

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**ANALISIS COMPARATIVO DE NORMAS DE DISEÑO
HIDRAULICO Y METODOLOGIA DE APLICACIÓN EN
URBANIZACIONES.**

PRESENTADO POR:

HECTOR EDUARDO GONZALEZ BONILLA

RAFAEL ANTONIO HENRIQUEZ PALACIOS

EMELY YAMILETH ROBLES SARAVIA

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, AGOSTO DE 2010

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

MSc. RUFINO ANTONIO QUEZADA SÁNCHEZ

SECRETARIO GENERAL :

LIC. DOUGLAS VLADIMIR ALFARO CHÁVEZ

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIO :

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR :

MSc. ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación Previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título

:

**ANALISIS COMPARATIVO DE NORMAS DE DISEÑO
HIDRAULICO Y METODOLOGIA DE APLICACIÓN EN
URBANIZACIONES.**

Presentado por

:

**HECTOR EDUARDO GONZALEZ BONILLA
RAFAEL ANTONIO HENRIQUEZ PALACIOS
EMELY YAMILETH ROBLES SARAVIA**

Trabajo de Graduación Aprobado por

:

Docentes Directores

:

**ING. JOAQUÍN MARIANO SERRANO CHOTO
ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR RIVAS**

San Salvador, Agosto de 2010.

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

ING. JOAQUÍN MARIANO SERRANO CHOTO

ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR RIVAS

AGRADECIMIENTOS

A Dios, Todopoderoso, que con su infinita misericordia nos dio fuerza, sabiduría, paciencia, y la oportunidad de terminar exitosamente nuestro trabajo de graduación.

A Nuestros Asesores: ING. JOAQUIN SERRANO CHOTO e ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR RIVAS, por la disposición de su tiempo para ayudarnos, guiarnos y corregirnos a lo largo del desarrollo del trabajo de graduación.

Al ING. JORGE OSWALDO RIVERA FLORES, por la ayuda y consejos que nos proporciono para la culminación de la carrera.

A las familias: González Bonilla, Anduray Henríquez y Robles Saravia, por recibirnos en su hogar y compartir con nosotros a lo largo del desarrollo de nuestra tesis, gracias por todo su apoyo moral y material, sin duda, esto no hubiera sido posible sin su ayuda.

A Sra. Rosa Idalia Valencia por darnos su soporte durante las defensas de nuestra tesis, por su amabilidad y cooperación con el grupo.

A Silvia Ivette de Hernández, por su disposición cuando necesitábamos de su ayuda con los documentos de nuestra tesis.

A nuestros Familiares, en general, por el apoyo brindado durante el transcurso de la carrera, y el trabajo de graduación, así como el soporte moral y económico.

A los Empleados de ANDA Plantel “El Coro” y sucursal “Universitaria”, por la amabilidad, la atención e información brindada, para la realización de los diseños de agua potable y alcantarillado sanitario.

A los Empleados de OPAMSS Y VMVDU, por la atención e información brindada, para la realización del diseño de alcantarillado pluvial.

DEDICATORIA

A DIOS Todopoderoso, por darme la vida y el aliento necesario para realizar todas mis aspiraciones, Te doy gracias por darme la salud, inteligencia, y las fuerzas para seguir adelante a lo largo de toda mi carrera.

A Mis Padres, Mario Enrique González Barrera y Briyalba Herminia Bonilla Henríquez de González, por cuidarme, criarme y educarme de la mejor manera, es una demostración del agradecimiento que les tengo, los amo mucho.

A Mis Hermanos, Mario Enrique González Bonilla y Altagracia María González Bonilla, por brindarme fraternal cariño.

A Mis Abuelitos (que están en el cielo), Ramón Tobías Bonilla (Q.D.D.G.) y Rosa Barrera de González (Q.D.D.G), por aconsejarme y guiarme.

A mis Abuelitos, Víctor Manuel González y María Benilda Henríquez de Bonilla, por estar siempre pendientes de mí y ayudarme cuando tenía dificultades.

A mis compañeros de Tesis, RAFAEL HENRIQUEZ y especialmente a EMELY ROBLES, por su apoyo y amistad.

HECTOR EDUARDO GONZALEZ BONILLA

DEDICATORIA

GLORIA A DIOS, que con su infinita misericordia y bondad me dio las fuerzas, la inteligencia y las herramientas necesarias, para superar los problemas e imprevistos que surgieron a lo largo de este camino, y así poder terminar satisfactoriamente esta etapa de mi vida y con ello alcanzar este logro personal.

A Mis Padres, Rafael Antonio Anduray Henríquez y Mercedes Isabel Palacios, por apoyarme, educarme, y formarme para poder enfrentar los retos de la vida, por inculcarme la Fe y esperanza en Dios y por siempre estar allí cuando más los he necesitado, gracias por su amor incondicional, yo también los amo.

A Mis Hermanas y Hermano, Melissa Alejandra, Claudia Liseth, Rodrigo Alfonso y Angie Irene, por estar allí siempre, apoyándome, aconsejarme y preocuparse siempre por mí, gracias por acompañarme y brindarme a cada instante su amor.

A Mi Abuelita, Marta Margarita Anduray, que con sus sabios consejos me ayuda a tomar decisiones y por supuesto por su gran amor que me sirve como aliento para seguir adelante.

A mi Abuelito Mauricio Valencia (Q.D.D.G), que siempre lleno mi vida de alegría y felicidad, me enseñó que en la vida hay que ser feliz y ver el lado bueno de las cosas, se que intercedió mucho ante Dios por mí para que todo me saliera bien, Gracias Abuelito.

A mis Abuelitos Blas Palacios (Q.D.D.G.) y Ana Victoria de Palacios (Q.D.D.G.) que me inculcaron la unión familiar, que la vida es una lucha diaria que si estamos unidos es más fácil de llevar.

A mis Tías, Rosa Idalia Valencia Anduray y Marta Lorena Valencia de Castro (y a mi Tío también, René Castro) que siempre me dieron palabras de ánimo y aliento para poder terminar mi carrera, gracias Tíos.

A mi demás familia, por estar a mi lado y pendientes en esta etapa en mi vida, gracias, los quiero.

A mi linda comunidad, Cristo Joven que me ha inculcado la plena confianza en Dios y que para Él no hay nada imposible, que a pesar de las adversidades Dios Siempre está con nosotros, así mismo a todos mis amigos que he encontrado allí, que son como mis hermanos, que siempre están allí para brindar palabras de aliento y fortaleza.

A mis Amigos, Ivonne Aguillón, Gaby Guerra, Elin Chinchilla, Guillermo Figueroa, Kevin López, Jesús Martínez y muchos más, por estar siempre pendiente de mi, apoyarme cuando lo necesité y oírme muchas veces aunque no me entendieran, muchas gracias.

A mis amigos y compañeros de Tesis, Héctor Eduardo González Bonilla y Emely Yamileth Robles Saravia por su paciencia, apoyo y haber hecho de esta etapa una muy buena experiencia.

RAFAEL ANTONIO HENRÍQUEZ PALACIOS

DEDICATORIA

A Dios Todopoderoso, gracias Señor por darme la fuerza de voluntad y todo lo necesario para culminar mis estudios, por todas las bendiciones recibidas desde el inicio de mi carrera hasta la última defensa de mi tesis.

A mis padres, María Santos Saravia y José Cristóbal Robles, por darme la vida y educarme de la mejor forma posible, gracias por todo su amor y sus consejos, gracias especialmente a mi mamá por permanecer siempre a mi lado, y darme todo su apoyo.

A mis abuelos, especialmente a mi abuelita Catalina Guevara (Q.D.D.G.) y mi abuelo Gerónimo Saravia (Q.D.D.G.), por el soporte económico que le brindaron a mi mamá, sin ellos no hubiera logrado terminar mis estudios universitarios.

A mis hermanos, Arelia , Danilo y especialmente en memoria de mi querida hermana Yanci (Q.D.D.G.), por alentarme a seguir adelante, ayudarme cuando lo necesitaba y por la confianza que depositaron en mí.

A mis sobrinitos, Brayan y Kike, con su amor y presencia alegran cada día de las personas que convivimos a su lado, a mi cuñada Rosa María Morales García por permanecer siempre apoyando a toda nuestra familia.

A mis compañeros de tesis, y amigos, Rafa y Héctor por su apoyo incondicional durante el desarrollo de la tesis, y especialmente a Héctor Eduardo por ser un gran apoyo en estos años de estudio en la Universidad.

EMELY YAMILETH ROBLES SARAVIA

CONTENIDO

CAPITULO I: GENERALIDADES	1
1.0 INTRODUCCIÓN.....	2
1.1 ANTECEDENTES.....	4
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	5
1.3 OBJETIVOS.....	7
1.3.1 OBJETIVO GENERAL.....	7
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	7
1.4 ALCANCES.....	8
1.5 LIMITACIONES.....	9
1.6 JUSTIFICACIÓN.....	10
CAPITULO II: “ANÁLISIS COMPARATIVO DE NORMAS DE DISEÑO DE SISTEMAS HIDRÁULICOS DE LAS REGIONES DE NORTE (MÉXICO), CENTRO (EL SALVADOR, COSTA RICA Y NICARAGUA) Y SUR AMÉRICA (COLOMBIA)”	12
2.0 INTRODUCCION.....	13
2.1 PARAMETROS DE DISEÑO DE AGUA POTABLE.....	14
2.1.1 NORMATIVA DE COLOMBIA.....	14
2.1.1.1 ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN.....	14
2.1.1.2 DOTACIÓN NETA.....	14
2.1.1.3 PÉRDIDAS.....	15
2.1.1.4 DOTACIÓN BRUTA.....	16
2.1.1.5 DEMANDA.....	17
2.1.1.7 ECUACIÓN PARA EL CÁLCULO DE PERDIDAS MENORES ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN.....	19
2.1.1.8 OTROS PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DE ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN.....	19

2.1.1.9 PERIODO DE DISEÑO REDES DE DISTRIBUCIÓN.....	21
2.1.1.10 CAUDAL DE DISEÑO REDES DE DISTRIBUCIÓN.....	22
2.1.1.11 PERDIDAS EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN.....	22
2.1.1.12 PRESIONES EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN.....	22
2.1.1.13 DIÁMETROS DE LAS TUBERÍAS EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN.....	23
2.1.2 NORMATIVA DE COSTA RICA.....	25
2.1.2.1 DOTACIONES.....	25
2.1.2.2 FACTORES DE DEMANDA MÁXIMA.....	25
2.1.2.3 VELOCIDAD.....	25
2.1.2.4 PRESIÓN MÁXIMA.....	26
2.1.2.5 PRESIÓN MÍNIMA.....	26
2.1.2.6 DIÁMETRO NOMINAL MÍNIMO.....	26
2.1.3 NORMATIVA DE EL SALVADOR.....	27
2.1.3.1 PERIODO DE DISEÑO.....	27
2.1.3.2 POBLACION FUTURA.....	27
2.1.3.3 POBLACION DE DISEÑO.....	28
2.1.3.4 CONSUMO DE AGUA.....	28
2.1.3.5 VARIACIONES DE CONSUMO.....	28
2.1.3.6 CAUDAL DE DISEÑO ADUCCIÓN.....	29
2.1.3.7 VELOCIDAD ADUCCIÓN.....	29
2.1.3.8 DIÁMETROS ADUCCIÓN.....	29
2.1.3.9 PRESIÓN RED DE DISTRIBUCION.....	30
2.1.3.10 VELOCIDADES RED DE DISTRIBUCIÓN.....	30
2.1.4 NORMATIVA DE MEXICO.....	31
2.1.4.1 POBLACIÓN DE PROYECTO.....	31
2.1.4.2 PERÍODO DE DISEÑO.....	34
2.1.4.3 DOTACIONES.....	35
2.1.4.4 PRESIONES MÁXIMA Y MÍNIMA.....	37

2.1.4.5 VELOCIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS.....	37
2.1.5 NORMATIVA DE NICARAGUA.....	39
2.1.5.1 ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN.....	39
2.1.5.2 DOTACIONES Y DEMANDA DE AGUA PARA CONSUMO.....	41
2.1.5.3 FACTORES DE MÁXIMAS DEMANDAS.....	44
2.1.5.4 PÉRDIDAS EN EL SISTEMA.....	45
2.1.5.5 VELOCIDADES PERMISIBLES CONDUCCION.....	45
2.1.5.6 PRESIONES MÍNIMAS Y MÁXIMAS CONDUCCION.....	45
2.1.5.7 DIÁMETRO MÍNIMO CONDUCCION.....	46
2.2 PARAMETROS DE DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO.....	47
2.2.1 NORMATIVA DE COLOMBIA.....	47
2.2.1.1 PERIODO DE DISEÑO.....	47
2.2.1.2 POBLACIÓN.....	47
2.2.1.3 CONTRIBUCIÓN DE AGUAS RESIDUALES.....	47
2.2.1.4 CAUDAL.....	53
2.2.1.5 DIÁMETRO INTERNO REAL MÍNIMO.....	56
2.2.1.6 VELOCIDAD.....	56
2.2.1.7 PENDIENTES.....	58
2.2.1.8 PROFUNDIDAD HIDRÁULICA MÁXIMA.....	58
2.2.2 NORMA DE COSTA RICA.....	59
2.2.2.1 VELOCIDAD.....	59
2.2.2.2 TIRANTE HIDRÁULICO MÁXIMO.....	59
2.2.2.3 CAUDALES DE DISEÑO.....	59
2.2.2.4 DIÁMETRO NOMINAL MÍNIMO.....	61
2.2.3 NORMATIVA DE EL SALVADOR.....	62
2.2.3.1 PERIODO DE DISEÑO (n).....	62
2.2.3.2 POBLACIÓN FUTURA (Pn).....	62
2.2.3.3 CAUDAL DE DISEÑO.....	62

2.2.3.4 VELOCIDAD MÍNIMA.....	63
2.2.3.5 VELOCIDAD MÁXIMA.....	63
2.2.3.6 DIÁMETRO MÍNIMO PARA TUBERÍA (COLECTORES DE PASAJES PEATONALES).....	63
2.2.3.7 PENDIENTE MÍNIMA.....	63
2.2.4 NORMATIVA DE MÉXICO.....	64
2.2.4.1 PERIODO DE DISEÑO.....	64
2.2.4.2 POBLACIÓN.....	64
2.2.4.3 APORTACIÓN DE AGUAS RESIDUALES.....	64
2.2.4.4 GASTOS DE DISEÑO.....	65
2.2.4.5 VELOCIDAD MÍNIMA.....	67
2.2.4.6 VELOCIDAD MÁXIMA.....	68
2.2.4.7 PENDIENTES.....	68
2.2.4.8 DIÁMETROS.....	70
2.2.4.9 PÉRDIDAS DE CARGA POR FRICCIÓN.....	70
2.2.5 NORMA DE NICARAGUA.....	71
2.2.5.1 PROYECCIÓN DE POBLACIÓN.....	71
2.2.5.2 CANTIDAD DE AGUAS RESIDUALES.....	71
2.2.5.3 PERIODOS DE DISEÑO ECONÓMICO PARA LAS ESTRUCTURAS DE LOS SISTEMAS.....	73
2.2.5.4 HIDRÁULICA DE LAS ALCANTARILLAS.....	74
2.2.5.5 DIÁMETRO MÍNIMO.....	74
2.2.5.6 PENDIENTE LONGITUDINAL MÍNIMA.....	75
2.2.5.7 PÉRDIDA DE CARGA ADICIONAL.....	75
2.2.5.8 CAMBIO DE DIÁMETRO.....	75
2.3 PARAMETROS DE DISEÑO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.....	76
2.3.1 NORMATIVA DE COLOMBIA.....	76
2.3.1.1 ÁREAS DE DRENAJE.....	76
2.3.1.2 CAUDAL DE DISEÑO.....	76

2.3.1.3 PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO.....	77
2.3.1.4 INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN.....	78
2.3.1.5 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.....	78
2.3.1.6 DIÁMETRO MÍNIMO.....	81
2.3.1.7 VELOCIDAD MÍNIMA.....	82
2.3.1.8 VELOCIDAD MÁXIMA.....	82
2.3.1.9 PENDIENTES.....	82
2.3.1.10 PROFUNDIDAD HIDRÁULICA MÁXIMA.....	82
2.3.2 NORMATIVA DE COSTA RICA.....	83
2.3.2.1 ESTIMACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO.....	83
2.3.2.2 INTENSIDAD DE LA LLUVIA.....	83
2.3.2.3 EL PERÍODO DE RETORNO.....	83
2.3.2.4 EL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.....	83
2.3.2.5 CÁLCULO HIDRÁULICO.....	84
2.3.2.6 VELOCIDAD MÁXIMA.....	84
2.3.2.7 VELOCIDAD MÍNIMA.....	84
2.3.2.8 TIRANTE HIDRÁULICO MÁXIMO.....	85
2.3.2.9 DIÁMETRO NOMINAL MÍNIMO.....	85
2.3.3 NORMATIVA DE EL SALVADOR.....	86
2.3.3.1 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL.....	86
2.3.3.2 PERIODO DE RETORNO (n).....	86
2.3.3.3 DETERMINACIÓN DE INTENSIDAD.....	86
2.3.3.4 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.....	86
2.3.3.4 DIÁMETRO MÍNIMO.....	87
2.3.3.5 VELOCIDAD MÁXIMA.....	88
2.3.3.6 VELOCIDAD MÍNIMA.....	88
2.3.3.7 PENDIENTES.....	88
2.3.4 NORMATIVA DE MÉXICO.....	90
2.3.4.1 CAUDAL DE DISEÑO.....	90

2.3.4.2	EL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.....	90
2.3.4.3	PERIODO DE RETORNO.....	91
2.3.4.4	DIÁMETRO MÍNIMO DE DISEÑO.....	92
2.3.4.5	VELOCIDAD MÍNIMA.....	92
2.3.4.6	VELOCIDAD MÁXIMA.....	92
2.3.4.7	PENDIENTES DE DISEÑO.....	93
2.4	CUADROS COMPARATIVOS DE NORMAS DE DISEÑO HIDRÁULICO.....	95
2.4.1	PARÁMETROS DE AGUA POTABLE.....	96
2.4.2	PARÁMETROS DE ALCANTARILLADO SANITARIO.....	99
2.4.3	PARÁMETROS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.....	105
2.5	ANÁLISIS DE PARÁMETROS DE NORMAS DE DISEÑO HIDRÁULICO PARA URBANIZACIONES.....	109
2.5.1	ANÁLISIS DE NORMAS DE AGUA POTABLE.....	109
2.5.1.1	CAUDAL.....	109
2.5.1.2	PRESIONES MAXIMAS Y MINIMAS.....	111
2.5.1.3	VELOCIDADES MAXIMAS Y MINIMAS.....	112
2.5.1.4	ANÁLISIS TECNICO.....	113
2.5.1.5	ANÁLISIS ECONOMICO.....	114
2.5.2	ANÁLISIS DE NORMAS ALCANTARILLADO SANITARIO.....	115
2.5.2.1	CAUDAL.....	115
2.5.2.2	DIÁMETRO.....	115
2.5.2.3	VELOCIDADES MAXIMAS Y MINIMAS.....	116
2.5.2.4	PENDIENTE MAXIMAS Y MINIMAS.....	117
2.5.2.5	TIRANTE.....	117
2.5.2.6	PÉRDIDA DE CARGA.....	118
2.5.2.7	ANÁLISIS TÉCNICO.....	118
2.5.2.8	ANÁLISIS ECONOMICO.....	119
2.5.3	ANÁLISIS DE NORMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.....	120

2.5.3.1 CAUDAL.....	120
2.5.3.2 DIAMETROS MÍNIMOS.....	122
2.5.3.3 VELOCIDADES.....	122
2.5.3.4 PENDIENTE.....	123
2.5.3.5 TIRANTE MAXIMO.....	124
2.5.3.6 ANALISIS TECNICO.....	124
2.5.3.7 ANALISIS ECONOMICO.....	125
2.6 CUADROS DE PROPUESTA DE PARAMETROS DE DISEÑO.....	126

CAPÍTULO III: “METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE AGUA POTABLE UTILIZANDO PROPUESTA DE PARÁMETROS DE DISEÑO Y HERRAMIENTAS INFORMÁTICAS”.....136

3.0 INTRODUCCIÓN.....	137
3.1 MARCO TEÓRICO: “SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE”.....	139
3.1.1 PARÁMETROS PRELIMINARES DE DISEÑO.....	139
3.1.1.1 PERIODO DE DISEÑO.....	139
3.1.1.2 POBLACIÓN FUTURA.....	140
3.1.1.3 DOTACIONES.....	142
3.1.1.4 CAUDALES DE DISEÑO.....	145
3.1.2 FUENTES DE ABASTECIMIENTO.....	146
3.1.3 CAPTACIÓN DE AGUA POTABLE.....	146
3.1.3.1 CAPTACIÓN DE AGUAS ATMOSFÉRICAS.....	147
3.1.3.2 CAPTACIÓN DE AGUAS SUPERFICIALES.....	148
3.1.3.3 CAPTACION EN ALMACENAMIENTO.....	149
3.1.3.4 CAPTACION DE MANANTIALES.....	149
3.1.3.5 CAPTACIÓN EN CUERPOS DE AGUA SOMEROS Y SUBTERRANEOS.....	153
3.1.4 REDES DE DISTRIBUCION.....	156

3.1.4.1 CLASIFICACIÓN DE LAS CONDUCCIONES.	157
3.1.4.2 ASPECTOS CONSIDERADOS PARA EL CORRECTO FUNCIONAMIENTO DE LAS LINEAS DE CONDUCCIÓN.....	160
3.1.4.3 LÍNEAS DE DISTRIBUCIÓN.....	164
3.1.4.4 SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN.....	166
3.1.4.5 BOMBAS.....	169
3.1.4.6 PASOS PARA EL DISEÑO DE RESERVORIOS ELEVADOS DE AGUA POTABLE.....	175
3.2 SOLICITUD DE SERVICIOS (TRAMITES).....	183
3.2.1 FACTIBILIDAD ANDA.....	183
3.2.2 REQUISITOS PARA LA APROBACION DE PLANOS.....	183
3.2.3 TRAMITES DURANTE LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO.....	184
3.2.4 RECEPCION TOTAL Y HABILITACION DE SERVICIOS EN EL PROYECTO.....	184
3.3 DESCRIPCIÓN DEL SOFTWARE EPANET.	185
3.3.1 ¿QUE ES EPANET?.....	185
3.3.2 CAPACIDADES PARA LA CONFECCIÓN DE MODELOS HIDRÁULICOS.....	186
3.3.3 ENTORNO DE TRABAJO DE EPANET. 187	
3.3.3.1 LA BARRA DE MENÚS.....	188
3.3.3.2 LAS BARRAS DE HERRAMIENTAS.....	193
3.3.3.3 LA BARRA DE ESTADO.....	196
3.3.4 EL ESQUEMA DE LA RED.	196
3.3.4.1 EL VISOR DE DATOS.....	197
3.3.4.2 EL VISOR DEL ESQUEMA.....	197
3.3.4.3 EL EDITOR DE PROPIEDADES.....	198
3.3.5 COMPONENTES FÍSICOS.....	200
3.3.6 COMPONENTES NO FÍSICOS.....	206

3.3.7 EL MODELO DE SIMULACIÓN HIDRÁULICA.....	209
3.3.7.1 EJECUTAR UNA SIMULACIÓN.....	209
3.4 METODOLOGIA, MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE LA RED DE ABASTECIMIENTO DE EJEMPLO MODELO UTILIZANDO EL SOFTWARE EPANET.....	210
3.4.1 MODELACIÓN DEL EJEMPLO.....	210
3.4.1.1 ESQUEMA DE RED.....	210
3.4.1.2 METODOLOGIA DE DISEÑO PARA EJEMPLO MODELO..	216
3.4.1.3 CONSIDERACIONES (EJEMPLO MODELO).....	219
3.4.2 DISEÑO DE LA RED DE ABASTECIMIENTO.....	219
3.4.2.1 PERIODO DE DISEÑO.....	219
3.4.2.2 PROYECCIÓN DE POBLACIÓN.....	219
3.4.2.3 CAUDALES DE DISEÑO.....	222
3.4.3 CALCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO.....	232
3.4.3.1 DISEÑO GEOMETRICO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO.....	235
3.4.4 DIAMETROS DE LA RED DE ABASTECIMIENTO.....	242
3.4.5 DISEÑO DE LA BOMBA.....	256
3.4.6 OBSERVACION Y ANALISIS DE RESULTADOS.....	282
CAPÍTULO IV: “METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO UTILIZANDO PROPUESTA DE PARÁMETROS DE DISEÑO Y HERRAMIENTAS INFORMÁTICAS”.....	289
4.0 INTRODUCCIÓN.....	290
4.1 MARCO TEÓRICO. “SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO”.....	292
4.1.1 SISTEMAS DE RECOLECCIÓN DE AGUAS RESIDUALES.....	292
4.1.2 VARIABILIDAD Y ANÁLISIS DEL AGUA RESIDUAL.....	294
4.1.3 DISPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.....	295

4.1.4.1 DILUCION EN AGUAS SUPERFICIALES.....	295
4.1.4.2 DESCARGA A LA ATMOSFERA EN FORMA DE VAPOR.....	297
4.1.4.3 EMISARIOS SUBMARINOS.....	298
4.1.4.4 DISPOSICION EN TERENO.....	299
4.1.5 SELECCIÓN DE UN SISTEMA DE DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES.....	303
4.1.6 COMPONENTES DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO.....	304
4.1.7 DISEÑO DE ALCANTARILLAS LLENAS Y PARCIALMENTE LLENAS.....	306
4.1.7.1 DISEÑO DE ALCANTARILLAS LLENAS.....	307
4.1.7.2 DISEÑO DE ALCANTARILLAS PARCIALMENTE LLENAS.....	308
4.2 SOLICITUD DE SERVICIOS (TRAMITES).....	310
4.2.1 FACTIBILIDAD ANDA.....	310
4.2.2 REQUISITOS PARA LA APROBACIÓN DE PLANOS.....	310
4.2.3 TRAMITES DURANTE LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO.....	311
4.2.4 RECEPCIÓN PARCIAL DE CAÑERÍAS.....	311
4.2.5 RECEPCIÓN TOTAL Y HABILITACIÓN DE SERVICIOS EN EL PROYECTO.....	311
4.3 METODOLOGIA Y ANÁLISIS DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE EJEMPLO MODELO UTILIZANDO HOJA DE CALCULO H-CANALES.....	313
4.3.1 PROYECTOS DE REDES DE ALCANTARILLADO.....	313
4.3.2. DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO.....	314
4.3.2.1 DATOS DEL PROYECTO.....	314
4.3.2.2 CALCULO DE POBLACIÓN DE PROYECTO PARA CÁLCULO DE DOTACIÓN.....	314

4.3.2.3 CALCULO DE CAUDALES.....	315
4.3.2.4 DISEÑO DE COLECTORES.....	333
4.3.2.5 VELOCIDAD A TUBO LLENO.....	340
4.3.2.6 NIVELES DE POZOS DE AGUAS NEGRAS (PAN) Y CAJAS DE AGUAS NEGRAS (CAN).....	343
CAPÍTULO V: “METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL UTILIZANDO PROPUESTA DE PARÁMETROS DE DISEÑO Y HERRAMIENTAS INFORMÁTICAS”.....	345
5.0 INTRODUCCIÓN.....	346
5.1 MARCO TEÓRICO. “SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL”.....	348
5.1.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.....	351
5.1.1.1 CONSIDERACIONES BÁSICAS DEL PROYECTO.....	351
5.1.1.2 CONSIDERACIONES HIDRÁULICAS.....	353
5.1.2 MÉTODO RACIONAL.....	355
5.1.3 COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA O DE FLUJO SUPERFICIAL...	356
5.1.4 INTENSIDAD DE LLUVIA.....	359
5.1.4.1 PERIODO DE RETORNO.....	359
5.1.4.2 TIEMPO DE CONCENTRACION.....	363
5.1.5 CURVAS INTENSIDAD - DURACIÓN – FRECUENCIA.....	365
5.1.6 AREA DE DRENAJE.....	370
5.1.7 COMPONENTES DEL SISTEMA DE AGUAS LLUVIAS.....	371
5.1.8 CONSIDERACIONES DE VELOCIDADES Y PENDIENTES.....	378
5.2 TRAMITES A REALIZAR PARA SOLICITAR FACTIBILIDAD DE AGUAS LLUVIAS.....	381
5.2.1 OPAMSS.....	381
5.2.2 VMVDU.....	383
5.2.2.1 FACTIBILIDAD DE PROYECTOS DE URBANIZACION Y CONSTRUCCION.....	383

5.2.2.2 FORMULARIO A.....	384
5.2.2.3 FORMULARIO A-1.....	384
5.3 METODOLOGIA DE DISEÑO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.....	385
5.3.1 CALCULO DE LA INTENSIDAD DE DISEÑO.....	385
5.3.2 AREAS TRIBUTARIAS.....	396
5.3.3 CAUDALES DE ESCORRENTIA.....	399
5.3.4 DISEÑO DE CUNETA.....	414
5.3.5 DISEÑO DE LAS TUBERÍAS DE LA RED DE DRENAJE PLUVIAL.....	423
5.3.6 DISEÑO DE CANALETAS PARA TALUDES.....	429
CAPÍTULO VI: “CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES”.....	432
6.1 CONCLUSIONES.....	433
6.2 RECOMENDACIONES.....	438
BIBLIOGRAFIA.....	442
ANEXO.....	444

RESUMEN

El presente trabajo de graduación se realizó con el objetivo de ofrecer un apoyo y ampliar los conocimientos a estudiantes y profesionales interesados en el campo de diseño de sistemas hidráulicos en urbanizaciones, en cuanto a valores de parámetros de diseño y metodología a desarrollar.

El documento se encuentra desarrollado de la siguiente manera:

1. Generalidades:

Contiene las generalidades de la investigación como introducción, planteamiento del problema en el que se basa la justificación, además se presentan los alcances y limitaciones de la investigación.

2. Análisis Comparativo de Normas de Diseños de sistemas hidráulicos de las regiones del Norte (México), Centro (El Salvador, Nicaragua y Costa Rica) y Sur América (Colombia):

Se presenta un análisis comparativo de los parámetros más importantes para el diseño de los sistemas hidráulicos, de algunos países de la región norte, centro y sur América. Además al final de este capítulo se puede encontrar un apartado en el cual se presenta una “Propuesta de Parámetros de Diseño”, desarrollado en base a los valores de las normas antes mencionadas.

3. Metodología para el Diseño de Agua Potable utilizando normas Nacionales y herramientas informáticas:

Se realizara una metodología de diseño para agua potable, aplicada a un ejemplo modelo, haciendo uso de un software (EPANET), para facilitar el diseño.

4. Metodología para el Diseño de Aguas Negras utilizando normas Nacionales y herramientas Informáticas:

Contiene la metodología para desarrollar el diseño de aguas negras, aplicada a un ejemplo modelo, haciendo uso de una hoja de cálculo (H-Canales), para facilitar el diseño.

5. Metodología para el Diseño de Aguas Lluvias utilizando normas Nacionales y herramientas Informáticas:

Se desarrollara una metodología de diseño de aguas lluvias, aplicada a un ejemplo modelo, haciendo uso de una hoja de cálculo (H-Canales), para facilitar el diseño.

6. Conclusiones y Recomendaciones:

Se presentan unas conclusiones y recomendaciones con el fin de dar respuesta a lo planteado al inicio de la investigación y se complementa con los anexos y bibliografía.

Capítulo I:

Generalidades.

1.0 INTRODUCCIÓN.

En nuestro país suceden frecuentemente colapsos de sistemas hidráulicos, esto se debe a factores como: diseños inadecuados, falta de mantenimiento¹, o un mal uso de los parámetros de diseño, tomando siempre los valores mínimos permitidos sin un factor de seguridad; estos colapsos conllevan a problemas como: dejar a la población sin abastecimiento de agua² por el tiempo en llevar a cabo las reparaciones, proliferación de enfermedades en las comunidades por el encharcamiento debido a fugas, inundaciones, socavaciones en el suelo que pueden llegar a generar cárcavas³.

Debido a todos los problemas que genera un mal diseño de los sistemas hidráulicos, es necesario conocer y hacer un buen uso de las normas y los parámetros de diseño para que estos funcionen de manera eficiente y adecuada, y además que cumplan con las exigencias de la población, para las que se han diseñado.

Por la problemática existente, se considera realizar un análisis comparativo de los parámetros de diseño de los sistemas hidráulicos en urbanizaciones, de países de las regiones de Norte América, Centro América y Sur América seleccionados bajo el criterio de disponibilidad, con el fin de ampliar el conocimiento y criterios de selección de metodologías, para realizar un diseño que cumpla, con las especificaciones

¹ <http://www.laprensagrafica.com/el-salvador/departamentos/50059-tuberia-de-agua-esta-danada.html>

² <http://www.laprensagrafica.com/elsalvador/departamentos/34143--cinco-colonias-sin-agua-por-tuberias-danadas.html>

³ <http://www.laprensagrafica.com/lo-del-dia-edi/25445-cierran-paso-en-29o-calle-poniente.html>

requeridas, por las normas de diseño hidráulico, y al mismo tiempo, que satisfagan las necesidades de abastecimiento y drenaje de las urbanizaciones.

Asimismo se investigará y desarrollará una metodología de diseño para los sistemas hidráulicos en urbanizaciones tomando en cuenta las diferentes opciones y seleccionando la que se adecue a cada situación y que posteriormente se aplicará a un ejemplo modelo. Este documento se podría utilizar como una guía tanto para estudiantes como para profesionales interesados en el Diseño Hidráulico para Urbanizaciones.

1.1 ANTECEDENTES.

Históricamente en El Salvador los servicios de agua y saneamiento fueron en un tiempo prestados por cada municipalidad. A principios de la década de los 60's llegó al país la corriente de las entidades del Estado prestadoras de estos servicios en toda la nación. Esto llevó a que en 1961 se creara la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA), entidad a la que se transfirieron la mayoría de los sistemas de abastecimiento de agua y alcantarillado de las poblaciones del país. Con el tiempo esta modalidad se fue desgastando cayendo víctima de la extrema centralización, los abusos, la corrupción, la ineficiencia, el descuido, la politización, etc⁴.

De acuerdo con su ley de creación a ANDA le corresponden las funciones de prestación de los servicios, fijar las políticas, el establecimiento y aplicación de las normas y en cuanto al sector, realizar y promover su planeamiento, financiamiento y desarrollo. No obstante un enfoque más evolucionado del sector, demanda la separación de funciones entre la prestación de los servicios, la regulación y el establecimiento de políticas⁴.

Aunque ANDA proporciona los lineamientos básicos para el diseño en sus Normas Técnicas, es necesario tener el soporte de un documento, en el que se facilite, una recopilación de la información necesaria, así como la metodología adecuada para poder desarrollar un proyecto de diseño de cualquiera de los sistemas hidráulicos.

⁴ <http://www.anda.gob.sv/institucion.php>

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Actualmente, no existe un documento que proporcione, las diferentes opciones de diseño de abastecimiento de agua potable; diseño de alcantarillados de aguas lluvias, aguas negras y un análisis comparativo de los parámetros de diseño hidráulico para urbanizaciones, en proyectos que no se encuentran necesariamente en el ámbito laboral, sino también en actividades programadas por materias universitarias como Abastecimiento de Agua y Alcantarillados.

Es por esto que se hace necesario contar con una metodología, que de un soporte en el diseño de sistemas hidráulicos, que cumpla con los parámetros obligatorios de la norma nacional (Normas de ANDA para los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario, y con el Reglamento de la OPAMSS para los sistemas de alcantarillado pluvial), los cuales se obvian a veces por negligencia de parte del diseñador y por desconocimiento, dando como resultados diseños inadecuados, colapsos de sistemas hidráulicos, entre otros.

Por esta razón surgió la idea de elaborar un documento, que proporcione tanto a estudiantes como a profesionales una guía, para un mejor entendimiento de los diferentes componentes que se diseña en un sistema hidráulico para urbanizaciones.

Además de tomar en cuenta que se hará un análisis comparativo de normas, de las regiones de Norte América, representada por la Normativa de diseño Hidráulico para Urbanizaciones de México, de la región de Centro América representada por la

Normativa de diseño Hidráulico para Urbanizaciones de los países de El Salvador, Costa Rica y Nicaragua y finalmente de la región de Sur América, representada por la Normativa de diseño Hidráulico para Urbanizaciones de Colombia.

De lo anterior se brindara un mejor desarrollo del profesional en esta área; además, este enfoque no será solo para el país; ya que al tener un análisis de las normas extranjeras, se pueden realizar proyectos en estos países y se podrán ampliar los conocimientos, abriendo así las puertas para un desarrollo integral de profesionales y estudiantes.

1.3 OBJETIVOS.

1.3.1 Objetivo general.

- ✓ Elaborar un documento que brinde apoyo a profesionales y estudiantes de la carrera de Ingeniería civil, en el área de diseño de sistemas hidráulicos en urbanizaciones, basado en la normativa nacional; auxiliándonos de herramientas informáticas que agilizarán los cálculos en la resolución del análisis en el diseño.

1.3.2 Objetivos específicos.

- ✓ Analizar las normas de diseño de sistemas hidráulicos (agua potable, aguas negras, y aguas lluvias), de los países de El Salvador, Costa Rica, Nicaragua, México y Colombia; y realizar una comparación de los parámetros más importantes.
- ✓ Elaborar una metodología para el diseño de sistemas hidráulicos tomando en cuenta las diferentes opciones, que cumplan con la normativa Salvadoreña (Normas de ANDA).
- ✓ Realizar una propuesta de diseño de sistemas hidráulicos (agua potable, aguas negras y aguas lluvias) aplicado a un ejemplo modelo de una urbanización.

1.4 ALCANCES.

- ✓ Se estudiarán las normas vigentes de sistemas hidráulicos de los países de El Salvador, Costa Rica, Nicaragua, México y Colombia, haciendo un análisis comparativo entre ellas.

- ✓ Se llevará a cabo una propuesta de solución, que se adapte mejor a las condiciones de un ejemplo modelo de una urbanización, utilizando las normas de nuestro país para el diseño de los sistemas hidráulicos (agua potable, aguas lluvias y aguas negras).

- ✓ Se recopilará la información necesaria, para establecer todas las posibles opciones de diseño de sistemas hidráulicos, y seleccionar la opción más adecuada para desarrollar la metodología del ejemplo modelo.

- ✓ Para el desarrollo de la metodología de diseño, se utilizarán herramientas informáticas que no requieran licencia para su uso y así facilitar los cálculos del diseño.

1.5 LIMITACIONES.

- ✓ Se utilizará software y herramientas informáticas (hoja de cálculo) que no requieran licencia para su uso.

- ✓ No se pretende modificar las normas vigentes de nuestro país, únicamente se hará un análisis comparativo con algunas normas extranjeras y una propuesta de los parámetros más importantes, para el diseño de sistemas hidráulicos en urbanizaciones.

- ✓ El desarrollo de la metodología para el diseño de sistemas hidráulicos se hará en base a la normativa de nuestro país.

- ✓ Se contará con un ejemplo modelo con toda la información de planimetría y altimetría, el cual se utilizará para el desarrollo de la metodología de diseño.

1.6 JUSTIFICACIÓN.

En nuestro país periódicamente colapsan los sistemas hidráulicos en urbanizaciones, debido a diseños inadecuados, que no alcanzan a satisfacer la demanda de la población en el caso de sistemas de agua potable; en lo que respecta a sistemas de aguas negras los elementos que componen la red no logran evacuar todo el caudal que se genera; por otra parte, en lo que concierne al sistema de aguas lluvias, no se toman en cuenta todas las variables que intervienen en el diseño.

Esto ocurre principalmente por un mal estudio previo del aumento demográfico, de la intensidad de lluvia caída en el tiempo, entre otros.

Otras causas de colapsos de los elementos que conforman el sistema hidráulico de urbanizaciones, es debido a la falta de mantenimiento y limpieza tanto para sistemas de abastecimiento de agua potable como los sistemas de alcantarillados sanitarios por parte de la entidad encargada (ANDA), lo que genera deterioro acelerado y un servicio de mala calidad que se le brinda a la población, creando así un ambiente insalubre para las diferentes comunidades que se “benefician” con los servicios. Para alcantarillado pluvial se dan los problemas mencionados anteriormente debido a que no se ha definido una institución gubernamental encargada del mantenimiento⁵.

⁵ <http://www.anda.gob.sv/institucion.php>

Debido a lo planteado anteriormente se pretende elaborar un documento, en el que se recopilen las normas hidráulicas vigentes de los países de El Salvador, Costa Rica, Nicaragua, México y Colombia, para realizar un análisis entre ellas, y en base a nuestro criterio plantear cual sería la mejor opción para el diseño de un sistema hidráulico; además se desarrollará una metodología para facilitar tanto a estudiantes como a profesionales, ya que en nuestro país no existe un documento de referencia y apoyo para diseñar los diferentes sistemas hidráulicos (agua potable, aguas lluvias y aguas negras), para urbanizaciones basándonos en la norma vigente de nuestro país.

Capítulo II:

**“Análisis Comparativo de Normas
de Diseño de Sistemas Hidráulicos
de las Regiones de Norte (México),
Centro (El Salvador, Costa Rica y
Nicaragua) y Sur América
(Colombia)”.**

2.0 INTRODUCCION.

En la actualidad las obras civiles son de gran necesidad para el desarrollo económico y social de una región, ya que tienen el fin de mejorar la calidad de vida de la población que la habita. Tal es el caso de los sistemas de abastecimiento de agua potable, alcantarillado sanitario y pluvial, pero dichas obras no se podrían diseñar y construir sin una guía o normativa, en la que se establezcan las condiciones mínimas y/o máximas que se deben cumplir, estos documentos son los que rigen las formas de construcción y establecen parámetros para el buen diseño de las obras en general.

Las Normas de diseño hidráulico han sido desarrolladas, con el propósito de fijar los requisitos mínimos y/o máximos de ingeniería para el diseño y ejecución de las obras e instalaciones hidráulicas, con el fin de asegurar un funcionamiento eficiente de los elementos que componen el sistema, en el siguiente capítulo se realiza un análisis de las Normas de Diseño hidráulico para Urbanizaciones de México, Colombia Nicaragua, Costa Rica y El Salvador, se analizan y comparan los valores mínimos y máximos establecidos por las diferentes normativas, para el diseño de los sistemas hidráulicos en urbanizaciones.

Se presentan cuadros comparativos y un análisis general tanto técnico como económico de los parámetros esenciales para el diseño de sistemas hidráulicos, de los países mencionados anteriormente, con el fin de proporcionar al diseñador una herramienta que facilite el diseño de las redes hidráulicas, en caso que se desempeñe fuera del país.

2.1 PARAMETROS DE DISEÑO DE AGUA POTABLE.

2.1.1 NORMATIVA DE COLOMBIA.

2.1.1.1 ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN.

- Se hace por medio de censos de vivienda.
- Se calculan las Densidades actuales y futuras.
 - Método de Cálculo: Aritmético, geométrico, exponencial y grafico.

Tabla 2.1 Métodos de cálculos permitidos según nivel de complejidad del sistema.

Método por emplear	Nivel de complejidad del sistema			
	Bajo	Medio	Medio Alto	Alto
Aritmético, Geométrico y Exponencial	X	X		
Aritmético + Geométrico + Exponencial + otros			X	X
Por componentes (Demográfico)			X	X
Detallar por zonas y Detallar densidades			X	X

2.1.1.2 DOTACIÓN NETA.

Tabla 2.2 Dotación neta mínima y máxima.

Dotación neta según el Nivel de Complejidad del Sistema		
Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta mínima (L/ hab/ día)	Dotación neta máxima (L/ hab/ día)
Bajo	100	150
Medio	120	175
Medio Alto	130	-
Alto	150	-

- Estimación de la dotación neta según registros históricos.
- Estimación de la dotación neta por comparación con poblaciones similares.
- Correcciones a la dotación neta.
 - ✓ **Para niveles bajo y medio de complejidad** este ajuste no puede superar el 20% de la Dotación inicial.
 - ✓ **Para niveles de medio alto y alto de complejidad** puede incrementarse la dotación neta para cierto tipo de consumidores por encima del 20% (según el uso del Agua).
 - Efecto del tamaño de la población en la dotación neta.
 - Efecto del clima en la dotación neta.

Tabla 2.3 Variación a la dotación neta según el clima y el Nivel de Complejidad del Sistema.

Nivel de complejidad del sistema	Clima cálido (Mas de 28°C)	Clima templado (Entre 20°C y 28°C)	Clima frío (Menos de 20°C)
Bajo	+15%	+10%	No se admite Corrección por clima
Medio	+15%	+10%	
Medio Alto	+20%	+15%	
Alto	+20%	+15%	

2.1.1.3 PÉRDIDAS.

- Pérdidas en la aducción (agua cruda): debe ser menor del 5%.
- Necesidades de la planta de tratamiento: debe considerarse entre 3% y 5% de caudal medio diario.

- Pérdidas en la conducción (agua tratada): Debe ser inferior al 5%.
- Pérdidas técnicas en el sistema de acueducto.

Tabla 2.4 Porcentajes máximos admisibles de pérdidas técnicas.

Nivel de complejidad del sistema	Porcentajes máximos admisibles de pérdidas técnicas para el cálculo de la dotación bruta
Bajo	40%
Medio	30%
Medio Alto	25%
Alto	20%

- Pérdidas comerciales: Las pérdidas comerciales se obtienen de la diferencia entre el volumen de agua entregado a la salida de las plantas de tratamiento y el volumen facturado por la empresa de acueducto.

2.1.1.4 DOTACIÓN BRUTA.

La dotación bruta debe establecerse según la siguiente ecuación:

$$d_{bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - \%p}$$

Donde:

d_{bruta} = Dotación Bruta (L/(hab·día)).

d_{neta} = Dotación Neta (L/(hab·día)).

$\%p$ = Porcentaje de pérdidas (entre 0 y 1).

2.1.1.5 DEMANDA.

➤ Caudal Medio Diario:

$$Q_{md} = \frac{p * d_{bruta}}{86,400}$$

Donde:

Q_{md} = Caudal medio diario (L/s).

p = Población (hab).

d_{bruta} = Dotación Bruta (L/(hab·día)).

➤ Caudal Máximo Diario:

$$Q_{MD} = Q_{md} * k_1$$

Donde:

Q_{MD} = Caudal Máximo Diario (L/s).

Q_{md} = Caudal medio diario (L/s).

k_1 = Coeficiente de consumo máximo diario (Adimensional).

Tabla 2.5 Coeficiente de consumo máximo diario, k_1 , según el Nivel de Complejidad del Sistema.

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de consumo máximo diario - k_1
Bajo	1.30
Medio	1.30
Medio Alto	1.20
Alto	1.20

➤ Caudal Máximo Horario:

$$Q_{MH} = Q_{md} * k_2$$

Donde:

Q_{MH} = Caudal Máximo Horario (L/s).

Q_{md} = Caudal medio diario (L/s).

k_2 = Coeficiente de consumo máximo horario (Adimensional).

Tabla 2.6 Coeficiente de consumo máximo horario, k_2 , según el Nivel de Complejidad del Sistema y el tipo de red de distribución.

Nivel de complejidad del sistema	Red de menor Distribución	Red Secundaria	Red Matriz
Bajo	1.60	-	-
Medio	1.60	1.50	-
Medio Alto	1.50	1.45	1.40
Alto	1.50	1.45	1.40

2.1.1.6 PERIODO DE DISEÑO ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN.

Tabla 2.7 Periodo de diseño, según complejidad.

Nivel de complejidad del sistema	Periodo de diseño
Bajo	15 años
Medio	20 años
Medio Alto	25 años
Alto	30 años

2.1.1.7 ECUACIÓN PARA EL CÁLCULO DE PERDIDAS MENORES ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN.

Para el cálculo de pérdidas menores por accesorios debe utilizarse la siguiente ecuación:

$$H = K_m * \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

H = Altura dinámica perdida (m.c.a.).

K_m = Coeficiente de pérdida menor (Adimensional).

V = Velocidad media del flujo (m/s).

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

2.1.1.8 OTROS PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DE ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN.

- Análisis de costo mínimo.
- Materiales de las tuberías de aducción y conducción.
- Especificaciones y control de calidad de las tuberías.
 - Diámetros mínimos para tuberías de aducción: Se toman en cuenta las presiones de trabajo, las velocidades y las longitudes de la línea de aducción y con un análisis técnico económico se determina el diámetro que tenga un costo anual mínimo.

- ✓ Cuando son a superficie libre el diámetro interno nominal mínimo es: 4 pulg.
- ✓ Cuando trabajan a presión es: 2 pulg.

- Presión interna de diseño de las tuberías.

$$P_{max} = (P_{estática}, P_{GdA})_{máx}$$

Donde:

P_{GdA} = Sobrepresión producida por el Golpe de Ariete (m.c.a.).

$$P_{Diseño} = 1.3 P_{máx.}$$

- Velocidades mínimas en las tuberías tanto de aducción y conducción es de 0.60 m/s.
- Velocidad máxima se recomienda de 6m/s (pero esta viene dada por la presión máxima producida por el golpe de ariete).
- Las pendientes mínimas recomendadas son las siguientes:
 - ✓ Cuando el aire circula en el sentido del flujo del agua, la pendiente mínima debe ser 0.04%.

- ✓ Cuando el aire fluye en el sentido contrario al flujo del agua la pendiente mínima debe ser 0.1%.(no debe ser menor que la pendiente de la línea piezométrica).

2.1.1.9 PERIODO DE DISEÑO REDES DE DISTRIBUCIÓN.

- Red matriz o primaria:

Tabla 2.8 Periodo de diseño según el nivel de complejidad del sistema para redes matrices.

Nivel de Complejidad del Sistema	Período de Diseño
Medio	20 años
Medio Alto	25 años
Alto	30 años

- Red de distribución secundaria o red local:

Tabla 2.9 Periodo de diseño según el nivel de complejidad de sistemas de redes secundarios.

Nivel de Complejidad del Sistema	Período de Diseño
Bajo	15 años
Medio	15 años
Medio Alto	20 años
Alto	25 años

- Redes menores de distribución o red terciaria:

Tabla 2.10 Período de diseño según el nivel de complejidad del sistema de redes terciarias.

Nivel de Complejidad	Período de Diseño
Bajo	15 años
Medio	20 años

2.1.1.10 CAUDAL DE DISEÑO REDES DE DISTRIBUCIÓN.

- Para nivel bajo y alto de complejidad, el caudal de diseño será el caudal máximo horario (Q_{MH}).
- Para niveles medio y medio alto de complejidad, el caudal de diseño será el que resulte mayor entre el caudal máximo horario y el caudal medio diario más el caudal de incendio.

2.1.1.11 PERDIDAS EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

- Para niveles medio altos y altos de complejidad se recomienda una distribución de la red que permita el control de las pérdidas de agua.
- Para niveles bajo y medio de complejidad se recomienda que exista, desde la etapa de diseño, una metodología para el control de pérdidas en la red.

2.1.1.12 PRESIONES EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

- Presiones mínimas en la red cuando este circulando por ella el caudal de diseño.

Tabla 2.11 Presiones mínimas en la red de distribución.

Nivel de Complejidad	Presión Mínima (Kpa)	Presión Mínima (m.c.a.)
Bajo	98.4	10
Medio	98.4	10
Medio Alto	147.2	15
Alto	147.2	15

- Presiones máximas de la red menor de distribución.

Para todos los niveles de complejidad la presión máxima debe ser de 588.6 KPa (60 m.c.a.). Esta presión corresponde a los niveles estáticos, producido por el máximo nivel estático de tanques de abastecimiento y estaciones de bombeo.

2.1.1.13 DIÁMETROS DE LAS TUBERÍAS EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

- Diámetros internos mínimos de la red matriz.

Tabla 2.12 Diámetros mínimos de la red matriz.

Nivel de Complejidad del Sistema	Diámetro Mínimo
Bajo	64 mm (2.5 Pulgadas)
Medio	100 mm (4 Pulgadas)
Medio Alto	150 mm (6 Pulgadas)
Alto	300 mm (12 Pulgadas) o mas según diseño

- Diámetros internos mínimos de las redes menores de distribución.

Tabla 2.13 Diámetros mínimos de la red menor de distribución

Nivel de Complejidad	Diámetro Mínimo	
Bajo	38.1 mm (1.5 Pulgadas)	
Medio	50.0 mm (2 Pulgadas)	
Medio Alto	100 mm (4 Pulgadas)	Zona Comercial e Industrial
	63.5 mm (2.5 Pulgadas)	Zona Residencial
Alto	150 mm (6 Pulgadas)	Zona Comercial e Industrial
	75 mm (3 Pulgadas)	Zona Residencial

- Diámetros para el cálculo hidráulico de la red.
 - Los cálculos hidráulicos de la red de distribución deben hacerse con los diámetros reales internos de la tuberías y materiales escogidos y no con los diámetros nominales de las tuberías comerciales.

2.1.2 NORMATIVA DE COSTA RICA.

2.1.2.1 DOTACIONES.

Las dotaciones brutas para el diseño serán las siguientes:

- Cuando se tengan datos de los patrones de consumos y demandas de la localidad en estudio, se utilizarán los datos reales.
- Cuando no existan datos de los patrones de consumos y demandas de la localidad en estudio, se utilizarán los siguientes valores mínimos:

Poblaciones rurales: 200 l/p/d.

Poblaciones urbanas: 300 l/p/d.

Poblaciones costeras: 375 l/p/d.

Gran Área Metropolitana: 375 l/p/d.

2.1.2.2 FACTORES DE DEMANDA MÁXIMA.

- El caudal máximo diario será igual a 1.5 veces el caudal promedio diario.
- El caudal máximo horario será igual a 2.25 veces el caudal promedio diario.
- Para desarrollos industriales el interesado deberá aportar los estudios correspondientes.

2.1.2.3 VELOCIDAD.

- La velocidad máxima será de 3.0 m/s en redes de distribución.

2.1.2.4 PRESIÓN MÁXIMA.

- La presión estática máxima será de 50 metros columna de agua (m.c.a) en el punto más bajo de la red.
- Se permitirán en puntos aislados presiones hasta de 70 mca cuando el área de servicio sea muy quebrada.

2.1.2.5 PRESIÓN MÍNIMA.

- La presión dinámica de servicio no será menor de 10 mca a la entrada del medidor, en el punto crítico de la red.

2.1.2.6 DIÁMETRO NOMINAL MÍNIMO.

- El diámetro nominal mínimo para la red principal será de 100 mm. (4 pulg.)
Se aceptará 75 mm (3 pulg.) en sitios de desarrollo limitados, tales como rotondas y martillos.
- Las conexiones domiciliarias serán de (1/2 pulg) 13 mm de diámetro mínimo.

2.1.3 NORMATIVA DE EL SALVADOR.

2.1.3.1 PERIODO DE DISEÑO.

- El alcance a período de diseño “n” del proyecto dependerá de la disponibilidad de las fuentes, vida útil de las instalaciones y recursos financieros con un mínimo deseable de 20 años.

2.1.3.2 POBLACION FUTURA.

La población futura P_n , será estimada con base a la población inicial P_o , levantamientos censales, estadísticas continuas y otras investigaciones demográficas (muestreos, crecimiento vegetativo, fecundidad, población flotante, etc.). Para estimar la magnitud de P_n se sugiere aplicar, según el caso, uno de los procedimientos siguientes:

- Extensión de la propia curva de crecimiento según ajuste o interpolación, gráfica o analítica, mínimos cuadrados.
- Extensión gráfica de la curva de crecimiento, según desarrollos análogos observados, en población de mayor dimensión.
- Crecimiento Lineal.
- Progresión geométrica.
- Logística de Verhulst.

El procedimiento a utilizar en cada proyecto deberá justificarse. En el caso de proyectos de urbanizaciones la población se calculará en base al número de viviendas y el número de habitantes por unidad habitacional.

2.1.3.3 POBLACION DE DISEÑO.

- Será igual, según el caso, al 100% de la población futura o un porcentaje menor, determinado por limitaciones de orden físico o legal que restrinjan el desarrollo de áreas de la ciudad y de sus habitantes.

2.1.3.4 CONSUMO DE AGUA.

- D = dotación doméstica urbana 80 a 350 l/p/d.
- La dotación total incluirá además de la dotación doméstica el consumo comercial, público, etc. y un 20% para fugas y desperdicios.

2.1.3.5 VARIACIONES DE CONSUMO.

Los diferentes elementos del Sistema se diseñarán considerando los siguientes coeficientes de variación de consumo de agua:

- Consumo máximo diario: 1.2 a 1.5 consumo medio diario.
- Consumo máximo horario: 1.8 a 2.4 consumo medio diario.
- Coeficiente de variación diaria $K_1 = 1.2$ a 1.5.
- Coeficiente de variación horaria $K_2 = 1.8$ a 2.4.
- Coeficiente de variación mínima horaria $K_3 = 0.1$ a 0.3 consumo medio diario.

2.1.3.6 CAUDAL DE DISEÑO ADUCCIÓN.

- Sistema sin tanque de almacenamiento será igual a caudal máximo horario.
- Sistema con tanque de Almacenamiento, antes de la red Será igual al caudal máximo diario multiplicado por el coeficiente $24/n$, siendo n número de horas de funcionamiento de la aductora en los sistemas abastecidos por bombeo de pozo “n” igual a 20 horas.
- En los sistemas con planta potabilizadora, la aductora captación- planta se dimensionará con 1.05 caudal de diseño para atender el retrolavado de filtros, limpieza de sedimentadores, etc.

2.1.3.7 VELOCIDAD ADUCCIÓN.

- La velocidad media de las tuberías será mayor de 0.50 m/s y menor de 2.5 m/s.

2.1.3.8 DIÁMETROS ADUCCIÓN.

- Las aductoras gravitacionales a presión se dimensionarán considerando el diámetro interno real de la tubería y la fórmula de Hazen-Williams; si $\phi \leq 2''$ se usará la fórmula de Flamant.
- Línea de impelencia aducción: El diámetro de las líneas de impelencia se determinará a través del punto de inflexión mínimo de la curva de costo anual de inversión más Operación versus Diámetros.

Son aplicables los parámetros de diseño para conductos forzados descritos anteriormente (relativos a la velocidad de aducción y diámetros).

2.1.3.9 PRESIÓN RED DE DISTRIBUCION.

- El trazo se hará procurando obtener una red integrada por anillos de tuberías principales y secundarias teniendo en cuenta una presión residual dinámica mínima de 10 m.c.a.
- La presión estática máxima será de 50 m.c.a.; por ello en áreas con acentuado desnivel se dividirá la red en subredes con tanques o zonas con válvulas reductoras de presión.
- En casos excepcionales en que las presiones se salgan de los límites indicados (2 puntos como máximo), deberá justificarse debidamente.

2.1.3.10 VELOCIDADES RED DE DISTRIBUCIÓN.

- La red se diseñará con velocidades menores ó iguales a 1.50 m/s los correspondientes valores de coeficiente C (Ho.Fo., 100; acero, 120; PVC, 140) y los diámetros internos reales de las tuberías.

2.1.4 NORMATIVA DE MEXICO.

2.1.4.1 POBLACIÓN DE PROYECTO.

Esta población futura se estima para cada grupo demográfico, a partir de datos censales históricos, las tasas de crecimiento, los planes de desarrollo urbano, su característica migratoria y las perspectivas de su desarrollo económico.

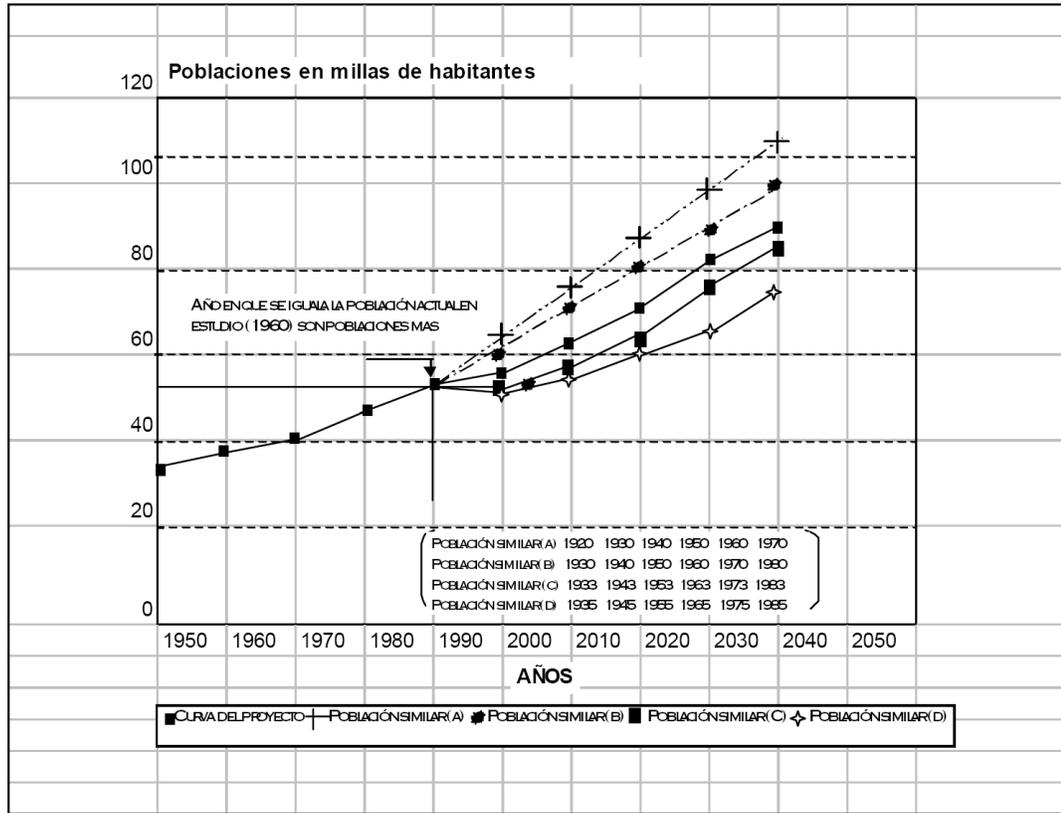
Existen varios métodos de predicción de la población de proyecto, recomendándose los siguientes:

- Método de crecimiento por comparación.
- Método de ajuste por Mínimos Cuadrados.

➤ Método de crecimiento por comparación.

Este método consiste en comparar, la tendencia del crecimiento histórico de la población estudiada contra el de otras ciudades con mayor número de habitantes, similares desde el punto de vista socioeconómico, y adoptar la tasa media de crecimiento de ellas.

En la Grafica 2.1, se presenta el método de crecimiento por comparación.



Grafica 2.1 Predicción de la población por el método de crecimiento por comparación.

Los factores que deben considerarse para determinar la similitud son: proximidad geográfica, actividad económica, porcentajes de población de cada nivel socioeconómico, clima, costumbres, entre otros.

Coefficiente de variación diaria (CVd): 1.40

Coefficiente de variación horaria (CVh): 1.55

Para determinar la tasa de crecimiento de la población entre dos datos de censos dados o bien para el año “ $t_i + 1$ ”, se utiliza la siguiente ecuación:

$$i = \left[\left(\frac{P_{i+1}}{P_i} \right)^{\frac{1}{t}} - 1 \right] * 100$$

Donde:

i = Tasa de crecimiento en el periodo $t_i - (t_i + 1)$ (%).

P_{i+1} = Población en el año t_i+1 (miles de hab.).

P_i = Población en el año t_i (miles de hab.).

t = Número de años entre la población P_{i+1} y la población P_i .

➤ MÉTODO DE MÍNIMOS CUADRADOS.

Este procedimiento consiste en calcular la población de proyecto a partir de un ajuste de los resultados de los censos en años anteriores, a una recta o curva, de tal modo que los puntos pertenecientes a éstas, difieran lo menos posible de los datos observados.

Para determinar la población de proyecto, será necesario considerar el modelo matemático que mejor represente el comportamiento de los datos de los censos históricos de población (lineal, exponencial, logarítmica o potencial), obteniendo a las constantes "a" y "b" que se conocen como coeficientes de la regresión. Existe un parámetro que sirve para determinar que tan acertada fue la elección de la curva o recta de ajuste a los datos de los censos. Este se denomina coeficiente de correlación "r", su rango de variación es de -1 a +1 y conforme su valor absoluto se acerque más a 1 el ajuste del modelo a los datos será mejor.

A continuación se presentan varios modelos de ajuste, donde se definirán las expresiones para el cálculo de los coeficientes "a", "b" y "r".

a) *Ajuste Lineal.*

b) *Ajuste No-Lineal.*

b.1) *Ajuste Exponencial.*

b.2) *Ajuste Logarítmico.*

b.3) *Ajuste Potencial.*

2.1.4.2 PERÍODO DE DISEÑO.

Es el intervalo de tiempo durante el cual se estima que la obra por construir llega a su nivel de saturación; este período debe ser menor que la vida útil. En la tabla 2.14 se presentan los períodos de diseño recomendables para los diferentes elementos de los sistemas de agua potable y alcantarillado.

Tabla 2.14 Periodos de diseño para elementos de sistemas de agua potable y alcantarillado.

ELEMENTO	PERIODO DE DISEÑO (años)
Fuente: a) Pozo	5
b) Embalse (presas)	hasta 50
Línea de Conducción	de 5 a 20
Planta Potabilizadora	de 5 a 10
Estación de Bombeo	de 5 a 10
Tanque	de 5 a 20
Distribución Primaria	de 5 a 20
Distribución Secundaria	a saturación (*)
Red de Colectores	a saturación (*)
Colector y Emisor	de 5 a 20
Planta de Tratamiento	de 5 a 10

* En el caso de distribución secundaria y red de colectores, por condiciones de construcción.

➤ Vida útil.

Es el tiempo que se espera que la obra sirva a los propósitos de diseño, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados, que hagan antieconómico su uso o que requiera ser eliminada por insuficiente.

Este período está determinado por la duración misma de los materiales de los que estén hechos los componentes, por lo que es de esperar que este lapso sea mayor que el período de diseño. Otros factores que determinan la vida útil de las obras de agua potable y alcantarillado son la calidad del agua a manejar y la operación y mantenimiento del sistema.

Se deben tomar en cuenta todos los factores, características y posibles riesgos de cada proyecto en particular, para establecer adecuadamente el período de vida útil de cada una de las partes del sistema de agua potable, alcantarillado y saneamiento.

2.1.4.3 DOTACIONES.

Tabla 2.15 Consumos domésticos Per cápita.

CLIMA	CONSUMO POR CLASE SOCIOECONOMICA (L/Hab/Día)		
	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
CALIDO	400	230	185
SEMICALIDO	300	205	130
TEMPLADO	250	195	100

NOTAS:
Para los casos de climas semifríos se consideran los mismos valores que para el clima templado.
El clima se selecciona en función de la temperatura media anual.

- Gastos de diseño.
 - Gasto medio diario.

El gasto medio es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio.

El gasto medio diario es:

$$Q_{med} = \frac{DP}{86,400}$$

Donde:

Q_{med} = Gasto medio diario, (L/s).

D = Dotación, en (L/hab/día).

P = Número de habitantes.

86,400 = segundos/día.

- Gastos máximos diario y horario.

Los gastos máximo diario y máximo horario, son los requeridos para satisfacer las necesidades de la población en un día de máximo consumo, y a la hora de máximo consumo en un año tipo, respectivamente.

Los gastos máximo diario y máximo horario se obtienen a partir del gasto medio con las siguientes expresiones:

$$Q_{Md} = CV_d * Q_{med}$$

$$Q_{Mh} = CV_h * Q_{med}$$

Donde:

Q_{Md} = Gasto máximo diario, (L/s).

Q_{Mh} = Gasto máximo horario, (L/s).

CV_d = Coeficiente de variación diaria (Adimensional).

CV_h = Coeficiente de variación horaria (Adimensional).

Q_{med} = Gasto medio diario, (L/s).

2.1.4.4 PRESIONES MÁXIMA Y MÍNIMA.

Tabla 2.16 Presiones máximas y mínimas.

PARAMETRO	VALOR
Presión mínima	10 mca
Presión máxima(carga estática)	50 mca
Presión mínima en hidrantes	3 mca
Diámetro mínimo de conexión de hidrante a manguera	4 pulg
Velocidad mínima en condiciones de demanda máxima horaria	0,3 m/s

2.1.4.5 VELOCIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS.

Las velocidades permisibles del líquido en un conducto están gobernadas por las características del material del conducto y la magnitud de los fenómenos transitorios.

Existen límites tanto inferiores como superiores. La velocidad mínima de escurrimiento se fija, para evitar la precipitación de partículas que arrastre el agua. La velocidad máxima será aquella con la cual no deberá ocasionarse erosión en las paredes de las tuberías. En la tabla 2.17 se presentan valores de estas velocidades para diferentes materiales de tubería.

Tabla 2.17 velocidades máximas mínimas.

MATERIAL DE LA TUBERIA	VELOCIDAD (m/s)	
	MAXIMA	MINIMA
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3.00	0.3
Concreto reforzado de 60 cm de diámetro o mayores	3.50	0.3
Concreto Presforzado	3.50	0.3
Acero con revestimiento	5.00	0.3
Acero sin revestimiento	5.00	0.3
Acero Galvanizado	5.00	0.3
Asbesto Cemento	5.00	0.3
Hierro Fundido	5.00	0.3
Hierro Dúctil	5.00	0.3
Polietileno de Alta Densidad	5.00	0.3
PVC (Policloruro de Vinilo)	5.00	0.3

Nota: Para la velocidad máxima se considerada que se han resuelto los problemas asociados a fenómenos transitorios (cavitación, golpe de ariete, etc.).

2.1.5 NORMATIVA DE NICARAGUA.

2.1.5.1 ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN.

➤ Métodos de Cálculo.

A continuación se dan algunos métodos de cálculo, sin que ellos sean limitantes para su uso. Cada Ingeniero Proyectista está en libertad de seleccionar la tasa de crecimiento y el método de proyección usado, sustentando la selección ante el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC).

○ Método Aritmético.

Este método se aplica a pequeñas comunidades en especial en el área rural y a ciudades con crecimiento muy estabilizado y que posean áreas de extensión futura casi nulas.

○ Tasa de crecimiento geométrico.

Este método es más aplicable a ciudades que no han alcanzado su desarrollo y que se mantienen creciendo a una tasa fija y es el de mayor uso en Nicaragua. Se recomienda usar las siguientes tasas en base al crecimiento histórico.

- ✓ Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento urbano mayor de 4%.
- ✓ Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento urbano menor del 2.5%.
- ✓ Si el promedio de la proyección de población por los dos métodos adoptados presenta una tasa de crecimiento:

- ✓ Mayor del 4%, la población se proyectará en base al 4%, de crecimiento anual.
 - ✓ Menor del 2.5% la proyección final se hará basada en una tasa de crecimiento del 2.5%.
 - ✓ No menor del 2.5%, ni mayor del 4%, la proyección final se hará basada en el promedio obtenido.
- Tasa de crecimiento a porcentaje decreciente.

Este método es aplicable a poblaciones que por las características ya conocidas se le note o constate una marcada tendencia a crecer a porcentaje decreciente.

- Método gráfico de tendencia.

Consiste en dibujar en un sistema de coordenadas, que lleva por abscisas años y por ordenadas las poblaciones, los datos extractados de censos pasados y prolongar la línea definida por esos puntos de poblaciones anteriores, siguiendo la tendencia general de esos crecimientos hasta el año para el cual se ha estimado necesario conocer la población futura.

- Método gráfico comparativo.

Consiste en seleccionar varias poblaciones que hayan alcanzado en años anteriores la población actual de la localidad en estudio cuidando que ellas muestren características similares en su crecimiento. Se dibujan, a partir de la población actual, las curvas de crecimiento de esas poblaciones desde el momento en que alcanzaron esa población y

luego se traza una curva promedio a la de esos crecimientos. Este método, en general, da resultados más ajustados a la realidad.

- Método por porcentaje de saturación.

Este método (“The Logistic Grid”) trata de determinar la población de saturación para un lugar determinado, luego de conocer sus tasas de crecimiento para varios períodos de tiempos anteriores. Conociendo esa población de saturación, se determinan los porcentajes correspondientes de saturación, basado en las poblaciones de los censos anteriores.

Se construye luego sobre un papel especial de coordenadas “Logistic Grid”, que tiene por abscisas los lapsos de tiempo en años y por ordenadas los tantos por cientos de saturación de la población para esos lapsos de tiempos anteriores. Se prolonga luego esa línea hasta el año para el cual se desea conocer la nueva población, determinando por intercepción, qué porcentaje de saturación habrá adquirido la población para ese año. Se multiplica ese porcentaje, expresado en decimal, por la población de saturación y se obtiene la población futura para el número de años en el futuro acordados en el diseño.

2.1.5.2 DOTACIONES Y DEMANDA DE AGUA PARA CONSUMO.

Para determinar las cantidades de agua que se requiere para satisfacer las condiciones inmediatas y futuras de las ciudades o poblaciones proyectadas, se recomienda usar los valores de consumo medio diario mostrados a continuación para el diseño del sistema de agua potable.

➤ Consumo Doméstico.

- Para la ciudad de Managua Se usarán las cifras contenidas en el cuadro siguiente.

Tabla 2.18 Dotaciones domesticas ciudad Managua.

Clasificación de Barrios	Dotación	
	gl/hab/día	lt/hab/día
Asentamientos progresivos	10	38
Zonas de máxima densidad y de actividades mixtas.	45	170
Zonas de alta densidad	40	150
Zonas de media densidad	100	378
Zonas de baja densidad	150	568

- Clasificación de los Barrios.
 - ✓ Asentamientos progresivos.

Son unidades de viviendas construidas con madera y láminas, frecuentemente sobre un basamento de concreto. Estos barrios no tienen conexiones privadas en la red de agua potable, pero se abastecen mediante puestos públicos.

- ✓ Zonas de máxima densidad y actividades mixtas.

Las viviendas a vecinan talleres y pequeñas industrias en un tejido urbano heterogéneo. En términos de superficie, las viviendas ocupan un promedio del 65% del área total del terreno y todas están conectadas a la red de agua potable.

- ✓ Zonas de alta densidad.

