

**FORMULACION DE ALTERNATIVAS DE DRENAJE SUPERFICIAL
PARA LA HACIENDA LA GLORIETA-STA. BARBARA DEL ZULIA**

**Por
Oswaldo Bastidas Fernández**

**Trabajo de grado para optar al título de Magister Scientiae
en Recursos Hidráulicos**

**CENTRO INTERAMERICANO DE DESARROLLO
E INVESTIGACIÓN AMBIENTAL Y TERRITORIAL
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
Mérida, Venezuela
2005**

**FORMULACION DE ALTERNATIVAS DE DRENAJE SUPERFICIAL
PARA LA HACIENDA LA GLORIETA-STA. BARBARA DEL ZULIA**

**Por
Oswaldo Bastidas Fernández**

**Trabajo de grado para optar al título de Magister Scientiae
en Recursos Hidráulicos**

Tutores:

**Luis R. Rázuri Ramírez
Tutor Principal**

José Gregorio Rosales D.

Edgar Rolando Romero C.

Roberto Duque C.

**CENTRO INTERAMERICANO DE DESARROLLO
E INVESTIGACIÓN AMBIENTAL Y TERRITORIAL
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
Mérida, Venezuela
2005**

DEDICATORIA

A nuestro creador, Dios todo poderoso que todo lo puede... Camino de luz y Esperanza que con su mano ha guiado mi camino.

A la virgen del Rosario del Durí de quien soy ferviente devoto por su amparo en momentos difíciles.

A la memoria de mi padre Pedro Benito el mejor del mundo, quien ha sido mi modelo a seguir, sé que desde el cielo te sentirás orgulloso de tu hijo.

A mi madre, quien con su apoyo incondicional y desinteresado aupó el crecimiento de sus hijos. Dios te lo pague Mama. Sin tu apoyo no sé si lo hubiese logrado

A mis hermanos Pedro y Fernando seres excepcionales, sangre de mi misma sangre. Sé que cuento con ustedes.

A mi esposa Carmen Julia, ser especial que rebosa mi corazón, tu amor y comprensión me impulsaron a seguir adelante, sin tu ayuda no lo hubiese logrado. Te quiero.

A mis hijos Oswaldo y Durimar motivo de inspiración, cuyas sonrisas y amor son estímulos para conquistar otras metas. Con su cariño e inocencia me dieron aliento para seguir adelante. Espero haberles servido de ejemplo. Los amo.

A Edgar Solís y a su esposa Sandra e hijo Frank por haberme permitido hacer uso de su hogar acogiéndome en su seno durante todo este tiempo. Mil gracias.

A Carlos, amigo incondicional, quien me amparó en la impresión e ilustración de este importante documento. Gracias desde mi corazón, no lo olvidaré.

A mis amigos Gracias... por su amistad, comprensión y por estar conmigo cuando más los he necesitado. Dios se los pague.

AGRADECIMIENTO

Expreso mi más alta estima y agradecimiento a las siguientes instituciones y personas por la valiosa colaboración y apoyo prestado en la realización de mis estudios y del presente trabajo.

Al Centro Interamericano de Desarrollo e Investigación Ambiental y Territorial (CIDIAT) por su formación Académica y Apoyo incondicional. Institución esta que representa un modelo del punto de vista Académico al servicio de nuestro país.

A la Universidad de los Andes cuna primogénita de mi Formación, mi segunda Casa.

Al profesor Luis Rázuri, tutor principal de la tesis, por su acertada conducción y orientación en todas las etapas del trabajo.

Al profesor Roberto Duque por su asesoramiento oportuno.

A los profesores Carlos Grassi y Herve Jegat por sus orientaciones acertadas en los distintos parajes de este trabajo.

Al Ingeniero José Gregorio Rosales Amigo incondicional por su destacado colaboración y acertado asesoramiento en todo y cada uno de los capítulos de esta tesis

A todo el personal Docente, de Investigación, Técnico, Administrativo y de Servicio del CIDIAT que me acogieron en su seno mil Gracias.

A todos, muchas Gracias

INDICE

	Página
AGRADECIMIENTO.....	ix
LISTA DE TABLAS.....	xv
LISTA DE FIGURAS.....	xxiii
RESUMEN.....	xxv
Capítulos	
1. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA	
1.1. Introducción.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.2.1. Objetivos general.....	2
1.2.2. Objetivos específicos.....	2
1.3. Metodología.....	3
1.3.1. Diseño de drenaje superficial.....	3
Diseño agronómico.....	3
Diseño hidrológico.....	3
Diseño hidráulico.....	3
1.3.2. Obras complementarias.....	4
2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. Criterios de diseño sobre drenaje superficial.....	5
2.2. Determinación de tiempo de drenaje (td).....	7
2.3. Tiempo para alcanzar el 10% de aireación.....	7
2.4. Tiempo total de exceso de agua.....	10
2.5. Diseño de canales.....	14
2.6. Modelos de eventos.....	14
2.6.1. Generalidades sobre el modelo.....	14
2.6.2. Principales componentes del modelo evento.....	15
2.6.3. Calculo de la precipitación efectiva.....	15
2.6.4. Transito de los caudales.....	16
2.7. Método de la regla 20-40.....	23
2.8. Hidráulica de alcantarilla.....	23
2.8.1. Conceptos básicos.....	23

2.9.	Bombas hidráulicas.....	24
2.9.1.	Generalidades.....	24
2.9.2.	Clasificación.....	24
	Bombas de desplazamiento positivo.....	24
	Bombas centrífugas.....	24
2.9.3.	Sistemas de bombeos.....	25
	Bombas en serie.....	25
	Bombas en paralelo.....	25
3.	INFORMACIÓN BÁSICA SOBRE EL ÁREA.....	27
3.1.	Aspectos físicos-naturales.....	27
3.1.1.	Generalidades.....	27
3.1.2.	Ubicación y extensión.....	27
3.1.3.	Relieve.....	27
3.1.4.	Permeabilidad.....	28
3.1.5.	Precipitación.....	28
3.1.6.	Suelos.....	28
3.2.	Análisis hidrogeomorfológico.....	28
3.2.1.	Metodología de estudio.....	29
3.2.2.	Características generales del área de estudio.....	29
3.2.3.	Geología.....	30
3.2.4.	Geomorfología.....	31
3.2.5.	Origen del área de estudio.....	32
3.2.6.	Dir. Generalizada del flujo de las aguas fluviales y pluviales.....	32
3.3.	Conclusiones del análisis hidrogeomorfológico.....	34
4.	DISEÑO AGRONÓMICO E HIDRÁULICO.....	35
4.1.	Diseño agronómico.....	35
4.2.	Diseño hidrológico.....	37
4.2.1.	Análisis de frecuencia.....	37
4.3.	Determinación de la ecuación de diseño.....	43
4.3.1.	Estimación de la lluvia de diseño.....	43
4.3.2.	Estimación de la escurrimiento de diseño.....	45
4.3.3.	Determinación del coeficiente de drenaje.....	46
4.3.4.	Trazado de la red de drenaje: Primera Alternativa.....	50
4.3.5.	Delimitación del área de influencia de los drenes.....	51
4.4.	Dimensionamiento de la red de drenaje.....	54
4.4.1.	Calculo de la capacidad de los drenes.....	54
	Caso 1.....	57
	Caso 2.....	57

Caso 3	58
5. DISEÑO HIDRÁULICO	69
5.1. Hidráulica de los canales de drenaje	70
5.2. Componentes hidráulicos	71
5.2.1. Taludes del canal	71
5.2.2. Borde libre	72
5.2.3. Plantilla o base del canal	72
5.2.4. Pendiente de la rasante del canal	72
5.2.5. Coeficiente de rugosidad de manning	72
5.2.6. Velocidad de diseño	73
5.3. Alternativa 1. Evacuación hacia el caño la maroma y el río escalante	77
5.3.1. Levantamiento plani-altimétrico de las zonas de evacuación de los excesos hacia el río escalante y caño la maroma	77
Zona 1	78
Zona 2	78
5.3.2. Estaciones de bombeo	79
Línea de impulsión	82
5.3.3. Lagunas de amortiguación	82
Localización N° 1	83
Localización N° 2	84
Diseño de la laguna de amortiguación	85
Condiciones del suelo	85
Diseño	86
Construcción	87
Cálculo del volumen de almacenamiento de las laguna	87
5.3.4. Cálculo de moviendo de tierra	89
Perfiles y secciones transversales	90
Ubicaciones y dibujo de la forma geométrica del canal en cada sección transversal	90
Cálculo de las áreas de las secciones transversales	91
Cálculo de los volúmenes de tierra	91
5.3.5. Obras complementarias	92
5.4. Alternativa 2. Evacuación hacia el caño la maroma	98
5.4.1. Trazados de la red de drenaje	98
5.4.2. Cálculo en la capacidad de los drenes	98
5.4.3. Trazado del perfil longitudinal	100
5.4.4. Diseño hidráulico	104
5.4.5. Planteamiento del esquema de evacuación del exceso de agua	104

5.4.6. Operación de compuertas.....	106
5.4.7. Estación de bombeo.....	106
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	115
6.1. Conclusiones.....	115
6.2. Recomendaciones.....	116
BIBLIOGRAFÍA.....	119
APÉNDICE A Datos metereológicos y resultados del análisis de frecuencia.....	121
APÉNDICE B Datos de entra y salida del modelo de eventos. Alternativa 1 (salida a la maroma como a la escalante) y Alternativa 2 (salida total sector de la maroma).....	137
APÉNDICE C Información topográfica de los levantamientos del caño la maroma y del río escalante.....	217
APÉNDICE D Tablas de elevación-volumen de la laguna del sector del río escalante. Sitio 1.....	233
APÉNDICE E Tablas de elevación-volumen de la laguna del sector la maroma Sitio 2.....	265
APÉNDICE F Resultado de los cálculos de los volúmenes de corte para los colectores considerados.....	299
APÉNDICE G Diseños Hidráulicos. Alternativa 1 y 2.....	317
ANEXO I. Mapas.....	349

LISTA DE TABLAS

Tabla	Página
2.1. Valores típicos de T10 para los diferentes grupos texturales según SCS.....	9
2.2. Parámetros típicos de textura de suelos y tiempos estimados para alcanzar el 10% de aireación.....	9
2.3. Coeficiente de cultivo (Cc).....	11
2.4. Coeficiente de rugosidad para segmento de escurrimiento.....	22
4.1. Profundidad de la lluvia para diferentes duraciones, Estación Santa Bárbara (2099).....	40
4.2. Valor crítico Δ_0 del estadístico Smirnov-Kolgomorov para varios valores de N y los valores de α corrientemente usados en hidrología.....	42
4.3. Parámetros para estimar la escorrentía para el complejo suelo-cobertura (CN) para la condición de humedad II y $I_a = 0.2$ S (Rojas, 1979).....	47
4.4. Escorrentía para diferentes tiempos de drenajes.....	48
4.5. Caudales de diseño calculados con la Regla “20-40”. Salida caño la maroma.....	59
4.6. Caudales de diseños calculados con la Regla “20-40”. Salida al río escalante.....	62
4.7. Comparación entre los caudales de diseño calculados a través de la Regla 20-40 y el modelo lluvia escorrentía (Eventos). Con salida al caño la maroma.....	64
4.8. Comparación entre los caudales de diseño calculados a través de la Regla 20-40 y el modelo lluvia escorrentía (Eventos). Con salida al río escalante.....	66
5.1. Coeficiente de rugosidad, n , de Manning.....	73
5.2. Velocidad máxima de flujo y diferentes pendientes de talud (1: m).....	73

5.3.	Tipo de tratamiento o acondicionamiento para los diferentes canales y caños.....	74
5.4.	Movimiento de embalse para la laguna de amortiguación cap.: 60.000 m ³	81
5.5.	Movimiento de embalse para la laguna de amortiguación cap.: 40.000 m ³	81
5.6.	Resumen del volumen de almacenamiento y sus respectivas áreas para diferentes elevaciones.....	89
5.7.	Caudales de diseños calculados con la Regla “20-40”. Segunda alternativa.....	101
5.8.	Comparación entre los caudales de diseños calculados a través de la Regla 20-40 y el modelo lluvia esorrentía (eventos). Con salida al caño la maroma. Segunda alternativa.....	103
5.9.	Información del perfil longitudinal: canales CPE-50, CPE-50A y TRASVASE.....	110
5.10.	Información del perfil longitudinal: Canal CSM-2.....	111
5.11.	Información del perfil longitudinal: Canales CPM-3, CPM-5, CPM-7 y CPM-17.....	111
5.12.	Características de almacenamiento de los canales, especificando las compuertas y el nivel de agua.....	113
A1.	Intensidad para 1 Hora.....	123
A2.	Intensidad para 3 Horas.....	124
A3.	Intensidad para 6 Horas.....	125
A4.	Intensidad para 9 Horas.....	126
A5.	Intensidad para 12 Horas.....	127
A6.	Intensidad para 24 Horas.....	128

A7.	Serie N° 1 (1 Hora).....	129
A8.	Serie N° 2 (2 Horas).....	130
A9.	Serie N° 3 (3 Horas).....	131
A10.	Serie N° 4 (6 Horas).....	132
A11.	Serie N° 5 (9 Horas).....	133
A12.	Serie N° 6 (12 Horas).....	134
A13.	Serie N° 7 (24 Horas).....	135
B1.	Información requerida como datos de entrada para el modelo de eventos. Alternativa 1. Salida a la maroma.....	139
B2.	Datos de entrada alternativa 1 salida la maroma.....	142
B3.	Datos de salida alternativa 1 sector la maroma.....	148
B4.	Información requerida como datos de entrada para el modelo de eventos. Alternativa 1. Salida al escalante.....	165
B5.	Datos de entrada. Alternativa 1. Salida a el escalante.....	167
B6.	Datos de salida. Alternativa 1. Sector el escalante.....	171
B7.	Información requerida como datos de entrada para el modelo de eventos. Alternativa 2. Salida total a la maroma.....	181
B8.	Datos de entrada para la Alternativa 2 (Salida total sector de la Maroma).....	185
B9.	Datos de salida para la Alternativa 2 (Salida total sector de la maroma).....	192
C1.	Información topográfica de los sitios levantados maroma y escalante.....	219
D1.	Elevación $Z = 0.2$ sector escalante.....	235
D2.	Elevación $Z = 0.4$ sector escalante.....	237

D3.	Elevación $Z = 0.6$ sector escalante.....	239
D4.	Elevación $Z = 0.8$ sector escalante.....	241
D5.	Elevación $Z = 1$ sector escalante.....	243
D6.	Elevación $Z = 1.2$ sector escalante.....	245
D7.	Elevación $Z = 1.4$ sector escalante.....	247
D8.	Elevación $Z = 1.6$ sector escalante.....	249
D9.	Elevación $Z = 1.8$ sector escalante.....	251
D10.	Elevación $Z = 2$ sector escalante.....	253
D11.	Elevación $Z = 2.2$ sector escalante.....	255
D12.	Elevación $Z = 2.4$ sector escalante.....	257
D13.	Elevación $Z = 2.6$ sector escalante.....	259
D14.	Elevación $Z = 2.8$ sector escalante.....	261
D15.	Elevación $Z = 3$ sector escalante.....	262
E1.	Elevación $Z = 0.2$ sector la maroma.....	267
E2.	Elevación $Z = 0.4$ sector la maroma.....	269
E3.	Elevación $Z = 0.6$ sector la maroma.....	271
E4.	Elevación $Z = 0.8$ sector la maroma.....	273
E5.	Elevación $Z = 1$ sector la maroma.....	275
E6.	Elevación $Z = 1.2$ sector la maroma.....	277
E7.	Elevación $Z = 1.4$ sector la maroma.....	279
E8.	Elevación $Z = 1.6$ sector la maroma.....	281

E9.	Elevación Z = 1.7 sector la maroma.....	283
E10.	Elevación Z = 1.8 sector la maroma.....	285
E11.	Elevación Z = 2 sector la maroma.....	287
E12.	Elevación Z = 2.2 sector la maroma.....	289
E13.	Elevación Z = 2.4 sector la maroma.....	291
E14.	Elevación Z = 2.6 sector la maroma.....	293
E15.	Elevación Z = 2.8 sector la maroma.....	295
E16.	Elevación Z = 3 sector la maroma.....	297
F1.	Plani-altimetria Canal: CPM-1, CPM-3, CPM-5, CPM-7.....	301
F2.	Plani-altimetria Canal: CSM-2.....	302
F3.	Plani-altimetria Canal: CSM-4.....	302
F4.	Plani-altimetria Canal: CSM-6.....	303
F5.	Plani-altimetria Canal: CSE-38.....	303
F6.	Plani-altimetria Canal: CSM-12, CSM-13 Y CSM-15.....	304
F7.	Plani-altimetria Canal: CSE-41.....	304
F8.	Plani-altimetria Canal: CSM-9.....	305
F9.	Plani-altimetria Canal: CSM-8, CPM-8A, CPM-10, CPM-16, CPM-17 y CSM-20.....	306
F10.	Plani-altimetria Canal: CPM-36.....	307
F11.	Plani-altimetria Canal: CSE-43.....	307
F12.	Plani-altimetria Canal: CSE-37, CPE-39, CPE-42, y CPE-45.....	308
F13.	Plani-altimetria Canal: CSE-40.....	308

F14.	Plani-altimetria Canal: CSE-46.....	309
F15.	Plani-altimetria Canal: CSE-48.....	309
F16.	Plani-altimetria Canal: CPE-47A, CPE-47 y CPE-49.....	310
F17.	Plani-altimetria Canal: CPE-50 y CPE-50A.....	311
F18.	Plani-altimetria Canal: CSE-51, CPE-53 y CPE-54A.....	312
F19.	Plani-altimetria Canal: CSE-52.....	312
F20.	Plani-altimetria Canal: CSE-54.....	313
F21.	Plani-altimetria Canal: CSE-56 y CPE-55.....	313
F22.	Plani-altimetria Canal: CSM-18 y CSM-19.....	314
F23.	Plani-altimetria Caño: CNSM-26 y CNSM-27; Canal: CSM-27A, y CSM28.....	315

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
2.1. Esquema del proceso de inundación y tiempo tomado de Rojas (1.984).....	8
2.2. Curvas únicas para diferentes cultivos. Valores ajustados a 25°C y tiempo total. Tomado de Rojas (1.984).....	11
2.3. Conceptualización de una cuenca natural para la aplicación del Modelo de Simulación de Eventos.....	15
2.4. Configuración simplificada de la vertiente y del cauce.....	17
2.5. Volumen de control para describir la ecuación de continuidad.....	18
2.6. Canal de Longitud Δx y ancho unitario.....	20
2.7. Representación gráfica de la resolución de las ecuaciones usadas para el transito de caudales.....	21
4.1. Zonificación de los tiempos de drenaje.....	38
4.2. Relación tiempo vs. lluvia máxima para un periodo de retorno de 10 años.....	44
4.3. Trazado de la recta drenaje así como las líneas de flujo.....	52
4.4. Perspectiva red de drenaje.....	53
4.5. Conceptualización del área que drena al caño la maroma.....	55
4.6. Conceptualización del área que drena al río escalante.....	56
5.1. Alternativa 1. Diseño hidráulico CPM-1 y CSM-2.....	76
5.2. Perspectiva de las dos lagunas proyectadas.....	88
5.3. Vista en planta y frontal para las estructuras de las alcantarillas propuestas: CSM-28, CSM-14 y CSM-15.....	94

5.4.	Despiece de las estructuras de las alcantarillas propuestas: CSM-28, CSM-14 y CSM-15.....	95
5.5.	Vista frontal y detalles de reesfuerzos para las alcantarillas propuestas: CSM-9, CSM-8A, CPE-47A, CNSM-11.....	96
5.6.	Despiece de las estructuras de las alcantarillas propuestas: CSM-9, CSM-8A, CPE-47A, CNSM-11.....	97
5.7.	Conceptualización del área que drena al caño la maroma por el modelo de eventos.....	99
5.8.	Esquema del hidrograma triangular de salida hacia el caño la maroma.....	107
5.9.	Ubicación de estación de bombeo.....	108
5.10.	Esquema de la estación de bombeo.....	109
5.11.	Alternativa 2. Diseño Hidráulico de TRASVASE y CMS-2: CPM-3.....	112
B1.	Hidrograma de salida segmento 810.....	164
B2.	Hidrograma de salida segmento 820.....	180
B3.	Hidrograma de salida segmento 810 (total).....	216
G1.	Alternativa1. Diseño hidráulico del CPM-3.....	319
G2.	Alternativa1. Diseño hidráulico del CSM-4.....	319
G3.	Alternativa1. Diseño hidráulico del CPM-5.....	320
G4.	Alternativa1. Diseño hidráulico del CSM-6.....	320
G5.	Alternativa1. Diseño hidráulico del CPM-7.....	321
G6.	Alternativa1. Diseño hidráulico del CPM-8A.....	321
G7.	Alternativa1. Diseño hidráulico del CSM-9.....	322

G8. Alternativa1. Diseño hidráulico del CPM-10.....	322
G9. Alternativa1. Diseño hidráulico del CNSM-11.....	323
G10. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSM-12.....	323
G11. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSM-13.....	324
G12. Alternativa1. Diseño hidráulico del CNSM-14.....	324
G13. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSM-15.....	325
G14. Alternativa1. Diseño hidráulico del CPM-16.....	325
G15. Alternativa1. Diseño hidráulico del CPM-17.....	326
G16. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSM-18.....	326
G17. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSM-19.....	327
G18. Alternativa1. Diseño hidráulico del CPM-20.....	327
G19. Alternativa1. Diseño hidráulico del CNSM-21.....	328
G20. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSM-22-23.....	328
G21. Alternativa1. Diseño hidráulico del CNSM-24-25.....	329
G22. Alternativa1. Diseño hidráulico del CNSM-26.....	329
G23. Alternativa1. Diseño hidráulico del CNSM-27.....	330
G24. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSM-27A.....	330
G25. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSM-28.....	331
G26. Alternativa1. Diseño hidráulico del CNSM-29.....	331
G27. Alternativa1. Diseño hidráulico del CNPM-30.....	332
G28. Alternativa1. Diseño hidráulico del CNPM-31.....	332

G29. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSM-32.....	333
G30. Alternativa1. Diseño hidráulico del CNPM-33.....	333
G31. Alternativa1. Diseño hidráulico del CNSM-34.....	334
G32. Alternativa1. Diseño hidráulico del CNPM-35.....	334
G33. Alternativa1. Diseño hidráulico del CPM-36.....	335
G34. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSE-37.....	335
G35. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSE-38.....	336
G36. Alternativa1. Diseño hidráulico del CPE-39.....	336
G37. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSE-40.....	337
G38. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSE-41.....	337
G39. Alternativa1. Diseño hidráulico del CPE-42.....	338
G40. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSE-43.....	338
G41. Alternativa1. Diseño hidráulico del CNSE-44.....	339
G42. Alternativa1. Diseño hidráulico del CPE-45.....	339
G43. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSE-46.....	340
G44. Alternativa1. Diseño hidráulico del CPE-47.....	340
G45. Alternativa1. Diseño hidráulico del CPE-47A.....	341
G46. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSE-48.....	341
G47. Alternativa1. Diseño hidráulico del CPE-49.....	342
G48. Alternativa1. Diseño hidráulico del CPE-50.....	342
G49. Alternativa1. Diseño hidráulico del CPE-50A.....	343

G50. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSE-51.....	343
G51. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSE-52.....	344
G52. Alternativa1. Diseño hidráulico del CPE-53.....	344
G53. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSE-54.....	345
G54. Alternativa1. Diseño hidráulico del CPE-54A.....	345
G55. Alternativa1. Diseño hidráulico del CPE-55.....	346
G56. Alternativa1. Diseño hidráulico del CSE-56.....	346
G57. Alternativa2. Diseño hidráulico del CPM-5.....	347
G58. Alternativa2. Diseño hidráulico del CPM-7.....	347
G59. Alternativa2. Diseño hidráulico del CPM-17.....	348

RESUMEN

La Hacienda La Glorieta ubicada en el Estado Zulia y perteneciente a la Universidad Nacional experimental Sur del Lago “ José Maria Semprum”, en la actualidad presenta serios problemas de inundación producto de drenajes inapropiados y por su propia ubicación geográfica, lo que unido a una topografía muy suave con pendientes que no superan el 1‰ complican su funcionamiento desde el punto de vista agrícola, destino que en la actualidad se les ha dado a esas tierras, por lo que es necesario realizar un sistema de drenaje que optimice su funcionamiento y permita rentabilizar el uso de las mismas.

Al realizar un estudio de drenaje se deben analizar tres aspectos importantes: el primero se refiere al diseño agronómico dentro del cual se contemple el tiempo de drenaje que se basa en la utilización de curvas únicas de daños de los cultivos contra el tiempo total de excesos de agua. El tiempo total es considerado como el tiempo que dure la inundación (tiempo de drenaje) más el tiempo necesario para que el suelo recupere el 10% de aireación; en este periodo debe evacuarse el agua, tomándose 48 horas como tiempo de drenaje.

El diseño hidrológico donde se obtendrán los caudales generados en la finca la Glorieta producidos por una lluvia de diseño para un periodo de retorno dado, que para drenaje superficial se suele tomar ente 5-10 años y en nuestro caso diseñaremos para un periodo de 10 años. Se analizaron dos métodos para obtener los caudales, el modelo de eventos y el método del servicio de conservación de suelos de los EE.UU., obteniéndose diferencias significativas entre ellos lo que nos obligo a usar los del servicio de conservación de suelos por ser caudales menores que generarían diseños mas conservadores abaratando los costos para la construcción de la red de drenaje.

El diseño hidráulico, que consiste en determinar las secciones de los canales con los caudales de diseño estimados, variará en función de las características de los drenes (drenes principales, drenes secundarios o terciarios) en cuyo diseño se usará el programa H Canales.

CAPITULO 1

OBJETIVOS Y METODOLOGÍA

1.1. INTRODUCCIÓN

Dentro del marco de este trabajo se formularán alternativas de Drenaje Superficial para la Hacienda La Glorieta ubicada en el Estado Zulia, para lo cual es necesario hacer algunos comentarios sobre el drenaje de Tierras Agrícolas, ya que dicha finca pertenece a la Universidad Nacional Experimental Sur del Lago “ José María Semprum”, cuyas tierras son destinadas al cultivo de rubros agrícolas, presentando en la actualidad serios problemas de inundación, producto de drenajes inapropiados y por su propia ubicación geográfica.

“Por lo antes expresado podemos señalar que la producción y la productividad vegetal de un área geográfica determinada depende de varios factores, entre los cuales destaca el nivel de humedad del suelo, expresado por su contenido o potencial. La discrepancia en la naturaleza entre la evapotranspiración y los aportes de agua que caracterizan a los desequilibrios hidrológicos, determinan el déficit y el exceso de agua, anual o estacional, desde los casos de escasa significación donde no se justifican medidas correctivas, hasta la total modificación de las condiciones hidrológicas del área por medio del riego y/o drenaje.

Extensas áreas de América Latina de elevado potencial agrícola y pecuario sufren los efectos de la inhibición funcional de las raíces de los cultivos, insuficiente aireación y nutrición mineral debido al exceso del agua. Ello deprime la cantidad y calidad de productos a obtener, y afecta la realización de las labores mecanizadas, el tráfico de máquinas y de medios de transporte, así como las condiciones sanitarias y ambientales del área.

La intervención del hombre para controlar el exceso de agua en la agricultura es de muy antigua data. En principio, como simples canales a nivel predial, conectadas a los colectores naturales existentes y, mas recientemente, generando artificialmente la capacidad de evacuación del agua, mediante obras hidráulicas integrales de drenaje y control de inundaciones” (Grassi, 1999).

Por otra parte, debido al régimen de lluvia que se presenta en la zona, es necesario realizar un estudio de los periodos críticos (lluvias extremas) para prevenir inundaciones, lo que debe ir acompañado por un sistema de drenaje superficial que garantice la salida del agua en el tiempo

estimado de drenaje del cultivo, para evitar pérdidas en la producción, con lo cual lograría aumentar el área a explotar, acarreando con ello un bienestar social y económico del lugar.

Los problemas de drenaje por lo general se deben a un gran número de causas dentro de las cuales se pueden mencionar a las que afectan al área de estudio, topografía de pendientes muy suave que reduce la velocidad de salida del agua excedente; factores estos que propician un medio inhóspito para el cultivo, lo que ocasiona una merma en el desarrollo vegetativo y como consecuencia afecta a la producción del mismo.

Para la formulación de alternativas y el estudio de drenaje se deben analizar tres aspectos importantes: el primero se refiere al diseño agronómico, el segundo al diseño hidrológico y el último al diseño hidráulico.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo General

- Formular alternativas de evacuación de las aguas superficiales en la Hacienda “La Glorieta” de Santa Bárbara del Zulia, Edo. Zulia.

1.2.2. Objetivos específicos

- Identificar el problema de drenaje superficial en la Hacienda “La Glorieta” de Santa Bárbara del Zulia, Edo. Zulia.
- Evaluar alternativas para el diseño de drenaje superficial de esta hacienda.
- Diseñar desde el punto de vista agronómico, hidrológico e hidráulico la red de drenaje superficial en la Hacienda “La Glorieta” de Santa Bárbara del Zulia, Edo. Zulia, para solventar el problema de excesos de agua en la superficie de los terrenos del área antes mencionada.
- Realizar diseño de obras complementarias necesarias en el óptimo funcionamiento del sistema de drenaje a realizar.

1.3. METODOLOGÍA

Para cumplir con los objetivos antes anunciados, se deberá seguir la siguiente metodología:

1.3.1. Diseño de Drenaje Superficial

- ***Diseño Agronómico***

Utilizando la información sobre la planificación de la finca y la resistencia de los cultivos a las condiciones de inundación y su relación con el rendimiento, asociado a la información de suelos del área, se determinará el tiempo de drenaje.

- ***Diseño Hidrológico***

Con el tiempo de drenaje determinado en el diseño agronómico y tomando en cuenta consideraciones prácticas, se seleccionará la precipitación de diseño. Con esta precipitación y utilizando la metodología del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS), se calculará el caudal a drenar por parcela o potrero y luego para toda el área, usando un modelo matemático de lluvia – escorrentía (Modelo de Eventos).

- ***Diseño Hidráulico***

Con los caudales de diseño estimados anteriormente y utilizando la información topográfica y las características de la descarga, se diseñarán hidráulicamente los drenes. Es adecuado aclarar que puede existir la necesidad de hacer levantamientos topográficos en la zona de descarga del sistema de drenaje de la hacienda, ya que con la información de crecidas máximas para un periodo de retorno dado se podrá estimar el nivel que alcanza el agua en la salida. Este será el punto práctico de partida para el nivel de agua que debe alcanzar el dren colector principal.

1.3.2. Obras Complementarias

Adicionalmente se calcularán las obras complementarias del sistema de drenaje, es decir, aquellas estructuras como cruce de vías, portones, alcantarillas, cajones, etc.

CAPITULO 2

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1. CRITERIOS DE DISEÑO SOBRE DRENAJE SUPERFICIAL

Según Rojas (1980), el drenaje superficial consiste en eliminar los excesos de agua que se acumulan sobre la superficie del terreno a causa de lluvias muy intensas y frecuentes, topografía muy plana e irregular y suelos poco permeables.

Para el Servicio de Conservación de Suelos (1970), el drenaje superficial se lleva a cabo de dos modos generales:

1. Se evacua el agua de la superficie del suelo comprendido en la zona afectada.
2. Por medio de construcciones fuera de la zona, para desviarlas.

En uno u otro caso lo conveniente es que el sistema quede dividido en tres partes funcionales:

- **SISTEMA COLECTOR:** Caballones, Zanjas superficiales en el campo, surcos profundos y zanjas de desviación; que son parte del sistema que recoge el agua del suelo en el primer lugar.
- **SISTEMA DE EVACUACIÓN:** Esta parte de la red que recoge agua del sistema colector y lo lleva, generalmente por medio de una zanja o canal a cielo abierto hasta la salida.
- **SALIDA:** Este es el punto terminal del sistema de drenaje que se está considerando.

De acuerdo al CIDIAT (1980), la información básica necesaria requerida en los proyectos de drenaje agrícola a nivel de diseño son: Cartografía, Topografía, Hidrología, Cobertura General, Agro - Economía. Para el trazado de la red de drenaje superficial deben seguirse las siguientes partes:

- Deben trazarse en función del máximo aprovechamiento de la red natural existente pero tomando muy en consideración: Topografía, suelos, métodos de riego y la parcela agrícola.

- Su trazado debe hacerse en función de la red natural existente y condiciones topográficas.
- Para el dimensionamiento de la red de drenaje superficial, si se trata de canales artificiales, debe usarse la fórmula de Manning.

Rojas (1980) señala, en lo que se refiere al trazado de la red, que se deben tomar en cuenta las siguientes especificaciones:

- Procurar utilizar los drenajes naturales o canales de drenajes existentes.
- El canal deben recolectar toda el agua, del área que sirve.
- Los canales deben estar localizados en los sitios más bajos del terreno.
- La salida debe ser conveniente.
- Los canales no deben tener curvas fuertes.
- Las pendientes no deben ser muy fuertes para evitar erosión en los canales.
- El trazado debe facilitar, en lo posible, un parcelamiento adecuado.

