALISIS DE DESCARGA DE AGUAS LLUVIAS EN CARCAVA EL
MATAZANO**

ANTECEDENTES

Este problema se ha producido por el colapso total del colector de descarga de aguas lluvias del reparto Bosques del Matazano N° 3, erosionando el suelo por donde este colector bajaba y formando en consecuencia la cárcava en mención. Ante el inminente peligro que esto representaba para los habitantes vecinos, el Ministerio de Obras Públicas tomó la medida de emergencia de sellar esta descarga con el propósito de que el proceso de erosión no continuara y poder llegar a afectar directamente a las casas vecinas.

DIAGNOSTICO DE LOS PROCESOS EROSIVOS

La formación de la cárcava principal, es originada por el deslizamiento debido al peso de una gran masa de tierra blanca influenciada por el agua superficial, falta de cementación o cohesión, incrementado por el peso de la estructura hidráulica o colector de aguas lluvias sostenido por estas masas; acelerado por el flujo de

agua en el piso de cimentación del sistema de drenaje de descarga al cauce del río y zanjas de escorrentía superficial descontrolada, que ha iniciado las formas de un drenaje intersticial subterráneo paralelo y debajo del eje longitudinal de la tubería del colector, en las capas geológicas muy friables o sueltas fácilmente erosionables hasta formar socavamiento retrógrado y asentamiento, con la consecuente falla de las capas mismas y de las obras sanitarias sobre ellas construidas; intensificando los procesos evolutivos y grados de erosión local.

HIDRAULICA

DISEÑO DE LOS COLECTORES

Criterios de Diseño

Los colectores principales que llegan hasta la caja de descarga (tubería de concreto de $\phi = 60"$) localizados en la Calle Nueva, Avenida La Molienda y zona verde han sido proyectados con suficiente capacidad para drenar un área adicional y similar al área de aporte actual (18 Ha) ya que durante el reconocimiento de la zona se pudo constatar que la falta de un adecuado sistema de drenaje pluvial y de estructuras de descarga hacia el Arenal El Chagüite, constituyen un problema de grandes proporciones para la mayoría de las colonias vecinas, por lo tanto considerando la magnitud e importancia de la estructura de descarga proyectada, así como la de los colectores que llegan hasta ésta, **se consideró que la alternativa de solución planteada en este proyecto constituye una parte de la solución integral para el problema de drenaje de toda la zona.**

DISEÑO HIDRAULICO DEL DRENAJE MENOR SUPERFICIAL

CONSIDERACIONES INICIALES

- Todo el sistema de drenaje propuesto ha sido proyectado para los valores hidrológicos de una tormenta con un período de retorno de 25 años.
- Para el cálculo de los caudales de aporte se utilizó la fórmula propuesta por el método racional.

$$Q = \frac{CIA}{60} \text{ (lts./seg.)}$$

Las estructuras de drenaje proyectadas han sido clasificadas de la siguiente manera:

+ Canaleta tipo I y IA

Sección B = 0.60 mts: rectangular con gradas

Capacidad de drenaje: hasta un área de aporte de 2000m²

★ Canaleta tipo II

Sección 0.75 x 0.30 mts: rectangular horizontal

Capacidad de drenaje: hasta un área de aporte de 3500m²

★ Canaleta Tipo IIA

Sección B = 0.75 mts: rectangular con gradas

Capacidad de drenaje: hasta un área de aporte de 3500m²

★ Canaleta tipo III

Sección 0.60 x 0.30 mts: rectangular-horizontal

Capacidad de drenaje: hasta un área de aporte de 2000m²

★ Canaleta tipo IV

Sección 0.90 x 0.40 mts: rectangular-horizontal

Capacidad de drenaje: hasta un área de aporte de 5000m²

CALCULOS HIDRAULICOS

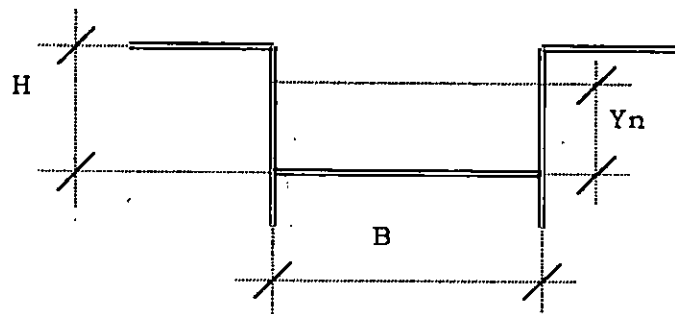
Cuadro resumen de cálculo de caudales de aporte

AREA M ²	C	I mm/min	Q m ³ /seg
2000	0.65	3.50	0.076
3500	0.65	3.50	0.133
5000	0.65	3.50	0.190

CRITERIOS

★ El tirante normal máximo esperado es el 50% de la altura total de la estructura para la pendiente especificada.