En los núcleos de viviendas de estas zonas se encuentran construcciones de todo tipo, desde la más sencilla hasta casas de alto costo pero en lotes con dimensiones y áreas

homogéneas (150 m² a 250 m²). Casi todas las viviendas están conectadas a la red de agua potable.

✓ Zonas de media densidad.

Se trata de viviendas de buen nivel de vida con áreas de lotes que varían entre los 500 m² y 700 m². Todas están conectadas a la red de agua potable.

✓ Zonas de baja densidad.

Son áreas de desarrollo con viviendas de alto costo y de alto nivel de vida construidas en lotes con área mínimas de 1.000 m². Todos conectados a la red de agua potable.

○ Para las ciudades del resto del país.

Se usarán las dotaciones señaladas en la siguiente Tabla:

Tabla 2.19 Dotaciones domesticas otras ciudades.

Rango de población	Dotación	
	gl/hab/día	lt/hab/día
0-5.000	20	75
5.000-10.000	25	95
10.000-15.000	30	113
15.000- 20.000	35	132
20.000-30.000	40	151
30.000-50.000	45	170
50.000-100.000 y más	50	189

➤ Consumo comercial, industrial y público.

- Para la ciudad de Managua.

Se usarán las cifras contenidas en la siguiente tabla:

Tabla 2.20 Dotaciones comerciales, industriales y publicas de Managua.

Consumo	Dotación	
	gl/hab/día	lt/hab/día
Comercial	25.000	94.625
Público o Institucional	De acuerdo a desarrollo de población.	
Industrial		

- Para las ciudades y localidades del resto del país.

Se usarán los porcentajes de acuerdo a la dotación doméstica diaria, Ver Tabla 2.21, en los casos especiales se examinará en forma detallada.

Tabla 2.21 Porcentaje de Dotación domestica diaria.

Consumo	Porcentaje
Comercial	7
Público o Institucional	7
Industrial	2

2.1.5.3 FACTORES DE MÁXIMAS DEMANDAS.

Estas variaciones del consumo estarán expresadas en porcentajes de las demanda promedio diario de la manera siguiente:

➤ *Demanda del máximo día.*

Será igual al 130% de la demanda promedio diaria para la ciudad de Managua. Para las otras localidades del resto del país, este parámetro estará entre el 130% a 150%.

➤ *Demanda de la hora máxima.*

Para la ciudad de Managua el factor será igual al 150% de la demanda del día promedio, y para las localidades del resto del país, será igual al 250% del mismo día.

2.1.5.4 PÉRDIDAS EN EL SISTEMA.

Parte del agua que se produce en un sistema de agua potable se pierde en cada uno de sus componentes. Esto constituye lo que se conoce con el nombre de fugas y/o desperdicio en el sistema. Dentro del proceso de diseño, esta cantidad de agua se puede expresar como un porcentaje del consumo del día promedio. En el caso de Nicaragua, el porcentaje se fijará en un 20%.

2.1.5.5 VELOCIDADES PERMISIBLES CONDUCCION.

Se permitirán velocidades de flujo de 0.6 m/s a 2.00 m/s.

2.1.5.6 PRESIONES MÍNIMAS Y MÁXIMAS CONDUCCION.

La presión mínima residual en la red principal será de 14.00 mts; la carga estática máxima será de 50.00 mts. Se permitirán en puntos aislados, presiones estáticas hasta de 70.00 mts., cuando el área de servicio sea de topografía muy irregular.

2.1.5.7 DIÁMETRO MÍNIMO CONDUCCION.

El diámetro mínimo de la tubería de la red de distribución será de 2 pulgadas (50mm) siempre y cuando se demuestre que su capacidad sea satisfactoria para atender la demanda máxima, aceptándose en ramales abiertos en extremos de la red, para servir a pocos usuarios de reducida capacidad económica; y en zonas donde razonablemente no se vaya a producir un aumento de densidad de población, podrá usarse el diámetro mínimo de 1 ½" (37.5 mm) en longitudes no superiores a los 100.00 mts.

2.2 PARAMETROS DE DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

2.2.1 NORMATIVA DE COLOMBIA.

2.2.1.1 PERIODO DE DISEÑO.

Tabla 2.22 Periodo de Planeamiento de redes de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias.

Nivel de Complejidad del Sistema	Período de Diseño (años)
Bajo y Medio	15
Medio Alto	20
Alto	25

2.2.1.2 POBLACIÓN.

Se utilizaran los mismos métodos que para el sistema de agua potable.

2.2.1.3 CONTRIBUCIÓN DE AGUAS RESIDUALES.

➤ Domesticas (Q_D).

○ Esta dado por la expresión:

$$Q_D = \frac{C * D * A_{rb} * R}{86400}$$

Donde:

C = Consumo medio diario por habitante (L/hab*d).

D = densidad de población (hab/ha).

A_{rb} = Área residencial bruta (ha).

R = coeficiente de retorno (Adimensional).

Deben ser estimadas para condiciones iniciales (Q_{Di}) y finales (Q_{Df}).

- Para nivel bajo es recomendable utilizar:

$$Q_D = \frac{C * P * R}{86400}$$

Donde:

C = Consumo medio diario por habitante (L/hab*d).

P = población servida = D*A.

R = coeficiente de retorno (Adimensional).

- ✓ Estimación del consumo medio por habitante.

Corresponde a la dotación neta, es decir, a la cantidad de agua que el consumidor recibe para satisfacer sus necesidades.

- ✓ Estimación de D (densidad de población).

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales deben diseñarse para la máxima densidad de población futura y esta depende de:

Estratificación socioeconómica.

Uso de la tierra.

Ordenamiento urbano

.

Para la población y densidad inicial debe establecerse el comportamiento hidráulico del sistema.

- ✓ Estimación de P (población servida).

La población servida puede estimarse como el producto de la densidad de población (D) y el área residencial bruta acumulada de drenaje sanitario (incluye zonas recreacionales).

También puede estimarse como el producto de viviendas planificadas en el área de drenaje y el número medio de habitantes por vivienda.

- ✓ Estimación de R (coeficiente de retorno).

Es la fracción del agua de uso domestico servida (dotación neta), entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.

Cuando sea poca o no exista esta información, puede utilizarse como guía los siguientes valores:

Tabla 2.23 Coeficiente de Retorno de aguas servidas domesticas.

Nivel de Complejidad del Sistema	Coeficiente de Retorno
Bajo y Medio	0.7-0.8
Medio y Alto	0.8-0.85

Puede ser definido por empresa prestadora del servicio.

➤ Industriales (Q_I).

Los aportes de las aguas industriales varían con el grado de recirculación de las aguas y de los procesos de tratamiento, la información se recopila para cada caso en particular y se hace en base a:

Censos.

Encuestas.

Consumos industriales, estimaciones de ampliaciones y consumos futuros.

Deben considerarse la naturaleza de los residuos industriales.

Para industrias pequeñas localizadas en zonas residenciales o comerciales pueden utilizarse los siguientes valores:

Tabla 2.24 Contribución Industrial.

Nivel de Complejidad del Sistema	Contribución Industrial (L/s/*Ha*Ind)
Bajo	0.4
Medio	0.6
Medio Alto	0.8
Alto	1.0-1.5

Deben tomarse en cuenta valores iniciales y finales de Q_I de acuerdo a los planes de desarrollo industrial previstos.

➤ Comerciales (Q_C).

Para zonas netamente comerciales el Q_C está basado en:

Consumos diarios por persona.

Densidad de población en estas áreas.

Coefficientes de retorno mayores que los de consumo domestico.

Para zonas mixtas (comerciales y residenciales), se utilizan como base:

Tabla 2.25 Contribución Comercial.

Nivel de Complejidad del Sistema	Contribución Comercial (L/s/*Ha*Co)
Cualquiera	0.4-0.5

➤ Institucionales (Q_{IN}).

Se determina en base a la información de consumos registrados en la localidad de entidades similares.

Para pequeñas instituciones ubicadas en zonas residenciales se pueden basar en los valores de la siguiente tabla:

Tabla 2.26 Contribución Institucional mínima en zonas residenciales.

Nivel de Complejidad del Sistema	Contribución Institucional (L/s/*Ha*In)
Cualquiera	0.4-0.5

Deben tomarse en cuenta valores iniciales y finales de Q_{IN} de acuerdo a los planes de desarrollo industrial previstos.

- Caudal medio diario de aguas residuales (Q_{MD}).

Es la suma de todos los caudales residuales:

$$Q_{MD} = Q_D + Q_I + Q_C + Q_{IN}$$

Donde:

Q_{MD} = Caudal medio diario de aguas residuales (L/s*ha).

Q_D = Contribución Doméstica (L/s).

Q_I = Contribución Industrial (L/s*ha).

Q_C = Contribución Comercial (L/s*ha).

Q_{IN} = Contribución Institucional (L/s*ha).

Deben tomarse en cuenta valores iniciales y finales de Q_{MD} .

- Conexiones erradas (Q_{CE}).

Se dan como guía los valores máximos.

Tabla 2.27 Aportes Máximos por conexiones erradas con sistema.

Nivel de Complejidad del Sistema	Aporte (L/s*Ha)
Bajo y Medio	0.2
Medio Alto y Alto	0.1

Cuando no exista un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias, deben considerarse los aportes máximos de la siguiente tabla:

Tabla 2.28 Aportes Máximos por drenaje domiciliario de aguas lluvias sin sistema pluvial.

Nivel de Complejidad del Sistema	Aporte (L/s*Ha)
Bajo y Medio	2
Medio Alto y Alto	2

Debe disponerse de sistema pluvial o combinado a mediano plazo.

➤ Infiltración (Q_{INF}).

En ausencia de medidas directas de medir la infiltración de agua subsuperficiales, el aporte puede en base a los valores de la siguiente tabla:

Tabla 2.29 Aportes por infiltración en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales.

Nivel de Complejidad del Sistema	Infiltración Alta L/s*Ha	Infiltración Media L/s*Ha	Infiltración Baja L/s*Ha
Bajo y Medio	0.15-0.4	0.1-0.3	0.05-0.2
Medio y Alto	0.15-0.4	0.1-0.3	0.05-0.2

En donde el valor inferior corresponde a condiciones constructivas más apropiadas, mayor estanqueidad de los colectores estructuras complementarias y menos riesgos sísmicos.

Se divide en alta, media y baja dependiendo de las características topográficas, de suelos, niveles freáticos y precipitación.

2.2.1.4 CAUDAL.

➤ Caudal Máximo Horario (Q_{MH}).

Es la base para establecer el caudal de diseño. Se estima mediante:

$$Q_{MH} = F * Q_{MDf}$$

Donde:

F = Factor de mayoración (Adimensional).

Q_{MDf} = Caudal Medio Diario final (L/s*ha).

- Factor de Mayoración (F_{amp}).

El factor de mayorificación debe ser $F_{amp} \geq 1.4$, para poblaciones de 1,000 a 1,000,000 habitantes, se calculan con la siguientes formulas:

$$F_{amp} = 1 + \frac{14}{(4 + P^{0.5})} \quad (Harmon) *$$

$$F_{amp} = \frac{5}{P^{0.2}} \quad (Babbit) *$$

$$F_{amp} = \frac{3.5}{P^{0.1}} \quad (Flores) *$$

En función del caudal se utilizan las formulas de los Ángeles o la de Tchobanoglous:

$$F_{amp} = \frac{3.53}{Q_{MD}^{0.0914}} \quad (Angeles) *$$

$$F_{amp} = \frac{3.70}{Q_{MD}^{0.0733}} \quad (Tchobanoglous) *$$

*Donde:

F_{amp} = Factor de mayoración (Adimensional).

Q_{MD} = Caudal Medio (L/s*ha).

$P = \text{población servida} = D \cdot A$ (para calcular F se toma en miles de hab).

El rango de la formula de los Ángeles está entre:

$$2.8 - 28300 \text{L/s.}$$

El rango de la formula de Tchobanoglous:

$$4 - 5000 \text{ L/s.}$$

El porcentaje de contribución de los caudales comercial, industrial e institucional sea $\leq 25\%$ del total de aguas residuales.

➤ Caudal de Diseño.

Se calcula así:

$$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CEf}$$

Donde:

Q_{DT} = Caudal de diseño para cada tramo de la red (L/s*ha).

Q_{MH} = Caudal máximo horario (L/s*ha).

Q_{INF} = Aporte por infiltración (L/s*ha).

Q_{CEF} = aporte por conexiones erradas para las condiciones finales de operación del sistema (L/s*ha).

Cuando el caudal calculado de menor a 1.5 L/s, debe adoptarse este valor como el de diseño.

2.2.1.5 DIÁMETRO INTERNO REAL MÍNIMO.

- Diámetro interno real mínimo permitido es: 200 mm (8 in).
- Para niveles de complejidad bajos el diámetro mínimo es 150 mm (6 in) (se requiere una justificación detallada del diseñador).
- Cuando sean más de 10 viviendas se recomienda usar diámetros mínimos de 200 mm (8 in).

2.2.1.6 VELOCIDAD.

- Velocidad Mínima.

La velocidad mínima real permitida es de: 0.45 m/s.

Se debe verificar el comportamiento autolimpiante del flujo.

Se hace por medio del criterio de esfuerzo cortante medio, en donde este debe ser $\geq 1.5 \text{ N/m}^2$ para el caudal máximo horario inicial. Se calcula con la expresión:

$$\tau = \gamma * R * S$$

Donde:

τ = Esfuerzo cortante medio (N/m^2).

γ = Peso específico del agua residual (N/m^3).

R = Coeficiente de retorno (Adimensional).

S = Pendiente del colector (m/m).

En aquellos casos en los cuales, por las condiciones topografía presentes, no sea posible alcanzar la velocidad mínima, el esfuerzo cortante sea $> 1.2 \text{ N/m}^2$.

Cuando el sistema sea de alcantarillado simplificado:

Velocidad mínima real es de 0.4 m/s “O” el esfuerzo cortante mínimo de 1.0N/m².

Para un sistema de colectores sin arrastre no se toman en cuenta estos dos criterios.

- Velocidades mínimas para aguas residuales industriales:

Tabla 2.30 Velocidad mínima de aguas residuales industriales.

DBO efectiva (mg/L)	Velocidad mínima Real (m/s)
Hasta 225	0.50
De 226 a 350	0.65
De 351 a 500	0.75
De 501 a 690	0.90
De 691 a 900	1.00

DBO → ***Demanda Bioquímica de Oxígeno.***

$$DBO = 1.25(DBO_5)(1.07)^{T-20}$$

Donde:

DBO_5 = Demanda bioquímica de oxígeno a los 5 días del agua residual a 20 °C mg/L.

T = Temperatura °C.

Esfuerzos cortantes mínimos entre 1.5 y 2.0 N/m².

➤ Velocidad Máxima.

Depende del material, en función de su sensibilidad a la abrasión. Se recomienda que la velocidad no deba sobrepasar de 5 m/s.

2.2.1.7 PENDIENTES.

➤ Pendiente Mínima.

Debe permitir las condiciones de Autolimpieza y control de gases, en otras palabras debe cumplir con las velocidades mínimas.

➤ Pendiente Máxima.

Será la que cumpla con la velocidad máxima real.

2.2.1.8 PROFUNDIDAD HIDRÁULICA MÁXIMA.

Debe estar entre un 70 y 85% del diámetro real de este.

2.2.2 NORMA DE COSTA RICA.

2.2.2.1 VELOCIDAD.

- Velocidad máxima.
 - A tubo lleno no será mayor de 5 m/s.

- Velocidad mínima.
 - La velocidad mínima será la producida por una fuerza tractiva mínima de 0,10 kg/m².

2.2.2.2 TIRANTE HIDRÁULICO MÁXIMO.

- El valor del tirante hidráulico máximo deberá ser menor o igual que 75% del diámetro nominal de la tubería para el caudal de diseño.

2.2.2.3 CAUDALES DE DISEÑO.

- El caudal de diseño para un tramo de tubería será el correspondiente al acumulado hasta el pozo de registro aguas abajo y se calculará considerando las contribuciones debidas a:

- *Aguas residuales ordinarias (Q_{paro}):* Se calculará aplicando la siguiente fórmula:

$$Q_{\text{paro}} = FR * Q_{\text{pap}}$$

Donde:

Q_{paro} = Caudal promedio de agua residual ordinaria (L/s).

FR = Factor de retorno (0.80).

Q_{pap} = Caudal promedio diario neto de agua potable (L/s).

Aguas residuales especiales o caudal promedio de agua residual especial (Q_{pare}) (L/s): Se evaluará para cada caso particular según la actividad.

Contribuciones externas (Q_{ext}) (L/s): Se considerarán las contribuciones de redes de alcantarillado sanitario adyacentes o futuras, indicadas por Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (A y A) en la carta de disponibilidad.

Aguas de infiltración (Q_{inf}) (L/s/Km): Para determinar el caudal de infiltración se deberá utilizar la siguiente tabla:

Tabla 2.31 Caudal de infiltración

Material	Caudal de infiltración (L/s/Km)
Cloruro de Polivinilo (PVC)	0.25
Polietileno de Alta Densidad	0.25

- Caudal promedio de aguas residuales (Q_{par}) (L/s): será la suma de todas las contribuciones, a saber:

$$Q_{par} = Q_{paro} + Q_{pare} + Q_{ext}$$

- Caudal mínimo de diseño (Q_{min}) (L/s): será:

$$Q_{min} = FMH * Q_{par} + Q_{inf}$$

El caudal mínimo no podrá ser inferior a 1.5 l/s.

- Caudal máximo:

$$Q_{max} = Q_{par} * FMH * FMD + Q_{inf}$$

Donde:

Q_{par} : Caudal promedio de aguas residuales (L/s).

FMH: Factor máximo horario (Adimensional).

FMD: Factor máximo diario (Adimensional).

Q_{inf} : Caudal de infiltración (L/s/Km).

2.2.2.4 DIÁMETRO NOMINAL MÍNIMO.

- El diámetro nominal mínimo de la red de alcantarillado sanitario, deberá ser de 150 mm (6 pulg.).

2.2.3 NORMATIVA DE EL SALVADOR.

2.2.3.1 PERIODO DE DISEÑO (n).

- Mínimo deseable de n es 20 años.

2.2.3.2 POBLACIÓN FUTURA (Pn).

- Será estimada con base a la población inicial Po, levantamientos censales, estadísticas continuas y otras investigaciones demográficas (muestreos, crecimiento vegetativo, fecundidad, población flotante, etc.

2.2.3.3 CAUDAL DE DISEÑO.

- Será el 80% del caudal máximo horario más el caudal de infiltración.
- Caudal de infiltración:
 - Tubería de cemento: 0.20 L/s/ha.
 - Tubería PVC: 0.10 L/s/ha.
- Factor de Seguridad.

Tabla 2.32 Factor de Seguridad

Ø COLECTOR	FACTOR
8" - 12"	2.00
15	1.80
18	1.60
24	1.50
30	1.45
36	1.40
42	1.35
48	1.30
Interceptores o emisarios	1.20

2.2.3.4 VELOCIDAD MÍNIMA.

- La velocidad mínima será de 0.5 m/s.

2.2.3.5 VELOCIDAD MÁXIMA.

- Depende del material de la tubería.

PVC → 5 m/s.

Hierro → 4 m/s.

Concreto → 3 m/s.

2.2.3.6 DIÁMETRO MÍNIMO PARA TUBERÍA (COLECTORES DE PASAJES PEATONALES).

Longitudes \leq a 100m → 6 pulg PVC.

Acometidas domiciliarias → 6 pulg.

Colectores terciarios → 8 pulg PVC o Cemento.

2.2.3.7 PENDIENTE MÍNIMA.

- En los tramos iniciales en la red → 1%.

- En casos debidamente justificados siempre que sea PVC y tramos no iniciales. → 0.5%.

2.2.4 NORMATIVA DE MÉXICO.

2.2.4.1 PERIODO DE DISEÑO.

Ver tabla 2.14.

2.2.4.2 POBLACIÓN.

Se utilizaran los mismos métodos que para el sistema de agua potable.

2.2.4.3 APORTACIÓN DE AGUAS RESIDUALES.

- Se adopta como valor de aportación de aguas negras entre el 75% y 80% de la dotación de agua potable en L/hab/día.

- Para zonas industriales con volumen de agua residual considerable, se debe obtener el porcentaje de aportación para cada una de estas zonas, independientemente de las anteriores.

- Al cálculo se deben hacer también para las condiciones actuales y futuras.

2.2.4.4 GASTOS DE DISEÑO.

➤ Gasto medio.

- En zonas habitacionales se calcula el gasto medio en cada tramo de la red en función de la población y de la aportación:

$$Q_{med} = \frac{A_p \times P}{86400}$$

Donde:

Qmed.= Es el gasto medio de aguas negras (L/s).

Ap = Es la aportación en litros por habitante al día.

P = Es la población en número de habitantes (miles).

86,400 son el número de segundos al día.

- En zonas industriales, comerciales o publicas con un volumen de agua residual considerable el cálculo está en función del área y la aportación:

$$Q_{med} = \frac{A_p \times A}{86400}$$

Donde:

Qmed = Es el gasto medio de aguas residuales (L/S).

Ap = Es la aportación en litros por metro cuadrado al día o litros por hectárea al día.

A = Es el área de la zona industrial, comercial o pública.

86,400 son el número de segundos al día.

➤ Gasto mínimo.

Se acepta que este valor sea:

$$Q_{min} = 0.5Q_{med}$$

En la siguiente tabla se muestran los valores mínimos para el diseño, si un valor calculado es menor, se ocupa el de la tabla.

Tabla 2.33 Gastos Mínimos de Aguas Residuales.

Diámetro (cm)	No. de Descargas Simultaneas	Excusado de 16 Lts		Excusado de 6 Lts	
		Aportación por descarga (Lts/s)	Gasto mínimo Aguas Negras (Lts/s)	Aportación por descarga (Lts/s)	Gasto mínimo Aguas Negras (Lts/s)
20	1	1.5	1.5	1.0	1.0
25	1	1.5	1.5	1.0	1.0
30	2	1.5	3.0	1.0	2.0
38	2	1.5	3.0	1.0	2.0
46	3	1.5	4.5	1.0	3.0
61	5	1.5	7.5	1.0	5.0
76	8	1.5	12.0	1.0	8.0
91	12	1.5	18.0	1.0	12.0

➤ Gasto máximo instantáneo.

$$Q_{max.inst.} = M \times Q_{med}$$

Donde:

M es el coeficiente de Harmon y esta dado por la siguiente fórmula para zonas habitacionales:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde:

P = Es la población servida acumulada hasta el punto final (aguas abajo) del tramo de tubería considerada, en miles de habitantes

Para $P < 1000$ habitantes $\rightarrow M = 3.8$.

Para $P > 63454$ habitantes $\rightarrow M = 2.17$.

*Para zonas industriales, comerciales o publicas se debe calcular las variaciones reales; si no $M = 1.5$.

- Gasto máximo extraordinario.

$$Q_{max.ext.} = C_s \times Q_{max.inst.}$$

Donde:

C_s es el coeficiente de seguridad adoptado.

$C_s = 1.0$ en casos de aportaciones normales.

$C_s = 1.5$ en condiciones extraordinarias

2.2.4.5 VELOCIDAD MÍNIMA.

- Es necesario considerar el gasto mínimo calculado.
- El valor mínimo del tirante debe ser de 1.0 cm, en casos de pendientes fuertes y de 1.5 cm en casos normales.
- Velocidad mínima permisible es de 0.3 m/s.

2.2.4.6 VELOCIDAD MÁXIMA.

- Para su revisión se utiliza el gasto máximo extraordinario.

Tabla 2.34 Velocidades Máximas y Mínimas.

MATERIAL DE LA TUBERIA	VELOCIDAD (m/s)	
	MAXIMA	MINIMA
Concreto simple	3.00	0.3
Concreto Reforzado	3.50	0.3
Acero	5.00	0.3
Fibroemento	5.00	0.3
Polietileno de Alta Densidad	5.00	0.3
PVC (Policloruro de Vinilo)	5.00	0.3

2.2.4.7 PENDIENTES.

- Las pendientes de las tuberías, deberán seguir hasta donde sea posible el perfil del terreno, con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta las restricciones de velocidad y de tirantes mínimos del apartado anterior y la ubicación y topografía de los lotes a los que se dará servicio.

- Pendientes mínimas recomendadas:

C.S. → Concreto Simple.

C.R. → Concreto Reforzado.

A.C. → Acero.

F.C. → Fibrocemento.

PEAD → Polietileno de alta densidad.

P.V.C. → Poli (Cloruro de Vinilo) (PVC).

Tabla 2.35 Relación Diámetro – Pendiente.

TIPO DE TUBERIA, DIAMETRO EN CM, PENDIENTE MINIMA EN MILESIMAS									
COEFICIENTE DE FRICCION 0.013			COEFICIENTE DE FRICCION 0.014		COEFICIENTE DE FRICCION 0.010		COEFICIENTE DE FRICCION 0.009		
C.S. diametro (cm)	C.R. diametro (cm)	PEN. MIN. (milesima)	AC. diametro (cm)	PEN. MIN. (milesima)	FC. diametro (cm)	PEN. MIN. (milesima)	PEAD diametro (cm)	PVC diametro (cm)	PEN. MIN. (milesima)
15 (6)			17 (6)	5.0	15 (6)	3.0	15 (6)	16 (6)	2.5
20 (8)		4.0	22 (8)	4.0	20 (8)	2.0	20 (8)	20 (8)	2.0
25 (10)		2.5	27 (10)	3.0	25 (10)	1.5	25 (10)	25 (10)	1.5
30 (12)	30 (12)	2.0	32 (12)	2.5	30 (12)	1.5	30 (12)	31.5 (12)	1.0
38 (15)	38 (15)	1.5	36 (15)	2.0	35 (15)	1.0	35 (15)		0.7
			41 (16)	1.5	40 (16)	0.8	40 (16)	40 (16)	0.7
45 (18)	45 (18)	1.2	46 (18)	1.3	45 (18)	0.7	45 (18)		0.6
			51 (20)	1.1	50 (20)	0.6	50 (20)	50 (20)	0.5
							55 (22)		0.5
60 (24)	60 (24)	0.8	61 (24)	0.9	60 (24)	0.5	60 (24)	63 (24)	0.4
							65 (26)		0.4
							70 (28)		0.3
76 (30)	76 (30)	0.6			75 (30)	0.4	75 (30)		0.3
							80 (32)		0.3
							81 (32)		0.3
							85 (34)		0.3
	91 (36)	0.5			90 (36)	0.3	90 (36)		0.3
					100 (40)	0.3			
	107 (42)	0.4			110 (44)	0.3			
	122 (48)	0.3			120 (48)	0.2			
					130 (52)	0.2			
					140 (56)	0.2			
	152 (60)	0.3			150 (60)	0.2			
					160 (64)	0.2			
					170 (68)	0.2			
	183 (72)	0.2			180 (72)	0.2			
					190 (76)	0.1			
					200 (80)	0.1			
	213(84)	0.2							
	244 (96)	0.2							
	305 (120)	0.1							

Nota: (Valores de Diámetros en pulgadas)

2.2.4.8 DIÁMETROS.

- Diámetro mínimo: por experiencia es de 20 cm (8 pulg).
- Diámetro seleccionado: está en función de la tubería, gasto de diseño, variables hidráulicas (velocidades y pendientes) y profundidad de zanja.

2.2.4.9 PERDIDAS DE CARGA POR FRICCIÓN.

- Para el cálculo hidráulico del alcantarillado se debe utilizar la fórmula de Manning, ya que es la que mejor simula el comportamiento del flujo a superficie libre.

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde:

V = velocidad (m/s).

R_h = Radio hidráulico (m).

S = Pendiente del gradiente hidráulico (Adimensional).

n = Coeficiente de “fricción”, (Adimensional).

- El radio hidráulico se calcula con la expresión:

$$R_h = \frac{A}{P_m}$$

Donde:

A = Área transversal del flujo (m²).

P_m = Perímetro mojado, (m).

2.2.5 NORMA DE NICARAGUA.

2.2.5.1 PROYECCIÓN DE POBLACIÓN.

- Métodos de cálculo.
 - ✓ Método aritmético.
 - ✓ Tasa de crecimiento geométrico.
 - ✓ Tasa de crecimiento a porcentaje decreciente.
 - ✓ Método gráfico de tendencia.
 - ✓ Método gráfico comparativo.
 - ✓ Método por porcentaje de saturación.

2.2.5.2 CANTIDAD DE AGUAS RESIDUALES.

- Gasto de infiltración (Q_{inf}).
 - Para tuberías con juntas de mortero se les deberá asignar un gasto de 10,000 L/ha/día.
 - Para tuberías con juntas flexibles se les deberá asignar un gasto de 5000 L/ha/día.
 - Para tuberías plásticas 2L/hora/100 m de tubería y por cada 25 mm de diámetro.
- Gasto medio (Q_m).

El gasto medio de aguas residuales domésticas se deberá estimar igual al 80% de la dotación del consumo de agua.

- Gasto mínimo de aguas residuales (Q_{min}).

Para la verificación del gasto mínimo en las alcantarillas se deberá aplicar la siguiente relación:

$$Q_{min} = \frac{1}{5} Q_m$$

Donde:

Q_{min} = Gasto mínimo (L/s).

Q_m = Gasto medio de aguas residuales domesticas (L/s).

- Gasto máximo de aguas residuales (Q_{max}).

El gasto máximo de aguas residuales domésticas se deberá determinar utilizando el factor de relación de Harmon.

$$Q_{max} = \left[1 + \frac{14}{4 + P^{1/2}} \right] Q_m$$

Donde:

Q_{max} = Gasto máximo de aguas residuales domésticas (L/s).

P = Población servida en miles de habitantes.

Q_m = Gasto medio de aguas residuales domésticas (L/s).

El factor de relación deberá tener un valor no menor de 1.80 ni mayor de 3.00

➤ Gasto de diseño (Qd).

El gasto de diseño hidráulico del sistema de alcantarillas se deberá calcular de la forma siguiente:

$$Q_d = Q_{max} + Q_{inf} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{int}$$

Donde:

Q_{max} = Gasto máximo de aguas residuales domésticas (L/s).

Q_{inf} = Gasto de infiltración de aguas residuales (L/ha/día).

Q_{com} = Gasto comercial (L/s).

Q_{ind} = Gasto industrial (L/s).

Q_{int} = Gasto institucional o público (L/s).

2.2.5.3 PERIODOS DE DISEÑO ECONÓMICO PARA LAS ESTRUCTURAS DE LOS SISTEMAS.

El contenido de la tabla siguiente debe considerarse normativo para éstos aspectos.

Tabla 2.36 Periodo de diseño económico para las estructuras de los sistemas.

TIPOS DE ESTRUCTURAS	CARACTERÍSTICAS ESPECIALES	PERIODO DE DISEÑO/AÑOS
Colectores principales	Difíciles y costosos de agrandar	10 a 50
Emisario de descarga		
Tuberías secundarias hasta 375 mm		25 o más
Plantas de tratamiento de aguas servidas	Pueden desarrollarse por etapas. Deben considerarse las tasas de interés por los fondos a invertir	10 a 25
Edificaciones y estructuras de concreto		50
Equipos de bombeo:		
a) De gran tamaño		15 a 25
B) Normales		10 a 15

2.2.5.4 HIDRÁULICA DE LAS ALCANTARILLAS.

- Fórmula y coeficiente de rugosidad.
 - El cálculo hidráulico de las alcantarillas se deberá hacer en base al criterio de la tensión de arrastre y a la fórmula de Manning.
 - En la Tabla siguiente se indican valores del coeficiente de rugosidad “n” de Manning, para las tuberías de uso más corriente.

Tabla 2.37 Valores de coeficientes de rugosidad “n” de Manning para tuberías de uso más corriente.

MATERIAL	COEFICIENTE "n"	MATERIAL	COEFICIENTE "n"
Concreto	0.013	Hierro Galvanizado (H°G°)	0.014
Polivinilo(PVC)	0.009	Hierro Fundido(H°F°)	0.012
Polietileno(PE)	0.009	Fibra de vidrio	0.010
Asbesto-Cemento (AC)	0.010		

2.2.5.5 DIÁMETRO MÍNIMO.

- El diámetro mínimo de las tuberías deberá ser de 150 mm (6 pulg).

2.2.5.6 PENDIENTE LONGITUDINAL MÍNIMA.

La pendiente longitudinal mínima deberá ser aquella que produzca una velocidad de auto lavado, la cual se podrá determinar aplicando el criterio de la Tensión de Arrastre, según la siguiente ecuación:

$$f = W R S$$

En la cual: f = Tensión de arrastre (Pascales).

W = Peso específico del líquido (N/m³).

R = Radio hidráulico a gasto mínimo (m).

S = Pendiente mínima (m/m).

Se recomienda un valor mínimo de $f = 1$ Pa.

2.2.5.7 PÉRDIDA DE CARGA ADICIONAL.

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluirá una pérdida de carga igual a $\frac{0.25 (V_m)^2}{2g}$ entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario (PVS) correspondiente, no pudiendo ser en ninguno de los casos, menor de 3cm.

2.2.5.8 CAMBIO DE DIÁMETRO.

El diámetro de cualquier tramo de tubería deberá ser igual o mayor, que el diámetro del tramo aguas arriba, por ningún motivo podrá ser menor. En el caso de que en un pozo de visita descarguen dos o más tuberías, el diámetro de la tubería de salida deberá ser igual o mayor que el de la tubería de entrada de mayor diámetro.

2.3 PARAMETROS DE DISEÑO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.

2.3.1 NORMATIVA DE COLOMBIA.

2.3.1.1 ÁREAS DE DRENAJE.

Deben ser determinadas por medición directa en planos.

2.3.1.2 CAUDAL DE DISEÑO.

Formula racional:

$$Q = 2.78 C * i * A$$

Donde:

Q = caudal de aguas lluvias (L/s).

C = Coeficiente de escorrentía (Adimensional).

i = intensidad de la lluvia (mm/h).

A = Área tributaria (ha).

2.3.1.3 PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO.

- De acuerdo con la importancia de las áreas.

Tabla 2.38 Periodos de retorno o grado de protección.

Características del Áreas de Drenaje	Mínimos	Aceptables	Recomendados
Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 ha	2	2	3
Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2 ha	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 ha	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha	5	5	10
Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores de 1000 ha *	10	25	25
Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 ha	25	25	50

*Parte revestida a 10 años, más borde libre a 100 años.

- Según nivel de complejidad del sistema se escoge el grado de protección:

Tabla 2.39 Grado de protección según el nivel de complejidad del sistema.

Nivel de Complejidad del Sistema	Grado de Protección igual o mayor al
Bajo	Mínimo
Medio	Mínimo
Medio Alto	Aceptable
Alto	Recomendado

2.3.1.4 INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN.

- Son dados por las curvas IDF, la manera mínima para la obtención de las curvas viene dada por el nivel de complejidad.

Tabla 2.40 Curvas IDF.

Nivel de Complejidad del Sistema	Obtención mínima de curvas IDF
Bajo y Medio	Sintética
Medio Alto	Información Pluviográfico Regional
Alto	Información Pluviográfico Local

- Pero se deben afectar con un factor de reducción.

Tabla 2.41 Factor de reducción.

Área de Drenaje (Ha)	Factor de Reducción
50-100	0.99
100-200	0.95
200-400	0.93
400-800	0.90
800-1600	0.88

2.3.1.5 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

$$T_C = T_e + T_t$$

Donde:

T_c = Tiempo de Concentración (min).

T_e = Tiempo de Entrada (min).

T_t = Tiempo de Recorrido (min).

- El tiempo de concentración se calcula por medio de un proceso iterativo.
- El T_C mínimo en pozos iniciales es de 10 min y máximo de 20 min.

➤ Tiempo de entrada (T_e).

- El tiempo de entrada mínimo es de 5 min.

Ecuación de la FFA (E.E.U.U.):

$$T_e = \frac{0.707 * (1.1 - C) * L^{\frac{1}{2}}}{S^{\frac{1}{3}}}$$

Donde:

T_e = Tiempo de Entrada (min).

C = Coeficiente de escorrentía.
(Función de la permeabilidad del área de drenaje).

L = Longitud máxima de flujo de escorrentía superficial (m).

S = Pendiente promedio entre el punto más alejado y el colector (m/m).

La formula de Kerby:

$$T_e = 1.44 * \left(\frac{L * m}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{0.467}$$

Donde:

T_e = Tiempo de Entrada (min).

m = Coeficiente de retardo (Adimensional).

L = Longitud máxima de flujo de escorrentía superficial (m).

S = Pendiente promedio entre el punto más alejado y el colector (m/m).

La variable m depende del tipo de superficie.

Tabla 2.42 Coeficiente de retardo.

Tipo de Superficie	m
Impermeable	0.02
Suelo sin cobertura, compacto y liso	0.1
Superficie sin cobertura moderadamente rugosa	0.2
Pastos	0.3
Terreno Arborizados	0.7
Pastos Densos	0.8

El Soil Conservation Service (SCS) propone:

$$T_e = \frac{L}{(60 * V_s)}$$

Donde:

T_e = Tiempo de Entrada (min).

L = Longitud máxima de flujo de escorrentía superficial (m).

V_s = Velocidad superficial (m/s).

V_s puede estimarse de:

$$V_s = a * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

a = constante que depende del tipo de superficie (Adimensional).

S = Pendiente promedio entre el punto más alejado y el colector (m/m).

La variable “a” depende del tipo de superficie.

Tabla 2.43 Constante a de velocidad superficial.

Tipo de Superficie	a
Bosques con Sotobosques densos	0.70
Patos y Patios	2.00
Áreas cultivadas en surco	2.70
Suelos Desnudos	3.15
Áreas Pavimentadas y Tramos iniciares de quebradas	6.50

➤ Tiempo de recorrido (T_t).

$$T_t = \frac{L_c}{(60 * V)}$$

Donde:

T_t = Tiempo de Recorrido (min).

L_c = Longitud del colector (m).

V = velocidad media del flujo (m/s).

2.3.1.6 DIÁMETRO MÍNIMO.

- Diámetro nominal mínimo es de 250 mm (10 pulg).
- En casos especiales y justificados y con niveles de complejidad baja y media el mínimo en los tramos iniciales puede ser de 200 mm (8 pulg).

2.3.1.7 VELOCIDAD MÍNIMA.

- En el colector es de 0.75 m/s.
- Para el comportamiento autolimpiante:

Para el caudal de diseño el valor del esfuerzo cortante medio $\geq 3.0 \text{ N/m}^2$.

Para el 10% de la capacidad a tubo lleno debe ser $\geq 1.5 \text{ N/m}^2$.

2.3.1.8 VELOCIDAD MÁXIMA.

Depende del tipo de material.

Tabla 2.44 Velocidades máximas permisibles.

Tipo de material	V (m/s)
Ladrillo común	3.0
Ladrillo vitrificado y gres	5.0
Concreto	5.0
PVC	10.0

2.3.1.9 PENDIENTES.

- Pendiente Mínima.

Debe ser aquella que permita la acción de autolimpieza.

- Pendiente Máxima.

Debe ser aquella que para la cual no exceda la velocidad máxima real.

2.3.1.10 PROFUNDIDAD HIDRÁULICA MÁXIMA.

En colectores puede ser la correspondiente a flujo lleno.

NORMATIVA DE COSTA RICA.

2.3.1.11 ESTIMACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO.

- Se calculará, preferiblemente, por medio de la fórmula racional:

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Donde:

Q: Caudal de escorrentía (m³/s).

I: Intensidad de la lluvia de diseño (mm/hora).

A: Área a drenar (hectáreas).

C: Coeficiente de escorrentía (adimensional).

2.3.1.12 INTENSIDAD DE LA LLUVIA.

- La intensidad de la lluvia es función del periodo de retorno de la tormenta de diseño y del tiempo de concentración.

2.3.1.13 EL PERÍODO DE RETORNO.

- Para el diseño de la red interna del alcantarillado pluvial no será menor a 5 años.

2.3.1.14 EL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

- Está formado por dos componentes, el tiempo de entrada requerido para que el escurrimiento llegue al primer tragante y el tiempo de recorrido dentro de la tubería entre los pozos consecutivos correspondientes al tragante.

- El tiempo de recorrido en un tramo de tubería se calculará usando la velocidad a tubo lleno.
- El tiempo de concentración de la lluvia que debe considerarse para la determinación de la intensidad y el caudal de un alcantarillado pluvial, en ningún caso será inferior a diez (10) minutos.
- Una vez calculado el tiempo de concentración se determinará la intensidad mediante las curvas deducidas para las diferentes zonas del país, de uso aceptado y vigente.

2.3.1.15 CÁLULO HIDRÁULICO.

- Se diseñarán como conductos en escurrimiento libre, por gravedad. Para ello se utilizará las fórmulas hidráulicas de canal abierto, preferiblemente la ecuación de Manning.

2.3.1.16 VELOCIDAD MÁXIMA.

- La velocidad máxima permisible a tubo lleno será de 5.0 m/s.

2.3.1.17 VELOCIDAD MÍNIMA.

- La velocidad mínima la define la fuerza tractiva.
- La fuerza tractiva mínima es de 0.10 kg/m².

2.3.1.18 TIRANTE HIDRÁULICO MÁXIMO.

- El valor máximo permisible del tirante hidráulico deberá ser 0.85 del diámetro de la tubería.

2.3.1.19 DIÁMETRO NOMINAL MÍNIMO.

- El diámetro nominal mínimo será de 400 mm (16 pulg).
- Las tuberías que unen los tragantes con los pozos de registro serán de un diámetro nominal mínimo de 300 mm (12 pulg).
- La tubería que evacua dos tragantes unidos entre sí será de 400 milímetros (16 pulg).

2.3.2 NORMATIVA DE EL SALVADOR.

2.3.2.1 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL.

$$Q = 168(C * I * A)$$

Donde:

Q: Caudal de escorrentía (L/s).

I: Intensidad de la lluvia de diseño (mm/min).

A: Área a drenar (ha).

C: Coeficiente de escorrentía (adimensional).

168: Factor de conversión de sistema de unidades

2.3.2.2 PERIODO DE RETORNO (n)

- n = 5 años.
- Para Obras de drenaje que su diámetro exceda 72", el periodo de retorno será de 10 a 25 años.

2.3.2.3 DETERMINACIÓN DE INTENSIDAD.

De acuerdo a grafico de curva i-d-f.

2.3.2.4 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

Se determina a partir de la siguiente tabla.

Tabla 2.45 Métodos y formulas para tiempo de concentración.

METODO	FORMULA PARA Tc	OBSERVACIONES
Kirpich (1940)	$T_c = 0.0078 * L^{0.77} * S^{-0.385}$ <p>L= longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida pies.</p> <p>S=pendiente promedio de la cuenca pie/pie</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales en Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%) para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar Tc por 0.4 para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice	$T_c = 60(11.9 * L^3 / H)^{0.385}$ <p>L= longitud del curso de agua más largo, m.</p> <p>H=diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, pies.</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich, desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.
Pickering	$T_c = (0.87 * L^3 / H)^{0.385}$ <p>Tc = horas</p> <p>L= longitud del curso más largo en km.</p> <p>H= diferencia de elevación en metro entre el punto de inicio del cauce y la divisoria de la cuenca en el punto de interés.</p>	

2.3.2.5 DIÁMETRO MÍNIMO.

- El diámetro mínimo para tubería de dos tragantes a pozo de visita, a partir del segundo tragante será de 18 pulgadas

- Diámetro mínimo de tragante a pozo de visita de 15 pulgadas para tuberías de concreto.
- Diámetro mínimo de una vía vehicular será de 18”.
- Cuando se tengan vías con longitudes no mayores a 75 m, el diámetro mínimo de conexión de tragante a pozo de visita será de 15” y de dos tragantes a pozo, también de 15” a partir del segundo tragante.
- En pasajes peatonales los diámetros mínimos de tragante a caja de registro o pozo de visita será de 12” y de dos tragantes a pozo a partir del segundo tragante será de 15”.
- El diámetro mínimo sobre pasaje peatonal será de 15”.

2.3.2.6 VELOCIDAD MÁXIMA.

- La velocidad máxima no será superior a 5 m/s.

2.3.2.7 VELOCIDAD MÍNIMA.

- La velocidad mínima permitida en tuberías de aguas lluvias es de 1 m/s.

2.3.2.8 PENDIENTES.

- Pendiente mínima.

La pendiente mínima en tuberías de aguas lluvias debe ser de 0.5%.

- Pendiente máxima.

La pendiente máxima en las tuberías de aguas lluvias depende de su diámetro:

Tabla 2.46 Pendientes Máximas según el Diámetro.

DIAMETRO (pulgadas)	PENDIENTE MAXIMA (%)
12	7.0
15	6.0
18	5.0
24	3.0
30	2.0
36	2.0
42	2.0
48	2.0
60	2.0
72	1.5

➤ Consideraciones de velocidades y pendientes.

Tabla 2.47 Relación Diámetro-Pendiente-Velocidad.

Diámetro de tuberías pulgada	Pendiente máxima permisible (%)	Velocidad máxima permisible (m/s)
15	6.0	3.37
18	5.0	3.47
24	3.0	3.26
30	2.5	3.45
36	2.0	3.49
42	2.0	3.87
48	2.0	4.23
60	2.0	4.90
72	1.5	4.79

2.3.3 NORMATIVA DE MÉXICO.

2.3.3.1 CAUDAL DE DISEÑO.

➤ Método Racional:

$$Q_p = 0.278 C * i * A$$

Donde:

Q_p = Gasto de pico (tormenta de diseño en m^3/s).

C = Coeficiente de escurrimiento.

i = intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca (mm/h).

A = área de la cuenca (km^2).

0.278: Factor de conversión de unidades.

2.3.3.2 EL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

➤ Para un punto dado, se define como el tiempo que tarda una gota de agua en viajar desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida de esta. Se calcula mediante:

$$T_c = T_{cs} + T_t$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración.

T_{cs} = Tiempo de concentración sobre la superficie.

T_t = Tiempo de traslado a través de los colectores.

2.3.3.3 PERIODO DE RETORNO.

- Por razones de economía, se ha propuesto usar periodos de retorno de diseño pequeños (1.5 a 10 años), ya que se logra un funcionamiento adecuado del sistema durante lluvias ordinarias, aunque se tengan encharcamientos e inundaciones que provoquen ligeros daños y molestias a la población durante lluvias extraordinarias.

- En las tablas se anotan los periodos de retorno, recomendables en el diseño de alcantarillado pluvial para estructuras menores, diferentes tipos de uso del suelo y tipos de vialidad.

Tabla 2.48 Periodo de Retorno según tipo de estructura.

TIPO DE ESTRUCTURA	T(años)
Alcantarillas en caminos secundarios, drenaje de lluvias o contracunetas	5 a 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde pueden tolerarse encharcamientos causados por lluvias de corta duración	1 a 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 a 10

Tabla 2.49 Periodo de retorno según uso de suelo.

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

Tabla 2.50 Periodo de retorno según tipo de vía.

TIPO DE VIALIDAD	T(años)
Arteria.- Autopistas urbanas y avenidas que garantizan la comunicación básica de la ciudad.	5
Distribuidora.- Vías que distribuyen el tráfico proveniente de la vialidad arterial o que la alimentan.	3
Local.- Avenidas y calles cuya importancia no traspasa las zonas servidas.	1.5
Especial.- Acceso e instalaciones de seguridad nacional y servicios públicos vitales.	10

2.3.3.4 DIÁMETRO MÍNIMO DE DISEÑO.

- El diámetro mínimo que se recomienda para colectores en alcantarillado pluvial es de 30 cm (12 pulg.), con objeto de evitar frecuentes obstrucciones en las tuberías abatiendo por consiguiente los costos de conservación y operación del sistema.

2.3.3.5 VELOCIDAD MÍNIMA.

- A tubo parcialmente lleno, la velocidad mínima permisible es de 60 cm/s; cuando el flujo es a tubo lleno, es de 90 cm/s.

2.3.3.6 VELOCIDAD MÁXIMA.

- La velocidad máxima permisible varía de 3 a 5 m/s, e incluso más dependiendo de la resistencia del material de la tubería.

Tabla 2.51 Velocidad Máxima según el tipo de tubería.

TIPO DE TUBERIA	VELOCIDAD MAXIMA (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm (18 pulg.) de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 61 cm (24 pulg.) de diámetro o mayores.	3.5
Fibrocemento	5.0
Poli(cloruro de vinilo) PVC	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0

2.3.3.7 PENDIENTES DE DISEÑO.

La pendiente de las tuberías debe ser lo más semejante, como sea posible, a las del terreno natural con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta lo siguiente.

➤ **Pendientes Mínimas.**

Casos normales. Son en las que se dispone del desnivel topográfico necesario. Se acepta como pendiente mínima la que produce una velocidad de 90 cm/s a tubo lleno.

Casos excepcionales. Se consideran aquellas pendientes en que debido a un desnivel pequeño, con el objeto de evitar la construcción de una planta de bombeo, es preciso sacrificar la eficiencia de los colectores.

Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 60 cm/s, con un tirante igual o mayor de 3.00 cm.

➤ Pendientes Máximas.

Son aquellas pendientes que producen velocidades máximas de 3 a 5 m/s, trabajando normalmente. Debido a que la topografía en ocasiones es muy abrupta, el Instituto de Ingeniería de la UNAM ha efectuado estudios en tuberías de concreto reforzado, concluyendo que en casos excepcionales, para este material la velocidad máxima puede ser de hasta 8 m/s.

**2.4 CUADROS
COMPARATIVOS DE
NORMAS DE DISEÑO
HIDRÁULICO.**

2.4.1 PARÁMETROS DE AGUA POTABLE.

País		Colombia	Costa Rica	El Salvador	México	Nicaragua
Parámetro						
1	Estimación de la población.	1) Aritmético. 2) Geométrico. 3) Exponencial. 4) Gráfico. (Tabla 2.1)	–	1) Extensión de la propia curva de crecimiento según ajuste o interpolación, gráfica o analítica, mínimos cuadrados. 2) Extensión gráfica de la curva de crecimiento, según desarrollos análogos observados, en población de mayor dimensión. 3) Crecimiento lineal. 4) Progresión geométrica. 5) Logística de Verhulst.	1) Método de crecimiento por comparación. 2) Método de ajuste por Mínimos Cuadrados: 2.1 Ajuste lineal. 2.2 Ajuste no lineal. 2.2.1 Ajuste exponencial. 2.2.2 Ajuste logarítmico. 2.2.3 Ajuste potencial.	1) Método Aritmético. 2) Tasa de crecimiento geométrico. 3) Tasa de crecimiento a porcentaje decreciente. 4) Método gráfico de tendencia. 5) Método gráfico comparativo.
2	Consumo doméstico urbano de agua.	100 a 175 l/p/d. (Tabla 2.2)	Mínimo 300 l/p/d.	80 a 350 l/p/d.	100 a 400 l/p/d. (Tabla 2.15)	38 a 568 l/hab/d (a). (Tablas 2.18 y 2.19)

PARÁMETROS DE AGUA POTABLE.

País	Colombia	Costa Rica	El Salvador	México	Nicaragua	
3	<i>Coefficientes de variación.</i>					
<i>Horaria.</i>	1.4 a 1.6 (Tabla 2.6)	2.25 caudal promedio diario.	1.8 a 2.4 consumo medio diario.	1.55	1.5 (para la ciudad de Managua) 2.5 (para otras ciudades).	
<i>Diaria.</i>	1.2 a 1.3 (Tabla 2.5)	1.5 caudal promedio.	1.2 a 1.5 consumo medio diario.	1.4	1.3 (para la ciudad de Managua) 1.5 (para otras ciudades)	
	<i>RED DE DISTRIBUCIÓN.</i>					
4	<i>Periodo de diseño.</i>	20 a 30 años. (Tablas 2.8, 2.9 y 2.10)	-	Mínimo de n = 20 años.	5 a 20 años. (Tabla 2.14)	-
5	<i>Presión mínima.</i>	10-15 m.c.a. (Tabla 2.11)	10 m.c.a.	10 m.c.a.	10 m.c.a.	14 m.c.a
6	<i>Presión máxima (carga estática).</i>	60 m.c.a.	50 y 70 m.c.a.(b)	50 m.c.a.	50 m.c.a.	50 y 70 m.c.a (c)
7	<i>Presión mínima en hidrante.</i>	10 m.c.a.	-	10 m.c.a.	3 m.c.a.	-

PARÁMETROS DE AGUA POTABLE.

País		Colombia	Costa Rica	El Salvador	México	Nicaragua
Parámetro						
8	<i>Velocidad.</i>	-	≤ 3 m/s.	≤ 1.5 m/s.	-	-
ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN.						
9	<i>Periodo de diseño.</i>	15 a 30 años. (Tabla 2.7)	-	-	-	-
10	Velocidades.					
	<i>Velocidad máxima.</i>	6 m/s.	-	2.5 m/s.	5 m/s (d).	2.0 m/s.
	<i>Velocidad mínima.</i>	0.6 m/s.	-	0.5 m/s.	0.3 m/s.	0.6 m/s.

- a) Para la ciudad de Managua.
- b) En terreno irregular quebrado.
- c) 70 metros en lugares con topografía irregular.
- d) En norma mexicana, para pvc.

2.4.2 PARÁMETROS DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

País		Colombia	Costa Rica	El Salvador	México	Nicaragua
1	Periodo de Diseño.	Depende del nivel de complejidad del Sistema, y el rango es de 15 a 25 años. (Tabla 2.22)	-	Mínimo deseable de n es 20 años.	Depende del elemento y el rango es de 5 a 20 años. (Tabla 2.14)	Depende del elemento y el rango es de 10 a 50 años. (Tabla 2.33)
2	Proyección de Población.	Debe estimarse como en el sistema de agua potable.	Debe estimarse como en el sistema de agua potable.	Debe estimarse como en el sistema de agua potable.	Debe estimarse como en el sistema de agua potable.	Debe estimarse como en el sistema de agua potable.
3	Contribución de aguas residuales.					
	Domesticas.	Q _D : Se calcula con formulas.	Q _{par} = FR x Q _{pap} Donde Q _{pap} = caudal promedio diario neto de agua potable.	Sera el 80% del caudal máximo horario.	Esta entre el 75 % y 80% de la dotación de agua potable (L/hab/ dia).	80% de la dotación del consumo de agua.
	Factor de retorno.	Depende del nivel de complejidad del Sistema y el rango está entre 0.70-0.85. (Tabla 2.23)	FR = 0.8	0.8	0.75-0.80	0.8
	Industriales.	Q _I : Depende del nivel de complejidad del Sistema. El rango está entre 0.4-1.5 (l/s * ha ind).	Q _{pare} . (Caudal promedio de agua residual especial).	-	Debe calcularse.	Q _{ind} .

PARÁMETROS DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

País Parámetro	Colombia	Costa Rica	El Salvador	México	Nicaragua
<i>Comerciales.</i>	<p>Q_C:</p> <p>1) Para zonas netamente comerciales: Consumos diarios, densidades de población y coeficiente de retorno.</p> <p>2) Para zonas mixtas 0.4-0.5 (L/s *ha com).</p>	$Q_{pare.}$	-	-	$Q_{com.}$
<i>Institucional (privado, mixto o público).</i>	<p>Q_{IN}:</p> <p>1) En base a información de consumos en localidades similares.</p> <p>2) Zonas Mixtas: 0.4-0.5 (L/s * ha inst).</p>	$Q_{pare.}$	-	-	$Q_{int.}$
<i>Caudal medio de aguas residuales.</i>	<p>$Q_{MD} = Q_D + Q_I + Q_C + Q_{IN}$</p>	<p>$Q_{par} = Q_{paro} + Q_{pare} + Q_{ext}$</p> <p>Donde: Q_{ext} = contribución de redes adyacentes o futuras.</p>	-	<p>Zonas habitacionales $Q_{med} = A_p \times P / 86400$</p> <p>Zonas industriales $Q_{med} = A_p \times A / 86400$</p>	-

PARÁMETROS DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

País		Colombia	Costa Rica	El Salvador	México	Nicaragua
	<i>Conexiones erradas.</i>	Q _{CE} : Depende del nivel de complejidad del Sistema y el rango está entre 0.1-0.2 (L/s * ha). (Tabla 2.27)	-	-	-	-
	<i>Infiltración.</i>	Q _{INF} : Depende del nivel de complejidad del Sistema y el rango está entre 0.05-0.4 (L/s * ha). (Tabla 2.29)	Depende del material de la tubería: PVC y Polietileno de alta densidad. 0.25 (L/s/Km).	Tubería de cemento: 0.20 L/s/ha. Tubería PVC: 0.10 L/s/ha.	-	<ul style="list-style-type: none"> - Tuberías con junta de mortero : 10000L/ha/día. - Juntas flexibles : 5000 L/ha/día. - Tuberías plásticas: 2L/hora/100m y por cada 25mm de diámetro.

PARÁMETROS DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

País	Colombia	Costa Rica	El Salvador	México	Nicaragua
4	<i>Caudales.</i>				
<i>Caudal máximo.</i>	<p>Caudal Máximo horario</p> $Q_{MH} = F * Q_{MDF}$ <p>Donde F = factor de ampliación ≥ 1.4</p>	<p>De Diseño:</p> $Q_{max} = Q_{par} * FMH * FMD + Q_{inf}$ <p>Donde: FMH = factor max. Horario. FMD = factor max diario.</p>	<p>Se multiplica por un factor de seguridad, que depende del diámetro de la tubería, ver tabla 2.32.</p>	<p>Instantáneo: $Q_{maxinst} = M * Q_{med}$ Donde: M (coeficiente de Harmon) depende de la población.</p> <p>Extraordinario: $Q_{maxext} = C_s * Q_{maxinst}$ Donde: Cs (coeficiente de seguridad) y los valores son: 1.0 o 1.5</p>	$Q_{max} = [1 + 14 / (4 + P^{1/2})] Q_m$ <p>Donde: El factor de relación deberá estar entre: 1.8 y 3.0</p>
<i>Caudal mínimo.</i>	-	<p>De Diseño:</p> $Q_{min} \geq 1.5L/s$ $Q_{min} = FMH * Q_{par} + Q_{inf}$	-	$Q_{min} = 0.5Q_{med}$	$Q_{min} = Q_m / 5$
<i>Caudal de Diseño.</i>	$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CEF}$ <p>El caudal calculado debe ser $\geq 1.5L/s$.</p>	-	Sera igual a la contribución domestica.	-	$Q_d = Q_{max} + Q_{inf} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{int}$

PARÁMETROS DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

País		Colombia	Costa Rica	El Salvador	México	Nicaragua
Parámetro						
5	Diámetro mínimo.	<p>Diámetro interno real: 200mm (8pulg).</p> <p>Para niveles de complejidad bajos : 150mm (6pulg).</p>	<p>Diámetro nominal: 150mm (6 pulg).</p>	<p>Para colectores de pasajes peatonales: longitud \leq 100m: 6pulg (PVC).</p> <p>Acometidas Domiciliares: 6pulg.</p> <p>Colectores terciarios: 8pulg (PVC o Cemento).</p>	<p>20cm (8pulg).</p>	<p>150mm (6pulg).</p>
6	Velocidades.					
	Velocidad mínima.	<ul style="list-style-type: none"> - 0.45m/s. - Cuando el sistema sea simplificado 0.4m/s. - Para industriales 0.5 a 1.0 m/s 	<p>La que genere una fuerza tractiva mínima de 0.1Kg/m².</p>	<p>0.5m/s.</p>	<p>0.3 m/s.</p>	<p>Velocidad de Auto lavado.</p>
	Velocidad máxima.	<p>\leq 5.0 m/s.</p>	<p>\leq 5.0 m/s.</p>	<p>Depende del material:</p> <ul style="list-style-type: none"> - PVC 5m/s. - Hierro 4m/s. - Concreto 3m/s. 	<p>Depende del material:</p> <p>Concreto simple 3m/s.</p> <p>Concreto reforzado 3.5m/s.</p> <p>Todos los demás 5m/s.</p>	<p>-</p>

PARÁMETROS DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

País	Colombia	Costa Rica	El Salvador	México	Nicaragua
7	<i>Pendientes.</i>				
<i>Pendiente mínima.</i>	Debe cumplir con la velocidad mínima.	-	Tramos iniciales 1% En Casos justificados, de PVC y no iniciales 0.5%.	Depende de la topografía del terreno, velocidades mínimas y tirantes mínimos.	la que produzca la velocidad de auto lavado.
<i>Pendiente máxima.</i>	La que cumpla con la velocidad máxima real.	-	-	-	-
8 <i>Profundidad Hidráulica Máxima.</i>	70% - 85% del diámetro de la tubería.	Máximo \leq 75% del diámetro nominal para Q de diseño.	-	-	-
9 <i>Pérdida de Carga.</i>	-	-	-	Por Fricción: Formula de Manning.	Para todo cambio de alineación la perdida de carga en pozo de visita: $0.25(V_m)^2/2g \geq 3\text{cm}$

2.4.3 PARÁMETROS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.

País		Colombia	Costa Rica	El Salvador	México	Nicaragua
Parámetro						
1	Áreas de drenaje.	Deben ser determinadas por medición directa en planos.	Deben ser determinadas por medición directa en planos.	Deben ser determinadas por medición directa en planos.	Deben ser determinadas por medición directa en planos.	-
2	Periodo de Retorno.	De acuerdo con la importancia de las áreas, también por el grado de protección y estos depende del nivel de complejidad del sistema. Los valores van desde 2 a 50 años. (Tabla 2.35 y 2.36)	Para el diseño de la red interna del alcantarillado pluvial no será menor a 5 años.	Para todas las urbanizaciones tendrá un valor de 5 años, para obras con diámetros que excedan las 72", será de 10 a 25 años.	Dependen del tipo de estructura, tipo de uso del suelo y tipo de vialidad y los valores van desde 1 a 10 años. (Tabla 2.45, 2.46 y 2.47)	-
3	Tiempo de Concentración.	Es la suma de el tiempo de entrada (T_e) y el tiempo de recorrido (T_r) y se calcula mediante un proceso iterativo. En pozos iniciales el mínimo es de 10 min y el máximo es de 20 min.	Es la suma de el tiempo de entrada requerido y el tiempo de recorrido), en ningún caso puede ser menor a 10 min.	Se ocupan 3 métodos: - Kirpich, - California Culverts Practice - Pickering (Tabla 2.42)	Se calcula mediante la suma del tiempo de concentración sobre la superficie y el tiempo de traslado a través de los colectores.	-

PARÁMETROS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.

País		Colombia	Costa Rica	El Salvador	México	Nicaragua
Parámetro						
4	Determinación de la intensidad.	<p>Dados por las Curvas I-D-F:</p> <p>La manera mínima para la obtención de las curvas viene dada por el nivel de complejidad y a su vez son afectadas por un valor de reducción en función del área de drenaje. (Tabla 2.37 y 2.38)</p>	<p>Esta función del periodo de retorno de la tormenta de diseño y del tiempo de concentración.</p>	<p>Esta dada por las Curvas I-D-F.</p>	□	□
5	Caudal de diseño.	<p>Formula racional $Q = 2.78 C x i x A$</p>	<p>Fórmula racional: $Q = C * I * A / 360$</p>	<p>Fórmula racional: $Q = 168 C.I.A.$</p>	<p>Fórmula racional: $Q_p = 0.278 C_i A$</p>	□
6	Diámetros mínimo.	<p>Diámetro nominal mínimo es de 250 mm (10pulg) en casos especiales y justificados 200mm (8pulg).</p>	<p>Diámetro nominal mínimo de 400mm (16pulg). Las tuberías que unen los tragantes con los pozos de registro serán de un diámetro nominal mínimo de 300mm (12pulg).</p>	<p>El diámetro mínimo será de 18pulg Diámetro mínimo de tragante a pozo 15pulg para tuberías de concreto.</p>	<p>El diámetro mínimo es de 300mm(12pulg).</p>	□

PARÁMETROS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.

País Parámetro	Colombia	Costa Rica	El Salvador	México	Nicaragua
7	Velocidad.				
<i>Velocidad Mínima.</i>	En el colector es de 0.75 m/s. Para el comportamiento autolimpiante con el caudal de diseño el valor del esfuerzo cortante medio debe ser $\geq 3.0 \text{ N/m}^2$.	La define la fuerza tractiva y la mínima es de 0,10 kg/m ² .	Es de 1 m/s.	A tubo parcialmente lleno, la velocidad mínima permisible es de 60 cm/s; cuando el flujo es a tubo lleno, es de 90 cm/s.	-
<i>Velocidad máxima.</i>	Depende del tipo de material y los valores varia de 3m/s a 10 m/s. (Tabla 2.41)	La velocidad máxima permisible a tubo lleno será de 5.0 m/s.	La velocidad máxima permitida es de 5 m/s.	La velocidad máxima permisible varía de 3 a 5 m/s y depende del material de la tubería. (Tabla 2.48)	-
8	Pendientes.				
<i>Pendiente mínima.</i>	Debe permitir la acción de autolimpieza.	-	La pendiente mínima en tuberías de aguas lluvias debe ser de 0.5%.	<p>En Casos normales: Es la que produce una velocidad de 90 cm/s a tubo lleno.</p> <p>En Casos excepcionales: Es la que produce una velocidad de 60 cm/s.</p>	-

PARÁMETROS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.

País		Colombia	Costa Rica	El Salvador	México	Nicaragua
Parámetro						
	<i>Pendiente máxima.</i>	Debe ser aquella que no exceda la velocidad máxima.	-	La pendiente máxima en las tuberías de aguas lluvias depende de su diámetro (su relación es inversa) y varía desde 1.5% a 7%.	Son aquellas pendientes que producen velocidades máximas de 3 a 5 m/s, trabajando normalmente.	-
9	<i>Tirante máximo.</i>	En colectores puede ser la correspondiente a flujo lleno.	El valor máximo permisible del tirante hidráulico deberá ser 0.85 del diámetro de la tubería.	-	-	-

2.5 ANÁLISIS DE PARÁMETROS DE NORMAS DE DISEÑO HIDRÁULICO PARA URBANIZACIONES.

2.5.1 ANALISIS DE NORMAS DE AGUA POTABLE.

2.5.1.1 CAUDAL.

Este parámetro esencial para el diseño de la red de abastecimiento de agua potable, depende a la vez de parámetros como Métodos de Proyección, Dotación, Coeficiente de variación.

✓ *Estimación de la Población. (Métodos de Proyección).*

La selección del método adecuado depende de la complejidad del sistema a diseñar lo cual involucra Densidad de población, Tipo de vivienda, entre otros. Además la proyección Poblacional involucra al periodo de diseño como un factor importante para determinar la cantidad de población futura, no todas las normas de diseño para urbanizaciones analizadas poseen periodos de diseño tales como las normas de Nicaragua y Costa Rica, y esto genera que el diseñador tome decisiones en base a su criterio, lo cual es bien subjetivo y esto provoca una sub y sobre calculo de estimación poblacional, las normas de los países de Colombia y El Salvador poseen valores mínimos

de 20 años para periodos de diseño, en la norma mexicana los periodos de diseño son bajos ya que el rango se encuentra entre 5 a 20 años.

✓ ***Dotación.***

La selección de la dotación que se ajuste a la población depende de Clima, Complejidad del sistema, Tipo de Vivienda, entre otros. En Colombia Tienen dotaciones bajas que varían de 100 a 170 lts/p/d ya que el clima es templado, en el caso de México por la diversidad de Temperaturas que poseen tiende a parecerse a las dotaciones de nuestro país con valores que van desde 80 a 350 lts/p/d en nuestro país y de 100 a 400 lts/p/d en México, en el caso de Costa Rica toma un valor mínimo de 300 Lts/P/día, el cual es elevado, esto es debido a que no utilizan ningún método de cálculo para la estimación de proyección poblacional, en el caso de Nicaragua toma valores extremos lo cuales varían de 38 Lts/P/día a 568 Lts/P/día que están dados de acuerdo a la clasificación de los barrios.

✓ ***Coefficiente de Variación.***

Horario.

Se tiene que para las normas analizadas los valores varían de manera significativa. En el caso de la Norma de Costa Rica establece un valor fijo elevado de 2.25, para El Salvador y Nicaragua los valores están en un rango que va desde 1.8 a 2.4 y de 1.5 a 2.5, respectivamente, los valores

más bajos los tiene México con un valor fijo de 1.55 y Colombia con un rango de 1.4 a 1.6.

Diario.

Para el coeficiente de variación diaria, los valores de las normas analizadas son similares, estos se encuentran entre el rango de 1.2 a 1.5.

2.5.1.2 PRESIONES MAXIMAS Y MINIMAS.

✓ ***Presiones Mínimas.***

Los valores de presiones mínimas analizadas en las normas de diseño son similares, en el caso de México, El Salvador y Costa Rica poseen una presión mínima de 10 m.c.a., para Nicaragua se tiene el valor de 14 m.c.a., y para Colombia poseen un rango de 10 a 15 m.c.a.

✓ ***Presiones Máximas.***

Los valores de presiones máximas analizadas en las normas de diseño son iguales para El Salvador, México, Costa Rica y Nicaragua es de 50 m.c.a., Colombia varia con 60 m.c.a., En el caso de Costa Rica y Nicaragua para condiciones de terreno forma regular

se tienen como presiones máximas las antes mencionadas y para terreno de forma irregular se establece un valor de 70 m.c.a.

2.5.1.3 VELOCIDADES MAXIMAS Y MINIMAS.

✓ Velocidades Mínimas.

México Posee el valor de 0.3 m/s, y es la que tiene la menor velocidad permisible, continuando con El Salvador con un valor medio de 0.5 m/s, y finalizando con Colombia y Nicaragua con un valor de 0.6 m/s siendo el máximo valor permisible de las normas que se han analizado, Costa Rica no posee un valor mínimo permisible.

✓ Velocidades Máximas

La norma Nicaragüense y la Salvadoreña poseen valores similares de 2.0 m/s y 2.5 m/s respectivamente, Para la norma Costarricense establece un valor de 3.0 m/s, y finalmente las normas Colombianas y Mexicanas establecen un valor de 6 m/s y 5 m/s, teniendo en cuenta que para la norma mexicana el valor reflejado es para tuberías de material de PVC, por lo tanto las velocidades máximas depende del material de la tubería a utilizar.

2.5.1.4 ANALISIS TECNICO.

- Al no utilizar un método de proyección poblacional, dotaciones inadecuadas para la poblaciones futuras y valores de coeficientes de variación horaria y diaria seleccionados sin un criterio técnico adecuado, se puede sobre-dimensionar y sub-dimensionar los diámetros de la tubería , debido a la obtención de caudales mayores o menores a los necesarios, desperdiciando recursos en el caso de sobre-dimensionar el diámetro de la tubería y limitando a la población a satisfacer sus necesidades cuando este se sub-dimensiona.
- La relación entre el diámetro y la presión es directamente proporcional, y cuando se selecciona el diámetro, se tiene que verificar que cumpla las presiones mínimas permisibles, garantizando esta presión en el punto más desfavorable del sistema de red.
- Cuando se permiten presiones altas se necesita materiales más resistentes para las tuberías o con un SDR mayor a la de las tuberías normales.
- Se establecen unos límites de velocidad restringidos, tanto superiores como inferiores. En el caso de las velocidades máximas es para evitar la erosión excesiva de las tuberías, y con respecto a las velocidades mínimas es para evitar un estancamiento perjudicial desde el punto de vista de la salubridad.
- De los parámetros que rigen el diámetro de las tuberías, los más importantes son la dotación y las velocidades máximas y mínimas permisibles, en una red de distribución de agua potable.

2.5.1.5 ANALISIS ECONOMICO.

- Al sobre-dimensionar el diámetro de la tubería, provoca que se encarezca el proyecto.
- Al sub-dimensionar los diámetros de las tuberías, a corto plazo se disminuirían los costos del proyecto, pero a largo plazo se tendría que hacer gastos no considerados por la inversión inicial, debido a que se tendría que ampliar el proyecto ya que no se lograría satisfacer las necesidades de la población futura.
- Las tuberías con mayor resistencia a altas presiones tienen un impacto económico al proyecto, debido a que su costo es mayor que las tuberías comunes.
- El diámetro funcional y económico se selecciona en base a cumplir con los parámetros anteriormente mencionados, con esto se garantiza que la red abastecerá de manera eficiente.

2.5.2 ANALISIS DE NORMAS ALCANTARILLADO SANITARIO.

2.5.2.1 CAUDAL.

Para Obtener el caudal de aguas residuales domesticas, será necesario conocer el Factor de Retorno, considerado en las normas de diseño hidráulico. Los valores estudiados de las normas, para el factor de Retorno son iguales para los países de Costa Rica, El Salvador y Nicaragua, tiene un valor de 0.8 es decir el 80% de la dotación diaria de Agua Potable, en el caso de México es un intervalo que va desde 0.75 a 0.8 de la dotación diaria, y finalmente en el caso de Colombia se calcula por medio de una formula, adecuada a las necesidades del país, en el cual se considera un factor de retorno de 0.7 a 0.85, el cual depende de la complejidad del sistema.

Para caudales máximos de diseño, las normas de los países de México, Colombia, Costa Rica y Nicaragua, multiplican las contribuciones de los caudales obtenidos por un factor de amplificación, que este depende de la normativa del País, en el caso de El Salvador no posee ningún factor de amplificación de caudales y se diseña a partir del caudal de retorno.

2.5.2.2 DIÁMETRO.

Las normas de Nicaragua, Costa Rica y El Salvador establecen un valor mínimo de 6 pulgadas, y varían según el elemento y pueden alcanzar un diámetro de 8 pulgadas

(Colectores Terciarios). Para Colombia depende del nivel de complejidad y se encuentra en rangos de 6 a 8 pulgadas. En México el diámetro mínimo establecido es de 8 pulgadas.

2.5.2.3 VELOCIDADES MAXIMAS Y MINIMAS.

✓ *Velocidad Mínima.*

Las Velocidades mínimas establecidas de las normas analizadas varían en su forma de expresión, unas las hacen en unidades de velocidad y otras en unidades de fuerza. El menor valor es de 0.3 m/s establecido en la norma de México, y Colombia posee un valor de 0.45 m/s, La normativa nacional establece una velocidad mínima de 0.5 m/s, en el caso de Costa Rica debe generar una fuerza de tracción mínima de 0.1 Kg/m², para Nicaragua se establece que la velocidad debe generar un autolavado de la tubería.