Rojas (1980), plantea que cuando se trata de calcular la capacidad de un colector aguas abajo de una intersección se puede realizar de la siguiente forma:

- Sumando las capacidades de los colectores que se unen.
- Considerando toda el área de la cuenca aguas arriba de la intersección y utilizando un coeficiente de drenaje ponderado.
- Utilizando la metodología propuesta por el SEVICIO DE CONSERVACION DE SUELOS (1973), la denominada “Regla 20-40”.

Rojas (1984) presenta una metodología para el cálculo de tiempo de drenaje basada en la utilización de curvas únicas de daños a los cultivos contra el tiempo total de excesos de agua. El tiempo total es considerado como el tiempo que dure la inundación (tiempo de drenaje) más el tiempo necesario para que el suelo recupere el 10% de aireación. Como consecuencia de lo anteriormente expuesto la lluvia de diseño debe escogerse en base a un periodo de retorno dado, usualmente 5 – 10 años y una duración igual al tiempo de drenaje.

El tiempo total (TT) de exceso de agua viene dado por la suma del tiempo que dura la inundación o tiempo de drenaje (td) más el tiempo necesario para que el suelo alcance el 10% de aireación (t10).

$$TT = t_d + t_{10} \quad (1)$$

$$T_d = TT - T_{10} \quad (2)$$

La Figura 2.1 muestra la relación existente entre el tiempo total y el tiempo para alcanzar el 10% de aireación del suelo.

2.2. DETERMINACIÓN DEL TIEMPO DE DRENAJE (t_d)

El tiempo de drenaje, como se dijo anteriormente, va a depender del tipo del suelo y de la tolerancia del cultivo a los excesos de agua tal como se aprecia en la ecuación (2). De acuerdo a esto, es necesario determinar previamente el tiempo para alcanzar el 10% de aireación y el tiempo total de excesos de agua que los cultivos pueden tolerar, para así poder conseguir el tiempo de drenaje para las diferentes áreas de la zona en estudio.

2.3. TIEMPO PARA ALCANZAR EL 10% DE AIREACIÓN

Este valor se determina mediante la curva de drenaje interno del suelo, la cual se basa en la relación existente entre el porcentaje de aireación y tiempo requerido desde su saturación, para alcanzar un porcentaje dado.

Rojas (1984), propone una ecuación empírica para estimar el tiempo requerido para alcanzar el 10% de aireación.

$$T_{10} = 11^K / 60 \quad (3)$$

$$K = 1 / B \quad (4)$$

$$B = \ln(P_{24} + 1) / 7.27 \quad (5)$$

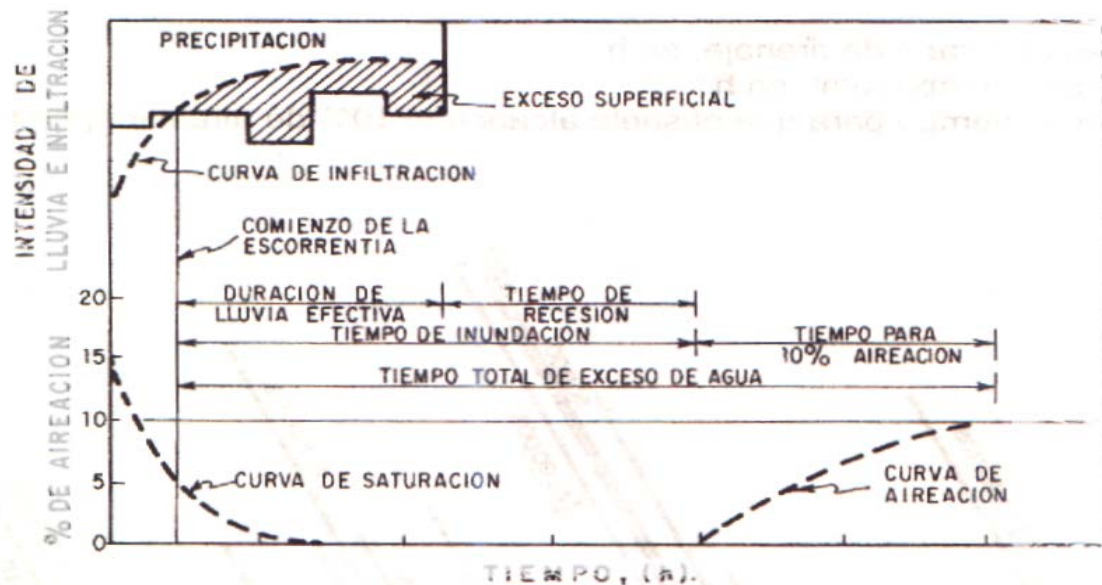


Figura 2.1 Esquema del proceso de inundación y tiempo tomado de rojas (1.984)

$$P24 = (SW - MW24) * BD \quad (6)$$

$$MW24 = (BD * 111.991) + (CR * (-2.438)) + (SW * 3.12) + (SR * (-2.792)) - 234.184 \quad (7)$$

Donde:

T10	Tiempo en horas para alcanzar el 10% de aireación.
P24	Porosidad libre para las 24 horas después de cese de la inundación
SW	Contenido teórico de humedad a saturación expresado en porcentaje en peso.
DB	Densidad Aparente, en g/cm.
MW24	Contenido de humedad en base a peso a las 24 horas después del cese de la inundación.
CR	Relación: (Arcilla) / (Arena + Limo).
SR	Relación: (Arena) / (Arcilla + Limo).

La Tabla 2.1. Presenta valores típicos de los parámetros mencionados para las diferentes clases texturales, así como también la ubicación de estas clases texturales en los distintos grupos hidrológicos de suelos según la clasificación del Servicio de Conservación de Suelos de los EEUU, de acuerdo al siguiente criterio:

Tabla 2.1. Valores típicos de T10 para los diferentes grupos texturales según SCS.

Grupo Hidrológico del Suelo	Grupo hidrológico Modificado	Rango T 10 (hrs.)	T 10 (hrs.) representativa
A	1	0-6	3
B	2	6-12	9
C	3	12-24	18
D	4	24-65	45

Tabla 2.2. Parámetros típicos de textura de suelo y tiempos estimados para alcanzar el 10% de aireación.

Textura	BD	CR	SR	SW	MW24	B	P24	T10	GH
Arenoso	1.62	0.42	7.33	24.0	0.6	0.5	37.5	2.0	A
Arenoso-franco	1.64	0.76	4.88	23.2	6.5	0.46	27.4	3.0	A
Franco-arenoso	1.55	0.21	1.63	26.8	17.9	0.37	13.3	10.8	B
Franco	1.26	0.30	1.04	41.6	38.2	0.34	10.7	20.2	C
Franco-limoso	1.31	0.16	0.20	38.6	32.0	0.31	8.5	36.7	D
Limoso	1.30	0.05	0.05	39.2	35.4	0.29	7.5	65.0	D
Franco-arcillo-arenoso	1.64	0.67	1.38	23.2	16.5	0.34	11.0	18.4	C
Franco-arcilloso	1.34	0.51	0.98	36.9	28.4	0.35	11.4	16.9	C
Franco-arcillo-limoso	1.30	0.38	0.11	39.2	32.4	0.31	8.8	34.9	D
Arcillo-arenoso	1.40	1.00	1.22	33.7	21.9	0.39	16.5	7.3	E
Arcillo-limoso	1.30	0.53	0.11	39.2	32.1	0.32	9.3	29.9	D
Arcilloso	1.22	0.77	0.11	44.2	38.3	0.29	7.3	63.6	D

BD	Densidad Aparente
SR	Relación de Arena
CR	Relación de Arcilla
SW	Saturación Teórica
MW24	Humedad a las 24 horas
B	Exponente de Ecuación de Porosidad
P24	Porosidad a las 24 Horas
T10	Tiempo para Alcanzar 10% de aireación

Fuente: Rojas (1.984)

2.4. TIEMPO TOTAL DE EXCESO DE AGUA

Este valor se determina utilizando la curva única de daños contra el tiempo total. Esta curva fue lograda por Ramírez (1.980) utilizando el cultivo del maíz en dos tipos diferentes de suelo y para distintos tiempos de inundación, en condiciones de campo y en parcelas relativamente grandes. Partiendo de esta información Rojas (1984) confeccionó curvas únicas representativas para otros cultivos suponiendo que el comportamiento de estos últimos podrían ser similares a los del Maíz, Figura 2.2

En esta familia de curvas únicas de daños contra el tiempo total se puede observar que la relación existente entre esas dos variables corresponde a una ecuación de la forma:

$$TT = Cc * Dp^{0.46} \quad (8)$$

Donde:

TT = tiempo total de excesos de agua en horas.

Cc = Coeficiente de Cultivo

Dp = Daño en el cultivo expresado en porcentaje.

El valor del coeficiente de cultivo (Cc), representa el tiempo total de inundación en horas para que el cultivo sufra un daño del 1%. Estos coeficientes se presentan en la Tabla 2.3 para distintos cultivos.

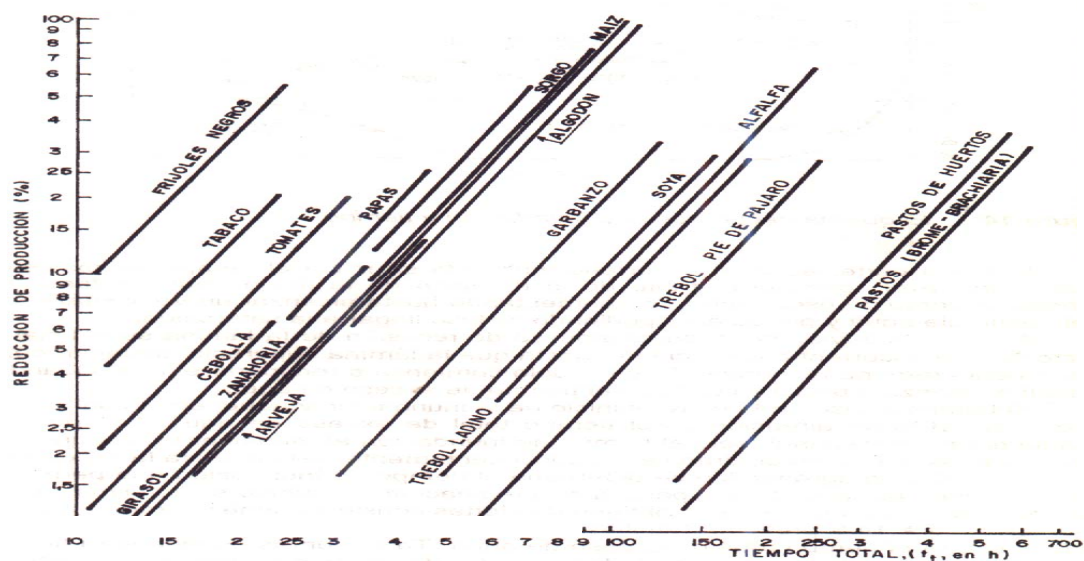


Figura 2.2 Curvas únicas para diferentes cultivos. Valores ajustados a 25°C y tiempo total. Tomado de Rojas (1984).

Tabla 2.3. Coeficientes de Cultivo (Cc).

Cultivo	Nombre científico	Cc Cultivo	Cc
		Cc Maíz	
Alfalfa	Medicago sp.	2.81	36.25
Algodón	Gossipium sp.	1.08	13.93
Birds Foot (trébol)	Lotus Corniculatus	4.19	54.05
Cebolla	Allium Cepa	0.76	9.80
Cowpea	Vigna Ungiculada	1.92	24.77
Frijoles Negros	Phaseolus Vulgaris	0.29	3.74
Ladino (trébol)		2.97	38.31
Maíz	Zea Mays	1.00	12.90
Girasol	Helianthus Nahum	0.95	12.26
Pasto Brechiaria	Bachiaria Plantaginea	9.73	125.52
Squthern Pea		1.03	13.29
Soya	Glicine Soya	2.56	33.02
Sorgo	Sorghum sp.	0.97	12.51
Tabaco	Nicotiana Tabacum	0.46	5.93
Papa	Solanun Tuberosum	0.80	10.32
Tomate	Licopersicum Sculentum	0.62	8.00
Zanahoria	Daucos Carota	0.89	11.48
Vetch	Vicia Sativa	0.88	11.35
Orchard Grass	Dactylus Pratense	8.38	108.10

Fuente: Rojas (1984)

La determinación del daño permisible del cultivo (D_p) requiere de la realización de un estudio económico de beneficio/costo para diferentes niveles de daños y probabilidades de ocurrencia de lluvias. Este estudio implica la realización de un tanteo, el cual normalmente requiere de considerable tiempo ya que considera los aspectos hidrológicos, hidráulicos y agro económicos para lograr una solución óptima (Rojas, 1984).

Sin embargo, y tomando en cuenta que la productividad de los cultivos es el resultado de la interacción de factores de distintas índoles, variaciones de rendimiento del 10 – 20% son comunes aún sin la existencia de problemas de exceso de agua, por lo que se adoptó para este estudio un valor de D_p de 10%.

En resumen, el procedimiento a seguir para la determinación del tiempo de drenaje es el siguiente:

- Se determina el valor de T_{10} , utilizando la ecuación (3) o directamente en la Tabla 2.2
- Se determina el valor de C_c para el cultivo deseado utilizando los valores de la Tabla 2.3
- Se determina el valor de D_p por el procedimiento mencionado o adoptando como valor promedio 10%
- Se determina el tiempo de drenaje utilizando la siguiente expresión, resultante de la combinación de las ecuaciones (1) y (8).

$$T_d = C_c * D_p^{0.46} - t_{10} \quad (9)$$

Se puede observar que al aplicar la ecuación (9) el valor de T_d puede resultar negativo, lo que indica que el cultivo seleccionado en un suelo produce mayores daños (D_p) que el valor adoptado.

Duque, Bander y Barrios (1983) implementaron un modelo, el cual es una versión modificada del modelo de drenaje urbano desarrollado por Shakee (1971) implementado por Duque (1994). Es un modelo determinístico que calcula la escorrentía a partir de la precipitación; se basa en la teoría de onda cinemática en canales uniformes con entradas de flujos lateralmente y/o aguas arriba, y se aplica en una cuenca por descomposición de segmentos tanto de escurrimiento como de escorrentía obteniéndose así un modelo conceptual de la cuenca real.

El modelo puede dividirse en dos componentes principales: cálculo de la precipitación efectiva y tránsito de los caudales.

El modelo de tránsito utilizado se basa en las ecuaciones del tránsito cinemático.

Para realizar la estimación de costos se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Estudio topográfico, replanteo.
- Deforestación, limpieza del terreno.
- Costo del terreno.
- Excavación.
- Conformación.
- Costo de Materiales

Cada uno de estos rubros debe ser evaluado por separado debido a su variación según Rojas (1.980).

Rojas (1.980), cita que en el diseño de un sistema de drenaje, se deben considerar los siguientes factores para obtener la sección requerida:

- Un canal profundo proporciona mayor velocidad que uno superficial.
- Un canal profundo probablemente dura más tiempo debido a que la sedimentación causa menos obstrucción.

También es necesario considerar un incremento de la sección para controlar la sedimentación inicial.

- Aumentar la sección en un 20%.
- Proporcionar un aumento en profundidad, o en ancho de la base del canal pero no en la parte superior.

2.5. DISEÑO DE CANALES

Lung (1.978) dice que en Venezuela, comúnmente se utiliza talud de 1,5:1 para canales revestidos, 2:1 en canales trapeziales en tierra y 3:1 en canales triangulares. En Venezuela, comúnmente se utilizan los siguientes coeficientes de rugosidad: para canales revestidos de concreto $n = 0.014$ y para canales en tierra $n = 0.030$.

De León (1.976) dice que la pendiente a elegir para el canal debe llenar los siguientes requisitos:

- Permitir las velocidades que estén dentro del rango fijado o sea 0.4 m/seg. y 1.20 m/seg.
- Ajustarse lo más posible a la pendiente natural del terreno.

2.6. MODELO DE EVENTOS

2.6.1. Generalidades sobre el modelo

Este modelo es una versión modificada del Modelo de Drenaje Urbano desarrollado por Schaake en 1971. Esta versión, al igual que el modelo original, calcula la escorrentía a partir de la precipitación y se aplica a una cuenca urbana o rural por descomposición de ésta en segmentos, tanto de escurrimiento como de escorrentía, obteniéndose así un solo modelo conceptual de la cuenca real.

En el modelo se conceptualiza una cuenca como un conjunto de segmentos de flujo, cada uno con un conjunto de parámetros uniformes, tales como rugosidad, pendiente impermeabilidad y sección. En la Figura 2.3, se presenta una cuenca natural y su descomposición en segmentos para la aplicación del modelo.

Existen dos clases básicas de segmentos; los de escurrimiento y los de escorrentía. Los segmentos de escurrimiento son aquellos en los cuales hay flujo sobre la superficie, es decir, son los segmentos que interceptan la precipitación, de la cual una parte se pierde y otra se transforma

en escurrimiento; los segmentos de escorrentía son los que recogen el flujo de los segmentos de escurrimiento.

En el grafico de la Figura 2.3, se ha dividido la cuenca natural en tres subcuencas, y cada una de ellas en tres segmentos, dos de escurrimiento (las vertientes) y uno de escorrentía (el cauce), esta discretización en segmentos es necesario para la aplicación del modelo de EVENTO.

2.6.2. Principales componentes del modelo evento

El modelo básicamente presenta dos componentes principales que son: el cálculo de la precipitación efectiva y el tránsito de los caudales.

2.6.3. Calculo de la Precipitación Efectiva

Para el cálculo de la precipitación efectiva se usa el método del número de curva (CN) del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos de Norteamérica.

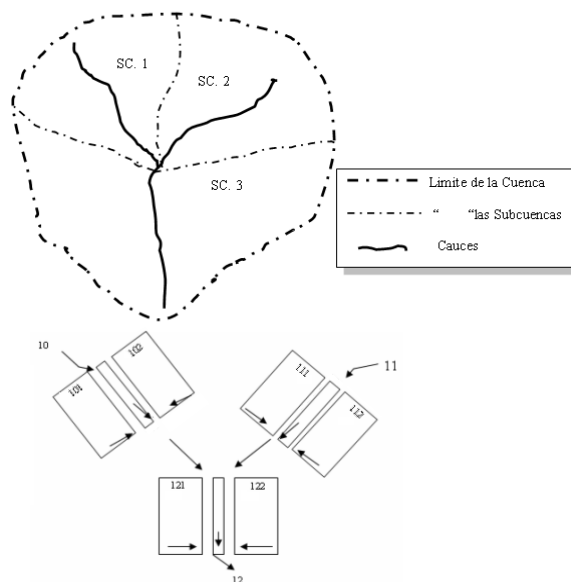


Figura 2.3 Conceptualización de una cuenca natural para la aplicación del Modelo de Simulación de Eventos.

Las ecuaciones usadas en el modelo son las siguientes:

$$S = \frac{2540}{CN} - 25,4 \quad (10)$$

$$Q = \frac{(P - 0.2 * S)^2}{(P + 0.8 * S)} \quad (11)$$

Donde:

S	Es la infiltración potencial en mm
Q	Es la precipitación efectiva en mm
P	Es la precipitación media sobre la cuenca en mm
CN	Es el número de curva

El valor del número de curva CN para cada uno de los segmentos de escurrimiento se determina a través de tablas elaboradas por el Servicio de Conservación de Suelos, las cuales relacionan la cobertura vegetal, la práctica cultural, la condición hidrológica y el tipo de suelo.

2.6.4. Tránsito de los Caudales

El método de tránsito usado en el modelo es el denominado método cinemático, el cual se basa en las ecuaciones de continuidad y de conservación de la cantidad de movimiento; estas ecuaciones se presentan a continuación:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_L \quad (12)$$

$$Q = \frac{1}{N} (S_o)^{1/2} (R)^{2/3} A \quad (13)$$

Donde:

A	Área de la sección transversal
R	Radio hidráulico
Q	Caudal
q_L	Caudal lateral o la precipitación efectiva
S_o	Pendiente del fondo del cauce
x	Coordenada en el espacio
t	Coordenada en el tiempo

En la Figura 2.4 se presenta la configuración simplificada de la cuenca, en donde se muestra la forma como se simula en el modelo la vertiente y el cauce.

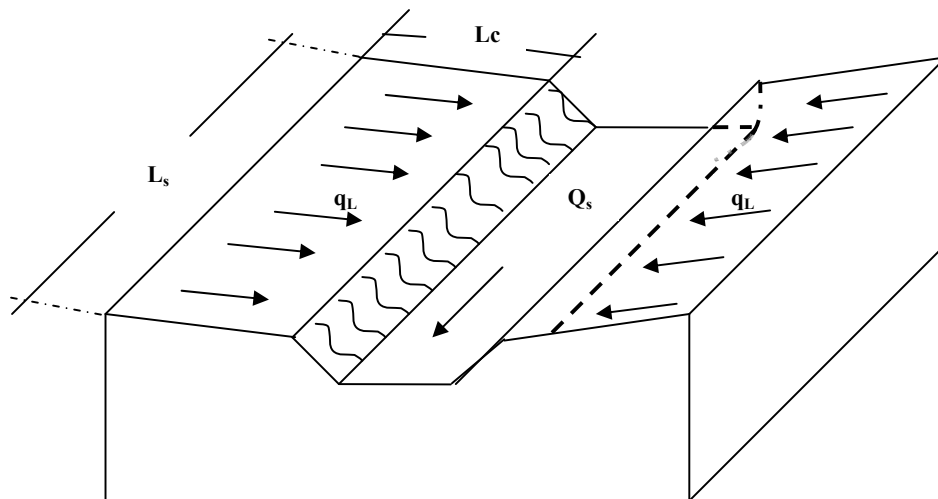


Figura 2.4 Configuración simplificada de la vertiente y del cauce.

El modelo de simulación de eventos realiza el tránsito tanto en los segmentos de escurrimiento como en los segmentos de escorrentía usando el método cinemático modificado, es decir, resuelve las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento simultáneamente.

En la Figura 2.5 se presenta en forma esquemática el volumen de control usado para describir la ecuación (12), es decir, la ecuación de continuidad; este volumen de control tiene una longitud

Δx y un ancho unitario. Usando la ecuación fundamental de la hidrológica, es decir, la ecuación de balance se tiene que:

$$\text{Entradas} - \text{Salidas} = \text{Cambio en el Almacenamiento} \quad (14)$$

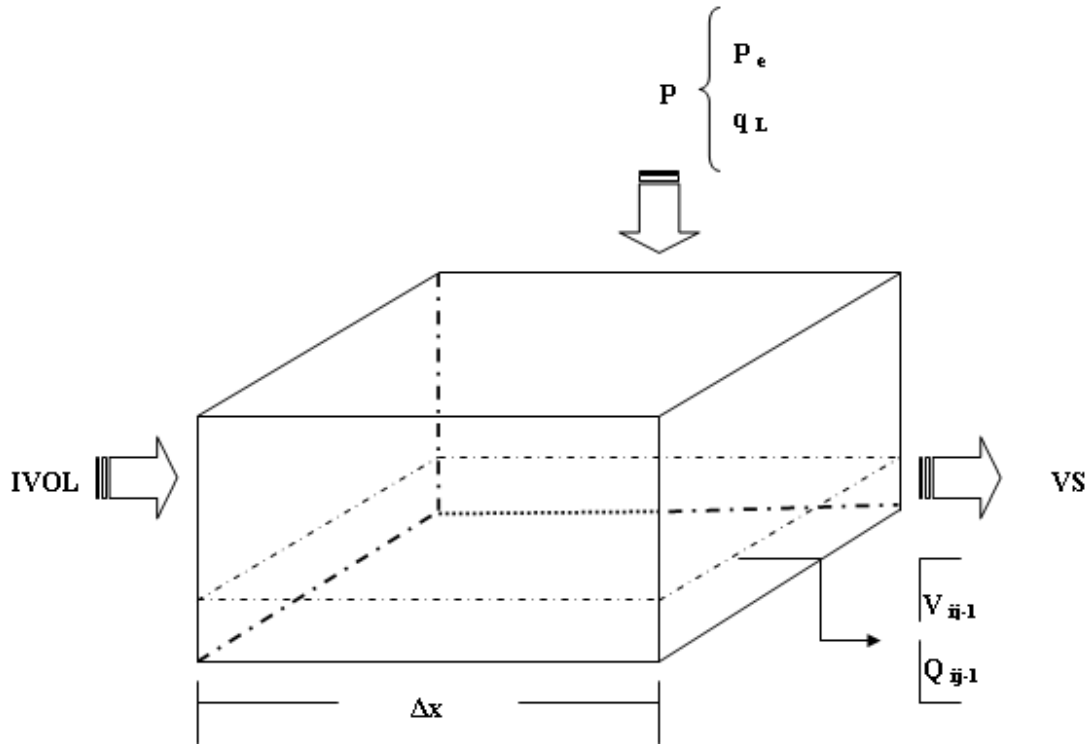


Figura 2.5 Volumen de control para describir la ecuación de continuidad.

Tomando como base la ecuación (14) y el volumen de control de la Figura 2.5 se tiene que;

$$\underbrace{V_{ij} - V_{ij-1}}_{\Delta S} = \underbrace{IVOL + P}_I - \underbrace{V}_{O} \quad (15)$$

$$VS = \left[(1 - 0) * Q_{ij-1} + 0 * Q_{ij} \right] * dt \quad (16)$$

Combinando las ecuaciones (15) y (16) se tiene que;

$$V_{ij} - V_{ij-1} = IVOL + P - \left[(1 - 0) * Q_{ij-1} + 0 * Q_{ij} \right] * dt \quad (17)$$

$$V_{ij} - V_{ij-1} = IVOL + P - \left[(1 - 0) * Q_{ij-1} + 0 * Q_{ij} \right] * dt \quad (18)$$

Donde:

IVOL	Es la entrada al volumen de control proveniente de aguas arriba
P	Es la entrada al volumen de control como precipitación efectiva, P_e , o como caudal lateral q_L
VS	Es la salida del volumen de control
Δx	Es la longitud del volumen de control
V_{ij}	Es el volumen almacenado en el volumen de control “i” en el tiempo “j”
V_{ij-1}	Es el volumen almacenado en el volumen de control “i” en el tiempo “j-1”
Q_{ij}	Es el caudal que sale del volumen de control “i” en el tiempo “j”
Q_{ij-1}	Es el volumen almacenado en el volumen de control “i” en el tiempo “j-1”
0	Factor de ponderación

Como se puede observar en la ecuación (18) se presentan dos incógnitas V_{ij} y Q_{ij} , de allí que para resolverla sea necesario usar la ecuación de cantidad de movimiento, la cual puede definirse de la siguiente forma;

$$Q_{ij} = f(V_{ij}) \quad (19)$$

Ahora bien, si se considera un canal de longitud Δx y ancho unitario, como el mostrado en la Figura 2.6 se tiene que conocida el área de la sección transversal y la velocidad para cualquier profundidad del agua también se conocerá el caudal y el volumen almacenado.

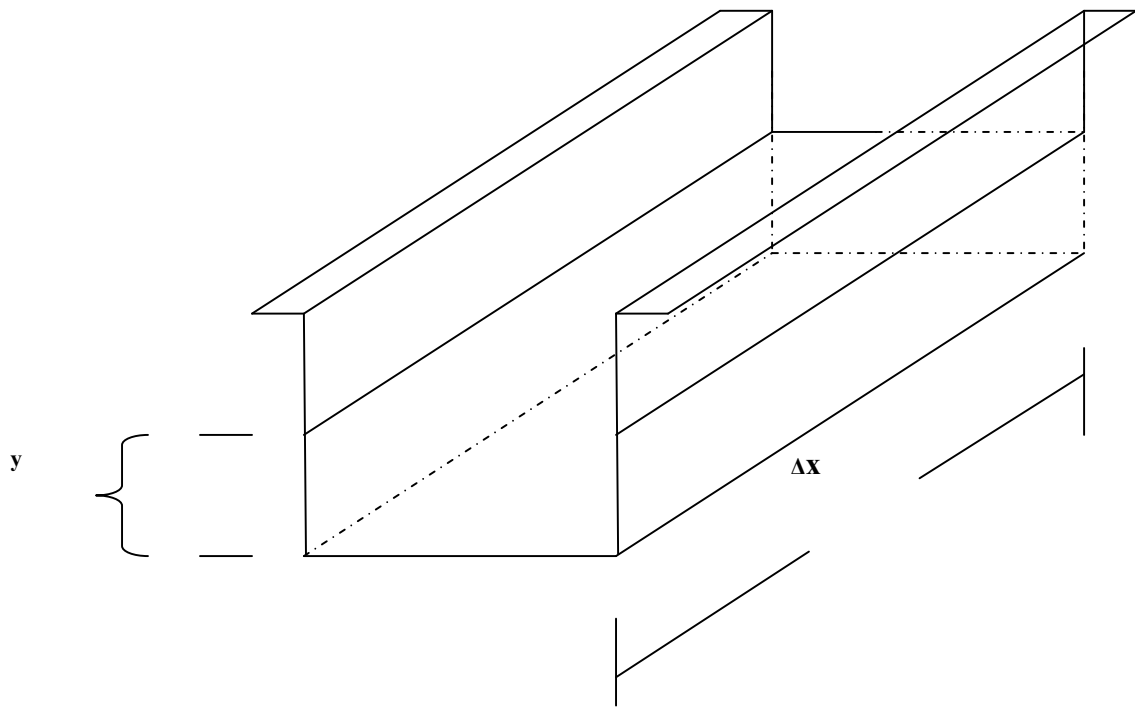


Figura 2.6 Canal de longitud Δx y ancho unitario.

Considerando la Figura 2.6 se puede tener la ecuación (19) en forma tabular, es decir, para cada valor de la profundidad “ y ” se obtiene el caudal correspondiente a través de la ecuación (13) y el volumen al multiplicar el área de la sección transversal del flujo por la longitud del segmento, Δx .

Para el transito de caudales, bien sea en la vertiente o en los cauces, se requiere la solución simultánea de las ecuaciones (18) y (19), para ello se presenta en forma grafica en la Figura 2.7 la resolución de estas ecuaciones.

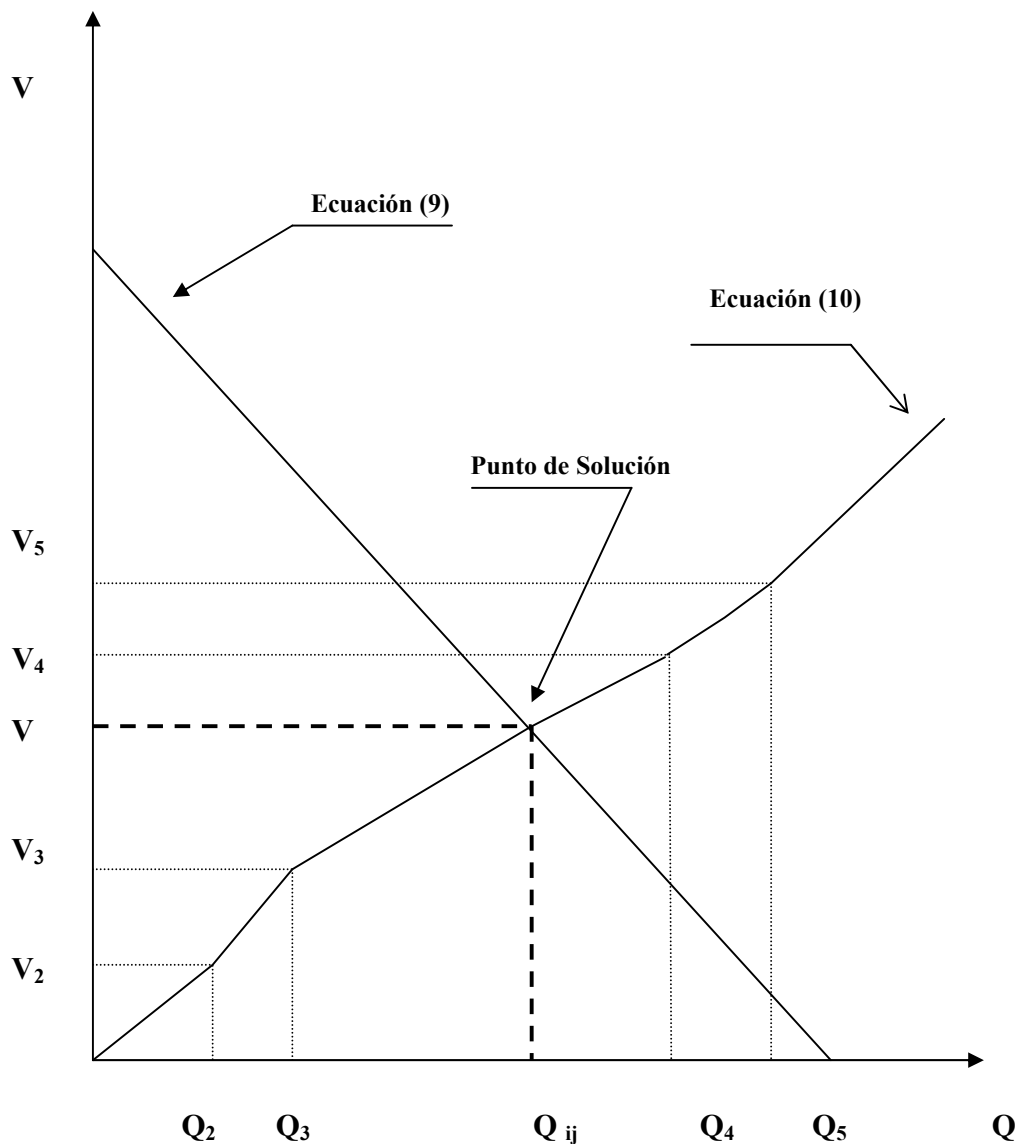


Figura 2.7 Representación gráfica de la resolución de las ecuaciones usadas para el tránsito de caudales.