★ La velocidad máxima permitida es de 1.0 mt./s.



El análisis de las gradas se realizó considerándolas como Estructuras Disipadoras de Energía (Hidrología Aplicada, Ven Te Chow, Capítulo 15)

DISEÑO HIDRAULICO DE LA DESCARGA

ELEMENTOS DEL SISTEMA

El sistema de drenaje mayor contiene las siguientes estructuras:

- 1º) Caja recolectora
- 2º) Bóveda
- 3º) Canal de pendiente fuerte de sección rectangular
- 4º) Gradas disipadoras.

5º) Lecho amortiguador (cubeta S.A.F.) como estructura disipadora de energía.

6º) Canal de sección trapezoidal como estructura final de conducción hasta la quebrada.

BASES DE DISEÑO

PERIODO DE DISEÑO

En vista de que en El Salvador no existe un reglamento oficial y/o un manual de Normas de Diseño de Obras Hidráulicas para macro drenaje con características similares a las propuestas en este diseño y de que generalmente estas obras, por costumbre, han venido siendo diseñadas para períodos de 25 años; los períodos de diseño que recomiendan algunos manuales para este tipo de estructuras es de 100 años. Sin embargo, conscientes de la realidad económica nacional se determinó que diseñar para dicho período podría no ser lo mas adecuado en la actualidad pero sin perder de vista que el resultado de esta decisión no debería afectar significativamente la importancia, capacidad y seguridad de la estructura y después de analizar tanto los factores técnicos como económicos de esta decisión se concluyó que las estructuras para el drenaje mayor serian diseñadas con los valores hidrológicos de una tormenta con un periodo de retorno de 50 años de acuerdo a la información proporcionada por la estación meteorológica "Observatorio" localizada en la ciudad de San Salvador.

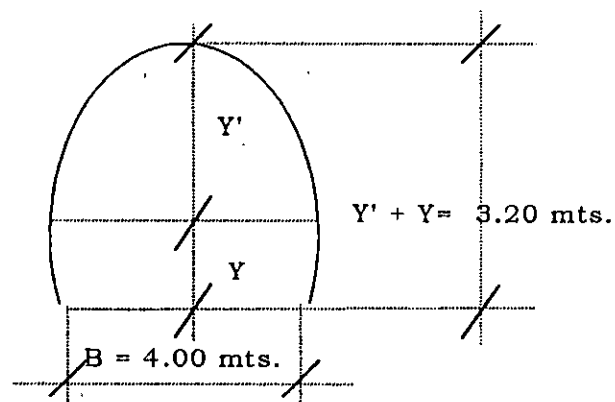
Como datos de comparación se presentan los caudales calculados para diferentes períodos de retorno para las condiciones de área, tiempo de concentración y coeficiente de escorrentía constantes:

CAUDALES EN m ³ /seg					
AÑOS	5	10	25	50	100
CAUDAL	12.72	14.16	16.128	17.52	18.96

Como puede observarse la diferencia entre diseñar para un período de 50 años con respecto a 25 representa un incremento en el caudal de diseño de 1.39 m³/seg; el haber diseñado el canal para el caudal de 16.128 m³/seg en vez de 17.52 m³/seg manteniendo constantes las condiciones hidráulicas para este último habría representado una disminución en el ancho del canal de solamente 0.30 mts. representando un volumen de concreto armado de 13.5 m³ en 150 mts. de longitud y 0.30 mts de espesor de losa. Considerando un precio de \$3,000.00/m³ de concreto armado, esta disminución en la sección del canal representa un ahorro de solamente \$40,500.00 que comparados con el costo total aproximado del proyecto (\$17.5 millones) representan un 0.18% lo que se consideró que no es significativo comparado con la seguridad del canal.