✓ *Velocidad Máxima.*

De las normas analizadas, para México y El Salvador la velocidad máxima depende del material de la tubería los valores varían desde 3 m/s hasta 5 m/s. Para Costa Rica y Colombia la velocidad máxima permitida debe ser menor a 5 m/s. Nicaragua no establece un valor límite para la velocidad.

2.5.2.4 PENDIENTE MAXIMAS Y MINIMAS.

✓ *Pendiente Mínima.*

La norma Salvadoreña es la única que establece un valor de pendiente mínima en tramos iniciales de 1% y para casos justificados 0.5% (para tramos no iniciales). Para Colombia, México y Nicaragua debe cumplir con la velocidad mínima. Costa Rica no establece un valor de pendiente mínima.

✓ *Pendiente Máxima.*

La norma de Colombia, establece que la pendiente debe cumplir con la velocidad máxima real. Las otras normas no establecen ningún valor o condición que deba cumplir la pendiente máxima.

2.5.2.5 TIRANTE.

De las normas analizadas las de Colombia y Costa Rica son las únicas que establecen una profundidad hidráulica máxima, Colombia establece un rango de 70% a 85% del diámetro de la tubería y en Costa Rica debe ser menor o igual al 75% del diámetro nominal para caudal de diseño.

2.5.2.6 PÉRDIDA DE CARGA.

Cuando la topografía del terreno no sea la adecuada para transportar las aguas negras por gravedad, es necesario considerar un sistema de bombeo de aguas negras, y un parámetro importante al aplicar un sistema de este tipo es la pérdida de carga, las normas de Colombia, Costa Rica y El Salvador no determinan la forma para calcular pérdidas de carga. La normativa Mexicana establece que las pérdidas sean calculadas por medio de la fórmula de Manning y en la norma de Nicaragua para todo cambio de alineación ya sea vertical u horizontal la pérdida de carga adicional en pozos de visita se calculara con la fórmula establecida en la normativa, y el resultado obtenido no puede ser menor a 3 cm.

2.5.2.7 ANÁLISIS TÉCNICO.

- Se deben analizar todas las contribuciones de aguas residuales y las variables que afectan la selección del factor de amplificación cuando se diseña, esto es debido a que se pueden sobre-dimensionar el diámetro de la tubería y afectar el régimen hidráulico.
- Es importante respetar la velocidad mínima, para que se cumpla la condición de auto lavado para evitar obstrucciones y estancamiento. Con respecto a la velocidad máxima, esta se limita debido a las pérdidas de carga en el sistema y abrasión de las tuberías.

- Las pendientes impuestas a las tuberías, dependen de la topografía del terreno y el diámetro de la tubería a colocar, además deben cumplir con las velocidades mínimas y máxima, establecidas por las normas de Diseño Hidráulico en Urbanizaciones.
- Es importante, que se considere que la tubería trabaje parcialmente llena, debido a que los sólidos y semisólidos se pueden estancar en las tuberías, aumentar la pérdida de carga, disminuir la velocidad y provocar un colapso en el sistema.

2.5.2.8 ANALISIS ECONOMICO.

- Se pueden incurrir en gastos no considerados, si no se cumplen con los parámetros de diseño, ya que se tiene que considerar gastos de mantenimiento de la red de Aguas Negras.
- Cuando se sobre-dimensiona los diámetros de las tuberías, se aumentan los costos, la pendiente aumenta, según el diámetro de la tubería, incurriendo en gastos elevados de excavaciones para instalación y colocación de tuberías.

2.5.3 ANALISIS DE NORMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.

NOTA: Las normas de diseño para alcantarillado pluvial de Nicaragua, no se pudieron obtener, es por esto que el análisis de las normas para alcantarillado pluvial, se limita a las normas que se lograron conseguir.

2.5.3.1 CAUDAL.

Para el diseño de sistemas de Redes de alcantarillado pluvial, es necesario hacer un análisis por separado de los parámetros, ya que estos son de gran importancia para calcular el caudal de diseño.

✓ Área de Drenaje.

Se deben determinar por medición directa en planos, haciendo una selección de áreas tributarias de drenaje. Esto se aplica a todas las normas analizadas.

✓ Periodo de Retorno.

El periodo de Retorno, para la tormenta de diseño, depende de factores tales como la complejidad del sistema que se diseñara, Tipo de Suelo, Clasificación Urbana, etc. El periodo de retorno varia para las normas estudiadas, en el caso de la norma de Costa Rica establece que no será menor de 5 años, para la Norma Mexicana varia de 1 a 10 años, en la normativa nacional varia de 10 a 15 años, y Finalmente en el caso de la normativa Colombiana el periodo de diseño se encuentra en un intervalo de 2 a 50 años.

✓ *Tiempo de Concentración.*

Para el cálculo del tiempo de concentración se utilizan diferentes métodos según cada normativa analizada, la normativa de Colombia, Costa Rica y México utilizan métodos parecidos, Colombia establece el cálculo del tiempo de concentración por medio de un proceso iterativo tomando en cuenta el tiempo de entrada y de recorrido, y establecen para pozos iniciales un mínimo de 10 minutos y un máximo de 20 minutos, en Costa Rica la diferencia es que se establece únicamente un valor mínimo de 10 minutos, México no establece un tiempo máximo o mínimo de tiempo de concentración, finalmente en la normativa nacional se utilizan tres métodos para su cálculo: Kirpich, California Culverts Practice o Pickering.

✓ *Intensidad.*

Para obtener la intensidad de la tormenta de diseño, las normativas estudiadas, utilizan el método de las curvas IDF, exceptuando la norma mexicana la cual no establece la metodología para calcular la intensidad de la tormenta de diseño. En el caso de la normativa Colombiana determina un factor de reducción que afectara la intensidad de la tormenta de diseño y estará en función del área de drenaje.

✓ *Caudal de Diseño.*

Se puede observar que el caudal se calcula con la formula racional en las normativas estudiadas, con la variante que el factor que afecta el cálculo es distinto en cada país ya que se trabajan con un sistema de unidades distintas.

2.5.3.2 DIAMETROS MINIMOS.

Para las normas de diseño hidráulico analizadas se consideran diámetros mínimos, siendo la normativa nacional la que establece el mayor diámetro con valor de 18 pulg. (450 mm), la norma Costarricense con un diámetro de 16 pulg. (400 mm), para la norma Mexicana el valor mínimo es de 12 pulg. (300 mm), y finalmente para la normativa Colombiana con un valor mínimo de 10 pulg. (250 mm), exceptuando algunos casos justificables que puede llegar a un valor mínimo de 8 pulg (200 mm).

2.5.3.3 VELOCIDADES.

✓ Velocidad Mínima.

Las normas estudiadas establecen diferentes formas para expresar los límites mínimos de velocidad. Las normas mexicanas establece una velocidad de 0.60 m/s cuando el tubo trabaja parcialmente lleno, y cuando se considera que la tubería trabajara a toda su capacidad la velocidad mínima será de 0.90 m/s, en la normativa nacional se considerará como velocidad mínima 1 m/s, las normas de Costa Rica y Colombia consideran que la velocidad debe generar una fuerza de tracción mínima de 0.1 kg/m² y 0.3 Kg/m² respectivamente.

✓ *Velocidad máxima.*

En la normativa nacional se establece un valor mínimo de 3 m/s, para la norma de Costa Rica el valor máximo permisible es de 5 m/s considerando que la tubería trabajará a su máxima capacidad, en el caso de México se establece una velocidad de 3m/s a 5 m/s y para Colombia de 3 m/s a 10 m/s en ambos casos la velocidad depende del material de la tubería.

2.5.3.4 PENDIENTE.

✓ *Pendiente mínima.*

Para las normas de Colombia y México las pendientes dependen de las velocidades mínimas, en la norma de El Salvador se establece un valor de 0.5%, la norma de Costa Rica no especifica ningún valor para este parámetro.

✓ *Pendiente máxima.*

En las normativas Colombiana y Mexicana, la pendiente debe ser tal que no exceda la velocidad máxima, para la normativa nacional las pendientes máximas están en función

del diámetro de la tubería las cuales varían de 1.5% a 6%, en el caso de la normativa Costarricense no posee restricciones.

2.5.3.5 TIRANTE MAXIMO.

La norma de Costa Rica, establece un valor que debe ser el 85% del diámetro de la tubería, Colombia establece que para colectores puede llegar a ser el 100% del diámetro de la tubería, Tanto la normativa Nacional como la Mexicana no posee valores permisibles.

2.5.3.6 ANALISIS TECNICO.

- Se debe de realizar, un estudio hidrológico apropiado, para establecer el caudal que transportara la tubería, además de realizar una selección adecuada de los coeficientes de escorrentía, para cada área de contribución.
- Se establecen diámetros mínimos, en las normas de diseño, pero en algunas ocasiones en donde no se tengan áreas de contribución que generen un caudal considerable, se puede reducir el diámetro de la tubería, garantizando siempre un buen drenaje.
- Las velocidad mínima establecida en las normas de diseño, se deben de respetar ya que se ha considerado una fuerza de tracción o arrastre, para que se genere la condición de autolimpieza en la tubería, ya que siempre se arrastra basura y otros

elementos que puedan propiciar estancamientos, obstrucciones y se puedan generar inundaciones.

- La velocidad máxima que imponen las normas de diseño, se deben de cumplir, debido a que el agua que se transporta a través de las tuberías, llevan arrastre de sólidos abrasivos como el caso de las arenas, y con velocidades mayores pueden erosionar las tuberías y dañar el sistema de drenaje.
- Con respecto a las pendientes límites que establecen las normas de diseño hidráulico dependen del diámetro y del cumplimiento de las velocidades mínimas y máximas.
- Al hacer el diseño es apropiado que la tubería, trabaje parcialmente llena, por la cantidad de sólidos que el agua pueda arrastrar, lo que puede producir obstrucciones y fallos en el sistema.

2.5.3.7 ANALISIS ECONOMICO.

- Si no se hace un buen estudio hidrológico, puede generar un costo adicional no considerado debido a reparaciones y fallos en el sistema.
- Es necesario hacer un análisis del diámetro de la tubería más económica.
- El diámetro también influye en la pendiente que tendrá la tubería en el sistema, y para cumplir con estas pendientes cuando son demasiado pronunciadas generan mayores costos de excavación y obliga a poner mayor cantidad de pozos en intervalos de distancia menores.

2.6 CUADROS DE PROPUESTA DE PARAMETROS DE DISEÑO.

PROPUESTA DE PARAMETROS DE DISEÑO					
PARÁMETROS DE AGUA POTABLE				<i>Observaciones</i>	
1	<i>Estimación de la población</i>	Métodos: Crecimiento lineal, Progresión geométrica		Estos métodos son para asentamientos poblacionales pequeños y medianos que son los que se construyen en el país	
2	<i>Consumo de agua</i>				
	<i>Domestico</i>	<i>Tipo de Vivienda</i>	<i>Rural</i>	<i>Urbano</i>	<p>Las dotaciones han sido asignadas, por área de vivienda, dividiéndose en área rural y urbana.</p> <p>Se le tiene que asignar el 20% por perdidas en base a la dotación escogida.</p> <p>La dotación mínima es de 100 L/p/día, en casos especiales y aprobados por ANDA se puede reducir la dotación.</p>
		<i>Hasta 70 m²</i>	100 L/p/día	100 L/p/día	
		<i>Hasta 125 m²</i>	100 L/p/día	150 L/p/día	
		<i>Hasta 250 m²</i>	125 L/p/día	225 L/p/día	
		<i>Hasta 500 m²</i>	200 L/p/día	275 L/p/día	
		<i>Hasta 1,000 m²</i>	275 L/p/día	350 L/p/día	
	<i>Industrial</i>	<i>Industria</i>	80 L/p.turno/día		<p>La asignación de dotación dependerá del tipo de industria, además de asignar la dotación a las personas por cada turno de trabajo.</p>
		<i>Industria Seca</i>	0.3 L/Nave industrial /s		
		<i>Industria Semi-Humeda</i>	1.2 L/Nave industrial /s		
		<i>Industria Húmeda</i>	6.8 L/Nave industrial /s		

PROPUESTA DE PARAMETROS DE DISEÑO

PARÁMETROS DE AGUA POTABLE				<i>Observaciones</i>
<i>Comercial</i>	Locales Comerciales	20 L/m ² /día	Se tienen que realizar estudios de gastos por cada comercio ya que los datos presentados son muy generales, para poder diseñar adecuadamente.	
	Moteles	350 L/p/día		
	Restaurantes, Bares, Fuentes de soda, cafeterías y similares	50 L/m ² /día		
	Mercados y puestos	15 L/m ² /día		
	Supermercados	40 L/m ² /día		
	Iglesias y Auditórium	6 L/Asiento/día		
	Aéreas verdes	2 L/m ² /día		
<i>Institucional</i>	Publica	10 L/m ² /día	Se tienen que hacer estudios de gastos en instituciones públicas y privadas.	
	Privada	6 L/m ² /día		
3	<i>Coefficientes de variación</i>			
	<i>Horaria</i>	1.8 a 2.4 consumo medio diario	Se optó por tomar los valores de la norma nacional, porque son los que consideran un rango más amplio de valores de todas las normas analizadas, y además se consideran aceptables, para las fluctuaciones de temperatura y demandas para días laborales y otras actividades.	
	<i>Diaria</i>	1.2 a 1.5 consumo medio diario		

PROPUESTA DE PARAMETROS DE DISEÑO			
PARÁMETROS DE AGUA POTABLE			<i>Observaciones</i>
<i>RED DE DISTRIBUCIÓN</i>			
4	<i>Periodo de diseño</i>	20 a 30 años	Se establecen los valores debido a que se necesita tener un valor máximo, por consideraciones económicas del proyecto y el rango establecido es el que posee mayor eficiencia y cumple con las necesidades de la población futura.
5	<i>Presión mínima</i>	10 m.c.a	Este valor representa el promedio de las presiones en las normas estudiadas, proporcionando de esta manera una presión adecuada para que los diferentes aparatos hidráulicos trabajen eficientemente brindando un buen servicio.
6	<i>Presión máxima (carga estática)</i>	50 m.c.a. y 70 m.c.a.	Para Urbanizaciones en terreno regular con pendientes suaves a moderadas utilizar el valor de 50 m.c.a. Para Urbanizaciones con terreno irregular y pendientes bruscas $\geq 20\%$, utilizar el valor de 70 m.c.a.
7	<i>Presión mínima en hidrante</i>	10 m.c.a	El valor que establece la normativa Salvadoreña, cumple con la presión mínima requerida para el punto más desfavorable, ya que el hidrante forma parte de la red.

PROPUESTA DE PARAMETROS DE DISEÑO			
PARÁMETROS DE AGUA POTABLE			<i>Observaciones</i>
8	<i>Velocidad</i>	≤ 1.5 m/s	Se considera que este valor no produciría muchas pérdidas en el sistema.
ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN			
9	<i>Periodo de diseño</i>	20 a 30 años	En nuestro país se considera el valor mínimo deseable de 20 años, es por esto que se optó por el rango de 20 a 30 años, el cual genera que el proyecto sea económicamente viable, y que cumpla con las necesidades de la población futura, cabe mencionar que se debe considerar un periodo de diseño para cada elemento que compone la red, el cual no está considerada la normativa Salvadoreña.
10	<i>Velocidades</i>		
	<i>Velocidad máxima</i>	2.5 m/s	Este valor se establece para evitar la erosión en las tuberías.
	<i>Velocidad mínima</i>	0.5 m/s	Se establece este valor debido a la condición de autolimpieza, para evitar estancamientos y generar insalubridad en el sistema

PROPUESTA DE PARAMETROS DE DISEÑO			
PARÁMETROS DE ALCANTARILLADO SANITARIO			<i>Observaciones</i>
1	<i>Periodo de Diseño</i>	20 a 30 años	Mismo criterio de selección para agua potable.
2	<i>Proyección de Población</i>	Métodos: Crecimiento lineal, Progresión geométrica	Mismo criterio de selección para agua potable.
3	<i>Contribución de aguas residuales</i>		
	<i>Domesticas</i>	$Q_d = Q_{maxh} * F.R.$	Sera considerado como el Caudal Máximo Horario multiplicado por el factor de retorno de la dotación de agua potable.
	<i>Factor de retorno</i>	0.8	Se establece este valor fijo debido a que no existen variaciones considerables de temperatura, en nuestra región así como de costumbres, y debido a esto se considera el promedio de los valores de las normas estudiadas
	<i>Industriales</i>	$Q_{industrial}$	Se deben realizar censos, encuestas, cantidad de consumo industrial, estimaciones de ampliación y consumos futuros, además de considerar la naturaleza de los residuos industriales.
	<i>Comerciales</i>	$Q_{comercial}$	Se considera para zonas mixtas un factor de retorno mayor que el consumo domestico, obtención del consumo diario por área comercial.
	<i>Institucional (privado, mixto y público)</i>	$Q_{institucional}$	Se determina en base a información de consumos diarios en instituciones similares, por la cantidad de personas que trabajan en la institución y el área neta de la institución.

PROPUESTA DE PARAMETROS DE DISEÑO			
PARÁMETROS DE ALCANTARILLADO SANITARIO		<i>Observaciones</i>	
	<i>Caudal medio de aguas residuales</i>	$Q_{mar} = Q_d + Q_{ind} + Q_{com} + Q_{ins}$	Sera la sumas de todas las contribuciones anteriormente mencionadas.
	<i>Conexiones por Emergencia</i>	$Q_{CE} = 0.1 \text{ L/s/Ha}$	Esta contribución es debido a emergencias provocadas por precipitaciones que logran ingresar al inmueble y se utiliza la red de drenaje sanitario para evacuar el agua, se recomienda un valor de 0.1 L/s/Ha
	<i>Infiltración</i>	$Q_{inf} = 0.25 \text{ L/s/Km}$ para Tuberías de PVC 0.5 L/s/Km para Tuberías de Concreto	Se recomienda usar estos valores cuando no se tengan estudios de suelos, además de tomar en cuenta la irregularidad y forma del terreno ya que esto influye en la infiltración del agua en el suelo.
4	Caudales		
	<i>Caudal máximo</i>	$Q_{max} = Q_{mar} * F_{amp}$	Se calculara como el caudal medio diario multiplicado por el factor de amplificación.
	<i>Factor de Seguridad</i>	$F_{amp} = 1 + \frac{14}{(4 + P^{0.5})}$ (Harmond)	Se calculara a partir de la formula de Harmond. $F_{amp} \geq 1.4$ para poblaciones de 1,000 a 1,000,000 de habitantes
	<i>Caudal mínimo</i>	Q_{min}	Se debe verificar condición de autolimpieza con una fuerza de tracción mínima de 2 Pa para colectores primarios y secundarios, y de 3 Pa para colectores terciarios
	<i>Caudal de Diseño</i>	$Q_D = Q_{max} + Q_{inf} + Q_{CE}$	El caudal de diseño debe ser tal que incluya todas las contribuciones que se tenga en un proyecto, aplicando los coeficientes de seguridad
5	Diámetro mínimo	Para colectores de pasajes peatonales: longitud $\leq 100\text{m}$: 6pulg (PVC). Acometidas Domiciliares: 6pulg. Colectores terciarios: 8pulg (PVC o Cemento).	Se mantienen los valores establecidos en la Norma Salvadoreña, debido a que con estos diámetros se logra evacuar el caudal que se genera.

PROPUESTA DE PARAMETROS DE DISEÑO		
PARÁMETROS DE ALCANTARILLADO SANITARIO		<i>Observaciones</i>
6	Velocidades	
	<i>Velocidad mínima</i>	0.5 m/s.
	<i>Velocidad máxima</i>	≤ 5 m/s
7	Pendientes	
	<i>Pendiente mínima</i>	<u>Para Tuberías de PVC :</u> 1 % para tramos iniciales 0.5% para casos bien justificados
	<i>Pendiente máxima</i>	-
8	Profundidad Hidráulica Máxima	$Y \leq 80\%$ del diámetro nominal de la tubería
9	Pérdida de Carga	$\frac{K (V_m)^2}{2g}$
		Se establece este valor de velocidad mínima ya que cumple la condición de autolimpieza, con una fuerza de tracción mínima de 2 Pa para colectores primarios y secundarios, y de 3 Pa para colectores terciarios
		Se determina en base a la resistencia que pone la tubería a la abrasión hidráulica.
		Se establece este valor ya que con velocidad mínima y la pendiente mínima cumple con la condición de autolavado con una fuerza de tracción mínima de 2 Pa para colectores primarios y secundarios, y de 3 Pa para colectores terciarios.
		Debe ser tal que cumpla con la velocidad máxima real en la tubería.
		Se considera que cuando el tirante en la tubería sea mayor al 80% se debe cambiar al diámetro superior comercial.
		Cuando se consideran sistemas de bombeo para transporte de aguas negras, se incluirá una pérdida de carga, para el caso de un pozo de visita sanitario en todo cambio de alineación, se aplica la formula presentada, y se toma un valor de $K = 0.25$, debiendo ser el resultado mayor o igual a 3cm. Para la perdida de carga a lo largo de la red, en otros elementos, se debe obtener el valor de K a ser aplicado en la formula, según el elemento considerado.

PROPUESTA DE PARAMETROS DE DISEÑO			
PARÁMETROS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL		Observaciones	
1	Áreas de drenaje	Se determina por medio de la medición directa de los planos.	En las Normativas estudiadas, el área se determina igual para todas las normativas
2	Periodo de Retorno	10 a 15 años	Se establece el valor de la normativa Salvadoreña, debido a que se considera que el periodo de retorno es apropiado para tormentas de diseño en urbanizaciones
3	Tiempo de Concentración	Se determina por los siguientes métodos: - Kirpich, -California Culverts Practice, -Pickering	Cuando no se tengan datos de Tiempos de concentración se utilizaran las formulas mencionadas anteriormente, aunque se recomienda utilizar la formula de Kirpich, además se debe realizar mediciones de tiempos de entrada y tiempos de recorrido del agua, para obtener datos más exactos de Tiempos de Concentración.
4	Determinación de la intensidad	Se utilizaran las curvas I-D-F	Los datos de las curvas Intensidad - Duración - Frecuencia, deben ser solicitados al Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET).
5	Caudal de diseño	$Q = 168 C * I * A$	Se utilizara la formula Racional para determinar el caudal de diseño, teniendo en cuenta las unidades de cada variable. Q (L/s), I (mm/min), A(Ha), C (Adimensional)
6	Diámetros mínimos	Diámetro Nominal mínimo de tragante a pozo (15 pulg). Diámetro nominal mínimo de pozo a pozo de (18 pulg).	En casos bien justificados con poca área de influencia o en tramos iniciales de tragante a pozo se permite un diámetro hasta (10 pulg). En casos bien justificados o en tramos iniciales de pozo a pozo se permite un diámetro hasta (15 pulg).

PROPUESTA DE PARAMETROS DE DISEÑO		
	PARÁMETROS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL	<i>Observaciones</i>
7	Velocidad	
	<i>Velocidad Mínima</i>	0.5 m/s Se establece este valor de velocidad mínima ya que cumple con la condición de autolimpieza que tiene como valor mínimo de 1.5 Pa.
	<i>Velocidad Máxima</i>	3 m/s Se opto por tomar este valor debido que genera una fuerza de tracción considerable, pero no tan grande para producir erosión excesiva en la tubería.
8	Pendientes	
	<i>Pendiente mínima</i>	0.50% Está pendiente cumple con la condición de autolavado.
	<i>Pendiente máxima</i>	- Pendiente que cumpla con la velocidad máxima real.
9	Tirante máximo	$Y \leq 80\%$ del diámetro nominal de la tubería Se considera que cuando el tirante en la tubería sea mayor al 80% se debe cambiar al diámetro superior comercial.

Capítulo III:

**“Metodología para el Diseño de
Agua Potable utilizando Propuesta
de Parámetros de Diseño y
Herramientas Informáticas”.**

3.0 INTRODUCCIÓN.

En la actualidad la disponibilidad de agua es un indicador del desarrollo económico y de la calidad de vida de un país. Un eficaz abastecimiento de agua es de gran importancia para la economía y el desarrollo de su población.

De forma amplia se considera al abastecimiento de agua como el conjunto de instalaciones para la captación, conducción, tratamiento de potabilización, almacenamiento, transporte y distribución del agua para consumo humano hasta las acometidas de los consumidores, con la dotación correspondiente.

El objetivo principal de un sistema de abastecimiento urbano, es lograr un agua potable, que cumpliendo con los requisitos mínimos exigidos por la normativa vigente, satisfaga las necesidades de los consumidores en los diferentes puntos del sistema y en toda época.

En nuestro país es un porcentaje elevado de la población que cuentan con el servicio de agua potable en sus domicilios, pero así también son numerosas las veces que aparecen fallos en el servicio, siendo el caudal o presión insuficientes en la red.

Para diseñar un sistema de abastecimiento eficaz, es necesario conocer los parámetros de diseño establecidos en la norma vigente, pero a la vez tener criterio propio como diseñadores, con los valores de los parámetros mínimos o máximos, con la finalidad de la seleccionar un valor adecuado que proporcione el funcionamiento eficiente y adecuado de los elementos que componen la red de abastecimiento.

A continuación se presenta una metodología para el diseño de los diferentes elementos que componen la red de abastecimiento de agua potable, en base a la propuesta de parámetros de diseño presentada en el capítulo anterior, auxiliándonos de herramientas informáticas (EPANET y EPACAD) para agilizar los cálculos y la obtención de resultados del ejemplo modelo a desarrollar.

3.1 MARCO TEÓRICO.

“SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE”.

Es un subsistema del sistema hidráulico urbano, y está integrado por los siguientes elementos ó componentes:

- Fuente.
- Captación.
- Conducción.
- Tratamiento de potabilización.
- Regularización.
- Distribución.

3.1.1 PARÁMETROS PRELIMINARES DE DISEÑO.

3.1.1.1 PERIODO DE DISEÑO.

Un sistema de abastecimiento de agua se proyecta de modo de atender las necesidades de una comunidad durante un determinado período. En la fijación del tiempo para el cual se considera funcional el sistema, intervienen una serie de variables que deben ser evaluadas para lograr un proyecto económicamente aconsejable.

Dichas variables se encuentran en función de la vida económica del proyecto, tales como:

- Durabilidad o vida útil de las instalaciones.
- Facilidades de construcción y posibilidades de ampliaciones o sustituciones.

- Posibilidades de Financiamiento y Tasa de Interés.

3.1.1.2 POBLACIÓN FUTURA.

Proyección de Población.

Existen diferentes métodos para predecir crecimiento poblacional, entre ellos están los matemáticos: Progresión aritmética, progresión geométrica, extensión gráfica de datos registrados, teoría de Velhurst y comparación gráfica con otras ciudades.

Los primeros cuatro son muy conocidos, en el quinto se dibuja una gráfica con la población en las ordenadas y el tiempo en las abscisas; la gráfica se prolonga hacia el futuro, de acuerdo con el criterio del diseñador, sobre la base de conocimiento del desarrollo pasado, de la localidad y las estimaciones de las condiciones probables futuras. La teoría de Velhurst se basa en la hipótesis de que la población de una ciudad aumentara hasta una cifra que puede llamarse límite de saturación. Este límite se basa en la curva logística de Pearl.

El método de comparación gráfica con otras ciudades constituye una combinación de las matemáticas con el criterio del investigador, que debe dar un resultado probable. La aplicación del criterio se manifiesta en la elección de las ciudades con las que se va a hacer la comparación y debe apoyarse en la historia de la comunidad, las probabilidades de su desarrollo, y un análisis nacional de las previsiones gubernamentales y otros factores de economía política, así como en otras condiciones nacionales y locales.

A continuación se describe un poco más los métodos que se han tomado en cuenta en los parámetros propuestos:

MÉTODO DE PROYECCIÓN ARITMÉTICO.

Este método asume que la tasa de crecimiento es constante, o sea que la población varía linealmente en el tiempo, definiéndose este método a través de una línea recta; la validez de este método se puede verificar examinando el crecimiento de la comunidad para determinar si se han producido incrementos aproximadamente iguales entre los censos recientes. La población futura es estimada a partir de:

$$P_n = P_o(1 + (i * n))$$

Donde:

P_n = Población al final del período de diseño.

P_o = Población actual.

i = Tasa de crecimiento aritmético.

n = Período de proyección de la población en años.

Primero se obtendrá una Tasa de Crecimiento Aritmético:

$$i = \left[\frac{(P_2 - P_1)}{P_2} \right] * 100$$

Donde:

P_1 = Población de censo años anteriores.

P_2 = Población de censo mas reciente.

i = Tasa de crecimiento aritmético.

MÉTODO GEOMÉTRICO.

Este método considera que algunas ciudades crecen en población correspondiente a un porcentaje uniforme de la población actual del período. Se representa gráficamente por una curva de interés compuesto, la aplicación del método debe de realizarse con precaución, ya que puede conducir a resultados demasiados elevados, sobre todo en aquellas ciudades relativamente jóvenes, con industrias expansivas.

La ecuación a utilizar para este método es:

$$P_n = P_o(1 + i)^n$$

Donde:

P_n = Población al final del período de diseño.

P_o = Población del último censo realizado.

i = tasa de crecimiento geométrico.

n = Período de proyección en años.

Además para el cálculo de la Tasa de Crecimiento Geométrico se tiene:

$$i = \sqrt[n]{\frac{P_n}{P_o}} - 1$$

3.1.1.3 DOTACIONES.

DOTACIÓN: es la cantidad de agua que se asigna a cada habitante, comprendiendo todos los consumos de los servicios que se hacen en un día medio anual, incluyendo pérdidas.

Las dotaciones están en función de:

- Clima.
- Número de habitantes.
- Costumbres.
- Costo del agua.
- Medidas de control de fugas.
- Sistemas de disposición de aguas servidas.

Los consumos varían de acuerdo a los siguientes factores:

✓ **Tipo de Comunidad.**

Una comunidad o zona a desarrollar está constituida por sectores residenciales, comerciales, industriales y recreacionales, cuya composición porcentual es variable para cada caso; esto nos permite fijar el tipo de consumo de agua predominante y orientar en tal sentido las estimaciones, así se tiene:

- Consumo Doméstico.
- Consumo Comercial o Industrial.
- Consumo Público.
- Consumo por pérdidas en la red.
- Consumo por Incendio.

✓ **Factores económicos – sociales.**

Las características económicas – sociales de una población pueden evidenciarse a través del tipo de vivienda.

✓ **Factores Meteorológicos.**

Generalmente los consumos de agua de una región varían a lo largo del año de acuerdo a la temperatura ambiental y a la distribución de la lluvia. El mismo hecho de establecerse por condiciones para varias regiones con diferentes condiciones ambientales, de tal forma que la temperatura ambiental de la zona define, en cierto modo, los consumos correspondientes a higiene personal de la población que influenciarán los consumos per cápita.

✓ **Tamaño de la Comunidad.**

Algunas investigaciones realizadas en países desarrollados han puesto de manifiesto que los consumos per cápita aumentan con el tamaño de la comunidad. Una de las expresiones que tratan de evaluar tal factor establece lo siguiente:

$$G = 204.412 P^{0.125}$$

Donde:

G = Consumo per cápita (lts/p/día)

P = población (miles)

✓ **Otros factores**

Otros factores que influyen en los consumos están: calidad del agua, eficiencia del servicio, utilización de medidas de control y medición del agua, etc.

3.1.1.4 CAUDALES DE DISEÑO.

Caudal Medio Diario.

Es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio.

Se calcula:

$$Q_{md} = \frac{\text{Dotacion} \times \text{Poblacion}}{86400} \text{ (lts/seg)}$$

Consumo Máximo Diario.

Es el consumo máximo que puede haber en un día. Se calcula en base al Caudal Medio afectado por un coeficiente (K_1) de variación diaria el cual varía dentro de un rango, establecido para El Salvador por parte de ANDA, 1.2 – 1.5.

$$Q_{\text{máx.diario}} = K_1 * Q_{md} = \text{lts / seg}$$

Consumo Máximo Horario.

Es el valor del consumo máximo tomado hora a hora de un día cualquiera, el cual representará la hora de máximo consumo de ese día. El cual puede ser relacionado respecto al Consumo Medio (Q_{md}) mediante la expresión:

$$Q_{\text{máx.horario}} = K_2 * Q_{md} = \text{lts / seg}$$

Donde:

$$K_2 = 1.8 - 2.4 \rightarrow \text{(Para El Salvador por parte de ANDA.)}$$

3.1.2 FUENTES DE ABASTECIMIENTO.

La circulación del agua en sus diferentes formas alrededor del mundo se conoce como el ciclo hidrológico. El hombre puede captar el agua eficientemente en ciertos puntos de éste ciclo. El comprender cómo el agua circula alrededor de la tierra ayuda en la selección de la tecnología más apropiada para su almacenamiento.

3.1.3 CAPTACIÓN DE AGUA POTABLE.

El dimensionamiento de las obras de toma incluye como base, el conocimiento de la demanda de agua en sus diferentes usos (doméstico, comercial e industrial), así como los niveles de operación, mínimos y máximos, del cuerpo de agua de la fuente. Los factores hidrológicos más importantes pueden incluir el conocimiento de la intensidad o altura de lluvia para diseño, coeficientes de escurrimiento en función del tipo de suelo o cubierta superficial existente.

El caudal de diseño de las obras de toma se calcula sobre la base de la población beneficiada, extrapolada al horizonte seleccionado para el proyecto, considerando una dotación por habitante. El caudal de extracción total de la toma o conjunto de tomas en las fuentes, debe coincidir como mínimo con el gasto máximo diario de la localidad por beneficiar.

Ya que en la mayoría de los casos se requiere elevar el agua por encima de los puntos de captación donde se encuentra la obra de toma, los elementos utilizados en estos casos son, los sistemas de bombeo y sus accesorios (rejillas, compuertas, tuberías, canales, válvulas, depósitos y motores, entre otros).

Las obras de toma se clasifican en función del origen del agua captada, (atmosférica, superficial, subsuperficial y subterránea), en la figura 3.1 se esquematizan los diferentes tipos.

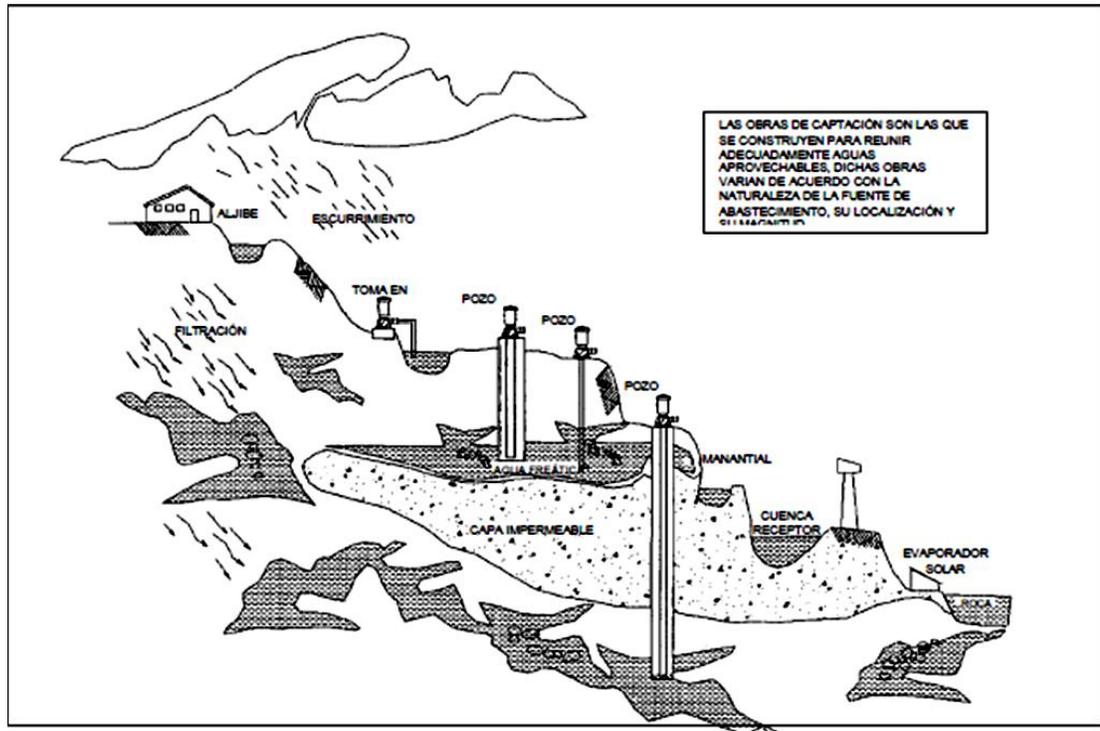


Figura 3.1

Esquema de las diferentes Obras de Toma.

3.1.3.1 CAPTACIÓN DE AGUAS ATMOSFÉRICAS.

Estas corresponden al agua proveniente de la atmósfera; incluye, en función del estado físico del agua al precipitar (líquido o sólido): precipitación pluvial, nieve, granizo y escarcha. La precipitación pluvial se torna de mayor importancia, ya que es la más susceptible de aprovecharse.

Estas aguas son importantes en diversos procesos naturales de alimentación a las fuentes de agua, ya que al precipitarse al suelo, alimentan corrientes superficiales o se infiltra de manera subsuperficial y/o profunda, recargando los cuerpos de agua subterránea. Al alimentar corrientes superficiales alimenta los almacenamientos ubicados en sus lechos.

El almacenamiento se hace en cisternas u otros depósitos donde se recolectan aguas lluvias, provenientes de los techos, cuyas dimensiones varían según sea unifamiliar o para un conjunto de casas, ubicados aledaños al domicilio. Por ser estructuras sencillas, el agua se extrae de los depósitos destinados al almacenamiento de agua lluvia, mediante bombas de mano.

3.1.3.2 CAPTACIÓN DE AGUAS SUPERFICIALES.

Las aguas superficiales son aquellas que escurren en los cauces y presentan una superficie libre sujeta a la presión atmosférica, estas pueden ser corrientes permanentes, es decir, cauces que llevan flujo todo el año, producto del drenaje natural de los acuíferos que la alimentan durante la temporada de sequías y que además, en temporada de lluvias, recibe los escurrimientos generados en la cuenca de captación aguas arriba y corrientes intermitentes las cuales presentan un flujo igualmente sujeta a la presión atmosférica y cuya duración se limita a la presencia de precipitaciones en la cuenca drenada.

Los arroyos son el producto de la precipitación pluvial de corta duración y fuerte intensidad, lo cual, en combinación con la morfología del terreno puede favorecer la formación de corrientes con altas velocidades de escurrimiento. También son cuerpos de aguas superficiales las siguientes fuentes naturales: ciénagas, lagos, lagunas, grutas, cenotes y las fuentes creadas artificialmente por el hombre (presas y embalses en general).

3.1.3.3 CAPTACION EN ALMACENAMIENTO.

En un almacenamiento natural, como un lago o laguna, o dentro del vaso de una presa ya construida, la obra de toma presenta la geometría de una obra de toma directa, localizada en las orillas o dentro del lago e incluso si la orilla no presenta condiciones topográficas o geológicas adecuadas la obra de toma puede ser flotante. La obra de toma selectiva permite obtener siempre agua de la mejor calidad sin importar el nivel que se presente en la captación. Consiste en brazo rígido articulado en un extremo y provisto de una abertura o toma protegida con rejillas, a su vez el brazo rígido permite la conducción del agua hacia su destino.

3.1.3.4 CAPTACION DE MANANTIALES.

El agua de un manantial no siempre es de buena calidad bacteriológica, en muchos casos no son más que pozos superficiales cuya agua procede de un estrato acuífero compuesto de piedra caliza fragmentada, arena o grava, situada a escasa profundidad. Debido a que

no siempre es posible determinar la profundidad del estrato en que se encuentran las aguas que está protegida de la contaminación superficial por la impermeabilidad del terreno, es necesario tomar precauciones rigurosas antes de aprovecharla para el consumo humano y para beber. Los manantiales que se enturbian después de las lluvias indican que el acuífero ha recibido una carga posiblemente contaminada. Los manantiales se clasifican según su punto y forma de brotar en la superficie en:

Obras de Toma en Manantiales.

Obra de toma directa de manantial se consideran las que construyen en el mismo lugar de su afloramiento, independientemente que sea un manantial con afloramiento vertical u horizontal, requiriéndose que el nacimiento sea en una zona reducida.

Afloramiento horizontal.

En los manantiales con afloramiento horizontal, el método de captación consiste en la construcción de los muros envolviendo al manantial y en la cara en la que brota, el muro permite la entrada del agua.

Afloramiento vertical.

En el caso de un manantial que aflora verticalmente, los muros se desplantan perimetralmente al nacimiento del manantial.

Obra de Toma Indirecta.

En una obra de toma indirecta de manantial se permite el libre escurrimiento de las aguas sobre la superficie del terreno, y el líquido es captado a cierta distancia, sin llegar a considerarse las aguas como de escurrimiento superficial. (Ver figura 3.2).

La obra de captación puede cambiarse de directa a indirecta cuando se tiene alguno de los siguientes casos:

- ✓ En las aguas con altas temperaturas o que contiene gases, conviene aprovechar, la aireación natural que se genera en los escurrimientos superficiales, dejando correr el agua una cierta distancia, sin embargo, puede verse afectada su calidad.
- ✓ Por las condiciones topográficas del terreno, se deba localizar un sitio más bajo que el sitio de afloramiento o cuando deba evitar una carga hidrostática positiva sobre el mismo, que podría disminuir la eficiencia del manantial bajo esas condiciones.
- ✓ Cuando la saturación del terreno adyacente al nacimiento y la calidad del suelo no permita cimentar una estructura estable.
- ✓ Cuando la superficie de afloramiento es amplia, esto es que las aguas nacientes de manantiales no forman cauces superficiales definidos, sino que afloran en forma de hilos en zonas extensas infiltrándose luego en la capa vegetal.

La geometría de la caja de la obra de toma varía pues su aprovisionamiento es a través de un canal de recolección (Ver figura 3.2), que se ensancha su plantilla hacia aguas arriba. Esta sería la única diferencia con las captaciones de manantial directa.

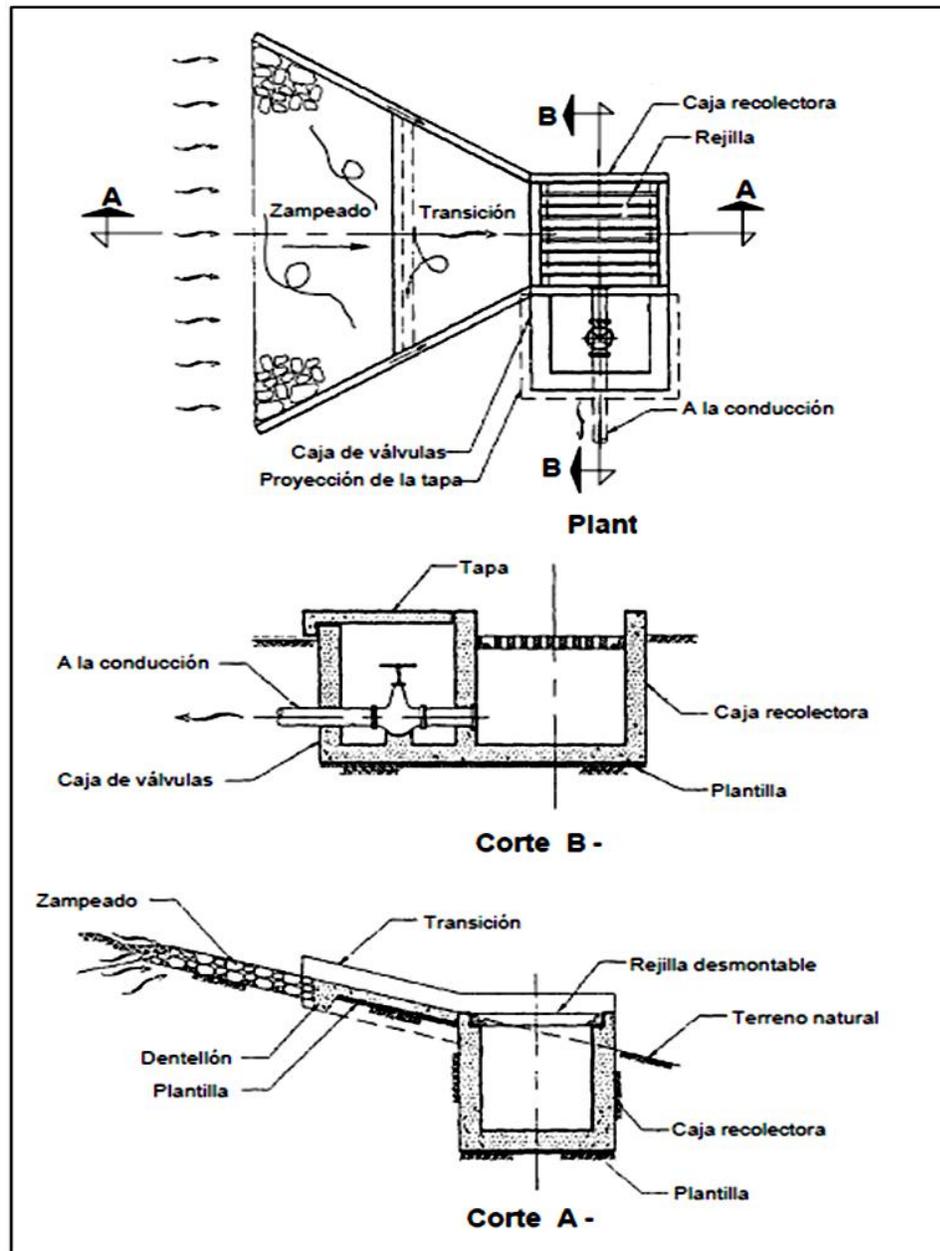


Figura 3.2

Captación Indirecta de Manantial

3.1.3.5 CAPTACIÓN EN CUERPOS DE AGUA SOMEROS Y SUBTERRANEOS.

El rendimiento uniforme y considerable de un pozo profundo, se debe a que es posible que el acuífero es extenso y sus orígenes se encuentren a grandes distancias del lugar de la captación, evitando rápidas fluctuaciones del nivel piezométrico, además de presentar una temperatura uniforme a lo largo del año. Tiene el inconveniente de un alto costo de operación y, debido a los grandes recorridos subterráneos del agua, es probable que contenga minerales. El escurrimiento del agua a través de un medio poroso subterráneo es muy lento y puede variar de 6 m/día en arena, cuarzo y grava con un gradiente muy inclinado, a 3 m/año en areniscas de textura fina. La velocidad media de filtración, "V", es proporcional al gradiente hidráulico "S", relacionado según la ley de Darcy como:

$$V = K * S$$

Donde:

V = Velocidad media de infiltración (m/día).

K = Coeficiente de permeabilidad o de proporcionalidad tiene unidades similares a una velocidad de filtración (m/día).

S = Gradiente Hidráulico (Adimensional).

Acuífero.

Un acuífero puede definirse como una fracción o unidad geológica que puede almacenar significativas cantidades de agua, actuando como depósito y reserva de agua subterránea. Los acuíferos más apegados a esta definición son aquellos constituidos por

rocas no consolidadas, tales como gravas y arenas, que por otra parte, representan el mayor número de las formaciones en explotación.

Los acuíferos se clasifican en dos grandes grupos:

- **Acuífero libre.**

Es aquel que está a la presión atmosférica y escurre libremente bajo la fuerza que sobre el flujo ejerce la gravedad. Su nivel líquido sirve como límite superior de la zona de saturación, que como su nombre lo indica, presenta todos los intersticios del terreno ocupado por agua, a diferencia de la zona superior llamada de aireación que inicia en la superficie del terreno en donde los espacios vacíos están ocupados parcialmente por agua y aire.

Acuíferos confinados.

Son conocidos comúnmente como artesianos. No corren libremente y están contenidos entre dos estratos impermeables por lo que están sujetos a una presión mayor que la atmosférica.

A continuación se muestra la figura 3.3, la cual muestra los diferentes tipos de acuíferos que existen.

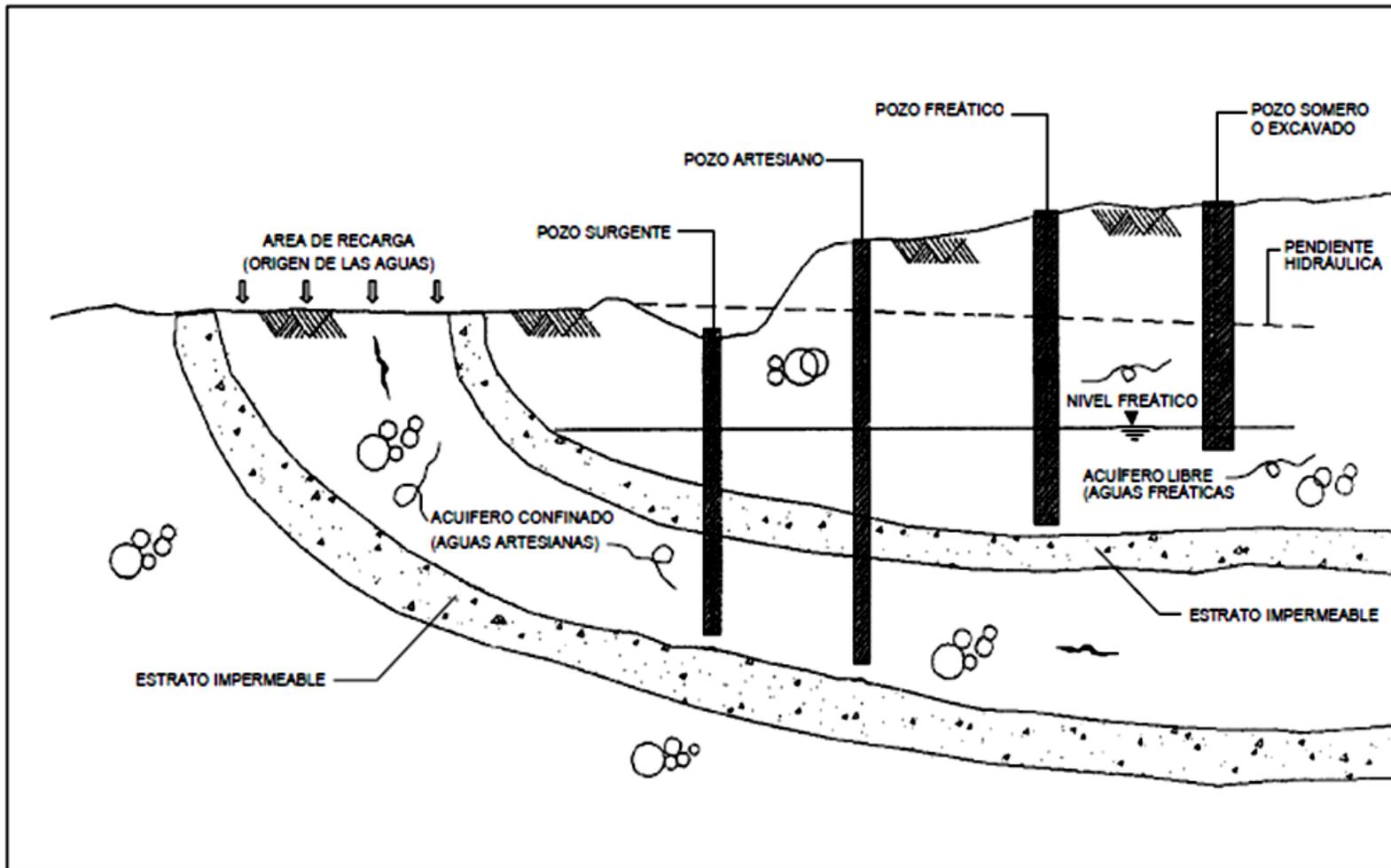


Figura 3.3

Tipos de Acuíferos.

3.1.4 REDES DE DISTRIBUCION.

El abastecimiento del agua a un poblado se logra mediante el transporte de este importante líquido desde la fuente de abastecimiento hasta un sitio ubicado en el poblado para su posterior distribución. Las obras de conducción forman parte de un sistema de agua potable que de acuerdo a su diseño tienen un impacto económico en la operación del mismo. (Ver figura 3.4).

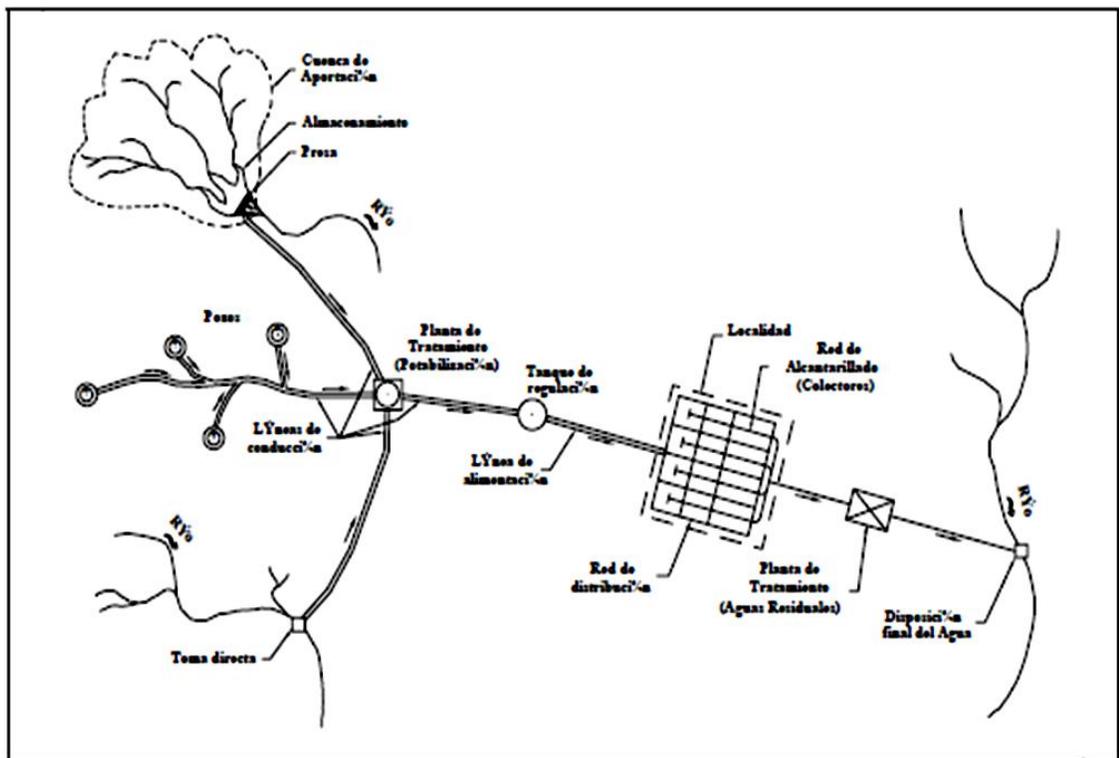


Figura 3.4

Esquema de red de distribución.

Una red de distribución es el conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde tanques de servicio o de distribución hasta las tomas domiciliarias o cantareras. Su finalidad es proporcionar agua a los usuarios para

consumo doméstico, público, comercial, industrial y para condiciones extraordinarias como el extinguir incendios.

3.1.4.1 CLASIFICACIÓN DE LAS CONDUCCIONES.

Tipo de entrega.

Las conducciones deberán entregar el agua a un tanque de regulación, y así facilitar el procedimiento de diseño hidráulico de los sistemas de agua potable, tener un mejor control en la operación de los mismos, y asegurar un funcionamiento adecuado del equipo de bombeo. (Ver figura 3.5).

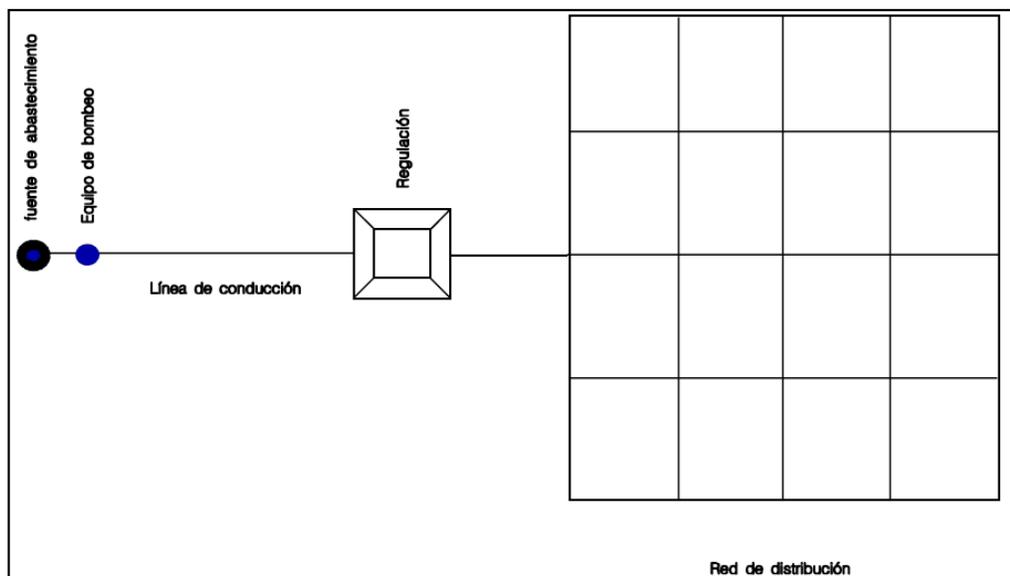


Figura 3.5

Esquema de fuente a bomba, a tanque de regulación y esta a la red de distribución.

En zonas rurales, se podrán aceptar conducciones con entrega del agua a la red de distribución, únicamente cuando se logre un ahorro considerable en la distancia de

conducción y un aumento en las presiones de la red de distribución. Esto se consigue cuando el tanque de regulación se conecta a la red de distribución en un punto opuesto a la conexión de la conducción. (Ver figura 3.6).

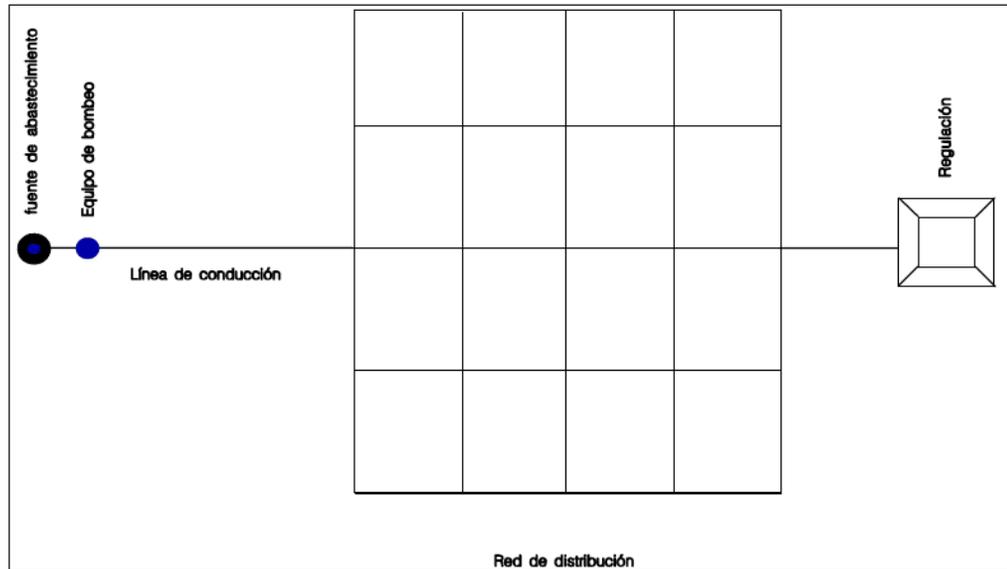


Figura 3.6

Esquema de fuente a bomba, a red de distribución y esta a Tanque de Regulación.

En zonas urbanas, se podrán aceptar conducciones con entrega del agua a la red de distribución, para el único caso en que el sistema sea existente y cuando se demuestre que el diseño se fundamenta estrictamente en una modelación hidráulica correspondiente al tipo de entrega. No obstante, en la medida de lo posible, en estos sistemas se deberán hacer los cambios necesarios para entregar el agua a un tanque de regulación.

Conducción por bombeo.

La conducción por bombeo es necesaria cuando se requiere adicionar energía para obtener la carga dinámica asociada con el gasto de diseño. Este tipo de conducción se

usa generalmente cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es menor a la altura piezométrica requerida en el punto de entrega. El equipo de bombeo proporciona la energía necesaria para lograr el transporte del agua.

Conducción por gravedad.

Una conducción por gravedad se presenta cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es mayor a la altura piezométrica requerida o existente en el punto de entrega del agua, el transporte del fluido se logra por la diferencia de energías disponible.

Conducción por bombeo-gravedad.

Si la topografía del terreno obliga al trazo de la conducción a cruzar por partes más altas que la elevación de la superficie del agua en el tanque de regulación, conviene analizar Línea de conducción con entrega del agua a la red de distribución. La instalación de tanque ocasiona que se forme una conducción por bombeo-gravedad, donde la primera parte es por bombeo y la segunda por gravedad.

Líneas paralelas.

Las líneas de conducción paralelas se forman cuando es necesario colocar dos o más tuberías sobre un mismo trazo. Esta instalación se recomienda previo análisis económico para evitar la colocación de diámetros mayores de 1.22 m, para efectuar la construcción

por etapas según sean las necesidades de la demanda de agua, la disponibilidad de los recursos y facilitar la operación a diferentes gastos.

3.1.4.2 ASPECTOS CONSIDERADOS PARA EL CORRECTO FUNCIONAMIENTO DE LAS LINEAS DE CONDUCCIÓN.

Línea de carga y línea Piezométrica.

La Línea de Carga de una tubería es el lugar geométrico de los puntos representativos de las tres energías: de Velocidad, de Presión y de Altura. La Línea piezométrica corresponde a las alturas a que el líquido subiría en piezómetros instalados a lo largo de la misma. Las dos líneas están separadas del valor correspondiente al término $V^2/2g$, esto es, Energía Cinética o Carga de Velocidad.

Para la determinación de la línea de carga se tienen que tomar en cuenta las siguientes pérdidas:

- Pérdida a la Entrada del Tubo.
- Pérdidas de Carga por fricción a lo largo de la tubería.
- Pérdida a la Salida de la Tubería.

Caudal.

El gasto o caudal de diseño a utilizar en las líneas de conducción será el Caudal Máximo Diario, que será el valor de Caudal Medio Diario afectado por un factor entre los rangos de 1.2 y 1.5, se utilizara el valor de 1.35 según “Propuesta de Parámetros de diseño”.

Tipo de tubería.

Existen distintos materiales empleados para las conducciones de agua, las más utilizadas son las tuberías plásticas y las de hierro galvanizado, las cuales tienen características distintas y bien definidas.

Tuberías de PVC.

Presión. Existen tuberías de PVC de 160 PSI, 250 PSI y hasta de 350 PSI.

Diámetros. La serie de tubos de PVC se fabrica en diámetros de ½ pulgada a 15 pulgadas (1/2", 3/4", 1", 1 1/4", 1 1/2", 2", 2 1/2", 3", 4", 6", 8", 10", 12", 15".) con longitud útil de seis metros (se pueden acordar otras longitudes previo acuerdo entre fabricante y comprador). Las cinco clases existentes se diferencian en el espesor de pared del tubo. Las ventajas de los tubos de PVC incluyen:

- ✓ Hermeticidad. Por su naturaleza el PVC impide filtraciones y fugas, lo cual se garantiza si los tubos cuentan con una junta hermética.
- ✓ Pared interior lisa. Presenta bajas pérdidas por fricción, por lo cual tiene alta eficiencia en la conducción de fluidos.

- ✓ Resistencia a la corrosión. El PVC es inmune a la corrosión química o electroquímica. Por lo tanto no requiere recubrimientos, forros o protección catódica. No se forman incrustaciones ni tuberculizaciones (formaciones de óxido).
- ✓ Resistencia química. El PVC es altamente resistente al ataque químico de suelos agresivos, de aguas conducidas, y en general de ácidos, álcalis y soluciones salinas. Además resiste el ataque de algas, hongos y bacterias por no existir en el PVC materia nutriente para su desarrollo.
- ✓ Ligereza. Es sencillo de transportar, manejar y colocar.
- ✓ Flexibilidad. Permite cierta deflexión durante su instalación.
- ✓ Resistencia a la tensión. Mejor comportamiento frente a movimientos sísmicos, cargas externas muertas y vivas, así como ante sobrepresiones momentáneas (golpe de ariete).
- ✓ Facilidad de instalación. Puede manejarse y cortarse en obra.
- ✓ No altera la calidad del agua.

Entre sus desventajas se tienen:

- ✓ Susceptibilidad a daños durante su manejo. Su resistencia puede ser afectada por raspaduras, o la caída de rocas durante la excavación o relleno de la zanja. Es recomendable que el tubo sea reparado o reemplazado si la raspadura es mayor al 10% del espesor del tubo.
- ✓ A temperaturas menores a 0°C, el PVC reduce su resistencia al impacto.

- ✓ A temperaturas mayores a 25°C, se debe reducir la presión de trabajo.
- ✓ La exposición prolongada a los rayos solares reduce su resistencia mecánica.

Diámetro.

Estarán en función del caudal, velocidad de flujo y pérdidas de carga. La velocidad máxima será de 1.5 m/seg, según “Propuesta de Parámetros de diseño”.

Accesorios.

Existen un buen número de accesorios que se emplean a lo largo de las tuberías de conducción, a continuación se detallan los más representativos:

- Válvulas de Parada. Se instalan a la entrada y salida de los tanques de almacenamiento, además en puntos más elevados de las tuberías largas y en puntos estratégicos de las líneas.
- Válvulas de Descarga. Localizadas en los puntos más bajos de las tuberías, permiten su evacuación cuando sea necesario.
- Válvulas de Expulsión y Admisión de Aire o Ventosas. Son piezas de funcionamiento automático, colocada en todos los puntos elevados siempre que la carga piezométrica fuera reducida.

3.1.4.3 LÍNEAS DE DISTRIBUCIÓN.

Es el conjunto de tuberías y elementos especiales colocados de tal manera que garanticen el abastecimiento de los aparatos o dispositivos sanitarios que conforman las instalaciones internas de las edificaciones.

Las líneas de distribución se pueden clasificar de la siguiente manera:

- **LÍNEAS PRINCIPALES:** son aquellas que se encargan de alimentar a las líneas secundarias, siendo estas las de mayor diámetro.
- **LÍNEAS SECUNDARIAS:** luego de ser alimentadas por las líneas principales, se encargan de abastecer de forma individual a las edificaciones que demandan el servicio, en cantidad y calidad establecida en el diseño.

Dimensionamiento de las líneas de distribución.

Para la determinación de los diámetros de las líneas de distribución, ya sean principales o secundarias, se pueden emplear métodos como Hardy Cross, que es un proceso iterativo, en el cual se toma en cuenta valores de caudales establecidos con anterioridad para comenzar una serie de iteraciones con lo que se logra corregir las pérdidas en los diferentes tramos que conforman las líneas de distribución.

Cabe mencionar la importancia de la Fórmula de Hazen – Williams dentro del Método de Hardy Cross, la cual toma en cuenta aspectos que se encuentran relacionados entre sí para el buen funcionamiento del sistema de abastecimiento.

Estos elementos son:

- Velocidad del fluido en la tubería.
- Diámetro de la tubería.
- Pérdidas de carga unitarias (S_f).
- Coeficiente del material de las tuberías.
- Área hidráulica de la tubería.

Dentro de la aplicación de Método de Hardy Cross se presenta varias fases dentro de un proyecto:

a. Consideraciones Generales: se encarga de estudiar las líneas de distribución en circuito puesto que son más flexibles y buscan un equilibrio de las presiones presentes en el sistema.

b. Trazo de circuitos o anillos: se deben tomar en cuenta aspectos como puntos de mayor consumo, áreas a abastecer, condiciones topográficas, facilidades de ejecución.

c. Consumo y distribución: se debe conocer el área a abastecer y prever la población a servir, estableciendo las dotaciones de acuerdo a las costumbres de los habitantes, los tipos de edificaciones presentes en el área de abastecimiento y si existen elementos como hidrantes dentro del diseño.

d. Condiciones que deben satisfacer las tuberías para un mejor funcionamiento del sistema es necesario que cumplan con:

- Velocidades máximas y mínimas según las normas de diseño.
- Pérdidas de carga unitaria máxima aceptable.
- Presiones disponibles en el punto más alejado de la red.

3.1.4.4 SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN.

El agua que se encuentra en los tanques de distribución se debe brindar a las habitantes, mediante las redes de distribución, distribuyéndola por todos los lugares que sean necesarios y garantizando un volumen suficiente, constante y con considerable presión.

Las redes de distribución se clasifican generalmente de la siguiente manera:

Sistema ramificado.

Tiene una estructura en forma de ramas. Existe una línea mayor de la cual surgen ramas que se dividen en otras hasta llegar a donde la necesitan los habitantes.

Aunque estos sistemas son simples de diseñar y construir, no son recomendados por las siguientes razones:

1. Como en los extremos de las ramificaciones no existe circulación, entonces se presta a proliferación de bacterias y sedimentación.
2. Muy difícilmente se pueden mantener dosis de cloro en los extremos muertos de la tubería.

3. Cuando se le da mantenimiento a la tubería, el suministro se tiene que cortar desde donde se hace el trabajo hacia adelante y se vuelve a conectar hasta que se hallan hecho las reparaciones necesarias.

4. En los extremos de red la presión puede ser muy baja por las nuevas ramificaciones que se crean.

El sistema ramificado se tiene generalmente cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permitan tener circuitos, o bien, en comunidades con predios muy dispersos. (Ver figura 3.7).

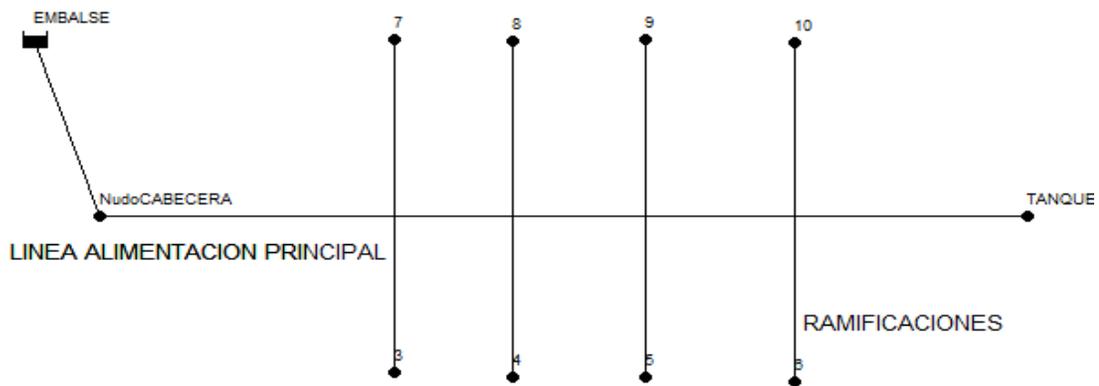


Figura 3.7

Esquema de sistema ramificado.

Sistema en malla.

Como su nombre lo indica, consiste en una malla de tubería interconectadas entre si. La ventaja de este sistema es que al estar todas las tuberías interconectadas no hay terminales o extremos muertos. La desventaja es que el diseño de estos sistemas puede ser muy complicado. (Ver figura 3.8).

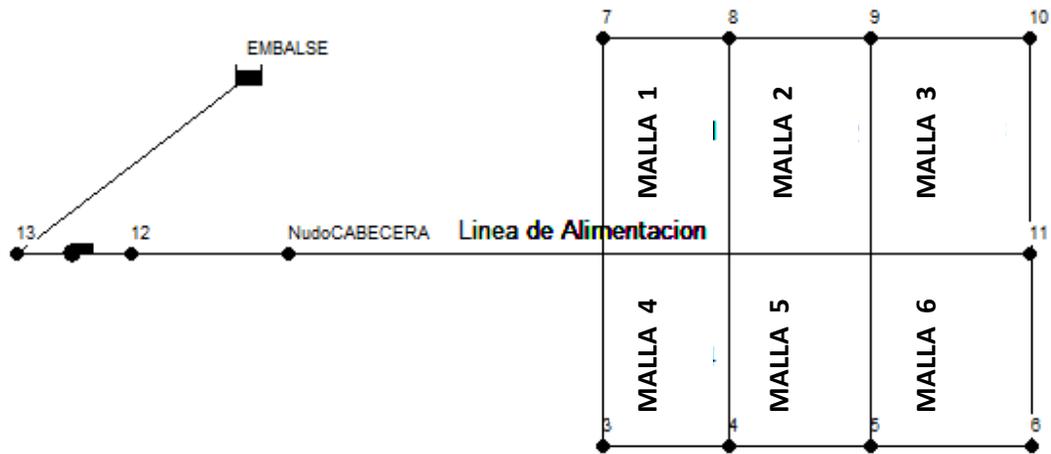


Figura 3.8

Esquema de sistema en malla.

Sistema combinado.

De acuerdo con las características de la zona, en algunos casos se hacen ampliaciones de redes de distribución en malla con ramas abiertas, resultando un sistema combinado. Este tipo de sistema, tiene la ventaja de permitir el uso de alimentadores en circuito que suministran agua a un área desde más de una dirección. (Ver figura 3.9).