El procedimiento de solución consiste en encontrar $V_3 - V_4, Q_3 - Q_4$ de la ecuación (19) que contenga el punto de intersección con la ecuación (18). Como la ecuación (19) viene dada en forma discreta a través de una tabla que relaciona el caudal y el volumen para el segmento considerado, en el tramo de esta tabla que contenga el punto de intersección debe cumplirse que:

$$\frac{V_4 - V_3}{Q_4 - Q_3} = \frac{V_{ij} - V_3}{Q_{ij} - Q_3} \quad (20)$$

El procedimiento para resolver las ecuaciones es el siguiente;

- 1.- Se toma un tramo de la ecuación (19)
- 2.- Se expresa Q_{ij} en función de V_{ij} , es decir,

$$Q_{ij} = \frac{Q_4 - Q_3}{V_4 - V_3} * (V_{ij} - V_3) + Q_3 \quad (21)$$

- 3.- Se sustituye la ecuación (21) en la ecuación (18).
- 4.- Se determina el valor de V_{ij} .
- 5.- Si V_{ij} está comprendido entre V_3 y V_4 se trata del tramo correcto y se acepta el resultado, calculándose entonces el valor Q_{ij} correspondiente a V_{ij} .
- 6.- Si V_{ij} no está comprendido entre V_3 y V_4 la solución no es la correcta y se debe buscar otro tramo de la relación caudal – volumen.

Tabla 2.4 Coeficiente de rugosidad para segmentos de escurrimiento.

DESCRIPCIÓN DE LA SUPERFICIE	N ¹ de Manning
SUPERFICIES LISAS COMO CONCRETO, ASFALTO, O SUELO LIMPIO	0.011
BARBECHO SIN RESIDUO	0.050
SUELOS CULTIVADOS	
Cubiertos con 20% o menos de residuos	0.0060
Cubiertos con mas 20% de residuos	0.170
SUPERFICIE CUBIERTA DE PASTO	
Pasto Corto	0.150
Pasto denso	1.240
Pasto bermuda	0.410
SUPERFICIES CUBIERTAS DE PASTIZAL NATURAL	0.130
SUPERFICIES CUBIERTAS DE BOSQUES	
Soto bosque ligero	0.400
Soto bosque denso	0.800

Valores recopilados por Engman (1986)

2.7. MÉTODO DE LA REGLA DEL 20 – 40

Esta metodología considera las áreas tributarias en relación al área total y depende de esta relación la aplicación de cada caso. El método trabaja también con la ecuación general de diseño de canales.

Este método se emplea con frecuencia y sus resultados se consideran como confiables, además para la aplicación del método no se requiere información detallada acerca de características específicas del área lo que facilita su empleo desde el punto de vista económico.

2.8. HIDRAULICA DE ALCANTARILLA

2.8.1. Conceptos básicos

En ingeniería hidráulica, el término alcantarilla se aplica a un conducto corto, sea tubería, sección abovedada o cajón, utilizado para pasar la escorrentía superficial a través de terraplenes. La naturaleza del flujo en las alcantarillas depende de muchos factores que hacen su análisis muy complejo. Entre ellos están el gasto, la pendiente, la forma, la longitud y la rugosidad de los conductos; las condiciones aguas abajo y aguas arriba de la alcantarilla, y el tipo de entrada de la misma. El problema usual de los proyectos presentan como conjunto de datos el gasto, la cota de agua admisible en la entrada con relación a la correspondiente del terraplén; la geometría prevista para la estructura de entrada del conducto y las condiciones del terreno en el sitio y aguas debajo de la descarga. Con esta información, se debe seleccionar el tipo, número y dimensiones apropiadas de los conductos, de manera que la carga requerida por su funcionamiento hidráulico sea compatible con la máxima permitida, y que en la descarga resulten velocidades sin efectos erosivos perjudiciales.

Para calcular hidráulicamente una alcantarilla, se necesita conocer de antemano el tipo de funcionamiento hidráulico, lo cual es una difícil predicción en la mayoría de los casos, no solo por los numerosos factores que intervienen, sino porque es factible que el control fluctúe de la entrada a la salida. El procedimiento a seguir para determinar el tipo de funcionamiento, consiste en calcular las alturas de agua H_E para los dos tipos de control. La mayor de las dos es escogida como la situación más adversa y será la que ha de regir el proyecto (H_E = altura del agua a la entrada).

2.9. BOMBAS HIDRAULICAS

2.9.1. Generalidades

En cualquier tipo de sistema, bien sea en conductos cerrados así como en sistemas abiertos y en la diversidad de necesidades que la industria presente, se usan comúnmente sistemas de bombeo para vencer pérdidas de energía y desniveles. El ingeniero debe estar en capacidad de escoger el tipo de bomba adecuada y el número de unidades necesarias para cada situación en particular. Una acertada escogencia de las unidades de bombeo se manifiesta en un sistema hidráulicamente eficiente y económico ya que las bombas funcionarán dentro de un rango de máxima eficiencia y un consumo mínimo de energía.

2.9.2. Clasificación

En el mercado existe una gran variedad de tipos de bombas para satisfacer los diferentes usos en ingeniería. Sin embargo, las bombas pueden clasificarse en dos grupos principales que son:

- ***Bombas de desplazamiento positivo***

En este tipo de bombas se aplica una fuerza o par al fluido contenido en la cámara principal de la bomba, la cual se llena y vacía en forma periódica. El aumento de la energía del fluido ocurre en forma de energía de presión directamente. Dentro de este grupo se encuentran las bombas reciprocantes y las rotativas.

- ***Bombas Centrifugas***

Son máquinas hidráulicas en las que se imparte energía al fluido mediante un proceso de transformación de energía en dos etapas: una primera etapa en la que la energía mecánica proporcionada por el eje que gira a altas velocidades se convierte en energía cinética y una segunda etapa en que dicha energía cinética, mediante un proceso de difusión, se convierte en energía de presión. Las bombas centrífugas se pueden clasificar en base a la orientación del vector velocidad en el rodete como: bombas de reflujo radial, bombas de flujo mixto y bombas de

flujo axial y dependiendo de otras características en bombas de impulsor cerrado, semiabierto y abierto, dependiendo de la estructura del rodete o del impulsor. El rendimiento de un rodete cerrado es mayor para fluidos de viscosidad baja. Si se necesita bombear líquidos abrasivos o muy viscosos puede resultar más conveniente el uso de rodetes semiabiertos o abiertos.

2.9.3. Sistemas de Bombeo

- ***Bombas en serie***

Las bombas en serie se usan para garantizar alturas de bombeo mayores que las aportadas por cada bomba. Para obtener la curva característica combinada de carga-caudal de las bombas en serie, se suman las cargas de cada bomba para valores específicos del caudal. La superposición de la curva de carga del sistema con la curva característica combinada determinará el punto de operación del conjunto.

- ***Bombas en paralelo***

La operación en paralelo de dos o más bombas es frecuente para garantizar caudales variables, por ejemplo, en sistemas de distribución de agua en que el consumo fluctúa apreciablemente durante el día, se usan aquellas bombas necesarias para garantizar la demanda correspondiente. Para obtener la curva característica combinada de carga caudal, se suman los caudales de bombeo de cada bomba para valores específicos de carga. La superposición de la curva de carga del sistema con la curva característica combinada de carga caudal, determinará el punto de operación de las bombas trabajando en paralelo. La operación de bombas en paralelo es común en aquellos sistemas que requieren de variaciones amplias de caudal. El número de bombas en paralelo a usar se puede estimar mediante el cociente entre el caudal máximo y el caudal mínimo, previendo siempre, por lo menos, una unidad adicional para situaciones de emergencia o mantenimiento.

CAPITULO 3

INFORMACIÓN BASICA SOBRE EL ÁREA

3.1. ASPECTOS FÍSICOS-NATURALES

3.1.1. Generalidades

En la realización de un proyecto de drenaje superficial juega un papel muy importante la información de la zona en todos sus aspectos, debido a ello nos hemos basado en el estudio semidetallado de suelos del sector Río Mucujepe-Río Escalante de la Zona Sur del Lago de Maracaibo realizado por el Ministerio del Ambiente y publicado en el año 1981; para extraer consideraciones de vital importancia para este estudio.

3.1.2. Ubicación y Extensión

La Hacienda La Glorieta se ubica geográficamente entre las coordenadas UTM E-178000 y E-179750 y N-993000 y N-995750 a la margen derecha del río Escalante, en la perimetral urbana de la ciudad de Santa Bárbara. Políticamente pertenece al Municipio Colón del Zulia del Estado Zulia. La extensión del área de estudio es de 280 ha. aproximadamente.

3.1.3. Relieve

Presenta un relieve plano, ligeramente depresionado con pendientes entre el 2 y el 1 ‰, en algunas zonas hasta menores al 1 ‰ un micro relieve en montículos y zanjas.

3.1.4. Permeabilidad

La Hacienda La Glorieta presenta suelos imperfectamente drenados, con permeabilidad moderadamente lenta a lenta, mesa de agua alta y fluctuante, escorrentía superficial moderadamente lenta, siendo esta zona inundada por la acumulación de agua de lluvia, con escorrentía difusa y semiconcentrada.

3.1.5. Precipitación

La precipitación promedio anual en el área de estudio es de aproximadamente 1500 mm, distribuida en forma Bimodal con altos niveles entre Mayo-Junio y Octubre-Noviembre.

3.1.6. Suelos

El área presenta suelos de textura predominantemente arcillosa y arcillo limosa, reflejándose hasta 50 cm. de profundidad la arcillosa y franco limosa a partir de este límite. Su color es marrón oscuro en algunas zonas y en otras grisáceo, cambiando a marrón oliváceo a partir de 50cm. de profundidad. Presentan un desarrollo moderado con textura blocosa subangular a angular media y en los estratos profundos subangular, fina débil con consistencia dura en seco.

3.2. ANÁLISIS HIDROGEOMORFOLÓGICO

El análisis hidrológico del terreno en estudio permitió evaluar su génesis u origen, las características generales, dirección generalizada del flujo de las aguas fluviales y de origen pluvial, así como también la susceptibilidad a los estancamientos temporales generados por los aguaceros torrenciales que influyen en el área y la acción del represamiento de las aguas crecidas del río Escalante.

3.2.1. Metodología de estudio

En una primera fase se analizó la información correspondiente a la geología, geomorfología, suelos, hidrografía, relieve, clima, el levantamiento topográfico elaborado por UNESUR y las fotografías aéreas convencionales en blanco y negro y a color existentes.

Posteriormente, se procesó esta información, se procedió a la interpretación de las fotos aéreas y se realizó un reconocimiento de campo para familiarizarse con el mismo e identificar la red de drenaje y canales artificiales.

En la segunda fase se realizaron las observaciones de detalle en el campo, haciendo énfasis en la presencia de la topografía plana baja, susceptible a los estancamientos temporales por aguas de lluvia, la presencia de drenes naturales, canales de tierra, áreas húmedas con vegetación adaptada a condiciones pésimas de escurrimiento superficial, posición geomorfológica del terreno en estudio con respecto al lecho del río Escalante; así como también la susceptibilidad de este cuerpo de agua permanente a represar los cursos de agua que allí desembocan, principalmente durante el período lluvioso.

En síntesis, se realizó un análisis del sistema natural del drenaje en el terreno y sus áreas de influencia, su manifestación en superficie y los riesgos a los estancamientos de las aguas de las lluvias propias de las llanuras planas aluviales recientes de la depresión del Lago de Maracaibo.

3.2.2. Características Generales del Área de Estudio

- El área de estudio forma parte de una llanura plana, baja dentro de la planicie aluvial reciente del río Escalante; formada por procesos de sedimentación de las aguas de desbordamientos generalizados en épocas pasadas del holoceno.
- Es una posición geomorfológica de napa de desborde con pendientes inferiores al 1%, que condicionan el mal drenaje de las aguas superficiales, generando estancamientos localizados en las partes sur-oeste y oeste durante el período lluvioso.
- El área de estudio no presenta una red drenaje natural definida por caños que permita la fácil evacuación de las aguas hacia el río Escalante y caño La Maroma, observándose varios canales artificiales cubiertos de vegetación, que difícilmente conducen las aguas de lluvia hacia la parte este del terreno, generando un área húmeda (pequeña laguna) en la parte oeste.
- Los suelos son en su mayor parte constituidos por texturas finas predominantemente limo-arcillosa con drenaje externo lento a muy lento, drenaje interno lento. En superficie, se

observan los suelos recubiertos por una capa de materia orgánica sin consolidación, húmeda, rica en raíces de colores gris claro.

- La mesa de agua está muy superficial, por debajo de 1,50 metros, influenciada por los flujos de agua subsuperficial del río Escalante y el caño La Maroma.
- En general, el área de estudio no está influenciada por derrumbes, deslizamientos, flujos de barro, las únicas restricciones físico-naturales están dadas por la susceptibilidad a los estancamientos temporales y localizados de las aguas durante el período lluvioso.
- Está influenciada indirectamente por el trazado de varias fallas geológicas que atraviesan la depresión del Lago de Maracaibo en dirección sur-norte, sin embargo, en el área de estudio, no se observan evidencias morfológicas de esta estructura geológica.
- Presenta un clima tropical lluvioso con dos máximos de precipitación en los meses de abril-mayo, y octubre-noviembre y dos mínimos: en enero-febrero y marzo-junio-julio y agosto, asociados al desplazamiento de la convergencia intertropical que influencia el territorio nacional.
- Presenta un promedio anual de temperatura de 28°C, experimentando los valores mínimos durante el período de sequía comprendido entre diciembre y marzo y los valores máximos durante el período lluvioso, comprendido entre abril y noviembre.
- Está influenciado por los vientos alisios provenientes del noreste y del este.
- La vegetación predominante se caracteriza por la presencia de gramíneas mezcladas con árboles muy aislados. En algunos sectores localizados existen especies adaptadas a las condiciones de humedad temporal, cultivos de Palma Africana y cambures.

3.2.3. Geología

El área de Santa Bárbara del Zulia y sus alrededores y por ende los terrenos objeto de estudio se corresponden con una pequeña parte de la cuenca del Lago de Maracaibo, comprendida entre la Península de la Guajira al norte, la Cordillera de Los Andes al sur, la Sierra de Perijá al oeste y las serranías de Jirajara y Coro al este.

Desde el punto de vista geológico-estructural esta depresión lacustre es considerada como una unidad relativamente “joven”, delimitada por varios sistemas de fallas que conforman una fosa de hundimiento actualmente ocupada por las aguas del lago y extensas planicies aluviales como es la llanura sur del lago, donde se encuentra localizado el terreno en estudio.

La génesis de la cuenca del Lago de Maracaibo se inició durante el cretáceo, hace aproximadamente 52 millones de años, con la ocurrencia de una trasgresión marina que generó la acumulación de grandes espesores de sedimentos, que posteriormente durante el paleoceno, eoceno, oligoceno y mioceno, por procesos de levantamientos, plegamientos, fallamientos y

fracturamiento de las rocas de los relieves colindantes y una nueva trasgresión marina, se incorporan nuevos espesores de sedimentos hacia la cuenca, configurando esta depresión lacustre.

Incluso, durante el plioceno y cuaternario continúan manifestándose estos procesos de acumulación de sedimentos, subsidencia de las áreas deprimidas y el levantamiento lento de las cordilleras.

En la actualidad resultan avenidas y crecidas excepcionales de los ríos, así como también, remoción de los materiales acumulados dentro del sistema de la misma llanura del lago.

3.2.4. Geomorfología

Los alrededores de Santa Bárbara presentan un paisaje dominante de planicie aluvial reciente con topografía plana y pendientes inferiores al 1%, ligeramente orientada hacia el norte (río Escalante).

Desde el punto de vista geomorfológico se considera como una unidad en posición baja, resultante de la acumulación de sedimentos finos a muy finos por exceso de carga del río Escalante, donde son comunes los niveles freáticos muy altos, ocurrencia de precipitaciones de gran intensidad y corta duración durante la mayor parte del período húmedo, que conlleva a estancamientos generalizados temporales y desbordamientos al noreste del mencionado centro poblado.

En el terreno en estudio se presentan escurrimientos de las aguas pluviales lentos a muy lentos, suelos pesados con texturas limosas (más del 50%), arenas finas y arcillas en superficie que suprayacen o entierran capas arcillo-limosas en el subsuelo, resultando un drenaje interno muy lento y estancamientos temporales en algunos sitios localizados.

Por otra parte, como consecuencia del escaso desnivel topográfico entre las partes relativamente sobresalientes y las partes bajas, los excesos de agua de lluvia no son evacuados fuera de los linderos del terreno, originándose áreas encharcadas al sureste, este y noreste, como ocurre al sureste del Polideportivo INDULAC, donde se observa una laguna alargada de 400 m de largo por 40 m de ancho aproximadamente, cuya superficie está cubierta de especies vegetales hidrófitas adaptadas a la presencia de agua durante la mayor parte del año.

En general, todo el terreno se corresponde con parte de unidad de mapa de desborde del río Escalante, localizada entre los bordes ligeramente sobresalientes (albardones de orillas del río) y las cubetas de decantación y de desborde laterales constituyendo una posición geomorfológica intermedia muy bien definida, no susceptible a ser inundada por el río, pero posible a ser afectada por estancamientos temporales de las aguas de lluvias.

3.2.5. Origen del Área de Estudio

El área de estudio y sus alrededores se presenta como una pequeña parte de la planicie aluvial reciente del río Escalante enmarcada dentro de una fosa tectónica (depresión del Lago de Maracaibo) e influenciada por un sistema de fallas que atraviesan el lago en sentido sur-norte.

Su origen se relaciona con los desbordamientos generalizados en la margen derecha del río Escalante, sobre una topografía plana uniforme y de amplia extensión, donde han actuado los procesos de sedimentación de aguas tranquilas favorecidos por la presencia de una cobertura vegetal que frenó los escurrimientos superficiales de las aguas (drenaje biótico), generando la decantación de partículas predominantemente finas (limos), los cuales, a través de las continuas crecidas del mencionado cuerpo de agua, en épocas pasadas, han conformado un suelo pesado de mal drenaje externo e interno.

En la actualidad el área de estudio no está influenciada por los desbordes del río Escalante, comportándose como una llanura plana baja, susceptible a los encharcamientos localizados en las partes sur-oeste y oeste, generados por los violentos aguaceros que caen en la zona, cuyos escurrimientos superficiales, no logran salir fuera del terreno, obstaculizados por taponamientos de los canales artificiales y drenes naturales que anteriormente escurrían las aguas hacia el barrio Carlos Andrés Pérez.

3.2.6. Dirección Generalizada del Flujo de las Aguas Fluviales y Pluviales

Los escurrimientos de las aguas de origen aluvial se corresponden con los flujos permanentes del río Escalante y el caño La Maroma de dirección suroeste – noreste y sur-norte respectivamente. El río Escalante nace en el Páramo de La Negra a 3200 msnm aproximadamente, al noreste del centro poblado de Pueblo Hondo, en el Estado Táchira.

En sus inicios es la quebrada Potosí, que al unirse con la quebrada Llanetes a 2200 msnm, al noroeste de Pueblo Hondo, da origen al río Escalante.

A partir de esta confluencia sigue rumbo noreste hasta llegar a La Polvorosa a 160 msnm, donde modifica su rumbo al norte, hasta el Puerto Escalante. A partir de este punto, el río recibe los caudales de varios cuerpos de agua de régimen permanente, entre ellos: los ríos Pajitas y Umuquena. En Puerto Escalante cambia nuevamente de curso hacia el oeste, (Santa Bárbara y Santa Cruz del Zulia), donde se localiza el área de estudio.

La importancia del río Escalante en el presente estudio está dada por los aumentos considerables del caudal durante el período lluvioso, generando la subida del nivel de las aguas en el lecho, que represan la desembocadura del caño La Maroma y caños afluentes, haciéndose necesario el cierre de las compuertas de un canal que drena la parte oeste de los terrenos de la finca de la UNESUR, para evitar las inundaciones regresivas.

El problema se agrava al cerrar las compuertas, ya que si bien es cierto que se impide la entrada de las aguas del río hacia la margen derecha, también se obstaculiza la evacuación de las mismas hacia el río, contribuyendo al estancamiento temporal de las aguas de lluvia en los sectores localizados al norte del área de estudio.

El caño La Maroma es un curso de agua con régimen permanente, que drena el sector suroeste y sur de Santa Bárbara del Zulia. Presenta un cauce sinuoso de muy baja pendiente (inferior a 1%), cubierto de vegetación hidrófila y con bajo desnivel con relación al lecho del río Escalante; factores que favorecen el retroceso de las aguas durante el período lluvioso al ser represadas por el río Escalante.

De acuerdo a conversaciones realizadas con pobladores del sector, las escorrentías de las aguas de origen pluvial de los terrenos propiedad de UNESUR, estaban orientadas al noreste, hacia el caño La Maroma; sin embargo, posteriormente, en tiempos recientes, después de la construcción del barrio Carlos Andrés Pérez, hubo la necesidad de taponar o rellenar estos drenajes para evitar el paso de las aguas de las lluvias a este centro poblado, resultando una serie de problemas relacionados con los estancamientos temporales localizados en estos terrenos.

En la actualidad, se presenta dificultad para evacuar las aguas fuera de esta propiedad, sobre todo de los sectores sur y este, debido a la contra pendiente existente con el caño La Maroma, que no permite la circulación de las aguas por simple gravedad, generando la necesidad de diseñar un sistema de drenaje por bombeo con la finalidad de vencer este obstáculo natural.

En la parte norte del terreno, las aguas de lluvias drenan con dificultad hacia el río Escalante. Durante el período lluvioso, su salida se impide a través de una compuerta que controla la entrada de las aguas crecidas del río Escalante.

3.3. CONCLUSIONES DEL ANÁLISIS HIDROGEOMORFOLÓGICO

1. El área de estudio se corresponde con una unidad geomorfológica de posición baja, llamada napa desborde del río Escalante, formada por acumulación de sedimentos finos, predominantemente limosos (superior al 50%), por exceso de carga, actuando los procesos de decantación de las partículas más finas por efectos combinados del drenaje biótico en aguas estancadas temporalmente.
2. Presenta topografía plana, en contacto con el río Escalante, con pendientes muy bajas, inferiores al 1%, que dificultan enormemente el escurrimiento superficial de las aguas hacia el norte y este del sector.
3. Debido a la presencia de texturas finas a muy finas de los suelos, el drenaje interno es lento a muy lento, con una mesa de agua muy superficial, aproximadamente 1,50 m de profundidad, que dificulta la infiltración del agua estancada hacia el subsuelo.
4. El sector oeste y norte del terreno drena las aguas de las lluvias directamente hacia el río Escalante a través de un canal, cuya salida es controlada por una compuerta que no permite la entrada de las aguas crecidas del río.
5. Desde el punto de vista climático, los terrenos en estudio están influenciados por lluvias de gran intensidad en período cortos, cuyas aguas se estancan en sitios localizados, especialmente en pequeñas depresiones sin drenaje y áreas localizadas en los linderos al este, donde llegan los drenajes (canales de tierra) provenientes del sureste de terreno.
6. El caño La Maroma, afluente del río Escalante, localizado hacia el este del terreno de estudio, constituye el único cuerpo de agua disponible para evacuar la mayor parte de los excesos de las lluvias, sin embargo, su posición ligeramente sobresaliente obstaculiza la salida de las mismas, generando un estancamiento prolongado en el sector este.

Existe una serie de canales que permite el drenaje hacia los extremos norte y este del terreno, los cuales se encuentran cubiertos de vegetación y sin mantenimiento, situación que crea un obstáculo al libre flujo de las aguas, que ayudado por los escasos desniveles hace que el agua de las lluvias se estanque temporalmente en sectores localizados.

CAPITULO 4

DISEÑO AGRONÓMICO E HIDRÁULICO

4.1. DISEÑO AGRONÓMICO

El problema de excesos de agua en las áreas agrícolas causan un daño directo a los cultivos, ocasionado básicamente por una fuerte disminución del oxígeno en el suelo y por un aumento de la concentración de dióxido de carbono y otros sub-productos de la reducción; sin embargo, se debe analizar las consecuencias del mal drenaje sobre la producción agrícola no sólo en forma directa a la disminución de la productividad de las especies vegetales cultivadas, sino además en la dificultad para la mecanización y otras labores culturales, las cuales aumentan el problema de sanidad vegetal y el daño a la infraestructura del área.

Debido a las altas precipitaciones en la zona, al iniciarse el proceso de infiltración, los poros del suelo comienzan a llenarse de agua a medida que el tiempo transcurre, la velocidad de infiltración disminuye y al cabo de un cierto tiempo ésta se hace menor que la intensidad de la lluvia, trayendo como consecuencia el inicio de la acumulación de agua en la superficie del terreno y consecuentemente la inundación y la escorrentía.

Si la lluvia se prolonga, debido a la baja capacidad de infiltración del suelo, la lámina de inundación y de escorrentía van aumentando al igual que su permanencia, hasta alcanzar un valor máximo, el suelo acumula agua y pierde aire; en el caso de la Hacienda La Glorieta el problema se agrava debido a las bajas pendientes topográficas y a la carencia de un adecuado sistema de evacuación de los excesos de agua.

Al cesar la lluvia, comienza el proceso de recesión de la lámina superficial por efecto de la escorrentía; esta escorrentía va decreciendo hasta que la lámina superficial desaparece. En ese momento termina la inundación y el suelo comienza a recuperarse; cuando la aireación alcanza un 10% concluye el tiempo de exceso de agua.

El tiempo transcurrido entre el inicio de la inundación y aquel en la cual el suelo alcanza un 10% de aireación, es el tiempo total de exceso de agua. Las obras de drenaje permiten disminuir el tiempo de inundación al modificar la topografía del terreno, además que al construir la red de drenaje se acelera la escorrentía.

El diseño agronómico del sistema de drenaje superficial de la Hacienda “La Glorieta”, consistió en la determinación de los tiempos de drenaje, T_d , para cada uno de los cultivos sembrados o a implantar en la hacienda. La obtención de estos valores se dificultó en razón de que no existe una planificación del desarrollo agrícola, para un período constante de por lo menos diez años.

En el caso del área de estudio se realizó una regionalización de los tiempos de drenaje con base en la zonificación o distribución parcelaria, esto a los fines de indicar los rubros que podrían ser sembrados en determinadas áreas, considerando un determinado tiempo de resistencia a la inundación, cuyos valores oscilan entre 12 y 48 horas. Estos períodos de inundación son los permisibles para determinados rubros y generarán un grado pre-establecido de daños tolerables, tomando como base la combinación cultivo-suelo-clima, todo ello obtenido de consideraciones agronómicas; de esta manera el sistema deberá tener la capacidad suficiente para evacuar el exceso de agua superficial que se produzca durante el tiempo de drenaje seleccionado.

La Hacienda La Glorieta presenta cultivos permanentes como es el caso de la palma africana; adicionalmente se tiene previsto el establecimiento de otras plantaciones como: musáceas, cítricos y otros frutales, igualmente se establecerán una serie de parcelas experimentales que tendrán una diversidad de cultivos y por lo tanto una diversidad de tiempos de drenaje. Esto hace que necesariamente tengan que ser ubicados en aquellos sectores cuyo tiempo de drenaje sea el adecuado para el cultivo considerado. Para el presente estudio se programó dos tiempos de drenaje para los diferentes cultivos, tanto los presentes como para los que se proyectarán en el futuro, esta información se presenta a continuación:

Tiempo de drenaje de 12 horas: Musáceas, cítricos y otros frutales, así como otros cultivos con fines experimentales.

Tiempo de drenaje de 48 horas para Palma Africana.

El diseño agronómico estableció cuál es el “**Daño Permisible**” para las especies vegetales que podrían ser cultivadas en las distintas zonificaciones, de esa forma se obtuvo los “tiempos de drenaje”, que son los tiempos a los cuales hay que proceder a la evacuación de los excedentes de agua. En la Figura 4.1 se presenta la zonificación de estos tiempos de drenaje.

4.2. DISEÑO HIDROLÓGICO

El diseño hidrológico consiste en determinar la cantidad de excesos de agua provocados por las lluvias de diseños para un sistema suelo – cobertura.

Existen varios métodos por medio de los cuales se pueden realizar los cálculos hidrológicos, para luego basarse en ellos y de esta manera realizar el diseño de los drenes superficiales, los cuales varían uno del otro dependiendo de los parámetros que estos utilizan.

Dentro de estos métodos existen 2 de particular importancia, uno de ellos el de la “Regla 20–40” y el modelo de simulación de eventos, los cuales serán objeto de estudio, análisis y comparación en el proyecto de drenaje a desarrollar.

En los sistemas de drenaje la información hidrológica a ser utilizada fundamentalmente son los datos de precipitación. Los sistemas de mediciones de parámetros hidroclimáticos en Venezuela son deficientes, debido a la falta de continuidad de ellos, lo que ocasiona que los resultados de un estudio estén directamente relacionados con la confiabilidad de dichas mediciones.

4.2.1. Análisis de Frecuencia

Los procesos hidrológicos se desarrollan en el tiempo y en el espacio de una manera que es en cierto modo predecible en forma determinística y en parte aleatoria; cuando la variabilidad aleatoria del proceso es muy grande comparada con la variabilidad determinística, se justifica el tratar el proceso como puramente aleatorio. Es decir, que el valor de una observación no está correlacionado con el valor de las observaciones adyacentes y las propiedades estadísticas de todas las observaciones son las mismas.

Para el diseño del sistema de drenaje fue necesario conocer la magnitud del evento para una frecuencia o probabilidad preestablecida. Se realizó un análisis de frecuencia con base en la información disponible en la Estación Santa Bárbara, Serial 2099, en razón de que la misma tiene la mayor influencia para el área en estudio por encontrarse adyacente a la Hacienda La Glorieta, y siendo ésta la que representa el mejor comportamiento pluviométrico de la zona.

El objetivo del análisis de frecuencia fue relacionar la magnitud de las lluvias extremas a través del uso de una distribución de probabilidades, basándose en los datos de precipitación registrada en la Estación mencionada, esto con el fin de que se repita en futuros eventos una lluvia de una magnitud específica, tomando en cuenta la calidad de la información recopilada y, además, que incluya un número adecuado de años de registro que sea representativo de las variaciones. Es de hacer notar que la utilización de esta herramienta estadística se basa fundamentalmente en el principio de que lo que ocurrió en el pasado se puede presentar en el futuro, siempre y cuando las condiciones de la cuenca persistan.

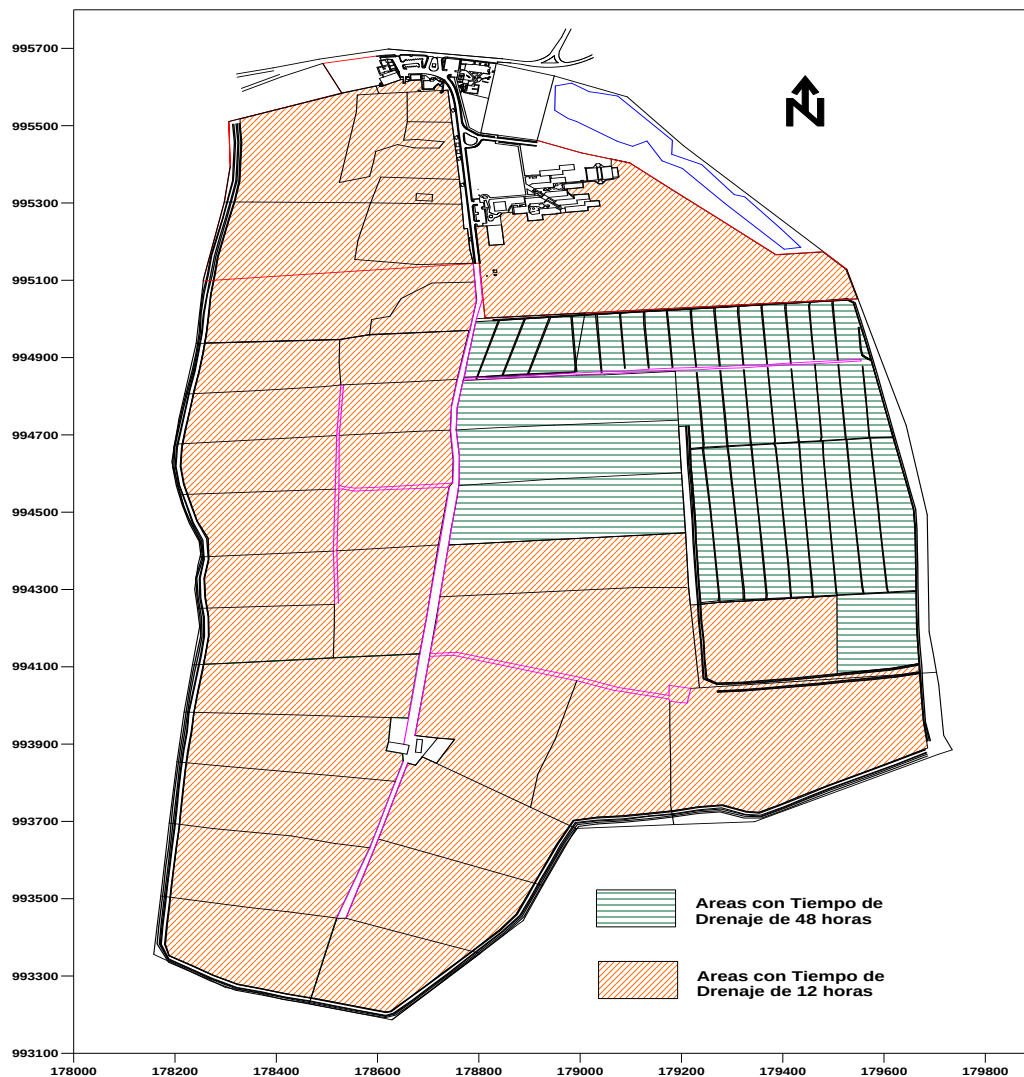


Figura 4.1 Zonificación de los tiempos de drenaje.