CALCULOS HIDRAULICOS

Bóveda, Sección Propuesta:

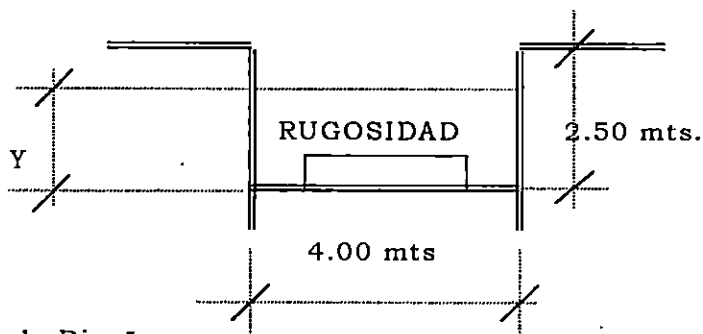


Material de construcción: elementos prefabricados de concreto

Coefficiente de rugosidad: $n = 0.016$

Canal de pendiente fuerte (S = 38%)

Sección propuesta:



Criterios de Diseño

El canal será construido de concreto de alta resistencia a la abrasión similar al utilizado en pavimentos para carreteras. El control de la velocidad del flujo será mediante la construcción de rampas rápidas protegidas con una rugosidad artificial alternadas con caídas y sistemas de gradas para disipar energía.

Al final del canal de pendiente fuerte existirá una estructura de transición (lecho amortiguador, cubeta S.A.F.) la cual servirá como disipador de energía y en la cual se controlará el resalto hidráulico que se generará por el cambio brusco de pendiente entre el canal de pendiente fuerte y el canal final el cual será de sección trapezoidal y tendrá una pendiente suave para evitar velocidades erosivas en la entrada a la quebrada.

Debido a que bajo condiciones normales y para diferentes descargas (5, 10, 15 y 17.5 m³/s) las velocidades dentro del canal de pendiente fuerte alcanzan valores muy altos (9.76, 12.50, 14.20, 15.63m/s respectivamente) lo que puede provocar un acelerado deterioro en la superficie del canal si no se aplican las medidas de control de velocidad mas adecuadas y eficientes. Para este caso se decidió aplicar dos tipos de control de velocidad siendo el primero de

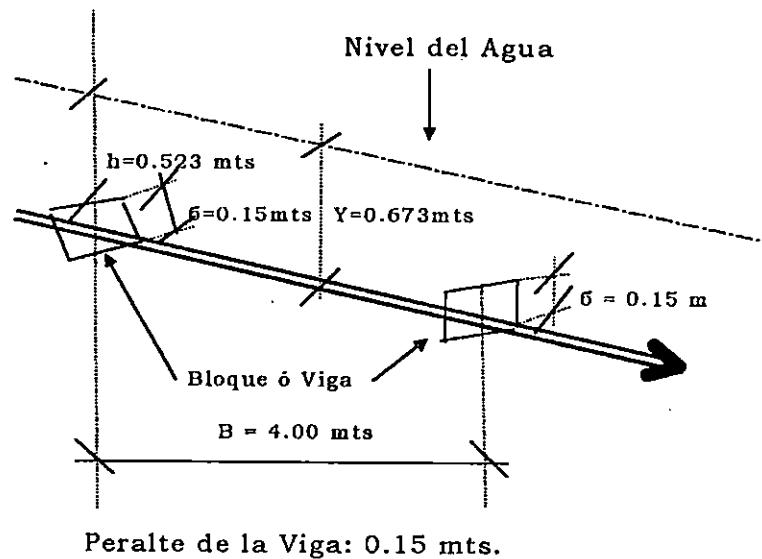
ellos segmentar el canal en tramos, alternando rampas de flujo rápido y caídas con sistemas de gradas disipadoras de energía.

En las rampas rápidas la velocidad será controlada por medio de una modificación a las condiciones naturales de rugosidad de la superficie del canal de concreto, estas modificaciones consistirán en construir monolíticamente con la rampa una serie simétrica de bloques o vigas de impacto (rugosidad artificial).