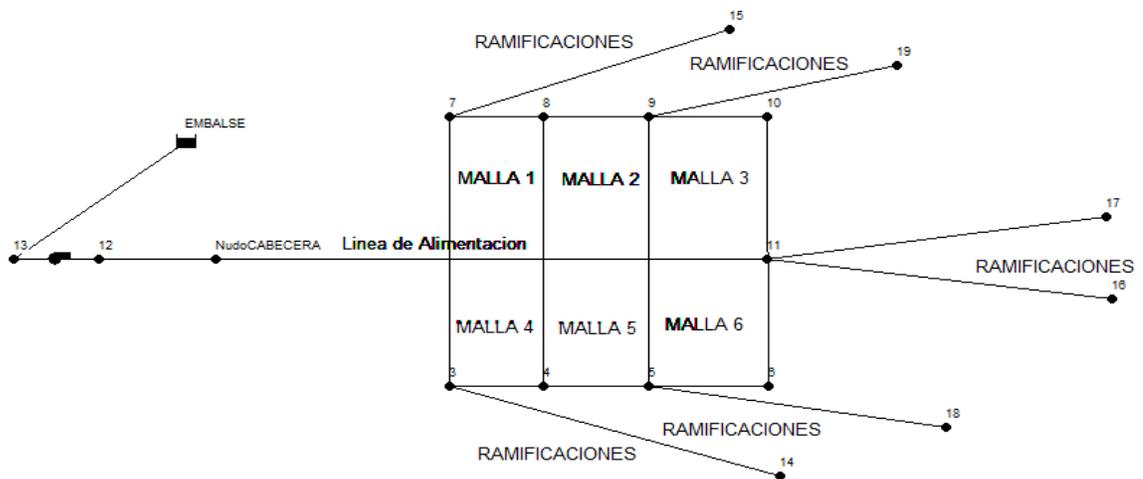


Figura 3.9

Esquema de sistema Combinado.

3.1.4.5 BOMBAS.

El lugar para ubicar el tanque de succión, caseta de bombeo y subestación eléctrica debe ser amplio y protegido contra inundaciones, contaminaciones y otros riesgos. Para la ubicación de esta estructura hidráulica, deberá considerarse lo siguiente:

- ✓ Topografía.
- ✓ Geotecnia (mecánica de suelos).
- ✓ Comunicaciones y accesos.
- ✓ Alimentación eléctrica, en baja y alta tensión.
- ✓ Terreno disponible.

Las casetas de control de mampostería de ladrillo y concreto armado, serán diseñadas para alojar adecuadamente los controles eléctricos, cloradores, repuestos y accesorios, operador y equipo de bombeo, cuando estos no fueren de intemperie.

Los equipos de bombeo se seleccionarán para atender el caudal máximo diario durante un período de 10 años y 20 horas/día de bombeo, al final de ese período habrá un mínimo de 2 equipos, c/u capaz de atender la demanda máxima. Cuando existan más de 2 equipos, se seleccionarán de manera que el estar fuera de servicio un equipo, por reparación o mantenimiento preventivo, los restantes puedan satisfacer la demanda máxima. Cada equipo de bombeo tendrá una derivación para el control de la producción del pozo y/o del estado de funcionamiento del equipo y un medidor “En línea” para el registro continuo de la producción y la indicación instantánea del caudal bombeado. Se

instalará una tubería \varnothing 3/4" PVC adosada a la columna de descarga de la bomba para medir el nivel freático con cinta eléctrica.

Cada equipo de bombeo deberá contar en su descarga con válvula check, válvula de compuerta y manómetro después de la válvula check.

La succión tendrá un diámetro comercial inmediatamente superior a la descarga. Los tanques de succión tendrán respiradero, escotilla de inspección con escala, tubería de rebose y limpieza, además de entrada con flujo laminar proteger las bombas. La potencia de los conjuntos elevadores se estimará con base al caudal, carga dinámica y eficiencia del conjunto.

Las instalaciones electromecánicas deberán satisfacer las Normas que especifique ANDA.

Clasificación de las bombas por el tipo de succión.

Las Bombas, de acuerdo con su tipo de succión, se pueden clasificar en:

- Simple Succión.
- Doble Succión.

Clasificación de las bombas por su dirección de flujo.

- Bombas de Flujo Radial.
- Bombas de Flujo Axial.
- Bombas de Flujo Mixto.

Clasificación de las bombas por la posición de su flecha.

- Bombas horizontales.
- Bombas verticales.
- Bombas con motor sumergido.

Para la selección de cada tipo de bomba, deberán tomarse en cuenta los siguientes factores:

- Succión
- Numero de fases.
- Tipo de impulsores.
- Curvas características.
- Velocidad.
- Sumergencia, carga neta positiva de succión (NPSH), y Estudio de cavitación si fuera necesario.

El número de bombas a instalar dependerá del gasto, sus variaciones y seguridad del sistema, con un mínimo de dos bombas para el 100% del gasto de proyecto cada una. Inclusive en sistemas de abastecimiento para grandes poblaciones se aconseja tener un equipo de bombeo para manejar el 200% del gasto de diseño de la estación. Este valor puede reducirse pero en general es conveniente un valor mínimo de 150%, con tres bombas, cada una para el 50% del gasto de diseño.

Características del Cárcamo de Bombeo.

Pueden ser de una sola cámara o de dos; alturas de succión; accesos.

SUCCIÓN MÁXIMA A DIFERENTES ALTITUDES.			
Altura sobre el nivel del mar.	Presión barométrica, Kg/cm².	Altura equivalente m de agua.	Succión máxima disponible de las bombas m.
0	1.033	10.33	7.60
400	0.966	9.86	7.30
800	0.938	9.38	7.00
1200	0.890	8.90	6.40
1600	0.845	8.45	6.10
2000	0.804	8.04	5.80
2400	0.765	7.65	5.50
3200	0.695	6.95	5.20

Tabla 3.1 Succión Máxima a diferentes altitudes.

Clasificación y tipos de estaciones de bombeo.

Clasificación.

Se acostumbra clasificar las estaciones de bombeo en primarias y secundarias. Las estaciones primarias toman el agua de alguna fuente de abastecimiento o de algún cárcamo, y la elevan a otro almacenamiento, al tratamiento, a la red directamente o a una combinación de ellas.

Las estaciones secundarias mejoran las condiciones de una primaria incrementando presión o gasto, pero con la alimentación de una estación primaria.

Tipos Básicos.

Las estaciones primarias pueden construirse básicamente de dos tipos:

a) Estaciones de dos cámaras.

b) Estaciones de una cámara.

Estaciones de dos cámaras. Se consideran dos cámaras o cárcamos. En uno se tendrá la entrada del agua y un depósito que sirva para conectar la succión; en el otro, que se denomina cámara seca, se colocan los equipos de bombeo. La primera cámara puede no existir como tal, sino que puede ser simplemente una fuente natural.

Estaciones de una cámara. Generalmente se usan para bombas de eje vertical o sumergible y consisten de una sola cámara donde se tiene la entrada del agua, el almacenamiento necesario y los equipos de bombeo, antes mencionados.

Selección de equipo de bombeo

Para que un pozo funcione correctamente, es necesario realizar una selección adecuada del equipo de bombeo que se instalará en el mismo. Los datos base incluyen parámetros geométricos de la estructura del pozo, así como la potencia necesaria para el motor. El equipo de bombeo a instalar en pozos en la generalidad de los casos son las bombas tipo turbina vertical, utilizándose también las tipo sumergibles estos equipos son los

llamados de “varios pasos”, ya que para extraer el agua utilizan los llamados tazones, cada uno de los cuales conforma un “paso” o una “fase”. (Ver figura 3.10)

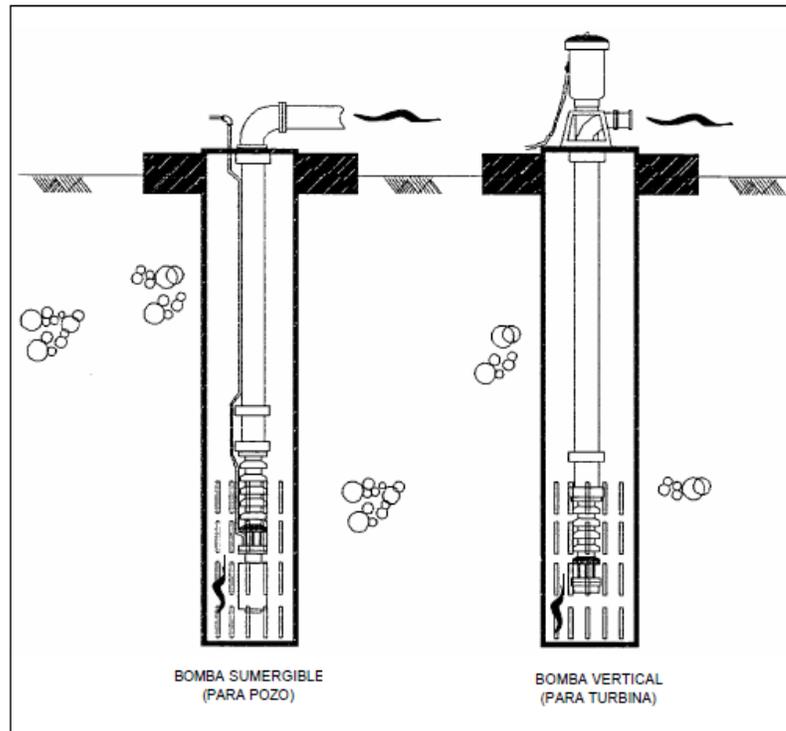


Figura 3.10 Tipos de Bombas para extracción de agua en pozos profundos.

Formula Para calcular potencia de la bomba.

$$P = \frac{\gamma_{H_2O} * Q * H}{76 * e}$$

Donde:

P = Es la potencia de la bomba en HP.

Q = Caudal en m³/seg.

e = Eficiencia (50 a 70%).

H= Altura de Bombeo (m)

γ_{H_2O} = Peso especifico del agua (1,000 Kgf/m³)

3.1.4.6 PASOS PARA EL DISEÑO DE RESERVORIOS ELEVADOS DE AGUA POTABLE.

Requisitos previos.

Los estudios básicos, técnicos y socioeconómicos, que deben ser realizados previamente al diseño de un reservorio de almacenamiento de agua, son los siguientes:

- ✓ Evaluación del sistema del abastecimiento de agua existente.
- ✓ Determinación de la población a ser beneficiada: actual, al inicio del proyecto y al final del proyecto.
- ✓ Determinación del consumo promedio de agua y sus variaciones.
- ✓ Estudio geológico del lugar donde será ubicado el reservorio, para determinar las posibles fallas geológicas.
- ✓ Estudios geotécnicos para determinar las condiciones y estabilidad del suelo del lugar de emplazamiento del reservorio.
- ✓ Levantamiento topográfico.

Parámetros de diseño.

➤ *Periodo de diseño.*

Considerando los siguientes factores:

- ✓ Vida útil de la estructura de almacenamiento.
- ✓ Grado de dificultad para realizar la ampliación de la infraestructura.

- ✓ Crecimiento poblacional.
- ✓ Economía de escala.

Es recomendable adoptar los siguientes periodos de diseño:

- ✓ Reservorio de almacenamiento: 20 años.
- ✓ Equipos de bombeo: 10 años.
- ✓ Tubería de impulsión: 20 años.

➤ ***Dotación de agua.***

Dotación urbana 80-350 lts/hab/día según norma de ANDA

➤ ***Variaciones de consumo.***

Es recomendable asumir los siguientes coeficientes de variación de consumo, referidos al promedio diario anual de las demandas:

- ✓ Para el consumo máximo diario, se considerará un valor de 1,3 veces el consumo promedio diario anual.
- ✓ Para el consumo máximo horario, se considerará un valor de 2 veces el consumo promedio diario anual.
- ✓ Para el caudal de bombeo se considerará un valor de $24/N$ veces el consumo máximo diario, siendo N el número de horas de bombeo.

Reservorios de almacenamiento elevados.

Los reservorios elevados son estanques de almacenamiento de agua que se encuentran por encima del nivel del terreno natural y son soportados por columnas y pilotes o por paredes. Desempeñan un rol importante en los sistemas de distribución de agua, tanto

desde el punto de vista económico, así como del funcionamiento hidráulico del sistema y del mantenimiento de un servicio eficiente.

Los reservorios elevados cumplen dos propósitos fundamentales:

- ✓ Compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día.
- ✓ Mantener las presiones de servicio en la red de distribución.

Tipos de reservorios de almacenamiento.

Considerando el tipo de alimentación los reservorios elevados son de dos tipos:

- ✓ *Reservorios de cabecera.*

Se alimentan directamente de la fuente o planta de tratamiento mediante gravedad o bombeo. Causa una variación relativamente grande de la presión en las zonas extremas de la red de distribución (véase figura 3.11).

- ✓ *Reservorios flotantes.*

Se ubican en la parte más alejada de la red de distribución con relación a la captación o planta de tratamiento, se alimentan por gravedad o por bombeo. Almacena agua en las horas de menor consumo y auxilia el abastecimiento de la ciudad durante las horas de mayor consumo (véase figura 3.11).

La experiencia en nuestro país ha demostrado que estos reservorios tienen un funcionamiento hidráulico deficiente, ya que dada las condiciones de operación de la red

de distribución, durante el día no se llenan más que en la noche, incumpliendo su rol de regulador de presión. Por este motivo no es recomendable su empleo en el medio rural.

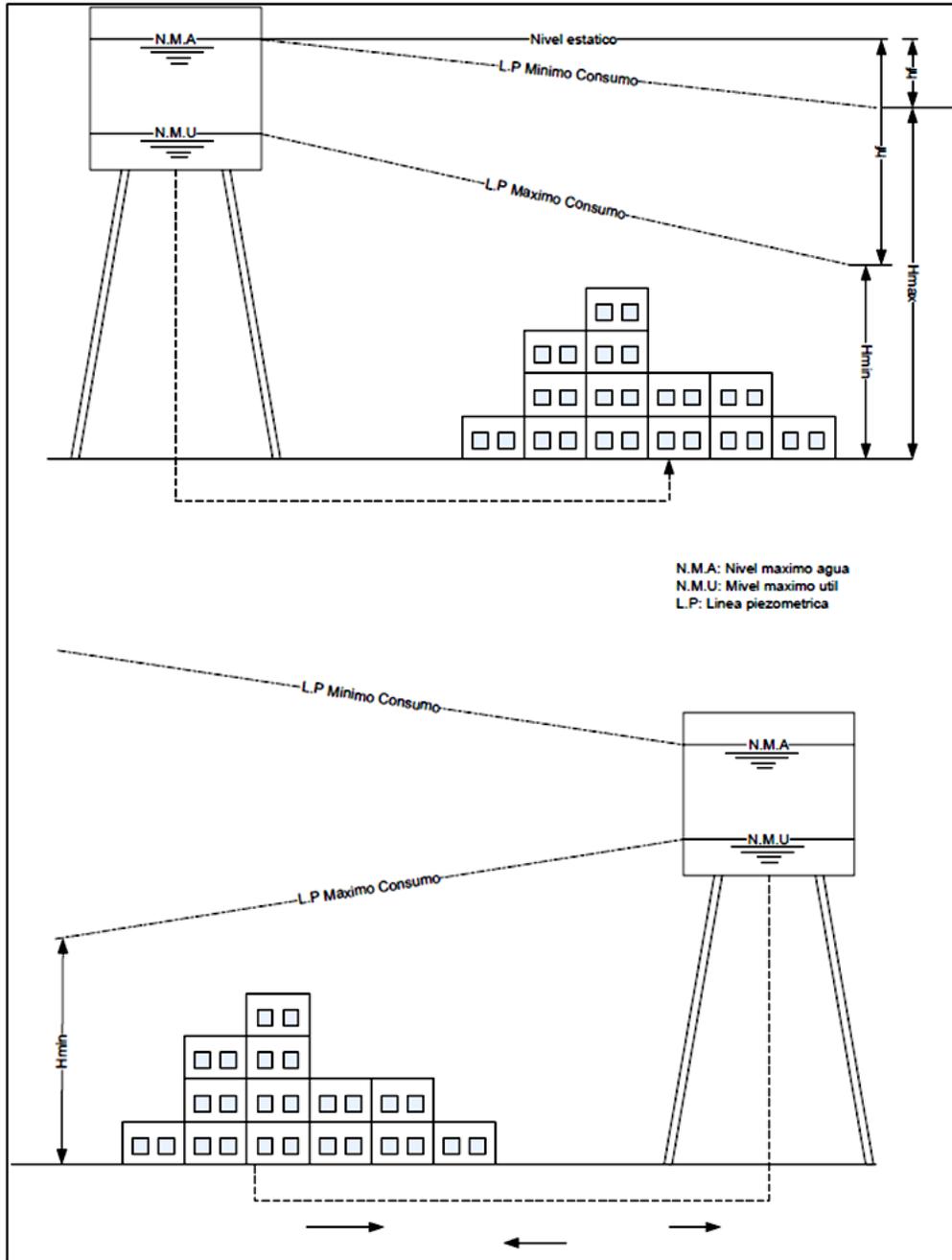


Figura 3.11

Localización de Reservorios de cabecera y flotantes

Capacidad del reservorio.

La capacidad del almacenamiento de un reservorio en el medio rural es función, principalmente, del volumen de regulación para atender las variaciones del consumo de la población.

✓ Determinación del volumen de regulación.

Los reservorios deben permitir que las demandas máximas que se producen en el consumo sean satisfechas cabalmente, al igual que cualquier variación en los consumos registrados en las 24 horas del día, suministrando presiones adecuadas en la red de distribución.

Los reservorios tienen la función de almacenar el agua sobrante cuando el caudal de consumo sea menor que el de abastecimiento y aportar la diferencia entre ambos cuando sea mayor el de consumo.

La capacidad así requerida se denominará de regulación o de *capacidad mínima*.

Para determinar el volumen de regulación de los reservorios podrían emplearse los métodos siguientes:

a) Método basado en la curva de consumo.

Para determinar la capacidad mínima de un reservorio elevado mediante este método, se precisa disponer de datos suficientes sobre las variaciones de consumo horarias y diarias de la población del proyecto o de una comunidad que presente características semejantes

en términos de desenvolvimiento socio-económico, hábitos de población, clima y aspectos técnicos del sistema.

Asimismo, debe conocerse o fijarse el régimen de alimentación del reservorio: continuo o discontinuo, número de horas de bombeo, caudal de bombeo, etc.

El método consiste en graficar las curvas del caudal horario de consumo y del caudal de abastecimiento para el día más desfavorable o de mayor consumo. Determinar en este gráfico las diferencias en cada intervalo entre los volúmenes aportados y consumidos.

La máxima diferencia será la capacidad teórica del reservorio.

Esta capacidad puede ser determinada también con la ayuda del diagrama de masas o curva de consumos acumulados construida sobre la base de la curva de caudales horarios de consumo.

Debe considerarse que la capacidad del reservorio estará determinada por el tiempo de bombeo y por el periodo de bombeo.

A mayor tiempo de bombeo menor capacidad de reservorio y viceversa; sin embargo, al aumentar el periodo de bombeo aumenta también los costos de operación y mantenimiento, de modo que la solución más conveniente estará definida por razones económicas y de servicio.

Para un mismo tiempo de bombeo existirán diferencias en función a los horarios o periodos que se seleccionan para el bombeo. La selección en los turnos de bombeo debe

ser hecha tomando en cuenta los horarios que menos desajustes provoquen a los horarios normales de trabajo, o al menos, aquellos que no signifiquen excesivos costos de operación.

En el volumen del reservorio debe preverse también una altura libre sobre el nivel máximo del nivel de aguas, a fin de contar con un espacio de aire ventilado; es recomendable que esta altura sea mayor o igual a 0.20 m.

b) Método empírico.

Para sistemas por bombeo, el volumen de regulación deberá estar entre el 20 a 25% del caudal promedio diario, dependiendo del número y duración de las horas de bombeo, así como de los horarios en los que se realicen dichos bombeos.

Por tanto, el volumen debe ser determinado utilizando la siguiente expresión:

$$V_r = CV_m$$

Donde:

V_r = Volumen de regulación (m^3).

C = Coeficiente de regulación 0,20 – 0,25 (Adimensional).

V_m = Consumo promedio diario anual (m^3).

✓ *Reserva para emergencias por incendios.*

Para poblaciones menores a 10,000 habitantes no son necesarios y resulta antieconómico el proyectar demanda contra incendios: sin embargo, el proyectista podrá considerar este aspecto cuando sea justificado técnicamente.

Aspectos complementarios.

Borde libre: El reservorio debe estar provisto de una altura libre por encima del nivel máximo de agua, con el objeto de contar con un espacio de aire ventilado. La altura libre no debe ser menor a 0.20 m.

Revestimiento interior: El fondo y las paredes del tanque, deben ser impermeables, independientemente de cualquier tratamiento especial, como pintura o revestimiento.

Boca de visita: Cada reservorio debe contar por lo menos con una abertura para inspección de 0.60 x 0.60 m como mínimo. La abertura estará ubicada en su cubierta, junto a uno de las paredes verticales, de preferencia en la misma vertical de la tubería de ingreso al reservorio. Los bordes de las aberturas de inspección deben situarse por lo menos 5 cm más alto de la superficie de la cubierta del reservorio.

Las aberturas para inspección deben ser cerradas con una tapa que tendrá un sistema de seguridad con llave o candado y debe tener una forma tal que impida la entrada de agua a través de sus juntas.

Escaleras: Las escaleras de acceso serán tipo marinera y deben estar provistas de jaula de protección, de manera que permitan el acceso hasta la losa de cubierta del reservorio. La parte superior del reservorio debe contar con una baranda de protección.

3.2 SOLICITUD DE SERVICIOS (TRAMITES).

3.2.1 FACTIBILIDAD ANDA.

Para el inicio de una habilitación hidráulica en urbanizaciones, se tiene que presentar el interesado en adquirir dichos servicios, a la agencia Universitaria, al departamento de factibilidad con los siguientes requisitos:

- Solicitud de Factibilidad para Urbanizaciones/Proyectos (Ver anexo A.1).
- Dos Planos del terreno con croquis de ubicación del mismo.
- Calificación del Lugar, Extendido por la OPAMSS.
- Recibo de Trámite valor de \$12.92.

La aprobación de dicha solicitud, tiene una duración aproximada de 2 a 6 meses, pero en algunas ocasiones, se ha demorado hasta 12 meses.

3.2.2 REQUISITOS PARA LA APROBACION DE PLANOS.

Cuando se recibe la aprobación de factibilidad, el siguiente tramite a efectuar es la aprobación de planos, para llevar a cabo este proceso, se entregan planos hidráulicos para revisión y aprobación, además de la revisión de la memoria de cálculo del sistema de agua potable solicitado, entre otros requisitos. (Ver Anexo A.1).

3.2.3 TRAMITES DURANTE LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

Teniendo los planos y el diseño aprobados por ANDA, el proyecto se pone en marcha, teniendo en cuenta que se solicitara a ANDA, la supervisión parcial y total de las tuberías a instalar en el proyecto.

3.2.3.1 RECEPCION PARCIAL DE CAÑERIAS.

Cuando se finaliza un tramo de la red de distribución, se deberá solicitar a la supervisión de ANDA, que se haga presente en el proyecto, con el objetivo de verificar los trabajos realizados, y levantar un informe parcial de entrega de instalación de tuberías, el formato de entrega parcial de tramos de tuberías (Ver Anexo A.2), se debe notificar a la supervisión de ANDA, por lo menos con 10 días de anticipación, presentando la carta de inicio de la obra, con las fotocopias de los recibos cancelados, así como entregar los esquemas de las tuberías instaladas.

3.2.4 RECEPCION TOTAL Y HABILITACION DE SERVICIOS EN EL PROYECTO.

Concluidas las labores de colocación de tuberías, se solicita a ANDA, la recepción final y habilitación de los servicios, en la cual se presentaran los documentos solicitados en el Anexo A.3 (“Requisitos para Recepción Final y Habilitación”), al momento de revisar

las obras de acueductos, las cañerías deberán estar llenas de agua para la prueba de hermeticidad, la cual someterán al sistema de tuberías a una presión de 10.50 Kg/Cm² (150 PSI), (105.46 m.c.a.), por un tiempo no menor a una hora, cuando se finalice la prueba y se revisen las tuberías del sistema, se extenderá una nota la cual la supervisión de ANDA dará por finalizado los trabajos, y la habilitación de los servicios para la urbanización. (Ver anexo A.3)

3.3 DESCRIPCIÓN DEL SOFTWARE EPANET.

3.3.1 ¿QUE ES EPANET?

Es un programa de ordenador que realiza simulaciones en periodos prolongados del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de suministro a presión. Una red puede estar constituida por tuberías, nudos (uniones de tuberías), bombas, válvulas y depósitos de almacenamiento o embalses. EPANET efectúa un seguimiento de la evolución de los caudales en las tuberías las presiones en los nudos, los niveles en los depósitos, y la concentración de las especies químicas presentes en el agua, a lo largo del periodo de simulación desplazado en múltiples intervalos de tiempo. Además de la concentración de las distintas especies, puede también simular el tiempo de permanencia del agua en la red y su procedencia desde las diversas fuentes de suministro.

EPANET se ha concebido como una herramienta de investigación para mejorar nuestro conocimiento sobre el avance y destino final de las diversas sustancias transportadas por

el agua, mientras ésta discurre por la red de distribución. Entre sus diferentes aplicaciones puede citarse el diseño de programas de muestreo, la calibración de un modelo hidráulico, el análisis del cloro residual, o la evaluación de las dosis totales suministradas a un abonado. EPANET puede resultar también de ayuda para evaluar diferentes estrategias de gestión dirigidas a mejorar la calidad del agua a lo largo del sistema. Entre estas pueden citarse:

- ✓ Alternar la toma de agua desde diversas fuentes de suministro.
- ✓ Modificar el régimen de bombeo, o de llenado y vaciado de los depósitos.
- ✓ Implantar estaciones de tratamiento secundarias, tales como estaciones de re-cloración o depósitos intermedios.
- ✓ Establecer planes de limpieza y reposición de tuberías.

3.3.2 CAPACIDADES PARA LA CONFECCIÓN DE MODELOS HIDRÁULICOS.

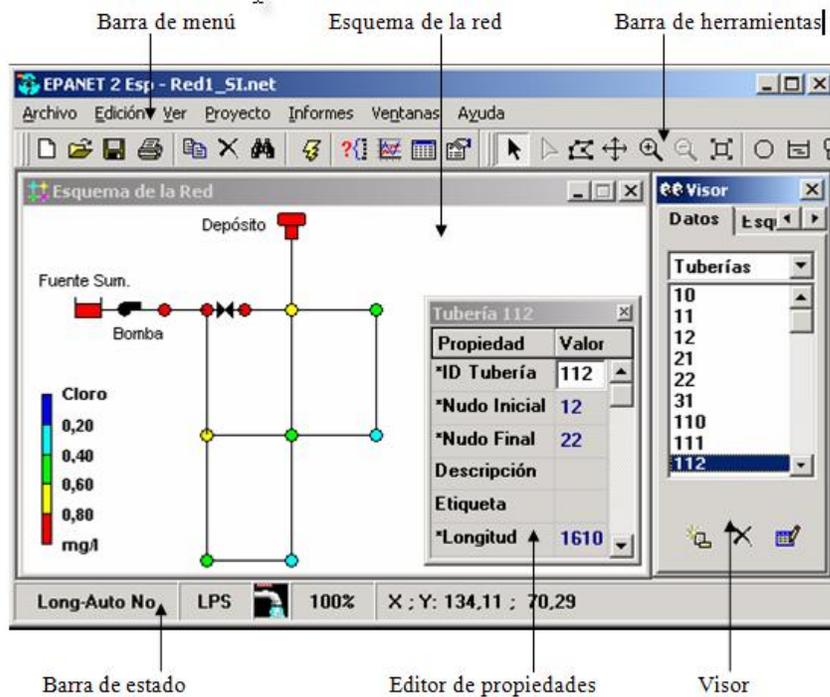
Dos de los requisitos fundamentales para poder construir con garantías un modelo de la calidad del agua son la potencia de cálculo y la precisión del modelo hidráulico utilizado. EPANET contiene un simulador hidráulico muy avanzado que ofrece las siguientes prestaciones:

- ✓ No existe límite en cuanto al tamaño de la red que puede procesarse.
- ✓ Las pérdidas de carga pueden calcularse mediante las fórmulas de hazen-williams, de darcy-weisbach o de chezy-manning.
- ✓ Contempla pérdidas menores en codos, accesorios, etc.

- ✓ Admite bombas de velocidad fija o variable.
- ✓ Determina el consumo energético y sus costes.
- ✓ Permite considerar varios tipos de válvulas, tales como válvulas de corte, de retención, y reguladoras de presión o caudal.
- ✓ Admite depósitos de geometría variable (esto es, cuyo diámetro varíe con el nivel).
- ✓ Permite considerar diferentes tipos de demanda en los nudos, cada uno con su propia curva de modulación en el tiempo.
- ✓ Permite modelar tomas de agua cuyo caudal dependa de la presión (p.ej. Rociadores).
- ✓ Admite leyes de control simples, basadas en el valor del nivel en los depósitos o en la hora prefijada por un temporizador, y leyes de control más complejas basadas en reglas lógicas.

3.3.3 ENTORNO DE TRABAJO DE EPANET.

La figura siguiente muestra el entorno de trabajo básico de EPANET, en ella pueden observarse los siguientes elementos de la interface: una *Barra de Menú*, dos *Barras de Herramientas*, una *Barra de Estado*, la ventana del *Esquema de la Red*, la ventana del *Visor* y la ventana del *Editor de Propiedades*. Cada uno de estos elementos se describe con detalle en las secciones siguientes.



3.3.3.1 LA BARRA DE MENÚS.

La *Barra de Menús* ocupa la parte superior de la ventana principal de EPANET, y contiene un conjunto de menús utilizados para controlar el funcionamiento del programa. Estos son:

- Menú de Archivo.

Este menú contiene los comandos utilizados para abrir y guardar los archivos de datos, así como para imprimir.

Estos son:

<u>Comando</u>	<u>Descripción</u>
----------------	--------------------

Nuevo	Crea un nuevo proyecto de EPANET.
-------	-----------------------------------

Abrir...	Abre un proyecto existente.
Guardar	Guarda el proyecto actual.
Guardar como...	Guarda el proyecto actual con otro nombre.
Importar	Importa los datos de la red o de su esquema desde otro archivo.
Exportar	Exporta los datos de la red o de su esquema a otro archivo.
Preparar Página...	Fija los márgenes, encabezados y pies de página para imprimir.
Vista Previa	Muestra una vista previa de la ventana actual.
Imprimir	Imprime la ventana actual.
Preferencias...	Establece las preferencias para el modo de trabajo del programa.
Salir	Sale de EPANET.

- Menú de Edición.

Este menú contiene los comandos utilizados para editar y copiar. Estos son:

<u>Comando</u>	<u>Descripción</u>
Copiar a...	Copia el contenido de la ventana activa actual (esquema, informe, gráfico o tabla) al portapapeles o a un archivo.
Seleccionar	Objeto Permite seleccionar un objeto del esquema de la red.
Seleccionar	Vértice Permite seleccionar los vértices del trazado de las tuberías sobre el esquema de la red.
Seleccionar	Región Permite seleccionar una región sobre el esquema de la red.
Seleccionar	Todo Selecciona toda el área ocupada por el esquema de la red.

Editar Grupo... Edita una propiedad elegida para el grupo de objetos que caen dentro de la región delimitada sobre el esquema.

- Menú Ver.

Las opciones del *Menú Ver* controlan cómo se visualiza el esquema de la red. Estas son:

<u>Comando</u>	<u>Descripción</u>
Dimensiones...	Permite modificar las dimensiones del esquema y sus unidades.
Mapa de Fondo	Permite visualizar un mapa de fondo.
Desplazar	Permite desplazar el esquema de la red.
Acercar	Permite acercar el esquema de la red.
Alejar	Permite alejar el esquema de la red.
Encuadre	Redibuja el esquema completo de la red.
Buscar...	Localiza un elemento dado de la red y lo centra.
Consultar...	Localiza los elementos de la red que cumplen un criterio dado.
Vista General	Activa/desactiva la visualización de un mapa global de la red.
Leyendas	Activa/desactiva la visualización de las leyendas y permite su edición.

Barra Herramientas	Activa/desactiva la visualización de las barras de herramientas.
Opciones del Esquema...	Fija las opciones para la visualización del esquema.

- Menú de Proyecto.

Este menú incorpora los comandos relacionados con el análisis del proyecto en curso.

Estos son:

<u>Comando</u>	<u>Descripción</u>
Resumen...	Proporciona un resumen de las características del proyecto.
Valores por Defecto...	Permite editar las propiedades por defecto del proyecto.
Datos Calibración...	Maneja los ficheros de datos para la calibración de la red.
Opciones de Cálculo...	Permite editar las diversas opciones de cálculo.
Calcular	Realiza la simulación.

- Menú de Informes.

Este menú contiene los comandos utilizados para visualizar los resultados de la simulación en diversos formatos. Estos comandos son:

<u>Comando</u>	<u>Descripción</u>
Estado	Muestra los cambios habidos en el estado de los elementos de la red a la largo de la simulación.

Energías	Proporciona la energía consumida por cada bomba.
Calibración	Compara los valores medidos con los calculados mediante la simulación.
Reacciones	Informa sobre las velocidades medias de reacción en los distintos elementos de la red.
Completo...	Crea un informe completo de los resultados para todos los nudos y líneas, en cada uno de los instantes de la simulación, y los guarda en un fichero de texto.
Gráficos...	Crea curvas de evolución, perfiles longitudinales, curvas de distribución y mapas de isolíneas para la magnitud seleccionada.
Tablas...	Crea una tabla con los valores numéricos de las magnitudes elegidas, para los nudos y líneas seleccionados.
Opciones...	Controla el estilo de presentación de informes, gráficas o tablas.

- Menú de Ventanas.

El *Menú de Ventanas* contiene los siguientes comandos:

<u>Comando</u>	<u>Descripción</u>
Organizar	Reorganiza todas las ventanas hijas dentro de la ventana principal.
Cerrar	Todo Cierra todas las ventanas abiertas (excepto la del Esquema y la del Visor).
Lista de Ventanas	Lista todas las ventanas abiertas, y señala la ventana activa actual.

- Menú de Ayuda.

El *Menú de Ayuda* contiene los comandos dirigidos a obtener la ayuda requerida durante el uso de EPANET. Estos son:

<u>Comando</u>	<u>Descripción</u>
Temas de Ayuda	Muestra una ventana con los temas de ayuda de la aplicación.
Unidades	Lista las unidades de medida para todas las magnitudes utilizadas en EPANET.
Novedades	Informa de las novedades introducidas en la versión 2.0.
Guía Rápida	Ofrece una breve introducción para el uso de EPANET.
A cerca de...	Muestra información sobre la versión de EPANET en uso, y la traducción al español.

Nota: Se puede también acceder a la ayuda en línea desde los diferentes contextos, presionando la tecla F1.

3.3.3.2 LAS BARRAS DE HERRAMIENTAS.

Las *Barras de Herramientas* proporcionan un acceso rápido a los comandos utilizados con mayor frecuencia. Se dispone de dos barras de herramientas:

- La Barra de Herramientas Estándar: contiene los botones de acceso rápido a los comandos más usados.

-  Crea un proyecto nuevo de EPANET (**Archivo >> Nuevo**)
-  Abre un proyecto existente (**Archivo >> Abrir...**)
-  Guarda el proyecto actual (**Archivo >> Guardar**)
-  Imprime la ventana activa actual (**Archivo >> Imprimir**)
-  Copia los elementos seleccionados de la ventana actual al portapapeles o a un fichero (**Edición >> Copiar a...**)
-  Borra el elemento actualmente seleccionado
-  Busca un determinado elemento sobre el esquema de la red (**Ver >> Buscar...**)
-  Ejecuta una simulación (**Proyecto >> Calcular**)
-  Realiza una consulta visual sobre los elementos de la red (**Ver >> Consultar...**)
-  Crea una nueva ventana gráfica de resultados (**Informes >> Gráficos...**)
-  Crea una nueva ventana de resultados numéricos (**Informes >> Tablas...**)
-  Modifica las opciones de la ventana activa actual (**Ver >> Opciones del Esquema... ó Informes >> Opciones...**)

- La Barra de Herramientas del Esquema: contiene una serie de botones para facilitar la edición y manipulación del Esquema de la Red.

	Selecciona un objeto del esquema de la red (Edición >> Seleccionar Objeto)
	Selecciona los vértices de las líneas (Edición >> Seleccionar Vértice)
	Delimita una región sobre el esquema de la red (Edición >> Seleccionar Región)
	Permite desplazar el esquema de la red (Ver >> Desplazar)
	Acerca el esquema de la red (Ver >> Acercar)
	Aleja el esquema de la red (Ver >> Alejar)
	Redibuja el esquema completo de la red (Ver >> Encuadre)
	Añade un Nudo de Caudal sobre el esquema de la red
	Añade un Embalse sobre el esquema de la red
	Añade un Depósito sobre el esquema de la red
	Añade una Tubería sobre el esquema de la red
	Añade una Bomba sobre el esquema de la red
	Añade una Válvula sobre el esquema de la red
	Añade un Rótulo sobre el esquema de la red

Las barras de herramientas pueden ajustarse debajo de la barra del Menú Principal o bien ser arrastradas a cualquier lugar del espacio de trabajo de EPANET. Cuando se separan de la barra de Menús pueden también redimensionarse. Además, pueden hacerse visibles u ocultarse seleccionando la opción de Menú **Ver >> Barra Herramientas**.

3.3.3.3 LA BARRA DE ESTADO.

La *Barra de Estado* está situada al pie del entorno de trabajo de EPANET y se divide en cinco secciones, las cuales ofrecen la siguiente información:

- **Long-Auto:** indica si el cálculo automático de la longitud de las tuberías está activado o desactivado.
- **Unidades de Caudal:** muestra las unidades de caudal actuales.
- **Nivel de Zoom:** muestra el nivel de zoom actual del esquema (100 % corresponde a la vista completa).
- **Estado de la Simulación:** se representa mediante el icono de un grifo, con el siguiente significado:
 - Si no sale agua, los resultados no están disponibles.
 - Si sale agua, los resultados son válidos y están disponibles.
 - Si el grifo aparece roto, los resultados están disponibles pero pueden no ser válidos porque algún dato ha sido modificado.
- **Posición XY:** muestra la posición del puntero del ratón, en las coordenadas del esquema.

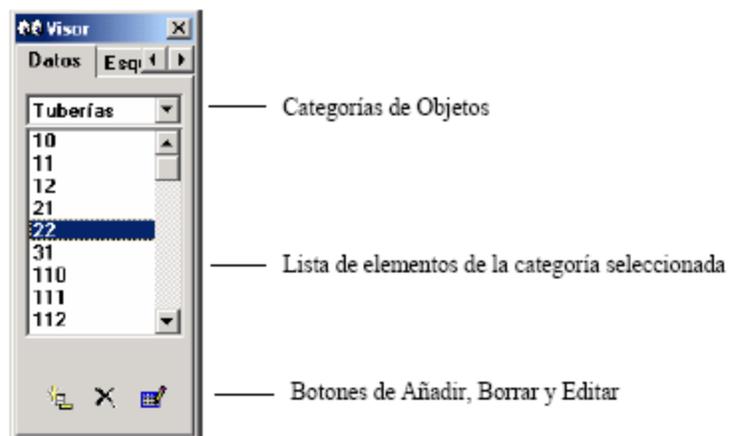
3.3.4 EL ESQUEMA DE LA RED.

Es una representación esquemática en dos dimensiones de los diferentes componentes de la red. La localización de los objetos y las distancias entre ellos no tienen por qué corresponderse con la escala real. Las propiedades seleccionadas de estos objetos, como

por ejemplo la calidad del agua en los nudos o la velocidad de circulación por las tuberías, pueden mostrarse en una escala de colores.

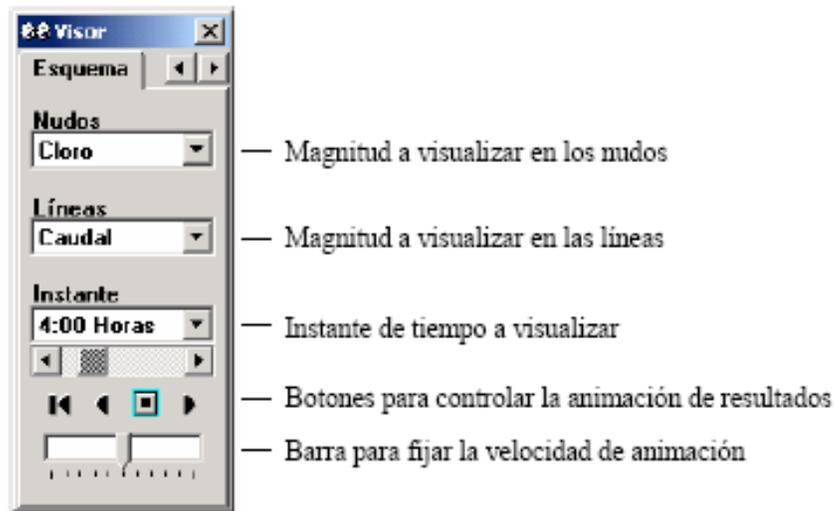
3.3.4.1 EL VISOR DE DATOS.

Es accesible desde la pestaña de *Datos* de la ventana del Visor. Permite acceder a los diferentes objetos pertenecientes a la red en estudio, clasificados por categorías (Nudos de Caudal, Tuberías, etc.). Los botones que figuran del pie de la ventana se utilizan para añadir, borrar o editar dichos objetos.



3.3.4.2 EL VISOR DEL ESQUEMA.

Es accesible desde la pestaña del *Esquema* de la ventana del Visor. Permite seleccionar las magnitudes e instante de tiempo a visualizar mediante códigos de colores sobre el Esquema de la Red. También contiene los controles que permiten ver los resultados mediante animación.



Los Botones disponibles para controlar la animación son los siguientes:

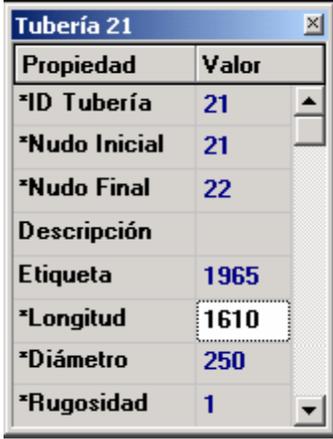
-  Rebobinar (volver al instante inicial)
-  Animar retrocediendo en el tiempo
-  Parar la animación
-  Animar avanzando en el tiempo

La barra de deslizamiento que se encuentra debajo de los botones controla la velocidad de animación.

3.3.4.3 EL EDITOR DE PROPIEDADES.

Se utiliza para editar las propiedades de los nudos y líneas de la red, el contenido de los rótulos y también las opciones de cálculo. Se abre al pulsar dos veces con el ratón uno

de estos objetos (sobre el Esquema de la Red o el *Visor de Datos*) o bien al pulsar el botón Editar del Visor de Datos.



Propiedad	Valor
*ID Tubería	21
*Nudo Inicial	21
*Nudo Final	22
Descripción	
Etiqueta	1965
*Longitud	1610
*Diámetro	250
*Rugosidad	1

El usar de una manera adecuada el Editor de propiedades se debe de tener en cuenta lo siguiente:

- El Editor es una tabla con dos columnas, una para el nombre de la propiedad y para el valor de la misma.
- El ancho de las columnas puede modificarse alargando o acortando las cabeceras de las mismas con el ratón.
- La ventana del Editor puede moverse o redimensionarse siguiendo los procedimientos normales de Windows.
- Un asterisco junto al nombre de la propiedad indica que ésta es requerida y su valor no puede dejarse en blanco.

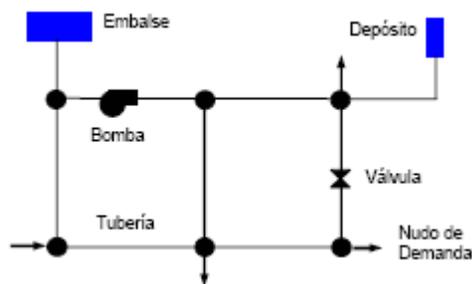
- Dependiendo de la propiedad elegida, el contenido del campo puede ser alguno de los siguientes:
 - Una caja de texto, donde se debe escribir un valor.
 - Una lista de opciones desplegable, de las cuales debe elegirse una.
 - Un botón con puntos suspensivos, cuya pulsación llama a un editor especializado.
 - Una etiqueta de solo lectura, para mostrar los resultados obtenidos.
- La propiedad del Editor actualmente seleccionada se resalta mostrando su fondo en blanco.
- Se puede navegar entre las distintas propiedades mediante el ratón o utilizando las flechas *Arriba* y *Abajo* del teclado.
- Para comenzar a editar la casilla seleccionada introducir directamente un nuevo valor o pulsar la tecla *Intro*.
- Para que EPANET acepte el valor introducido basta pulsar la tecla *Intro* o moverse a otra casilla; para cancelar, pulsar *Esc*.
- Pulsando el botón Cerrar de la esquina derecha de la barra del título, se cerrará el editor.

3.3.5 COMPONENTES FÍSICOS.

EPANET modela un sistema de distribución de agua como un conjunto de líneas conectadas por sus nudos extremos. Las líneas representan tuberías, bombas, o válvulas de control. Los nudos representan puntos de conexión entre tuberías o extremos de las

mismas, con o sin demandas (en adelante los denominaremos en general *Nudos de Caudal*), y también depósitos o embalses.

La figura siguiente muestra cómo se interconectan todos estos objetos entre sí para formar el modelo de una red.



✓ Nudos de Caudal.

Los *Nudos de Caudal* son los puntos de la red donde confluyen las tuberías o bien sus extremos, y a través de ellos el agua entra o sale de la misma (también pueden ser sólo puntos de paso). Los datos básicos imputados a los nudos son:

- La cota respecto a un nivel de referencia (usualmente el nivel del mar).
- La demanda de agua (flujo que abandona la red).
- La calidad inicial del agua.

Los resultados para los nudos, en cada uno de los periodos de simulación, son:

- La altura piezométrica (energía interna por unidad de peso del fluido, o bien suma de la cota más la altura de presión).

- La presión.
- La calidad del agua.

Los nudos de caudal pueden también:

- Presentar una demanda variable en el tiempo.
- Tener asignados distintos tipos de demanda (doméstica, industrial, etc).
- Presentar una demanda negativa, indicando que el caudal entra a la red a través del nudo.

✓ **Embalses.**

Los *Embalses* son nudos que representan una fuente externa de alimentación, de capacidad ilimitada, o bien un sumidero de caudal. Se utilizan para modelar elementos como lagos, captaciones desde ríos, acuíferos subterráneos, o también puntos de entrada a otros subsistemas. Los embalses pueden utilizarse también como puntos de entrada de contaminantes. Las propiedades básicas de un embalse son su altura piezométrica (que coincidirá con la cota de la superficie libre del agua si éste se encuentra a la presión atmosférica), y la calidad del agua en el mismo, caso de realizar un análisis de calidad.

✓ **Depósitos.**

Los *Depósitos* son nudos con cierta capacidad de almacenamiento, en los cuales el volumen de agua almacenada puede variar con el tiempo durante la simulación. Los datos básicos de un depósito son:

- La cota de solera (para la cual el nivel del agua es cero).

- El diámetro (o su geometría si no es cilíndrico).
- El nivel del agua inicial, mínimo y máximo del agua.
- La calidad inicial del agua.

Los principales resultados asociados a un depósito, a lo largo de la simulación, son:

- La altura piezométrica (cota de la superficie libre).
- La presión (o nivel del agua).
- La calidad del agua.

✓ **Tuberías.**

Las tuberías son líneas que transportan el agua de un nudo a otro. EPANET asume que las tuberías están completamente llenas en todo momento, y por consiguiente que el flujo es a presión. La dirección del flujo es siempre del nudo de mayor altura piezométrica (suma de la cota más la presión, o bien energía interna por unidad de peso) al de menor altura piezométrica. Los principales parámetros de una tubería son:

- Los nudos inicial y final.
- El diámetro.
- La longitud.
- El coeficiente de rugosidad (para calcular las pérdidas de carga).
- Su estado (abierta, cerrada, o con válvula de retención).

El parámetro de estado permite simular el hecho de que una tubería posea válvulas de corte o válvulas de retención (válvulas que permiten el paso del flujo en un solo sentido) sin tener que modelar estos elementos explícitamente.

Los resultados en una tubería contemplan:

- El caudal de circulación.
- La velocidad del flujo.
- La pérdida de carga unitaria.
- El factor de fricción para la fórmula de darcy-weisbach.
- La velocidad media de reacción (a lo largo de la tubería).
- La calidad media del agua (a lo largo de la tubería).

La pérdida de carga (o de altura piezométrica) en una tubería debida a la fricción por el paso del agua, puede calcularse utilizando tres fórmulas de pérdidas diferentes:

- La fórmula de Hazen-Williams.
- La fórmula de Darcy-Weisbach.
- La fórmula de Chezy-Manning.

✓ **Bombas.**

Las bombas son líneas que comunican energía al fluido elevando su altura piezométrica.

Los datos principales de una bomba son sus nudos de aspiración e impulsión y su curva característica a velocidad nominal (o relación entre caudal trasegado y la altura comunicada). En lugar de dar la curva característica, el comportamiento de una bomba puede también modelarse admitiendo que trabaja a potencia constante para cualquier

combinación de caudal y altura, lo que permite determinar la altura comunicada al fluido en función del caudal de paso.

✓ **Válvulas.**

Las válvulas son líneas que limitan la presión o el caudal en un punto determinado de la red. Los datos principales de una válvula son:

- Los nudos aguas arriba y aguas abajo.
- El diámetro.
- La consigna.
- Su estado (forzado o no).

Los resultados asociados con una válvula son básicamente el caudal de paso y la pérdida de carga. Los tipos de válvulas contemplados en EPANET son:

- Válvulas Reductoras de Presión (en inglés PRV).
- Válvulas Sostenedoras de Presión (en inglés PSV).
- Válvulas de Rotura de Carga (en inglés PBV).
- Válvulas Limitadoras de Caudal (en inglés FCV).
- Válvulas de Regulación (en inglés TCV).
- Válvulas de Propósito General (en inglés GPV).

3.3.6 COMPONENTES NO FÍSICOS.

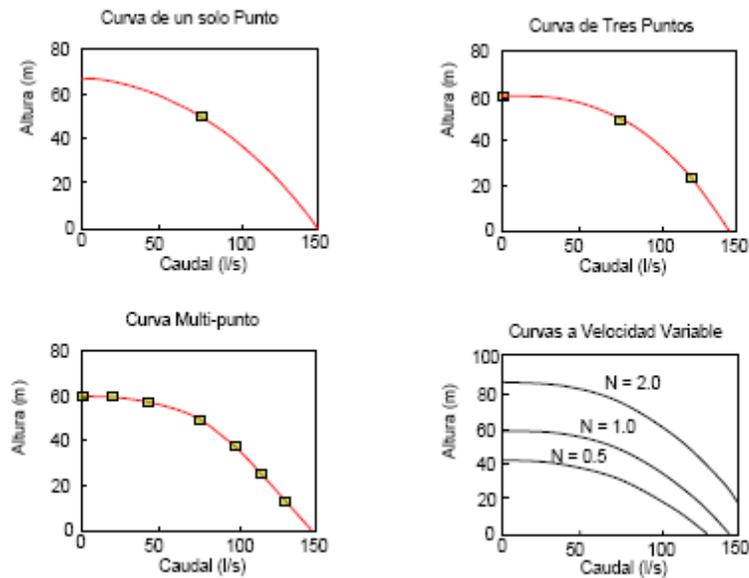
Además de los componentes físicos, EPANET utiliza tres tipos de componentes complementarios – curvas de comportamiento, curvas de modulación y leyes de control – para describir el comportamiento y modo de operación del sistema.

✓ Curvas de Comportamiento.

Las Curvas de Comportamiento (o Curvas simplemente) son objetos que contienen pares de datos ordenados, los cuales representan una relación entre dos magnitudes. Dos o más objetos físicos pueden compartir la misma curva. En un modelo de EPANET se pueden declarar los siguientes tipos de Curvas:

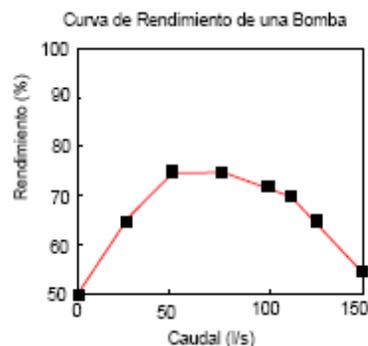
- Curvas Características.

La Curva Característica de una Bomba representa la relación entre la altura comunicada al fluido y el caudal de paso, a su velocidad nominal de giro. La altura es la energía comunicada al fluido por unidad de peso, o bien, la diferencia de presiones entre la salida y la entrada de la bomba, y se representa sobre el eje vertical Y, en metros (pies). El caudal se representa sobre el eje horizontal X, en las unidades de caudal elegidas.



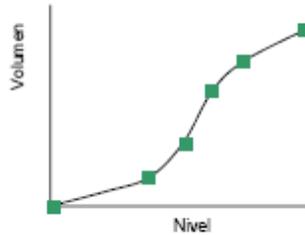
- Curvas de Rendimiento.

La Curva de Rendimiento de una Bomba relaciona el rendimiento, en tanto por ciento (eje Y), con el caudal de paso, en las unidades elegidas (eje X). El rendimiento se entiende como global del grupo impulsor, e incluye tanto las pérdidas totales de la bomba como las pérdidas eléctricas o de otro tipo del motor de arrastre. La curva de rendimientos se utiliza únicamente para el cálculo energético. Si ésta no se declara, se asumirá un rendimiento fijo para todos los puntos de trabajo.



- **Curvas de Cubicación.**

La Curva de Cubicación de un Depósito relaciona el volumen de agua almacenado, en metros (pies) cúbicos (eje Y), con el nivel de agua en el mismo, en metros (pies) (eje X).



- **Curvas de Pérdidas.**

Una Curva de Pérdidas se utiliza para relacionar la pérdida de carga a través de una Válvula de Propósito General, en metros o en pies (eje Y), con el caudal de paso, en las unidades de caudal elegidas (eje X). Permite modelar componentes y situaciones en las cuales existe una relación única entre el caudal y la pérdida de carga, como válvulas reductoras de presión controladas por caudal, turbinas o curvas de descenso dinámico de un pozo.

✓ **Curvas de Modulación.**

Las Curvas de Modulación (o Patrones), son una secuencia de factores multiplicativos que, aplicados sobre un valor base, hacen que éste varíe con el tiempo. Las Curvas de Modulación se asocian a las demandas en los nudos, a las alturas de los embalses, a la velocidad de giro de las bombas, a las inyecciones de contaminantes en la red, y al precio de la energía.

3.3.7 EL MODELO DE SIMULACIÓN HIDRÁULICA.

3.3.7.1 EJECUTAR UNA SIMULACIÓN.

Para *Ejecutar una Simulación* hidráulica, y en su caso, también de la calidad del agua, hay que proceder del siguiente modo:

1. Seleccionar **Proyecto >> Calcular** de la Barra de Menús o pulsar el botón  de la Barra de Herramientas Estándar.
2. Mientras se realizan los cálculos se verá cómo éstos progresan en la ventana de *Estado de la Simulación*.
3. Pulsar **Aceptar** cuando se terminen los cálculos.

Si el cálculo termina con éxito, aparecerá el icono  en la sección *Estado de la Simulación* de la Barra de Estado, situada al pie del área de trabajo de EPANET. Cualquier error o mensaje de advertencia se mostrará en una ventana emergente conteniendo el *Informe de Estado*. Si se editan las propiedades de la red después de una simulación con éxito, el grifo del icono aparecerá partido para indicar que, en adelante, probablemente los resultados actuales ya no se correspondan con los datos de la red.

3.4 METODOLOGIA, MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE LA RED DE ABASTECIMIENTO DE EJEMPLO MODELO UTILIZANDO EL SOFTWARE EPANET.

3.4.1 MODELACIÓN DEL EJEMPLO.

EPANET es un software capaz de realizar modelos de redes de abastecimiento hidráulico, que incluye todos los elementos que componen la red, presentando resultados completos de los principales parámetros tales como velocidad, presión, caudal circulando en la red, además de poder realizar un análisis prolongado hasta de 72 horas, facilitando de esta manera la obtención de resultados para verificar que el sistema diseñado es el correcto.

3.4.1.1 ESQUEMA DE RED.

Existen dos maneras, de generar el esquema de red:

- Dibujando la red directamente, colocando elemento por elemento, ya sean tuberías, embalse, depósitos, etc. (ver sección 3.2).
- Importando una red desde un plano en autocad. Haciendo uso de programa para convertir el formato original de autocad, a un formato compatible de epanet, utilizando EPACAD.

✓ **EPACAD.**

Este es un software gratuito, que sirve para transferir planos de autocad a epanet, se mencionan los pasos a seguir, a continuación:

- Se deberá indicar la ruta en la que se encuentra el archivo de AutoCAD que se quiere convertir. Abrir el archivo y guardarlo con extensión *.dxf* (desde AutoCAD es posible guardar el documento con esta extensión. El programa lee archivos guardados como dxf de AutoCAD R12/LT2/2000/LT2000/20004 y versiones posteriores).

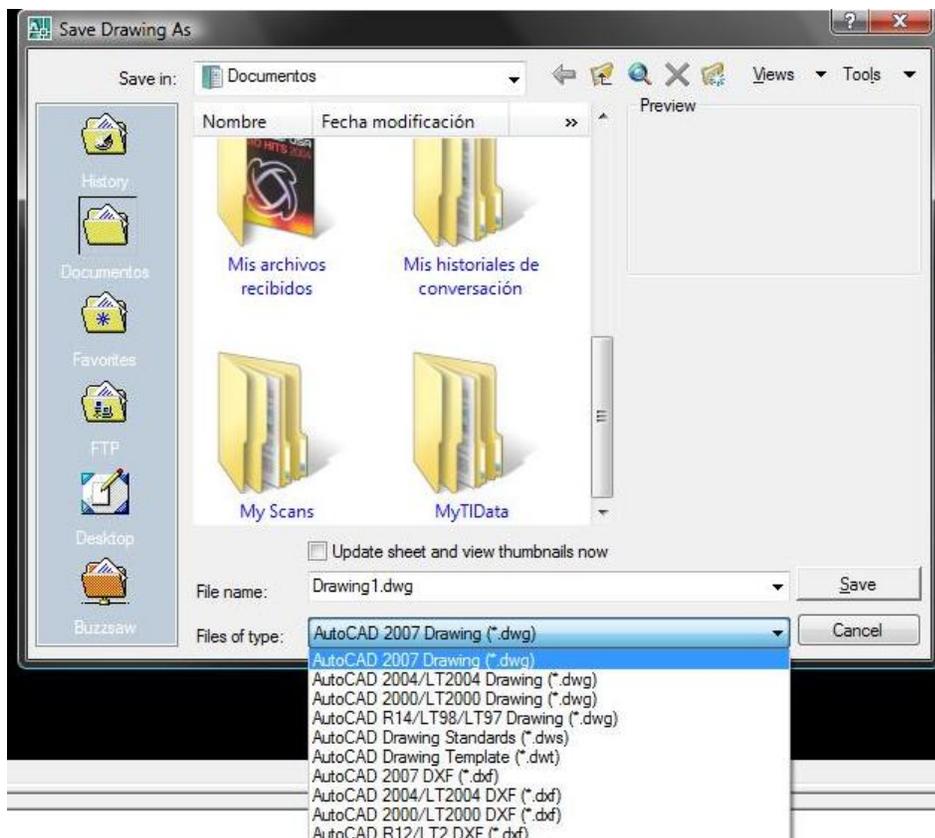


Figura 3.12

Esquema Guardar como archivo dxf en Autocad.

- Abrir EPACAD y cargar el archivo con extensión *.dxf*

- Se seleccionarán las capas que contienen tuberías del modelo. La selección puede ser única o múltiple, dependiendo de cómo se trabaja con el plano en AutoCAD.

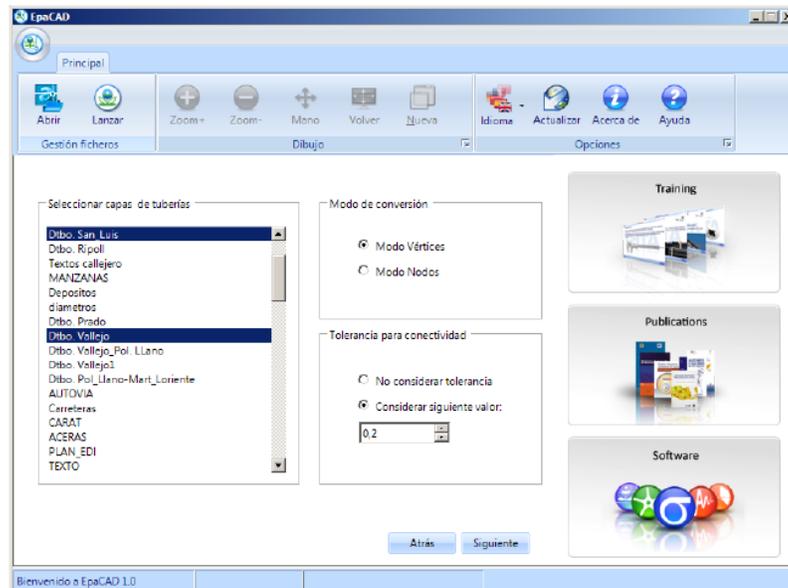


Figura 3.13

Ambiente Windows EPACAD

- Indicar el Modo de conversión.

Indica la forma en la que el programa debe convertir las polilíneas de las capas de AutoCAD seleccionadas. Existen dos formas:

- Modo Vértices:

La polilínea se transforma en una única tubería cuyo nudo inicial coincide con el primer extremo de la polilínea y el nudo final coincide con el extremo final de la polilínea.

Polilínea AutoCAD



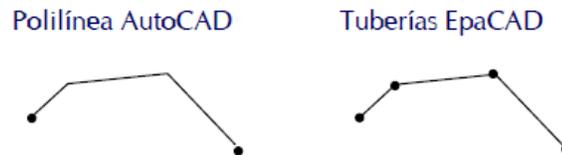
Tubería EpaCAD



Esta modalidad permite simplificar el modelo, ya que sólo se caracterizarán los dos nudos y la tubería.

- Modo Nodos:

Cada vértice de la polilínea se convierte en un nudo, convirtiéndose cada tramo de la misma en una tubería diferente.



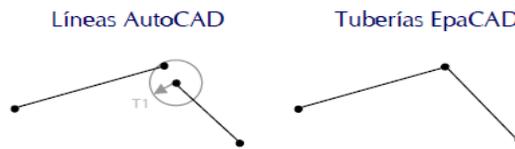
Esta modalidad permite introducir propiedades diferentes en cada uno de los nudos, así como en cada tramo de polilínea.

- Indicar la Tolerancia para la Conectividad.

Para la conversión es posible indicar la tolerancia con la que el programa considera que dos tuberías contiguas están conectadas, o bien, que no existe conexión entre ellas y solamente mantienen un trazado cercano. Si se desea que el programa considere una tolerancia para la conectividad, se deberá indicar el valor numérico (en metros) de la misma.

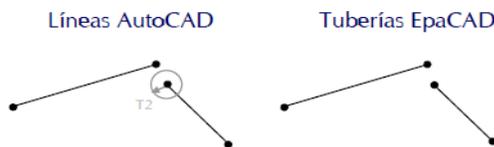
- Ejemplo Tolerancia 1:

Si el círculo generado intercepta las dos tuberías, el programa interpreta que ambas están conectadas:



○ Ejemplo Tolerancia 2:

Si el círculo generado no intercepta las tuberías, el programa interpreta que ambas tuberías son independientes:



- Posteriormente se podrá previsualizar la red de tuberías. Si la previsualización es correcta pulse FINALIZAR e indique la ruta donde quiere guardar el fichero *.inp* generado. En algunas ocasiones no se visualiza el plano, pero cuando se pulsa el botón finalizar se genera el archivo con extensión *inp*.

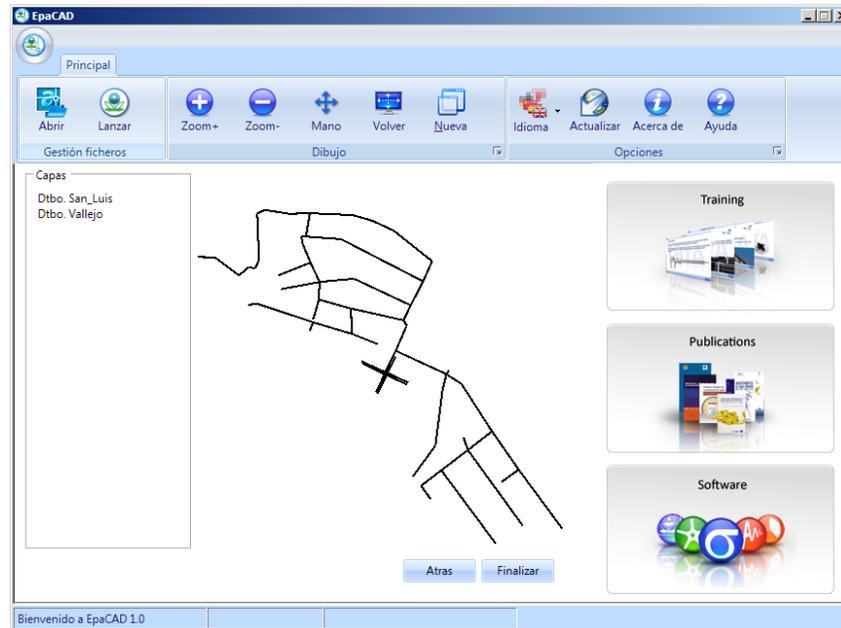


Figura 3.14 **Esquema de Red en EPACAD**

- Abrir en EPANET, pulsar archivo >> Importar >> red, y seleccionar el archivo generado en EPACAD con extensión inp.

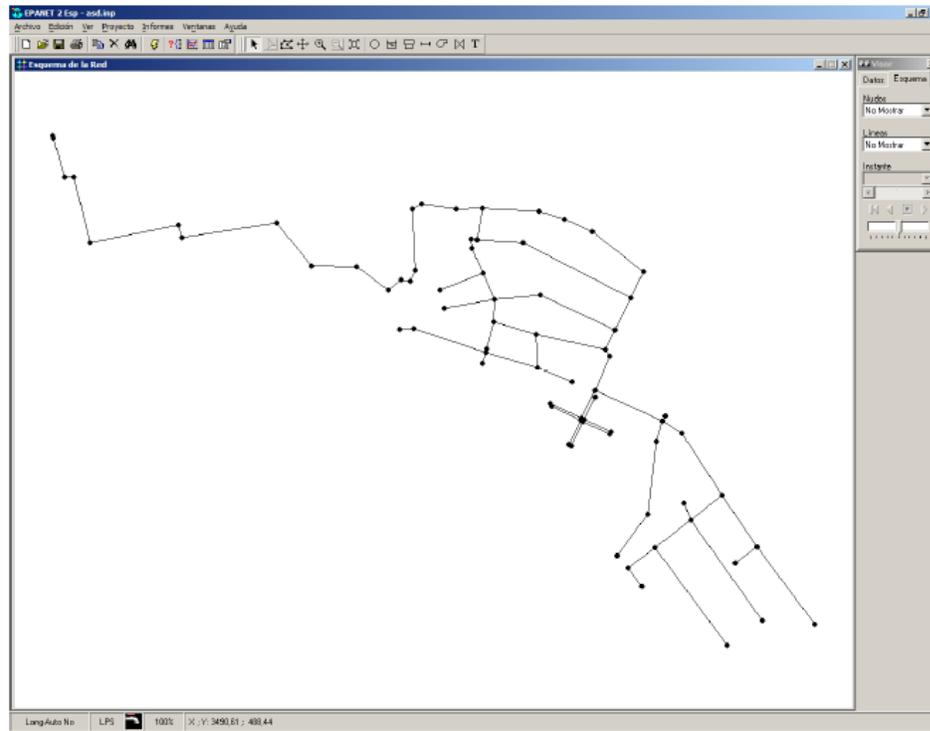


Figura 3.15 **Esquema de Red en EPANET**

Se tiene que hacer mención que el programa solo transfiere la red, es necesario adicionarle los elementos tales como bombas, embalses, depósitos, válvulas, etc., para que el esquema esté completo, además de renombrar los nudos y las tuberías para tener un mayor orden de los elementos que componen el sistema de la red.

3.4.1.2 METODOLOGIA DE DISEÑO PARA EJEMPLO MODELO.

En esta sección nos auxiliaremos de hojas de cálculo en Excel, para realizar los cálculos de demanda, caudal, diámetros de tuberías, etc.

- El esquema de la red de distribución, Se divide en nudos y se numera, así como se muestra en la figura 3.16 y 3.17.

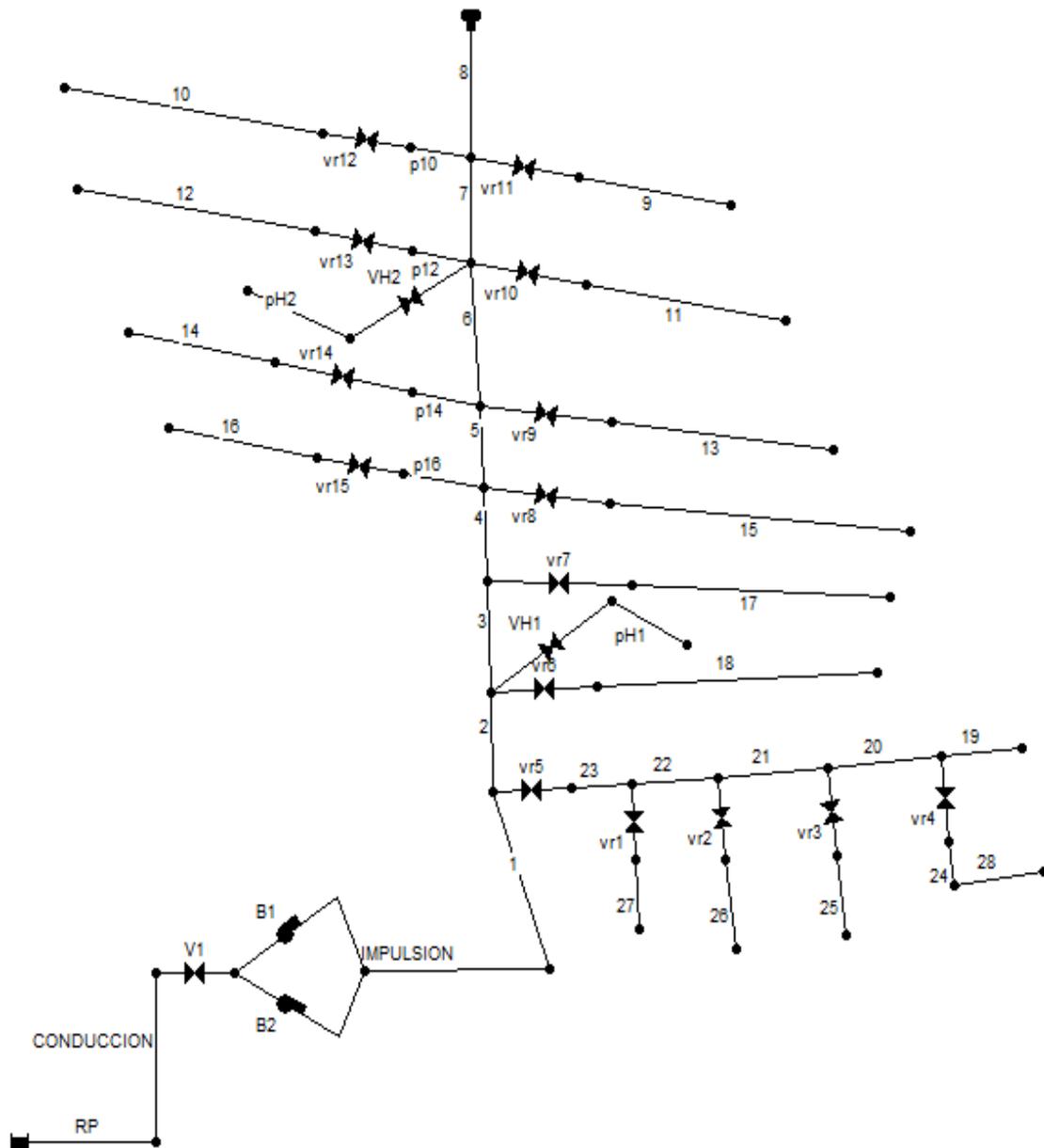


Figura 3.16 Red de Tuberías en el sistema.

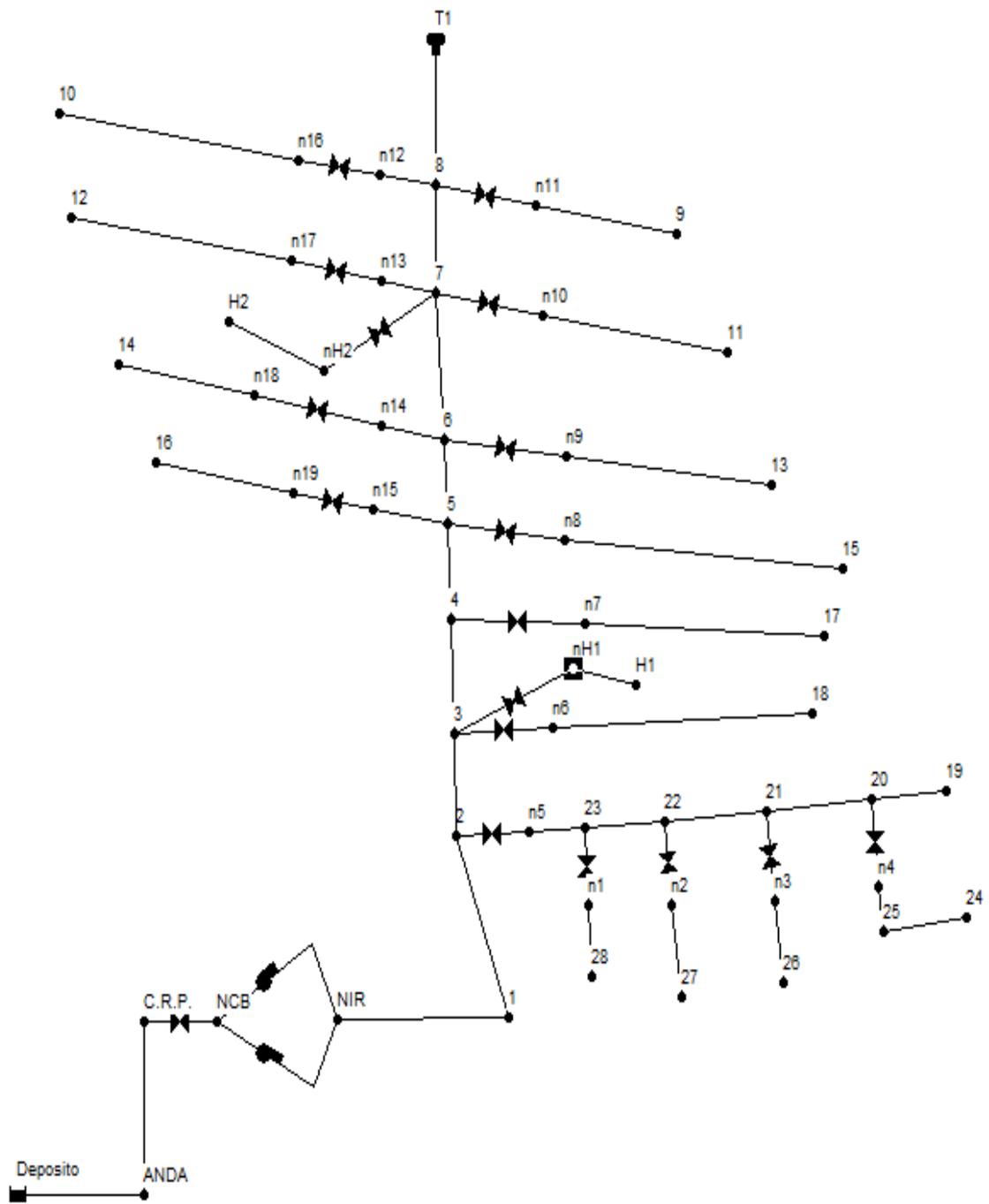


Figura 3.17

Esquema de Nodos Formando el sistema.