Para el presente estudio se utilizó una distribución extrema Tipo I, con un período de retorno de 10 años y una duración de la lluvia de 1, 3, 6, 9, 12 y 24 horas. Este método está basado en la distribución de valores extremos mediante la ley de probabilidades por medio de las siguientes ecuaciones:

$$F(x) = e^{-e^{\frac{x-\mu}{\alpha}}} \quad (22)$$

Los parámetros “ α ” y “ μ ” se estiman a partir de las ecuaciones siguientes:

$$\alpha = \frac{6}{\pi} * S_x \quad (23)$$

$$\mu = x - 0,5772 * \alpha \quad (24)$$

Donde:

X	Es la media de los valores observados
S_x	Es la desviación estándar de los valores observados

A partir de los datos de la distribución horaria de las lluvias máximas registradas en la Estación Santa Bárbara (2099), se determinaron las láminas máximas para duraciones de 1, 3, 6, 9, 12, 24 y 48 horas, las cuales se presentan en la Tabla 4.1

Definiendo una variable reducida “Y” y sustituyendo ésta en la Ecuación (22), se tiene:

$$Y = \frac{x - \mu}{\alpha} \quad (25)$$

$$F_{(X)} = e^{-e^y} \quad (26)$$

Resolviendo la Ecuación (26) para Y, se tiene

$$Y = -Ln \left[Ln \left[\frac{1}{F_{(x)}} \right] \right] \quad (27)$$

Tabla 4.1. Profundidad de la lluvia para diferentes duraciones, Estación Santa Bárbara (2099).

Año	Profundidades de lluvia (mm)					
	Duración de lluvia (h)					
	1	3	6	9	12	24
1968	87	103	106	107	107	108
1969	67	75	77	80	85	126
1970	59	65	65	65	65	65
1971	44	45	45	66	68	68
1972	70	76	77	77	77	77
1973	52	81	94	96	96	96
1974	73	78	78	78	78	78
1975	54	137	160	169	169	188
1976	55	77	83	83	83	83
1977	97	137	146	146	146	146
1978	99	126	149	149	149	167
1979	74	86	112	117	118	118
1980	64	72	72	72	72	98
1981	65	71	75	115	119	119
1982	72	79	79	79	79	79
1983	76	82	82	82	82	82
1991	66	73	77	77	77	77
1992	21	50	50	50	50	50
1993	102	105	105	105	105	105
1994	81	83	83	83	83	85
1995	70	75	76	76	76	93
1996	52	57	60	60	60	60

Tomando en cuenta que el período de retorno es el inverso de la probabilidad de ocurrencia de un evento, es decir:

$$T = \frac{1}{P(X \geq X_T)} \quad (28)$$

$$P(X \geq X_T) = 1 - P(X < X_T) \quad (29)$$

$$= 1 - F(X_T) \quad (30)$$

$$F_{(X_T)} = \frac{T-1}{T} \quad (31)$$

y

Sustituyendo la Ecuación (31) en la Ecuación (27), se obtiene:

$$Y_T = -L_n \left[L_n \left[\frac{T}{T-1} \right] \right] \quad (32)$$

A partir de la Ecuación (32) se obtiene el valor de variable reducida para el período de retorno seleccionado y con la Ecuación (25) se determina el valor de la variable “X” para el período de retorno seleccionado.

Después de efectuar los cálculos pertinentes fue necesario realizar una prueba de bondad de ajuste a la distribución extrema Tipo I. En este trabajo se realizaron pruebas para el ajuste analítico, para ello se utilizó el estadístico de Smirnov-Kolgomorov mediante el procedimiento siguiente:

1. Se obtiene la desviación máxima entre la probabilidad empírica y la de la distribución ajustada de la siguiente manera.

$$\Delta = |F_{(x)} - P_{(x)}| \quad (33)$$

En la Tabla 4.2., se presenta los valores de Δ_0 necesarios para definir si se acepta o no el ajuste. El valor de Δ_0 es dado para el número de datos y para un nivel de significación α , previamente escogido.

2. Si $\Delta_{\text{máx}} < \Delta_0$ se acepta el ajuste a través de la prueba de Smirnov-Kolgomorov.

Tabla 4.2. Valor crítico Δ_0 del estadístico de Smirnov-Kolgomorov para varios valores de N y los valores de α corrientemente usado en hidrología.

N	α			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N>50	1,07	1,22	1,36	1,63
	<u>N</u>	<u>N</u>	<u>N</u>	<u>N</u>

Para los datos de la Estación Santa Bárbara, el valor crítico Δ_0 es 0,282, considerando N = 22 y un nivel de significación $\alpha = 0,05$.

Una vez hecho el ajuste se procedió al cálculo de la lluvia máxima para un período de retorno de 10 años y una duración de 1, 2, 3, 6, 9, 12 y 24 horas; todo el análisis de frecuencia se realizó a través de un modelo de computación Ajuste V2 (Duque, 2000) y cuyos resultados se presentan en el Apéndice A.

4.3. DETERMINACIÓN DE LA ECUACIÓN DE DISEÑO

El área de estudio presenta excesos importantes de agua durante la mayor parte del año, estos excesos son en su mayoría de origen pluvial. Estas características generales de disponibilidad de agua, aunada a las condiciones topográficas y edáficas han ocasionado un deficiente drenaje superficial en la Hacienda La Glorieta.

La distribución temporal de la lluvia a lo largo del año presenta un régimen bimodal, con un período pico de lluvia en los meses de Abril a Julio, para luego comenzar a disminuir y presentar un repunte en los meses de Octubre y Noviembre, siendo este último período donde se presentan las mayores intensidades.

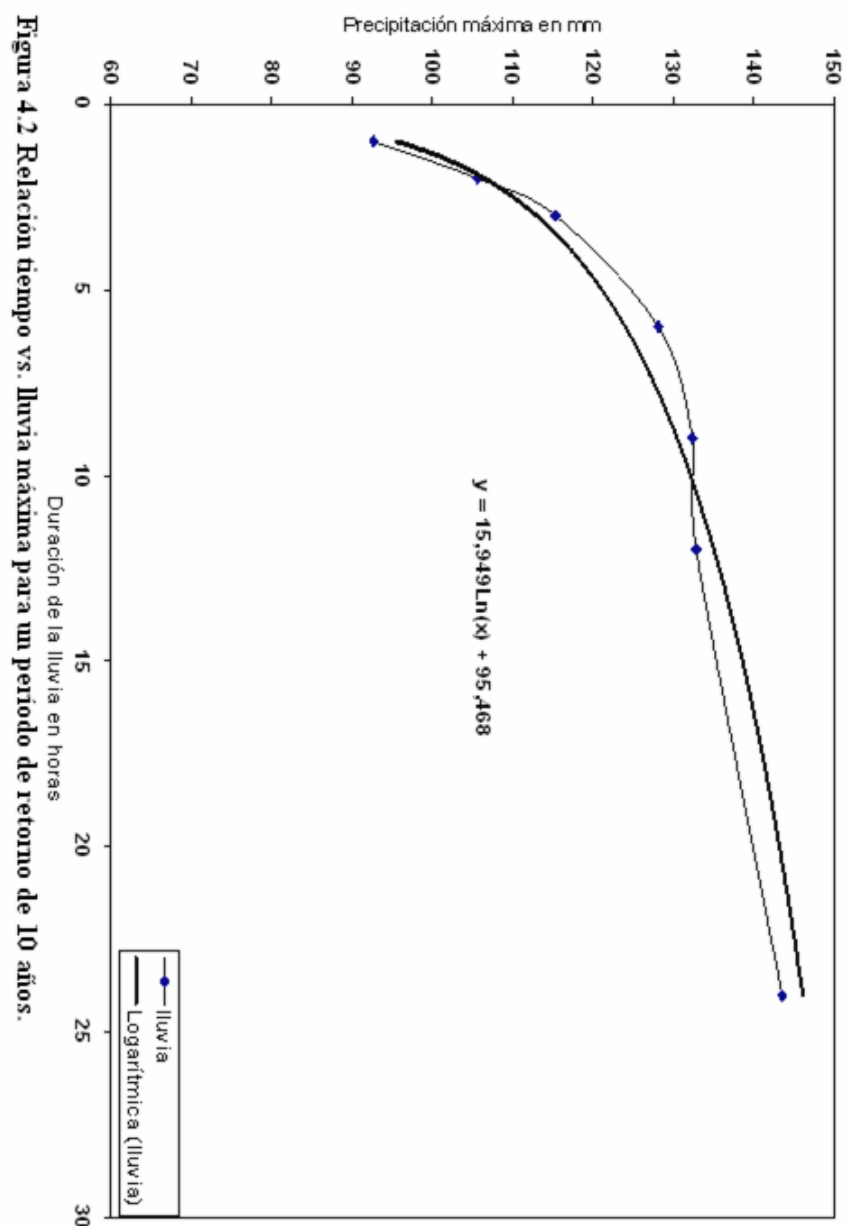
El diseño hidrológico para el sistema de drenaje superficial consistió en determinar la ecuación de diseño para lo cual es necesario cumplir con las siguientes etapas.

1. Estimación de la lluvia de diseño.
2. Estimación de la escurrimiento de diseño.
3. Determinación del coeficiente de drenaje.

4.3.1. Estimación de la lluvia de diseño

En la estimación de la lluvia de diseño se tomó en cuenta dos factores principales, el tiempo de drenaje y el período de retorno deseado. Para el área en estudio se realizó un análisis de frecuencia para 1, 2, 3, 6, 9, 12 y 24 horas de acuerdo a una distribución probabilística de Gumbel y para un período de retorno de 10 años, como se describió anteriormente.

Para el caso de la lluvia de diseño de 48 horas, se estimó mediante un ajuste de una curva logarítmica, ya que para esta duración los registros de precipitación de la estación Santa Bárbara (2099) no existen; en la Figura 4.2 se presenta la curva antes señalada con la respectiva ecuación de ajuste. El período de retorno se tomó de acuerdo al riesgo que se puede correr según ciertos criterios agroeconómicos, como recomienda el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS, 1973).



El tiempo de drenaje determina la duración de la lluvia de diseño, ésta se considera con una duración (Td) de 12 y 48 de horas en vista de las variedades vegetales a implementar en el área de estudio y un periodo de retorno de 10 años.

4.3.2. Estimación de la escorrentía de diseño

La escorrentía de diseño es la lámina de exceso de agua superficial que hay que evacuar para un tiempo de drenaje de 12, 24 y 48 horas. En la estimación de la escorrentía se utilizó el método del “Número de Curva” (CN) del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS, 1972). Este método plantea la siguiente ecuación:

$$E = \frac{(Pd - 0,2 * S)^2}{Pd + 0,8 * S} \quad (34)$$

Donde:

E	escorrentía de diseño, en cm.
Pd	lluvia de diseño, en cm.
S	es la infiltración potencial, en cm.

La infiltración potencial, S, está dada por la ecuación siguiente:

$$S = \frac{2540}{CN} - 25,4 \quad (35)$$

Donde:

CN	Es el número de curva
-----------	-----------------------

Para el caso de la Hacienda La Glorieta se utilizó la información relacionada con el complejo suelo-cobertura y la información de precipitación obtenida a partir de los datos de la estación seleccionada, para ello se definieron las condiciones de aplicación de las metodologías antes descritas.

- Tipo de cultivo: Palma Africana, Musáceas, Cítricos y Cultivos Limpios
- Condición hidrológica: Regular, presentándose una cobertura vegetal entre el 50 y 75%.
- Condición de humedad antecedente: II

Para el cálculo del número de curva (CN) se consideraron las características anteriores y se procedió a realizar una ponderación con respecto a los diferentes grupos texturales presentes en la finca, obteniéndose un valor ponderado de CN = 85.

En la Tabla 4.3 se presenta los parámetros necesarios, descritos anteriormente, con el fin de determinar el número de curva.

4.3.3. Determinación del coeficiente de drenaje

Para determinar la ecuación de diseño se utilizó toda aquella información relacionada con el complejo suelo-cobertura y la información de precipitación obtenida del análisis de frecuencia probabilística de Gumbel, que toma como base la Estación Santa Bárbara. La lámina de escorrentía o el exceso de precipitación fue calculada a partir de la metodología del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS) descrita anteriormente; basándose en dichos cálculos se procedió al cálculo de la infiltración potencial (S) con la Ecuación (35).

$$S = \frac{2540}{85} - 25,40$$

$$S = 4.48 \text{ cm}$$

Luego de obtenida la infiltración potencial se calculó la lámina de escorrentía (E) a partir de la Ecuación (34).

Los valores de escorrentía se calcularon para varios tiempos de drenaje, debiéndose evaluar la escorrentía para una duración de 24 horas, E_{24} , mediante la siguiente ecuación.

$$E_{24} = E * 24 / Td \quad (36)$$

Tabla 4.3. Parámetros para estimar la escorrentía para el complejo Suelo-Cobertura (CN) para la condición de humedad II y Ia =0.2 S (Rojas, 1979)

Cobertura		Condición	Grupo de Suelo			
			A	B	C	D
Uso de la Tierra		Hidrológica	Número de Curva			
Rastrojo Cultivo en Hileras	Hileras rectas		77	868	91	94
	Hileras rectas	Mala	72	81	88	91
	Hileras rectas	Buena	67	78	85	89
	c/curvas de nivel	Mala	70	79	84	88
	c/curvas de nivel	Buena	65	75	82	86
	c/curvas de nivel	Mala	66	74	80	82
	Y terrazas	Buena	62	71	78	81
Cultivo en hileras Estrechas	Hileras rectas	Mala	65	76	84	88
		Buena	63	75	83	87
		Mala	63	74	82	85
		Buena	61	76	81	84
		Mala	61	61	79	82
		Buena	59	59	78	81
Leguminosas en hileras estrechas o forraje en rotación*	Hileras rectas	Mala	66	77	85	89
		Buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	Mala	64	75	83	85
		Buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel	Mala	63	73	80	83
		Y terrazas	Buena	51	67	76
Pastos de Pastoreo		Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel	Mala	47	67	81	88
	Curvas de nivel	Regular	25	59	75	83
	Curvas de nivel	Buena	6	35	70	79
Pasto de corte		Buena	30	58	71	78
Bosque		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Pacios			59	74	82	86
Caminos de tierra**			72	82	87	89
Pavimentos**			74	84	90	92

* Siembra tupida o al voleo

**incluyendo derecho de vía

Donde:

E₂₄	lámina de escorrentía para 24 horas en cm
E	lámina de escorrentía para diferentes tiempos de drenajes en cm
Td	tiempo de drenaje en horas

En la Tabla 4.4 se presenta la información de la escorrentía obtenida para diferentes tiempos de drenaje.

Tabla 4.4. Escorrentía para diferentes tiempos de drenajes.

Tiempo de Drenaje (h)	Lluvia de diseño		Escorrentía	
	mm	Cm	E (cm)	E₂₄ (cm)
1	92,70	9,27	5,45	130,90
2	105,60	10,56	6,60	79,22
3	115,40	11,54	7,49	59,92
6	128,20	12,82	8,67	34,66
9	132,40	13,24	9,06	24,15
12	132,90	13,29	9,10	18,20
24	143,60	14,36	10,10	10,10
48	157,21	15,72	11,38	5,69

Para obtener la ecuación de diseño se calculó el coeficiente de drenaje mediante la ecuación propuesta por Stephen y Mills (1965), tal que:

$$Cd = 4.573 + 1,62 * E_{24} \quad (37)$$

Donde:

Cd	coeficiente de drenaje, en l s ⁻¹
E₂₄	lámina de escorrentía para 24 horas en cm

Para el presente estudio se tomaron los tiempos de drenaje de 12, 24 y 48 horas que es el rango de tiempo considerado con base en la planificación de la finca, obteniéndose los siguientes resultados:

$$Cd_{12} = 34,06 \text{ l/s-ha}$$

$$Cd_{24} = 20,94 \text{ l/s-ha}$$

$$Cd_{48} = 13,79 \text{ l/s-ha}$$

La capacidad de los drenes es determinada mediante una variación de la ecuación del Cyprees Creek (Mc Crory, 1965), expresada por:

$$Q = Cd * A^{5/6} \quad (38)$$

Donde:

Q caudal de diseño en l/s^{-1}
A área a drenar en ha

La aplicación de la ecuación anterior da los siguientes resultados para los diferentes tiempos de drenaje:

$$Q_{12} = 34,06 * A^{5/6}$$

$$Q_{24} = 20,94 * A^{5/6}$$

$$Q_{48} = 13,79 * A^{5/6}$$

4.3.4 Trazado de la red de drenaje: Primera Alternativa

La Hacienda La Glorieta posee una distribución de colectores siguiendo en algunos casos el parcelamiento de las áreas de producción de palma africana, así como el de los potreros existentes; también existe un gran colector principal perimetral de la finca y algunos otros internos de menor magnitud. Esta misma finca posee una red de caños naturales distribuidos en casi toda el área, principalmente en la zona sur, cuya evacuación es hacia el caño La Maroma.

Siguiendo el patrón de comportamiento de las aguas y tomando en cuenta que la hacienda posee un muro perimetral, que si bien es cierto impide la entrada de los flujos superficiales del exterior de la finca, también impide la evacuación por gravedad de los excesos que se producen dentro de la hacienda, por los altos niveles de pluviosidad en la zona; debido a esto es necesario aprovechar al máximo posible los drenajes naturales existentes en la finca, así como también es necesario proceder a la rehabilitación de los canales que actualmente se encuentran construidos. Debido a que las cotas de las rasantes de los canales no permiten la salida del agua por gravedad, se hace necesario establecer un sistema de bombeo para evacuar las aguas fuera de la propiedad.

Adicionalmente, es necesario ejecutar la construcción de un conjunto de canales, como complemento de los existentes, ya que en la hacienda se encuentran áreas donde hay una ausencia total de canales de drenaje que permitan evacuar oportunamente los excedentes de agua, y así evitar una disminución significativa de los niveles de producción, tanto en palma africana como en los otros cultivo existentes o de futura proyección.

El trazado de la nueva red de canales, así como la rehabilitación de los existentes, que incluyen también a los caños naturales, se realizó tomando en cuenta criterios técnicos y económicos, esto con el fin de evitar que se produzcan grandes movimientos de tierra y que se afecten terrenos aptos para la producción. Es importante señalar las consideraciones operativas de la red de canales, con el propósito de facilitar a los técnicos u otro personal de la UNESUR los procedimientos de manejo de la red de colectores.

La red de canales y caños naturales fue etiquetada de la siguiente manera:

1. Los canales principales que conducen las aguas hacia el caño La Maroma y el río Escalante se señalarán de la siguiente forma: CPM-1 ó CPE-56 el significado de las dos primeras letras (CP) es colector principal, las letras M ó E especifica si los flujos drenan hacia el caño La Maroma o hacia el río Escalante respectivamente, así mismo el número especifica su ubicación espacial.

2. Los canales secundarios tendrán las mismas consideraciones que en el caso anterior pero, en lugar de P tendrán una S en referencia a la categoría de secundarios.
3. En cuanto a los caños se etiquetarán de manera similar a los señalados en los casos 1 y 2, pero al ser éstos cauces naturales se le antepondrá la letra N a la categoría de secundario o principal por ejemplo: CNPM-35.

Los colectores principales conducirán el agua a dos (2) almacenamientos temporales, el primero ubicado en el sector nor-oeste de la finca a unos 350 m al oeste de las instalaciones del vivero, paralelo al canal de evacuación de la finca de la Sra. Cira Camacho; el segundo se ubicará en la zona sur-este de la finca y a unos 700 m al este de la vaquera de la hacienda, contiguo a la salida hacia el caño La Maroma; estas lagunas tendrán una capacidad de 40.000 m³ y 60.000 m³ respectivamente, es a partir de estas lagunas donde se procederá al bombeo hacia el río Escalante y hacia el caño La Maroma.

Para el trazado de la red de drenaje se tomó en cuenta las siguientes especificaciones técnicas que permitan una mayor eficiencia en la conducción del agua a través del canal:

1. El canal debe ser capaz de recolectar toda el agua de su área de influencia.
2. El canal debe estar localizado en las partes más bajas del terreno.
3. Deben evitarse en lo posible las curvas fuertes.
4. La pendiente dominante de cada sub-área debe seguir el mismo sentido de la pendiente general de la zona.
5. El trazado se realizará respetando en lo posible el parcelamiento de la hacienda.

También se recomienda que todas las labores de mecanización se ejecuten de manera tal, que se formen una serie de surquillos terciarios, para así facilitar el flujo de las aguas hacia los colectores y los caños, y de esta forma obtener un drenaje eficiente de la finca.

4.3.5. Delimitación del área de influencia de los drenes

En esta etapa se determinaron los límites de las áreas tributarias que concurren a cada uno de los drenes establecidos. El área dominada por cada dren es determinante en el cálculo de la capacidad de dichos canales.

El trazado de la red de drenaje, tanto secundaria como principal, así como sus respectivas líneas de flujo se presentan en la Figura 4.3; asimismo, en la Figura 4.4 se presenta una perspectiva en tres dimensiones de lo referente al área de trazado en donde se evidencia las depresiones y accidentes del terreno al igual que la red de drenaje propuesta y la existente incluyendo los caños naturales, todo con base en la información topográfica presentada por el personal de la UNESUR.

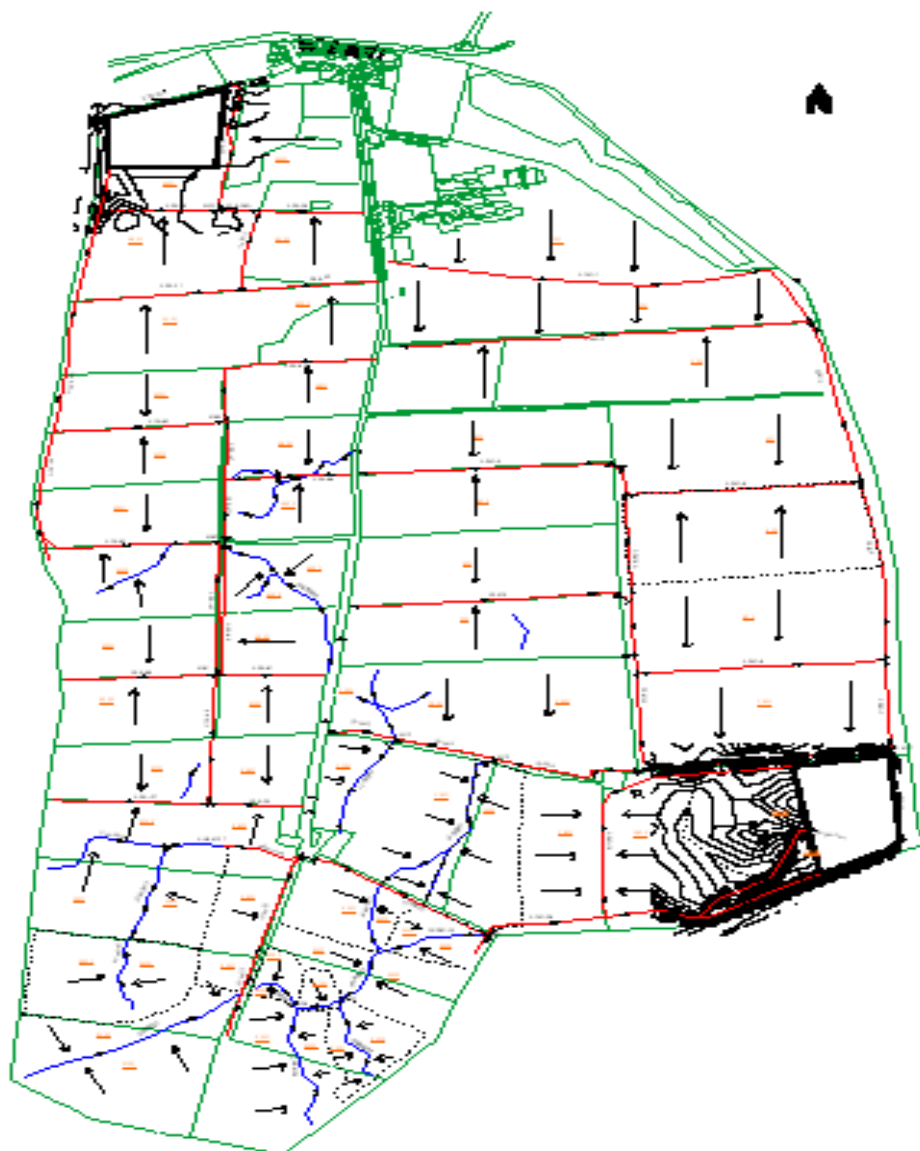


Figura 4.3 Trazado de la Red de Drenaje así como las líneas de flujo.

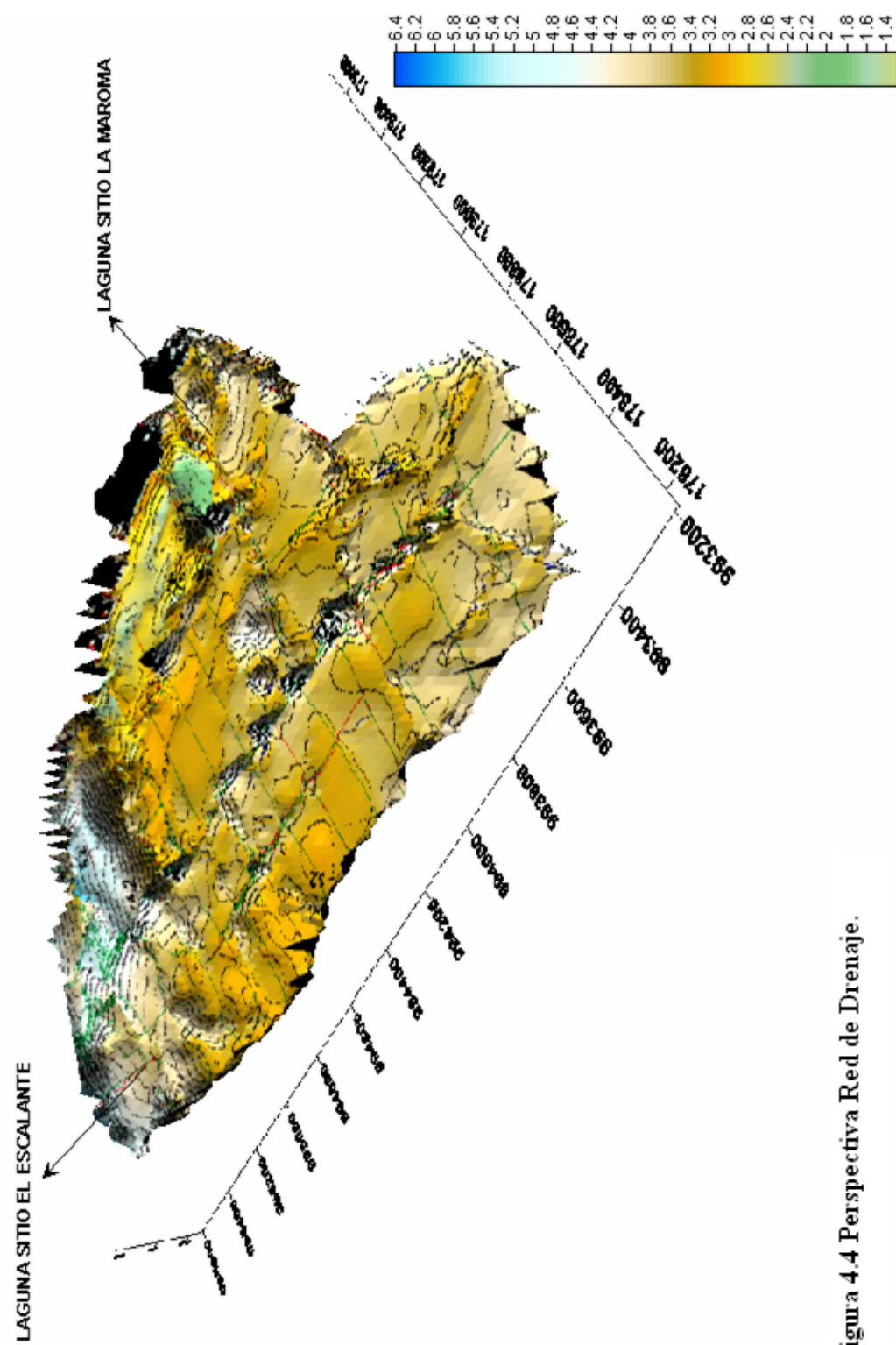


Figura 4.4 Perspectiva Red de Drenaje.

4.4. DIMENSIONAMIENTO DE LA RED DE DRENAJE

Una vez trazada la red se procedió al dimensionamiento de los canales a través de la ejecución de las dos etapas siguientes:

1. Cálculo de la capacidad de los drenes.
2. Diseño hidráulico de los canales.

4.4.1. Cálculo de la capacidad de los drenes

Esta etapa consiste en determinar la capacidad de un dren en cualquier punto que se desee, para este caso se utilizaron dos metodologías, la primera consistió en un Modelo de lluvia-escorrentía (eventos) y la otra basada en la denominada “Regla del 20-40” presentada por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS). En el caso del Modelo lluvia-escorrentía (EVENTOS) se realizó una evaluación de simulación hidrológica descrito en el Capítulo 2. Para ello fue necesario realizar la representación conceptual del sistema real, es decir la descomposición del área en segmento, en la cual se consideraron dos tipos, que se describen a continuación:

- ✓ Segmento de escurrimiento: representa las sub-áreas; son las que aportan el flujo lateralmente a los drenes.
- ✓ Segmento de escorrentía: son los drenes que evacúan los excesos de precipitación proveniente de los diferentes segmentos de escurrimiento.

En las Figuras 4.5 y 4.6 se ilustran la representación conceptual del área de estudio, el cual fue usado como base para la secuencia del cálculo y la aplicación del modelo.

En el Apéndice B se presenta el archivo de entrada para el referido Modelo lluvia-escorrentía.

Al hacer todas las consideraciones para la finca “La Glorieta” se calcularon los diferentes gastos de diseño de cada segmento con el fin de tener la capacidad de cada dren dentro del sistema de drenaje. En el Apéndice B se presenta la salida de la simulación Hidrológica realizada con el Modelo lluvia-escorrentía para un período de retorno de 10 años en la Estación Santa Bárbara (2099).