Diseño de la Rugosidad Artificial para las Rampas Rápidas

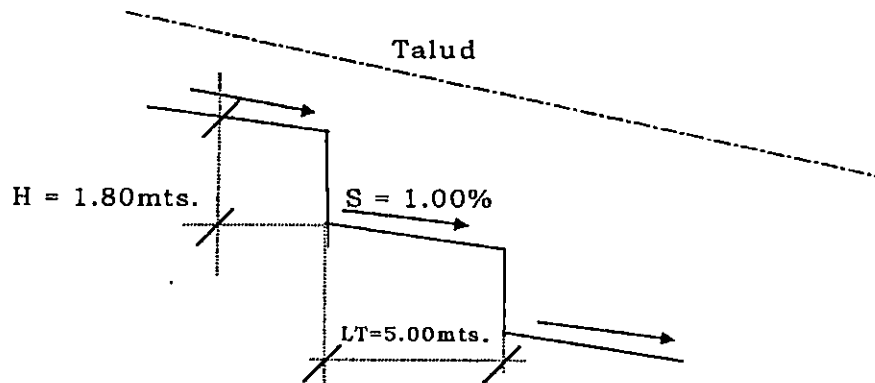
Criterio de Diseño:

- La velocidad tolerable en las rampas no debe ser mayor que 7.00 m/s, para la selección de la rugosidad mas adecuada se han considerado las recomendaciones y formas propuestas por el manual de hidráulica de Svitoslav Krochin en la sección de diseño de rápidas.



Caidas (Gradas Disipadoras)

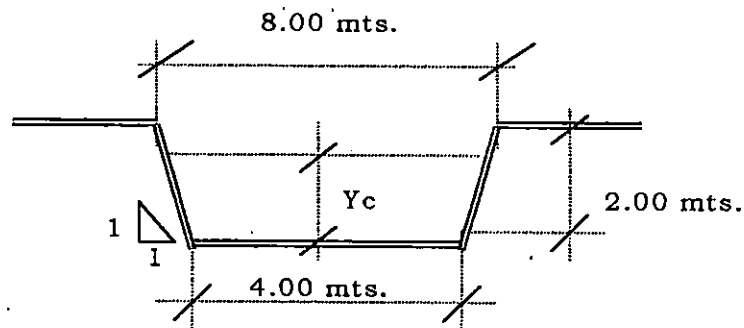
Situación General: Caudal de Descarga: $17.5 \text{ m}^3/\text{seg}$.



Ancho de la grada = 4.00 mts .

Canal Final

Sección propuesta



Material: Mampostería

Pendiente: Crítica

Caudal: $17.5 \text{ m}^3/\text{seg}$

La pendiente del canal será de 0.3%

DISEÑO HIDRAULICO DE OBRAS DE PROTECCION EN ARENAL

SITUACION ACTUAL

Debido a los procesos de deforestación, urbanización y a la fuerte pendiente del cauce, la quebrada del arenal El Chagüite se encuentra

en la actualidad en estado de inestabilidad por la erosión que sufre y por el tipo de material que constituyen los suelos que la forman.

Para establecer el grado de erosión a que es sometido por las velocidades del agua en las avenidas máximas, se procedió a realizar un análisis de las secciones transversales de ésta para lo cual se consideró la avenida máxima que puede producir una tormenta con un período de retorno de 25 años.

En el estudio hidrológico se determinó el caudal para la cuenca que corresponde a la cárcava para dicho período de retorno, habiendo resultado de 12.94 m³/seg. (Ver cálculo de caudales máximos).

ANALISIS EN SITUACION CON PROYECTO

Para evitar la erosión que experimenta la Quebrada El Chagüite en el tramo donde se ubica el punto terminal de la descarga del sistema recolector del reparto Bosques del Matazano N° 3, se deberá modificar la sección y sus taludes realizando obras de encausamiento (engavionado) para estabilizarla, así como modificando la pendiente del cauce para disminuir la velocidad de agua en ésta y evitar su efecto erosivo.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- * La modificación de la pendiente del cauce y su encausamiento, reducen la velocidad a un valor promedio de 1.9 mts/seg minimizando el peligro de erosión y estabilizándolo.
- * Se recomienda que en los sitios del cauce en donde se realizaran rellenos, el material adecuado para ello sea material selecto que pueda compactarse al 95% de la prueba ASTM T-180.

* Se deberá prever obras de reforestación para evitar la erosión que sufren los taludes por la escorrentía superficial.

* El tipo de roca para utilizar como relleno deberá ser clasificada, de acuerdo a su geología, como basalto a roca andesítica con una densidad específica de 2.6. Se deberá evitar como relleno en los gaviones todo tipo de roca de origen volcánico que tenga baja densidad específica.