3.4.1.3 CONSIDERACIONES (EJEMPLO MODELO).

- ✓ La manera de abastecer a la urbanización será por gravedad durante un periodo de 16 horas, desde las 6 horas (6 A.M.) hasta las 22 horas (10 P.M.), se suspenderá la alimentación por gravedad al sistema a partir de las 22 horas (10 P.M.), y se pondrá en marcha la bomba con el fin de abastecer el tanque y al mismo tiempo suministrar a la red del sistema.
- ✓ Sistema de red de abastecimiento abierta ramificada.
- ✓ El tanque a diseñar tendrá una capacidad igual al volumen consumido diario por la urbanización, adicionándole un volumen de emergencia por fallo en el sistema, o por arreglos de la compañía que proporciona el servicio a la región, y dicho volumen será igual, al volumen consumido diario por la urbanización.
- ✓ Cota del Tanque de almacenamiento 480 m.
- ✓ Cota Inicio de urbanización (estación de Bombeo) 458 m.
- ✓ Caudal Suministrado 15 L/s, con una presión de 17.5 m.c.a (20 psi).

3.4.2 DISEÑO DE LA RED DE ABASTECIMIENTO.

3.4.2.1 PERIODO DE DISEÑO.

Se selecciono un periodo de diseño de 20 años en base a la propuesta de parámetros de diseño elaborada en este documento.

3.4.2.2 PROYECCIÓN DE POBLACIÓN.

Se calculara por el método aritmético debido a que es una población pequeña y no representa incrementos significativos a corto plazo.

Se logro obtener censos de años de 2007 y 2010, a partir de estos datos se calculara la tasa de crecimiento por medio de la formula:

$$i = \left(\frac{P_2 - P_1}{P_1} \right) * 100$$

Donde :

P_1 = Población del censo anterior (miles de hab.).

P_2 = Población del último censo (miles de hab.).

I = Tasa de Crecimiento Poblacional (%).

Año del Censo.	Población (Hab.)
2007	2,487*
2010	2,549*

*Fuente: Digestyc, Unidad de Salud de San Miguel de Mercedes.

Calculando:

$$i = \left(\frac{2,549 - 2,487}{2,487} \right) * 100$$

$$i = 2.43\% \text{ en 3 años.}$$

Se calcula la tasa de incremento anual por medio de la siguiente fórmula:

$$i_a = \frac{i}{n}$$

Donde:

i_a = Tasa de crecimiento Anual (%).

i = Tasa de Crecimiento Poblacional (%).

n = Numero de años entre censos.

$$i_a = \frac{2.43\%}{3} \quad i_a = \mathbf{0.81\%}.$$

✓ **Población actual (P_a).**

Para el cálculo de la población actual del ejemplo modelo se hará una estimación de habitantes por lote.

- Estimando 5 hab/lote.
- No. De Lotes = 316 Lotes.

La Población se calculara a partir de la siguiente fórmula:

$$P_a = \text{No. de Lotes} * \frac{\text{No. Hab}}{\text{Lotes}}$$

$$P_a = 316 \text{ Lotes} * 5 \frac{\text{Hab}}{\text{Lotes}}$$

$$P_a = \mathbf{1,580 Hab.}$$

✓ **Población Futura (P_n).**

Se Obtendrá por medio de la siguiente fórmula:

- P_a = 1,580 Hab.
- n = 20 años.

$$P_n = P_a(1 + (i * n))$$

Donde:

P_n = Población en el año “n” (miles de Hab.).

P_a = Población Actual (miles de Hab.).

i = Tasa de Crecimiento Poblacional (%).

n = No. De año en que se quiere conocer la población.

$$P_n = 1580(1 + (0.0081 * 20))$$

$$P_n = 1,835.96 \cong 1,836 \text{ Hab.}$$

3.4.2.3 CAUDALES DE DISEÑO.

✓ **Caudal medio diario (Q_{md}).**

Se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$Q_{md} = \frac{\text{Dotación} \times N^{\circ} \text{ de habitantes}}{86400}$$

Donde:

Dotación de la población (lts/hab/día).

Número de habitantes (miles).

Q_{md} = Caudal medio diario (lts/seg).

86,400 factor de conversión de segundos a días.

Calculando el caudal medio diario para la población en estudio:

- Considerando el tamaño de los lotes, y la región (rural) donde está ubicado se le asigna una dotación de 125 lts/hab/día.

- Considerando un 20% de pérdidas en el sistema de la red de abastecimiento, la dotación total será de 150 lts/hab/día.

$$Q_{md} = \frac{150 \frac{lts}{Hab. día} \times 1836 Hab}{86400}$$

$$Q_{md} = 3.19 \frac{Lts}{seg}$$

✓ Caudal Máximo Diario

Afectando el resultado con el coeficiente de variación para caudal medio diario, ANDA establece un valor de coeficiente que varía de 1.2 – 1.5, para el ejemplo a desarrollar se tomara el valor promedio del rango mencionado, tenemos entonces $K_1=1.35$, se obtiene el caudal máximo diario:

$$Q_{maxd} = Q_{md} \times K_1$$

Donde:

Q_{maxd} = Caudal máximo diario (lts/seg).

Q_{md} = Caudal medio diario (lts/seg).

K_1 = Factor de variación de caudal diario (Adimensional).

$$Q_{maxd} = 3.19 \times 1.35$$

$$Q_{maxd} = 4.31 \frac{lts}{seg}.$$

✓ **Caudal máximo horario.**

Se obtiene afectando el caudal medio diario con un factor de variación K_2 , según norma de ANDA varía entre 1.8 – 2.4, para este ejemplo en particular se tomara el valor promedio del rango antes mencionado, el cual es $K_2 = 2.1$.

$$Q_{mh} = Q_{md} \times K_2$$

Donde:

Q_{mh} = Caudal máximo horario (lts/seg).

Q_{md} = Caudal medio diario (lts/seg).

K_2 = Factor de variación de caudal horario (Adimensional).

$$Q_{mh} = 3.19 \times 2.1$$

$$Q_{mh} = 6.70 \text{ lts/seg}$$

- ✓ Posteriormente se identifica el número de viviendas en cada nudo (2ª. columna de tabla 3.2 y 3.3). Se determina un factor de distribución de cada vivienda, el cual se calcula como el Caudal Medio Diario demandado entre el número de lotes a abastecer.
- ✓ Se obtiene un caudal total por cada nudo y se calcula multiplicando el factor de distribución por el número de viviendas de cada nudo.

- ✓ De esta manera se distribuyen las demandas para cada nudo, este valor se coloca en la siguiente columna llamada “Q Nudo” de la tabla, y representa la demanda de cada nudo por número de viviendas a abastecer.
- ✓ A continuación se muestra, la distribución de caudal medio diario por cada nudo.

$$Q_{md} = 3.19 \frac{Lts}{seg}$$

$$\text{Factor de Distribucion} = \frac{3.19 L/s}{316 viviendas} = 0.01009 \frac{L}{s} * vivienda$$

Tabla 3.2 Cuadro De Gastos Por Nudo En El Sistema Análisis por Gravedad.

Nodos	No. De Viviendas	Factor de Distribución	Q total (LPS) por nudo
1	4	0.01009	0.04
2	63	0.01009	0.64
3	90	0.01009	0.91
4	107	0.01009	1.08
5	147	0.01009	1.48
6	199	0.01009	2.01
7	257	0.01009	2.59
8	316	0.01009	3.19
9	24	0.01009	0.24
10	35	0.01009	0.35
11	27	0.01009	0.27
12	31	0.01009	0.31
13	27	0.01009	0.27
14	25	0.01009	0.25
15	22	0.01009	0.22
16	18	0.01009	0.18
17	17	0.01009	0.17
18	27	0.01009	0.27
19	5	0.01009	0.05
20	11	0.01009	0.11
21	26	0.01009	0.26
22	43	0.01009	0.43
23	59	0.01009	0.60
24	2	0.01009	0.02
25	5	0.01009	0.05
26	10	0.01009	0.10
27	12	0.01009	0.12
28	11	0.01009	0.11

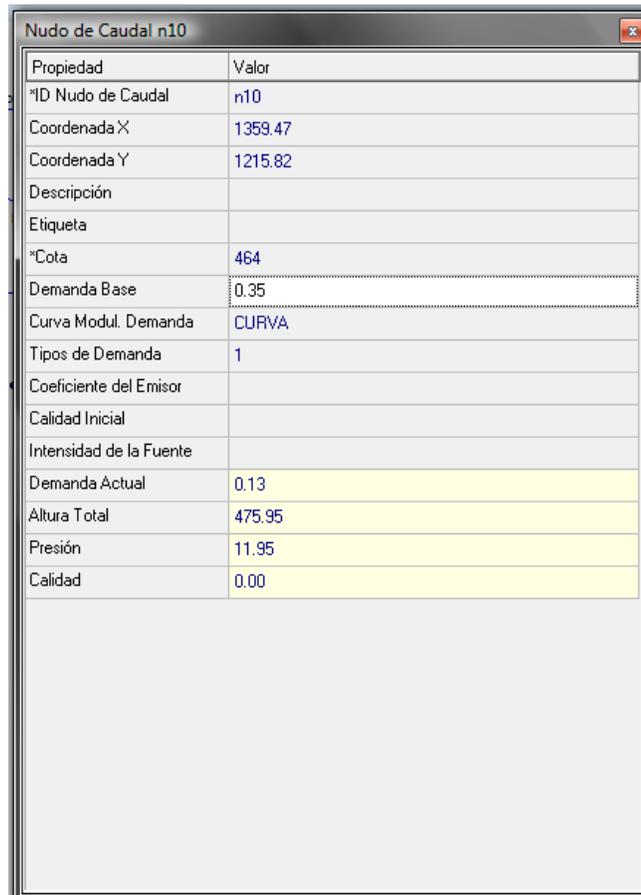
Tabla 3.3 Cuadro De Gastos Por Nodo En El Sistema *Análisis por Bombeo.*

Nodos	No. De Viviendas	Factor de Distribución	Q total (LPS) por nodo
1	316	0.01009	3.19
2	316	0.01009	3.19
3	253	0.01009	2.55
4	226	0.01009	2.28
5	209	0.01009	2.11
6	169	0.01009	1.71
7	117	0.01009	1.18
8	59	0.01009	0.60
9	24	0.01009	0.24
10	35	0.01009	0.35
11	27	0.01009	0.27
12	31	0.01009	0.31
13	27	0.01009	0.27
14	25	0.01009	0.25
15	22	0.01009	0.22
16	18	0.01009	0.18
17	17	0.01009	0.17
18	27	0.01009	0.27
19	5	0.01009	0.05
20	11	0.01009	0.11
21	26	0.01009	0.26
22	43	0.01009	0.43
23	59	0.01009	0.60
24	2	0.01009	0.02
25	5	0.01009	0.05
26	10	0.01009	0.10
27	12	0.01009	0.12
28	11	0.01009	0.11

Por medio de esta tabla se obtiene la demanda de cada uno de los nudos del esquema, aclarando que solo se tiene que colocar la demanda, al nudo que brindara el servicio a

las viviendas, ya que el programa realiza una suma acumulada de las demandas de cada nudo.

- Pulsando doble click en el nudo del esquema, se muestra una tabla de propiedades (Ver Figura 3.18), donde se introducen los valores de la cota y el caudal en cada nudo, además se coloca en cada nudo, el nombre de la curva de modulación la cual se explicara cómo hacer más adelante.



Propiedad	Valor
*ID Nudo de Caudal	n10
Coordenada X	1359.47
Coordenada Y	1215.82
Descripción	
Etiqueta	
*Cota	464
Demanda Base	0.35
Curva Modul. Demanda	CURVA
Tipos de Demanda	1
Coficiente del Emisor	
Calidad Inicial	
Intensidad de la Fuente	
Demanda Actual	0.13
Altura Total	475.95
Presión	11.95
Calidad	0.00

Figura 3.18

Tabla de Propiedades de nudos

✓ **Consumo Diario en la Urbanización del Ejemplo Modelo.**

Caudal medio Diario: **3.19 L/s.**

Consumo medio Diario (V_{md}):

$$V_{md} = Q_{md} * 86400$$

$$V_{md} = 3.19 * 86400$$

$$V_{md} = 275,616 \frac{L}{día}.$$

Consumo medio Horario (V_{mh}):

$$V_{mh} = \frac{V_{md}}{24}$$

$$V_{mh} = \frac{275,616}{24}$$

$$V_{mh} = 11,484 \frac{L}{h}.$$

La curva de distribución horaria de consumo estándar que fue impartida en la materia Abastecimiento de Agua y Alcantarillado será asumida para nuestro ejemplo modelo, la cual para obtenerla se divide el consumo diario del sistema en porcentajes por hora. Este valor en porcentaje representa la cantidad de litros consumidos en esta hora, al dividir este consumo porcentual por el consumo medio horario se obtiene el factor de demanda horario, Calculando:

$$V_h = V_{md} * \%horario$$

$$V_h = 275,616 * 0.01875$$

$$V_h = 5,167.80 \frac{L}{h}.$$

➤ Factor de demanda Horario

$$F_{dh} = \frac{V_h}{V_{mh}}$$

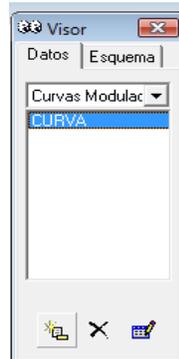
$$F_{dh} = \frac{5,167.8}{11,484} = \mathbf{0.45}$$

Se realiza la misma operación para los subsiguientes porcentajes horarios, de manera que se tiene los siguientes valores de factores de demanda horario.

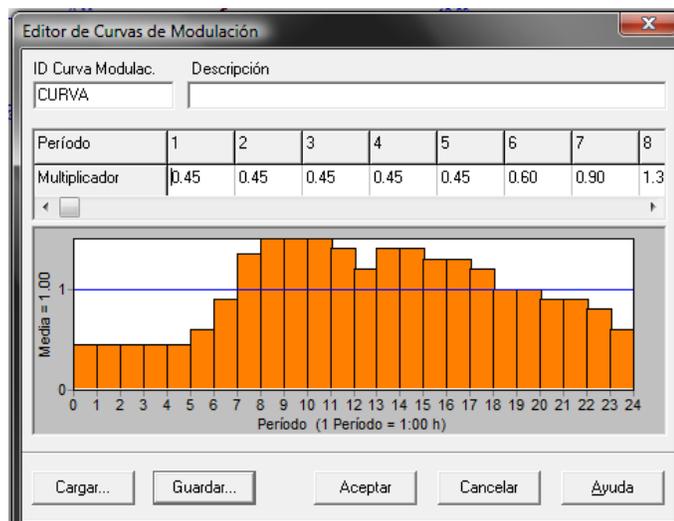
Tabla 3.4 Factor de demanda Horario.

Hora	%	Consumo (L/h)	Factor de demanda horario
0-1	1.88	5,167.80	0.45
1-2	1.88	5,167.80	0.45
2-3	1.88	5,167.80	0.45
3-4	1.88	5,167.80	0.45
4-5	1.88	5,167.80	0.45
5-6	2.50	6,890.40	0.60
6-7	3.75	10,335.60	0.90
7-8	5.63	15,503.40	1.35
8-9	6.25	17,226.00	1.50
9-10	6.25	17,226.00	1.50
10-11	6.25	17,226.00	1.50
11-12	5.83	16,076.68	1.40
12-13	5.00	13,780.80	1.20
13-14	5.83	16,076.68	1.40
14-15	5.83	16,076.68	1.40
15-16	5.42	14,938.39	1.30
16-17	5.42	14,938.39	1.30
17-18	5.00	13,780.80	1.20
18-19	4.17	11,493.19	1.00
19-20	4.17	11,493.19	1.00
20-21	3.75	10,335.60	0.90
21-22	3.75	10,335.60	0.90
22-23	3.33	9,178.01	0.80
23-24	2.50	6,890.40	0.60

- Con la tabla anterior de valores de factor de demanda horario, se tiene que editar en el programa una curva de modulación de caudales.



- Se hace desde el visor de datos, se selecciona la viñeta “curvas de modulación”, y se pulsa botón agregar, para generar la curva, a continuación se introducen los datos, de la tabla a la curva.



- Posteriormente se introduce el nombre de la curva, en cada nudo para que realice la modulación para 24, 48 hasta 72 horas.
- A partir de estos valores, se puede calcular el caudal de demanda horario (Q_{dh}) en esta hora, para cada hora del día, se obtendrá multiplicando el caudal medio diario por el factor de demanda horario. Calculando:

$$Q_{dh} = Q_{md} * F_{dh}$$

$$Q_{dh} = 3.19 * 0.45$$

$$Q_{dh} = 1.44 \frac{L}{s}$$

- Para obtener la cantidad de agua demandada en 1 hora se multiplica el caudal horario por el factor de 3.6 que pasa de L/s a m³. Para conocer los sucesivos caudales horarios en 24 horas se realiza de la misma manera, los cuales se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3.5 Volúmenes de Agua demandada.

Horas del día	Caudal Horario (Lts/seg)	Volumen Horario (m ³)	Volumen Acumulado (m ³)
0-1	1.44	5.184	5.184
1-2	1.44	5.184	10.368
2-3	1.44	5.184	15.552
3-4	1.44	5.184	20.736
4-5	1.44	5.184	25.92
5-6	1.91	6.876	32.796
6-7	2.87	10.332	43.128
7-8	4.31	15.516	58.644
8-9	4.79	17.244	75.888
9-10	4.79	17.244	93.132
10-11	4.79	17.244	110.376
11-12	4.47	16.092	126.468
12-13	3.83	13.788	140.256
13-14	4.47	16.092	156.348
14-15	4.47	16.092	172.44
15-16	4.15	14.94	187.38
16-17	4.15	14.94	202.32
17-18	3.83	13.788	216.108
18-19	3.19	11.484	227.592
19-20	3.19	11.484	239.076
20-21	2.87	10.332	249.408
21-22	2.87	10.332	259.74
22-23	2.55	9.18	268.92
23-24	1.91	6.876	275.796

- Conociendo el volumen total de las 24 horas se dispone a diseñar el tanque de almacenamiento.

3.4.3 CALCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

El tanque será diseñado, para suministro de agua a la urbanización, y se tendrá un volumen de emergencia, por interrupción en el servicio de bombeo por algún fallo.

Tabla 3.6 Tabla de Demanda y Suministro de la red.

Horas	Suministros (Entradas) Q_{bombeo} en %	Demandas (salidas)		
		Demanda Horaria en %	Diferencias	Diferencias Acumuladas
0-1	300	45	255	255
1-2	300	45	255	510
2-3	300	45	255	765
3-4	300	45	255	1020
4-5	300	45	255	1275
5-6	300	60	240	1515
6-7	0	90	-90	1425
7-8	0	135	-135	1290
8-9	0	150	-150	1140
9-10	0	150	-150	990
10-11	0	150	-150	840
11-12	0	140	-140	700
12-13	0	120	-120	580
13-14	0	140	-140	440
14-15	0	140	-140	300
15-16	0	130	-130	170
16-17	0	130	-130	40
17-18	0	120	-120	-80
18-19	0	100	-100	-180
19-20	0	100	-100	-280
20-21	0	90	-90	-370
21-22	0	90	-90	-460
22-23	300	80	220	-240
23-24	300	60	240	0
Total	2400	2400	-	0

✓ **Cálculo para Dimensionamiento del Tanque.**

REGULARIZACION.

$$C_t = \%(+)Ac. + \%(-)Ac.$$

Donde:

C_t = Consumo total (%).

%(+)Ac. = Porcentaje acumulado positivo mayor (%).

%(-)Ac. = Porcentaje acumulado negativo mayor (%).

$$C_t = 1515 + 460$$

$$C_t = 1,975\%.$$

• **Volumen de Regularización.**

$$V_r = C_t \times \frac{3600}{1000} \times Q_{MD}$$

Donde:

Q_{MD} = Caudal máximo diario (L/s).

V = Capacidad del tanque (m^3).

C_t = Consumo total.

$$V_r = 19.75 \times \frac{3600}{1000} \times 4.31$$

$$V_r = 306.441 m^3.$$

El volumen necesario de regularización para el tanque es de $306.441 m^3$, a continuación se obtiene el volumen de emergencia por fallo de suministro, el cual tendrá el valor del volumen consumido diario por la urbanización.

ALMACENAMIENTO POR EMERGENCIA.

Debido a que el tanque de almacenamiento tendrá un volumen de emergencia por interrupción de servicio para 24 horas, se obtiene la capacidad del tanque. Se obtiene el valor de C_t igual a 2,400%, mostrado en la tabla 3.7.

- **Volumen de Almacenamiento por Emergencia.**

$$V_e = C_t \times \frac{3600}{1000} \times Q_{MD}$$

$$V_e = 24.0 \times \frac{3600}{1000} \times 4.31$$

$$V_e = 372.384 \text{ m}^3$$

CAPACIDAD TOTAL DE TANQUE PARA URBANIZACION.

$$V_t = V_r + V_e$$

Donde:

V_t = Capacidad total del tanque de almacenamiento (m^3).

V_r = Capacidad del tanque (m^3).

V_e = Consumo total.

$$V_t = 306.441 + 372.384$$

$$V_t = 678.825 \text{ m}^3.$$

Teniendo el volumen que almacenara el tanque se dispone a calcular, las dimensiones físicas que tendrá dicho tanque.

Se determinará a partir de la fórmula del volumen de un cilindro.

$$Vol.tanque = \frac{\pi D^2}{4} * H$$

$$678.825 = \frac{\pi(12)^2}{4} * H$$

$$H = 6.00213 \text{ m} \cong 6.0 \text{ m.}$$

3.4.3.1 DISEÑO GEOMETRICO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO.

Criterios que se tomaron en cuenta:

- Diámetro de Tanque = 12 m.
- Altura efectiva de Tanque = 6 m.
- Altura de Superficie libre de agua hasta Losa de techo de Tanque = 0.30 m.
- Altura de Deposito de sólidos fondo del tanque = 0.25 m.
- Pendiente establecida en el tanque = 1.5%.
- Tapadera o Boca de Inspección dimensiones de 0.70 m x 0.70 m.

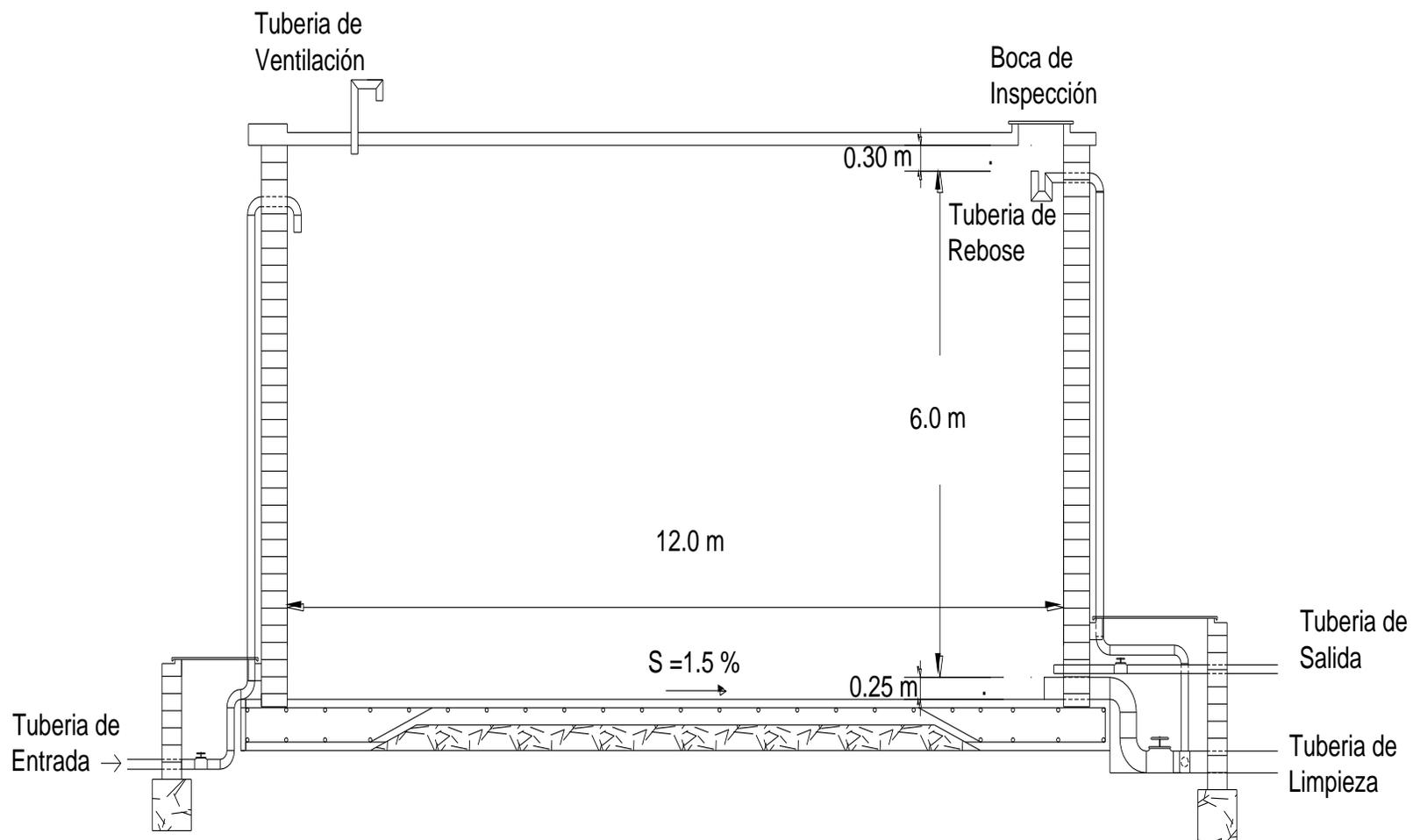


Figura 3.19

Esquema del Tanque de Almacenamiento.

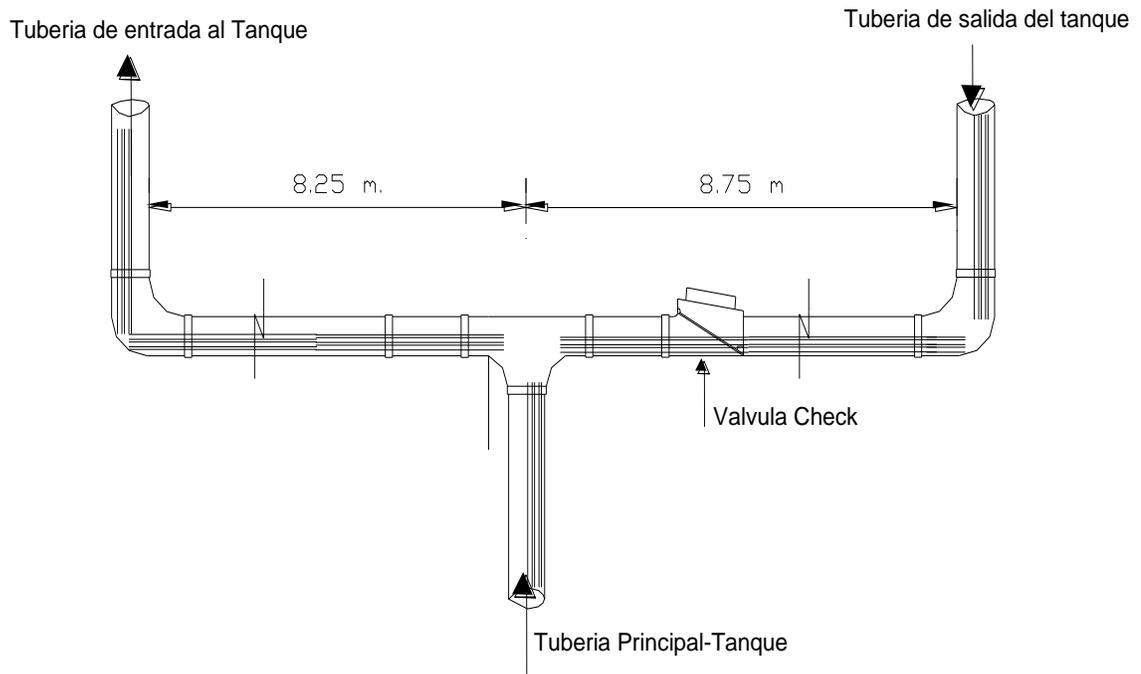


Figura 3.20

Detalle de red principal a Tanque de almacenamiento.

✓ **Diseño de los Componentes del Tanque de Almacenamiento.**

Se dispone a diseñar los diferentes elementos.

• **Tubería de Ventilación.**

Se determina el número de respiraderos de acuerdo a la siguiente tabla.

Tabla 3.7 Número de Respiraderos en Tanques de acuerdo a la variación de Volúmenes

<i>Volumen del Tanque (m³)</i>	<i>Numero de Respiraderos</i>	<i>Diámetro de los Respiraderos (Pulgadas)</i>	<i>Tipos de Accesorios</i>
Hasta 100	1	3	<i>Tipo A</i>
100-500	2	3	
500-1000	2	4	<i>Tipo B</i>
1000-2000	3	4	
2000-6000	3	6	

Fuente: Santos Figueroa, T-UES Guía para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable y sistemas de alcantarillado de aguas negras y lluvias, 2000.

La capacidad del tanque de almacenamiento es de 678.825 m³, por lo tanto se establece dos respiraderos para el tanque, con un diámetro cada uno de 4 pulgadas, tipo B.

$$D_{\text{ventilacion}} = 4 \text{ pulg, Tipo B (2 Respiraderos).}$$

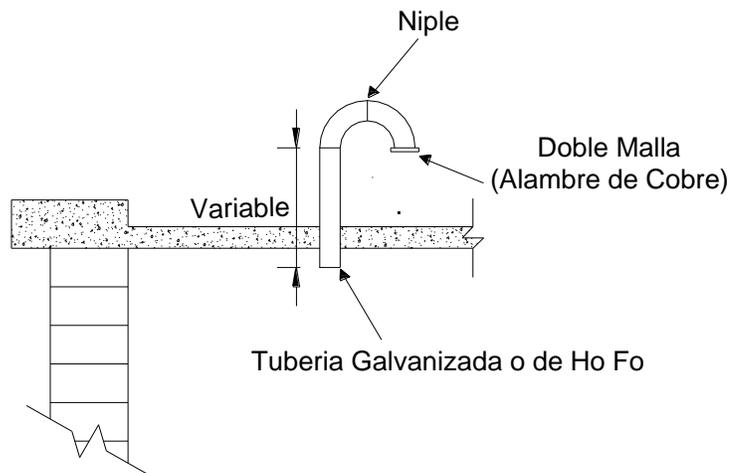


Figura 3.21

Detalle de Tubería de Ventilación tipo A.

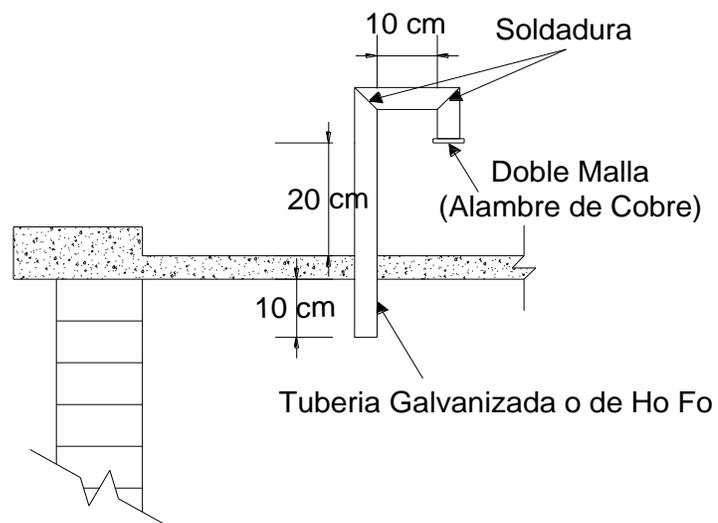


Figura 3.22

Detalle de Tubería de Ventilación tipo B.

- **Tubería de Rebose.**

Sabemos que el caudal máximo suministrado por la bomba es de 13.51 Lts/seg, y el caudal mínimo horario, esta dado por las variaciones de caudal cuando se está bombeando a la red y el tanque, teniéndose un valor de 1.44 Lts/seg, ($Q_{md} * F_{DH}$). a partir de este se determinara, la dimensión de la tubería de rebose. Se determinara a partir de la siguiente fórmula:

$$Q_{Llegada} = Q_{Bombeo} - Q_{min. hor}$$

$$Q_{Llegada} = 13.51 - 1.44$$

$$Q_{Llegada} = 12.07 \frac{L}{s}$$

A partir de este caudal se determina el $Q_{Rebose} = Q_{Llegada}$, de la formula de continuidad sabemos que:

$$Q_{Rebose} = A_{Rebose} \times v_{Rebose}$$

$$A_{Rebose} = \frac{Q_{Rebose}}{v_{Rebose}}$$

$$\frac{\pi}{4} \times D_{Rebose}^2 = \frac{Q_{Rebose}}{v_{Rebose}}$$

$$D_{Rebose} = \sqrt{\frac{4 \times Q_{Rebose}}{\pi \times 1000 \times v_{Rebose}}}$$

Donde:

D_{Rebose} = Diámetro de la tubería de rebose (m)

Q_{Rebose} = Caudal de entrada al tanque (Lts/seg)

v_{Rebose} = Velocidad en la tubería de rebose (1 m/s)

Sustituyendo y Calculando se tiene:

$$D_{Rebose} = \sqrt{\frac{4 \times 12.07}{\pi \times 1000 \times 1}} = 0.12397 \text{ m} \cong 4.88 \text{ pulg}$$

$$D_{Rebose} = 6 \text{ pulg.}$$

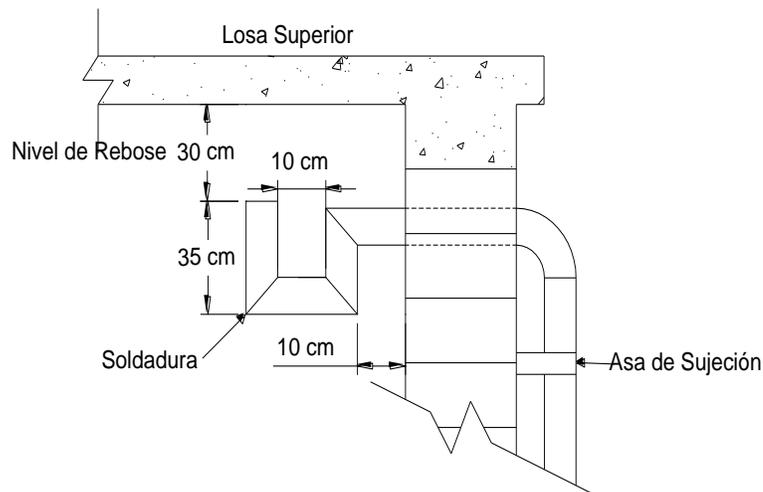


Figura 3.23

Detalle de Tubería de Rebose.

- **Tubería de Limpieza.**

Sirve para dar salida al agua ocupada en el aseo de los tanques o para desalojar el volumen de agua en caso de emergencia. El diámetro de esta cañería debe ser lo suficiente para que el depósito sea vaciado en corto tiempo.

El diseño del diámetro de esta tubería, obedece dos criterios principalmente:

- Limpieza del Tanque
- La Evacuación de los volúmenes almacenados, como producto de una emergencia.

A continuación se muestra una tabla con diámetros recomendados para cañería de limpieza:

Tabla 3.8 Diámetro de Tubería de Limpieza según el volumen de los Tanques

<i>Volumen del Tanque (m³)</i>	<i>Diámetro de la Tubería de Limpieza (Pulgadas)</i>
Hasta 100	6
100-500	8
500-1000	10
1000-2500	12
2500-5000	14
5000-10000	16

Fuente: Santos Figueroa, T-UES Guía para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable y sistemas de alcantarillado de aguas negras y lluvias, 2000.

De acuerdo a esta tabla el volumen almacenado del tanque esta en 500 y 1,000 m³, por lo tanto la tubería de limpieza tendrá una dimensión de 10 Pulg.

$$D_{Limpieza} = 10 \text{ pulg.}$$

- **Tapadera.**

Se dejara en la losa de cubierta y tendrá dimensiones adecuadas para permitir un acceso fácil al interior del depósito. Con una dimensión de 70 cm x 70 cm.

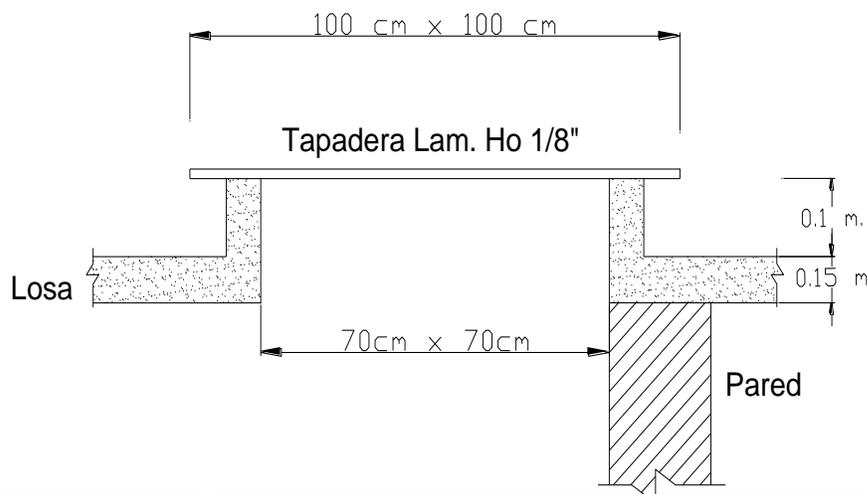


Figura 3.24

Detalle de Tapadera de Tanque de Almacenamiento.

3.4.4 DIAMETROS DE LA RED DE ABASTECIMIENTO.

Se utilizara el gradiente hidráulico máximo, a partir de la longitud total de la tubería y la carga disponible, de los dos sistemas que funcionaran en la red de abastecimiento, y se seleccionara el más desfavorable para el diseño de los diámetros. Para determinar el diámetro de las tuberías el cual se obtendrá utilizando la formula de Hazen-William.

$$H_f = \frac{1734.895 Q^{1.85} L}{C^{1.85} D^{4.87}}$$

Donde:

H_f = Altura perdida a lo largo de la tubería (m).

Q = Caudal que circula en la tubería (L/s).

C = Coeficiente de Hazen-William según tipo de tubería (Adimensional).

D = Diámetro de la tubería (pulg).

L = Longitud del tramo de la tubería (m).

1734.895 Factor de conversión.

Gradiente Hidráulico Máximo.

$$S_{max} = \frac{H_d}{L_{et}}$$

Donde:

S_{max} = Gradiente Hidráulico Máximo (m/m).

H_d = Altura Disponible en el sistema (m).

L_{et} = Longitud Equivalente de tubería y accesorios (m).

✓ **Análisis por Gravedad.**

Tanque alimentando a la red de abastecimiento, tramo desde el tanque hasta el inicio de la red, se selecciono como punto más desfavorable de la red el nudo “n10”, debido a que su cota es la más alta del sistema de red, y posee la longitud más larga.

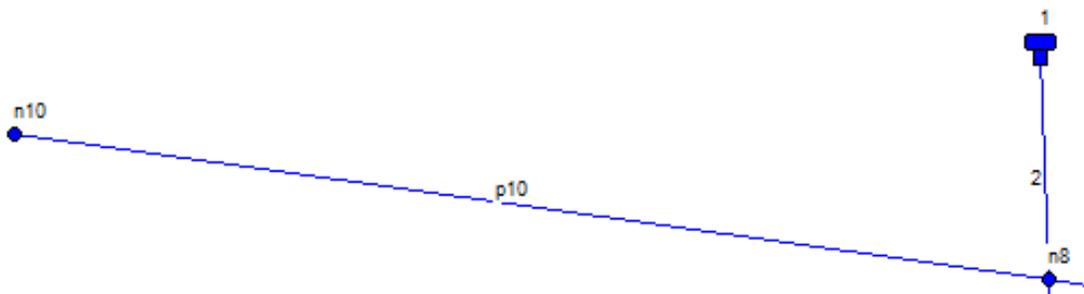


Figura 3.25

Esquema de Nudo 10 (Condición más desfavorable).

Carga Disponible.

- $H_D = Cota\ Tanque - Cota\ nudo\ n10 - P_{s_{n10}} - H_{desnivel_{nudo(8-10)}}$

$$H_D = 480 - 465 - 10 - 2$$

$$H_D = 4\ m.$$

Longitud Equivalente Tramo desde Tanque a Nudo n10 (punto más desfavorable).

- $Let = Lt(T - n10) * 1.2$

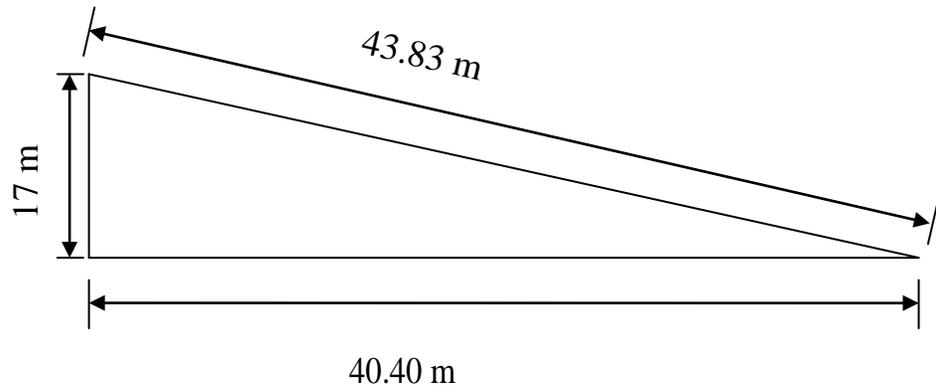
- TRAMO (Tanque-Nudo n8).

$$Diferencia\ de\ Nivel = Cota\ Tanque - Cota\ Nudo\ n8$$

$$Diferencia\ de\ Nivel = 480 - 463 = 17\ m.$$

Longitud en plano = 40.40 m.

$$\text{Longitud Real} = \sqrt{(40.40)^2 + (17)^2} = 43.83\text{m}$$



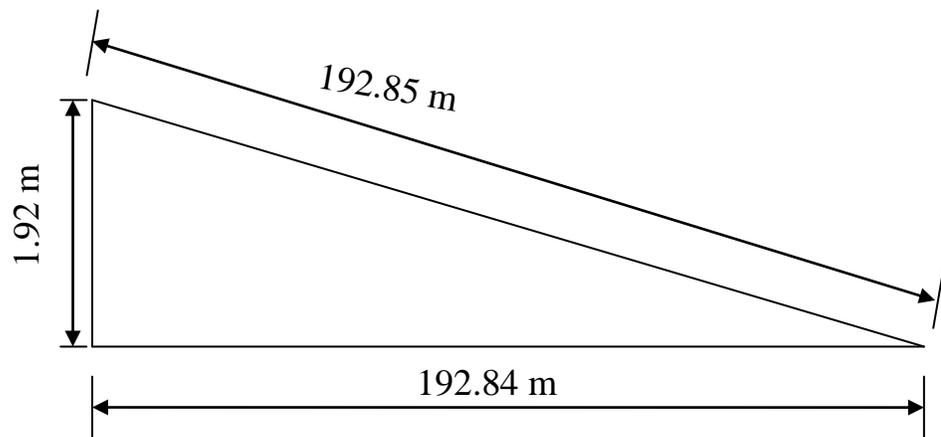
- TRAMO (Nudo n8-Nudo n10).

Diferencia de Nivel = Cota Nudo n10 – Cota Nudo n8

$$\text{Diferencia de Nivel} = 464.92 - 463 = 1.92\text{ m.}$$

Longitud en plano = 192.84 m.

$$\text{Longitud Real} = \sqrt{(192.84)^2 + (1.92)^2} = 192.85\text{ m}$$



- Suponiendo un factor del 20% de Longitud equivalente por accesorios.

$$L_{et} = (43.83 \text{ m} + 192.85 \text{ m}) * 1.2$$

$$L_{et} = 284.02 \text{ m.}$$

$$S_{max_T} = \frac{H_D}{L_{et}}$$

$$S_{max_T} = \frac{4}{284.02}$$

$$S_{max_T} = 0.01408 \frac{m}{m}$$

A partir de los datos anteriores se dispondrá a dimensionar los diámetros de las tuberías del esquema, a partir del más desfavorable en este caso el gradiente hidráulico máximo del tanque, además se diseñaran la tuberías con el **Caudal Máximo Horario** circulante en el sistema, para esto se presenta las siguiente tabla con los valores de caudal por nudo.

Calculando distribución por cada nudo de caudal máximo horario:

$$Q_{mh} = 6.70 \frac{Lts}{seg}$$

$$Factor \ de \ Distribucion = \frac{6.70 \ L/s}{316 \ viviendas} = 0.02120 \frac{L}{s} * vivienda$$

Tabla 3.9 Cuadro de Gastos en la red Análisis Gravedad.

<i>Nudos "n"</i>	<i>Nº de Viviendas por cada nudo.</i>	<i>Factor de Distribución.</i>	<i>Q (LPS) Nudo.</i>
1	4	0.02120	0.08
2	63	0.02120	1.34
3	90	0.02120	1.91
4	107	0.02120	2.27
5	147	0.02120	3.12
6	199	0.02120	4.22
7	257	0.02120	5.45
8	316	0.02120	6.70
9	24	0.02120	0.51
10	35	0.02120	0.74
11	27	0.02120	0.57
12	31	0.02120	0.66
13	27	0.02120	0.57
14	25	0.02120	0.53
15	22	0.02120	0.47
16	18	0.02120	0.38
17	17	0.02120	0.36
18	27	0.02120	0.57
19	5	0.02120	0.11
20	11	0.02120	0.23
21	26	0.02120	0.55
22	43	0.02120	0.91
23	59	0.02120	1.25
24	2	0.02120	0.04
25	5	0.02120	0.11
26	10	0.02120	0.21
27	12	0.02120	0.25
28	11	0.02120	0.23

- Para encontrar el diámetro de la tubería, se determinara en base al caudal circulando, $C = 140$ (Coeficiente para tuberías de PVC) y el Gradiente Hidráulico máximo obtenido del análisis por gravedad.

Se tiene de Hazen-Williams:

$$H_f = \frac{1734.895 Q^{1.85} L}{C^{1.85} D^{4.87}}$$

Despejando “D” se tiene:

$$D = \left[\frac{1734.895 Q^{1.85}}{C^{1.85} S_{max}} \right]^{0.20534}$$

- Para tubería (8) entre el Tanque de Almacenamiento y nudo 8 se tiene:
 - Caudal circulante = 6.70 L/s.
 - Gradiente Hidráulico máximo = 0.01408 m/m.
 - C = 140 para tuberías de PVC.

$$D = \left[\frac{1734.895 \cdot 6.70^{1.85}}{140^{1.85} * 0.01408} \right]^{0.20534} = 3.498 \text{ Pulg} \cong 3 \frac{1}{2} \text{ Pulg.}$$

$$D = 3 \frac{1}{2} \text{ Pulg} = 88.9 \text{ mm.}$$

- A continuación se muestra las tablas con los valores de los diámetros de las tuberías que forman el esquema de la red de abastecimiento. (Se hizo el cálculo de los diámetros para el análisis GRAVEDAD).

- Tabla 3.10 Cuadro de Diámetros del esquema (Análisis por Gravedad).

<i>Tuberías "P"</i>	<i>Q (LPS) Nudo.</i>	<i>Diámetro teórico de la tubería (pulg).</i>	<i>Diámetro Comercial (pulg).</i>	<i>Diámetro Comercial (mm).</i>
1	0.08	0.67	0.75	19.05
2	1.34	1.90	2.00	50.80
3	1.91	2.17	2.50	63.50
4	2.27	2.32	2.50	63.50
5	3.12	2.62	3.00	76.20
6	4.22	2.93	3.00	76.20
7	5.45	3.23	3.50	88.90
8	6.70	3.50	3.50	88.90
9	0.51	1.31	1.50	38.10
10	0.74	1.52	2.00	50.80
11	0.57	1.37	1.50	38.10
12	0.66	1.45	1.50	38.10
13	0.57	1.37	1.50	38.10
14	0.53	1.33	1.50	38.10
15	0.47	1.27	1.50	38.10
16	0.38	1.18	1.25	31.75
17	0.36	1.15	1.25	31.75
18	0.57	1.37	1.50	38.10
19	0.11	0.72	0.75	19.05
20	0.23	0.98	1.00	25.40
21	0.55	1.35	1.50	38.10
22	0.91	1.64	2.00	50.80
23	1.25	1.85	2.00	50.80
24	0.11	0.72	0.75	19.05
25	0.21	0.94	1.00	25.40
26	0.25	1.01	1.25	31.75
27	0.23	0.98	1.00	25.40
28	0.04	0.51	0.75	19.05

✓ **Análisis por Bombeo.**

Bomba alimentando a la red de abastecimiento, tramo desde inicio de red hasta el tanque.

Altura de Bombeo.

- $H_B = \text{Cota Tanque} - \text{Cota Nudo 1} + Ps \text{ al tanque} + Hp_{tuberia}$

Donde:

H_B = Altura de Bombeo que alcanzara la bomba.

Cota Tanque = Elevación a la que se encuentra el tanque de almacenamiento.

Cota Nudo 1 = Elevación a la que se encuentra el “nudo1” punto más desfavorable del sistema.

$H_{p_{tuberia}}$ = Pérdidas a lo largo de la tubería por fricción y accesorios.

$$H_B = 480 - 459.5 + 6 + Hp_{tuberia}$$

$$H_B = 26.5 \text{ m.} + Hp_{tuberia}$$

NOTA:

Debido a que la bomba tiene que suministrar agua al tanque, y a la red simultáneamente durante 8 horas de 10 P.M. a 6 A.M, el caudal circulante en la red principal será tal que abastezca el tanque, y proporcione el servicio a la red del sistema.

- **Caudal Regulación.**

Volumen Regulación = 306.441 m³

$$Q_{\text{Bombeo}(\text{Tanque})} = \frac{306.441 \text{ m}^3}{8} = 38.305 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}.$$

$$Q_{\text{Bombeo}(\text{Tanque})} = \frac{38.305}{3.6} = 10.64 \frac{\text{L}}{\text{s}}.$$

- **Caudal Suministrado a la Red.**

Se puede observar en la tabla de Factor de Variación horario, Tabla 3.5, que en el horario establecido para el bombeo de la red y el tanque, el valor más alto de factor de variación de la demanda es igual a 0.9 Qmd (Caudal medio diario).

$$Q_{\text{Bombeo}(\text{red})} = 0.9 * 3.19 = 2.87 \frac{\text{L}}{\text{s}}.$$

- **Caudal Total.**

Caudal que suministrara la bomba será la suma del caudal de Bombeo a la red y el caudal de Bombeo del tanque de almacenamiento.

$$Q_{\text{Bombeo}(\text{Total})} = Q_{\text{Bombeo}(\text{tanque})} + Q_{\text{Bombeo}(\text{red})}$$

$$Q_{\text{Bombeo}(\text{Total})} = 10.64 + 2.87$$

$$Q_{\text{Bombeo}(\text{Total})} = 13.51 \frac{\text{L}}{\text{s}}.$$

Caudal necesario para abastecer la urbanización es de **13.51 L/s.**

Caudal suministrado entidad que brinda el servicio **15 L/s > 13.51 L/s ok!!**

Tabla 3.11 Cuadro de Gastos Análisis Bombeo.

<i>Nudos "n"</i>	<i>Nº de Viviendas por cada nudo.</i>	<i>Factor de Distribución.</i>	<i>Q (LPS) Nudo.</i>
1	316	0.02120	13.51
2	316	0.02120	13.51
3	253	0.02120	12.94
4	226	0.02120	12.69
5	209	0.02120	12.54
6	169	0.02120	12.18
7	117	0.02120	11.70
8	59	0.02120	11.18
9	24	0.02120	0.51
10	35	0.02120	0.74
11	27	0.02120	0.57
12	31	0.02120	0.66
13	27	0.02120	0.57
14	25	0.02120	0.53
15	22	0.02120	0.47
16	18	0.02120	0.38
17	17	0.02120	0.36
18	27	0.02120	0.57
19	5	0.02120	0.11
20	11	0.02120	0.23
21	26	0.02120	0.55
22	43	0.02120	0.91
23	59	0.02120	1.25
24	2	0.02120	0.11
25	5	0.02120	0.21
26	10	0.02120	0.25
27	12	0.02120	0.23
28	11	0.02120	0.04

- Para encontrar el diámetro de la tubería de la red central de distribución, se determinara en base al caudal circulando, y a las restricciones de velocidad que

se establecen en la “Propuesta de Parámetros de Diseño”, utilizando la formula de velocidad, para las demás tuberías que forman el sistema, se determino como condición más desfavorable el análisis por GRAVEDAD, es por esto que los diámetros de las tuberías son iguales.

$$V = 1.9735 \left(\frac{Q}{D^2} \right)$$

Donde:

V = Velocidad en la tubería (m/s).

Q = Caudal que transporta la tubería (L/s).

D = Diámetro de la tubería (Pulg).

- Para tubería 1 Asumiendo diámetro de 4 pulg. con un caudal de 13.51 L/s.

$$V = 1.9735 \left(\frac{13.51}{4^2} \right)$$

$$V = 1.67 \frac{m}{s} > 1.5 \frac{m}{s}.$$

No cumple con la velocidad máxima, Aumentar diámetro comercial a 6”.

- Para tubería 1 Asumiendo diámetro de 6 pulg. con un caudal de 13.51 L/s.

$$V = 1.9735 \left(\frac{13.51}{6^2} \right)$$

$$V = 0.74 \frac{m}{s} < 1.5 \frac{m}{s}.$$

Cumple con condición de velocidad máxima, “ok”.

- Se realizan los cálculos para los diámetros sucesivos.

A continuación se muestra las tablas con los valores de los diámetros de las tuberías que forman el esquema de la red de abastecimiento. (Se hizo el cálculo de los diámetros para el análisis BOMBEO).

Tabla 3.12 Cuadro de Diámetros del esquema (Análisis por bombeo).

<i>Tuberías "P"</i>	<i>Q (LPS) Nudo.</i>	<i>Diámetro Comercial (pulg).</i>	<i>Diámetro Comercial (mm).</i>	<i>Velocidad (m/s).</i>
1	13.51	6.00	152.40	0.74
2	13.51	6.00	152.40	0.74
3	12.94	6.00	152.40	0.71
4	12.69	6.00	152.40	0.70
5	12.54	6.00	152.40	0.69
6	12.18	4.00	101.60	1.50
7	11.70	4.00	101.60	1.44
8	11.18	4.00	101.60	1.38
9	0.51	1.50	38.10	0.21
10	0.74	2.00	50.80	0.17
11	0.57	1.50	38.10	0.24
12	0.66	1.50	38.10	0.27
13	0.57	1.50	38.10	0.24
14	0.53	1.50	38.10	0.22
15	0.47	1.50	38.10	0.19
16	0.38	1.25	31.75	0.23
17	0.36	1.25	31.75	0.22
18	0.57	1.50	38.10	0.24
19	0.11	0.75	19.05	0.18
20	0.23	1.00	25.40	0.22
21	0.55	1.50	38.10	0.23
22	0.91	2.00	50.80	0.21
23	1.25	2.00	50.80	0.29
24	0.11	0.75	19.05	0.18
25	0.21	1.00	25.40	0.20
26	0.25	1.25	31.75	0.15
27	0.23	1.00	25.40	0.22
28	0.04	0.75	19.05	0.07

NOTA: Cabe resaltar que para ambos análisis, el diámetro de las tuberías que forman la red central del esquema, sus diámetros varían, y esto se debe, a la cantidad de caudal que transportan, tanto para el análisis por BOMBEO como por GRAVEDAD, es por esto que se hará una comparación de diámetros, asignándole el diámetro de mayor dimensión a las tuberías que forman el sistema de red de abastecimiento.

Tabla 3.13 Cuadro comparativo de Diámetros del esquema.

<i>Tuberías "P"</i>	<i>Diámetro Comercial, análisis por Bombeo (pulg).</i>	<i>Diámetro Comercial, análisis por Gravedad (pulg).</i>	<i>Diámetro Comercial asignado, (pulg).</i>	<i>Diámetro Comercial (mm).</i>
1	6.00	0.75	6.00	152.40
2	6.00	2.00	6.00	152.40
3	6.00	2.50	6.00	152.40
4	6.00	2.50	6.00	152.40
5	6.00	3.00	6.00	152.40
6	4.00	3.00	4.00	101.60
7	4.00	3.50	4.00	101.60
8	4.00	3.50	4.00	101.60
9	1.50	1.50	1.50	38.10
10	2.00	2.00	2.00	50.80
11	1.50	1.50	1.50	38.10
12	1.50	1.50	1.50	38.10
13	1.50	1.50	1.50	38.10
14	1.50	1.50	1.50	38.10
15	1.50	1.50	1.50	38.10
16	1.25	1.25	1.25	31.75
17	1.25	1.25	1.25	31.75
18	1.50	1.50	1.50	38.10
19	0.75	0.75	0.75	19.05
20	1.00	1.00	1.00	25.40
21	1.50	1.50	1.50	38.10
22	2.00	2.00	2.00	50.80
23	2.00	2.00	2.00	50.80
24	0.75	0.75	0.75	19.05
25	1.00	1.00	1.00	25.40
26	1.25	1.25	1.25	31.75
27	1.00	1.00	1.00	25.40
28	0.75	0.75	0.75	19.05

- De esta manera se calculan las dimensiones de las tuberías para el esquema de la red de abastecimiento en EPANET, la cual se tiene que introducir en el cuadro de propiedades, los parámetros a introducir en el cuadro de propiedades de tuberías son: la rugosidad del material, el diámetro de la tubería en milímetros y la longitud de la tubería, a continuación se muestra la tabla de propiedades para una tubería en el esquema de red de abastecimiento, mostrado en la figura 3.26.

Propiedad	Valor
*ID Tubería	p1
*Nudo Inicial	n1
*Nudo Final	n2
Descripción	
Etiqueta	
*Longitud	41.39
*Diámetro	152.4
*Rugosidad	140
Coef. Pérdidas Menores	0
Estado Inicial	Abierta
Coef. Reacción en el Medio	
Coef. Reacción en la Pared	
Caudal	Sin Valor
Velocidad	Sin Valor
Pérdida Unitaria	Sin Valor
Factor Fricción	Sin Valor
Velocidad de Reacción	Sin Valor
Calidad	Sin Valor
Estado	Sin Valor

Figura 3.26

Tabla de Propiedades para Tubería.

3.4.5 DISEÑO DE LA BOMBA.

✓ Potencia y Curva de Comportamiento de la Bomba.

Teniendo los diámetros de la tubería, se puede calcular las pérdidas a través de la línea, con los datos anteriores se puede obtener la potencia de la bomba:

$$P = \frac{\gamma_{H_2O} * Q * H}{76 * e}$$

Donde:

P = Potencia de la bomba (HP).

γ = Gravedad específica del agua (1,000 Kg/m³).

Q = Caudal que suministrará la bomba (m³/seg).

H = Altura dinámica de la bomba (m).

e = Eficiencia de la bomba (50%).

76 Factor de Conversión a H.P.

Se tiene de Hazen-Williams:

$$H_f = \frac{1734.895 Q^{1.85} L}{C^{1.85} D^{4.87}}$$

- Para tubería 1 está ubicada entre Nudo 1 y Nudo 2.
 - Caudal circulante = 13.51 L/s.
 - Diámetro de la tubería 6 pulg.
 - C = 140 para tuberías de PVC.
 - Longitud de la tubería = 41.32 m.
 - $Let = (41.32) * 1.2 = 49.58 m$.

$$H_f = \frac{1734.895 Q^{1.85} L}{C^{1.85} D^{4.87}}$$

Calculando:

$$H_f = \frac{1734.895 \cdot 13.51^{1.85} (49.58)}{(140)^{1.85} (6)^{4.87}}$$

$$H_f = 0.18 \text{ m.}$$

- De esta manera se calcula la pérdida por fricción de las tuberías que forman la red central, a continuación se presenta un cuadro con las pérdidas a lo largo de la tubería, considerando tubería de *Impulsión* de Hierro Fundido con un C = 100.

Tabla 3.14 Pérdidas en las tuberías de la red central.

<i>Tuberías "P"</i>	<i>Diámetro Comercial a cambiar, (pulg)</i>	<i>Q (LPS) Nudo</i>	<i>Longitud (m)</i>	<i>Longitud Equivalente(m)</i>	<i>Pérdida (m)</i>
Impulsión	6.00	13.51	25.37	30.44	0.11
1	6.00	13.51	41.32	49.58	0.18
2	6.00	13.51	48.26	57.91	0.22
3	6.00	12.94	88.08	105.70	0.36
4	6.00	12.69	50.19	60.23	0.20
5	6.00	12.54	49.91	59.89	0.19
6	4.00	12.18	49.91	59.89	1.33
7	4.00	11.70	49.91	59.89	1.23
8	4.00	11.18	40.40	48.48	0.92
<i>Pérdida Total</i>					<i>4.74</i>

➤ Cálculo de la potencia:

Caudal = 13.51 lts/s = 0.01351 m³/s = 810.60 lts/min = 405.3 Lts/min para 2 bombas.

Eficiencia = 50 %.

H = H_b + Pérdida total = 26.5 + 4.74 = **31.24 m.**

$$P = \frac{\gamma_{H_2O} * Q * H}{76 * e}$$

$$P = \frac{1,000 * 0.01351 * 31.24}{76 * 0.5}$$

$$P = 11.107 \text{ H.P.}$$

- Para el sistema de Bombeo, se instalarán dos bombas de la misma capacidad, la cuales suministrarán el servicio de agua potable a la urbanización, adicionalmente se tendrá un equipo de bombeo con las mismas características que las bombas en funcionamiento, y se pondrá en marcha cuando exista algún fallo en una de las bombas.

- **Potencia de la Bomba.**

$$P = \frac{11.107}{2} = 5.554 \text{ H.P.}$$

- **Análisis Económico De Bombas**

Tabla 3.15 Análisis de Precios de Bombas.

Modelo	Potencia (HP)	Capacidad (L/min)	Eficiencia (%)	Numero de Bombas a Instalar	Precio (\$)	Costo Total (\$)
<u>C-5502</u>	<u>5</u>	<u>410</u>	<u>54</u>	<u>3</u>	<u>\$ 800.29</u>	<u>\$2,400.87</u>
2P1502-MEAU	15	820	47	2	\$ 1,750.55	\$3,501.10

- Después de realizar el análisis económico de bombas, investigadas en el mercado comercial, la cuales cumplen con las características de diseño, se eligió el modelo de bomba **C-5502ME**, una bomba con eficiencia del 54%, altura dinámica hasta de 33 m, gasto de 410 lts/min (Litros por minuto), 60 ciclos de energía eléctrica, 220 volts, y una potencia de 5 H.P. (ver Anexo A.5).

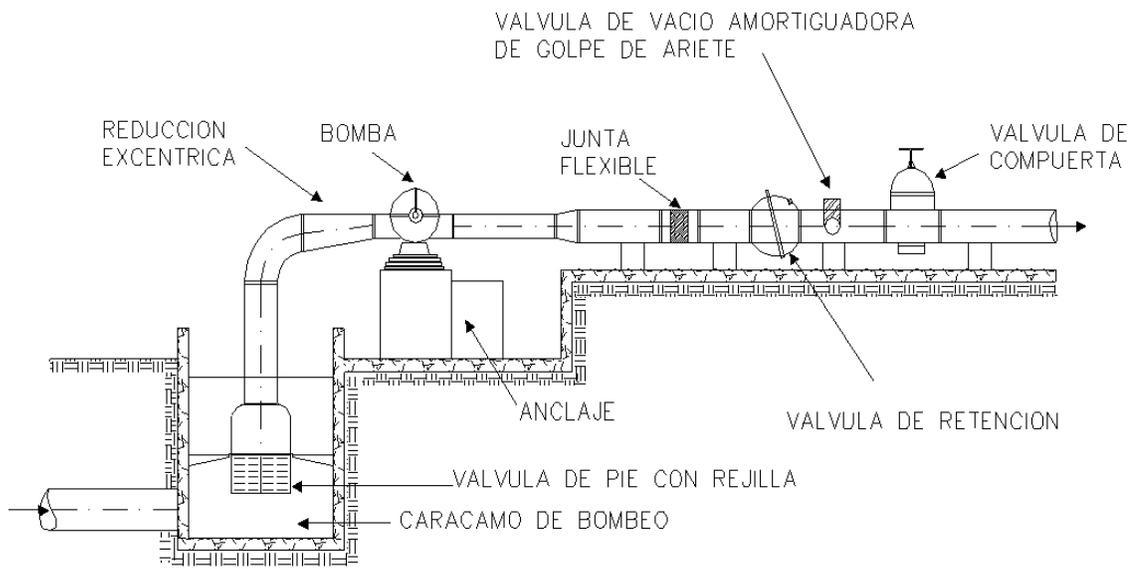


Figura 3.27

Esquema de Equipo de Bombeo.

- **Creación de la Curva de Comportamiento de la Bomba (EPANET).**

- En el visor de datos, seleccionar la opción curvas de comportamiento y pulsar el

botón “añadir”



- Posteriormente introducir los datos de caudal y altura con los que se calculo la potencia de la bomba, a continuación asignar el nombre de la curva de comportamiento de la bomba.

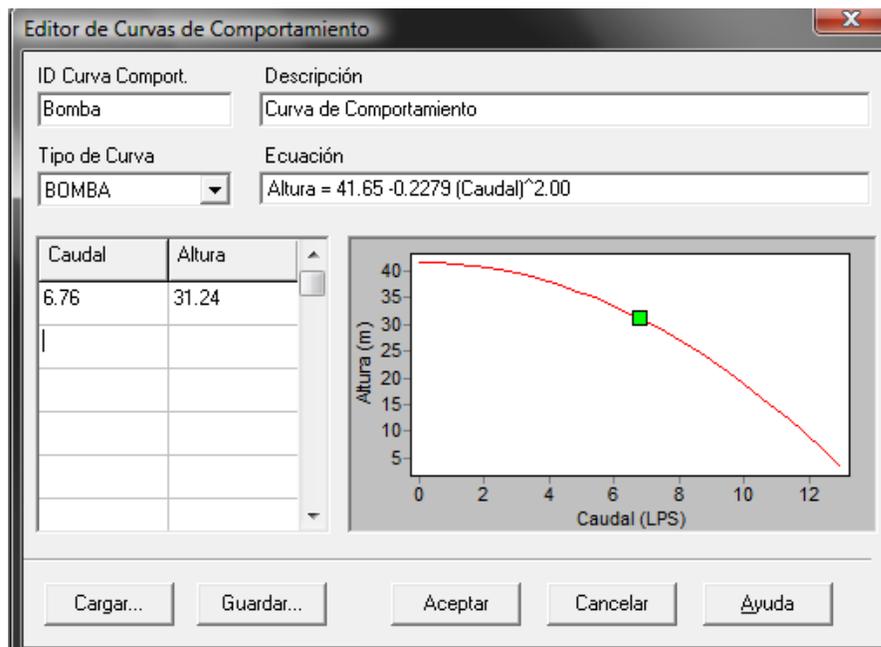


Figura 3.28

Editor de curvas de comportamiento para bombas.

- Con todos los datos anteriores asignados, se puede comenzar el análisis en EPANET, del esquema de la red de abastecimiento hasta 72 horas, pulsando en el siguiente botón , a continuación se muestran imágenes, tablas y graficas del esquema de red, teniendo en cuenta que para el análisis se tiene que el tanque estará con una altura inicial de 0 m, y el inicio del análisis será a las 0 horas. (12 A.M.) Del día 1.

Figura 3.29

Esquema de Cotas en la red de distribución.

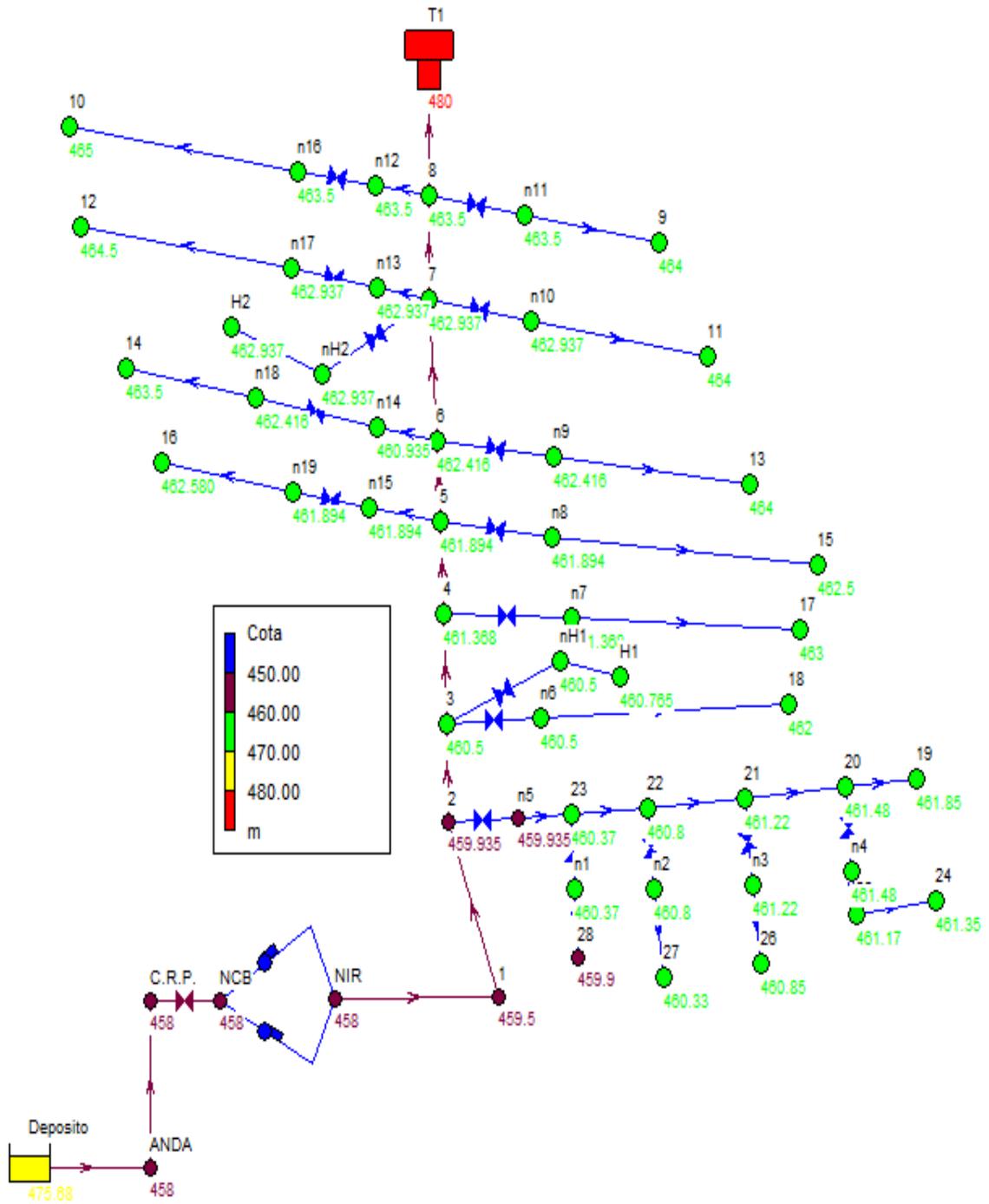


Figura 3.30

Esquema de presiones en la red de distribución, (día 1).

- Hora 1:00 A.M.