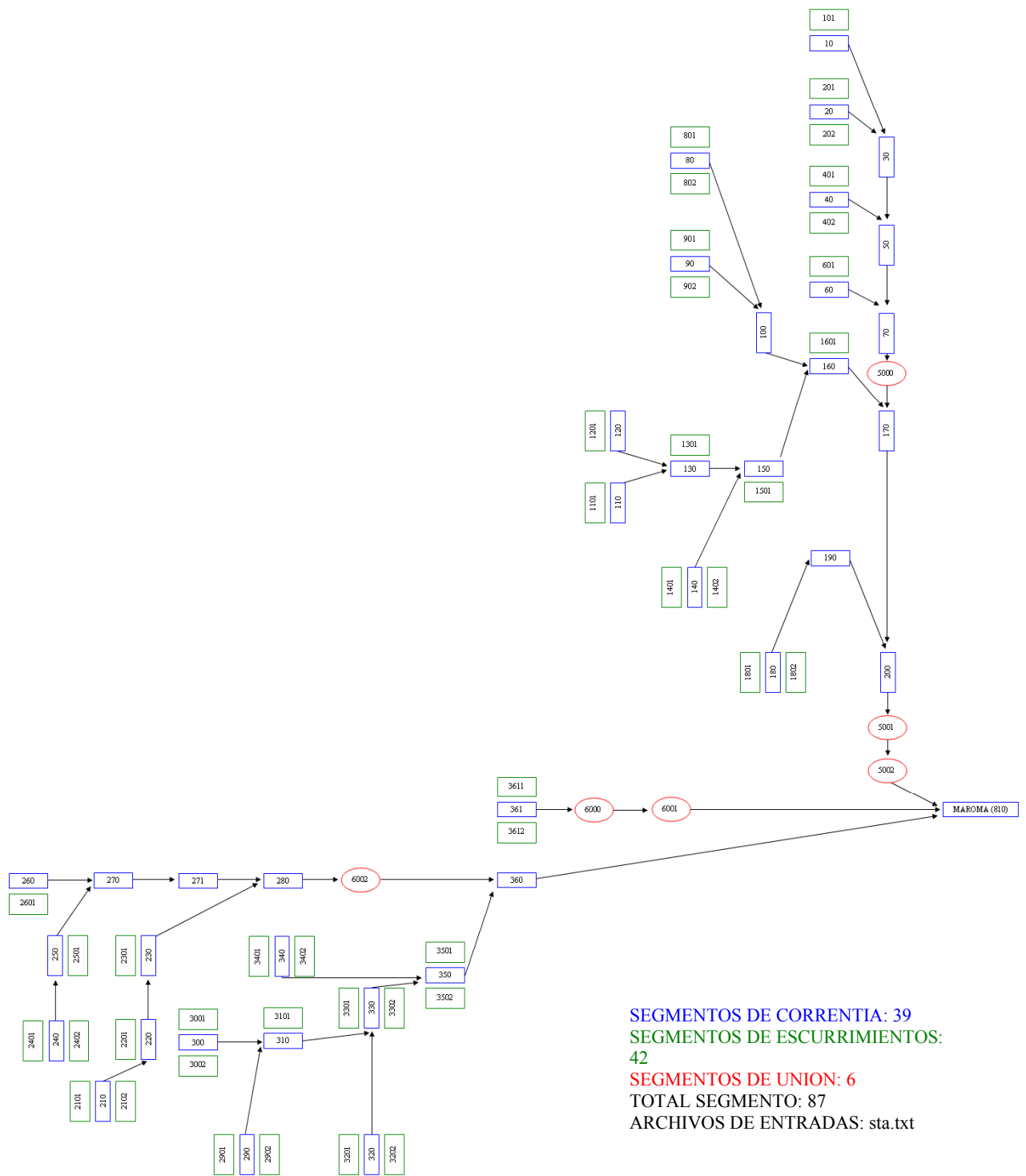
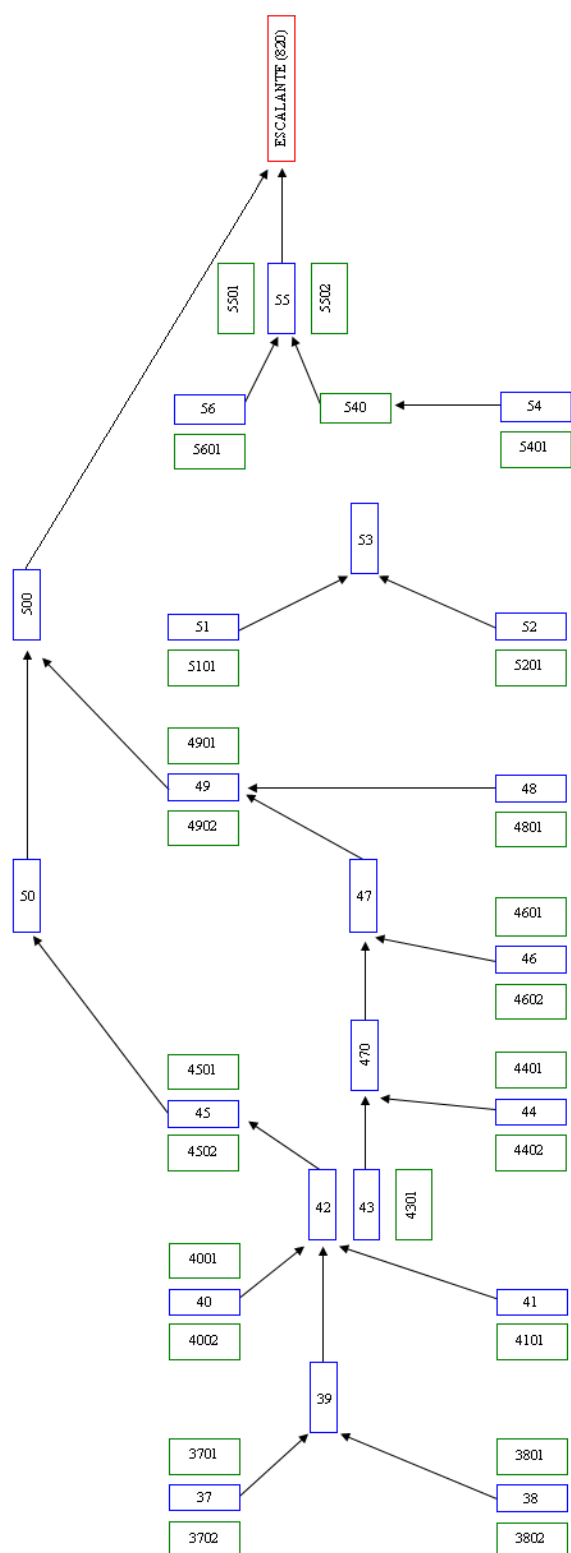


Figura 4.5 Conceptualización del área que drena al caño La Maroma.



SEGMENTOS DE CORRENTIA: 24
 SEGMENTOS DE ESCURRIMIENTOS: 23
 TOTAL SEGMENTO: 47
 ARCHIVOS DE ENTRADAS: staescal.dat
 ARCHIVOS DE SALIDA: alternat.res

Figura 4.6 Conceptualización del área que drena al río Escalante.

La otra metodología considerada fue la llamada “Regla 20-40”; esta consiste en comparar las áreas de influencia de drenes que confluyen a fin de establecer el criterio de diseño. El cálculo de la capacidad de un colector aguas abajo de una intersección puede realizarse de dos formas.

- a) Sumando las capacidades de los colectores que se unen.
- b) Considerando toda el área de la cuenca aguas arriba de la intersección y utilizando un coeficiente de drenaje ponderado (en caso de ser diferente).

La “Regla 20–40” considera 3 casos para el cálculo de la capacidad de un colector en una intersección.

Caso 1.

Cuando el área de drenaje de uno de los drenes representa entre 40 y 60% de área total, en ese caso el caudal se obtiene sumando los caudales de ambos drenes.

$$Q = Q_A + Q_B \quad (39)$$

Donde:

Q es el caudal de diseño aguas debajo de la intersección en l/s

Q_A y Q_B son el caudal de los drenes A y B en l/s

Caso 2.

Cuando la menor área de drenaje representa menos del 20% del área total, en este caso el caudal de diseño se obtiene utilizando la ecuación de diseño con el área total, de manera que:

$$Q = C (A + B)^{5/6} \quad (40)$$

Donde:

A y B son las áreas en hectáreas
C coeficiente de drenaje de ambas áreas en l/s/ha.

Caso 3.

Cuando una de las áreas de drenaje representa entre 20 y 40% del área total; para este caso hay que calcular el caudal, tanto para el caso 1 como para el caso 2 y la diferencia entre ambos se prorratea de acuerdo al porcentaje real. Esta situación puede ser expresada de la siguiente manera:

$$Q = Q_{(A+B)} + (Q_A + Q_B - Q_{(A+B)}) \left(\frac{B}{0,2(A+B)} - 1 \right) \quad (41)$$

Donde:

Q caudal aguas abajo de la intersección en l/s
 $Q_{(A+B)}$ es caudal para el caso 2, Ecuación (19)
 Q_A y Q_B son los caudales de los drenes para las áreas A y B, en ha.
 $(A+B)$ área total en ha
B área menor en ha.

Es de hacer notar la diferencia significativa que se presentan en los caudales obtenido por cada uno de los métodos descritos anteriormente, esto es debido fundamentalmente a que en los caudales calculados a través del modelo influyen factores que el otro método no considera, tales como: la pendiente del terreno, la rugosidad y el transito de caudales a través de los diferentes segmentos, además se considera que toda la precipitación efectiva que cae debe salir en el menor tiempo posible, evitando con esto la posibilidad de que el cultivo sufra inundaciones que puedan sobrepasar el tiempo de tolerancia establecido.

La “Regla del 20-40”, considera la posibilidad de drenar los excesos de agua en las 12 y 48 horas siguientes a la ocurrencia de la lluvia, de esta manera el cultivo permanece inundado por un cierto período de tiempo, similar al tiempo previsto para evacuar las aguas.

Es debido a esto que los caudales obtenidos en la aplicación del modelo se pueden considerar como los caudales máximos a evacuar en el menor tiempo posible.

Por todas estas consideraciones se decidió utilizar para el diseño hidráulico los caudales calculados por la “Regla 20-40”, tomando en cuenta que el tiempo de inundación en la que estará sometido el cultivo, que para nuestro caso es de 12 y 48 horas, no ocasionará daños significativos en el mismo y además la baja en la producción no representará mayores pérdidas en comparación con los costos que ocasionaría el diseñar con caudales superiores generados por el Modelo lluvia-escurrentía (Eventos).

En la Tabla 4.5 se presenta los resultados de la capacidad de los drenes utilizando los criterios de la “Regla 20-40” para la salida al caño La Maroma.

Tabla 4.5. Caudales de diseño calculados con la Regla “20-40”. Salida caño La Maroma.

COLECTOR	NODO DE CONTROL	AREAS DE DRENAJE Ha	AREA TOTAL Ha	Coe-drenaje		AREA EQUIVALENTE ha	AREA TOTAL EQUIVALENTE ha	%	CASO	CAUDAL l/s
				CI	CF					
CPM-1		101	16,13	34,06	34,06	16,13	16,13	100,00		345,62
CSM-2		201	9,56	34,06	34,06	9,56				
		202	11,73	13,79	34,06	3,96	13,52	100,00		298,35
CPM-3						16,13				
						13,52				
							29,65	45,60	1,00	643,97
CSM-4		401	8,02	13,79	34,06	2,71				
		402	8,39	13,79	34,06	2,83				
							5,54	100,00		141,85
CPM-5						29,65				
						5,54				
							35,19	15,74	2,00	662,11
CSM-6		601	8,86	13,79	34,06	2,99	2,99	100,00		84,85

Tabla 4.5. Continuación.

COLECTOR	NODO DE CONTROL	AREAS DE DRENAJE Ha	AREA TOTAL Ha	Coe-drenaje		AREA EQUIVALENTE ha	AREA TOTAL EQUIVALENTE ha	%	CASO	CAUDAL l/s
				CI	CF					
CPM-7						35,19				
						2,99				
							38,18	7,80	2,00	708,67
CSM-8		801	5,51	13,79	34,06	1,86				
CPM-8 ^a		802	6,26	13,79	34,06	2,12				
							3,98	100,00		107,68
CSM-9		901	7,22	13,79	34,06	2,44				
		902	6,65	34,06	34,06	6,65				
							9,09	100,00		214,31
CPM-10						3,98				
						9,09				
							13,07	30,45	3,00	306,74
CNSM-11		1101	1,50	34,06	34,06	1,50	1,50	100,00		47,75
CSM-12		1201	1,57	34,06	34,06	1,57	1,57	100,00		49,60
CSM-13	Q12					1,50				
						1,57				
							3,07	48,86	1,00	97,35
		1301	2,76	34,06	34,06	2,76	2,76			79,37
							5,83	47,34	1,00	176,72
CNSM-14		1401	6,24	34,06	34,06	6,24				
		1402	4,19	34,06	34,06	4,19				
							10,43	100,00		240,33
CSM-15	Q14					5,83				
						10,43				
							16,26	35,85	3,00	379,97
		1501	6,80	34,06	34,06	6,80	6,80			
							23,06	29,49	3,00	489,58
CPM-16	Q15					13,07				
						23,06				
							36,13	36,17	3,00	740,53
		1601	8,58	34,06	34,06	8,58	8,58			
							44,71	19,19	2,00	808,32
CPM-17						38,18				708,67
						44,71				808,32
							82,89	46,07	1,00	1516,99
CSM-18		1801	4,62	34,06	34,06	4,62				
		1802	5,4	34,06	34,06	5,40				
							10,02	100,00		232,43
CSM-19							10,02			232,43
CPM-20						82,89				
						10,02				
							92,91	10,78	2,00	1516,99
CNSM-21		2101-2102	7,70	34,06	34,06	7,70	7,70	100,00		186,63

Tabla 4.5. Continuación.

COLECTOR	NODO DE CONTROL	AREAS DE DRENAJE Ha	AREA TOTAL ha	Coe-drenaje		AREA EQUIVALENTE ha	AREA TOTAL EQUIVALENTE ha	%	CASO	CAUDAL l/s
				CI	CF					
CSM-22						7,70				
		2201	0,76	34,06	34,06	0,76				
							8,46	8,98	2,00	201,86
CSM-23						8,46				
CNSM-24		2401-2402	5,01	34,06	34,06	5,01	5,01	100,00		130,45
		2301	2,50	34,06	34,06	2,50				
							10,96	22,81	3,00	253,90
CNSM-25						5,01				
		2501	2,50	34,06	34,06	2,50				
							7,51	33,29	3,00	196,58
CNSM-26		2601	4,17	34,06	34,06	4,17	4,17	100,00		111,95
CNSM-27						7,51				
CSM-27 ^a						4,17				
							11,68	35,70	3,00	288,15
CSM-28						10,96				253,90
						11,68				288,15
							22,64	48,41	1,00	542,05
CNSM-29		2901-2902	6,10	34,06	34,06	6,10	6,10	100,00		153,70
CNPM-30		3001-3002	0,82	34,06	34,06	0,82	0,82	100,00		28,87
CNPM-31	Q30					6,10				
						0,82				
							6,92	11,85	2,00	170,74
		3101	0,54	34,06	34,06	0,54	0,54			
							7,46	7,24	2,00	181,77
CNSM-32		3201-3202	2,07	34,06	34,06	2,07	2,07	100,00		62,45
CNPM-33	Q32					7,46				
						2,07				
							9,53	21,72	3,00	224,76
		3301-3302	2,67	34,06	34,06	2,67	2,67			
							12,20	21,88	3,00	276,26
CNSM-34		3401-3402	3,26	34,06	34,06	3,26	3,26	100,00		91,18
CNPM-35	Q34					12,20				
						3,26				
							15,46	21,10	3,00	335,33
		3501-3502	2,21	34,06	34,06	2,21	2,21			
							17,67	12,51	2,00	372,91
CPM-36						22,64				542,05
						17,67				372,91
							40,31	43,83	1,00	914,96
CNSM-36 ^a		3601-3602	4,68	34,06	34,06	4,68	4,68	100,00		123,25

Tabla 4.5. Continuación.

COLECTOR	NODO DE CONTROL	AREAS DE DRENAJE Ha	AREA TOTAL ha	Coe-drenaje		AREA EQUIVALENTE ha	AREA TOTAL EQUIVALENTE ha	%	CASO	CAUDAL l/s
				CI	CF					
Ma			174,98			40,31				
						4,68				
							44,99	10,40	2,00	812,53
							92,91			
							137,90	32,62	3,00	
										2213,50

Y para la salida del río Escalante los resultados se reflejan en la Tabla 4.6 con las capacidades de los drenes respectivos utilizando los criterios de la “Regla 20-40”.

Tabla 4.6. Caudales de diseño calculados con la Regla “20-40”. Salida al río Escalante.

COLECTOR	NODO DE CONTROL	AREAS DE DRENAJE Ha	AREA TOTAL ha	Coe-drenaje		AREA EQUIVALENTE ha	AREA TOTAL EQUIVALENTE ha	%	CASO	CAUDAL l/s
				CI	CF					
CSE-37		3702	3,65	34,06	34,06	3,65				
		3701	2,34	34,06	34,06	2,34				
							5,99	100,00		151,39
CSE-38		3801	2,79	34,06	34,06	2,79				
		3802	1,66	34,06	34,06	1,66				
							4,45	100,00		118,18
CPE-39						5,99				151,39
						4,45				118,18
							10,44	42,62	1,00	269,57
CSE-40		4001	3,5	34,06	34,06	3,50				
		4002	3,68	34,06	34,06	3,68				
							7,18	100,00		176,07
CSE-41		4101	2,56	34,06	34,06	2,56	2,56	100,00		74,55
CPE-42	Q41					10,44				269,57
						7,18				176,07
							17,62	40,75		445,64
							2,56			
							20,18	12,68	2,00	416,56
CSE-43		4301	2,85	34,06	34,06	2,85	2,85	100,00		81,52
CNSE-44		4401	1,74	34,06	34,06	1,74				
		4402	1,41	34,06	34,06	1,41				
							3,15	100,00		88,61
CPE-47 ^a						2,85				81,52
						3,15				88,61
							6,00	47,50	1,00	170,13

Tabla 4.6. Continuación.

COLECTOR	NODO DE CONTROL	AREAS DE DRENAJE Ha	AREA TOTAL ha	Coe-drenaje		AREA EQUIVALENTE ha	AREA TOTAL EQUIVALENTE ha	%	CASO	CAUDAL l/s
				CI	CF					
CPE-45										
							20,18			
		4501	4,1	34,06	34,06	4,10				
		4502	4,31	34,06	34,06	4,31				
							8,41			
							28,59	29,41	3,00	585,38
CSE-46		4601	2,86	34,06	34,06	2,86				
		4602	3,09	34,06	34,06	3,09				
							5,95	100,00		150,55
CPE-47						6,00				170,00
						5,95				150,55
							11,95	49,79	1,00	320,55
CSE-48		4801	3,06	34,06	34,06	3,06	3,06	100,00		86,50
CPE-49	Q48						11,95			
							3,06			
							15,01	20,38	3,00	326,09
		4901	3,45	34,06	34,06	3,45				
		4902	3,8	34,06	34,06	3,80				
							7,25	100,00		177,50
							15,01			503,59
							22,26	32,57	3,00	484,07
CPE-50							28,59			585,38
CPE-50A							28,59			585,38
							22,26			484,06
							50,85	43,77	1,00	1069,44
CSE-51		5101	4,69	34,06	34,06	4,69	4,69	100,00		123,47
CSE-52		5201	4,23	34,06	34,06	4,23	4,23	100,00		113,29
CPE-53						4,69				123,47
						4,23				113,29
							8,92	47,42	1,00	236,76
CSE-54		5401	3,61	34,06	34,06	3,61	3,61			99,27
CPE-54A						8,92				
						3,61				
							12,53	28,81	3,00	293,34
CPE-55		5601	5,01	34,06	34,06	5,01	5,01			
							5,01	100,00		130,45
CSE-56	Q55					12,53				
						5,01				
							17,54	28,40	3,00	387,69
		5501	5,06	34,06	34,06	5,06				
		5502	6,75	34,06	34,06	6,75				
							11,81			266,55
							17,54			
							29,35	40,23	1,00	654,24

Tabla 4.6. Continuación.

COLECTOR	NODO DE CONTROL	AREAS DE DRENAJE Ha	AREA TOTAL ha	Coe-drenaje		AREA EQUIVALENTE ha	AREA TOTAL EQUIVALENTE ha	%	CASO	CAUDAL l/s
				CI	CF					
Es			80,2			29,35				
						50,85				
							80,2	36,59	3	1442,85

En la Tabla 4.7 y 4.8 se presentan los resultados tanto del modelo de lluvia-escorrentía como los obtenidos por la “Regla 20-40”.

Tabla 4.7. Comparación entre los caudales de diseños calculados a través de la “Regla 20-40” y el modelo lluvia escorrentía (eventos). Con salida al caño La Maroma.

Nomenclatura COLECTOR Regla 20-40	CAUDAL 20-40 m3/s	CAUDAL eventos m3/s	Nomenclatura COLECTOR EVENTOS
CPM-1	0,34562	0,4508	CPM-10
CSM-2	0,29835	0,3806	CSM-20
CPM-3	0,64397	0,8311	CPM-30
CSM-4	0,14185	0,1568	CSM-40
CPM-5	0,66211	0,9861	CPM-50
CSM-6	0,08485	0,0846	CSM-60
CPM-7	0,70867	1,0686	CPM-70
CSM-8	0,10768	0,1131	CSM-80
CSM-9	0,21431	0,2563	CSM-90
CPM-10	0,30674	0,3692	CPM-100
CNSM-11	0,04775	0,0425	CNSM-110
CSM-12	0,0496	0,0443	CSM-120

Tabla 4.7. Continuación.

Nomenclatura COLECTOR Regla 20-40	CAUDAL 20-40 m3/s	CAUDAL eventos m3/s	Nomenclatura COLECTOR EVENTOS
CSM-13	0,17672	0,1642	CSM-130
CNSM-14	0,24033	0,293	CNSM-140
CSM-15	0,48958	0,6458	CSM-150
CPM-16	0,80832	1,2521	CPM-160
CPM-17	1,51699	2,3193	CPM-170
CSM-18	0,23243	0,282	CSM-180
CSM-19	0,23243	0,2818	CSM-190
CPM-20	1,51699	2,6005	CPM-200
CNSM-21	0,18663	0,217	CNSM-210
CSM-22	0,20186	0,2383	CSM-220
CSM-23	0,2539	0,3084	CSM-230
CNSM-24	0,13045	0,141	CNSM-240
CNSM-25	0,19658	0,2111	CNSM-250
CNSM-26	0,11195	0,117	CNSM-260
CNSM-27		0,3281	CNSM-270
CSM-27 ^a	0,28815	0,328	CSM-271
CSM-28	0,54205	0,6362	CSM-280
CNSM-29	0,1537	0,1715	CNSM-290

Tabla 4.7. Continuación.

Nomenclatura COLECTOR Regla 20-40	CAUDAL 20-40 m3/s	CAUDAL eventos m3/s	Nomenclatura COLECTOR EVENTOS
CNPM-30	0,02887	0,0233	CNPM-300
CNPM-31	0,18177	0,21	CNPM-310
CNSM-32	0,06245	0,0587	CNSM-320
CNPM-33	0,27626	0,3439	CNPM-330
CNSM-34	0,09118	0,0918	CNSM-340
CNPM-35	0,37291	0,4978	CNPM-350
CPM-36	0,91496	1,1323	CPM-360
CNSM-36 ^a	0,12325	0,1324	CNSM-361
Maroma	2,21350	3,8603	MAROMA 810

Tabla 4.8. Comparación entre los caudales de diseños calculados a través de la “Regla 20-40” y el modelo lluvia escorrentía (eventos). Con salida al río Escalante.

Nomenclatura COLECTOR Regla 20-40	CAUDAL 20-40 m3/s	CAUDAL eventos m3/s	Nomenclatura COLECTOR eventos
CSE-37	0,15139	0,1694	37
CSE-38	0,11818	0,1257	38
CPE-39	0,26957	0,295	39
CSE-40	0,17607	0,2027	40
CSE-41	0,07455	0,0723	41
CPE-42	0,41656	0,5695	42

Tabla 4.8. Continuación.

Nomenclatura	CAUDAL	CAUDAL	Nomenclatura
COLECTOR	20-40	eventos	COLECTOR
Regla 20-40	m3/s	m3/s	eventos
CSE-43	0,08152	0,0807	43
CNSE-44	0,08861	0,0895	44
CPE-47 ^a	0,17013	0,1701	470
CPE-45	0,58538	0,8055	45
CSE-46	0,15055	0,1681	46
CPE-47	0,32055	0,3381	47
CSE-48	0,0865	0,0866	48
CPE-49	0,48407	0,6289	49
CPE-50	0,58538	0,845	50
CPE-50A	1,06944	1,4326	500
CSE-51	0,12347	0,1322	51
CSE-52	0,11329	0,1192	52
CPE-53	0,23676	0,2514	53
CSE-54	0,09927	0,1017	54
CPE-54A	0,29334	0,3528	540
CPE-55	0,13045	0,8249	55
CSE-56	0,65424	0,1407	56
Escalante	1,44285	2,2527	Escalante 820

CAPITULO 5

DISEÑO HIDRÁULICO

En la formulación de alternativas para el sistema de drenaje superficial en la finca La Glorieta, fue necesario hacer frente a diferentes factores, la combinación de ellos será siempre la que permita el diseño definitivo.

Para el diseño hidráulico se presentaron condiciones limitantes, siendo una de las más importantes las bajas pendientes de los terrenos de la finca, las cuales oscilan entre 0,4 ‰ a 0,6 ‰ en el colector principal y en los colectores secundarios.

El diseño se inició a partir de los niveles altimétricos presentados en la topografía general, así como en los levantamientos realizados a la red de canales y caños naturales existentes en el área. Esta información fue suministrada por la UNESUR y se consideró que éstos representaban en forma fidedigna las condiciones de la Hacienda.

Para el procesamiento de esa información básica fue necesario la utilización de sistemas computarizados de manejo de información plani-altimétrica, como es el caso SURFER V.8 de la GOLDEN SOFTWARE, así como de Sistemas de Información Geográfica (SIG) y otros, ya que la información presentada no reunía los requisitos adecuados para este tipo de proyecto, por lo que fue necesario complementar dicha información. Con base en estas consideraciones se procedió al trazado de la rasante de los colectores principales y secundarios con pendientes mínimas que satisfagan el funcionamiento del sistema, para de esta forma evitar, en lo posible, cualquier tipo de desorden hidráulico.

Los perfiles de los diferentes colectores, con su respectiva rasante, se presentan en los Mapas 2, 3 y 4. Anexo I.

El diseño final resultó de sopesar las diferentes alternativas formuladas, tomando en cuenta que nunca se podrá eliminar todos los riesgos y desventajas, aunque si asegurar que la influencia negativa sea la menor posible.

5.1. HIDRÁULICA DE LOS CANALES DE DRENAJE

El diseño hidráulico de los canales se determinó en base a la ecuación de Manning, expresada por:

$$Q = A \frac{1}{2} R^{2/3} S_0^{1/2} \quad (42)$$

$$A = bY + mY^2 \quad (43)$$

$$Am = b(Ym) + m(Ym)^2 \quad (44)$$

$$Tm = b + 2m(Ym) \quad (45)$$

$$Pm = b + 2Y\sqrt{1 + m^2} \quad (46)$$

Donde:

b	ancho de la base o plantilla del canal en m.
Y	tirante del agua del canal en m.
Ym	Profundidad de corte del canal en m.
m	pendiente de la inclinación del talud
Tm	ancho del canal en m
A	área hidráulica del canal en m ²
Am	área de la sección el canal en m ²
Pm	perímetro mojado del canal en m.

5.2. COMPONENTES HIDRÁULICOS

5.2.1. Taludes del canal

La inclinación de las paredes laterales del canal depende principalmente del tipo de suelo, es decir de sus propiedades mecánicas; atendiendo a los tipos de suelo presentes en la zona, se estableció un talud, $m = 1,5$; este talud garantizará una estabilidad adecuada para los canales principales y secundarios y para el redimensionamiento de los existentes. En el caso de los caños naturales, no se consideran modificaciones importantes, solamente conformación de los taludes y rectificaciones de la pendiente del terreno, ya que las mismas han sufrido importantes alteraciones producto de la sedimentación y la falta de un programa de mantenimiento adecuado.

- ***Profundidad o Tirante Normal del Canal.***

La profundidad del canal, Y , se definió de acuerdo a los siguientes factores.

1. Descarga del canal.
 2. Tipo de maquinaria de construcción.
-
1. Descarga del canal: tomando en cuenta las bajas pendientes existentes y considerando el caudal de conducción, fue necesario dimensionar tirantes hidráulicos reducidos tanto en los secundarios como en los colectores principales, esto para evitar construir bermas a los lados de los canales. El tirante hidráulico del colector principal no debe sobrepasar la diferencia de rasantes entre el dren secundario considerado y el colector principal, más el tirante del secundario; es decir:

$$Y_2 \leq Y_1 + dr \quad (47)$$

Donde:

Y_2 tirante del canal principal en m.

Y_1 tirante del canal secundario Norte-Sur en m.

Dr diferencia entre las rasantes en m.

5.2.2. Borde libre

Los canales fueron diseñados con un borde libre equivalente a 10% del tirante normal cuando éste sea mayor de 1 m; en el caso de que el tirante normal fuera menor de 1 m, el borde libre será como mínimo 10 cm.

5.2.3. Plantilla o base del canal

El ancho de la base, b , del canal depende del tirante hidráulico que se quiere lograr, para ello fue necesario adoptar plantillas o anchos que pudieran cumplir con dicho requisito y además que presenten facilidad de construcción con la maquinaria disponible de la empresa constructora.

5.2.4. Pendiente de la rasante del canal

Este valor debe coincidir aproximadamente con la pendiente general del perfil longitudinal del terreno donde se construirá el canal. El rango de pendientes utilizado para este estudio está comprendido entre 0,4‰ y 0,6‰ para los canales principales y secundarios, valores estos que son frecuentes en la Hacienda “La Glorieta”.

5.2.5. Coeficiente de rugosidad de Manning

De acuerdo a los distintos tipos de suelos presentes en el área, el coeficiente de rugosidad, n , de Manning fue de 0,030 para los canales y 0,035 para los caños naturales.

La Tabla 5.1. Permite escoger dicho coeficiente en función de las condiciones del canal, considerando el grado de limpieza y el desarrollo de la vegetación del cauce.

5.2.6. Velocidad de Diseño

En cuanto a la velocidad de diseño, es casi imposible ajustarse a la velocidad ideal, que para el tipo de material es 0,6 m/s, esto debido fundamentalmente a las bajas pendientes de cada uno de los canales. Las bajas velocidades adoptadas se traducirán en un mayor requerimiento de las labores de conservación y mantenimiento de los canales.

Tabla 5.1. Coeficiente de rugosidad, n, de Manning

Condiciones del Canal	n
Canales muy limpio	0,022 – 0,030
Canales limpios	0,029 – 0,050
Canales ligeramente vegetados	0,040 – 0,067
Canales fuertemente vegetados	0,067 – 0,200

En la Tabla 5.2. Se presentan los valores de velocidad permisible, de acuerdo al tipo de material presente en los canales.

Tabla 5.2. Velocidades máximas de flujo y diferentes pendientes de talud (1: m).

Tipo de Material	Velocidades máximas (m)	Talud
Suelos pesados	0,6 – 0,8	1 : 3/4 a 1: 2
Arcillo-arenosos	0,3 – 0,6	1:1,5 a 1: 2,5
Arena fina	0,15 – 0,30	1: 2 a 1: 4 ó menos
Arena fina	0,20 – 0,50	1: 1,5 a 1: 3
Turba compacta	0,30 – 0,60	1: 1 a 1: 2
Turba	0,15 – 0,30	1: 2 a 1: 4 ó menos

En la Tabla 5.3. Se presenta la información de los drenes colectores, y el tipo de tratamiento a realizar; así mismo en la Figura 5.1, se presentan a manera de ilustración dos de las características hidráulicas del sistema de drenaje para el área de estudio y el resto de ellas en el Apéndice G.

Tabla 5.3 Tipo de tratamiento o acondicionamiento para los diferentes canales y caños.

COLECTOR	TIPO	IDENTIFICACION DEL PERFIL	PROGRESIVA (m)		LONGITUD m	TIPO DE ACONDICIONAMIENTO
			DESDE	HASTA		
CPM-1	CANAL	1-3-5-7	0+000,00	0+812,41	812,41	CONSTRUCCIÓN
CSM-2	CANAL	2	0+000,00	0+718,89	718,89	RECTIFICACIÓN
CPM-3	CANAL	1-3-5-7	0+812,41	1+169,09	356,68	RECTIFICACIÓN
CSM-4	CANAL	4	0+000,00	0+403,20	403,20	RECTIFICACIÓN
CPM-5	CANAL	1-3-5-7	1+169,09	1+570,61	401,51	RECTIFICACIÓN
CSM-6	CANAL	6	0+000,00	0+428,38	428,38	RECTIFICACIÓN
CPM-7	CANAL	1-3-5-7	1+570,61	1+759,85	189,24	RECTIFICACIÓN
CSM-8	CANAL	8-8A-10-16-17-20	0+000,00	0+457,21	457,21	CONSTRUCCIÓN
CPM-8A	CANAL	8-8A-10-16-17-20	0+457,21	0+756,73	299,52	RECTIFICACIÓN
CSM-9	CANAL	9	0+000,00	0+491,78	491,78	CONSTRUCCIÓN
CPM-10	CANAL	8-8A-10-16-17-20	0+756,73	1+139,15	382,42	RECTIFICACIÓN
CNSM-11	CAÑO	11	0+000,00	0+241,08	241,08	CONFORMACIÓN
CSM-12	CANAL	12-13-15	0+000,00	0+121,86	121,86	RECTIFICACIÓN
CSM-13	CANAL	12-13-15	0+121,86	0+296,66	174,81	RECTIFICACIÓN
CNSM-14	CAÑO	14	0+000,00	0+382,14	382,14	CONFORMACIÓN
CSM-15	CANAL	12-13-15	0+296,66	0+587,37	290,71	RECTIFICACIÓN
CPM-16	CANAL	8-8A-10-16-17-20	1+139,15	1+544,25	405,10	RECTIFICACIÓN
CPM-17	CANAL	8-8A-10-16-17-20	1+544,25	1+584,69	40,45	RECTIFICACIÓN
CSM-18	CANAL	18-19	0+000,00	0+364,01	364,01	CONSTRUCCIÓN
CSM-19	CANAL	18-19	0+364,01	0+598,64	234,63	RECTIFICACIÓN
CNSM-21	CAÑO	21	0+000,00	0+418,65	418,65	CONFORMACIÓN
CSM-22	CANAL	22-23	0+000,00	0+200,40	200,40	RECTIFICACIÓN
CSM-23	CANAL	22-23	0+200,40	0+419,81	219,41	RECTIFICACIÓN
CNSM-24	CAÑO	24-25	0+000,00	0+179,21	179,21	CONFORMACIÓN
CNSM-25	CAÑO	24-25	0+179,21	0+386,53	207,32	CONFORMACIÓN
CNSM-26	CAÑO	26-27-27A-28	0+000,00	0+248,11	248,11	CONFORMACIÓN
CNSM-27	CAÑO	26-27-27A-28	0+248,11	0+344,41	96,30	CONFORMACIÓN
CSM-27A	CANAL	26-27-27A-28	0+344,41	0+489,26	144,85	CONSTRUCCIÓN
CSM-28	CANAL	26-27-27A-28	0+489,26	0+850,21	360,95	RECTIFICACIÓN
CNSM-29	CAÑO	29	0+000,00	0+285,70	285,70	CONFORMACIÓN
CNPM-30	CAÑO	30-31-33-35	0+000,00	0+104,92	104,92	CONFORMACIÓN
CNPM-31	CAÑO	30-31-33-35	0+104,92	0+186,65	81,74	CONFORMACIÓN
CNSM-32	CAÑO	32	0+000,00	0+202,92	202,92	CONFORMACIÓN
CNPM-33	CAÑO	30-31-33-35	0+186,65	0+330,57	143,92	CONFORMACIÓN
CNSM-34	CAÑO	34	0+000,00	0+161,83	161,83	CONFORMACIÓN
CNPM-35	CAÑO	30-31-33-35	0+330,57	0+509,60	179,03	CONFORMACIÓN
CPM-36	CANAL	36	0+000,00	0+661,11	661,11	RECTIFICACIÓN
CNSM-36A	CAÑO	36A	0+000,00	0+281,67	281,67	CONFORMACIÓN

Tabla 5.3 (Continuación).

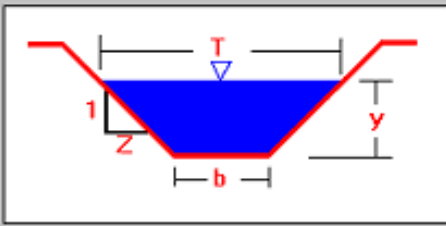
COLECTOR	TIPO	IDENTIFICACION DEL PERFIL	PROGRESIVA (m)		LONGITUD m	TIPO DE ACONDICIONAMIENTO
			DESDE	HASTA		
CSE-37	CANAL	37-39-42-45	0+000,00	0+279,73	279,73	CONSTRUCCIÓN
CSE-38	CANAL	38	0+000,00	0+153,39	153,39	CONSTRUCCIÓN
CPE-39	CANAL	37-39-42-45	0+279,73	0+571,41	291,68	CONSTRUCCIÓN
CSE-40	CANAL	40	0+000,00	0+244,39	244,39	CONSTRUCCIÓN
CSE-41	CANAL	41	0+000,00	0+195,60	195,60	CONSTRUCCIÓN
CPE-42	CANAL	37-39-42-45	0+571,41	0+866,30	294,89	CONSTRUCCIÓN
CSE-43	CANAL	43	0+000,00	0+280,01	280,01	CONSTRUCCIÓN
CNSE-44	CAÑO	44	0+000,00	0+361,54	361,54	CONFORMACIÓN
CPE-45	CANAL	37-39-42-45	0+866,30	1+180,87	314,57	CONSTRUCCIÓN
CSE-46	CANAL	46	0+000,00	0+220,69	220,69	CONSTRUCCIÓN
CPE-47A	CANAL	47A-47-49	0+000,00	0+135,62	135,62	CONSTRUCCIÓN
CPE-47	CANAL	47A-47-49	0+135,62	0+267,12	131,50	CONSTRUCCIÓN
CSE-48	CANAL	48	0+000,00	0+298,44	298,44	CONSTRUCCIÓN
CPE-49	CANAL	47A-47-49	0+267,12	0+568,41	301,29	CONSTRUCCIÓN
CPE-50	CANAL	50-50 ^a	0+000,00	0+246,76	246,76	RECTIFICACIÓN
CPE-50A	CANAL	50-50 ^a	0+246,76	0+836,12	589,36	RECTIFICACIÓN
CSE-51	CANAL	51-53-54 ^a	0+000,00	0+276,24	276,24	CONSTRUCCIÓN
CSE-52	CANAL	52	0+000,00	0+234,22	234,22	CONSTRUCCIÓN
CPE-53	CANAL	51-53-54 ^a	0+276,24	0+457,22	180,98	CONSTRUCCIÓN
CPE-54A	CANAL	51-53-54 ^a	0+457,22	0+529,40	72,18	CONSTRUCCIÓN
CSE-54	CANAL	54	0+000,00	0+182,32	182,32	CONSTRUCCIÓN
CPE-55	CANAL	56-55	0+000,00	0+197,32	197,32	CONSTRUCCIÓN
CSE-56	CANAL	56-55	0+197,32	0+545,49	348,18	CONSTRUCCIÓN

Figura 5.1. Alternativa 1. Diseño Hidráulico del CPM-1 y CSM-2.

Lugar:	HACIENDA LA GLORIETA	Proyecto:	DRENAJE
Tramo:	CPM-1	Revestimiento:	TIERRA

Datos :

Caudal (Q)	0.346	m ³ /s
Ancho de solera (b)	0.8	m
Talud (Z)	1.5	
Rugosidad (n)	0.030	
Pendiente (S)	.00217	m/m



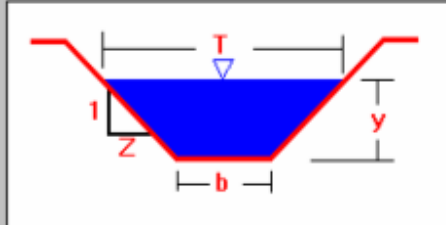
Resultados :

Tirante normal (y)	0.4007	m	Perímetro (p)	2.2447	m
Area hidráulica (A)	0.5614	m ²	Radio hidráulico (R)	0.2501	m
Espejo de agua (T)	2.0020	m	Velocidad (v)	0.6164	m/s
Número de Froude (F)	0.3716		Energía específica (E)	0.4200	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Subcrítico				

Lugar:	HACIENDA LA GLORIETA	Proyecto:	DRENAJE SUP.
Tramo:	CSM-2	Revestimiento:	TIERRA

Datos :

Caudal (Q)	0.298	m ³ /s
Ancho de solera (b)	0.8	m
Talud (Z)	1.5	
Rugosidad (n)	0.030	
Pendiente (S)	.00045	m/m



Resultados :

Tirante normal (y)	0.5515	m	Perímetro (p)	2.7884	m
Area hidráulica (A)	0.8974	m ²	Radio hidráulico (R)	0.3218	m
Espejo de agua (T)	2.4545	m	Velocidad (v)	0.3321	m/s
Número de Froude (F)	0.1753		Energía específica (E)	0.5571	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Subcrítico				

5.3. ALTERNATIVA 1. EVACUACIÓN HACIA EL CAÑO LA MAROMA Y EL RÍO ESCALANTE

5.3.1. Levantamiento plani-altimétrico de las zonas de evacuación de los excesos hacia el río Escalante y el caño La Maroma

La Hacienda La Glorieta posee dos sitios obligados para la instalación de los sistemas de evacuación de las aguas por medio de bombeo, estos son: el río Escalante que evacuaría la escorrentía del sector oeste correspondiente a unas 80 ha y el caño La Maroma que dispondría de los excedentes de 175 ha del sector este de la Hacienda.

Debido a que estos dos sitios no poseían información topográfica, que permitiera la proyección de las obras de infraestructura para disposición final de los excesos de agua, se procedió a realizar un levantamiento plani-altimétrico de las alternativas consideradas; esta actividad consistió en la utilización de una estación total electrónica marca Leyca Mod. TC-307, este aparato permite generar un conjunto de información topográfica, que al ser transferida al computador y juntamente con el programa SURFER V.8 anteriormente señalado, permitió la generación de un conjunto de mapas con la información fidedigna de la zona levantada.

El levantamiento se inició a partir de puntos de coordenadas UTM conocidas, que fueron suministrados por los técnicos de la UNESUR; este trabajo constó de dos etapas:

- Trabajo de campo cuyas sub-actividades están referidas a limpieza y desmonte del área a levantar, ubicación de los puntos de coordenadas UTM y toma de información, a través del taquímetro electrónico, para las diferentes alternativas.
- Trabajo de procesamiento de la información levantada en campo, verificación de la consistencia y calidad de los datos y posterior elaboración de los diferentes mapas.

Se consideraron las siguientes dos zonas de evacuación de las aguas hacia el río Escalante, procediéndose a su respectivo levantamiento planialtimétrico:

- **Zona 1:**

Área para el establecimiento de una estación de bombeo en la esquina nor-oeste de la Hacienda, límite con el canal de drenaje de la finca de la Sra. Cira Camacho, a unos 80 m de la alcantarilla que atraviesa la carretera a San Carlos del Zulia.

Línea de impulsión desde la Hacienda La Glorieta, progresiva **0+000,00**; hasta la margen derecha del río Escalante, progresiva **0+188,18**; ésta contempla el perfil longitudinal y la planta de la tubería.

- **Zona 2:**

Lugar donde se ubicará la estación de bombeo; esta es un área localizada en la mitad del canal llamado del “Guajiro”, en donde comienza una cerca de división entre los terrenos de la UNESUR y los terrenos ocupados por la familia Guajira, contiguo al canal antes mencionado.

Levantamiento planialtimétrico de la línea de impulsión desde la Hacienda, progresiva **0+000,00**; hasta la margen derecha del río Escalante localizada en la progresiva **0+163,76**.

De estas dos zonas la que tiene mayor factibilidad es la número 2, ya que es la de menor longitud, presentando las menores dificultades en cuanto a la permisología a obtener, debido al paso por terrenos y estructuras de terceros; además, desde el punto de vista operativo es la que ofrece mayores ventajas en vista a la cercanía de las instalaciones de la UNESUR, permitiendo el fácil acceso de maquinaria y personal.

La información de los levantamientos, de las Alternativas 1 y 2, en la que se incluyen los perfiles longitudinales y las respectivas plantas, se presenta en el Mapa 6. Anexo I.

En cuanto a la evacuación de las aguas hacia el caño La Maroma, se realizó un levantamiento topográfico que incluyó 21 secciones transversales y una sección longitudinal desde el pozo que se forma en la confluencia de los canales existentes en la progresiva **0+000,00** hasta 25 m después del puente sobre el caño La Maroma, progresiva **0+329,49**.

También se realizó el levantamiento del área en donde se ubicará la estación de Bombeo, esta se dispondrá en un terreno contiguo al canal de salida hacia La Maroma. La información correspondiente a este levantamiento se presenta en el Apéndice C, y en el Mapa 7 Anexo I.

5.3.2. Estaciones de Bombeo

Con base en el estudio hidrológico se puede concluir que los caudales a evacuar, por el sistema de drenaje, son de una cuantía importante, tanto para el caño La Maroma ($2,214 \text{ m}^3/\text{s}$), como para el río Escalante ($1,443 \text{ m}^3/\text{s}$); esto obliga a tener en consideración las recomendaciones del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS) a los efectos de determinar el caudal a bombear, donde el mismo se calcula a partir de la escorrentía de la lluvia de 24 horas, para el período de retorno considerado, 10 años, con la ecuación siguiente:

$$Q = \frac{\text{Escorrentía } 24 \text{ (m)} \times \text{Área } \text{m}^2}{\text{tiempo(h)}} \quad (48)$$

Sector caño La Maroma.

$$Q = \frac{10,10 \times 10^{-2} \times 175 \times 10^4}{24} = 7.364,6 \text{ m}^3 / h$$

Sector río Escalante.

$$Q = \frac{10,10 \times 10^{-2} \times 80 \times 10^4}{24} = 3.666,67 \text{ m}^3 / h$$

Por otra parte, adicionalmente debe tenerse en consideración que para bombear estos caudales, se necesitan bombas de alta potencia, alrededor de 200 HP, lo que incrementaría los costos del sistema y haría poco probable el sistema desde el punto de vista financiero.

Además, las bombas mencionadas anteriormente serían usadas en períodos de tiempo muy cortos (épocas de lluvia extremas), no justificando la inversión para el reducido tiempo de uso.

Ante esta situación se decidió plantear la amortiguación de los caudales de evacuación a través de la construcción de dos lagunas de 60.000 m³ y 40.000 m³ de capacidad, para la salida al caño La Maroma y al río Escalante respectivamente; en estos casos se colocarán bombas de 20 HP de potencia, capaces de impulsar 500 m³/s, con cargas hidráulicas de hasta 10 metros y eficiencia del 75%, las cuales junto con la operación de embalse y la capacidad de amortiguación de las lagunas descritas, asegurarán el eficiente servicio de drenaje del área en estudio.

Las bombas encontradas en el mercado nacional son:

Bomba centrífuga monoblock marca Hidromac – Malmedi, modelo ETN 200-230E, impulsor en hierro fundido, succión y descarga 8”x 8”, presión y caudal 500 m³/h con 10 metros, con motor de 25 HP, 1750 RPM, marca EBERLE o similar.

Bomba centrífuga monoblock marca Hidromac – Malmedi, modelo ETN 200-230E, impulsor en hierro fundido, succión y descarga 8”x 8”, presión y caudal 300 M³/h con 10 metros, con motor de 15 HP 1200 RPM, marca EBERLE o similar.

Todo esto requirió del levantamiento topográfico de la zona como se refleja en los Mapas 6 y 7 anteriormente señalados.

Adicionalmente se realizó una operación de embalse para las dos lagunas de amortiguación proyectadas. El balance de entradas y salidas permitió conocer, para el caso del almacenamiento de 60.000 m³ (salida caño La Maroma), que a las 9 horas de empezar el bombeo se llegaría a su máxima capacidad y empezarían los procesos de almacenamiento en los canales, hasta completar la evacuación de los excesos de la lluvia; de igual manera, para la laguna de 40.000 m³ (salida hacia el río Escalante), colmaría su capacidad a las 12 horas. Estas consideraciones son en base a la bomba seleccionada y se estaría amortiguando, en ambas lagunas, su capacidad plena para un evento excepcional de 24 horas y para el período de retorno seleccionado de 10 años. Los movimientos de embalse se presentan en las Tablas 5.4 y 5.5.

Tabla 5.4 Movimiento de embalse para la laguna de amortiguación cap: 60.000 m3.

TIEMPO horas	INCREMENTO Horas	APORTE m3/s	EXTRACCIÓN (m3/s) m3/s	VOLUMEN INICIAL m3	VOLUMEN FINAL m3
1,00	1,00	7364,60	500,00	0,00	6864,60
2,00	1,00	7364,60	500,00	6864,60	13729,20
3,00	1,00	7364,60	500,00	13729,20	20593,80
4,00	1,00	7364,60	500,00	20593,80	27458,40
5,00	1,00	7364,60	500,00	27458,40	34323,00
6,00	1,00	7364,60	500,00	34323,00	41187,60
7,00	1,00	7364,60	500,00	41187,60	48052,20
8,00	1,00	7364,60	500,00	48052,20	54916,80
9,00	1,00	7364,60	500,00	54916,80	61781,40
10,00	1,00	7364,60	500,00	61781,40	68646,00
11,00	1,00	7364,60	500,00	68646,00	75510,60
12,00	1,00	7364,60	500,00	75510,60	82375,20
13,00	1,00	7364,60	500,00	82375,20	89239,80
14,00	1,00	7364,60	500,00	89239,80	96104,40
15,00	1,00	7364,60	500,00	96104,40	102969,00
16,00	1,00	7364,60	500,00	102969,00	109833,60
17,00	1,00	7364,60	500,00	109833,60	116698,20
18,00	1,00	7364,60	500,00	116698,20	123562,80
19,00	1,00	7364,60	500,00	123562,80	130427,40
20,00	1,00	7364,60	500,00	130427,40	137292,00
21,00	1,00	7364,60	500,00	137292,00	144156,60
22,00	1,00	7364,60	500,00	144156,60	151021,20
23,00	1,00	7364,60	500,00	151021,20	157885,80
24,00	1,00	7364,60	500,00	157885,80	164750,40

Tabla 5.5 Movimiento de embalse para la laguna de amortiguación cap: 40.000 m3.

TIEMPO horas	INCREMENTO Horas	APORTE m3/s	EXTRACCIÓN (m3/s) m3/s	VOLUMEN INICIAL m3	VOLUMEN FINAL (m3) m3
1,00	1,00	3666,67	500,00	0,00	3166,67
2,00	1,00	3666,67	500,00	3166,67	6333,34
3,00	1,00	3666,67	500,00	6333,34	9500,01
4,00	1,00	3666,67	500,00	9500,01	12666,68
5,00	1,00	3666,67	500,00	12666,68	15833,35
6,00	1,00	3666,67	500,00	15833,35	19000,02
7,00	1,00	3666,67	500,00	19000,02	22166,69
8,00	1,00	3666,67	500,00	22166,69	25333,36
9,00	1,00	3666,67	500,00	25333,36	28500,03
10,00	1,00	3666,67	500,00	28500,03	31666,70
11,00	1,00	3666,67	500,00	31666,70	34833,37
12,00	1,00	3666,67	500,00	34833,37	38000,04
13,00	1,00	3666,67	500,00	38000,04	41166,71
14,00	1,00	3666,67	500,00	41166,71	44333,38
15,00	1,00	3666,67	500,00	44333,38	47500,05
16,00	1,00	3666,67	500,00	47500,05	50666,72
17,00	1,00	3666,67	500,00	50666,72	53833,39
18,00	1,00	3666,67	500,00	53833,39	57000,06
19,00	1,00	3666,67	500,00	57000,06	60166,73
20,00	1,00	3666,67	500,00	60166,73	63333,40
21,00	1,00	3666,67	500,00	63333,40	66500,07
22,00	1,00	3666,67	500,00	66500,07	69666,74
23,00	1,00	3666,67	500,00	69666,74	72833,41
24,00	1,00	3666,67	500,00	72833,41	76000,08

- ***Línea de Impulsión***

Una vez determinado el tipo de bombas y sus características, se diseñaron las líneas de impulsión tanto para la salida hacia el caño La Maroma, como para el río Escalante con las siguientes características:

$$Q = 500 \text{ m}^3/\text{h} = 0,139 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{\text{máx}} = 2,5 \text{ m/s}$$

$$A = 5,55 \times 10^{-2}$$

$$D_i = 266 \text{ mm}$$

La tubería a utilizar será PEAD-N3, diámetro nominal 315 mm/290,6 mm; la cual produce una pérdida de carga $J = 1,01 \%$

La planta y el perfil longitudinal de la tubería de impulsión se presentan en el Mapa 6.

5.3.3. Lagunas de Amortiguación

Los terrenos de la hacienda La Glorieta están muy influenciados por diferentes factores físico-naturales, entre ellos los siguientes:

- Topografía plana, uniforme, con valores de pendientes inferiores al 1% en la mayoría de los casos.
- Escurrimiento superficial difuso, semi-concentrado y lento.
- Drenaje interno lento a muy lento.
- Granulometría fina a muy fina, con predominancia de texturas limo-arcillosas, pesadas.
- Mesa de agua superficial fluctuante.

- Abundante pluviosidad durante la mayor parte del año, con valores promedios comprendidos entre 1,100 y 1,300 mm.

La actuación en forma interrelacionada de estos factores durante el período húmedo dan como resultado el estancamiento prolongado de las aguas de origen pluvial en sectores localizados y grandes volúmenes de escurrimientos superficiales, los cuales deben ser evacuados fuera del área de estudio.

A esta problemática se agrega la posición geomorfología del terreno conformando una cubeta de decantación (ligera depresión en la llanura aluvial del río Escalante), relativamente más baja que el caño La Maroma, que refuerza el planteamiento de extraer los excesos de agua a través del bombeo.

Tomando en consideración los resultados de la evaluación hidrológica del proyecto, con caudales superiores a 7.000 m³/h, que deben ser sacados fuera de los terrenos de la Hacienda durante el período lluvioso y el tipo de bomba que demanda el proceso, se consideró la posibilidad de analizar geomorfológicamente 2 sitios que sirvan como lagunas de amortiguación para recibir las aguas de origen pluvial y que permitan evacuarlas paulatinamente fuera del área de estudio con un sistema de bombeo acorde para estos casos.

- **Localización N° 1**

Se corresponde con una superficie aproximada de 6 ha, localizada al sureste de la finca; específicamente a 600 m. al este de la vaquera, en el sitio actual ocupado por una pequeña laguna a 3 y 4,5 msnm.

En este sitio se podría construir una laguna alargada de 300 m. de largo por 200 m. de ancho y 1,50 m. de profundidad, que recibiría las aguas de lluvias escurridas desde la parte suroeste, noreste y oeste de la hacienda (175 ha), las cuales se almacenarían en esta depresión artificial y se irían sacando lentamente al caño La Maroma, para posteriormente desembocar en el río Escalante.

- **Localización N° 2**

El sitio se corresponde con una superficie aproximada de 2,25 hectáreas localizado al noroeste de la finca, a 450 m. al oeste del vivero, cerca de la alcantarilla que comunica el canal que drena las aguas hacia el río Escalante.

Está ubicado a 3,30 msnm aproximadamente y recibiría las aguas de la parte oeste y norte de la hacienda, en una laguna de 150 x 150 m² y una profundidad de 1,50 m.

Ambos sitios son considerados geomorfológicamente aptos para ser destinados como lagunas de amortiguación por presentar suelos de texturas pesadas, limos y arcillas, que favorecen la estabilidad de los taludes, disminuyendo al mínimo los derrumbes y deslizamientos.

Desde el punto de vista geológico-estructural, no presenta evidencias de lineamientos, fallas o fracturas importantes, que generen peligros de hundimientos o asentamientos diferenciales del terreno, menos aún, fugas de agua hacia las edificaciones de la Universidad y áreas adyacentes.

Su ubicación topográfica se considera apta, si se toma en cuenta los resultados del trazado de la red de canales artificiales del proyecto, que permite el flujo de aguas a este sitio.

Desde el punto de vista ecológico no se presenta problemas de contaminación ambiental, ya que la presencia de las aguas en estas lagunas de amortiguación no es permanente.

Tomando en consideración la factibilidad de construir estas depresiones artificiales a una profundidad aproximada de 1,50 m en los terrenos planos de la Hacienda La Glorieta, relativamente cercanas a los linderos con otras fincas de la zona, se recomienda la implementación de barreras vegetales alrededor de las mismas, que por una parte impidan el acceso directo del ganado y las personas al espejo de agua y por otra le confieran al paisaje una belleza escénica acorde con la vegetación natural del sector.

Las barreras vegetales podrían estar constituidas por especies de “limoncillos” muy utilizados en la zona sur del lago, para proteger las cercas de las haciendas.

- ***Diseño de la laguna de amortiguación***

Las lagunas excavadas son las más fáciles de construir cuando el terreno es relativamente plano; pero debido a que su capacidad es obtenida exclusivamente por excavación, su tamaño debe ser limitado, adaptándose mejor a la topografía del terreno y al uso al que se va destinar que en este caso es una laguna para amortiguar o retener grandes volúmenes de agua, producto del drenaje en la hacienda La Glorieta.

Debido a que este tipo de laguna puede ser construida de forma tal que la superficie de evaporación sea mínima en proporción a su volumen, su construcción es ventajosa donde las pérdidas por evaporación son altas.

Su facilidad de construcción, tamaño relativamente pequeño, bajo costo y bajo requerimiento de mantenimiento, permite tener una estructura que permita manejar el agua después de haber ocurrido el evento.

Las lagunas excavadas alimentadas por la escorrentía superficial pueden ser ubicadas en cualquier tipo de topografía, pero sin embargo, son construidas más comúnmente en áreas relativamente planas.

- ***Condiciones del Suelo***

Las lagunas excavadas alimentadas por escorrentía superficial deben ser construidas en suelos lo más impermeables posibles para minimizar las pérdidas por percolación, pero para este caso a pesar de que los suelos de la finca son pesados, las pérdidas por percolación son deseables ya que la función de la laguna no es de conservar el agua para uso agrícola sino que el agua pueda ser retenida para que pueda ser evacuada posteriormente a una tasa de salida mucho menor y de esta forma el tiempo que se dispondría para esta evacuación sería mucho mayor.

El comportamiento de lagunas construidas en sitios cercanos al propuesto y en suelos similares, es un buen indicador de la conveniencia de construir una laguna en un sitio dado.

- **Diseño**

Aunque las lagunas excavadas pueden ser construidas de cualquier forma, se recomienda hacerlas rectangulares por ser más sencilla su construcción.

La capacidad de una laguna excavada a ser alimentada por escorrentía, depende fundamentalmente del propósito para la cual es construida y de la cantidad de escorrentía esperada en un período dado.

Una vez conocida la capacidad deseada, de acuerdo al moviendo de las lagunas realizada con anterioridad se procedió a dimensionar la laguna tomando como base que la lagunas no van ser rectangulares debido fundamentalmente al sitio donde estarán las misma, como son el sitio 1 localizado al sureste de la finca; específicamente a 600 m. al este de la vaquera, en el sitio actual ocupado por una pequeña laguna a 3 y 4,5 msnm y cuya extensión es de 3.63 ha, así mismo el sitio 2 se localiza al noroeste de la finca, a 450 m. al oeste del vivero, cerca de la alcantarilla que comunica el canal que drena las aguas hacia el río Escalante y posee un área de 2.93 ha. El mapa 8 presenta la ubicación de las dos lagunas de amortiguación.

El ancho y el largo mínimo son determinados por la capacidad requerida y en algunos casos por el equipo de construcción. La profundidad de almacenamiento de la laguna partiría de 0 msnm hasta 1.8 msnm para la laguna 1 y hasta 1.6 msnm para la laguna 2 estas profundidades se asumieron con base en que si se superan estas cotas ocasionaría desborde en los canales que alimentan las lagunas como son: CPM-7, CSM-19, CSM-36 y CNSM-36A para almacenamiento ubicado a la salida del caño La Maroma y el CPE-50A para la que está ubicada en la salida del río Escalante.

Las pendientes laterales deben ser como mínimo igual al ángulo de reposo del material, este ángulo varía con el tipo de suelo, se recomienda pendientes no mayores de 1:1.5.

El sitio y la forma de colocación del material excavado deben ser previstos antes de comenzar la construcción. Una colocación adecuada de este material prolonga la vida útil de la laguna, mejora su apariencia y facilita su mantenimiento.

El material excavado debe ser retirado del sitio, éste debe ser colocado en una forma tal que no amenace la estabilidad de los taludes laterales de la laguna y que el lavado de este material por efecto de la lluvia no caiga dentro de ella. Parte del material se debe amontonar, a los lados de la

laguna formando un terraplén con pendientes laterales no mayores que el ángulo de reposo del material y dejando una berma entre el borde de la laguna y el pie del terraplén de un ancho por lo menos igual a la profundidad de la laguna y en ningún caso menor de 4 m. Pocas veces se justifica el acarreo del material fuera del sitio de la laguna, a menos que se piense utilizar este material para rellenar alguna depresión o para cualquier otro uso.

- **Construcción**

Para proceder a la excavación de la laguna es necesaria la remoción de todo tipo de vegetación del área de la laguna y del área donde se va a colocar el material excavado. Estas áreas deben ser demarcadas con estacas que indiquen la profundidad de excavación. El equipo recomendado para efectuar la excavación consiste de mototraillas y *bulldozers*.

En los casos en que la mesa de agua se encuentre dentro de los límites de la excavación, es necesario utilizar excavadoras tipo *dragline* o cualquier equipo similar que permita trabajar en fango.

Estas lagunas se deben proteger con vegetación, las áreas de bermas, los taludes de la laguna y de los terraplenes de material excavado, para prevenir la erosión. Los mapas 9 y 10 se presentan los levantamientos topográficos de las dos lagunas, actividad esta que se basó en la información suministrada por los técnicos de la UNESUR en donde mediante técnicas de superposición de mapas se elaboraron dichos levantamientos en donde se evidencia el relieve modificado de los sitios, así mismo en la Figura 5.2 se muestra el levantamiento topográfico de las dos lagunas en tres dimensiones para de esta forma tener una visión más descriptiva de los almacenamientos. Ver detalles, en el Mapa 11 Anexo I.

- **Cálculo del volumen de almacenamiento de las lagunas**

Una vez ubicada y dimensionadas las dos lagunas se procedió a efectuar el cálculo de la capacidad real de los reservorios, este procedimiento se basó en la topografía de las mismas y para ello fue utilizado el programa SURFER V.8 el cual maneja la base de datos con la que se diseñó cada una de las lagunas y en la cual se simula la conformación de las mismas, de esta forma se posee una aproximación fidedigna del volumen del vaso de los reservorios para diferentes elevaciones, partiendo desde el fondo y a intervalos de 0,20 m. estas estimaciones arrojaron que para la cota o profundidad máxima de 1.8 msnm el volumen almacenado está por el orden de 60113 m³ para la laguna ubicada en las cercanías del caño La Maroma y para el reservorio ubicado en la salida hacia el río Escalante la capacidad de almacenamiento está por el orden de los 41112 m³, correspondiente a una elevación máxima de 1.6 msnm.

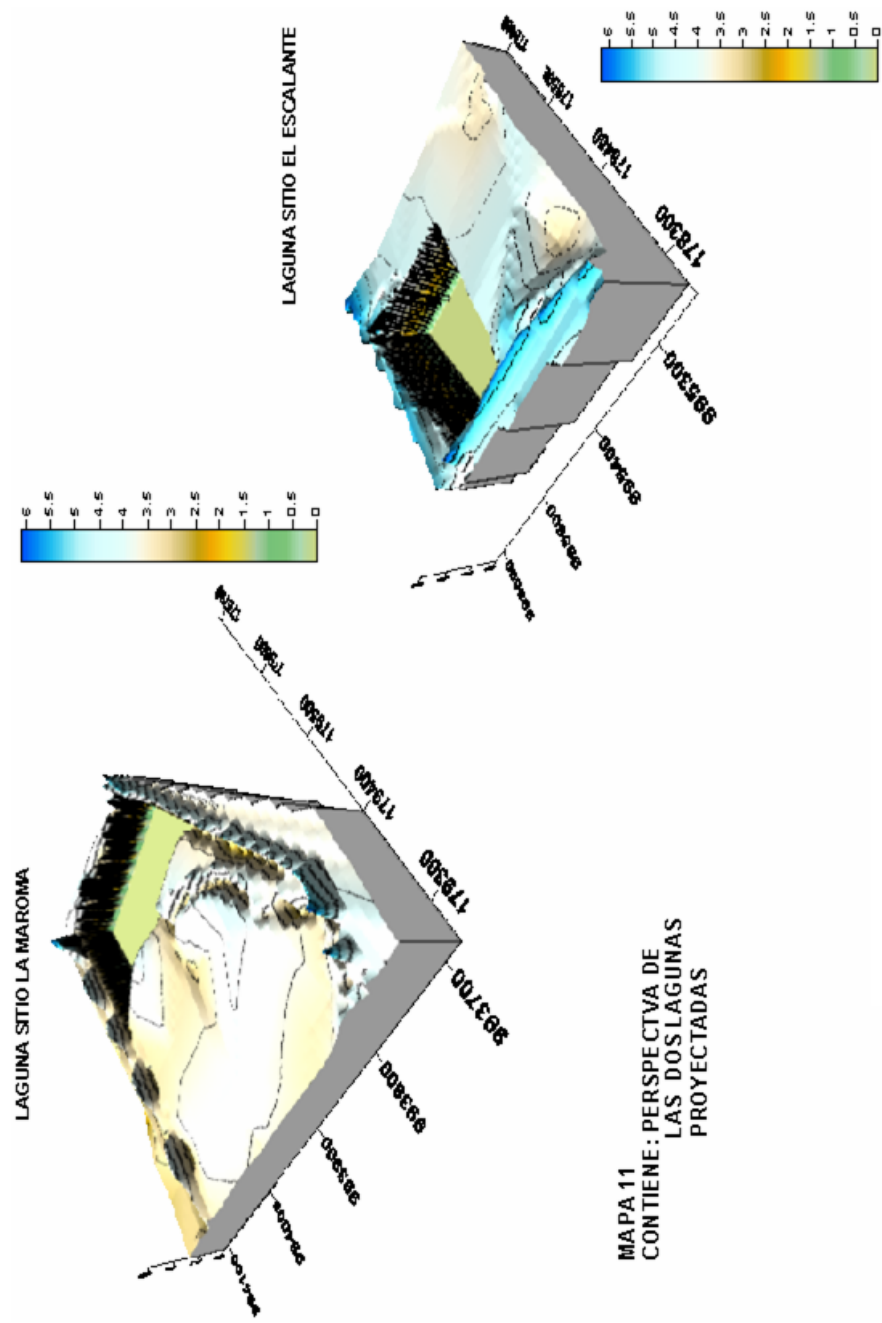


Figura 5.2. Perspectiva de las dos lagunas proyectadas

En la Tabla 5.6 se muestra un resumen de los volúmenes de almacenamiento y las respectivas áreas, en los Apéndice C y D se presentan los cálculos para diferentes elevaciones.

Tabla 5.6. Resumen del volumen de almacenamiento y sus respectivas áreas para diferentes elevaciones.

ELEVACION msnm	LAGUNA 1		LAGUNA 2	
	VOLUMEN m³	AREA m²	VOLUMEN m³	AREA m²
0,2	6428,19	32415,47	4978,14	25072,38
0,4	12949,93	32781,74	10018,82	25322,04
0,6	19536,00	33070,68	15104,02	25526,27
0,8	26176,17	33328,05	20228,61	25719,17
1	32866,45	33573,68	25391,65	25911,27
1,2	39605,43	33816,03	30593,18	26104,19
1,4	46392,88	34058,61	35833,36	26297,67
1,6	53228,94	34302,09	41113,27	26491,53
1,8	60113,78	34546,65	46430,04	26686,28
2	67047,66	34792,62	51786,83	2688186
2,2	74038,68	35151,96	57182,76	27077,57
2,4	81148,13	36083,29	62617,91	27274,06
2,6	88514,92	37729,71	68092,41	27471,08
2,8	96342,71	41076,00	73606,41	27669,02
3	105349,84	49652,48	79160,05	27867,39

LAGUNA 1 : Ubicada en la salida del caño La Maroma

LAGUNA 2 : Ubicada en la salida del río Escalante

5.3.4. Cálculo de Movimiento de Tierra

Para el cálculo de movimiento de tierra, se tomó como base la nivelación de las secciones transversales a todo lo largo del eje de los canal, entregada por la UNESUR; esta actividad se realizó de acuerdo al siguiente procedimiento.