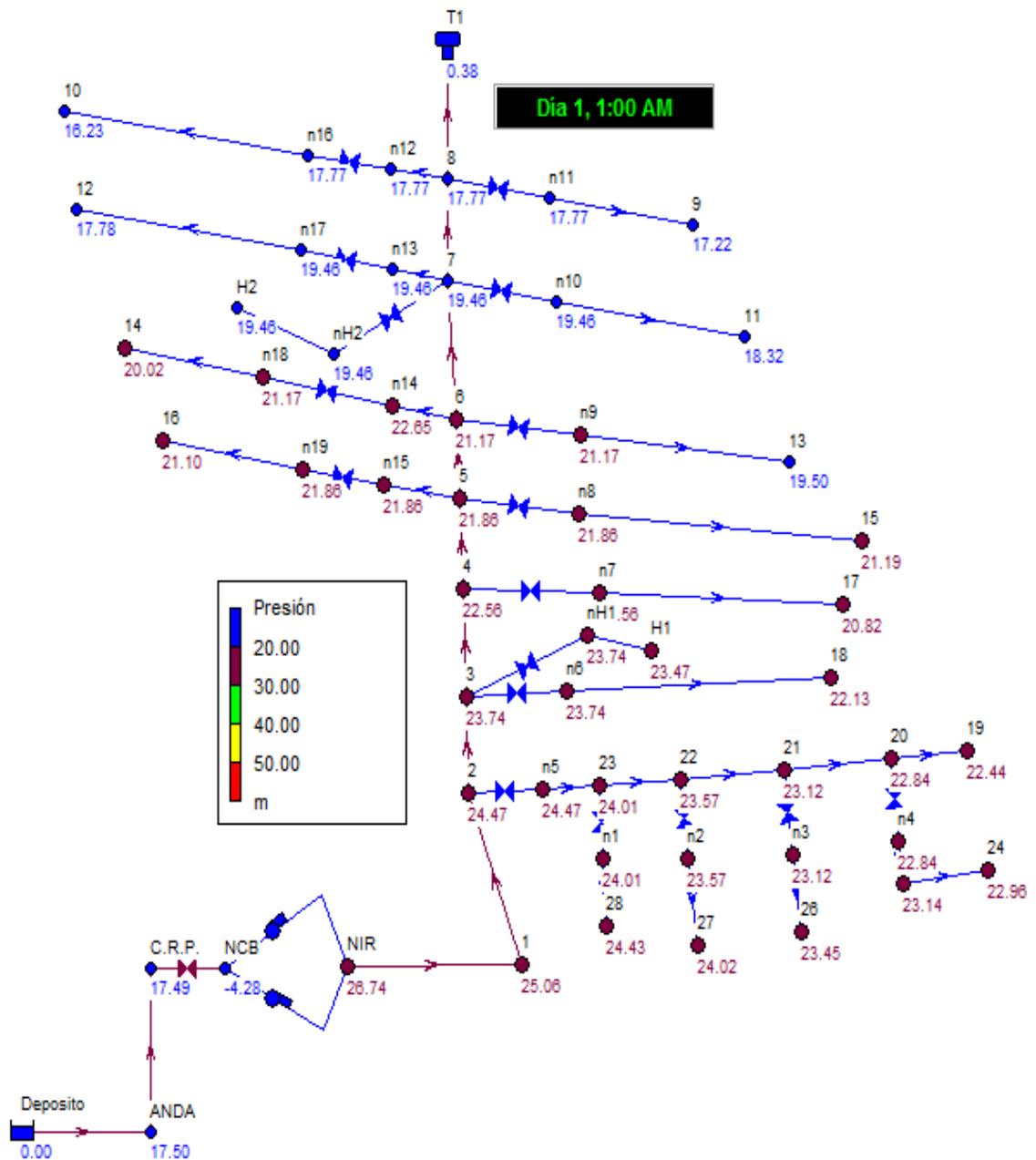


Figura 3.31

Esquema de presiones en la red de distribución, (día 1).

- Hora 5:00 A.M.

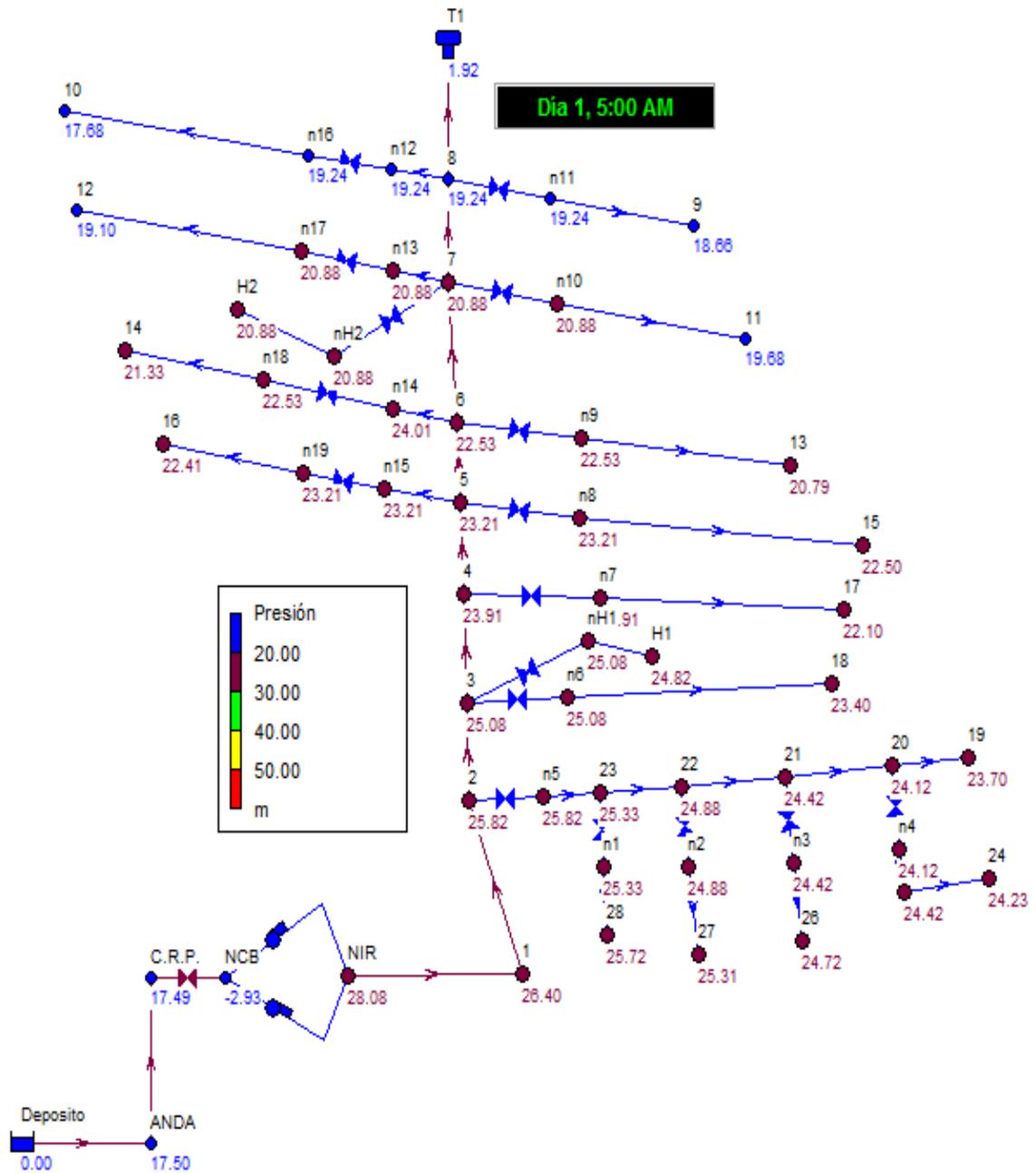


Figura 3.32

Esquema de presiones en la red de distribución, (día 1).

- Hora 12:00 M.

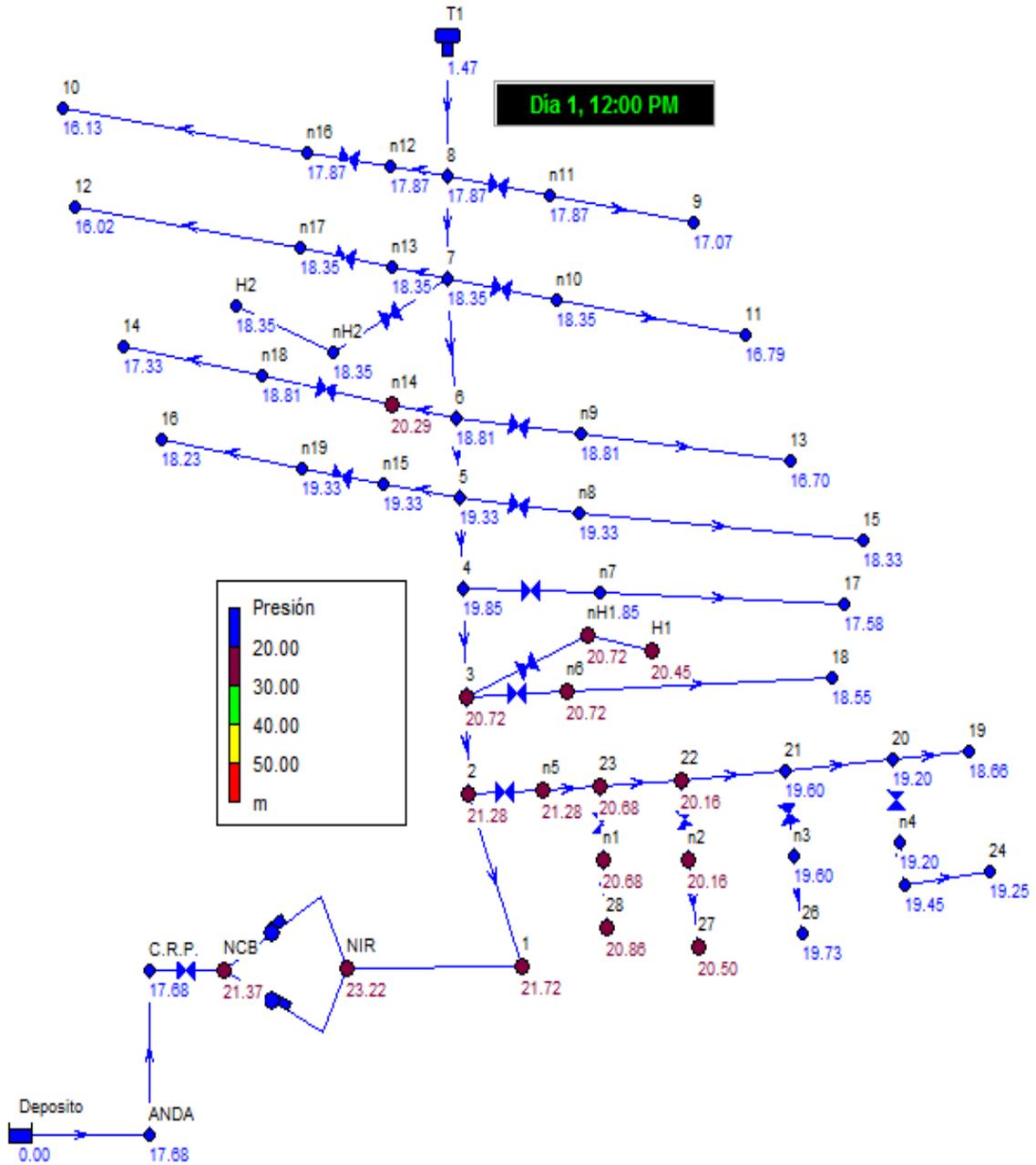


Figura 3.33

Esquema de presiones en la red de distribución, (día 1).

- Hora 6:00 P.M.

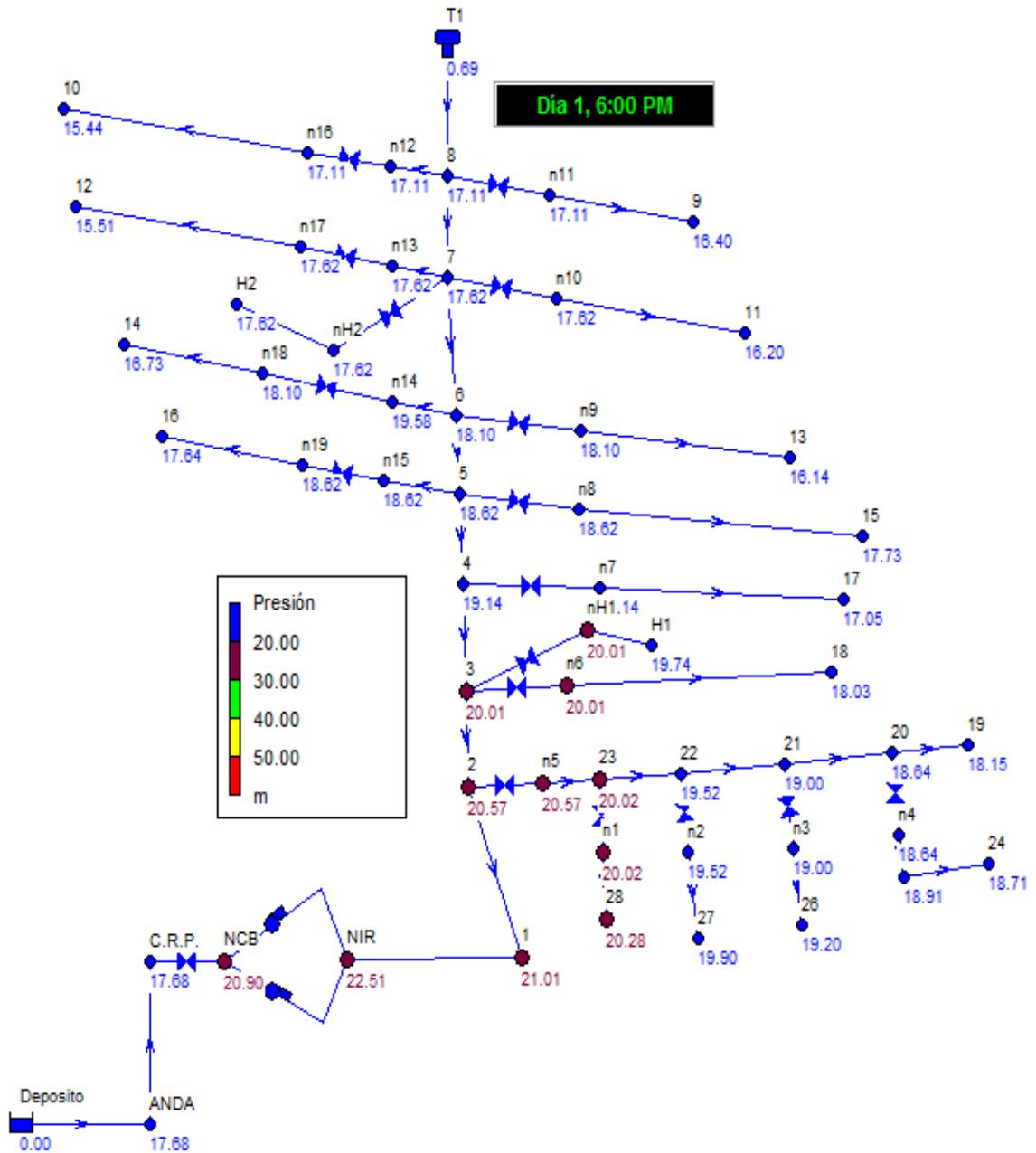


Tabla 3.16 Estados de los nudos de la red.

Estado de los Nudos de la Red a las 1:00 Horas.				
ID Nudo "n"	Cota (m)	Demanda (LPS)	Altura (m)	Presión (m.c.a.)
1	459.500	0.020	484.560	25.060
2	459.935	0.000	484.410	24.470
3	460.500	0.000	484.240	23.740
4	461.368	0.000	483.930	22.560
5	461.894	0.000	483.750	21.860
6	462.416	0.000	483.580	21.170
7	462.937	0.000	482.400	19.460
8	463.500	0.000	481.270	17.770
9	464.000	0.110	481.220	17.220
10	465.000	0.160	481.230	16.230
11	464.000	0.120	482.320	18.320
12	464.500	0.140	482.280	17.780
13	464.000	0.120	483.500	19.500
14	463.500	0.110	483.520	20.020
15	462.500	0.100	483.690	21.190
16	462.580	0.080	483.680	21.100
17	463.000	0.080	483.820	20.820
18	462.000	0.120	484.130	22.130
19	461.850	0.020	484.290	22.440
20	461.480	0.000	484.320	22.840
21	461.220	0.020	484.340	23.120
22	460.800	0.020	484.370	23.570
23	460.370	0.020	484.380	24.010
24	461.350	0.010	484.310	22.960
25	461.170	0.010	484.310	23.140
26	460.850	0.040	484.300	23.450
27	460.330	0.050	484.350	24.020
28	459.900	0.050	484.330	24.430

Tabla 3.17 Estados de los nudos de la red.

Estado de los Nudos de la Red a las 5:00 Horas.				
ID Nudo "n"	Cota (m)	Demanda (LPS)	Altura (m)	Presión (m.c.a.)
1	459.500	0.020	485.900	26.400
2	459.935	0.000	485.750	25.820
3	460.500	0.000	485.580	25.080
4	461.368	0.000	485.280	23.910
5	461.894	0.000	485.110	23.210
6	462.416	0.000	484.940	22.530
7	462.937	0.000	483.810	20.880
8	463.500	0.000	482.740	19.240
9	464.000	0.140	482.660	18.660
10	465.000	0.210	482.680	17.680
11	464.000	0.160	483.680	19.680
12	464.500	0.190	483.600	19.100
12	464.000	0.160	484.790	20.790
14	463.500	0.150	484.830	21.330
15	462.500	0.130	485.000	22.500
16	462.580	0.110	484.990	22.410
17	463.000	0.100	485.100	22.100
18	462.000	0.160	485.400	23.400
19	461.850	0.030	485.550	23.700
20	461.480	0.010	485.600	24.120
21	461.220	0.030	485.640	24.420
22	460.800	0.030	485.680	24.880
23	460.370	0.030	485.700	25.330
24	461.350	0.010	485.580	24.230
25	461.170	0.020	485.590	24.420
26	460.850	0.060	485.570	24.720
27	460.330	0.070	485.640	25.310
28	459.900	0.070	485.620	25.720

Tabla 3.18 Estados de los nudos de la red.

Estado de los Nudos de la Red a las 12:00 Horas.				
ID Nudo "n"	Cota (m)	Demanda (LPS)	Altura (m)	Presión (m.c.a.)
1	459.500	0.050	481.220	21.720
2	459.935	0.000	481.220	21.280
3	460.500	0.000	481.220	20.720
4	461.368	0.000	481.220	19.850
5	461.894	0.000	481.220	19.330
6	462.416	0.000	481.230	18.810
7	462.937	0.000	481.280	18.350
8	463.500	0.000	481.370	17.870
9	464.000	0.290	481.070	17.070
10	465.000	0.420	481.130	16.130
11	464.000	0.320	480.790	16.790
12	464.500	0.370	480.520	16.020
12	464.000	0.320	480.700	16.700
14	463.500	0.300	480.830	17.330
15	462.500	0.260	480.830	18.330
16	462.580	0.220	480.810	18.230
17	463.000	0.200	480.580	17.580
18	462.000	0.320	480.550	18.550
19	461.850	0.060	480.510	18.660
20	461.480	0.010	480.680	19.200
21	461.220	0.060	480.820	19.600
22	460.800	0.060	480.960	20.160
23	460.370	0.060	481.050	20.680
24	461.350	0.020	480.600	19.250
25	461.170	0.040	480.620	19.450
26	460.850	0.120	480.580	19.730
27	460.330	0.140	480.830	20.500
28	459.900	0.130	480.760	20.860

Tabla 3.19 Estados de los nudos de la red.

Estado de los Nudos de la Red a las 18:00 Horas.				
ID Nudo "n"	Cota (m)	Demanda (LPS)	Altura (m)	Presión (m.c.a.)
1	459.500	0.040	480.510	21.010
2	459.935	0.000	480.510	20.570
3	460.500	0.000	480.510	20.010
4	461.368	0.000	480.510	19.140
5	461.894	0.000	480.510	18.620
6	462.416	0.000	480.510	18.100
7	462.937	0.000	480.550	17.620
8	463.500	0.000	480.610	17.110
9	464.000	0.240	480.400	16.400
10	465.000	0.350	480.440	15.440
11	464.000	0.270	480.200	16.200
12	464.500	0.310	480.010	15.510
12	464.000	0.270	480.140	16.140
14	463.500	0.250	480.230	16.730
15	462.500	0.220	480.230	17.730
16	462.580	0.180	480.220	17.640
17	463.000	0.170	480.050	17.050
18	462.000	0.270	480.030	18.030
19	461.850	0.050	480.000	18.150
20	461.480	0.010	480.120	18.640
21	461.220	0.050	480.220	19.000
22	460.800	0.050	480.320	19.520
23	460.370	0.050	480.390	20.020
24	461.350	0.020	480.060	18.710
25	461.170	0.030	480.080	18.910
26	460.850	0.100	480.050	19.200
27	460.330	0.120	480.230	19.900
28	459.900	0.110	480.180	20.280

Figura 3.34 Esquema de Caudales en la red de distribución, (día 1).

- Hora 1:00 A.M.

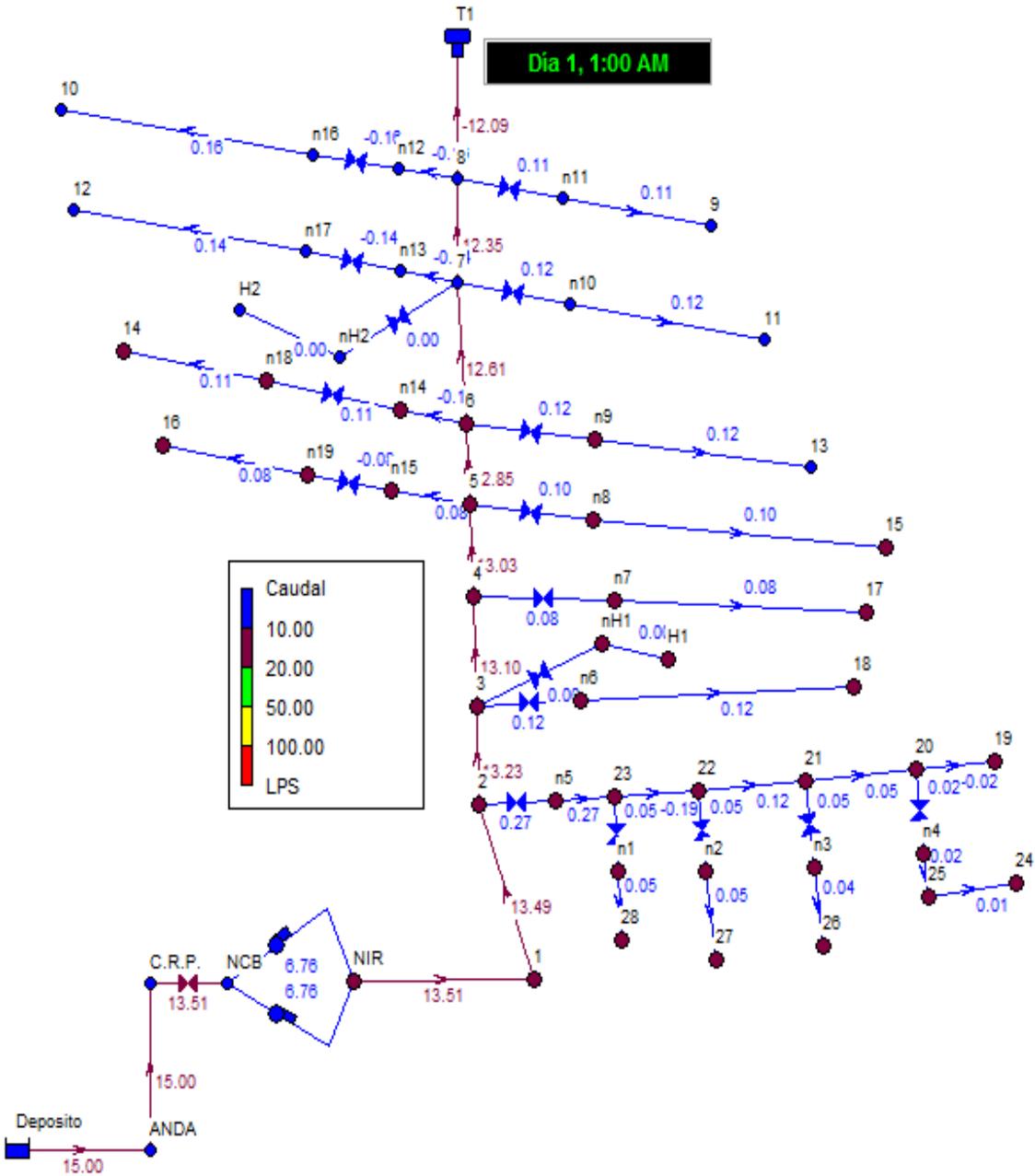


Figura 3.35 Esquema de Caudales en la red de distribución, (día 1).

- Hora 5:00 A.M.

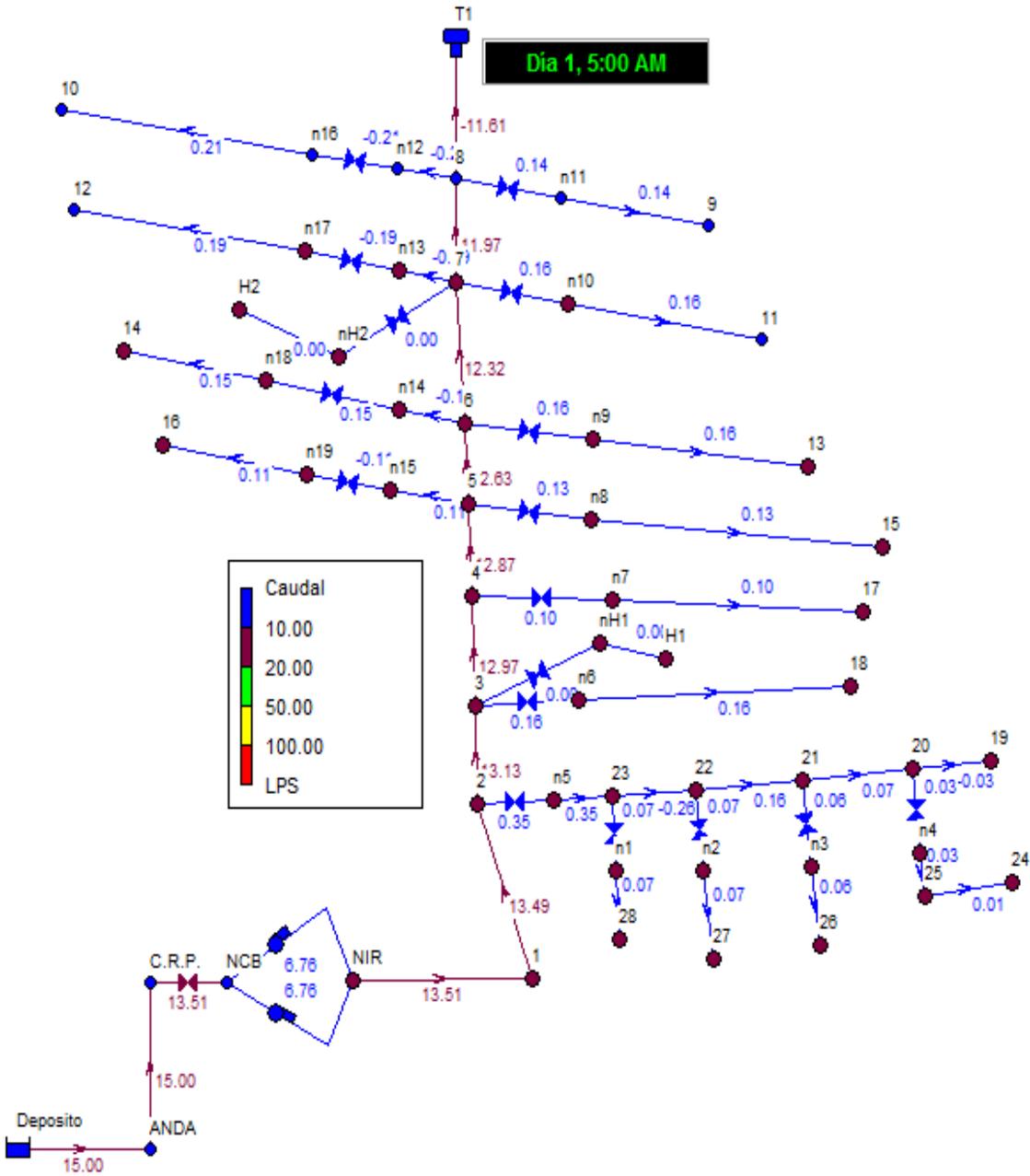


Figura 3.36 Esquema de Caudales en la red de distribución, (día 1).

- Hora 12:00 M.

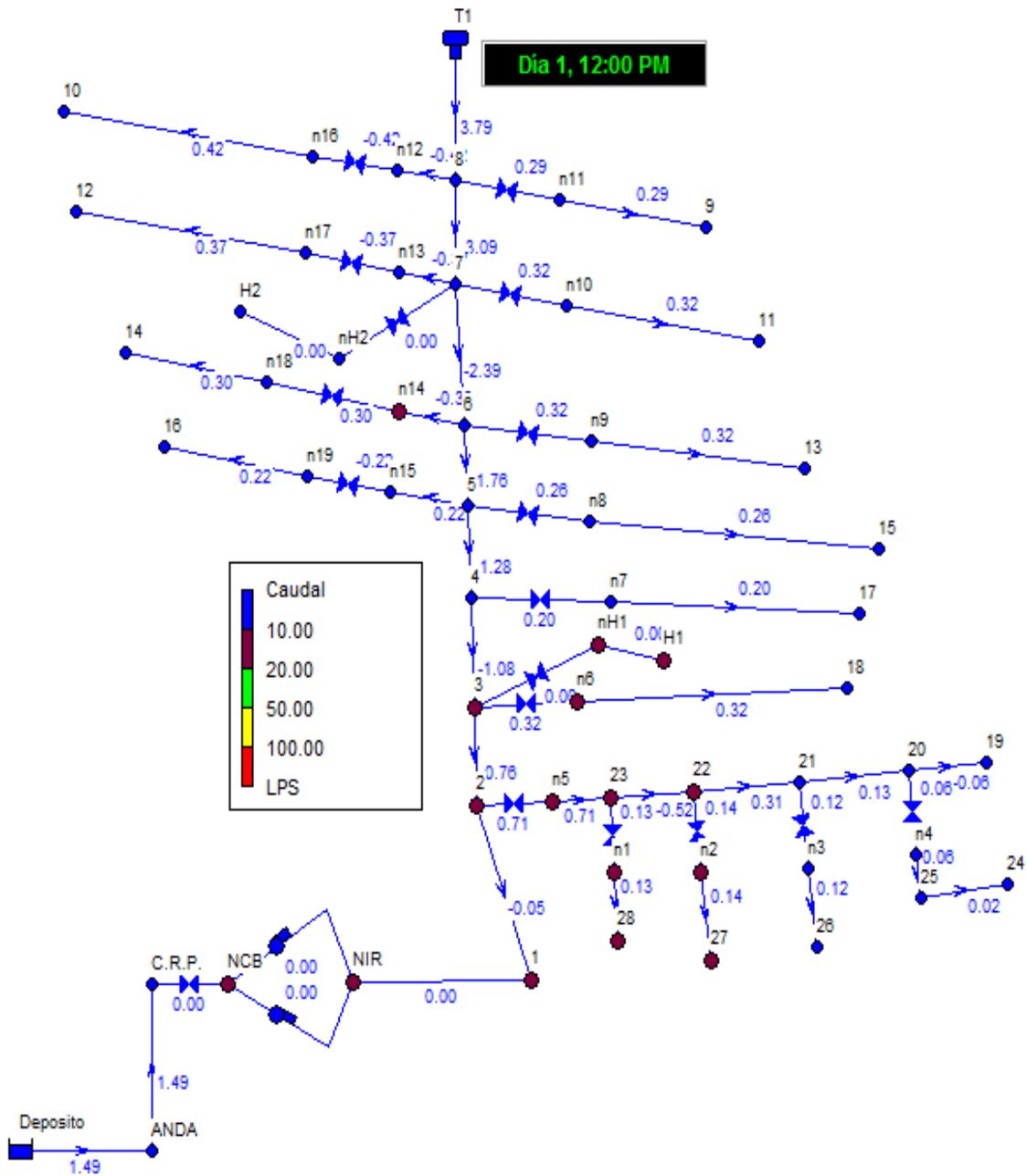


Figura 3.38

Esquema de Velocidades en Tuberías de red de distribución, (día 1).

- Hora 1:00 A.M.

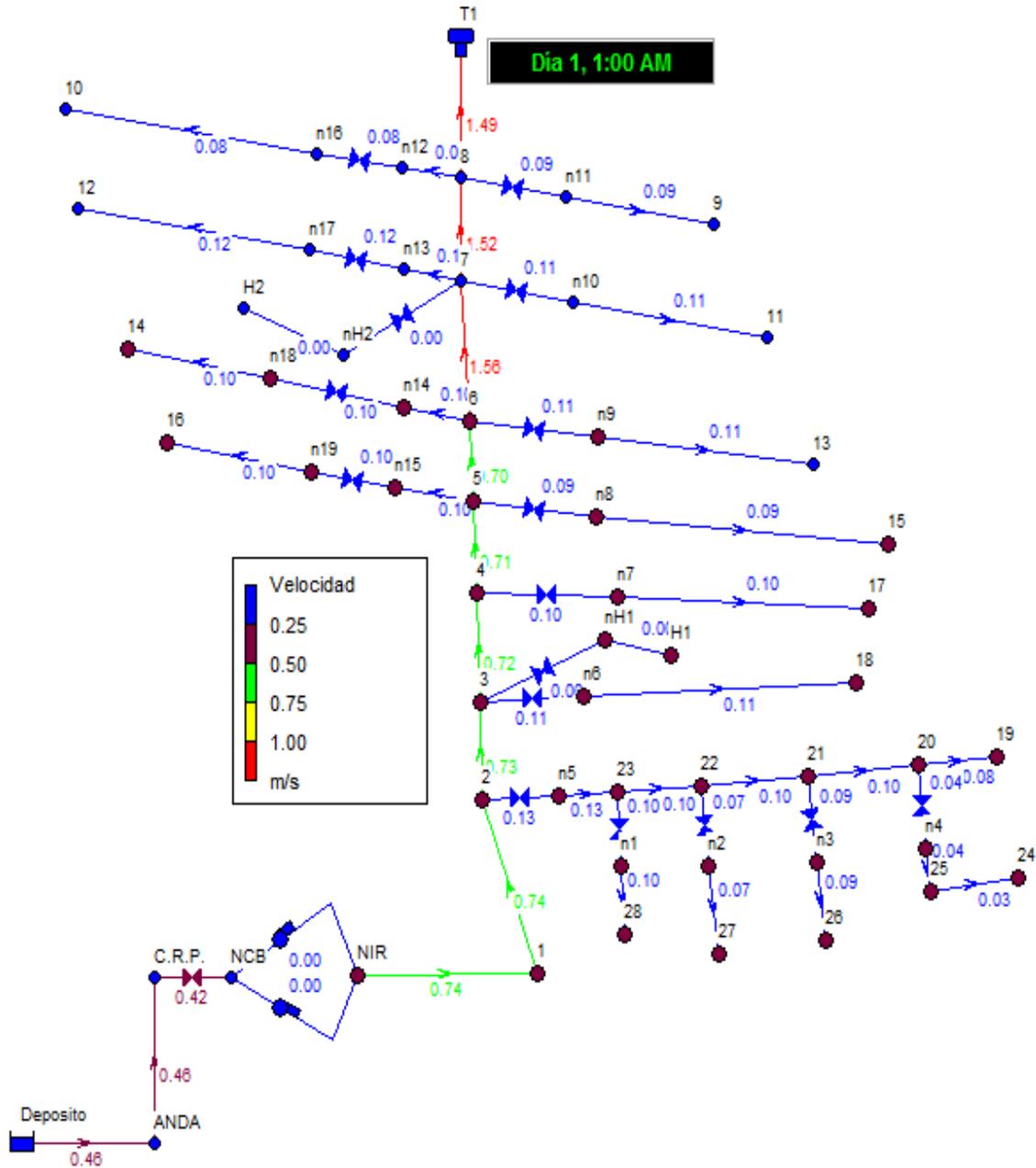


Figura 3.39 Esquema de Velocidades en Tuberías de red de distribución, (día 1).

- Hora 5:00 A.M.

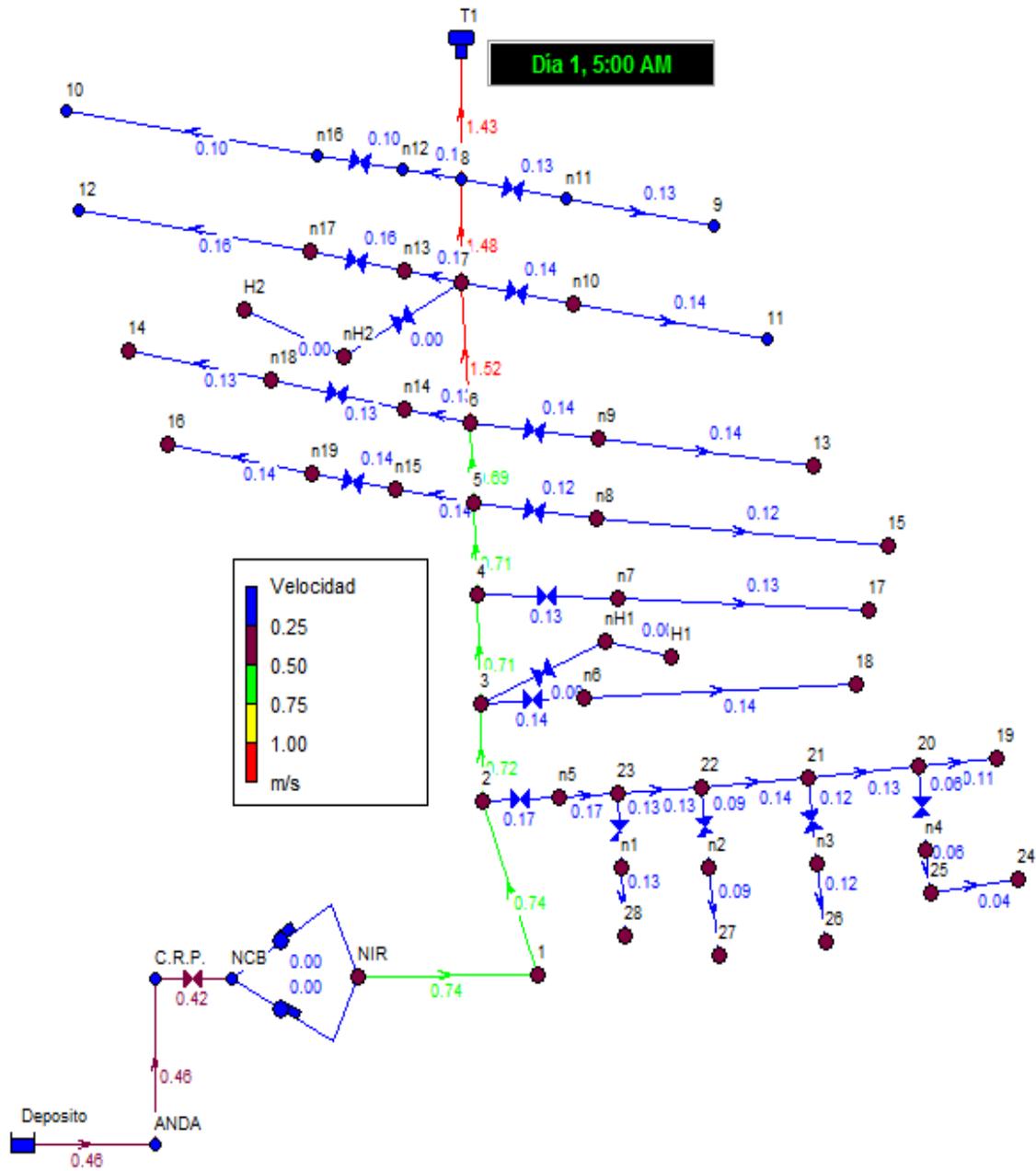


Figura 3.40 Esquema de Velocidades en Tuberías de red de distribución, (día 1).

- Hora 12:00 M.

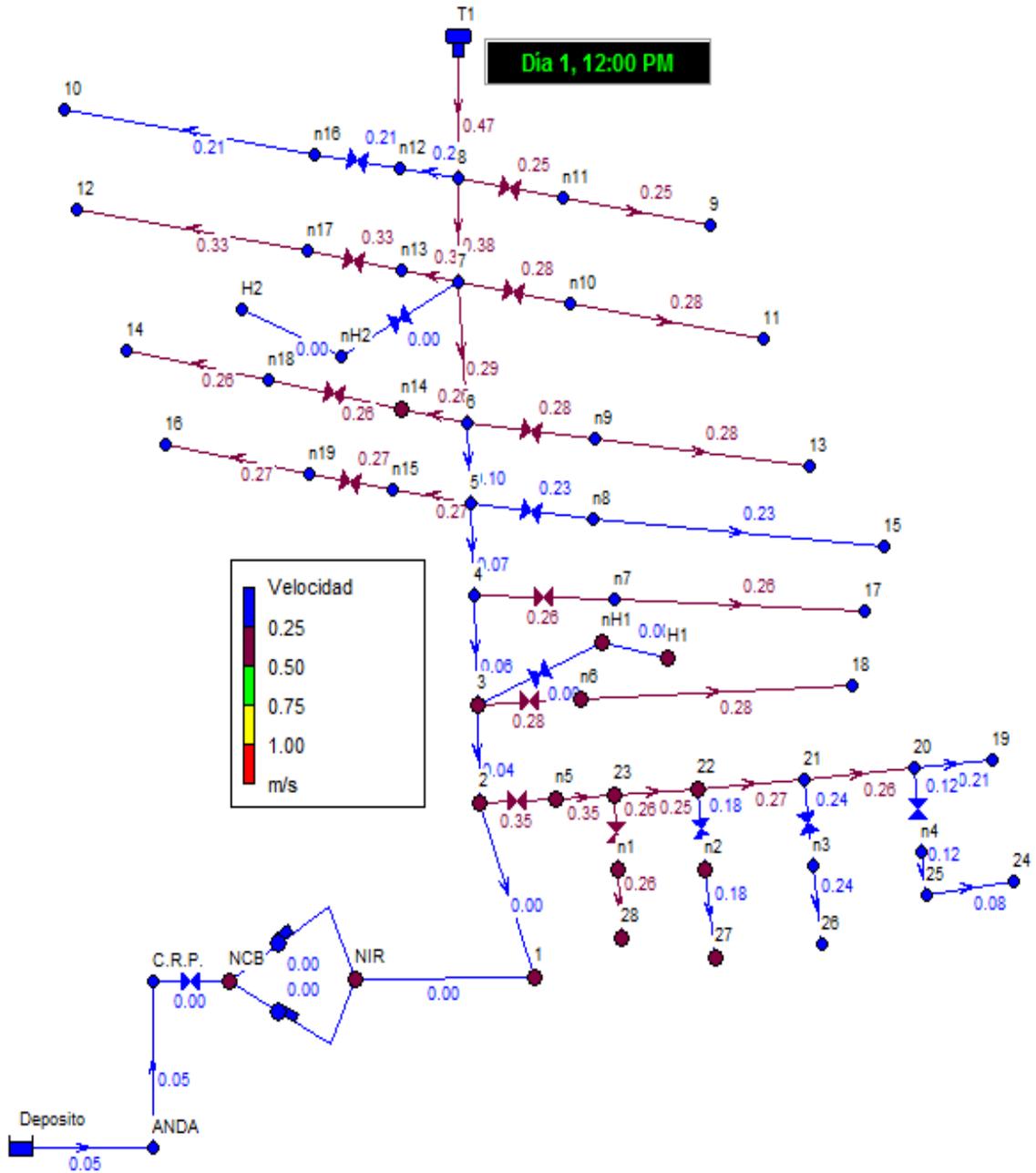


Figura 3.41

Esquema de Velocidades en Tuberías de red de distribución, (día 1).

- Hora 6:00 P.M.

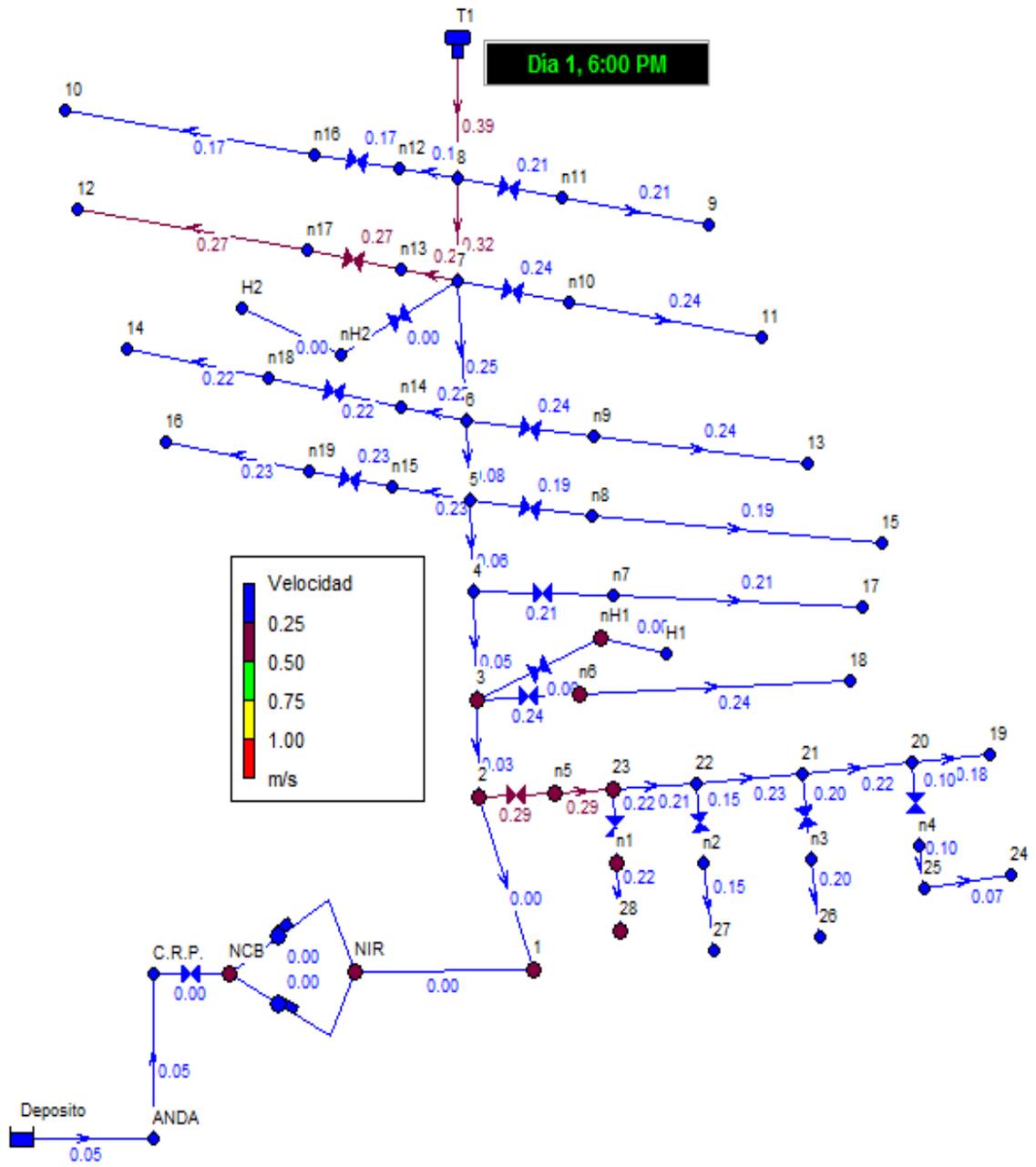


Tabla 3.20 Estados de las Tuberías de la red.

Estado de las líneas de la Red a las 1:00 Horas.							
ID Línea "p"	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad -	Caudal LPS	Velocidad m/s	Perdida Unit. m/Km	Estado -
Tub. Imp.	25.370	152.400	100.000	13.510	0.740	6.950	Abierta
1	41.390	152.400	140.000	13.490	0.740	3.720	Abierta
2	48.260	152.400	140.000	13.230	0.730	3.580	Abierta
3	88.080	152.400	140.000	13.100	0.720	3.520	Abierta
4	50.190	152.400	140.000	13.030	0.710	3.480	Abierta
5	49.910	152.400	140.000	12.850	0.700	3.390	Abierta
6	49.910	101.600	140.000	12.610	1.560	23.640	Abierta
7	49.910	101.600	140.000	12.350	1.520	22.740	Abierta
8	40.400	101.600	140.000	12.090	1.490	21.840	Abierta
9	117.990	38.100	140.000	0.110	0.090	0.420	Abierta
10	192.590	50.800	140.000	0.160	0.080	0.210	Abierta
11	153.840	38.100	140.000	0.120	0.110	0.520	Abierta
12	184.290	38.100	140.000	0.140	0.120	0.670	Abierta
13	166.640	38.100	140.000	0.120	0.110	0.520	Abierta
14	144.130	38.100	140.000	0.110	0.100	0.450	Abierta
15	179.860	38.100	140.000	0.100	0.090	0.350	Abierta
16	113.200	31.750	140.000	0.080	0.100	0.590	Abierta
17	195.650	31.750	140.000	0.080	0.100	0.530	Abierta
18	209.160	38.100	140.000	0.120	0.110	0.520	Abierta
19	42.340	19.050	140.000	0.020	0.080	0.670	Abierta
20	30.460	25.400	140.000	0.050	0.100	0.710	Abierta
21	49.010	38.100	140.000	0.120	0.100	0.490	Abierta
22	49.010	50.800	140.000	0.190	0.100	0.300	Abierta
23	49.850	50.800	140.000	0.270	0.130	0.540	Abierta
24	58.130	25.400	140.000	0.020	0.040	0.160	Abierta
25	65.750	25.400	140.000	0.040	0.090	0.590	Abierta
26	76.250	31.750	140.000	0.050	0.070	0.280	Abierta
27	67.000	25.400	140.000	0.050	0.100	0.710	Abierta
28	33.000	19.050	140.000	0.010	0.030	0.120	Abierta

Tabla 3.21 Estados de las Tuberías de la red.

Estado de las líneas de la Red a las 5:00 Horas.							
ID Línea "p"	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad -	Caudal LPS	Velocidad m/s	Perdida Unit. m/Km	Estado -
Tub. Imp.	25.370	152.400	100.000	13.510	0.740	6.950	Abierta
1	41.390	152.400	140.000	13.490	0.740	3.710	Abierta
2	48.260	152.400	140.000	13.130	0.720	3.530	Abierta
3	88.080	152.400	140.000	12.970	0.710	3.450	Abierta
4	50.190	152.400	140.000	12.870	0.710	3.400	Abierta
5	49.910	152.400	140.000	12.630	0.690	3.290	Abierta
6	49.910	101.600	140.000	12.320	1.520	22.610	Abierta
7	49.910	101.600	140.000	11.970	1.480	21.440	Abierta
8	40.400	101.600	140.000	11.610	1.430	20.280	Abierta
9	117.990	38.100	140.000	0.140	0.130	0.710	Abierta
10	192.590	50.800	140.000	0.210	0.100	0.350	Abierta
11	153.840	38.100	140.000	0.160	0.140	0.880	Abierta
12	184.290	38.100	140.000	0.190	0.160	1.140	Abierta
13	166.640	38.100	140.000	0.160	0.140	0.880	Abierta
14	144.130	38.100	140.000	0.150	0.130	0.770	Abierta
15	179.860	38.100	140.000	0.130	0.120	0.600	Abierta
16	113.200	31.750	140.000	0.110	0.140	1.010	Abierta
17	195.650	31.750	140.000	0.100	0.130	0.910	Abierta
18	209.160	38.100	140.000	0.160	0.140	0.880	Abierta
19	42.340	19.050	140.000	0.030	0.110	1.140	Abierta
20	30.460	25.400	140.000	0.070	0.130	1.210	Abierta
21	49.010	38.100	140.000	0.160	0.140	0.820	Abierta
22	49.010	50.800	140.000	0.260	0.130	0.520	Abierta
23	49.850	50.800	140.000	0.350	0.170	0.930	Abierta
24	58.130	25.400	140.000	0.030	0.060	0.280	Abierta
25	65.750	25.400	140.000	0.060	0.120	1.010	Abierta
26	76.250	31.750	140.000	0.070	0.090	0.480	Abierta
27	67.000	25.400	140.000	0.070	0.130	1.210	Abierta
28	33.000	19.050	140.000	0.010	0.040	0.210	Abierta

Tabla 3.22 Estados de las Tuberías de la red.

Estado de las líneas de la Red a las 12:00 Horas.							
ID Línea "p"	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad -	Caudal LPS	Velocidad m/s	Perdida Unit. m/Km	Estado -
Tub. Imp.	25.370	152.400	100.000	0.000	0.000	0.000	Cerrada
1	41.390	152.400	140.000	0.050	0.000	0.000	Abierta
2	48.260	152.400	140.000	0.760	0.040	0.020	Abierta
3	88.080	152.400	140.000	1.080	0.060	0.030	Abierta
4	50.190	152.400	140.000	1.280	0.070	0.050	Abierta
5	49.910	152.400	140.000	1.760	0.100	0.090	Abierta
6	49.910	101.600	140.000	2.390	0.290	1.080	Abierta
7	49.910	101.600	140.000	3.090	0.380	1.740	Abierta
8	40.400	101.600	140.000	3.790	0.470	2.550	Abierta
9	117.990	38.100	140.000	0.290	0.250	2.560	Abierta
10	192.590	50.800	140.000	0.420	0.210	1.270	Abierta
11	153.840	38.100	140.000	0.320	0.280	3.190	Abierta
12	184.290	38.100	140.000	0.370	0.330	4.120	Abierta
13	166.640	38.100	140.000	0.320	0.280	3.190	Abierta
14	144.130	38.100	140.000	0.300	0.260	2.760	Abierta
15	179.860	38.100	140.000	0.260	0.230	2.180	Abierta
16	113.200	31.750	140.000	0.220	0.270	3.650	Abierta
17	195.650	31.750	140.000	0.200	0.260	3.290	Abierta
18	209.160	38.100	140.000	0.320	0.280	3.190	Abierta
19	42.340	19.050	140.000	0.060	0.210	4.100	Abierta
20	30.460	25.400	140.000	0.130	0.260	4.360	Abierta
21	49.010	38.100	140.000	0.310	0.270	2.970	Abierta
22	49.010	50.800	140.000	0.520	0.250	1.860	Abierta
23	49.850	50.800	140.000	0.710	0.350	3.340	Abierta
24	58.130	25.400	140.000	0.060	0.120	1.010	Abierta
25	65.750	25.400	140.000	0.120	0.240	3.650	Abierta
26	76.250	31.750	140.000	0.140	0.180	1.720	Abierta
27	67.000	25.400	140.000	0.130	0.260	4.350	Abierta
28	33.000	19.050	140.000	0.020	0.080	0.750	Abierta

Tabla 3.23 Estados de las Tuberías de la red.

Estado de las líneas de la Red a las 18:00 Horas.							
ID Línea "p"	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad -	Caudal LPS	Velocidad m/s	Perdida Unit. m/Km	Estado -
Tub. Imp.	25.370	152.400	100.000	0.000	0.000	0.000	Cerrada
1	41.390	152.400	140.000	0.040	0.000	0.000	Abierta
2	48.260	152.400	140.000	0.630	0.030	0.010	Abierta
3	88.080	152.400	140.000	0.900	0.050	0.020	Abierta
4	50.190	152.400	140.000	1.070	0.060	0.030	Abierta
5	49.910	152.400	140.000	1.470	0.080	0.060	Abierta
6	49.910	101.600	140.000	1.990	0.250	0.770	Abierta
7	49.910	101.600	140.000	2.570	0.320	1.240	Abierta
8	40.400	101.600	140.000	3.160	0.390	1.820	Abierta
9	117.990	38.100	140.000	0.240	0.210	1.830	Abierta
10	192.590	50.800	140.000	0.350	0.170	0.910	Abierta
11	153.840	38.100	140.000	0.270	0.240	2.270	Abierta
12	184.290	38.100	140.000	0.310	0.270	2.940	Abierta
13	166.640	38.100	140.000	0.270	0.240	2.270	Abierta
14	144.130	38.100	140.000	0.250	0.220	1.970	Abierta
15	179.860	38.100	140.000	0.220	0.190	1.560	Abierta
16	113.200	31.750	140.000	0.180	0.230	2.610	Abierta
17	195.650	31.750	140.000	0.170	0.210	2.350	Abierta
18	209.160	38.100	140.000	0.270	0.240	2.270	Abierta
19	42.340	19.050	140.000	0.050	0.180	2.930	Abierta
20	30.460	25.400	140.000	0.110	0.220	3.110	Abierta
21	49.010	38.100	140.000	0.260	0.230	2.120	Abierta
22	49.010	50.800	140.000	0.430	0.210	1.330	Abierta
23	49.850	50.800	140.000	0.590	0.290	2.380	Abierta
24	58.130	25.400	140.000	0.050	0.100	0.720	Abierta
25	65.750	25.400	140.000	0.100	0.200	2.600	Abierta
26	76.250	31.750	140.000	0.120	0.150	1.230	Abierta
27	67.000	25.400	140.000	0.110	0.220	3.110	Abierta
28	33.000	19.050	140.000	0.020	0.070	0.540	Abierta

3.4.6 OBSERVACION Y ANALISIS DE RESULTADOS.

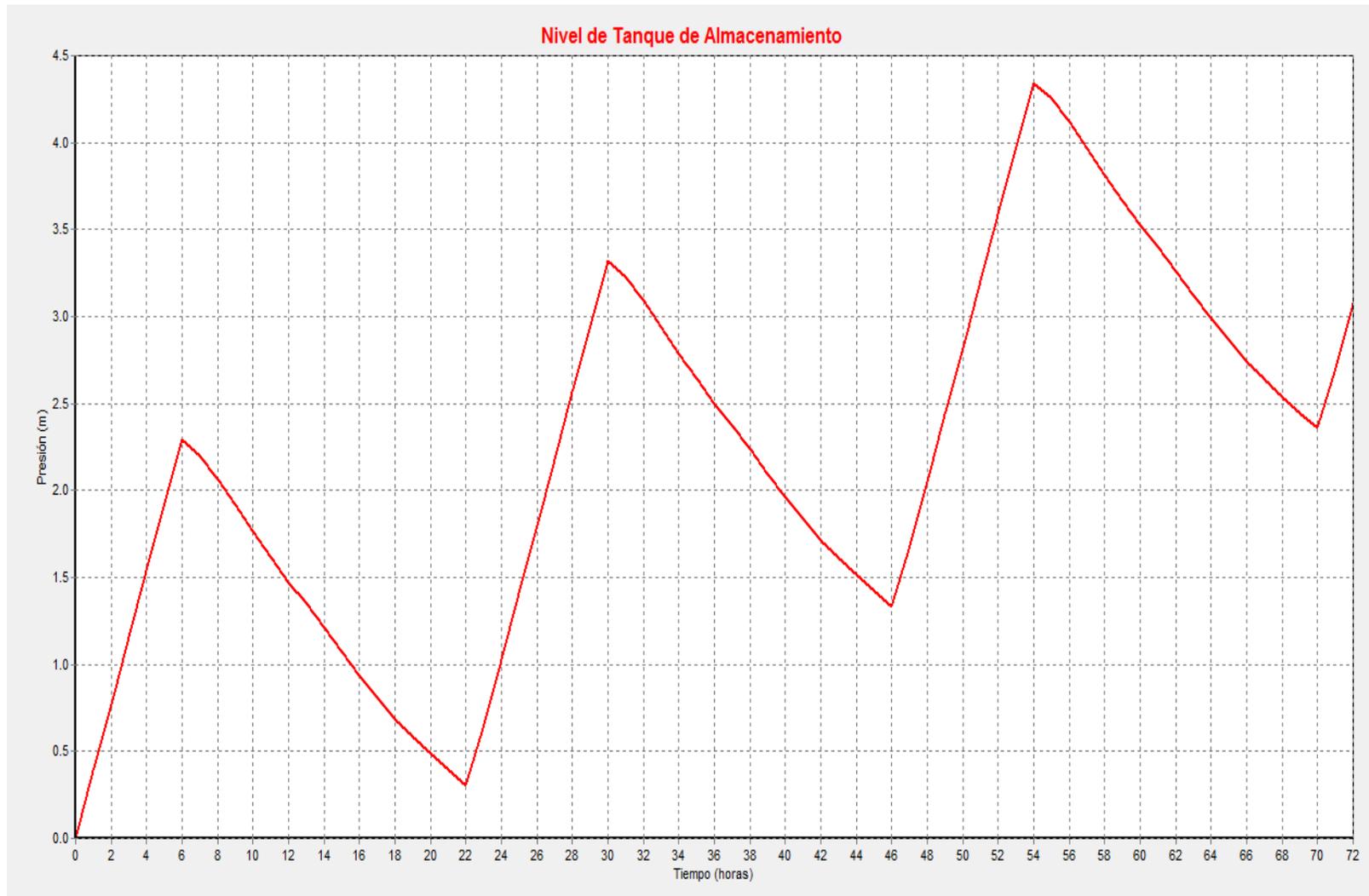
Después de efectuar el cálculo de la red de distribución en EPANET, se deben de verificar los puntos más importantes dentro de la red de distribución.

- Cabe mencionar, que las presiones de las tuberías en todos los puntos de la red, poseen un valor mayor de 10 m.c.a., ya que se estableció dicho valor como mínimo, en el punto más alejado de la red.

✓ Tanque de Almacenamiento.

Este es el punto más alejado de la red de distribución y el más vital, ya que este le proporcionara el servicio de agua potable a la red de distribución, en las horas en que la entidad (gubernamental, privada o municipal) no lo proporciona.

- Se puede observar que el incremento en el nivel del tanque es proporcional a medida que pasa el tiempo, el tanque se llena, tanto para la regularización como, el almacenamiento del volumen por emergencia, en caso de fallo en el sistema de bombeo, o corte del servicio por mantenimiento de tuberías por parte del ente responsable regional, encargado de brindar el servicio de agua.



Grafica 3.1 Nivel de Tanque de Almacenamiento con respecto al tiempo.

Tabla 3.24 Evolución del Tanque en el tiempo (72 horas).

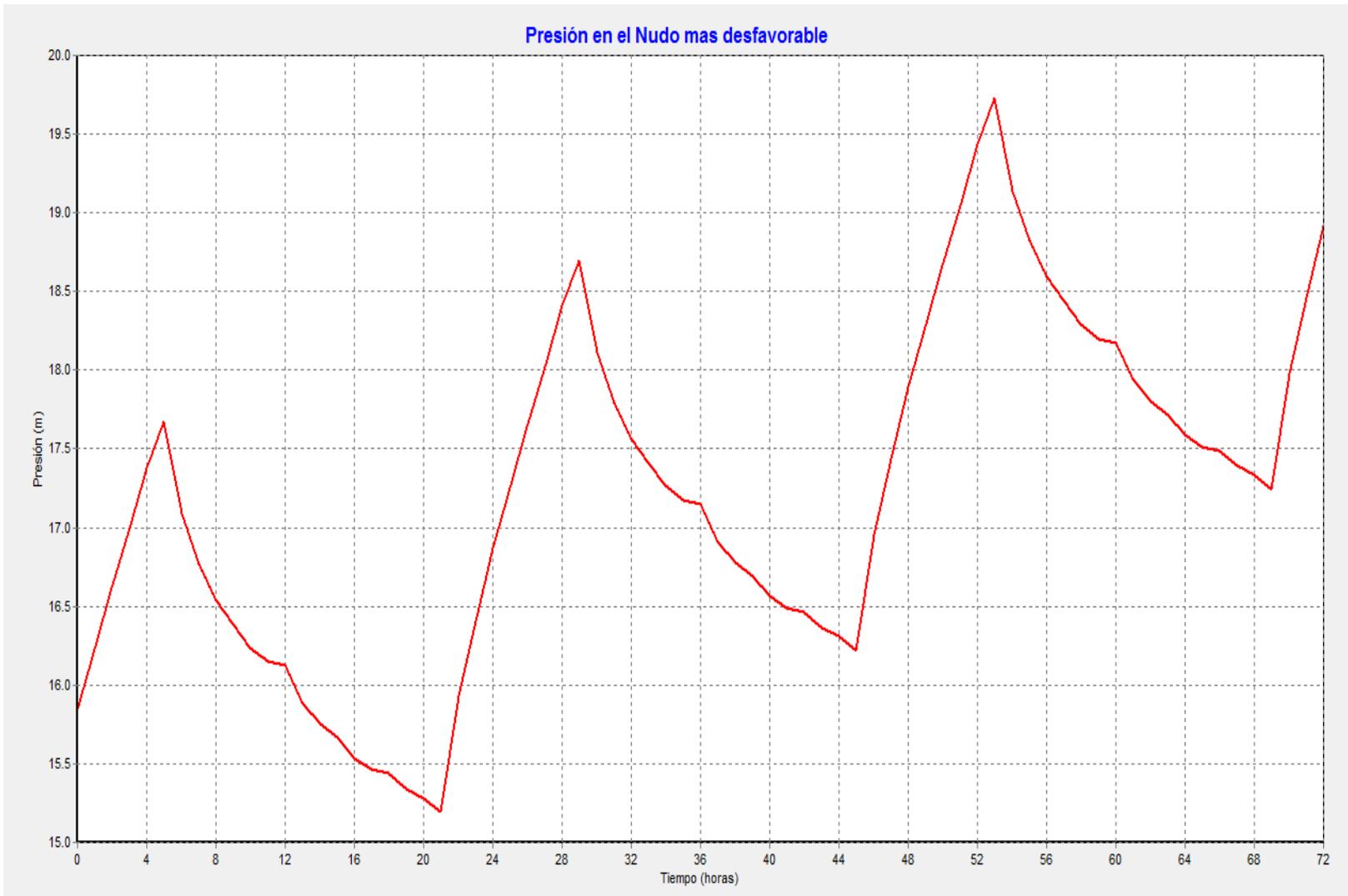
<i>Instante en horas</i>	<i>Cota m</i>	<i>Demanda LPS</i>	<i>Altura m</i>	<i>Presión m</i>
0:00:00	480.00	12.09	480.00	0.00
4:00:00	480.00	12.09	481.54	1.54
8:00:00	480.00	4.74	482.07	2.07
12:00:00	480.00	3.79	481.47	1.47
16:00:00	480.00	4.11	480.94	0.94
20:00:00	480.00	2.85	480.49	0.49
24:00:00	480.00	12.09	481.03	1.03
28:00:00	480.00	12.09	482.56	2.56
32:00:00	480.00	4.74	483.09	3.09
36:00:00	480.00	3.79	482.50	2.50
40:00:00	480.00	4.11	481.97	1.97
44:00:00	480.00	2.85	481.51	1.51
48:00:00	480.00	12.09	482.05	2.05
52:00:00	480.00	12.09	483.59	3.59
56:00:00	480.00	4.74	484.12	4.12
60:00:00	480.00	3.79	483.52	3.52
64:00:00	480.00	4.11	482.99	2.99
68:00:00	480.00	2.85	482.54	2.54
72:00:00	480.00	12.09	483.08	3.08

✓ **NUDO 10 (Nudo más desfavorable de red).**

- Considerado el más desfavorable de la red, se muestra la grafica de la variación de presión con respecto al tiempo, cabe resaltar que la presión en dicho nudo la menor es de 15.19 m.c.a, cumpliendo así con el parámetro mínimo de 10 m.c.a. que se diseño.

Tabla 3.25 Nudo 10 Valores Relevantes.

<i>Instante en horas</i>	<i>Cota m</i>	<i>Demanda LPS</i>	<i>Altura m</i>	<i>Presión m</i>
8:00:00	465	0.52	481.54	16.54



Grafica 3.2

Variación de la presión del Nudo 10 (Condición más desfavorable).

- Se puede verificar en la grafica que los valores del nudo 10, considerado el más desfavorable, no sobrepasa el valor máximo, considerado para el diseño, según “Propuesta de Parámetros de diseño de Agua Potable”.

✓ **NUDO 1.**

- Considerado como el nudo que tendrá la mayor presión, debido a que este es el más cercano a la bomba, podemos verificar que se encuentra dentro de los valores limites considerados en el diseño. (Análisis para 72 horas).

Tabla 3.26 Nudo 1 Valores Relevantes.

<i>Instante en horas</i>	<i>Cota m</i>	<i>Demanda LPS</i>	<i>Altura m</i>	<i>Presión M</i>
08:00	459.5	0.06	481.68	22.18
21:00:00	459.5	0.04	480.25	20.75
53:00:00	459.5	0.02	487.96	28.46

✓ **HIDRANTES.**

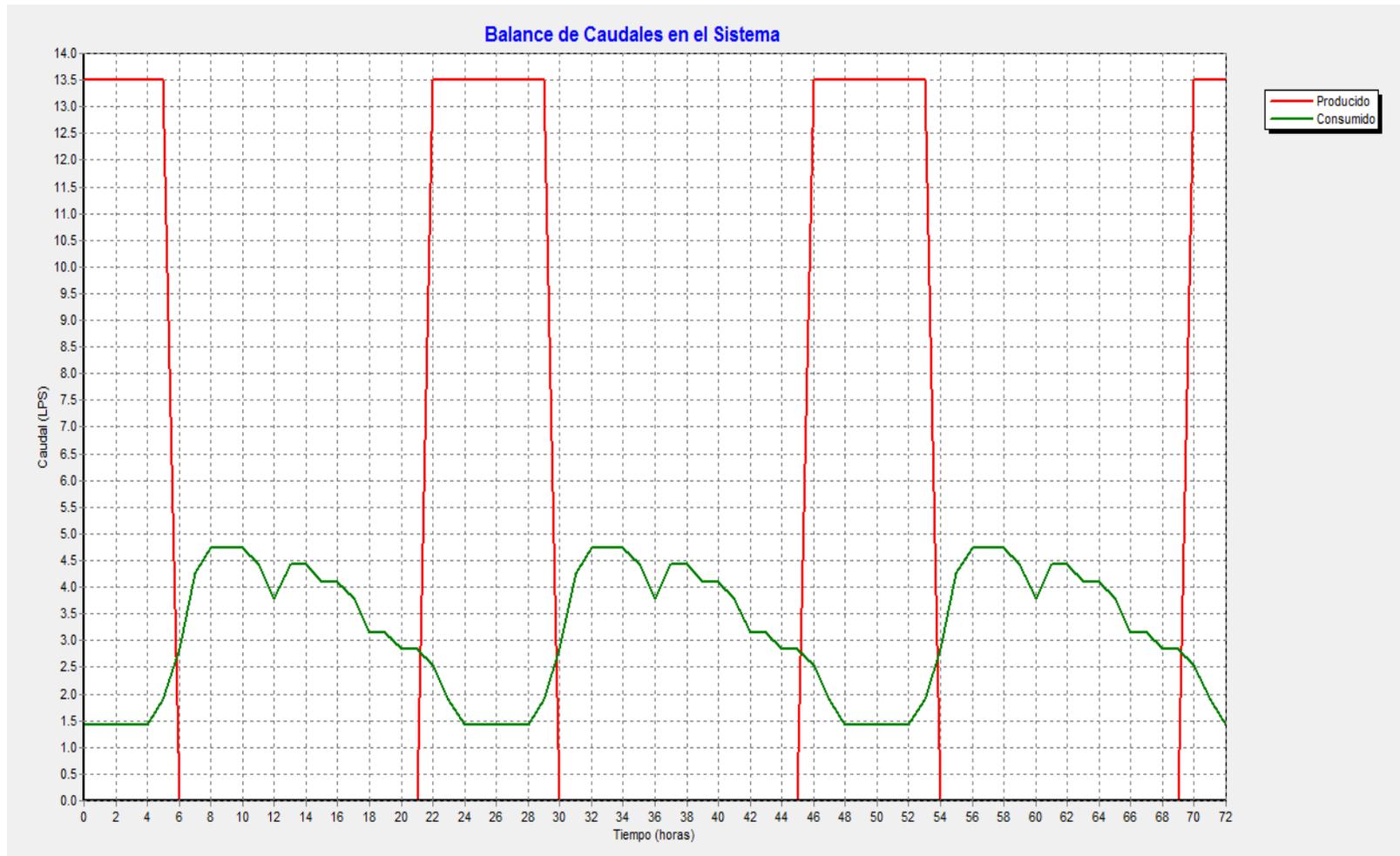
- Se considera como uno de los puntos más vitales del sistema, ya que este proporcionara apoyo en caso de incendios, cabe resaltar que por ser una urbanización, que está en una región donde el servicio es bastante limitado, solo se puede mantener en caso de incendio, un hidrante en servicio, ya que se necesitaría un caudal bastante considerable, para mantener los dos hidrantes funcionando. A continuación se muestran los valores de presión en cada uno de los Hidrantes:

Tabla 3.27 Evolución Temporal de los Hidrantes (72 horas).