- ***Perfiles y secciones transversales***

El material fue entregado por la UNESUR como parte de la información básica, el mismo consistió en secciones transversales las cuales no están uniformemente espaciadas y cuya escala es de 1:250 tanto vertical como horizontal; el perfil longitudinal así como su respectiva planta, se presentó a escala horizontal 1:2500 y vertical 1:50.

Es de señalar que para este trabajo, las secciones transversales a la escala 1:250, no es la más adecuada para la precisión requerida, lo que fue necesario utilizar el programa AUTOCAD, ya que el mismo tendría la particularidad de manejar la información presentada y garantizar los cálculos en forma más precisa. Así mismo la otra parte de la información requerida como es el caso de los caños naturales y de algunos otros colectores no fue entregada y por lo tanto no fue procesada. También se procedió a analizar los perfiles transversales de los nuevos canales diseñados, los cuales se contó con la información generada dentro de los objetivos del proyecto de drenaje superficial para la Finca La Glorieta.

- ***Ubicaciones y dibujo de la forma geométrica del canal en cada sección transversal***

La actividad consistió en dibujar sobre cada sección transversal dada, una sección específica del canal, de acuerdo a las características técnicas dadas en el diseño de los canales principales y secundarios, esto con el fin de lograr niveles de precisión adecuado y de esta forma poder cumplir con la generación de toda aquella información que permita el cálculo de las áreas y volumen de corte de los diferentes colectores o canales; para esta etapa del trabajo fue necesario, al igual que para la anterior, la utilización de herramientas de computación, como es el caso de los modelos AUTOCAD y SURFER, ya que estos instrumentos permiten de manera más consistente la ubicación y el dibujo de las secciones transversales para cada uno de los diferentes canales o colectores siempre basado en el diseño del mismo.

La sección considerada del canal se dibujó superponiéndola con la sección transversal suministrada y luego se determinaron las áreas de corte. En el Mapa 12 y 13 se presentan las secciones transversales originales y las respectivas secciones diseñadas. Anexo I.

En aquellos casos de los canales construidos, en donde la sección del canal es superior a la plantilla del canal diseñado, se dejó igual al original esto con el fin de evitar rellenar el canal.

- ***Cálculo de las áreas de las secciones transversales***

El cálculo de las diferentes áreas de corte se realizó mediante un proceso de digitalización bajo un sistema computarizado con AUTOCAD, utilizando para ello una tabla digitalizadora, así como la información en formato digital suministrada por el personal de la UNESUR, esta información está referida al canal principal perimetral de la finca y al perimetral de la plantación de palma africana que fue la única información disponible para realizar las estimaciones. Esta técnica se consideró debido a que, como se señaló anteriormente, las secciones estaban dibujadas a una escala inadecuada para este tipo de trabajo, aunado al hecho de no contar con la libreta de campo y lograr así una alta precisión en los resultados.

- ***Cálculo de los volúmenes de tierra***

Una vez determinadas las diferentes áreas transversales, tanto de corte como de relleno, se procedió a determinar los respectivos volúmenes; para esto se utilizó el método de la semisuma de las áreas de las secciones transversales, la cual se expresa de la forma siguiente:

$$V = L \frac{A1 + A2}{2} \quad (49)$$

Donde:

V	volumen de corte en m ³
A1	área de corte de la sección 1 en m ²
A2	área de corte de la sección 2 en m ²
L	distancia que separa la sección 1 y 2 en m

La precisión de este método es más que suficiente tomando en cuenta la uniformidad del terreno.

El cálculo de los volúmenes se efectuó para corte de terreno en dos secciones consecutivas, este valor del volumen de corte para todos los canales considerados fue de aproximadamente 52.834 m³ aproximadamente; la aplicación de otros métodos fue imposible debido a la falta de

información. En el Apéndice F, se presentan los correspondientes resultados para los colectores considerados.

5.3.5. Obras Complementarias

Las obras complementarias para el sistema de drenaje superficial de la Hacienda La Glorieta tiene como objetivo la operación y el funcionamiento adecuado de la red de canales y caños, tanto principales como secundarios; estas estructuras están referidas fundamentalmente a las alcantarillas de paso. Las estaciones de bombeo, al ser móviles, solo dispondrán de un sitio adecuado para colocarlas, ubicadas en las adyacencias de las lagunas de amortiguación, y consistirá fundamentalmente en una losa de concreto de 5x5 m, con un espesor de 0,10 m, teniendo un refuerzo de acero de malla trucson. Estas instalaciones a su vez poseerán una tubería de succión fija, desde la bomba hasta el fondo de la laguna, en el Mapa 1 (Anexo I) se presenta los lugares en donde se ubicarán las bombas.

En cuanto al sistema de alcantarillado se uniformizó las estructuras desde el punto de vista económico y constructivo, se diseñó dos tipos de alcantarillas en aquellos sitios donde son necesarias, como son los pasos de vías, así como en los camellones. Todos los cálculos fueron realizados en función a dimensionar dichas estructuras con base a los canales de drenaje que llegan a los diferentes sitios de emplazamientos y en donde se consideró que el diámetro de la alcantarilla tuviera la capacidad suficiente de evacuación de los caudales calculados por el diseño hidrológico explicado con anterioridad.

Para los canales CSM-14 y CSM-15 y CSM-28 se seleccionaron alcantarillas metálicas calibre 12 de $\phi = 122$ cm (48") de acuerdo a las tablas del Manual de Drenaje de Carreteras del MOP, con diseños de cabezales, las cuales se presenta en la Figura 5.3. Las alcantarillas metálicas que irán colocadas en las canales CSM-9, CSM-8A, CNSM-11 y CPE-47A tendrán calibre 14 de $\phi = 91$ cm (36") con cabezales cuyo diseño se presenta en las Figuras 5.4, 5.5 y 5.6. El cálculo de los diámetros para las alcantarillas en los canales o tramos respectivos se presenta a continuación:

CSM-28	$Q = 0,542 \text{ m}^3/\text{s}$	$V = 0,7811 \text{ m/s}$
	$A = 0,694 \text{ m}^2$	$\phi = 0,94 \text{ m}$

CSM-9 $Q = 0,214 \text{ m}^3/\text{s}$ $V = 0,3795 \text{ m/s}$

$A = 0,564 \text{ m}^2$ $\phi = 0,85 \text{ m}$

CSM-8A $Q = 0,108 \text{ m}^3/\text{s}$ $V = 0,3018 \text{ m/s}$

$A = 0,358 \text{ m}^2$ $\phi = 0,68 \text{ m}$

CPE-47A $Q = 0,170 \text{ m}^3/\text{s}$ $V = 0,5445 \text{ m/s}$

$A = 0,246 \text{ m}^2$ $\phi = 0,56$

CSM-14 $Q = 0,240 \text{ m}^3/\text{s}$ $V = 0,2265 \text{ m/s}$

$A = 1,06 \text{ m}^2$ $\phi = 1,16 \text{ m}$

CSM-15 $Q = 0,490 \text{ m}^3/\text{s}$ $V = 0,3859 \text{ m/s}$

$A = 0,094 \text{ m}^2$ $\phi = 1,27 \text{ m}$

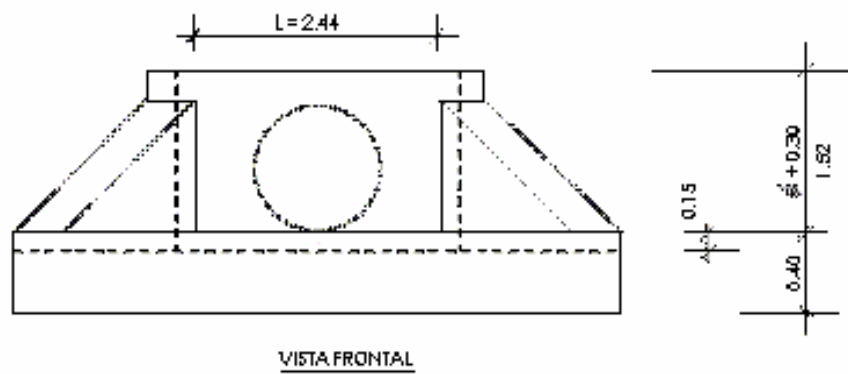
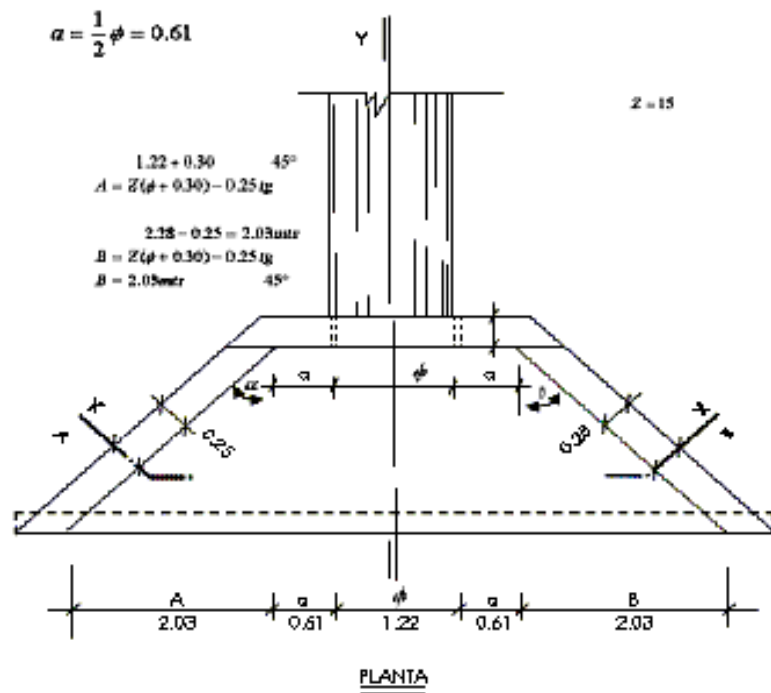
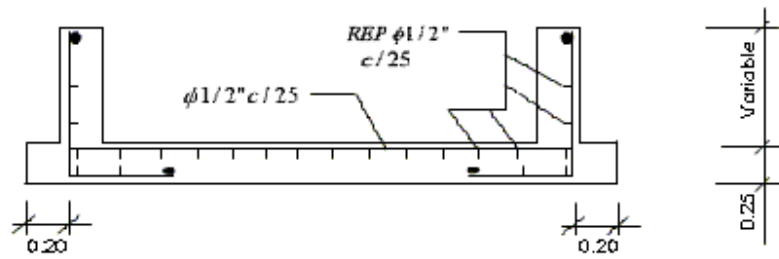


Figura 5.3. Vista en Planta y Frontal para las estructuras de las alcantarillas propuestas: CSM-28, CSM-14 y CSM-15.



CORTE X-X
DETALLE REFUERZO

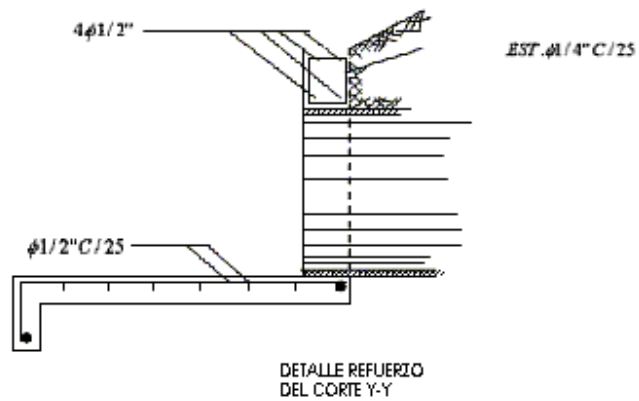
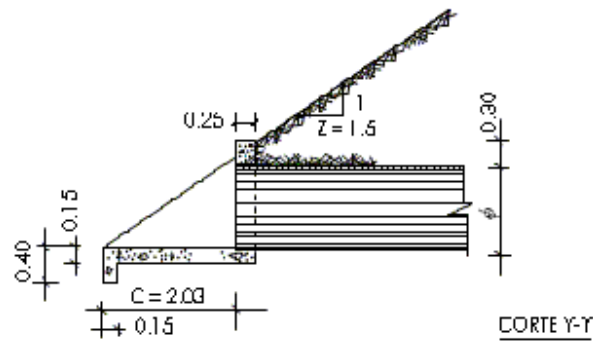


Figura 5.4. Despiece de las estructuras de las alcantarillas propuestas: CSM-28, CSM-14 y CSM-15.

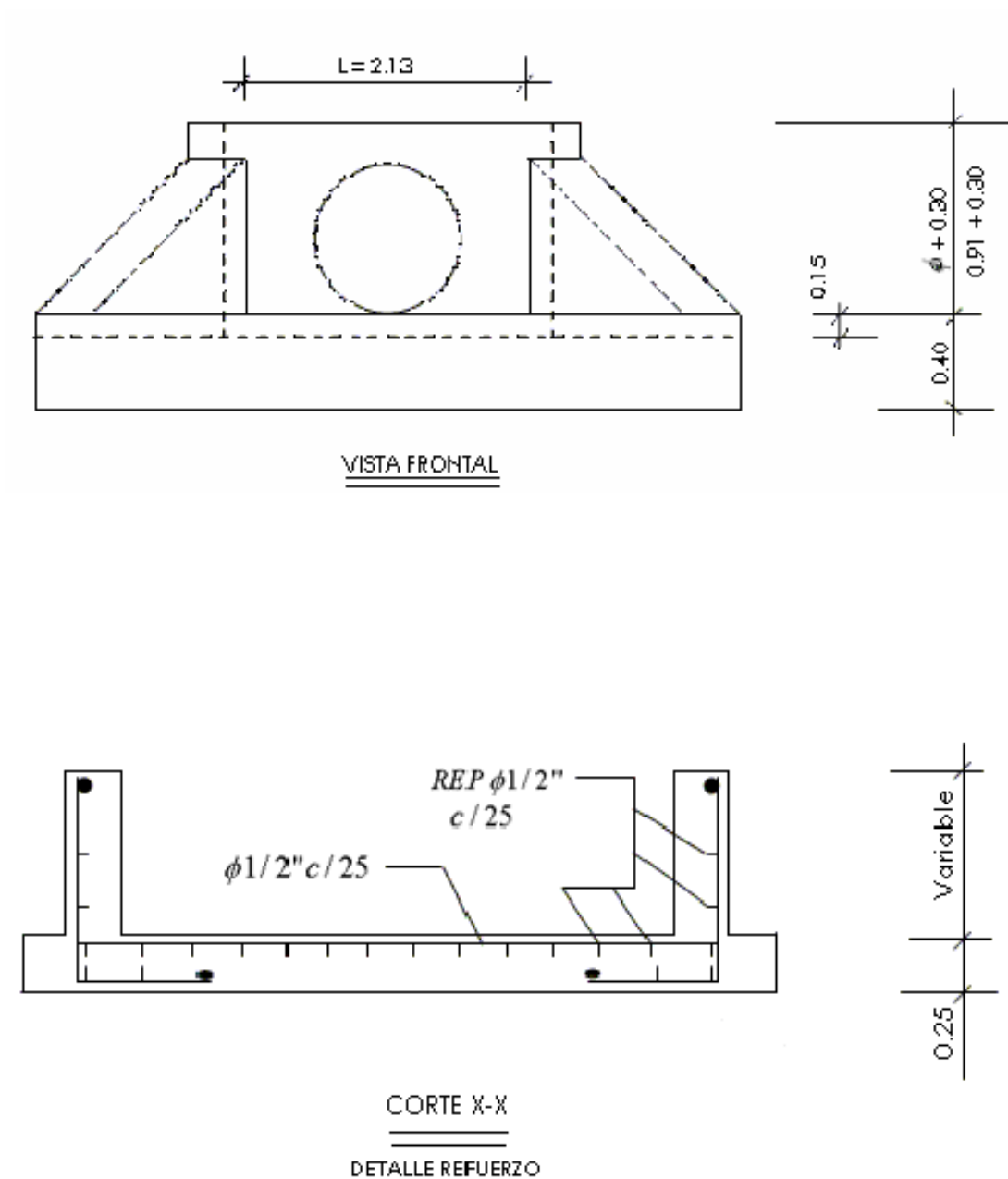


Figura 5.5. Vista Frontal y detalles de reesfuerzos para las alcantarillas propuestas: CSM-9, CSM-8A, CPE-47A, CNSM-11.

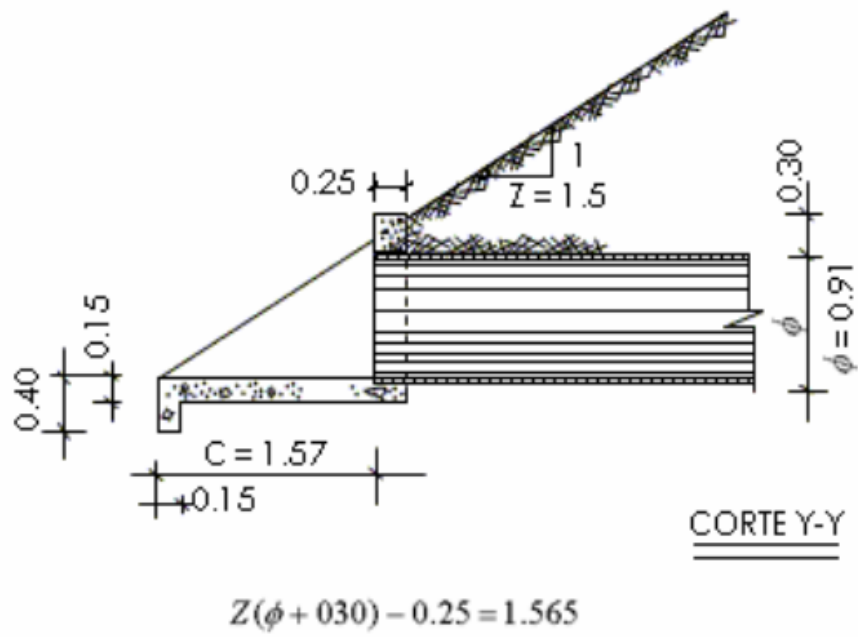
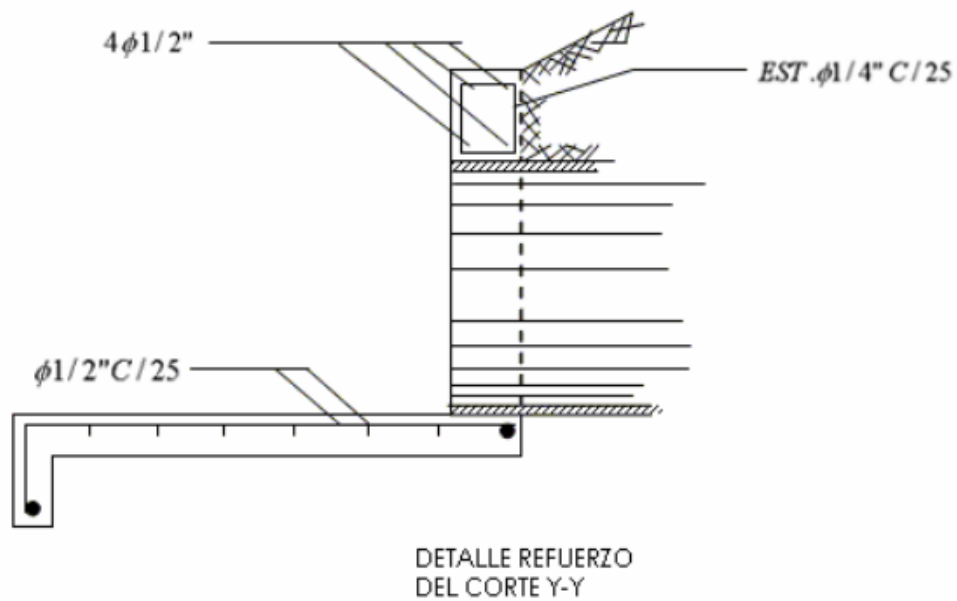


Figura 5.6. Despiece de las estructuras de las alcantarillas propuestas: CSM-9, CSM-8-A, CPE-47^a, CNSM-11.

5.4. ALTERNATIVA 2. EVACUACIÓN HACIA EL CAÑO LA MAROMA

Esta alternativa fue analizada y desarrollada a partir de la petición realizada por el personal técnico de la UNESUR encargado del desarrollo de planta física, en la que manifestó que las áreas dominadas por los canales: CPM-1, CSE-51, CSE-52, CPE-53, CSE-54, CSE-56 y CPE-55 no son susceptibles de afectación para la construcción de canales colectores, ni para la construcción de la laguna de amortiguación planteada anteriormente como solución; esto se complementa con dificultades de permisología para evacuar las aguas hacia el río Escalante, como fue el planteamiento inicial. En razón de lo planteado por la UNESUR, se realizó un redimensionamiento del sistema de drenaje con el fin de evacuar los excedentes que eran dirigidos hacia el río Escalante, hacia el caño La Maroma. Para la ejecución de esta alternativa fue necesario cumplir las siguientes actividades:

5.4.1. Trazado de la Red de Drenaje

La red de drenaje fue modificada en lo concerniente a los colectores que dirigían sus flujos hacia el río Escalante, ya que los colectores de drenaje que evacúan hacia La Maroma no sufrieron modificaciones en el trazado.

El colector CPE-50A fue interrumpido y empalmado a través de un canal de “trasvase” que unirá el canal CPE-50, ubicado en el oeste de la finca, con el canal CSM-2 ubicado en el lado este de la misma. Este trasvase, sigue el mismo trazado que tienen los canales CSE-51 y CSE-52 de la primera alternativa en sentido oeste-este; cruzando la carretera que va hacia las instalaciones en la hacienda por medio de una alcantarilla, inmediatamente después del paso de la vía, seguirá hacia el sur hasta unirse con el canal CSM-2. El trazado del nuevo sistema de drenaje y los respectivos flujos se presentan en el Mapa 14.

5.4.2. Cálculo en la Capacidad de los Drenes

Debido a que al hacer la modificación del trazado del sistema de drenaje cambia todo lo relacionado a las áreas de drenaje, fue necesario calcular la capacidad de dicho dren, para ello se utilizó la metodología denominada “20-40” descrita anteriormente; esta metodología relaciona los flujos con base en el área a drenar hacia los canales. Igualmente se ilustra en la Figura 5.7 la Conceptualización del área que drenara al caño La Maroma (Modelo de Eventos) y en la Tabla 5.8 la comparación entre la “Regla 20-40” y el de Eventos.

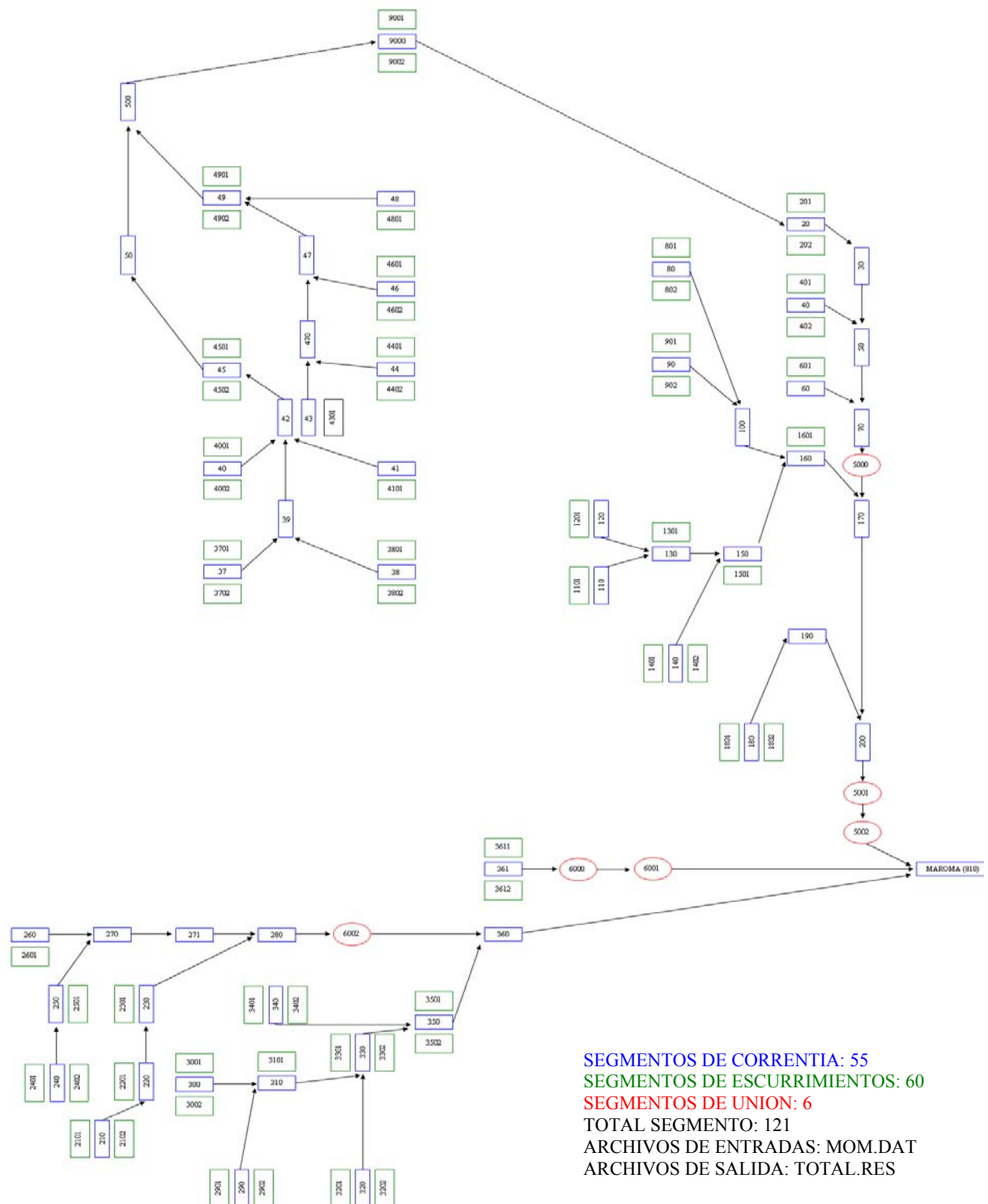


Figura 5.7. Conceptualización del área que drena al caño La Maroma por el modelo de eventos

Para este caso fueron considerados los flujos provenientes del denominado **Campus Universitario**, esto con el fin de que el dren a diseñar tenga la suficiente capacidad de conducción para evacuar los excedentes en dicho Campus. En la Tabla 5.7 se presenta el cálculo de la capacidad de los drenes a través de la “Regla 20-40”.

5.4.3. Trazado del Perfil Longitudinal

El perfil longitudinal fue trazado para los drenes modificados como CPE-50, CPE-50A, Traslase, CSM-2, CPM-1, CPM-3, CPM-5, CPM-7 y CPM-17. Estos canales son lo que fue necesario profundizar, para de esta forma poder sacar el agua de drenaje desde la parte oeste de la hacienda hacia la laguna de amortiguación que estará ubicada en el mismo lugar descrito en la Alternativa 1, sitio éste donde se procederá a evacuar hacia el caño La Maroma a través de un sistema de bombeo; la pendiente de la rasante del perfil es de 0.5‰. La información correspondiente a los perfiles se presenta en las Tablas 5.9, 5.10 y 5.11.

Tabla 5.7. Caudales de diseño calculados con la Regla " 20-40". Segunda Alternativa.

COLECTOR	NODO DE CONTROL	AREAS DE DRENAJE ha	AREA TOTAL ha	Coe-drenaje		AREA EQUIVALENTE Ha	AREA TOTAL EQUIVALENTE Ha	%	CASO	CAUDAL l/s
				CI	CF					
CSE-37		3702 3701	3,65 2,34	34,06 34,06	34,06 34,06	3,65 2,34	5,99	100,00		151,39
CSE-38		3801 3802	2,79 1,66	34,06 34,06	34,06 34,06	2,79 1,66	4,45	100,00		118,18
CPE-39						5,99 4,45	10,44	42,62	1	151,39 118,18 269,57
CSE-40		4001 4002	3,5 3,68	34,06 34,06	34,06 34,06	3,50 3,68	7,18	100,00		176,07
CSE-41		4101	2,56	34,06	34,06	2,56	2,56	100,00		74,55
CPE-42	Q41					10,44 7,18	17,62 2,56 20,18	40,75 12,68	2	269,57 176,07 445,64 416,56
CSE-43		4301	2,85	34,06	34,06	2,85	2,85	100,00		81,52
CNSE-44		4401 4402	1,74 1,41	34,06 34,06	34,06 34,06	1,74 1,41	3,15	100,00		88,61
CPE-47A						2,85 3,15	6,00	47,50	1	81,52 88,61 170,13
CPE-45		4501 4502	4,1 4,31	34,06 34,06	34,06 34,06	4,10 4,31	20,18 8,41 28,59	29,41	3	585,38
CSE-46		4601 4602	2,86 3,09	34,06 34,06	34,06 34,06	2,86 3,09	5,95	100,00		150,55
CPE-47						6,00 5,95	11,95	49,79	1	170,00 150,55 320,55
CSE-48		4801	3,06	34,06	34,06	3,06	3,06	100,00		86,50
CPE-49	Q48	4901 4902	3,45 3,8	34,06 34,06	34,06 34,06	3,45 3,80	11,95 3,06 15,01 7,25 15,01 22,26	20,38 100,00 32,57	3 3	326,09 177,50 503,59 484,07

Tabla 5.7. (Continuación).

COLECTOR	NODO DE CONTROL	AREAS DE DRENAJE Ha	AREA TOTAL ha	Coe-drenaje		AREA EQUIVALENTE Ha	AREA TOTAL EQUIVALENTE ha	%	CASO	CAUDAL l/s
				CI	CF					
CPE-50							28,59			585,38
CPE-50A							28,59 22,26 50,85	43,77	1	585,38 484,06 1069,44
	Campo Universitario		29,35	34,06	34,06	29,35	29,35			
Canal de trasvase			50,85			50,85 29,35	80,2	36,6	3	1069,44 569,18 1442,85
CMS-2 CPM-3	Campo Universitario	101 201 202 Canal de Trasvase	16,13 9,56 11,73	34,06 34,06 13,79	34,06 34,06 34,06	16,13 9,56 3,96 29,65 80,2	109,85	27	3	1772,5
CPM-5		CSM-4 CMS-2 CPM-3	16,41	13,79	34,06	5,54 109,85	115,39	4,8	2	1781,22
CPM-7		CSM-6 CPM-5	8,86	13,79	34,06	2,99 115,39	118,38	5,53	2	1819,6
CPM-17		CPM-16 CPM-7				44,71 118,39	163,1	27,41	3	2469,8
CPM-20		CSM-19 CPM-17				10,02 163,1	173,12	5,79	2	2497,66
Maroma		CPM-36 CNSM-36A CPM-20				40,31 4,68	44,99 173,12 218,11	10,4 20,63	2 3	812,53 3036,75

Tabla 5.8. Comparación entre los caudales de diseños calculados a través de la “Regla 20-40” y el modelo lluvia escorrentía (eventos). Con salida al caño La Maroma 2da Alternativa.

Nomenclatura COLECTOR Regla 20-40	CAUDAL 20-40 m3/s	CAUDAL eventos m3/s	Nomenclatura COLECTOR EVENTOS
CSE-37	0,15139	0,119	CSE-37
CSE-38	0,11818	0.1256	CSE-38
CPE-39	0,26957	0.2950	CPE-39
CSE-40	0,17607	0.2027	CSE-40
CSE-41	0,07455	0,0723	CSE-41
CPE-42	0,41656	0.5695	CPE-42
CSE-43	0,08152	0.0807	CSE-43
CNSE-44	0,08861	0.0895	CNSE-44
CPE-47 ^a	0,17013	0.1701	CPE-470
CPE-45	0,58538	0.8056	CPE-45
CSE-46	0,15055	0.1681	CSE-46
CPE-47	0,32055	0.3381	CPE-47
CSE-48	0,0865	0.0866	CSE-48
CPE-49	0,48407	0.6989	CPE-49
CPE-50	0,58538	0.8054	CPE-50
CPE-50 ^a	1,06944	1.4326	CPE-500
Canal Trasvase	1,44285	2.2391	Canal Trasvase

Tabla 5.8. (Continuación).

Nomenclatura COLECTOR Regla 20-40	CAUDAL 20-40 m3/s	CAUDAL eventos m3/s	Nomenclatura COLECTOR EVENTOS
CSM-2—CPM3	1,7725	3.0495	CSM-2--CPM3
CPM-5	1,78122	3.2025	CPM-50
CSM-7	1,8196	3.2836	CSM-70
CPM-17	2,4698	4.5295	CPM-170
CPM-20	2,49766	4.8109	CPM-200
MAROMA	3,03675	6.0699	MAROMA 810

5.4.4. Diseño Hidráulico

Con base a la información de caudales y de las pendientes estimadas en actividades anteriores, se procedió al diseño hidráulico conservando los parámetros de diseño realizados anteriormente, como rugosidad de Manning 0,030 y sección trapezoidal con talud de 1,5:1. Los diseños hidráulicos de los canales modificados para esta alternativa se presentan en la Figura 5.11. Los demás canales conservan las características del diseño original de la primera alternativa.