<i>Hidrante H1</i>			<i>Hidrante H2</i>		
<i>Instante en horas</i>	<i>Cota m</i>	<i>Presión m</i>	<i>Instante en horas</i>	<i>Cota M</i>	<i>Presión M</i>
0:00:00	460.765	23.09	0:00:00	462.937	19.08
4:00:00	460.765	24.62	4:00:00	462.937	20.62
8:00:00	460.765	20.92	8:00:00	462.937	18.84
12:00:00	460.765	20.45	12:00:00	462.937	18.35
16:00:00	460.765	19.88	16:00:00	462.937	17.78
20:00:00	460.765	19.57	20:00:00	462.937	17.44
24:00:00	460.765	24.11	24:00:00	462.937	20.11
28:00:00	460.765	25.65	28:00:00	462.937	21.64
32:00:00	460.765	21.94	32:00:00	462.937	19.87
36:00:00	460.765	21.48	36:00:00	462.937	19.37
40:00:00	460.765	20.91	40:00:00	462.937	18.81
44:00:00	460.765	20.60	44:00:00	462.937	18.46
48:00:00	460.765	25.14	48:00:00	462.937	21.13
52:00:00	460.765	26.68	52:00:00	462.937	22.67
56:00:00	460.765	22.97	56:00:00	462.937	20.89
60:00:00	460.765	22.50	60:00:00	462.937	20.40
64:00:00	460.765	21.93	64:00:00	462.937	19.83
68:00:00	460.765	21.62	68:00:00	462.937	19.49
72:00:00	460.765	26.16	72:00:00	462.937	22.16

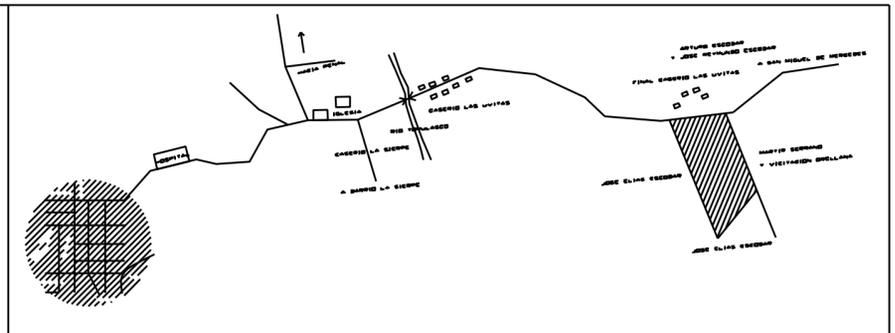
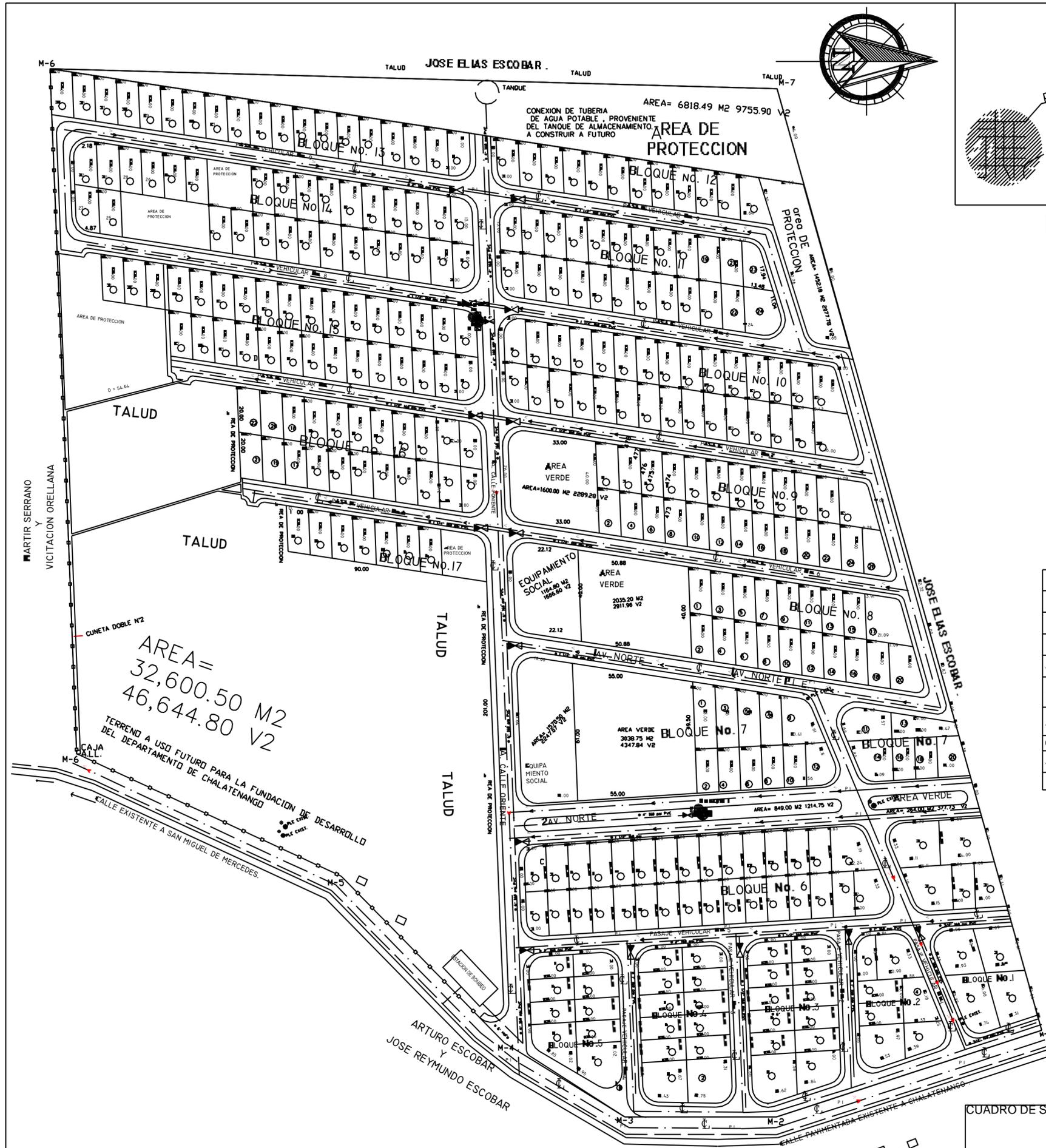
✓ **BALANCE DE CAUDALES.**

Se Observa en la grafica del ejemplo modelo, que se cuenta con suficiente caudal, para suministrar, tanto el almacenamiento por emergencia, y el volumen de regularización de la urbanización.



Grafica 3.3

Balance de Caudales en la urbanización del ejemplo modelo, Caudal Producido y Caudal Demandado en 72 Horas.



ESQUEMA DE UBICACION SIN ESCALA

CUADRO DE SIMBOLOGIA

CLAVE	DESCRIPCION
●	POSTE ELECTRICO EXISTENTE
⊙	POSTE TELEFONICO EXISTENTE
□	VIVENDAS EXISTENTES
■	HIDRANTES
△	VALVULA DE REGULACION
—	RED DE AGUA POTABLE
- - -	LINEA CENTRAL DE CALLE

CUADRO DE AREAS

AREAS	Metros Cuadrados	Varas Cuadradas	Porcentaje
AREA UTIL :	71,643.48 m ²	102,507.49 v ²	47.36 %
AREA VERDE:	7,786.95 m ²	11,141.57 v ²	5.15 %
AREA DE CIRCULACION DE VIAS :	28,220.04 m ²	40,377.23 v ²	18.66 %
AREA DE EQUIPAMIENTO SOCIAL :	2,735.30 m ²	3,913.67 v ²	1.81 %
AREA DE PROTECCION	8,270.67 m ²	11,833.67 v ²	5.47 %
OTRAS AREAS SIN LOTIFICAR	32,600.50 m ²	46,644.80 v ²	21.55 %
AREA TOTAL DEL TERRENO :	151,256.94 m ²	216,418.43 v ²	100.00 %
TOTAL DE LOTES	316		

PLANTA DE DISTRIBUCION DE LOTES ESC. 1:1,000

CUADRO DE SELLOS

PROPIETARIO : UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE		
UBICACION : CASERIO LAS UVITAS , SAN MIGUEL LAS MERCEDES . DEPARTAMENTO DE CHALATENANGO .		
AREA: 151,256.94 M ² =216,418.42 V ²		
FECHA : 09 JULIO 10	ESCALA: 1:1000	HOJA : 1/1
RESPONSABLES : GONZALEZ BONILLA HECTOR EDUARDO HENRIQUEZ PALACIOS RAFAEL ANTONIO ROBLES SARAVIA EMELY YAMILETH		

Capítulo IV:

**“Metodología para el Diseño de
Sistemas de Alcantarillado
Sanitario utilizando Propuesta de
Parámetros de Diseño y
Herramientas Informáticas”.**

4.0 INTRODUCCIÓN.

Cuando se realizan proyectos de urbanizaciones, se debe proporcionar la infraestructura necesaria y diseños de alcantarillado eficientes para la evacuación, y adecuada disposición de aguas residuales, con el propósito de evitar colapsos y que genere proliferación de enfermedades en la comunidad a la que se sirve. Además de evacuar las aguas residuales de la comunidad se deben tomar en cuenta las aguas residuales producidas por industrias y comercios que aportan una cantidad considerable, y afecta de forma evidente el diseño de la red de alcantarillado sanitario.

En este sentido nuestro país, enfrenta un gran desafío ya que hay comunidades que si bien cuentan con el servicio de disposición de aguas negras este es ineficiente, todo esto producto de un mal diseño de los sistemas de alcantarillado⁶.

Es por esto que se hace énfasis en que el buen desempeño de los sistemas ya sea de abastecimiento de agua potable, o de alcantarillado sanitario depende de un buen diseño, y para esto es necesario contar con los parámetros adecuados, tomando en cuenta todas las variables que intervienen.

A continuación se presentan los diferentes elementos que componen la red de alcantarillado sanitario y su funcionamiento dentro del sistema, y las definiciones de los métodos de disposición, separado, combinado y semi-combinado. Además se realiza la

⁶ <http://archive.laprensa.com.sv/20060712/gransansalvador/542412.asp>

metodología de diseño del sistema de alcantarillado de aguas negras del ejemplo modelo, haciendo uso de la “Propuesta de parámetros de diseño” presentada en el capítulo 2, y auxiliándonos de la hoja de cálculo H-Canales que nos ayudara a facilitar los cálculos.

4.1 MARCO TEÓRICO.

“SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO”.

4.1.1 SISTEMAS DE RECOLECCIÓN DE AGUAS RESIDUALES.

En forma general los sistemas de alcantarillado se pueden dividir en 3 tipos:

- 1) Sistema separado: Recolecta en sistemas separados las aguas servidas y las aguas pluviales.
- 2) Sistema combinado: Sistema de alcantarillado que recolecta y transporta conjuntamente aguas residuales y de lluvia.
- 3) Sistema semi-combinado: Es el que recibe las aguas negras y aguas pluviales provenientes de los patios o áreas edificadas.

A su vez estos sistemas se subdividen en:

- **Sistemas convencionales.**

Los alcantarillados convencionales son los sistemas tradicionales utilizados para la recolección y transporte de aguas residuales hasta los sitios de disposición final. Los tipos de sistemas convencionales son el alcantarillado combinado y el alcantarillado separado. En el primero, tanto las aguas residuales como las pluviales son recolectadas y transportadas por el mismo sistema, mientras que en el tipo separado esto se hace

mediante sistemas independientes; es decir, alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial.

- **Sistemas no convencionales.**

Dentro de estos sistemas alternativos están los denominados alcantarillados simplificados, los alcantarillados condominiales y los alcantarillados sin arrastre de sólidos. Los sistemas no convencionales pueden constituir alternativas de saneamiento cuando, partiendo de sistemas in situ, se incrementa la densidad de población.

1) Alcantarillados simplificados: funcionan esencialmente como un alcantarillado sanitario convencional pero teniendo en cuenta para su diseño y construcción consideraciones que permiten reducir el diámetro de los colectores tales como la disponibilidad de mejores equipos para su mantenimiento, que permiten reducir el número de pozos de inspección o sustituir por estructuras más económicas.

2) Alcantarillados condominiales: son sistemas que recogen las aguas residuales de un conjunto de viviendas que normalmente están ubicadas en un área inferior a 1 ha mediante colectores simplificados, y son conducidas a la red de alcantarillado municipal o eventualmente a una planta de tratamiento.

3) Alcantarillados sin arrastre de sólidos: son sistemas en los que el agua residual de una o más viviendas es descargada a un tanque interceptor de sólidos donde éstos se retienen y degradan, produciendo un efluente sin sólidos sedimentables que es transportado por gravedad en un sistema de colectores de diámetros reducidos y poco profundo.

- **Sistemas in situ.**

Por otra parte, existen sistemas basados en la disposición in situ de las aguas residuales como las letrinas y tanques, pozos sépticos y campos de riego, los cuales son sistemas de muy bajo costo y pueden ser apropiados en áreas suburbanas con baja densidad de población y con adecuadas características del subsuelo. En el tiempo, estos sistemas deben considerarse como sistemas transitorios a sistemas no convencionales o convencionales de recolección, transporte y disposición, en la medida en que el uso de la tierra tienda a ser urbano.

4.1.2 VARIABILIDAD Y ANÁLISIS DEL AGUA RESIDUAL.

El carácter del agua residual no es constante en términos de lugar ni de tiempo. Además, las técnicas comúnmente usadas en su muestreo y análisis están sujetas a muchos errores. La combinación de la variabilidad inherente y del error experimental produce considerable incertidumbre con respecto a las características reales en cualquier situación dada, siendo necesarios programas extensivos de pruebas para determinar la naturaleza real del agua residual. A medida que el agua residual pasa a través del sistema de recolección, el material orgánico sólido tiende a ser solubilizado por la acción microbial y es posible que algunos sólidos sean removidos por sedimentación, o al menos sean transportados por tracción a lo largo del fondo de la alcantarilla, mientras las grasas y aceites tienden a moverse hacia la superficie y tal vez, son depositados a lo largo de las paredes de las tuberías.

4.1.3 DISPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

Cuerpos receptores de las aguas residuales tratadas:

- **Las aguas superficiales y subterráneas.**
- **La atmósfera.**
- **Corrientes submarinas**
- **Superficies de terreno.**

El reconocimiento del valor del agua residual como recurso ha propiciado el incremento en el reúso de efluentes tratados, particularmente en las regiones donde el agua es escasa.

Los sitios de disposición o las obras de reúso deben localizarse a una distancia razonable de la planta de tratamiento debido al costo de conducción del efluente a grandes distancias. Debido a la posibilidad de que el agua residual pueda contener unos cuantos microorganismos patógenos en estado viable, incluso después de un tratamiento intenso, la disposición y el reúso deben llevarse a cabo con la debida precaución.

4.1.4 MÉTODOS DE DISPOSICIÓN MÁS COMUNES PARA AGUAS RESIDUALES

4.1.4.1 DILUCIÓN EN AGUAS SUPERFICIALES

Es el método más común para la disposición del agua residual. La disposición del agua residual tiene efectos en el cuerpo de agua receptor, como se presenta a continuación:

- **Efectos de descarga en corrientes**

En las corrientes de agua naturales existe un balance entre la vida vegetal y la animal, con considerable interdependencia entre las varias formas de vida. Las aguas de buena calidad se caracterizan por multiplicidad de especies sin predominio de alguna en particular. La materia orgánica que entra a la corriente es metabolizada por bacterias y convertida en amonio, nitratos, sulfates, dióxido de carbono, etc., que son usados, a su vez, por plantas y algas para producir carbohidratos y oxígeno. La vida vegetal es alimentada por animales microscópicos (protozoarios, rotíferos, etc.) que sirven como fuente de alimento para crustáceos, insectos, gusanos y peces. Algunos de los animales se alimentan de los residuos de otros, contribuyendo así a la degradación bacteriana. La introducción de cantidades excesivas de contaminantes puede afectar este balance natural en una variedad de formas. Cambios en el PH o en la concentración de algunas especies orgánicas e inorgánicas pueden ser tóxicos para formas de vida específicas.



Fotografía 4.1

Contaminación en Cuerpos Agua

4.1.4.2 DESCARGA A LA ATMOSFERA EN FORMA DE VAPOR

En regiones donde la evaporación de las aguas superficiales excede a la precipitación, es posible disponer las aguas residuales descargándolas en la atmósfera en forma de vapor. Los sistemas de evaporación son esencialmente estanques de oxidación, cuyas áreas superficiales se diseñan para la evaporación total del influente. Exceptuando las zonas áridas en las que la evaporación neta es significativa, se requerirían grandes áreas de terreno, limitando así los sistemas de evaporación a gastos pequeños en localidades rurales.

Los estanques de evaporación solar convencionales por lo general se ven limitados por la disponibilidad de tierras y el costo, posibles problemas de olor y las condiciones climatológicas. Estos sistemas se denominan también de retención total, y son diseñados sobre la base de un balance de masas. Dado que el flujo entrante total debe ser igual al agua perdida, en el largo plazo.

$$A(i_a) + Q_w = (e_a + P_a)A$$

Donde

A = Área de disposición del terreno, (m^2)

i_a = La precipitación anual, (m/año)

Q_w = Es el caudal de agua residual anual, (m^3 /año)

e_a = La evaporación anual (0.7 x por evaporación en tanque), (m/año)

P_a = La percolación anual permitida. (m/año)



Fotografía 4.2

Estanque de oxidación

4.1.4.3 EMISARIOS SUBMARINOS

Para ciudades en zonas costeras, la disposición en el océano ofrece una forma de disposición económicamente atractiva. El efluente es conducido hacia el mar por un emisor instalado sobre el fondo y se descarga a través de múltiples boquillas.

La longitud de la tubería depende principalmente de las corrientes oceánicas y de la cantidad de agua residual a disponer, aunque se sugieren longitudes de tubería mayor o iguales a 500 m. El flujo de agua residual que sale a través de los orificios en el difusor recibe el nombre de pluma o chorro.

Aunque se ha dispuesto agua residual cruda de esta manera sin causar problemas apreciables, es deseable eliminar residuos flotantes y grasas y aceites del agua residual antes de su disposición. Es necesario remover los objetos grandes que podrían obstruir la tubería o los orificios de salida.

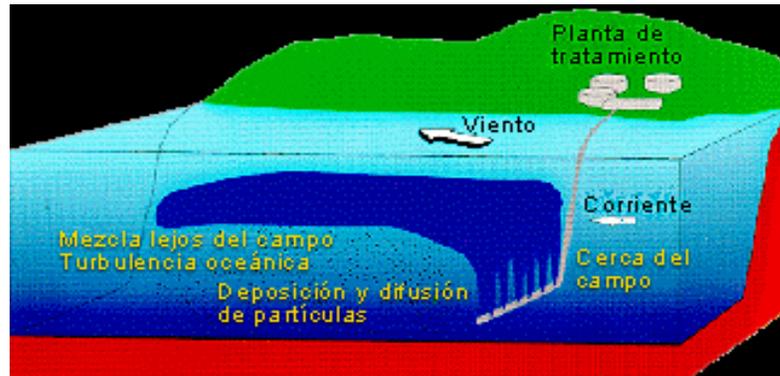


Figura 4.1

Emisarios Finales Submarinos



Fotografía 4.3

Tubería de descarga en el mar

4.1.4.4 DISPOSICIÓN EN TERRENO

La aplicación en el terreno puede considerarse como una técnica de disposición, una forma de reúso o las dos cosas. Las formas más comunes de aplicación en el terreno son la irrigación y la infiltración rápida. El agua residual puede usarse para suministrar agua y nutrientes a las plantas. La infiltración rápida consiste en

la descarga de aguas residuales a cuerpos de agua subterránea. Adicionalmente a la disposición del agua residual, también puede considerarse como objetivo la recarga del acuífero. Las formas más comunes de disposición en el terreno se describen en forma general a continuación:

- **Sistemas de irrigación también denominados sistemas de tasa lenta.**

Ya que las técnicas de aplicación son normalmente idénticas a aquellas empleadas en irrigación agrícola. La escorrentía superficial del residuo aplicado no es en general permitida; todo el caudal debe percolar al agua subterránea o ser retornado a la atmósfera por evapotranspiración.

- **La infiltración rápida.**

Puede ser usada ya sea para disposición de residuos, recarga de aguas subterráneas, o ambas. El agua es aplicada en relativamente altas tasas y percola, ya sea vertical u horizontalmente, lejos de la zona de aplicación. Los sitios de aplicación son de ordinario grandes cuencas que están debajo de arena y suelos de alta permeabilidad. El fondo de la cuenca puede ser cubierto por pastos tales como el bermuda o el lengua de canario, que pueden tolerar tanto condiciones húmedas como secas.

Tabla 4.1 Comparación de características de diseño para procesos de tratamiento en el terreno

Procesos Principales				Otros Procesos	
Características	Tasa Lenta	Infiltración Rápida	Flujo sobre el Terreno	Humedales	Subsuperficiales
Técnicas de Aplicación.	Rociador o superficial*	Usualmente superficial.	Rociador o superficial.	Rociador o superficial.	Tubería subsuperficial.
Tasa de aplicación anual, m.	0.61 a 6.1	6.1 a 170.8	3.05 a 21.35	1.22 a 30.5	2.44 a 26.54
Área requerida del campo, Ha**	22.68 a 226.8	0.81 a 22.68	6.48 a 44.5	4.46 a 113.4	5.27 a 56.7
Tasa de aplicación típica semana, cm.	1.27 a 10.16	10.16 a 304.8	6.35 a 15.24**** 15.24 a 40.64*****	2.54 a 63.5	5.08 a 50.8
Tratamiento de preaplicación mínimo requerido.	Sedimentación Primaria*****.	Sedimentación Primaria	Tamizado y remoción de arena.	Sedimentación Primaria.	Sedimentación primaria.
Disposición de agua residual aplicada.	Evapotranspiración y Percolación.	Percolación principalmente.	Escorrentía superficial y Evapotranspiración con alguna Percolación.	Evapotranspiración, Percolación y Escorrentía.	Percolación con alguna Evapotranspiración
Necesidad de vegetación.	Requerida.	Opcional.	Requerida.	Requerida.	Opcional.

Procesos Principales				Otros Procesos	
Características	Tasa Lenta	Infiltración Rápida	Flujo sobre el Terreno	Humedales	Subsuperficiales
Pendiente.	Menos de 20% en terreno cultivado; menos de 40% en terreno no cultivado.	No crítica; pendientes excesivas requieren mucho terraplén.	Pendientes terminadas de 2 a 8%.	Usualmente menor que 5%.	No crítica.
Permeabilidad del suelo.	Moderadamente baja a moderadamente rápida	Rápida (arenas, arenas con capa vegetal).	Lenta (arcillas, limos, y suelos con barreras impermeables).	Lenta a moderada.	Lenta a rápida.
Profundidad al agua subterránea, m.	0.61 a 0.92 (mínimo).	3.05 (profundidades menores se pueden aceptar).	No crítica.	No Crítica.	No crítica.
Restricciones Climáticas.	Almacenamiento a menudo necesario para tiempo frío y precipitaciones.	Ninguna (posibilidad de operación modificada en tiempo frío).	Almacenamiento a menudo necesario para tiempo frío.	Almacenamiento a menudo necesario para tiempo frío.	Ninguna

*Incluye lomos, surcos y bordes limpios.

**El área de campo en acres no incluye área de amortiguación, carreteras o zanjas para flujo de 1 Mgal/día (43.8 L/s).

***Rango para Aplicación de agua residual tamizada.

**** Rango para Aplicación de efluentes de lagunas y secundarios.

***** Depende del uso del efluente y el tipo de cultivo.

4.1.5 SELECCIÓN DE UN SISTEMA DE DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES

Para todas las formas de disposición se debe proporcionar tratamiento previo antes de la descarga al cuerpo receptor. A continuación algunos criterios a tomar en cuenta para la selección del método a usar:

- **Dilución en aguas superficiales**
 - Conocer la calidad del efluente que las normas vigentes exigen para el vertido de aguas negras en cuerpos de agua superficiales.
- **Evaporación.**
 - El área requerida debe ser lo suficientemente grande para lograr que el agua que se dispone, se evapore por completo.
 - Practicable en áreas donde el agua puede ser más provechosa si se usa para recargar aguas subterráneas o regar cultivos.
- **Emisarios submarinos**
 - Apropiado para zonas o ciudades costeras.
 - Considerar la longitud y profundidad adecuada de tubería para alcanzar las exigencias de calidad en las playas.
 - Proporcionar tratamiento preliminar (remoción de sólidos gruesos y otros desechos que puedan obstruir la tubería).

La disposición en terrenos

- Ideal para terrenos áridos, donde se dispone del terreno adecuado.
- Los suelos deben de tener una tasa alta de permeabilidad.

4.1.6 COMPONENTES DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

Los componentes de una red de alcantarillado sanitario son:

- **Colectores terciarios:** Son tuberías de pequeño diámetro de 6 y 10 pulgadas (150 a 250 mm) de diámetro interno, que pueden estar colocados debajo de las veredas, a los cuales se conectan las acometidas domiciliarias.
- **Colectores secundarios:** Son las tuberías que recogen las aguas de los terciarios y los conducen a los colectores principales. Se sitúan enterradas, en las vías públicas.
- **Colectores principales:** Son tuberías de gran diámetro, situadas generalmente en las partes más bajas de las ciudades, y transportan las aguas servidas hasta su destino final.
- **Pozos de inspección:** Son cámaras verticales que permiten el acceso a los colectores, para facilitar su mantenimiento, y están localizados en los cambios de dirección, cambios en el tamaño de la tubería, cambios sustanciales de pendiente y a intervalos de 90 a 150 m.
- **Caja de Conexión Domiciliar:** Son pequeñas cámaras de concreto, ladrillo o plástico que conectan el alcantarillado privado, interior a la propiedad, con el público. Se realiza por medio de tubería de 6" de diámetro, la cual va de la caja de registro a la tubería secundaria que en la mayoría de los casos es de 8" de diámetro. La llegada de la tubería domiciliar a la secundaria es en ángulo de 45° en dirección del flujo del agua, utilizando para ello el accesorio denominado

Yee-Tee. Solamente en casos especiales es permitida la conexión directa de una vivienda o edificación a un pozo de registro.

- **Estaciones de bombeo:** Como la red de alcantarillado trabaja por gravedad, para funcionar correctamente las tuberías deben tener una cierta pendiente, calculada para garantizar al agua una velocidad mínima que no permita la sedimentación de los materiales sólidos transportados. En ciudades con topografía plana, los colectores pueden llegar a tener profundidades superiores a 4 - 6 m, lo que hace difícil y costosa su construcción y complicado su mantenimiento. En estos casos puede ser conveniente intercalar en la red estaciones de bombeo, que permiten elevar el agua servida a una cota próxima a la cota de la vía.
- **Líneas de impulsión:** Tubería a presión que se inicia en una estación de bombeo y se concluye en otro colector o en la estación de tratamiento.
- **Estación de tratamiento de las aguas usadas o Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR):** Existen varios tipos de estaciones de tratamiento, que por la calidad del agua a la salida de la misma se clasifican en: estaciones de tratamiento **primario, secundario o terciario.**
- **Vertido final de las aguas tratadas:** el vertido final del agua tratada puede ser:
 - Llevada a un río o arroyo;
 - Vertida al mar en proximidad de la costa;
 - Vertida al mar mediante un emisario submarino, llevándola a varias centenas de metros de la costa;
 - Reutilizada para riego y otros menesteres apropiados.

4.1.7 DISEÑO DE ALCANTARILLAS LLENAS Y PARCIALMENTE LLENAS.

El flujo de líquido en una tubería puede ser con superficie libre o bajo presión, lo que depende de si la conducción fluye llena o no. Para un flujo con superficie libre en tubería deberá existir una superficie del líquido a presión atmosférica.

Habitualmente las alcantarillas se proyectan, dependiendo del criterio del diseñador, para que fluyan llenas o con cierta holgura en condiciones máximas. Por lo tanto debe destacarse que la condición normal del flujo en la alcantarilla es la de un canal con una superficie de agua libre en contacto con el aire. Cuando las alcantarillas van llenas lo hacen generalmente a poca presión.

Los principales factores que afectan al flujo de aguas residuales son:

- **La pendiente**
- **Área de sección transversal**
- **Rugosidad de la superficie interior del conducto**
- **Condiciones del flujo, (lleno o parcialmente lleno)**
- **Presencia o ausencia de obstrucciones, curvas, etc.**
- **Naturaleza, peso específico, y viscosidad del líquido**

Para el diseño de las alcantarillas debe tomarse en cuenta el perfil de las mismas, el cual debe coincidir con la superficie del agua, por lo que se considera que el perfil de la superficie del agua sea paralelo a la solera de la alcantarilla.

Según sea la pendiente de la tubería así se afectará la velocidad del flujo en la misma.

4.1.7.1 DISEÑO DE ALCANTARILLAS LLENAS

Las formulas utilizadas en el cálculo de flujo representan el cambio que se produce al transformarse la energía potencial de la altura disponible en energía cinética a una velocidad tal que venza las fuerzas de rozamiento.

Para el cálculo hidráulico del flujo a tubo lleno se utiliza la ecuación de Manning para flujo uniforme y permanente, por su facilidad de aplicación:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

V= velocidad a tubo lleno m/s

n = Coeficiente de Rugosidad de Manning

R_H = Radio Hidráulico m. (a tubería llena R_H=D/4)

S = Pendiente de la tubería m/m

Para conocer las velocidades en tuberías llenas se utilizan nomogramas que resuelven la formula de Manning considerando diversos caudales y diámetros de tuberías. Estos nomogramas son llamados también ábacos, los cuales difieren de acuerdo al coeficiente de rugosidad *n* utilizado.

Para emplear estos nomogramas se debe conocer algunos datos de la alcantarilla a diseñar.

Generalmente estos datos son:

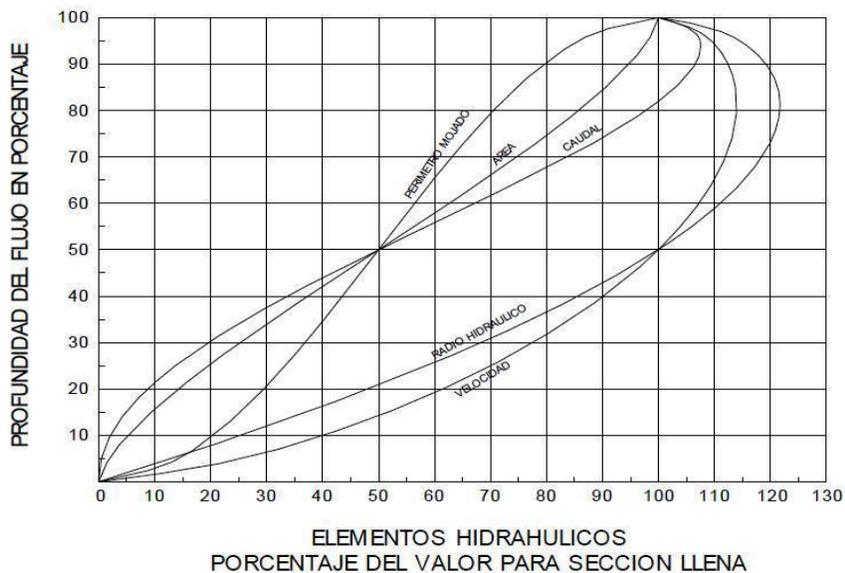
a. El caudal que se transportará: $Q = A \cdot V$

b. La pendiente o el diámetro de la tubería

De manera análoga al conocer dos datos que figuren en el nomograma puede conocerse los otros dos datos. Si al realizar un cálculo en el cual se necesita conocer el diámetro se obtiene un valor que no corresponde a uno comercial se tomará el diámetro inmediato superior.

4.1.7.2 DISEÑO DE ALCANTARILLAS PARCIALMENTE LLENAS

A menudo es necesario determinar la velocidad y profundidad de las aguas residuales en tubos que se encuentran parcialmente llenos. Para ello se utiliza una gráfica conocida como Curva del Banano, la cual permite obtener cálculos rápidos de las características hidráulicas que tienen las alcantarillas que trabajan parcialmente llenas y que son de forma circular. En la Grafica 4.1 se muestra la Gráfica del Banano, para emplear esta gráfica, es necesario, conocer primero las condiciones de la tubería cuando esta se encuentre llena, y con ello se calculan las relaciones entre dos datos conocidos.



Grafica 4.1 **Grafica del Banano.**

1. **Perímetro Mojado = P / P_{LL}** 2. **Área = A / A_{LL}**

Donde:

P = Perímetro Mojado de la sección a diseñar (m).

P_{LL} = Perímetro Mojado a tubo lleno (m).

A = Área de la sección a diseñar (m^2).

A_{LL} = Área a tubo lleno (m^2).

3. **Caudal = Q / Q_{LL}** 4. **Radio Hidráulico = R / R_{LL}**

Donde:

Q = Caudal de la sección a diseñar (L/s).

Q_{LL} = Caudal a tubo lleno (L/s).

R = Radio Hidráulico de la sección a diseñar (m).

R_{LL} = Radio Hidráulico a tubo lleno (m).

5. **Velocidad = V / V_{LL}**

Donde:

V = Velocidad de la sección a diseñar (m/s).

V_{LL} = Velocidad a tubo lleno (m/s).

4.2 SOLICITUD DE SERVICIOS (TRAMITES)

4.2.1 FACTIBILIDAD ANDA

Para el inicio de una habilitación de alcantarillado sanitario en urbanizaciones, se tiene que presentar el interesado en adquirir dichos servicios, a la agencia Universitaria, al departamento de factibilidad con los siguientes requisitos:

- Solicitud de Factibilidad para Urbanizaciones/Proyectos (Ver anexo A.1).
- Dos Planos del terreno con croquis de ubicación del mismo.
- Calificación del Lugar, Extendido por la OPAMSS.
- Recibo de Trámite valor de \$12.92.

La aprobación de dicha solicitud, tiene una duración aproximada de 2 a 6 meses, pero en algunas ocasiones, se ha demorado hasta 12 meses.

4.2.2 REQUISITOS PARA LA APROBACION DE PLANOS.

Cuando se recibe la aprobación de factibilidad, el siguiente trámite a efectuar es la aprobación de planos, para llevar a cabo este proceso, se entregan planos de perfil del terreno, así como los planos de ubicación de pozos y cajas, para revisión y aprobación, además de la revisión de la memoria de cálculo del sistema de alcantarillado de aguas negras solicitado, entre otros requisitos. (Ver anexo A.1).

4.2.3 TRAMITES DURANTE LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

Teniendo los planos y el diseño aprobados por ANDA, el proyecto se pone en marcha, teniendo en cuenta que se solicitara a ANDA, la supervisión parcial y total de las tuberías a instalar en el proyecto.

4.2.4 RECEPCION PARCIAL DE CAÑERIAS.

Cuando se finaliza un tramo de la red de alcantarillado, se deberá solicitar a la supervisión de ANDA, que se haga presente al proyecto, con el objetivo de verificar los trabajos realizados, y levantar un informe parcial de entrega de instalación de tuberías, el formato de entrega parcial de tramos de tuberías. (Ver anexo A.2), se debe notificar a la supervisión de ANDA, por lo menos con 10 días de anticipación, presentando la carta de inicio de la obra, con las fotocopias de los recibos cancelados, así como entregar los esquemas de las tuberías instaladas.

4.2.5 RECEPCION TOTAL Y HABILITACION DE SERVICIOS EN EL PROYECTO.

Concluidas las labores de colocación de tuberías, se solicita a ANDA, la recepción final y habilitación de los servicios, en la cual se presentaran los documentos solicitados en el Anexo A.3 (“Requisitos para Recepción Final y Habilitación”), al momento de revisar

las obras de acueductos, las cañerías deberán estar llenas de agua para la prueba de hermeticidad, la cual someterán al sistema de tuberías a una presión de 10.50 Kgs/Cms^2 (150 PSI), (105.46 m.c.a.), por un tiempo no menor a una hora, cuando se finalice la prueba y se revisen las tuberías sistema, se extenderá una nota la cual la supervisión de ANDA dará por finalizado los trabajos, y la habilitación de los servicios para la urbanización. (Ver anexo A.3).

4.3 METODOLOGIA Y ANÁLISIS DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE EJEMPLO MODELO UTILIZANDO HOJA DE CALCULO H-CANALES

4.3.1 PROYECTOS DE REDES DE ALCANTARILLADO

Las etapas que comprenden una red de alcantarillado son las siguientes⁷:

- a) Investigaciones preliminares: con frecuencia son necesarias para llegar a una estimación del costo aproximado, que sirva de base para el capital necesario.
- b) Los estudios de detalle: comprenden tanto los reconocimientos subterráneos como superficiales, y la recopilación de todas las informaciones necesarias para el proyecto.
- c) El proyecto definitivo: lo forman los cálculos y otros trabajos necesarios para determinar las pendientes, dimensiones y situaciones de las redes de alcantarilla y de sus instalaciones.
- d) Preparación del mapa: hay que preparar los planos, perfiles y especificaciones que han de definir los trabajos de construcción.
- e) Corrección de planos: estos se realizarán conforme a las modificaciones que se hagan durante la construcción.

⁷ Figueroa Santos y otros, Tesis UES Guía para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable y sistemas de alcantarillado de aguas negras y lluvias, año 2000.

4.3.2. DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO

4.3.2.1 DATOS DEL PROYECTO

- ✓ Número de lotes: 316
- ✓ Número de habitantes por lote: 5
- ✓ Dotación domestica: 125 lt/hab/dia
- ✓ Periodo de diseño: 20 años

4.3.2.2 CALCULO DE POBLACIÓN DE PROYECTO PARA CÁLCULO DE DOTACIÓN.

Los cálculos de población de proyecto y caudal máximo horario para alcantarillado de aguas negras se realizaran de la misma forma que en el sistema de abastecimiento de agua potable.

- ✓ Población actual:

$$P_a = N^{\circ} \text{ de lotes} \times \text{Hab/lote}$$

$$P_a = 316 \text{ lotes} \times 5 \text{ hab/lote} = 1580 \text{ hab}$$

- ✓ Población de proyecto:

$$P_n = P_a(1 + (i * n))$$

Donde:

P_n = Población en el año “n” (miles de Hab.).

P_a = Población Actual (miles de Hab.).

i = Tasa de Crecimiento Poblacional (%).

n = No. De año en que se quiere conocer la población.

Datos:

$P_a = 1580$ habitantes

$i = 0.81\%$ (la tasa de crecimiento es la misma que se calcula para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable)

$n = 20$ años

$$P_n = 1580(1 + (0.0081 * 20))$$

$$P_n = 1,835.95 \cong 1836 \text{ Hab.}$$

Dotación total

Dotación Total = Dotación domestica + 20% de dotación

$$Dotación Total = 1.2 \left(125 \frac{lbs}{hab * dia}\right)$$

$$Dotación Total = 150 \frac{lbs}{hab * dia}$$

4.3.2.3 CALCULO DE CAUDALES

Caudal medio diario

$$Q_{md} = \frac{(N^o \text{ hab} \times Dotación total)}{86400}$$

$$Q_{md} = \frac{(1836 \times 150)}{86400} = 3.19 \text{ lts/seg}$$

Caudal Máximo Diario

$$Q_{máxd} = K_1 \times Q_{md}$$

Se tomará valor de $K_1=1.35$, que es el promedio del rango que se presenta en la propuesta de parámetros del capítulo 2.

$$Q_{máxd} = 1.35 \times 3.19 \frac{lbs}{seg} = 4.30 \frac{lbs}{seg}$$

Caudal Máximo Horario

$$Q_{máxh} = K_2 \times Q_{md}$$

Se tomará valor de $K_2= 2.1$, que es el promedio del rango que se presenta en la propuesta de parámetros del capítulo 2.

$$Q_{máxh} = 2.1 \times 3.19 \frac{lbs}{seg} = 6.70 \text{ lbs/seg}$$

Caudal de diseño de aguas negras

$$Q_{AN} = F_{amp}[F.R.* Dotación * N] + Q_{inf} + Q_{CE} + Q_{com} + Q_{ind}$$

Donde:

F_{amp} = Factor de amplificación, se calcula por medio de la formula de Harmond

F.R. = Factor de retorno,

Q_{inf} = Caudal de infiltración (L/s)

Q_{CE} = Caudal de conexiones de emergencia (L/s)

Q_{com} = Caudal comercial (L/s)

Q_{ind} = Caudal industrial (L/s)

La urbanización del ejemplo modelo se ha dividido en zonas, cada zona corresponde un número de casas que aportaran un caudal de aguas negras y que se encuentran delimitadas en el dibujo q se muestra a continuación en la figura 4.2:



Figura 4.2 **Zonas tributarias de la urbanización**

Caudal de Retorno

Primero se calculará el caudal de retorno para cada zona, para realizar este cálculo es necesario conocer el factor de distribución de caudales, que se obtiene de la relación del Caudal máximo horario con el número de lotes de la urbanización:

$$F_{distrib} = \frac{Q_{máxh}}{N^{\circ} \text{ de lotes}}$$

$$F_{distrib} = \frac{6.70}{316} = 0.02120 \frac{L}{s} * Lote$$

Conociendo el factor de distribución de caudal por lote, y el factor de retorno, se procede a calcular el caudal de retorno para cada zona de la urbanización.

✓ Zona 1, pasaje vehicular 9

Datos:

N° de casas en la zona: 24

Factor de retorno: 0.80

Factor de distribución: 0.02120

$$Q_{retorno} = N^{\circ} \text{ de casas} * \text{Factor de distribucion} * \text{Factor de retorno}$$

$$Q_{retorno1} = 24 * 0.02120 * 0.8 = \mathbf{0.4070 L/s}$$

Los cálculos son repetitivos para las siguientes zonas, se presenta la tabla resumen 4.2 con los cálculos de los caudales de retorno de las otras zonas.

Tabla 4.2 Caudales de retorno de las zonas tributarias de la urbanización.

Zona	Calle	No. De casas/ zonas	Factor de Distribución	Factor de Retorno	Q Retorno (L/s)
1	Pasaje Vehicular No. 9	24	0.02120	0.8	0.4070
2	Pasaje Vehicular No. 9	35	0.02120	0.8	0.5936
3	Pasaje Vehicular No. 8	27	0.02120	0.8	0.4579
4	Pasaje Vehicular No. 8	31	0.02120	0.8	0.5258
5	Pasaje Vehicular No. 7	27	0.02120	0.8	0.4579
6	Pasaje Vehicular No. 7	25	0.02120	0.8	0.4240
7	Pasaje Vehicular No. 6	22	0.02120	0.8	0.3731
8	Pasaje Vehicular No. 6	18	0.02120	0.8	0.3053
9	1a. Avenida Norte	17	0.02120	0.8	0.2883
10	2a. Avenida Norte	27	0.02120	0.8	0.4579
11	Pasaje Vehicular No. 5	21	0.02120	0.8	0.3562
12	Pasaje Vehicular No.1				
12-1	Tramo 1A-1B	3	0.02120	0.8	0.0509
12-2	Tramo 1B-1C	2	0.02120	0.8	0.0339
13	Pasaje Vehicular No.2	10	0.02120	0.8	0.1696
14	Pasaje Vehicular No.3	12	0.02120	0.8	0.2035
15	Pasaje Vehicular No.4	11	0.02120	0.8	0.1866
16	1a. Calle Poniente	4	0.02120	0.8	0.0678
	Total	316			

Caudal de Infiltración

$$Q_{inf} = F_{inf} * L_t$$

Donde:

Q_{inf} = Caudal de Infiltración (L/s)

F_{inf} = Factor de infiltración en l/s/m.

L_t = Longitud de la tubería en metros.

- El valor del factor de infiltración que se tomará es de 0.25 l/s/km, tomado de la propuesta de parámetros presentado en el capítulo 2.
- La longitud de la tubería para cada tramo se medirá directamente del plano.
- En los cálculos, la nomenclatura que se asignará a las cajas de aguas negras será CAN, y para los pozos de aguas negras PAN.

✓ Zonas Tributarias

Zona 1, pasaje vehicular 9

- Tramo de caja de aguas negras 2 (CAN 2) a pozo de aguas negras 3 (PAN 3).

Datos:

Longitud de tubería = 100.00 m

Factor de infiltración = 0.00025 l/s/m

$$Q_{inf} = 0.00025 * 100 = \mathbf{0.025 \frac{L}{s}}$$

- Tramo de pozo de aguas negras 3 (PAN 3) a pozo de aguas negras 2 (PAN 2)

Longitud de tubería = 35.61 m

Factor de infiltración = 0.00025 l/s/m

$$Q_{inf} = 0.00025 * 35.61 = \mathbf{0.009} \frac{L}{s}$$

De los resultados anteriores se tiene para la zona 1:

$$Q_{inf1} = 0.025 + 0.009 = \mathbf{0.034} \frac{l}{s}$$

Los cálculos son repetitivos para los siguientes tramos de las zonas tributarias de la urbanización, se presenta la tabla 4.3 con un resumen de resultados de los caudales de infiltración.

Tabla 4.3 Caudales por infiltración de zonas tributarias.

Zonas	Longitud de Tubería (m)	Factor de Infiltración (L/s/m)	Contribución por Infiltración (L/s)	Contribución por Infiltración Total (L/s)
1				0.034
CAN2-PAN3	100	0.00025	0.025	
PAN3-PAN2	35.61	0.00025	0.009	
2				0.049
CAN1-PAN1	100	0.00025	0.025	
PAN1-PAN2	96.85	0.00025	0.024	
3				0.041
CAN4-PAN6	100	0.00025	0.025	
PAN6-PAN5	64.95	0.00025	0.016	

Zonas	Longitud de Tubería (m)	Factor de Infiltración (L/s/m)	Contribución por Infiltración (L/s)	Contribución por Infiltración Total (L/s)
4				0.047
CAN3-PAN4	100	0.00025	0.025	
PAN4-PAN5	89.19	0.00025	0.022	
5				0.045
CAN6-PAN9	100	0.00025	0.025	
PAN9-PAN8	78.07	0.00025	0.020	
6				0.036
CAN5-PAN7	100	0.00025	0.025	
PAN7-PAN8	44.94	0.00025	0.011	
7				0.048
CAN8-PAN12	100	0.00025	0.025	
PAN12-PAN11	91.18	0.00025	0.023	
8				0.029
CAN7-PAN10	56.59	0.00025	0.014	
PAN10-PAN11	60	0.00025	0.015	
9				0.050
CAN9-PAN14	100.00	0.00025	0.025	
PAN14-PAN13	100.00	0.00025	0.025	
10				0.035
CAN10-PAN17	70	0.00025	0.018	
PAN17-PAN16	70	0.00025	0.018	
PAN16-PAN15	70.12	0.00025	0.018	
11				0.040
CAN11-PAN20	92.6	0.00025	0.023	
PAN20-PAN19	68	0.00025	0.017	
PAN19-PAN18	68	0.00025	0.017	
12-1				0.017
CAN15-PAN26	66.55	0.00025	0.017	
12-2				0.090
CAN16-PAN26	36.86	0.00025	0.009	
13				0.018
CAN14-PAN25	71.16	0.00025	0.018	
14				0.020
CAN13-PAN23	79.13	0.00025	0.020	
15				0.019
CAN12-PAN22	74.73	0.00025	0.019	

✓ Contribución por Infiltración de Tuberías de Recolección y Transporte

PRIMERA CALLE ORIENTE

Tramo 1CO-2CO

De pozo de aguas negras 2 (PAN 2) a pozo de aguas negras 5 (PAN 5).

Longitud de tubería = 49.90 m

Factor por infiltración = 0.00025 L/s/m

$$Q_{inf} = 0.00025 * 49.90 = \mathbf{0.012} \frac{L}{s}$$

Los cálculos son repetitivos para los siguientes tramos de la calle principal, a continuación se presenta la tabla 4.4 con un resumen de los caudales de infiltración.

Tabla 4.4 Caudales por infiltración para la primera calle oriente.

1a. Calle Oriente	Longitud Tubería (m)	Factor por Infiltración (L/s/m)	Contribución por Infiltración (L/s)
Tramo 1CO-2CO	49.9	0.00025	0.012
PAN2-PAN5			
Tramo 2CO-3CO	49.9	0.00025	0.012
PAN5-PAN8			
Tramo 3CO-4CO	49.9	0.00025	0.012
PAN8-PAN11			
Tramo 4CO-5CO	49.7	0.00025	0.012
PAN11-PAN13			
Tramo 5CO-6CO	77.99	0.00025	0.019
PAN13-PAN15			
Tramo 6CO-7CO	59.78	0.00025	0.015
PAN15-PAN18			
Tramo 8CO-9CO	41.07	0.00025	0.010
PAN18-PAN21			

PASAJE N°1'

Tramo 1'A-1'B

De caja de aguas negras 16 (CAN16) a pozo de aguas negras 26 (PAN26)

Longitud de tubería = 36.86 m

Factor por infiltración = 0.00025 L/s/m

$$Q_{inf} = 0.00025 * 36.86 = \mathbf{0.009} \frac{L}{s}$$

Los cálculos son repetitivos para los siguientes tramos del pasaje 1', a continuación se presenta un cuadro resumen con los caudales de infiltración.

Tabla 4.5 Caudales por infiltración para el pasaje N° 1'.

Pasaje No. 1'	Longitud Tubería (m)	Factor por Infiltración (L/s/m)	Contribución por Infiltración (L/s)
Tramo 1'A-1'B			
CAN16-PAN26	36.86	0.00025	0.009
Tramo 1'B-1'C			
PAN26-PAN25	53.12	0.00025	0.013
Tramo 1'C-1'D			
PAN25-PAN24	35.66	0.00025	0.009
Tramo 1'D-1'E			
PAN24-PAN23	12.93	0.00025	0.003
Tramo 1'D-1'E			
PAN23-PAN22	49.08	0.00025	0.012
Tramo 1'E-1'F			
PAN22-PAN21	69.52	0.00025	0.017

TRAMO DE CONEXIÓN A SERVICIOS DE ANDA

Tramo 1'D-1'E

Longitud = 98.3 m

Factor por infiltración = 0.00025

$$Q_{inf} = 0.00025 * 98.30 = \mathbf{0.025 \frac{L}{s}}$$

Caudal de Conexiones por Emergencia

Se debe considerar un factor de conexión por emergencia, para cualquier eventualidad, en el caso que tenga que usarse el drenaje sanitario para evacuar aguas lluvias, para el desarrollo del ejemplo modelo se tomará el valor de 0.1 L/s/Ha de la “Propuesta de parámetros” presentada en este documento.

Se determino a partir, de una función en programa AUTOCAD.

Se selecciona en la barra de tareas, la opción tools, y el comando inquiry, posteriormente se desplegara una ventana con diferentes comandos, seleccionar el comando area.

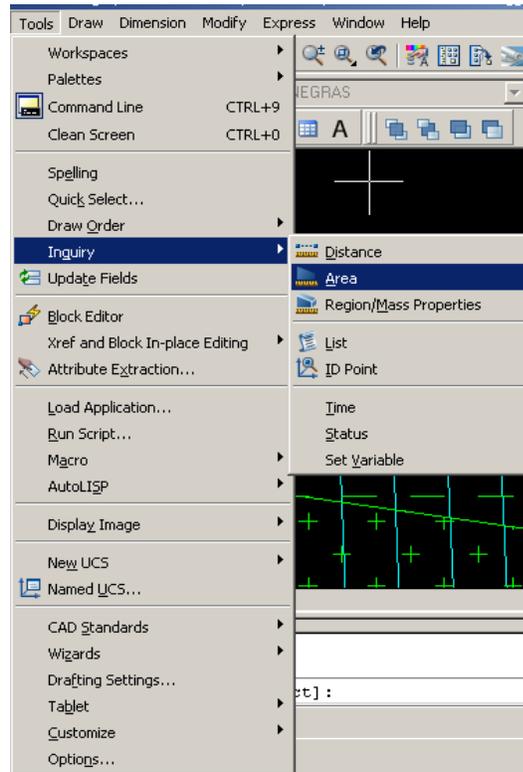


Figura 4.3 **Ventana de menú Tools de Autocad**

A continuación seleccionar la opción object, con esto el programa calculara el área de la sección, cabe resaltar que el programa calculara el área, dependiendo de las unidades de entrada en nuestro caso en m².

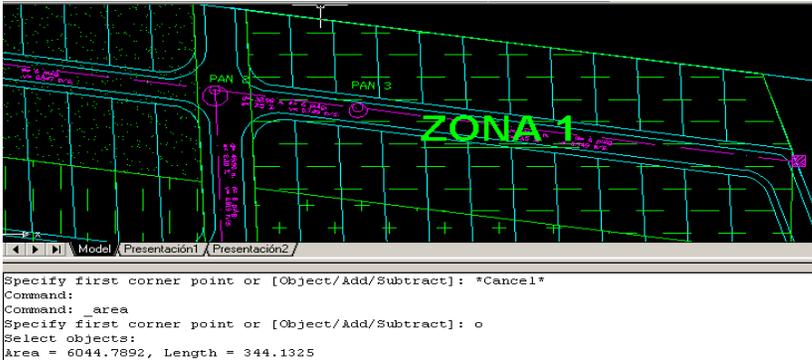


Figura 4.4 **Calculo de área en Autocad**

- Se deben conocer las áreas de influencia de cada zona, antes de calcular el caudal por conexión de emergencia, esto se hace tomando directamente del plano las áreas de cada pasaje de la zona.

$$Q_{CE} = F_{CE} * \text{Area de influencia}$$

Q_{CE} = Caudal de conexión por emergencia L/s.

F_{CE} = Factor de conexión por emergencia en L/s/Ha.

Zona 1, pasaje vehicular 9

Datos: Área = 0.604 Ha

F_{CE} = 0.1 L/s/Ha

$$Q_{CE1} = 0.1 * 0.604 = \mathbf{0.060 L/s}$$

Los cálculos de los caudales por conexiones de emergencia de las otras zonas se presentan en la tabla 4.6.

Tabla 4.6 Caudales de conexiones por emergencia para las zonas tributarias.

Zonas	Área (Ha)	Factor por Conexiones de Emergencia (L/s/Ha)	Contribución por conexiones de Emergencia (L/s)
1	0.604	0.100	0.060
2	0.931	0.100	0.093
3	0.700	0.100	0.070
4	0.870	0.100	0.087
5	0.696	0.100	0.070
6	0.613	0.100	0.061
7	0.560	0.100	0.056
8	0.491	0.100	0.049
9	0.542	0.100	0.054
10	0.953	0.100	0.095
11	0.664	0.100	0.066
12-1	0.149	0.100	0.015
12-2	0.104	0.100	0.010
13	0.289	0.100	0.029
14	0.353	0.100	0.035
15	0.318	0.100	0.032
16	0.132	0.100	0.013

Caudal de diseño

- Para el cálculo del caudal de diseño, se debe conocer el factor de amplificación el cual se obtiene con la siguiente fórmula:

$$F_{amp} = 1 + \frac{14}{(4 + P^{0.5})}$$

De los cálculos realizados anteriormente la población de proyecto es 1836 habitantes.

$$F_{amp} = 1 + \frac{14}{(4 + 1836^{0.5})} = 1.30$$

Pero de la “Propuesta de parámetros” se tiene que $F \geq 1.4$ para poblaciones de 1,000 a 1,000,000 de habitantes, por lo tanto el valor que se utilizará será de 1.4.

Caudal De Diseño De Aguas Negras (Q_{AN})

✓ ZONAS TRIBUTARIAS

Zona 1, pasaje vehicular 9

Datos:

$$Q_{retorno1} = 0.407 \text{ L/s}$$

$$Q_{infl} = 0.034 \text{ L/s}$$

$$Q_{CE1} = 0.060 \text{ L/s}$$

- La zona en la que se ubica la urbanización del ejemplo modelo no tiene aportación de caudales industriales y comerciales.

$$Q_{AN} = F_{amp}[Q_{retorno}] + Q_{inf} + Q_{CE} + Q_{com} + Q_{ind}$$

$$Q_{AN} = 1.4(0.407) + 0.033 + 0.060 = \mathbf{0.664 L/s}$$

Los cálculos son repetitivos para las siguientes zonas tributarias de la urbanización, a continuación se presenta la tabla 4.7 con el resumen de los caudales de diseño para cada zona.

Tabla 4.7 Caudales de diseño para las zonas tributarias de la urbanización.

Zonas	F _{amp}	Contribución (Domestica) (L/s)	Contribución Industrial, Comercial, Institucional (L/s)	Contribución por Infiltración (L/s)	Contribución por conexiones de Emergencia (L/s)	Q _{AN} (L/s)
1	1.4	0.407	No existe	0.034	0.060	0.664
2	1.4	0.594	No existe	0.049	0.093	0.973
3	1.4	0.458	No existe	0.041	0.070	0.752
4	1.4	0.526	No existe	0.047	0.087	0.870
5	1.4	0.458	No existe	0.045	0.070	0.755
6	1.4	0.424	No existe	0.036	0.061	0.691
7	1.4	0.373	No existe	0.048	0.056	0.626
8	1.4	0.305	No existe	0.029	0.049	0.506
9	1.4	0.288	No existe	0.050	0.054	0.508
10	1.4	0.458	No existe	0.053	0.095	0.789
11	1.4	0.356	No existe	0.057	0.066	0.622
12-1	1.4	0.051	No existe	0.017	0.015	0.103
12-2	1.4	0.034	No existe	0.009	0.010	0.067
13	1.4	0.170	No existe	0.018	0.029	0.284
14	1.4	0.204	No existe	0.020	0.035	0.340
15	1.4	0.187	No existe	0.019	0.032	0.312
16	1.4	0.068	No existe	0.012	0.013	0.121

PRIMERA CALLE ORIENTE

El colector primario recibe los caudales aportados por las zonas tributarias de la urbanización, en la tabla 4.8 se muestra la aportación de caudales por zona.

- El caudal de diseño de aguas negras (Q_{AN}), para los colectores primarios, se obtendrá de la suma de los caudales: Q_{inf} , $Q_{aportado}$ y el Q_{AN} acumulado del tramo anterior.

Tramo 2CO-3CO

$$Q_{inf} = 0.012 \text{ L/s} \quad Q_{aportado} = 1.621 \text{ L/s} \quad Q_{acumulado} = 1.649 \text{ L/s}$$

$$Q_{AN} = Q_{inf} + Q_{aportado} + Q_{acumulado}$$

$$Q_{AN} = 0.012 + 1.621 + 1.649 = \mathbf{3.282 \text{ L/s}}$$

Tabla 4.8 Caudales de diseño, primera calle oriente.

1a. Calle Oriente	Contribución por Infiltración (L/s)	Q total aportado por zona (L/s)	Q_{AN} (L/s)
Tramo 1CO-2CO	0.012	1.636	1.649
Tramo 2CO-3CO	0.012	1.621	3.282
Tramo 3CO-4CO	0.012	1.446	4.741
Tramo 4CO-5CO	0.012	1.132	5.885
Tramo 5CO-6CO	0.019	0.508	6.413
Tramo 6CO-7CO	0.015	0.789	7.217
Tramo 8CO-9CO	0.010	0.743	7.970

PASAJE N° 1'

- El caudal de diseño de aguas negras (Q_{AN}), para los colectores primarios, se obtendrá de la suma de los caudales: Q_{inf} , $Q_{aportado}$ y el Q_{AN} acumulado del tramo anterior.

TRAMO 1'B-1'C

$$Q_{inf} = 0.013 \text{ L/s}$$

$$Q_{aportado} = 0.284 \text{ L/s}$$

$$Q_{acumulado} = 0.476 \text{ L/s}$$

$$Q_{AN} = Q_{inf} + Q_{aportado} + Q_{acumulado}$$

$$Q_{AN} = 0.013 + 0.284 + 0.179 = \mathbf{0.476 \text{ L/s}}$$

En la tabla 4.9 se detallan los caudales por infiltración, aportados y los caudales de diseño en el pasaje N° 1'.

Tabla 4.9 Caudales de diseño Pasaje N° 1'

Pasaje No. 1'	Contribución por Infiltración (L/s)	Q aportado por zona (L/s)	Q_{AN} (L/s)
Tramo 1'A-1'B	0.009	0.170	0.179
Tramo 1'B-1'C	0.013	0.284	0.476
Tramo 1'C-1'D	0.009	0.340	0.825
Tramo 1'D-1'E	0.003		0.829
Tramo 1'D-1'E	0.012	0.311	1.152
Tramo 1'E-1'F	0.017		1.169

Caudal Total A Evacuar

TRAMO DE CONEXIÓN A SERVICIOS DE ANDA

- El caudal total que necesita evacuar el sistema de alcantarillado de la urbanización, se calculará sumando los caudales de los tramos tributarios y el caudal de infiltración, como se muestra a continuación en el tabla 4.10.

Tabla 4.10 Caudal total de diseño de la urbanización.

Tubería de Traslado de servicios a ANDA	Tramos Tributarios	Q_{aportado} (L/s)	Contribución por Infiltración (L/s)	Q_{ANDA} (L/s)
ANDA-URBANIZACION	Tramo 1´F-1´G	1.169	0.02458	9.163
	Tramo 8CO-9CO	7.969		

4.3.2.4 DISEÑO DE COLECTORES

Se hará uso de la hoja de cálculo “HCANALES”, de Máximo Villón Béjar, el cual, nos proporcionará la velocidad y el tirante normal del flujo en condiciones reales.

Antes de ejecutar el programa debemos tener ciertos datos de entrada:

- a) Caudal que estará circulando en el colector m³/s.

- b) Diámetro de la tubería en m, estos serán asumidos, de acuerdo al tramo que se diseñará, y respetando los diámetros mínimos establecidos en las normas.
- c) Rugosidad, que depende del material de la tubería (adimensional).
- d) Pendiente del tramo en m/m, este valor será asumido hasta cumplir con los parámetros de velocidad y fuerza de tracción.

Ejemplo de ejecución de “Hcanales”

Se inicia el programa, que ha sido previamente instalado, este debe buscarse en el menú de todos los programas y buscar la carpeta. Aparecerá la siguiente ventana:



Figura 4.5

Ventana de inicio Hcanales.

Para el diseño de alcantarillas se debe seleccionar del menú herramientas, la opción tirante normal, luego se selecciona la opción “sección circular” y se muestra una nueva ventana que se muestra a continuación, en la cual se solicitan los datos de entrada.

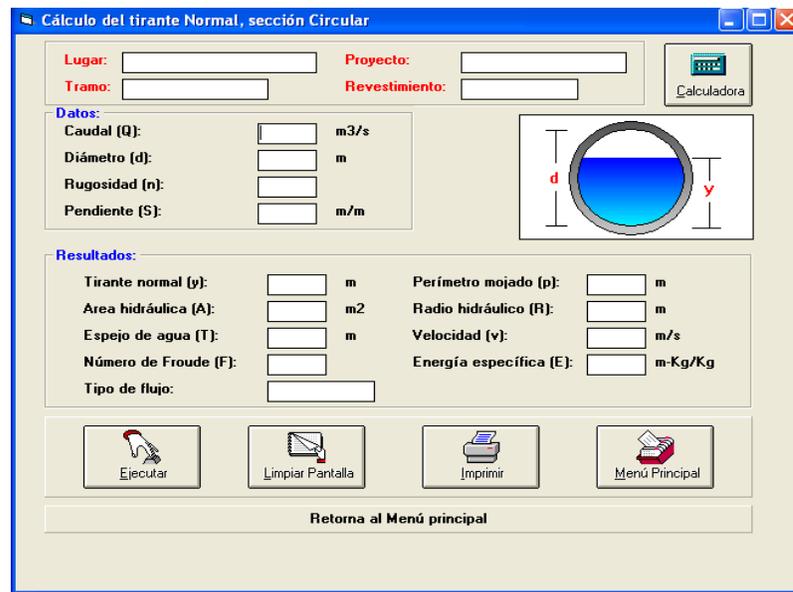


Figura 4.6

Ventana de cálculo de tirante normal para sección circular

Se debe introducir en esta ventana, además de los datos, información sobre el proyecto como:

- Lugar: la ubicación del proyecto que se está diseñando.
- Tramo: el tramo de la tubería que se va a diseñar, para el ejemplo modelo que se está desarrollando las tuberías las hemos ubicado por zonas, las cuales se han delimitado en la figura 4.2.
- Proyecto: el nombre del proyecto para el cual se está diseñando el sistema de alcantarillado.

- Revestimiento: aquí se debe colocar el material de la tubería que se utilizará, para el proyecto del ejemplo modelo usaremos tuberías de PVC.

Luego se deben introducir los datos que solicita Hcanales: el caudal, diámetro, rugosidad y pendiente.

Para el ejemplo modelo, que se está desarrollando se calculara para la zona 1, pasaje vehicular 9, los datos a introducir para este tramo son:

Caudal = 0.000664 m³/s

Diámetro = 6 pulgadas = 0.1524 m, este valor se toma del valor mínimo establecido en la “Propuesta de parámetros” que se presenta en este documento, para tramos iniciales, y con una fuerza de tracción mínima de 2 Pa (N/m²).

Rugosidad = 0.011 para tuberías de PVC según la norma de ANDA parte II numeral 5.

Pendiente = 1.5% = 0.015

Luego de introducir los datos en cada una de las respectivas celdas, seleccionamos ejecutar, y nos aparecerán los resultados, como se muestra en la siguiente figura:

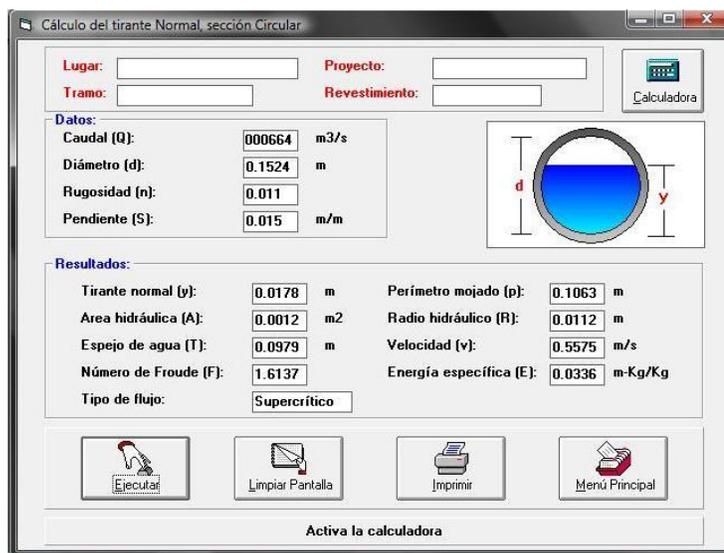


Figura 4.7

Resultados obtenidos al ejecutar el programa

Los resultados más importantes obtenidos de Hcanales son, el *radio hidráulico* que tiene un valor de 0.0112 m, y la *velocidad* de 0.5575 m/s.

Se verifica que la velocidad obtenida cumple con la mínima permitida que es de 0.5 m/s, luego se procede a calcular la fuerza de tracción usando la siguiente fórmula:

$$\tau = \gamma_{H_2O} * R_h * S$$

Donde:

τ = Fuerza de tracción en Pa (Pascales, N/m²).

γ_{H_2O} = Peso específico del agua en N/m³.

R_h = Radio hidráulico en m.

S = Pendiente de la tubería en m/m.

$$\tau = 9810 * 0.0112 * 0.02 = 1.65 Pa$$

Obtenemos una fuerza de tracción de 1.65 Pa, y esta es menor a 2 Pa que es la fuerza de tracción mínima establecida en la “Propuesta de Parámetros”; se procede entonces a encontrar una pendiente adecuada, con la que se cumplan ambos parámetros, velocidad y fuerza de tracción. Para el caso del ejemplo, se coloca una pendiente de 2%, con la que se cumplen los parámetros mínimos permitidos, como se muestra en la tabla 4.11.

De esta misma forma se calculó la velocidad real y el tirante para los demás tramos que componen la red de alcantarillado sanitario de la urbanización, se muestra una tabla con el resumen de resultados obtenidos de “Hcanales”.

Tabla 4.11 Resumen de resultados obtenidos de Hcanales.

Zona	Caudal (m ³ /s)	Diámetro (pulg.)	Diámetro (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Pendiente (m/m)	Radio hidráulico (m)	Fuerza de tracción (N/m ²) *
1	0.000664	6	0.1524	0.0166	0.6166	0.020	0.0105	2.0601
2	0.0009973	6	0.1524	0.021	0.6580	0.017	0.0131	2.1847
3	0.000752	6	0.1524	0.0176	0.6401	0.020	0.0111	2.1778
4	0.000870	6	0.1524	0.0197	0.6317	0.017	0.0123	2.0513
5	0.000755	6	0.1524	0.0176	0.6406	0.020	0.0111	2.1778
6	0.000691	6	0.1524	0.0169	0.6240	0.020	0.0107	2.0993
7	0.000626	6	0.1524	0.0161	0.6054	0.020	0.0102	2.0012
8	0.000506	6	0.1524	0.0141	0.5961	0.023	0.009	2.0307
9	0.000508	6	0.1524	0.0141	0.5972	0.023	0.009	2.0307
10	0.000789	6	0.1524	0.0185	0.6258	0.018	0.0116	2.0483
11	0.000622	6	0.1524	0.0161	0.6043	0.020	0.0102	2.0012
13	0.000284	6	0.1524	0.0099	0.5613	0.032	0.0064	2.0091
14	0.000340	6	0.1524	0.011	0.5797	0.030	0.0071	2.0895
15	0.000312	6	0.1524	0.0105	0.5647	0.030	0.0068	2.0012
12-1	0.000103	6	0.1524	0.0053	0.5057	0.059	0.0035	2.0258
12-2	0.000067	6	0.1524	0.0041	0.4900	0.076	0.0027	2.0130

*Fuerza de tracción por área de tubería.

Tabla 4.12 Resumen de resultados de Hcanales Pasaje N°1'.

Zona	Caudal (m ³ /s)	Diámetro (pulgadas)	Diámetro (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Pendiente (m)	Radio hidráulico (m)	Fuerza de tracción (N/m ²)*
Tramo 1'B-1'C	0.000473	6	0.1524	0.0135	0.5932	0.024	0.0086	2.02478
Tramo 1'C-1'D	0.000821	6	0.1524	0.0191	0.6208	0.017	0.012	2.00124
Tramo 1'D-1'E	0.000825	6	0.1524	0.0192	0.6217	0.017	0.012	2.00124
Tramo 1'E-1'F	0.001148	6	0.1524	0.0231	0.655	0.015	0.0143	2.10425
Tramo 1'F-1'G	0.001165	6	0.1524	0.0237	0.6438	0.014	0.0146	2.00516

Para el ejemplo modelo, que se está desarrollando se calculara para el tramo 1CO – 2CO de recolección y transporte se tiene lo siguiente:

Caudal = 0.001649 m³/s

Diámetro = 8 pulgadas = 0.2032 m, este valor se toma del valor mínimo establecido en la “Propuesta de parámetros” para colectores terciarios, y con una fuerza de tracción mínima de 3 Pa (N/m²) que se presenta en este documento.

Rugosidad = 0.011 para tuberías de PVC según la norma de ANDA parte II numeral 5.

Pendiente = 2.1% = 0.021

Introduciendo los datos, en el programa se calculo para los demás tramos que se muestran a continuación:

Tabla 4.13 Resumen de resultados obtenidos de Hcanales Primera Calle Oriente.

Zona	Caudal (m ³ /s)	Diámetro (pulgadas)	Diámetro (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Pendiente (m/m)	Radio hidráulico (m)	Fuerza de tracción (N/m ²) *
Tramo 1CO-2CO	0.001649	8	0.2032	0.0234	0.7930	0.021	0.0148	3.0489
Tramo 2CO-3CO	0.003282	8	0.2032	0.0354	0.8653	0.015	0.0217	3.1932
Tramo 3CO-4CO	0.004740	8	0.2032	0.0449	0.8909	0.012	0.0268	3.1549
Tramo 4CO-5CO	0.005883	8	0.2032	0.0500	0.9486	0.012	0.0294	3.4610
Tramo 5CO-6CO	0.006410	8	0.2032	0.0534	0.9427	0.011	0.0311	3.3560
Tramo 6CO-7C O	0.007214	8	0.2032	0.0567	0.9752	0.011	0.0327	3.5287
Tramo 8CO-9CO	0.007966	8	0.2032	0.0597	1.0031	0.011	0.0341	3.6797

Tabla 4.14 Resumen de resultados en el tramo de conexión a tubería de servicio de

ANDA.

Tubería de Traslado de servicios a ANDA	Caudal (m ³ /s)	Diámetro (pulgadas)	Diámetro (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Pendiente (m/m)	Radio hidráulico (m)	Fuerza de tracción (N/m ²)*
ANDA-PAN21	0.0009163	8	0.2032	0.0627	1.077	0.02	0.0356	6.98472

4.3.2.5 VELOCIDAD A TUBO LLENO

En la memoria técnica que solicita ANDA se deben presentar cuadros en los que se incluya la velocidad a tubo lleno.

Tabla 4.15 Velocidades a tubo lleno.

TRAMO		LONGITUD (m)	NUMERO DE VIVIENDAS		CAUDAL CONDUCIDO (L/s)	PENDIENTE (%)	DIAMETRO PROYECTADO (Pulg.)	FLUJO A TUBO LLENO	
De Pozo	A Pozo		PARCIAL	ACUM.				Q LL (L/s)	V LL (m/s)
CAN-1	PAN 1	100.00	35	-	0.973	1.70	6	24.482	1.342
PAN 1	PAN 2	96.85	35	-	0.973	1.70	6	24.482	1.342
CAN-2	PAN 3	100.00	24	-	0.664	2.00	6	26.554	1.456
PAN 3	PAN 2	35.61	24	-	0.664	2.00	6	26.554	1.456
PAN 2	PAN 5	49.90	-	59	1.649	2.10	8*	58.600	1.807
CAN-3	PAN 4	100.00	31	-	0.870	1.70	6	24.482	1.342
PAN 4	PAN 5	89.19	31	-	0.870	1.70	6	24.482	1.342
CAN-4	PAN 6	100.00	27	-	0.752	2.00	6	26.554	1.456
PAN 6	PAN 5	64.95	27	-	0.752	2.00	6	26.554	1.456
PAN 5	PAN 8	49.90	-	117	3.282	1.50	8*	49.526	1.527
CAN-5	PAN 7	100.00	25	-	0.691	2.00	6	26.554	1.456
PAN 7	PAN 8	44.94	25	-	0.691	2.00	6	26.554	1.456
CAN-6	PAN 9	100.00	27	-	0.755	2.00	6	26.554	1.456
PAN 9	PAN 8	78.07	27	-	0.755	2.00	6	26.554	1.456
PAN 8	PAN 11	49.90	-	169	4.747	1.20	8*	44.297	1.366
CAN-7	PAN 10	59.56	18	-	0.506	2.30	6	28.476	1.561
PAN 10	PAN 11	60.00	18	-	0.506	2.30	6	28.476	1.561
CAN-8	PAN 12	100.00	22	-	0.626	2.00	6	26.554	1.456
PAN 12	PAN 11	91.18	22	-	0.626	2.00	6	26.554	1.456
PAN 11	PAN 13	49.70	-	209	5.883	1.10	8*	42.411	1.308

*Tuberías de la red principal.