5.4.5. Planteamiento del Esquema de Evacuación del Exceso de Agua

Esta etapa contempla la forma de evacuar los excedentes de agua y la estimación del caudal de diseño; para ello es necesario plantear una estación de bombeo hacia el caño La Maroma, para una parte del caudal, ya que el resto del volumen será almacenado en una laguna de amortiguación que tendrá la misma característica que la planteada en la primera alternativa, la cual se presenta en el Mapa 10; adicional a este almacenamiento será necesario almacenar cierta cantidad de agua en determinados canales.

Para estos caudales se plantea varias cotas de almacenamiento como por ejemplo en el caso de los canales CPE-50, CPE-50A, canal de trasvase, CSM-2, CPM-3, CPM-5, CPM-7, CPM-17, CSM-19, CNS36A, CPM-36, CPM-8A, CPM-10 y CPM-16, será necesario almacenar hasta una cota de 1,7 msnm; asimismo es necesario colocar un conjunto de compuertas con el fin de manejar los niveles de almacenamiento en determinados canales. La información del almacenamiento, ancho de la compuerta y cota máxima del nivel de aguas, se presenta en la Tabla 5.12.

Con base en los resultados anteriores y en la capacidad de la laguna para una cota a 1,7 msnm, a cual tiene un volumen embalsado de 56.665 m^3 , que sumado al de los canales da un total de 69.846 m^3 , se realizó el cálculo del caudal a ser bombeado, para ello se utilizó el método del Hidrograma Triangular, calculándose el caudal exacto que permitirá almacenar la cantidad antes señalada sin problema de desbordamiento y dando tiempo suficiente para que una vez terminada la lluvia, se pudiera ir evacuando, mediante bombeo, el excedente de aguas producto del evento.

Para la estimación de los valores del hidrograma se igualó el caudal máximo o caudal pico y se calculó el tiempo base; el caudal utilizado fue el que se obtuvo de la “Regla 20-40”, la cual es de $3,04 \text{ m}^3/\text{s}$ y tomando en cuenta que la escorrentía es de 91 mm para 12 horas de duración de la lluvia, valor éste obtenido del diseño hidrológico, y se aplicó la siguiente ecuación:

$$Q_p = \frac{2 \times 10^{-3} \cdot A \cdot E}{T_b} \quad (50)$$

Donde:

Qp	caudal pico en m^3/s
A	área de drenaje en Km^2
E	escorrentía en mm
Tb	tiempo base en segundos

Al realizar dichos cálculos se obtuvo un tiempo base de 42,5 horas y un tiempo al pico (tp) de 13,2 horas, este último mediante la ecuación:

$$t_p = 1,1 t_d = 1,1 \times 12 = 13,2 \text{ h} \quad (51)$$

Donde:

t_d = tiempo de drenaje

El tiempo (t_r) de recesión es la diferencia entre el tiempo base (t_b) y tiempo al pico (t_p) y es igual a 29,3 h. En la Figura 5.8 se esquematiza el hidrograma triangular.

5.4.6. Operación de Compuertas

Las compuertas consisten generalmente en láminas metálicas planas, cuadradas o rectangulares accionadas a mano por medio de asas o manijas o bien de un vástago roscado que se maneja con un volante. Este tipo de estructura de control permite o no el flujo de agua. La operación de estas compuertas es sumamente simple y se limita a abrirlas hasta una altura para dejar pasar el caudal necesario hacia el canal principal; cuando el tirante del canal principal esté por debajo de la rasante del canal que aloja la compuerta, es necesario abrirla de manera de evitar el rebose del canal. Esta operación deberá hacerse sistemáticamente en los canales donde están planteadas estas estructuras. En el Mapa 14 se señalan dónde están ubicadas las compuertas planeadas.

5.4.7. Estación de Bombeo

Para la evacuación del caudal no-almacenado equivalente a 1.374 l/s, es necesaria la colocación de 4 bombas en paralelo. Ver Figura 5.8 Los equipos ubicados en el mercado nacional son del siguiente tipo:

Bomba centrífuga autocebante marca – Jimmy, modelo J300, para un caudal 350 l/s con 17 metros de carga dinámica total de 1200 RPM, acoplada a un motor eléctrico marca U.S. Motors de 150 HP, 230/460 Volt, ambos sobre base de acero estructural debidamente alineado, con un diámetro de succión y descarga de 12”.

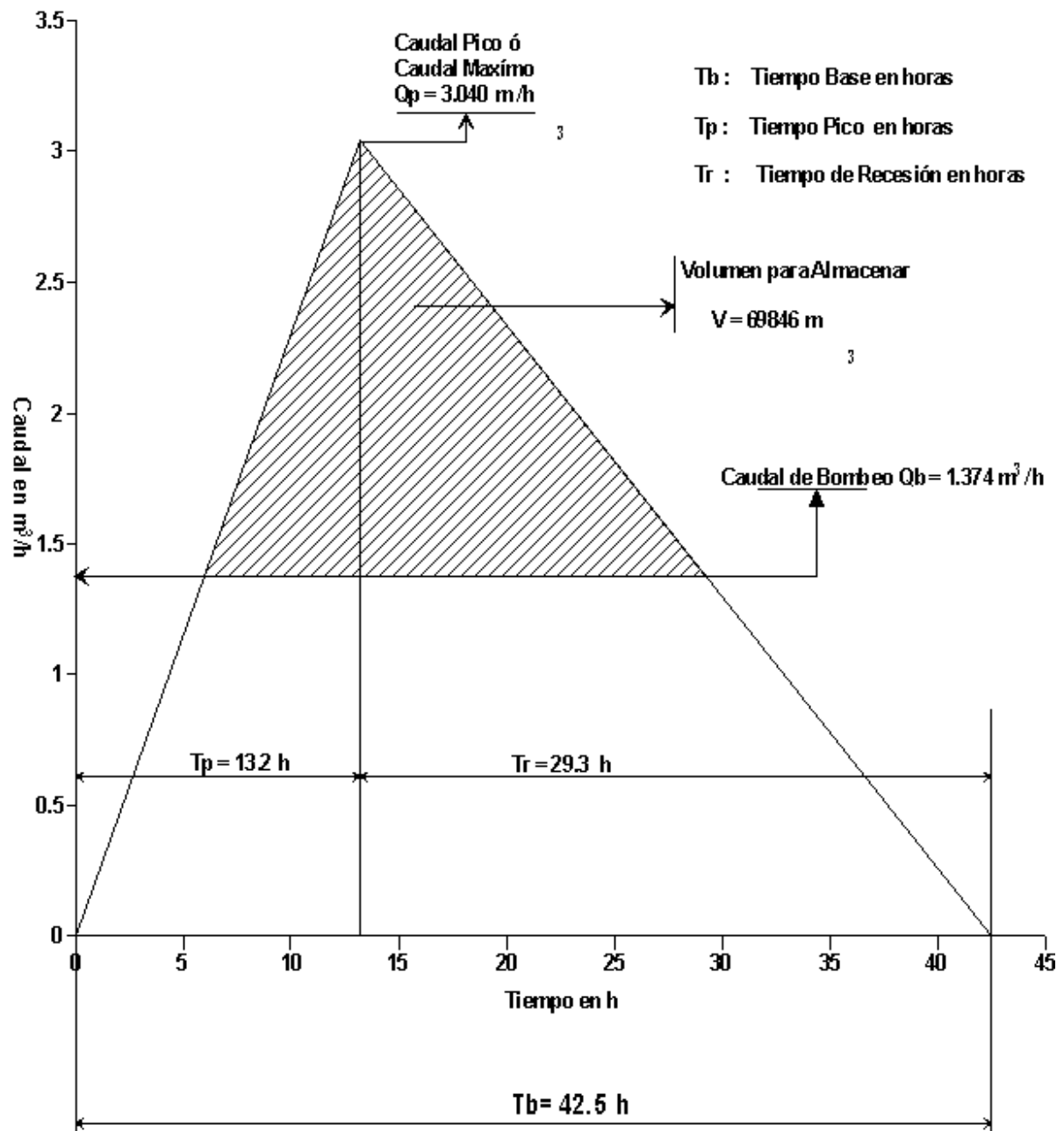


Figura 5.8. Esquema del hidrograma triangular de salida hacia el caño La Maroma

El detalle técnico-económico se presenta en la cotización anexa N- 2004-07-457. Así mismo las instalaciones donde se emplazarán estos equipos son los mismos a lo planteado en la estación de bombeo de la primera alternativa (ver Figura 5.9).

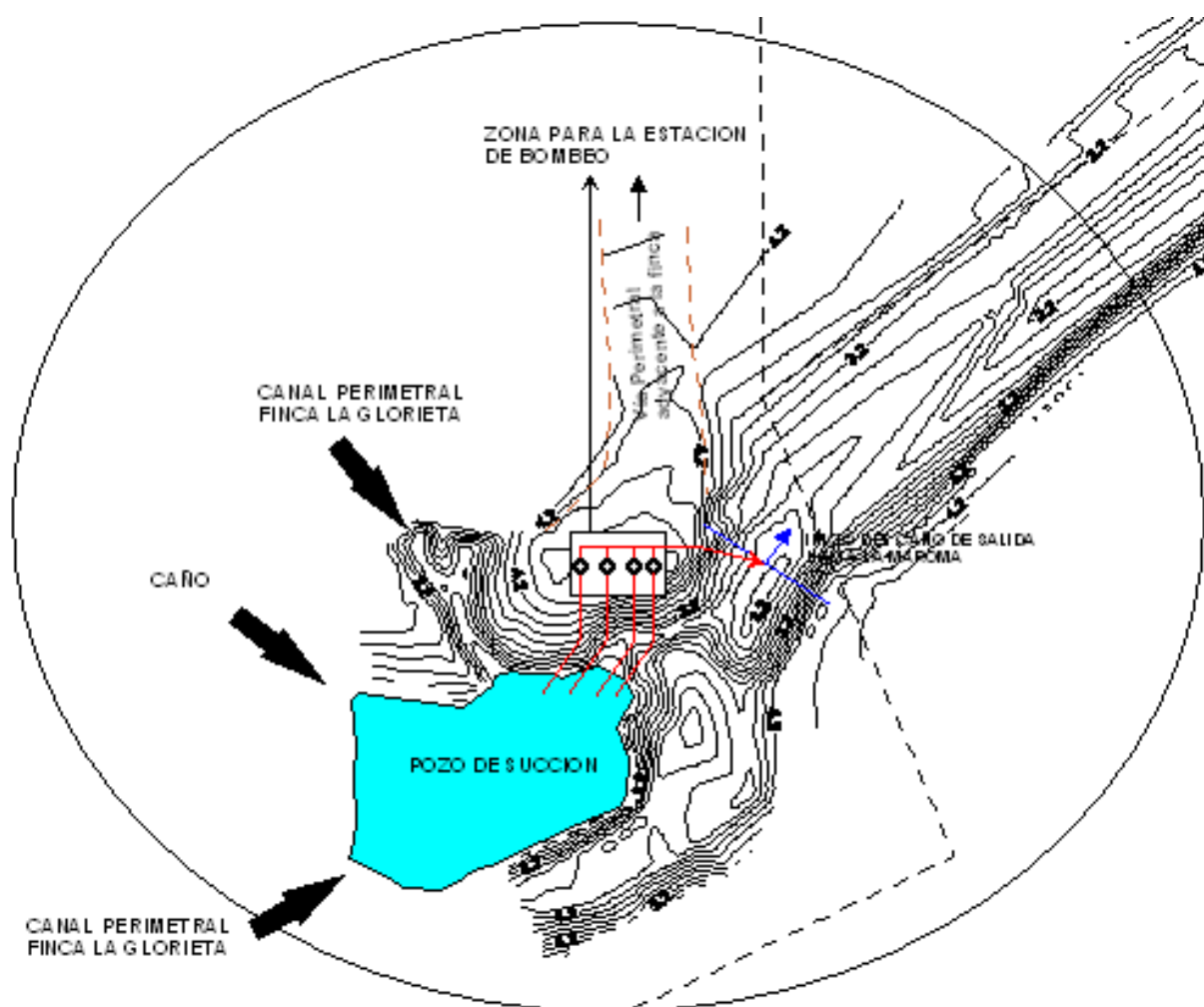


Figura 5.9. Ubicación de estación de bombeo

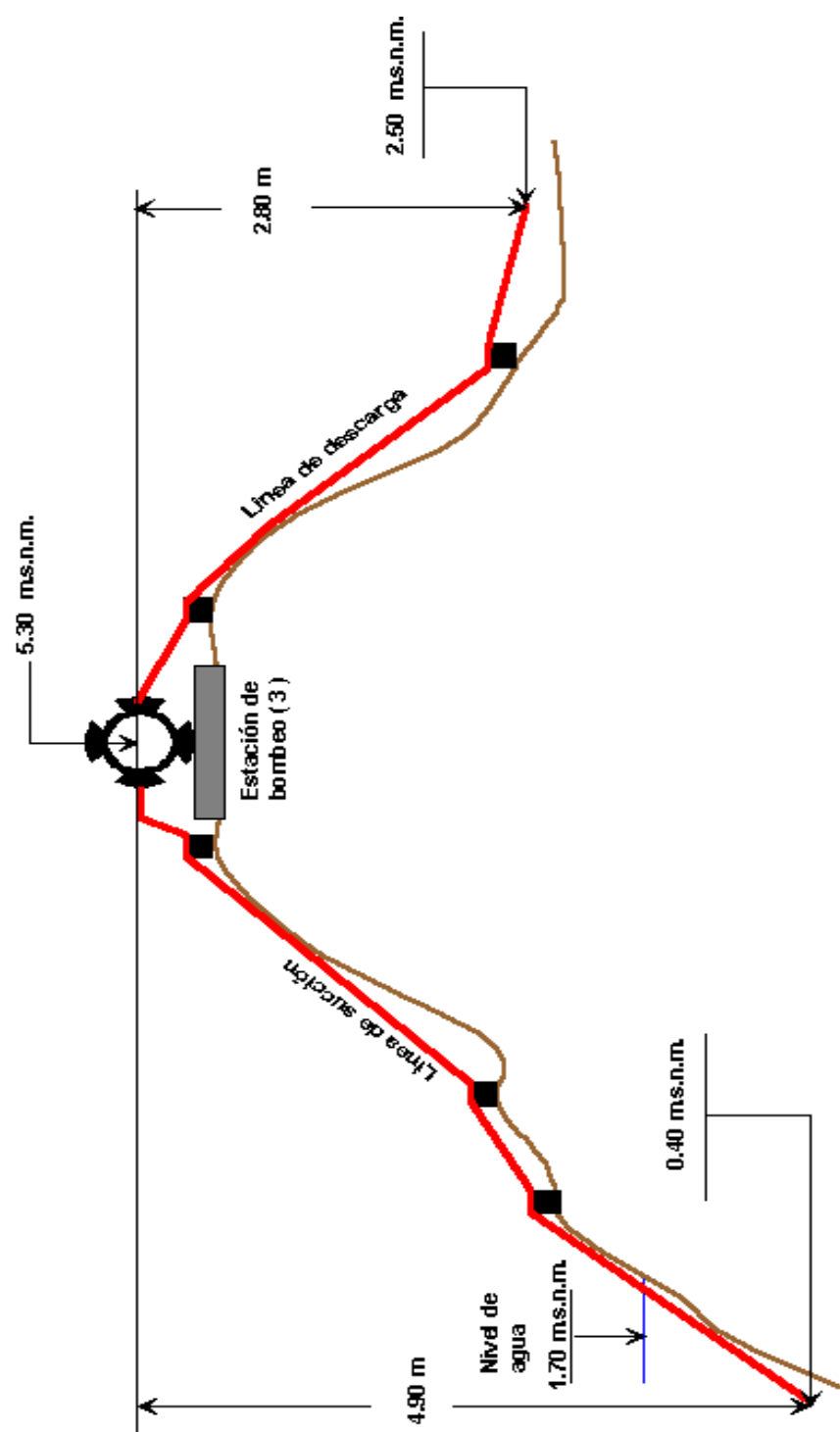


Figura 5.10. Esquema de la Estación de Bombeo.

Tabla 5.9. Información del perfil longitudinal: Canales CPE-50, CPE-50A y TRASVASE.

PROGRESIVA M	COTA DEL TERRENO msnm	COTA DE LA RAZANTE msnm	CORTE M
0+000,00	3,50	1,68	1,82
0+048,34	3,49	1,66	1,83
0+097,65	3,57	1,63	1,94
0+146,78	3,57	1,61	1,96
0+196,86	3,60	1,58	2,02
0+246,76	3,51	1,56	1,95
0+296,43	3,54	1,53	2,01
0+346,65	3,59	1,51	2,08
0+397,39	3,59	1,48	2,11
0+447,20	3,81	1,46	2,35
0+497,23	3,67	1,43	2,24
0+536,51	4,00	1,41	2,59
0+547,99	4,00	1,41	2,59
0+560,60	3,75	1,40	2,35
0+573,14	3,50	1,39	2,11
0+605,27	3,25	1,38	1,87
0+648,35	3,25	1,36	1,89
0+684,66	3,25	1,34	1,91
0+708,42	3,25	1,33	1,92
0+727,25	3,50	1,32	2,18
0+735,75	3,75	1,31	2,44
0+746,18	3,75	1,31	2,44
0+764,05	3,75	1,30	2,45
0+770,74	4,00	1,29	2,71
0+797,47	4,00	1,28	2,72
0+812,75	3,75	1,27	2,48
0+832,93	3,50	1,26	2,24
0+865,75	3,75	1,25	2,50
0+895,81	3,75	1,23	2,52
0+928,88	3,50	1,22	2,28
0+984,31	3,75	1,19	2,56
1+038,30	4,00	1,16	2,84
1+040,02	4,25	1,16	3,09
1+046,97	4,50	1,16	3,34
1+061,74	4,75	1,15	3,60
1+066,15	4,50	1,15	3,35
1+110,51	4,50	1,12	3,38
1+159,22	4,25	1,10	3,15
1+193,62	4,25	1,08	3,17
1+211,67	4,25	1,07	3,18
1+218,98	4,00	1,07	2,93
1+221,81	2,27	1,07	1,20

Tabla 5.10. Información del Perfil Longitudinal: Canal CSM-2.

PROGRESIVA M	COTA DEL TERRENO msnm	COTA DE LA RAZANTE msnm	CORTE m
0+000,00	2,27	1,07	1,20
0+049,68	1,95	1,05	0,91
0+099,80	2,10	1,02	1,07
0+149,66	2,09	1,00	1,10
0+201,11	2,51	0,97	1,54
0+252,28	2,27	0,94	1,33
0+303,29	2,02	0,92	1,10
0+352,75	1,83	0,89	0,93
0+403,40	1,87	0,87	1,00
0+451,53	2,08	0,84	1,24
0+501,47	2,22	0,82	1,40
0+551,11	2,54	0,79	1,74
0+601,82	2,09	0,77	1,32
0+651,71	1,71	0,74	0,96
0+701,82	1,70	0,72	0,98
0+718,89	1,72	0,71	1,01

Tabla 5.11. Información del Perfil Longitudinal: Canales CPM-3,CPM-5,CPM-7 y CPM-17.

PROGRESIVA M	COTA DEL TERRENO msnm	COTA DE LA RAZANTE msnm	CORTE m
0+000,00	1,72	0,71	1,01
0+045,75	1,95	0,69	1,26
0+095,89	2,14	0,66	1,47
0+146,89	2,25	0,64	1,61
0+195,79	2,29	0,61	1,68
0+246,05	2,22	0,59	1,64
0+296,34	2,25	0,56	1,69
0+346,27	2,25	0,54	1,71
0+356,68	2,50	0,53	1,97
0+396,03	2,18	0,51	1,67
0+445,91	2,32	0,49	1,83
0+496,54	2,24	0,46	1,78
0+547,06	2,33	0,44	1,89
0+598,02	2,35	0,41	1,94
0+647,64	2,49	0,39	2,10
0+697,80	2,56	0,36	2,20
0+747,69	2,44	0,34	2,10
0+758,19	2,75	0,33	2,42
0+797,86	2,55	0,31	2,24
0+847,75	2,60	0,29	2,31
0+897,64	2,53	0,26	2,26
0+947,43	2,75	0,24	2,51
0+957,30	2,52	0,23	2,29
0+969,60	2,75	0,23	2,52

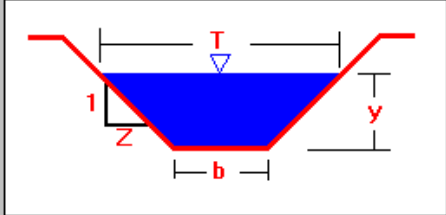
Para esta alternativa se ilustran a continuación dos de los diseños hidráulicos de los canales modificados, Figura 5.11. y los demás diseños en el Apéndice G.

Figura 5.11. Alternativa 2. Diseño Hidráulico de TRASVASE y CMS-2: CPM-3.

Lugar:	HACIENDA LA GLORIETA	Proyecto:	DRENAJE SUP.
Tramo:	TRASVASE	Revestimiento:	TIERRA

Datos :

Caudal (Q)	1.44285	m ³ /s
Ancho de solera (b)	2	m
Talud (Z)	1.5	
Rugosidad (n)	0.030	
Pendiente (S)	0.0005	m/m



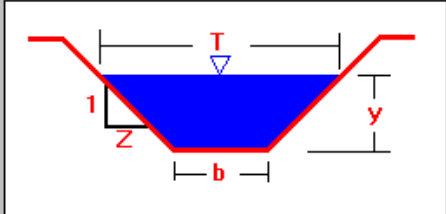
Resultados :

Tirante normal (y)	0.8660	m	Perímetro (p)	5.1224	m
Area hidráulica (A)	2.8570	m ²	Radio hidráulico (R)	0.5577	m
Espejo de agua (T)	4.5980	m	Velocidad (v)	0.5050	m/s
Número de Froude (F)	0.2046		Energía específica (E)	0.8790	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Subcrítico				

Lugar:	HACIENDA LA GLORIETA	Proyecto:	DRENAJE SUP.
Tramo:	CMS-2 : CPM-3	Revestimiento:	TIERRA

Datos :

Caudal (Q)	1.7725	m ³ /s
Ancho de solera (b)	2.5	m
Talud (Z)	1.5	
Rugosidad (n)	0.030	
Pendiente (S)	0.0005	m/m



Resultados :

Tirante normal (y)	0.8813	m	Perímetro (p)	5.6775	m
Area hidráulica (A)	3.3682	m ²	Radio hidráulico (R)	0.5933	m
Espejo de agua (T)	5.1438	m	Velocidad (v)	0.5262	m/s
Número de Froude (F)	0.2076		Energía específica (E)	0.8954	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Subcrítico				

Tabla 5.12. Características del almacenamiento de los canales, especificando las compuertas y el nivel del agua.

CANAL	TIPO DE COMPUERTA	ANCHO DE COMPUERTA m.	NIVEL DEL AGUA msnm	VOLUMEN ALMACENADO m3
TRASVASE			1,70	1046,59
CPM-50-CPM-50 ^a CSM-2,CPM-3,CPM-5, CPM-7 y CPM-17	S/C		1,70	7484,48
CPM-8 ^a	S/C		1,70	137,98
CPM-10	S/C		1,70	49,13
CPM-16	S/C		1,70	1382,87
CNSM-36 ^a	S/C		1,70	2,00
CPM-36	S/C		1,70	608,05
CSM-4	RECTANGULAR	0,80	2,50	131,52
CSM-6	RECTANGULAR	0,60	2,50	69,90
CSM-8	RECTANGULAR	0,80	3,00	1154,93
CSM-9	RECTANGULAR	0,80	3,00	445,60
CSM-15	RECTANGULAR	0,60	2,50	174,64
CSM-28	RECTANGULAR	0,60	2,30	492,88
TOTAL				13180,58

S/C : Sin compuertas

Cotización Bomba



Motobombas
de Venezuela c. a. ®

- Motores y Bombas:
- Verticales *Sumergibles.
- Horizontales Aguas Negras.
- Tableros y Componentes Eléctricos.
- Instalaciones Electromecánicas.
- Mantenimiento de Pozos de Agua.

RIF. J-07632245-2 NIT.00492S3857

Valera 23 de Julio de 2004

SEÑORES:

UNISUR

VALERA EDO. TRUJILLO

Fax 0271-2440770

ATN. ING. OSWALDO BASTIDAS

TELF.

COTIZACION No 2004-07-457

EN ATENCIÓN A SU SOLICITUD LE COTIZAMOS:

COMPONENTES DEL EQUIPO

ITEM	DESCRIPCION	U.	CANT.	P.U.	TOTAL Bs.
1	Bombas centrifugas autocebantes marca Jimmy, modelo J300 la cual produce 350 LPS. Contra 17 mts de carga dinámica total a 1200 RPM. acoplada a motor eléctrico marca U.S. Motors de 150HP, 230/460Volt., ambos sobre base de acero estructural debidamente alineados. Ø de succión 12" Ø de descarga 12".	Pza	4,00	36.800.000,00	155.236.000,00
SUB TOTAL Bs.					155.236.000,00
IVA (16 %) Bs.					24.337.780,00
TOTAL Bs.					180.070.760,00
TOTAL Bs.					93.788,42

Bs. 1.820 / S

EL MONTIO TOTAL FUE CALCULADO A RAZON DE Bs. 1.020,00 POR DÓLAR CANTIDAD QUE DEBE SER AJUSTADA A LA TAZA CAMBIARIA SEGÚN B.C.V. , AL MOMENTO DE SU CANCELACION.

CONDICIONES COMERCIALES:

A.- Validez de la Oferta.

07 días

B.- Tiempo de Entrega.

08 a 10 semanas

C.- Condiciones de Pago.

Contado: 50% de entrega con la Ø.O

NOTA: Las demás condiciones de suministro, las especificaciones técnicas y las garantías son dadas por los fabricantes.

ATENTEMENTE.

POR/MOTOBOMBAS DE VENEZUELA C.A.

VICTOR TELLERIA
REPRESENTANTE DE VENTAS



CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

Los problemas de drenaje superficial han sido poco estudiados debido a los costos que ocasiona la construcción de una red de drenaje. Sin embargo existen zonas tales como la región de los llanos occidentales u orientales donde el diseño de una red de drenaje superficial es obligatorio dentro de la planificación en proyectos de desarrollo agrícola.

En la Finca la Glorieta hemos realizado el diseño de un sistema de drenaje superficial en el cual podemos señalar lo siguiente:

- Se presentan excesos importantes de agua durante la mayor parte del año, estos excesos son en su mayoría de origen pluvial.
- La distribución temporal de la lluvia a lo largo del año presenta un régimen bimodal, con un periodo pico de lluvia en los meses de abril a julio, para luego comenzar a disminuir y presentar un repunte en los meses de octubre y noviembre, siendo este ultimo periodo donde se presentan las mayores intensidades.
- Desde el punto de vista técnico es factible drenar el área de estudio, como se ilustra en la formulación de alternativas.
- Cuando se analizó la planificación agrícola se encontró que no existía un organigrama de siembra y establecimiento de cultivos para la finca, lo que dificulta el cálculo del tiempo de drenaje por lo que se tuvo que zonificar dicho parámetro.
- Aunque el estudio semidetallado de Suelos del río Escalante señale que por problemas de drenaje en estas tierras no se debía cultivar, manifestamos que bajo un sistema adecuado de drenaje se puede desarrollar una agricultura vegetal adecuada.
- Para el diseño hidráulico se presentaron condiciones limitantes, siendo una de las más importantes las bajas pendientes de los terrenos de la Glorieta, las cuales oscila entre 0.4 ‰ a 0.6 ‰ en el colector principal y en los colectores secundarios.
- Al comparar los caudales entre la “Regla 20-40” y el modelo de eventos, se evidencio que las magnitudes de este último son mucho mayores que los de la

“Regla 20-40” por lo que desde el punto de vista económico se diseñó con los generados por esta regla.

- Se debe construir una laguna que permita amortiguar los volúmenes producidos por la escorrentía para luego bombearlos fuera de los linderos de la finca.
- La alternativa 2 que es en la que se utiliza una sola laguna es la más recomendable ya que implica la utilización de menor área aprovechable desde el punto de vista agrícola así como menores problemas de permisología, aunque la estación de bombeo es de mayor magnitud.
- Se encontraron problemas de orden legal en el planteamiento de la primera alternativa en donde se proponía la utilización de dos lagunas de amortiguación es decir dos sitios de evacuación, impidiendo estos la salida hacia el río Escalante, por lo consiguiente derivó esto en una segunda alternativa con un único sitio de evacuación que generó el aumento en tamaño de esta estación de bombeo.
- Se comprobó al inicio de este estudio que en la finca se habían desarrollado obras de drenaje sin ningún estudio técnico, ni planificación alguna como por ejemplo la construcción de un muro perimetral que impide la entrada de la escorrentía de las tierras aledañas pero imposibilita la salida del agua que entra a la finca por precipitación, produciéndose inundaciones, convirtiéndose esta circunstancia en pérdidas desde el punto de vista financiero para el ente contratante; redundando en que se crean con estas actuaciones más problemas que los que se querían resolver.

6.2. RECOMENDACIONES

- Es necesario gestionar ante las autoridades competentes la permisología respectiva para establecer la factibilidad de evacuación hacia el río Escalante como una forma de reducir los costos en la instalación de las estaciones de bombeo.
- Es necesario establecer una planificación agrícola para determinar con mayor precisión todo lo relacionado con los tiempos de drenaje y la factibilidad de cultivos más resistentes a altos niveles de humedad.
- Se deben efectuar mediciones a los fines de establecer mecanismos de calibración de los modelos utilizados con el fin de convalidar los resultados de los caudales arrojados por la “Regla 20-40” y el modelo de eventos, relacionando la información medida con la simulada.
- En vista de la necesidad de construir una laguna de amortiguación en la Hacienda La Glorieta aledaña a los linderos de otras fincas de la zona, se recomienda la implementación de barreras vegetales alrededor de la misma que por una parte impidan el acceso directo del ganado y las personas al espejo

de agua, por otra le confiere al paisaje una belleza escénica acorde con la vegetación natural del sector.

- Estudiar la factibilidad técnico-económica del sistema de bombeo con el fin de determinar el uso de motores eléctricos en lugar de motores a combustión interna.
- Empezar un plan preventivo de mantenimiento en los canales, caños, lagunas e infraestructura de evacuación para con esto evitar aumento de costos por reparaciones, debido a las bajas pendientes presentes que pudieran sedimentar estas estructuras.

BIBLIOGRAFÍA

- Bolinaza, J. 1979. Drenaje Urbano. MARNR-INOS.
- Chow, M. 1993. Hidrología Aplicada. Bogota, Colombia.
- CORPOANDES. 1983. Diseño de un Sistema de Drenaje para el Cultivo de Palma Africana. Distrito Páez. Estado Apure.
- De León, A. 1976. Evaluación del sistema de drenaje en Bancales. Tesis de Magister Scientiae, CIDIAT. Mérida, Venezuela.
- Duque, R. Y A. Barrios, 1994. Modelo de Simulación Hidrológica. CIDIAT. Mérida, Venezuela.
- Duque, R. 2000. Modelo de Simulación para Análisis de Frecuencia. Ajuste V2. CIDIAT. Mérida, Venezuela.
- ESTUDIO DE LA FAO. 1979. Efectos del Agua sobre el Rendimiento de los Cultivos. O. N. U. Roma.
- GRASSI, C. 1999. Drenaje de Tierras Agrícolas. CIDIAT. Mérida.
- LUNG, L. 1978. Aspectos Técnicos para el Dimensionamiento de Canales Comúnmente Utilizados en Venezuela. Tesis. Msc. CIDIAT. Mérida.
- McCroy, S. 1965. Report upon the cypress creek drainage district, desha and chicot counties. Arkansas, USA Office of Exp. Sta. Bul. 198.
- MCNAUGHTON, K. Bombas. 1987. MCGRAW-HIL. México.
- MINISTERIO DEL AMBIENTE Y DE LOS RECURSOS NATURALES RENOVABLES. 1981. Estudio de Suelos Semidetallado, Sector Río Mucujepe Río Escalante. Maracaibo.
- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS. 1967. Manual de Drenaje. MOP.
- Mogollon, J. 1993. Hidráulica de Conductos Cerrados. CIDIAT. Mérida.
- Ousers, H. 1980. Tablas para el Diseño de Alcantarillados. Caracas. Venezuela.

- Rarmirez, G. 1980. Tolerancia de los cultivos de maíz y pasto braquiaria a diferentes relaciones de inundación para determinar el tiempo de drenaje. Tesis de maestría. CIDIAT. Mérida, Venezuela.
- Rojas, R. 1984. Estimación del Tiempo de Drenaje, Material de Enseñanza. CIDIAT. Mérida. Venezuela.
- Rojas, R. 1980. El Drenaje Superficial. CIDIAT. Mérida.
- SERVICIO DE CONSERVACIÓN DE SUELOS. 1970. Drenaje Superficial. U.S.D.A.
- Snakee, W. 1971. Modelo de Drenaje Urbano. USA.
- SOIL CONSERVATION SERVICE. 1973. Drainage of Agricultural Land. USA.
- Stephen, C. y W.C. Mills. 1965. Using the cipress creek formula to stimate runoff rates in the southern coastal plains and adjacent flatwoods lland resource areas. USDA, ARS. 42-95.