TRAMO		LONGITUD (m)	NUMERO DE VIVIENDAS		CAUDAL CONDUCIDO (L/s)	PENDIENTE (%)	DIAMETRO PROYECTADO (Pulg.)	FLUJO A TUBO LLENO	
De Pozo	A Pozo		PARCIAL	ACUM.				Q LL (L/s)	V LL (m/s)
CAN-9	PAN 14	100.00	17	-	0.508	2.30	6	28.476	1.561
PAN 14	PAN 13	100.00	17	-	0.508	2.30	6	28.476	1.561
PAN 13	PAN 15	77.99	-	226	6.410	1.10	8*	42.411	1.308
CAN-10	PAN 17	70.00	27	-	0.789	1.80	6	25.191	1.381
PAN 17	PAN 16	70.00	27	-	0.789	1.80	6	25.191	1.381
PAN 16	PAN 15	70.12	27	-	0.789	1.80	6	25.191	1.381
PAN 15	PAN 18	59.78	-	253	7.214	1.10	8*	42.411	1.308
CAN-11	PAN 20	92.60	21	-	0.622	2.00	6	26.554	1.456
PAN 20	PAN 19	68.00	21	-	0.622	2.00	6	26.554	1.456
PAN 19	PAN 18	68.00	21	-	0.622	2.00	6	26.554	1.456
PAN 18	PAN 21	41.07	4	278	7.966	1.10	8*	42.411	1.308
CAN-12	PAN 22	74.73	11	-	0.312	3.00	6	32.522	1.783
CAN-13	PAN 23	79.13	12	-	0.340	3.00	6	32.522	1.783
CAN-14	PAN 25	71.16	10	-	0.284	3.20	6	33.589	1.841
CAN-15	PAN 26	66.55	3	-	0.103	5.90	6	45.608	2.500
CAN-16	PAN 26	36.86	2	-	0.067	7.60	6	51.763	2.838
PAN 26	PAN 25	53.12	-	5	0.473	2.40	6	29.089	1.595
PAN 25	PAN 24	35.66	-	15	0.821	1.70	6	24.482	1.342
PAN 24	PAN 23	12.93	-	15	0.825	1.70	6	24.482	1.342
PAN 23	PAN 22	49.08	-	27	1.148	1.50	6	22.997	1.261
PAN22	PAN 21	69.52	-	38	1.165	1.40	6	22.217	1.218
PAN 21	PAN ANDA	98.30	-	316	9.163	2.00	8*	57.188	1.763

* Tuberías de la red principal.

**4.3.2.6 NIVELES DE POZOS DE AGUAS NEGRAS (PAN) Y
CAJAS DE AGUAS NEGRAS (CAN).**

Tabla 4.16 Niveles de pozos de aguas negras.

No. DE POZO.	NIVEL DE TAPADERA (m).	NIVEL DE FONDO (m).	ALTURA DE POZO (m).
PAN 1	464.928	462.864	2.064
PAN 2	463.937	461.000	2.937
PAN 3	464.260	461.669	2.591
PAN 4	464.312	462.385	1.927
PAN 5	463.379	459.952	3.427
PAN 6	464.051	461.562	2.489
PAN 7	463.460	459.906	3.554
PAN 8	462.862	459.204	3.658
PAN 9	463.771	461.565	2.206
PAN 10	462.843	460.845	1.998
PAN 11	462.344	458.264	4.080
PAN 12	463.174	460.052	3.122
PAN 13	461.880	457.922	3.958
PAN 14	462.734	460.095	2.639
PAN 15	461.064	456.810	4.254
PAN 16	461.647	458.925	2.722
PAN 17	461.207	460.168	1.039*
PAN 18	460.440	456.152	4.288
PAN 19	461.006	458.145	2.861
PAN 20	461.614	459.478	2.136
PAN 21	460.000	454.164	5.836
PAN 22	460.566	455.074	5.492
PAN 23	460.945	455.764	5.181
PAN 24	461.058	455.904	5.154
PAN 25	461.380	456.460	4.920
PAN 26	461.662	457.617	4.045
PAN ANDA*	459.048	453.000	6.048 **

**Altura máxima de Pozo = 6.048 m.

*Altura mínima de Pozo = 1.039 m.

**Altura que llega la tubería de Transporte de desechos sólidos a Pozo de Aguas Negras, brindado por ANDA.

4.17 Tabla de niveles de cajas de aguas negras.

No. DE CAJA.	NIVEL DE TAPADERA (m).	NIVEL DE FONDO (m).	ALTURA DE CAJA (m).
CAN-1	465.765	464.500	1.265
CAN- 2	464.821	463.572	1.249
CAN-3	465.257	464.010	1.247
CAN-4	464.905	463.464	1.441
CAN-5	464.495	462.807	1.688
CAN-6	464.848	463.467	1.381
CAN-7	463.287	462.113	1.174
CAN-8	463.926	462.200	1.726*
CAN-9	463.616	462.336	1.280
CAN-10	462.739	461.352	1.387
CAN-11	462.338	461.233	1.105**
CAN-12	460.945	459.694	1.251
CAN-13	461.382	460.097	1.285
CAN-14	461.796	460.516	1.280
CAN-15	461.960	460.512	1.448
CAN-16	461.920	460.494	1.426

*Altura máxima de Caja = 1.726 m.

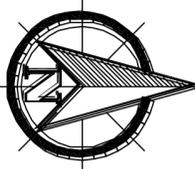
**Altura mínima de Caja = 1.105 m.

JOSE ELIAS ESCOBAR .

TALUD

TALUD

TALUD



AREA DE PROTECCION

BLOQUE NO. 13

BLOQUE NO. 12

BLOQUE NO. 14

BLOQUE NO. 11

BLOQUE NO. 15

BLOQUE NO. 10

BLOQUE NO. 16

BLOQUE NO. 9

BLOQUE NO. 17

BLOQUE NO. 7

BLOQUE NO. 7

BLOQUE NO. 6

BLOQUE NO. 6

BLOQUE NO. 5

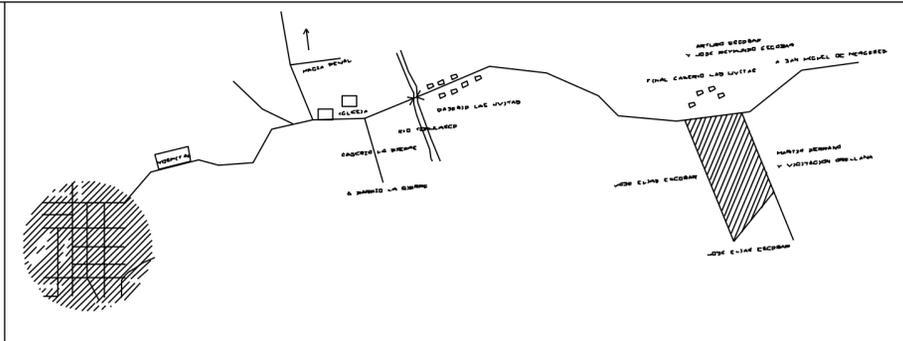
BLOQUE NO. 4

BLOQUE NO. 3

BLOQUE NO. 2

BLOQUE NO. 1

PLANTA DE DISTRIBUCION DE LOTES ESC.
1:1,000



ESQUEMA DE UBICACION SIN ESCALA

CUADRO DE SIMBOLOGIA

CLAVE	DESCRIPCION
□	VIVIENDAS EXISTENTES
▨	CAJA DE AGUAS NEGRAS
○	POZO DE AGUAS NEGRAS
---	RED DE AGUAS NEGRAS
---	LINEA CENTRAL DE CALLE

CUADRO DE AREAS

AREAS	Metros Cuadrados	Varas Cuadradas	Porcentaje
AREA UTIL :	71,643.48 m ²	102,507.49 v ²	47.36 %
AREA VERDE:	7,786.95 m ²	11,141.57 v ²	5.15 %
AREA DE CIRCULACION DE VIAS :	28,220.04 m ²	40,377.23 v ²	18.66 %
AREA DE EQUIPAMIENTO SOCIAL :	2,735.30 m ²	3,913.67 v ²	1.81 %
AREA DE PROTECCION	8,270.67 m ²	11,833.67 v ²	5.47 %
OTRAS AREAS SIN LOTIFICAR	32,600.50 m ²	46,644.80 v ²	21.55 %
AREA TOTAL DEL TERRENO :	151,256.94 m ²	216,418.43 v ²	100.00 %
TOTAL DE LOTES		316	

MARTIR SERRANO
Y
VICINACION ORELLANA

TALUD

TALUD

TALUD

TALUD

TERRENO A USO FUTURO PARA LA FUNDACION DE DESARROLLO
DEL DEPARTAMENTO DE CHALATENANGO

ARTURO ESCOBAR
Y
JOSE REYMUENDO ESCOBAR

CALLE PAVIMENTADA EXISTENTE A
CHALATENANGO .

CUADRO DE SELLOS

PROPIETARIO :
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
DISEÑO DEL SISTEMA DE
ALCANTARILLADO SANITARIO

UBICACION :
CASERIO LAS UVITAS , SAN MIGUEL
LAS MERCEDES . DEPARTAMENTO DE
CHALATENANGO .

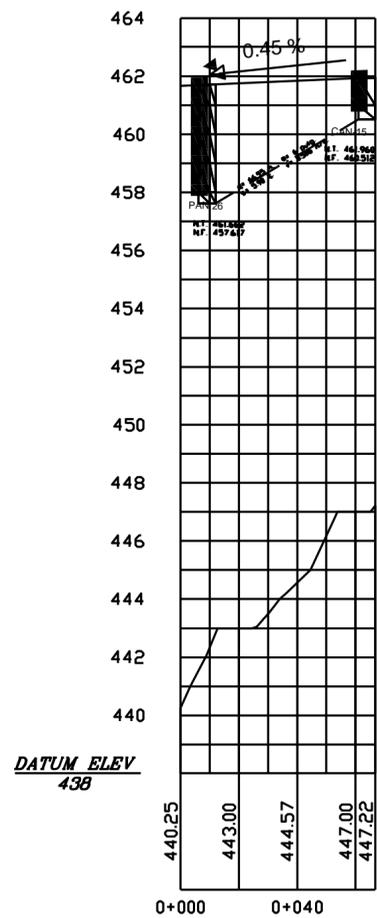
AREA: 151,256.94 M²=216,418.42 V²

FECHA :
09 JULIO 10

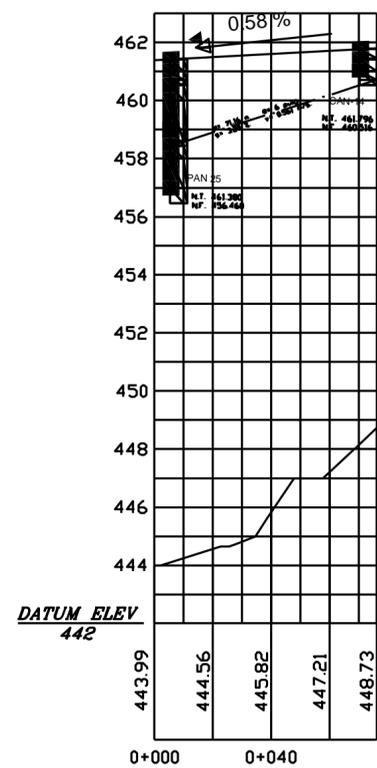
ESCALA:
1:1000

HOJA :
1/1

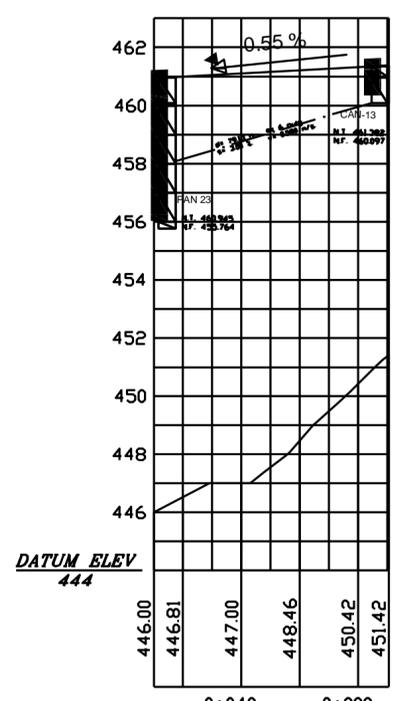
RESPONSABLES :
GONZALEZ BONILLA HECTOR EDUARDO
HENRIQUEZ PALACIOS RAFAEL ANTONIO
ROBLES SARAVIA EMELY YAMILETH



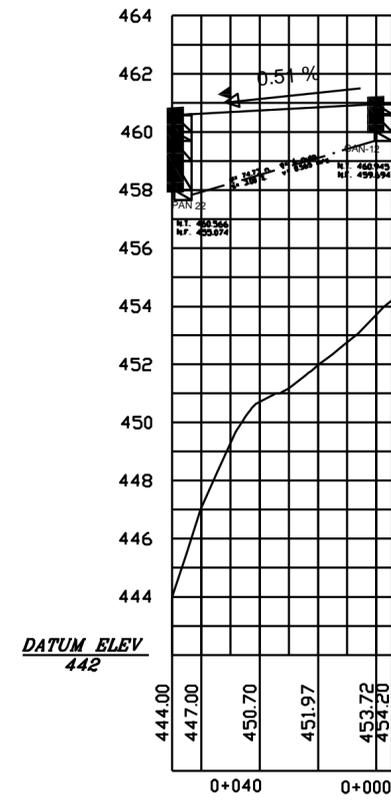
PASAJE 1



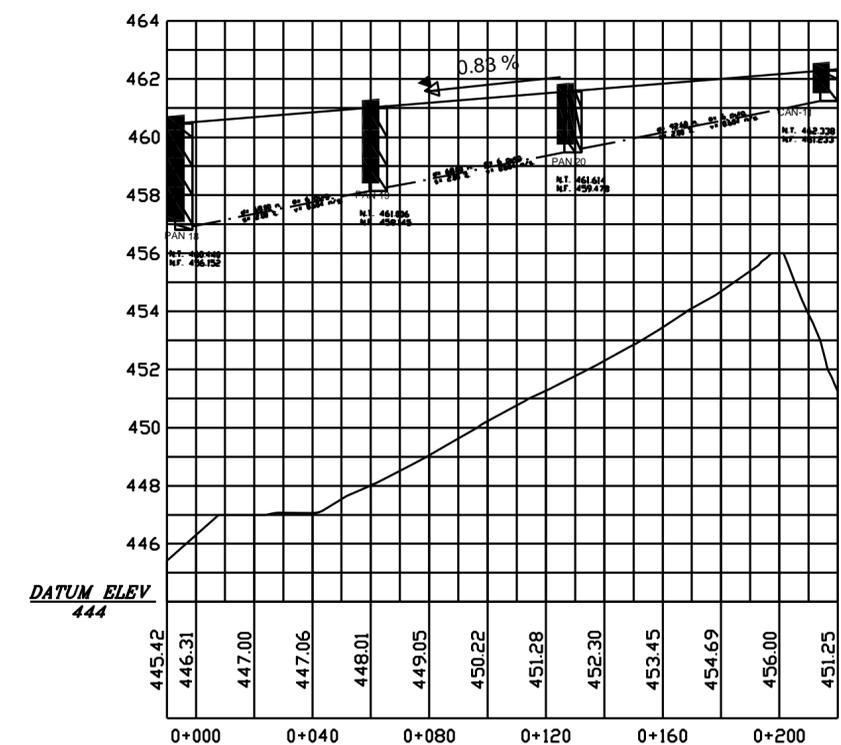
PASAJE 2



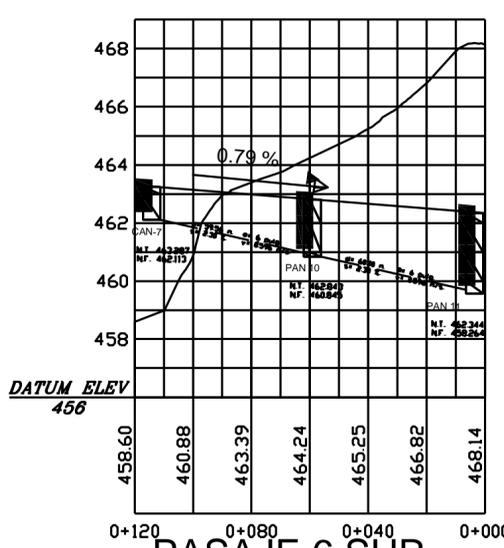
PASAJE 3



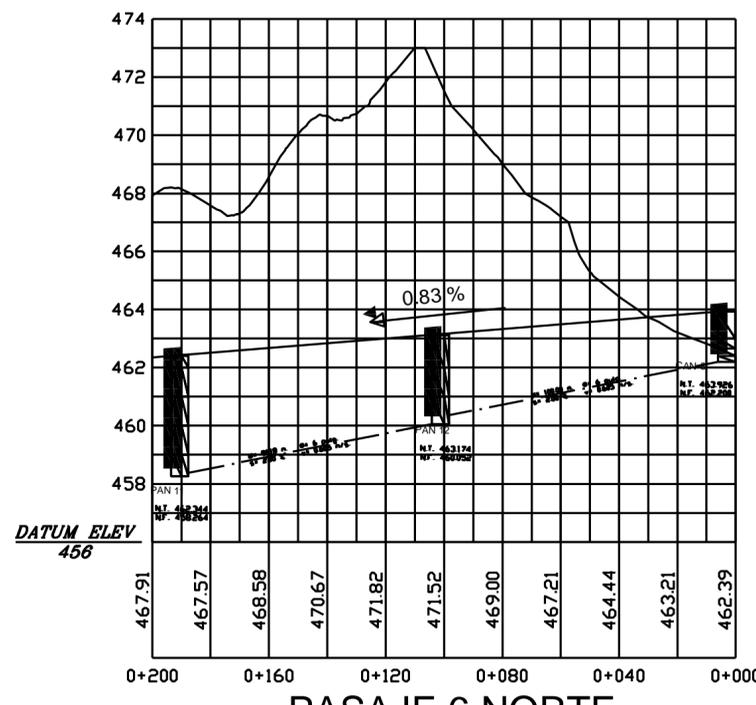
PASAJE 4



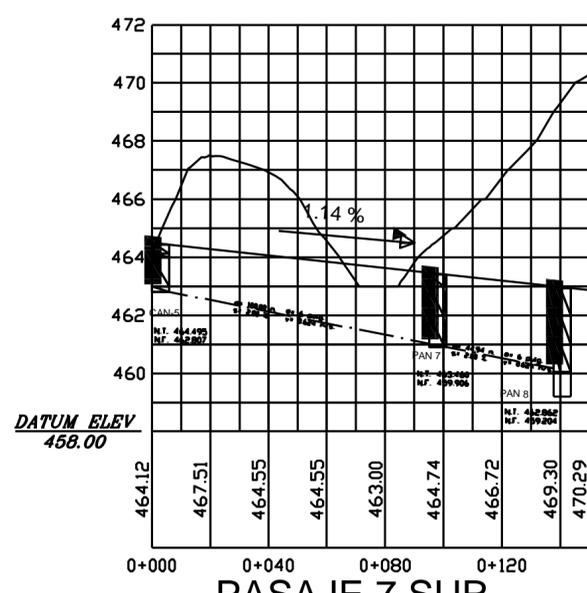
PASAJE 5



PASAJE 6 SUR



PASAJE 6 NORTE



PASAJE 7 SUR

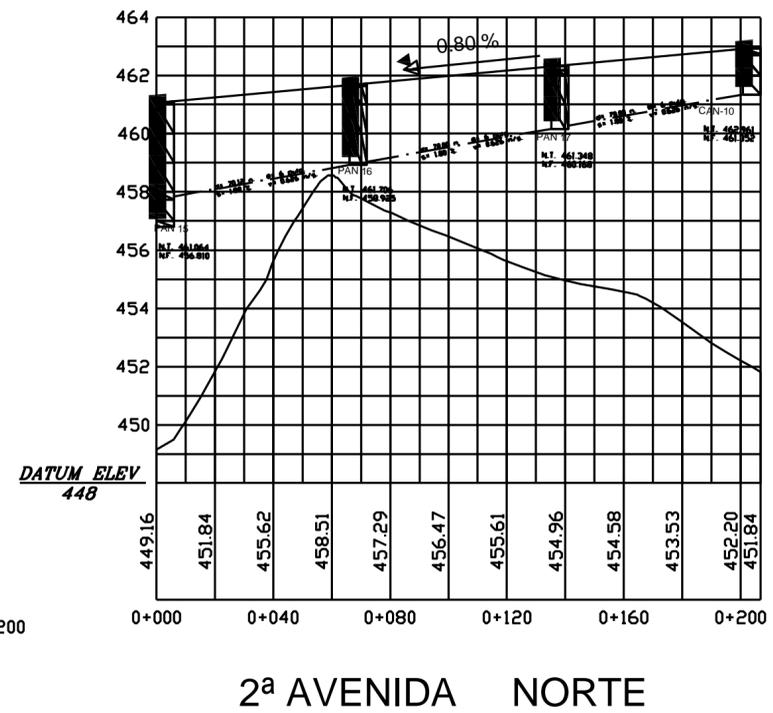
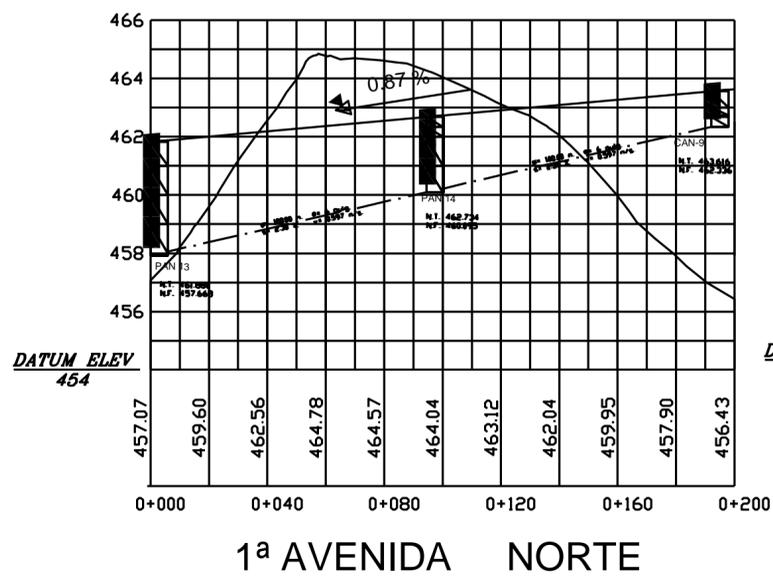
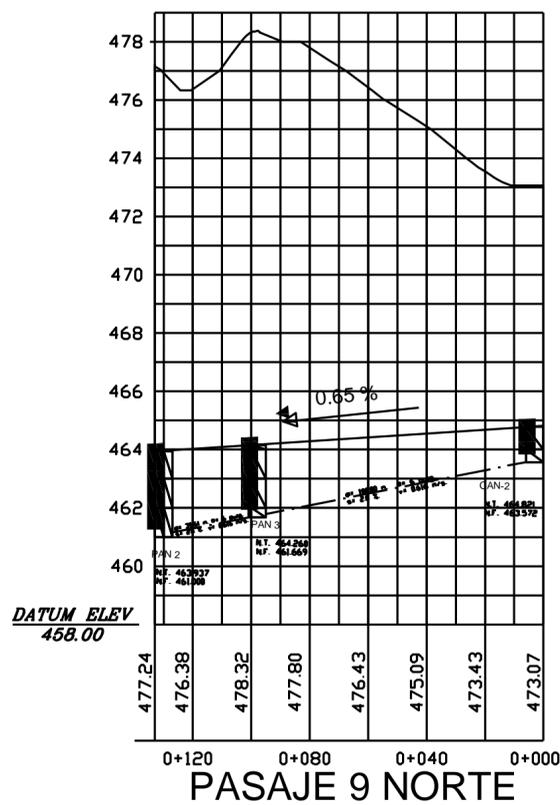
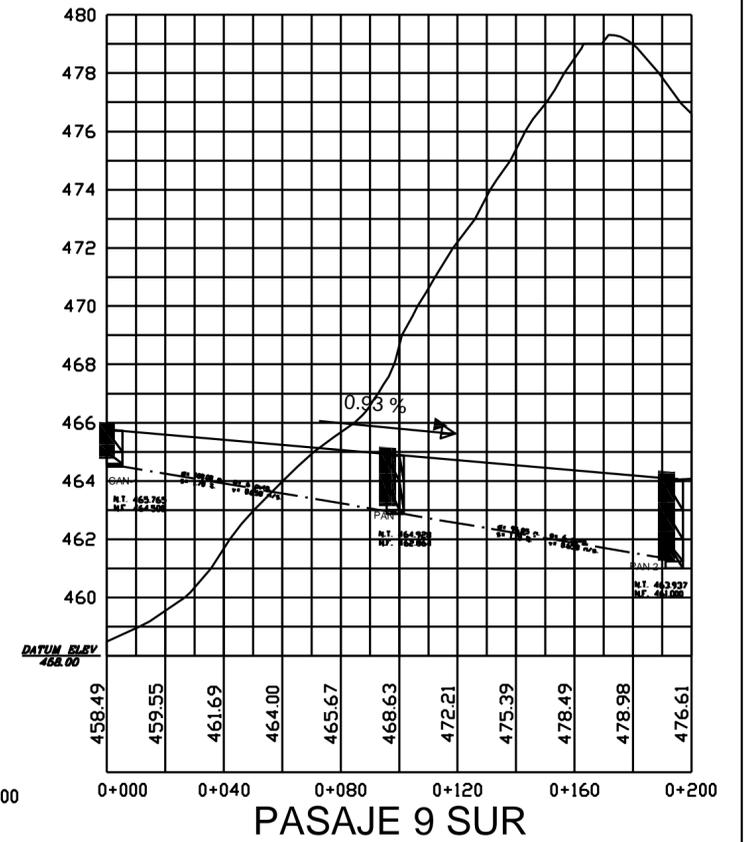
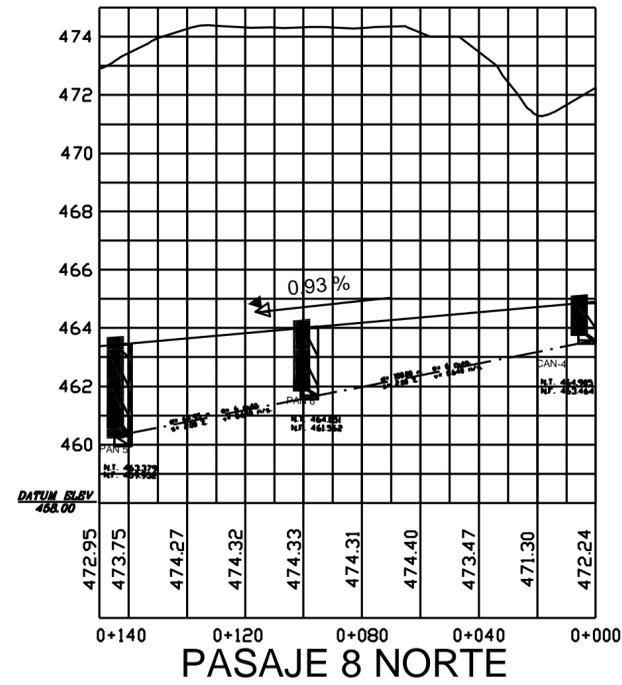
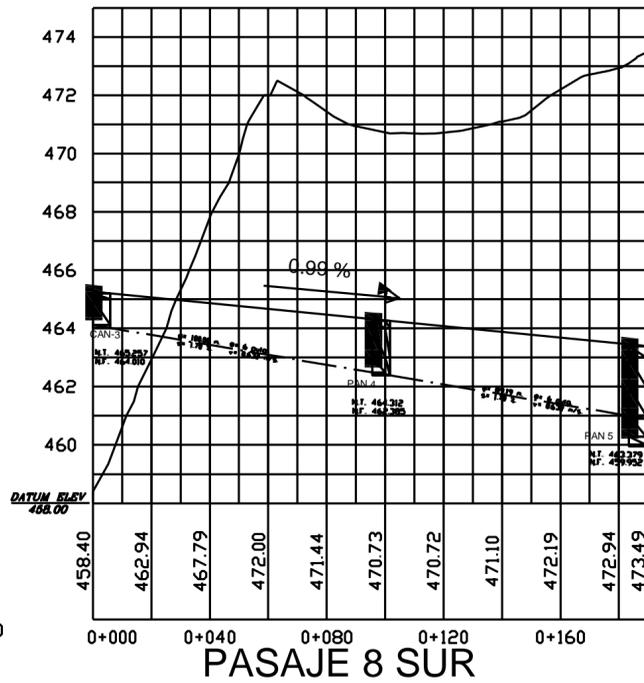
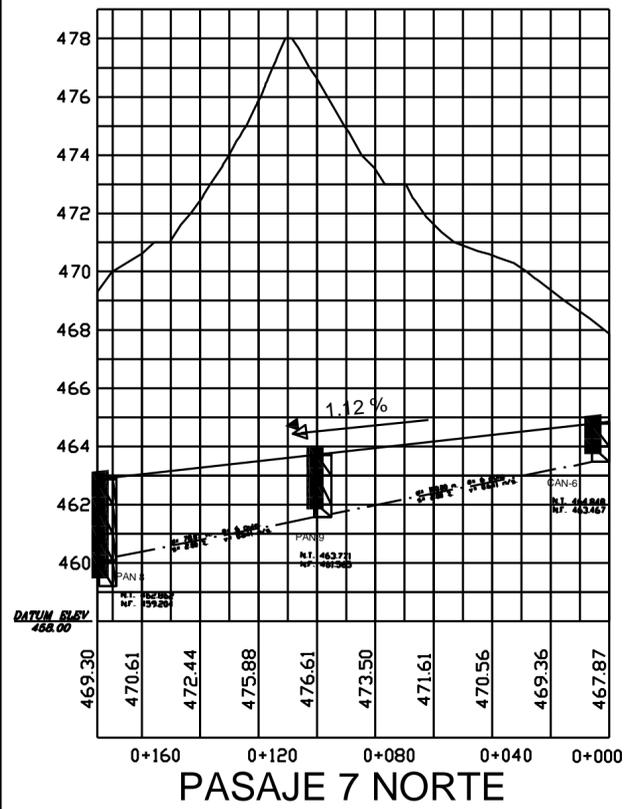
CUADRO DE SIMBOLOS

SIMBOLO	SIGNIFICADO
—	NIVEL DE TERRAZA
- - - -	RED DE A. N.
—	TERRENO NATURAL

Esc. Ver. 1:10
Esc. Hor. 1:100

CUADRO DE SELLOS

PROPIETARIO : Universidad de El Salvador	
Perfiles de Alcantarillado Sanitario	
UBICACION : CASERIO LAS UVITAS, SAN MIGUEL LAS MERCEDES, DEPARTAMENTO DE CHALATENANGO	
FECHA : 27 JULIO 2010	ESCALA: INDICADAS
	HOJA: 1/3
RESPONSABLE : CONZALEZ BONILLA, HECTOR EDUARDO HENRIQUEZ PALACIOS, RAFAEL ANTONIO ROBLES SARAVIA, EMELY YAMILETH	



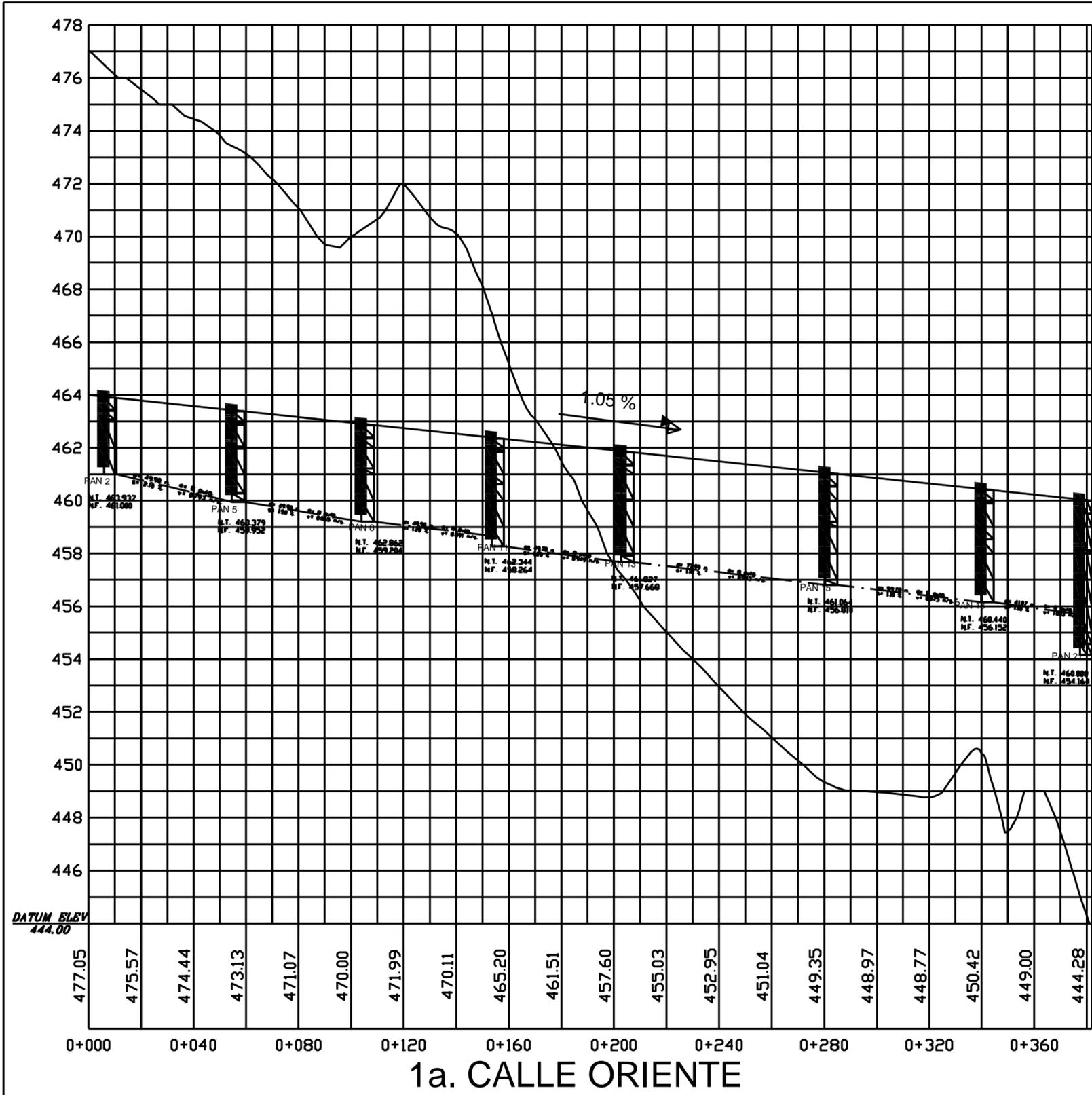
CUADRO DE SIMBOLOS

SIMBOLO	SIGNIFICADO
—	NIVEL DE TERRAZA
- - - -	RED DE A. N.
—	TERRENO NATURAL

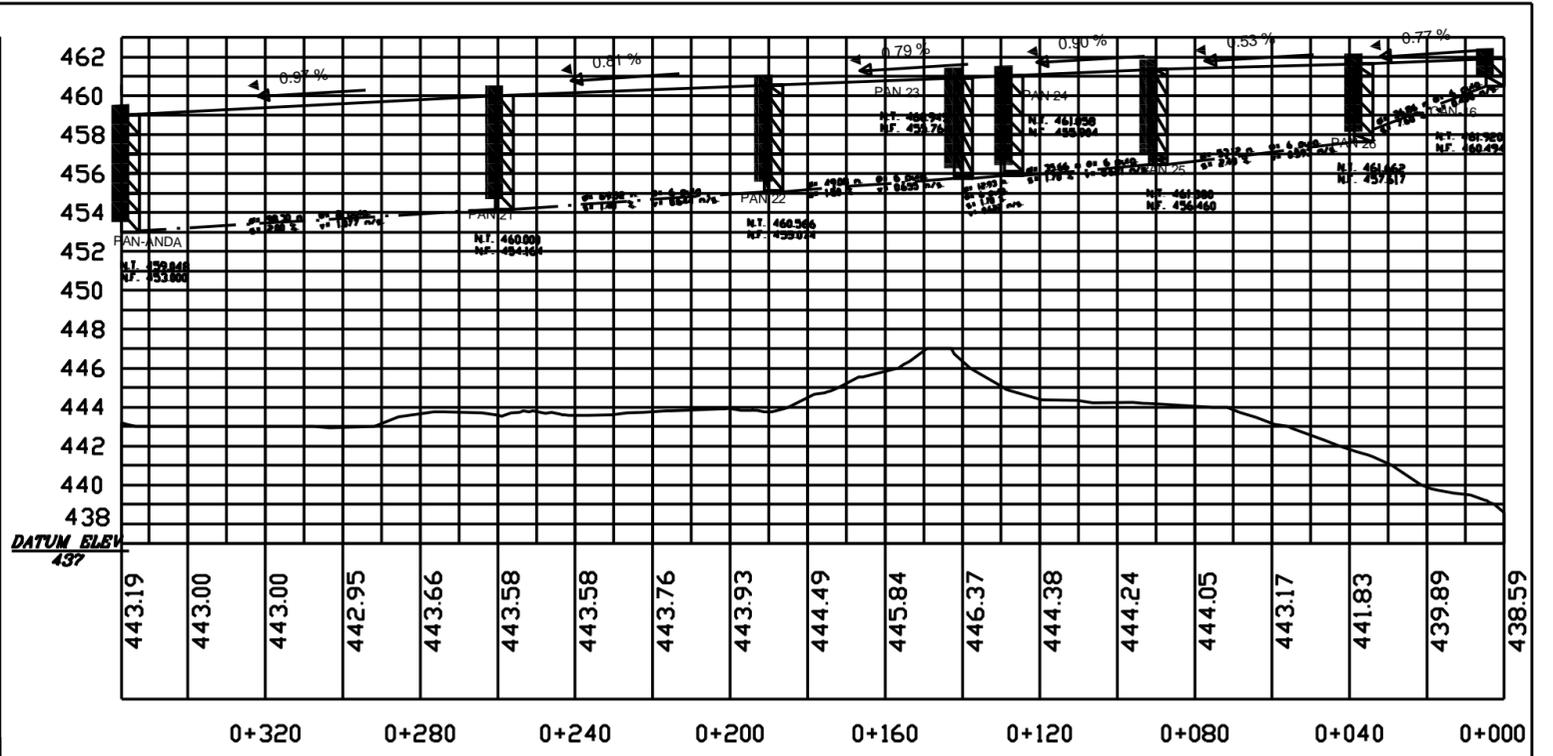
Esc. Ver. 1:10
Esc. Hor. 1:100

CUADRO DE SELLOS

PROPIETARIO : Universidad de El Salvador		
Perfiles de Alcantarillado Sanitario		
UBICACION : CASERIO LAS UVITAS , SAN MIGUEL LAS MERCEDES . DEPARTAMENTO DE CHALATENANGO .		
FECHA : 27 JULIO 2010	ESCALA : INDICADAS.	HOJA : 2/3
RESPONSABLE : GONZALEZ BONILLA, HECTOR EDUARDO HENRIQUEZ PALACIOS, RAFAEL ANTONIO ROBLES SARAVIA, EMELY YAMILETH		



1a. CALLE ORIENTE



PASAJE 1A'-G

Esc. Ver. 1:50
Esc. Hor. 1:100

CUADRO DE SIMBOLOS

SIMBOLO	SIGNIFICADO
————	NIVEL DE TERRAZA
- . - . - .	RED DE A. N.
————	TERRENO NATURAL

Esc. Ver. 1:10
Esc. Hor. 1:100

CUADRO DE SELLOS

PROPIETARIO : Universidad de El Salvador		
Perfiles de Alcantarillado Sanitario		
UBICACION : CASERIO LAS UBITAS , SAN MIGUEL LAS MERCEDES . DEPARTAMENTO DE CHALATENANGO .		
FECHA : 27 JULIO 2010	ESCALA: INDICADAS.	HOJA : 3/3
RESPONSABLE : GONZALEZ BONILLA, HECTOR EDUARDO HENRIQUEZ PALACIOS, RAFAEL ANTONIO ROBLES SARAVIA, EMELY YAMILETH		

Capítulo V:

**“Metodología para el Diseño de
Sistemas de Alcantarillado Pluvial
utilizando Propuesta de
Parámetros de Diseño y
Herramientas Informáticas”.**

5.0 INTRODUCCIÓN.

Una red de alcantarillado pluvial es un sistema de tuberías, tragantes e instalaciones complementarias, que permite el rápido desalojo de las aguas lluvias para evitar molestias a los habitantes de la zona.

Los proyectos de urbanización tienen efectos evidentes sobre las aguas lluvias en una ciudad, ya que los volúmenes escurridos se ven incrementados de una forma notable y también pasa lo mismo con la velocidad del flujo.

Es necesario proyectar un buen diseño que logre evacuar de forma eficiente todo el caudal que se genera debido a las precipitaciones, para evitar inundaciones, daños materiales y humanos, en este sentido es necesario tomar en cuenta que un buen diseño depende del criterio del diseñador, pero también es importante que posea un documento en el que se establezcan parámetros recomendados, para poder proyectar sistemas de alcantarillado que trabajen eficientemente bajo el caudal aportado por las lluvias.

Para el diseño de dicho sistema es indispensable hacer un buen estudio hidrológico, para este propósito se debe obtener los datos de intensidades máximas de precipitación de las estaciones pluviográficas cercanas y que cumplan con los requisitos necesario para ser tomada como referencia para la urbanización a la que se le diseñará el sistema de drenaje pluvial, además los estudios hidrológicos son necesarios para poder determinar la

avenida máxima que afectará el área de influencia, lo cual permitirá seleccionar la sección transversal adecuada para los conductos de drenaje pluvial.

El sistema de drenaje pluvial, además de ser una infraestructura esencial para la urbanización, debe considerarse como una obra civil orientada a proteger a los habitantes de la misma.

A continuación se presentan los conceptos básicos en lo que se refiere a drenaje de aguas lluvias, y una metodología a seguir para el diseño de drenaje pluvial, usando la “Propuesta de Parámetros de Diseño”.

5.1 MARCO TEÓRICO.

“SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL”.

Los componentes principales de un sistema de alcantarillado se agrupan según la función para la cual son empleados. Así, un sistema de alcantarillado sanitario, pluvial o combinado, se integra de las partes siguientes:

a) Estructuras de captación. Recolectan las aguas a transportar. En el caso de los sistemas de alcantarillado sanitarios, se refieren a las conexiones domiciliarias formadas por tuberías conocidas como albañales o tragantes. En los sistemas de alcantarillado pluvial se utilizan tragantes como estructuras de captación, aunque también pueden existir conexiones domiciliarias donde se vierta el agua de lluvia que cae en techos y patios. En los tragantes (ubicados convenientemente en puntos bajos del terreno y a cierta distancia en las calles) se coloca una rejilla o coladera para evitar el ingreso de objetos que obstruyan los tragantes y conductos, por lo que son conocidas como coladeras pluviales.

b) Estructuras de conducción. Transportan las aguas recolectadas por las estructuras de captación hacia el sitio de tratamiento o vertido. Representan la parte medular de un sistema de alcantarillado y se forman con conductos cerrados y abiertos conocidos como tuberías y canales, respectivamente.

c) Estructuras de conexión y mantenimiento. Facilitan la conexión y mantenimiento de los conductos que forman la red de alcantarillado, pues además de permitir la

conexión de varias tuberías, incluso de diferente diámetro o material, también disponen del espacio suficiente para que un hombre baje hasta el nivel de las tuberías y maniobre para llevar a cabo la limpieza e inspección de los conductos. Tales estructuras son conocidas como pozos de visita.

d) Estructuras de vertido. Son estructuras terminales que protegen y mantienen libre de obstáculos la descarga final del sistema de alcantarillado, pues evitan posibles daños al último tramo de tubería que pueden ser causados por la corriente a donde descarga el sistema o por el propio flujo de salida de la tubería.

e) Instalaciones complementarias. Se considera dentro de este grupo a todas aquellas instalaciones que no necesariamente forman parte de todos los sistemas de alcantarillado, pero que en ciertos casos resultan importantes para su correcto funcionamiento. Entre ellas se tiene a las plantas de bombeo, plantas de tratamiento, estructuras de cruce, vasos de regulación y de detención, disipadores de energía, etc.

f) Disposición final. La disposición final de las aguas captadas por un sistema de alcantarillado no es una estructura que forme parte del mismo; sin embargo, representa una parte fundamental del proyecto de alcantarillado. Su importancia radica en que si no se define con anterioridad a la construcción del proyecto el destino de las aguas residuales o pluviales, entonces se pueden provocar graves daños al medio ambiente e incluso a la población servida o a aquella que se encuentra cerca de la zona de vertido.

En la figura 5.1 se pueden identificar algunos de los componentes descritos anteriormente.

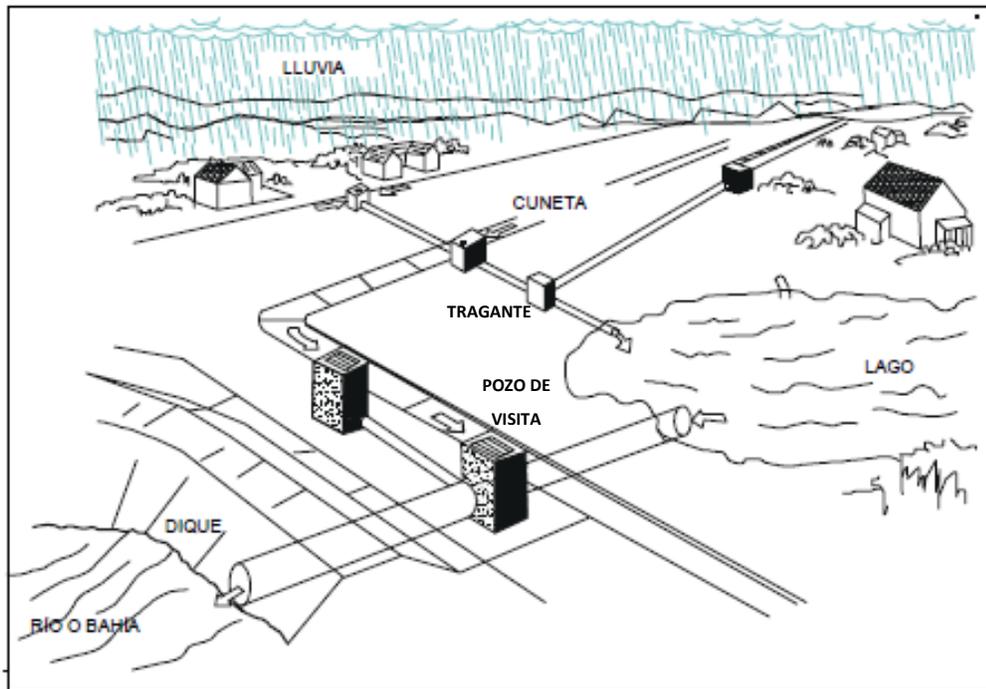


Figura 5.1 Sistema de alcantarillado pluvial (ASCE, 1992)

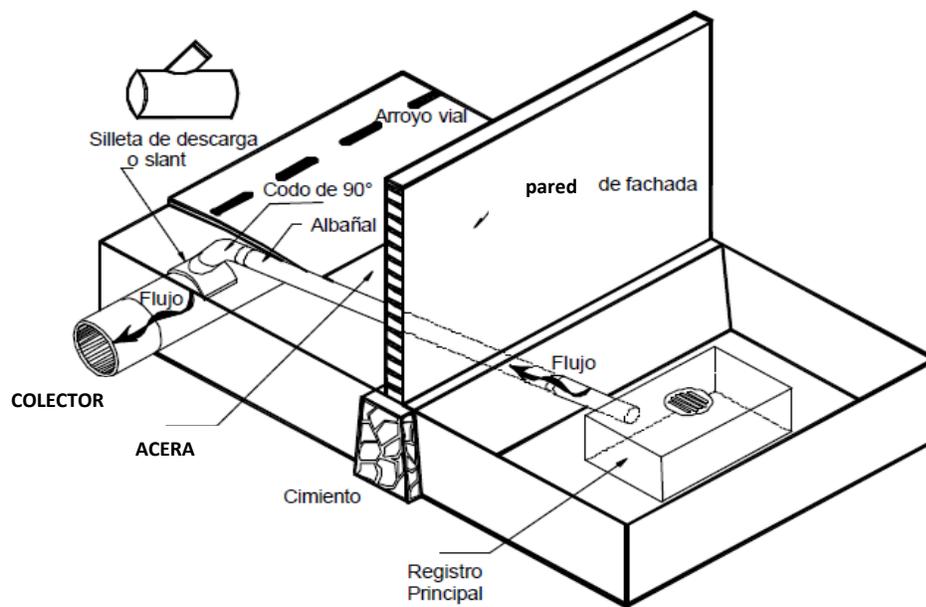


Figura 5.2 Detalle de acometida domiciliar a alcantarillado pluvial

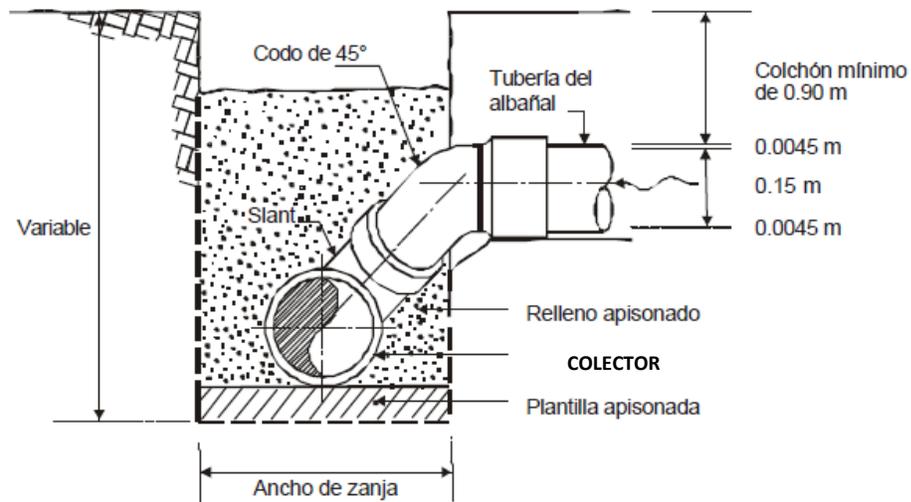


Figura 5.3

Detalle de conexión de tubería de alcantarillado pluvial

5.1.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El diseño de los sistemas de drenaje pluvial debe cumplir con el objetivo básico de determinar el tipo y dimensionamiento de las estructuras hidráulicas que han de servir para alejar las escorrentías superficiales generada por las precipitaciones dentro de un área determinada, en una zona urbanizada y durante toda la vida útil de esas instalaciones.

5.1.1.1 CONSIDERACIONES BÁSICAS DEL PROYECTO.

El trabajo a realizar consiste principalmente en la recopilación de datos de campo que permita seleccionar una alternativa de solución adecuada para la evacuación de las aguas

pluviales, solución que se adaptará a las condiciones topográficas, sociales y económicas de la zona en estudio, el proceso de diseño consistirá esencialmente en:

- Estudio de la planimetría y el perfil del terreno natural nivelado, con el fin de obtener la ubicación adecuada de pozos y el aprovechamiento de la pendiente del terreno natural, siempre que las condiciones lo permitan.
- Trazo de la red en planimetría, ubicando pozos en cambios de dirección en calles o avenidas, considerando entronques de colectores.
- Trazo de la red en altimetría, ubicando pozos en cambios de pendiente fuerte y adecuándose a las condiciones naturales del terreno.

El proceso de diseño de la red (trazo en planta y perfil) se debe realizar bajo el Reglamento del Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano VMVDU.

a) Período de retorno del proyecto: 10 a 15 años según “Propuesta de Parámetros de Diseño”.

b) Utilización de tubería de Polietileno de alta densidad como material de construcción para los colectores proyectados.

c) Utilización de la fórmula de Manning para el cálculo de la velocidad a tubo lleno

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

d) Utilización de coeficientes de rugosidad $n = 0.009$ recomendado para el cálculo hidráulico en tuberías de Polietileno de alta densidad ADS.

- e) Se considerara un coeficiente de escorrentía de acuerdo a la cobertura del área en la que escurrirá el agua, cuyos valores se presentan en las tablas 5.1 y 5.2.
- f) Diámetro mínimo de colectores a ser considerados en el proyecto Diámetro Nominal mínimo de tragante a pozo (15 pulg) según “Propuesta de Parámetros de Diseño”
- g) Longitud máxima de tramos = 100 metros según reglamento de VMDVDU.
- h) Pendientes mínima 0.5% y pendiente máxima la que cumpla con la velocidad real según “Propuesta de Parámetros de Diseño”.
- i) Velocidad máxima de 5.0 m/seg para tubería de polietileno de alta densidad ADS.

5.1.1.2 CONSIDERACIONES HIDRÁULICAS.

Para el cálculo hidráulico de alcantarillas pluviales se pueden considerar dos estados:

1. Alcantarillas fluyendo completamente llenas, que no es recomendable.
2. Alcantarillas fluyendo parcialmente llenas, que es con el que se trabaja generalmente en el diseño.

Para ambos casos la formula más fácil de aplicar es la de Manning

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Donde:

n= Coeficiente de Rugosidad de Manning.

R= Radio Hidráulico. (m)

S= Pendiente. (m/m)

V= Velocidad. (m/seg)

En el diseño hidráulico para conductos de aguas lluvias se deben respetar las restricciones siguientes:

1. El rango de velocidad máximo y mínimo es:

$$0.5 < \text{Velocidad} < 5.0 \text{ m/seg.}$$

2. Diámetro mínimo de tragante a pozo 15"; pero en casos bien justificados puede llegar a ser de 12".

3. Si un tragante descarga en otro tragante la tubería de este último al pozo será de 18"

4. Distancia máxima pozo a pozo 100 m.

Con los elementos hidráulicos existentes de diámetro y pendiente, se lee el valor del caudal que transporta la tubería en condiciones totalmente llena, por medio del nomograma de Manning para el cálculo de drenajes circulares trabajando llenos, considerando que la tubería esta nueva con un valor de coeficiente de rugosidad de Manning de $n = 0.009$ para tuberías ADS.

Para la determinación hidráulica técnica de una tubería se determinará el porcentaje al que está trabajando durante su funcionamiento, el cual será como máximo de 80 %.

Este porcentaje se determina relacionando el caudal calculado por medio de la fórmula racional y el caudal calculado por medio del nomograma de Manning, que al multiplicarlo por 100 da como resultado dicho porcentaje.

Con el porcentaje calculado se entra a la grafica del Banano (Fig. 5.4) y se chequean los factores hidráulicos y geométricos así como la velocidad de trabajo, lo anterior nos define el diámetro adecuado para trabajar en condiciones normales.

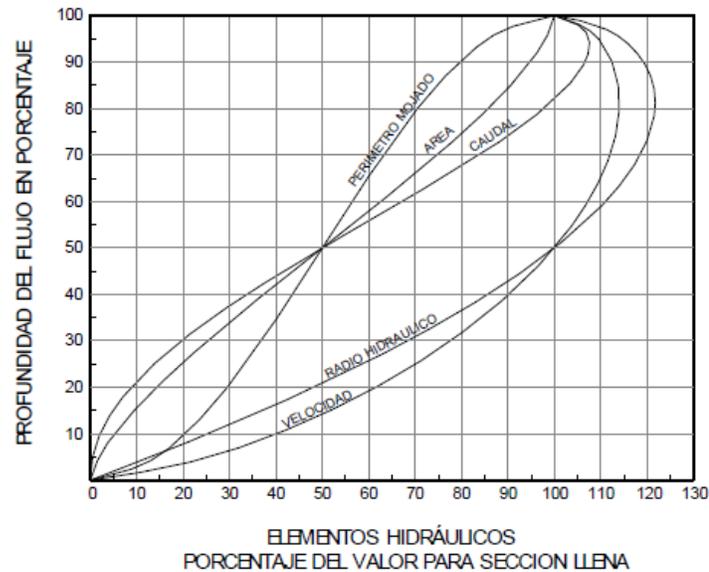


Figura 5.4 **Gráfico del Banano.**

5.1.2 MÉTODO RACIONAL

Es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia-escorrimento, su origen se remonta a 1,851 ó 1,889; debido a su sencillez es uno de los más utilizados. Está basado en considerar que, sobre el área estudiada se tiene una lluvia uniforme durante un cierto tiempo, de manera que el escurrimento en la cuenca se establezca y se tenga un gasto constante en la descarga. Este método permite determinar el gasto máximo producido por una tormenta, suponiendo que esto se alcanza cuando la intensidad de lluvia es aproximadamente constante durante una cierta duración, que se considera es igual al tiempo de concentración de la cuenca (figura 5.5).

La fórmula racional se plantea como:

$$Q_p = 168 * C * i * A$$

Donde:

Q_p : gasto de pico (L/s).

C: coeficiente de escurrimiento.

i: intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca (mm/min).

A: área de la cuenca (Ha).

168: factor de conversión de unidades.

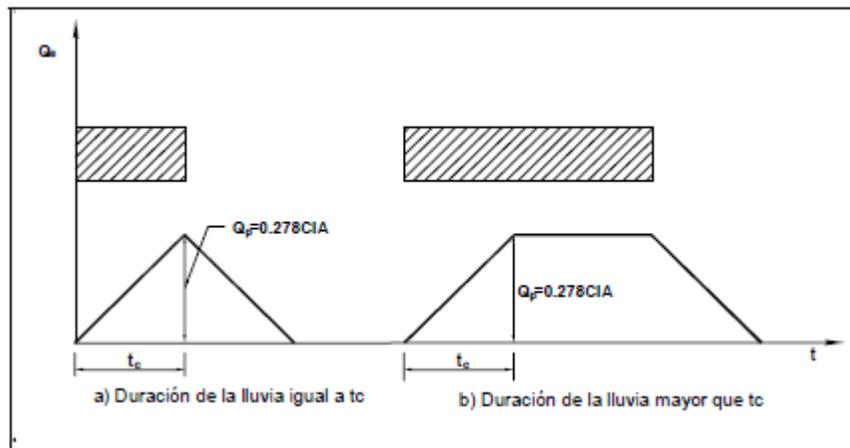


Figura 5.5

Representación gráfica del método racional.

5.1.3 COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA O DE FLUJO SUPERFICIAL.

Es la cantidad de lluvia precipitada que no se evapora ni se filtra por el terreno, sino que corre por la superficie. El valor del coeficiente de escorrentía será seleccionado en función de las características fisiográficas del terreno en el área tributaria.

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

- Áreas construidas
- Calles asfaltadas
- Deforestación

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

A continuación se presentan cuadros con valores de coeficientes de escorrentía según el tipo de área de escurrimiento.

Tabla 5.1 coeficientes de escorrentías para superficies⁸.

TIPO DE COBERTURA	Coefficiente de escorrentía
Zonas verdes	0.07-0.10
Cubiertas impermeables	0,75 a 0,95
Pavimentos empedrados	0,45 a 0,55
Pavimentos sin compactar	0,15 a 0,30
Praderas y jardines	0,05 a 0,20
Parques	0,01 a 0,20

⁸Fuente: “Hidrología Aplicada” Ven Te Chow, 1ª. Edición, Editorial McGraw-Hill, año 1994,

Tabla 5.2 Coeficientes de escurrentía⁹

TIPO DE AREA DRENADA	COEFICIENTE. DE ESCURRIMIENTO	
	MÍNIMO	MÁXIMO
<i>Zonas Comerciales</i>		
Zona Comercial	0.75	0.95
Zonas mercantiles	0.7	0.9
Vecindarios	0.5	0.7
<i>Zonas Residenciales</i>		
Unifamiliares	0.3	0.5
Multifamiliares, espaciados	0.4	0.6
Multifamiliares, compactos	0.6	0.75
Semiurbanas	0.25	0.4
Casas habitación	0.5	0.7
<i>Zonas Industriales</i>		
Espaciado	0.5	0.8
Compacto	0.6	0.9
Cementerios y Parques	0.1	0.25
Campos de juego	0.2	0.35
Patios de ferrocarril y terrenos sin construir	0.2	0.4
Zonas Suburbanas	0.1	0.3
<i>Calles</i>		
Asfaltadas	0.7	0.95
De concreto hidráulico	0.8	0.95
Adoquinadas o empedradas, juntas con cemento	0.7	0.85
Adoquín sin juntar	0.5	0.7
Terracerías	0.25	0.6
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
<i>Praderas</i>		
Suelos arenosos planos (pendientes > 0.02)	0.05	0.1
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02 -0.07)	0.1	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 ó más)	0.15	0.2
Suelos arcillosos planos (0.02 ó menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02 -0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 ó más)	0.25	0.35

⁹ Fuente: “Fundamentos de Hidrología de Superficie”, Aparicio Mijares, Editorial Limusa, año 2006

5.1.4 INTENSIDAD DE LLUVIA.

La intensidad de lluvia es el volumen de agua caído por unidad de tiempo sobre una superficie. Además puede mencionarse que la escorrentía superficial es directamente proporcional a la intensidad de la lluvia, es decir, a mayor intensidad de lluvia mayor escorrentía, y también a menor intensidad, menor escorrentía. Se mide habitualmente en mm/h o en mm/min. La intensidad de lluvia depende de la cantidad y duración de la lluvia.

A continuación se muestran algunos de los métodos más usados para encontrar la intensidad de la lluvia.

5.1.4.1 PERIODO DE RETORNO

Es el número de años en que, en promedio, se presenta un evento el cual es conocido como "intervalo de recurrencia" ó simplemente "frecuencia". El período de retorno es la inversa de la probabilidad de que se presente la lluvia de diseño en un determinado intervalo de tiempo. A mayor período de retorno, mayor intensidad de lluvia.

El número de años en que, en promedio, se presenta un evento, se llama período de retorno, intervalo de recurrencia o simplemente frecuencia. Para asignar períodos de retorno a una serie de datos conviene usar la siguiente fórmula de Weibul:

- Formula que se utilizara para el diseño de alcantarillado pluvial.

$$T = \frac{m}{n + 1}$$

Donde:

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

n = Número Total de datos.

T = Período de retorno (años).

El período de retorno se puede establecer en base a los siguientes criterios:

Criterios económicos.

La fijación del período de retorno se lleva a cabo tomando en consideración la comparación de los costos anuales de las obras con los daños producidos por un evento o creciente.

Criterio de riesgo.

Este se basa en la fijación del riesgo que se quiere asumir por el caso en que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil. Se considera la probabilidad de ocurrencia, o la probabilidad de que un evento final “X_f” sea mayor o igual a un evento inicial de valor dado “X_o”.

Criterios usuales.

En este caso la fijación del período de retorno se basa en criterios tales como:

- vida útil de la obra.
- tipo de estructura.
- facilidad de reparación y ampliación.
- peligro de pérdidas de vidas humanas.

Criterio Estadístico.

Con los datos obtenidos, de las diferentes estaciones meteorológicas registradas, se puede determinar el periodo de retorno, para la tormenta que tuvo los valores más altos de precipitación.

- **Datos pluviométricos**

En caso de que se disponga de datos pluviométricos suficientes (precipitaciones medias máximas anuales para distintos intervalos de referencia,) de estaciones representativas del ámbito en estudio, se utilizarán métodos de extrapolación estadística para determinar la lluvia de proyecto.

Debido a que rara vez se dispone de dichos datos, en general este método es poco utilizado.

- **Curvas I-D-F (intensidad-duración-frecuencia)**

Son curvas empíricas, específicas de cada estación meteorológica que tiene pluviógrafo, dependientes del *período de retorno* y de la duración de la lluvia, se recopilan datos pluviométricos de las principales estaciones cercanas a los proyectos. En la actualidad estos datos son considerados los más completos y elaborados para dichas zonas.

- **Duración**

Es el período de tiempo que tarda una determinada lluvia en precipitar sobre la superficie, expresada en minutos o en horas. Las lluvias que producen caudales máximos en un punto de interés de la cuenca hidrográfica, son aquellas cuya duración de precipitación es igual al tiempo que necesita una gota de agua precipitada en el punto más alejado aguas arriba de la cuenca, en llegar a un punto de interés lo cual es equivalente al tiempo de concentración. En cuencas pequeñas, las tormentas que producen las mayores avenidas son tormentas de corta duración y de alta intensidad de lluvia, en tal sentido se utilizan lluvias de varias duraciones, tales como 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240 y 360 minutos.

- **Frecuencia**

En cuanto mayor es la intensidad de las tormentas, más rara es su ocurrencia o menor su frecuencia. En forma aproximada, a una intensidad más alta de duración específica, tiene una frecuencia de una vez en “n” años. Dicha tormenta es llamada tormenta de “n” años

consignada en el período de registro de “x” años.

5.1.4.2 TIEMPO DE CONCENTRACION

Para determinar la intensidad de diseño previamente es necesario obtener datos de intensidad de lluvias, para analizar la precipitación, se necesita además conocer el tiempo que tardara la esorrentía en llegar desde el punto más alejado de la cuenca hasta el sitio de estudio de interés (tiempo de concentración). Se supone que la esorrentía alcanza su pico en el tiempo de concentración “ T_c ”, cuando toda la cuenca está contribuyendo al flujo en su salida. Puede utilizarse un procedimiento de tanteos para determinar el tiempo crítico de concentración, donde existen varias rutas posibles que deben considerarse.

El tiempo de concentración, de cualquier punto de un sistema de drenaje de aguas lluvias es la suma del tiempo de entrada “ T_o ” (el tiempo que se toma para fluir desde el punto más remoto hasta la entrada al alcantarillado) y el tiempo de recorrido “ T_r ” en los alcantarillados localizados aguas arriba al punto de salida.

$$T_c = T_o + T_r$$

Donde:

T_c = Tiempo de Concentración (min)

T_o = Tiempo de Entrada del agua a la cuenca. (min)

T_r = Tiempo de Recorrido del agua (min)

Cuando vierten varios ramales en la alcantarilla se toma como base de cálculo el mayor de los tiempos de concentración de los 2 o más ramales. El tiempo de concentración también puede ser calculados utilizando formulas que aparecen a continuación:

- **Método de Kirpich**

$$T_c = 0.000325 * \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Donde:

T_c = Tiempo de Concentración (Horas).

L = Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida. (m).

S = Pendiente Promedio de la cuenca (m/m)

- **Método de Pickering**

$$T_c = \left(\frac{0.871 * L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

T_c = Tiempo de Concentración (Horas).

L = Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida. (Km).

H = diferencia de elevación en metro entre el punto de inicio del cauce y la divisoria de la cuenca en el punto de interés. (m)

- **Método de California-Culverts**

$$T_c = 60 \left(\frac{11.9 * L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

T_c = Tiempo de Concentración (Min).

L = Longitud del curso de agua más largo (Millas).

H = Diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida
(Pies).

5.1.5 CURVAS INTENSIDAD - DURACIÓN – FRECUENCIA

Proporcionan datos de precipitación para fines hidrológicos, tales como la conservación del suelo contra la erosión, análisis de máximas crecidas y en diseño de obras hidráulicas, como: Puentes, bóvedas, aliviaderos, desagües, etc.; que precisan información relativa a cantidad de lluvia de varias frecuencias y para duraciones específicas.

Definición De Las Curvas IDF.

Las curvas Intensidad – Duración – Periodo de Retorno (IDF) son curvas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente

duración, y correspondientes todos ellos a un mismo período de retorno. Junto con la definición de las curvas, surgen otros elementos a considerar, como son la intensidad de precipitación, la frecuencia o la probabilidad de excedencia de un determinado evento.

Por ello, es de suma importancia tener claro el concepto de cada una de estas variables, de modo de tener una visión más clara de las curvas Intensidad-Duración-Periodo de Retorno.

Construcción De Las Curvas IDF.

La construcción de las curvas Intensidad-Duración-Periodo de Retorno (IDF), según diversos autores, plantean distintas formas o métodos para su construcción. Existen dos métodos; el primero, llamado de intensidad - período de retorno, relaciona estas dos variables para cada duración por separado, mediante alguna de las funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología.

El otro método relaciona simultáneamente la intensidad, la duración y el período de retorno en una familia de curvas, cuya ecuación es:

$$I = \frac{k * T^m}{(d + c)^n}$$

Donde:

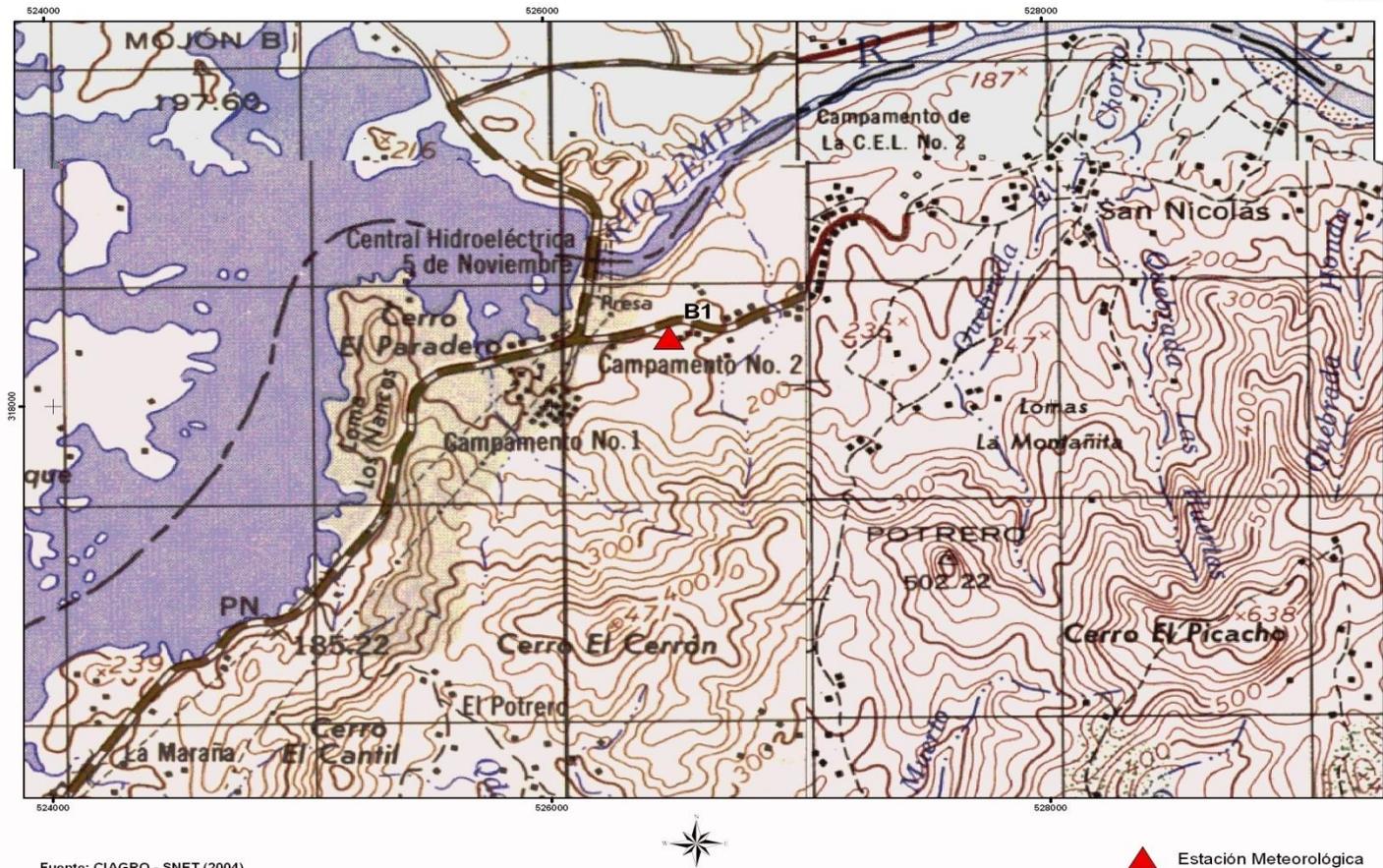
I = Intensidad de la lluvia en el periodo de retorno establecido (mm/min)

k, m, n, c = son constantes que se calculan mediante un análisis de correlación lineal múltiple. (Método de los mínimos cuadrados)

T = Período de retorno en que se necesita conocer la intensidad (años).

D = Duración de la lluvia (min)

A continuación se muestra como ejemplo la ubicación de una de las estaciones de Chalatenango y el gráfico 5.1, de las de las curvas I-D-F para una estación en particular.



Fuente: CIAGRO - SNET (2004)

▲ Estación Meteorológica

Figura 5.6 Cuadrante de Ubicación de Estación B-1 Chorrera del Guayabo

Fuente SNET (Servicio Nacional de Estudios Territoriales)



Grafico 5.1 **Curvas IDF Estación B-1 Chorrera del Guayabo**

Fuente SNET (Servicio Nacional de Estudios Territoriales)

Tabla 5.3 DATOS DE INTENSIDAD DE LLUVIA (MM/MIN)

DURACION (Min)	2 años	5 años	10 años	15 años	25 años	50 años
5	5.04	5.88	6.44	6.75	7.14	7.66
10	3.49	3.79	3.99	4.10	4.24	4.42
15	2.72	2.92	3.05	3.12	3.21	3.33
20	2.50	2.72	2.87	2.95	3.05	3.19
30	1.98	2.14	2.25	2.31	2.38	2.48
45	1.46	1.60	1.68	1.73	1.79	1.88
60	1.18	1.30	1.39	1.43	1.49	1.57
90	0.74	0.84	0.90	0.94	0.98	1.04
120	0.45	0.56	0.64	0.68	0.73	0.81
150	0.32	0.39	0.44	0.47	0.50	0.54
180	0.29	0.34	0.38	0.40	0.42	0.45
240	0.24	0.29	0.33	0.35	0.37	0.40
360	0.16	0.21	0.25	0.27	0.29	0.32

Fuente SNET (Servicio Nacional de Estudios Territoriales)

5.1.6 AREA DE DRENAJE.

Esta se determina a partir de los planos topográficos del lugar, en el cual hay que tomar en cuenta las características físicas tamaño de la cuenca o sub-cuenca.

En la metodología del ejemplo modelo, se determinara por las áreas tributarias; y esta será compuesta por áreas verdes, áreas de techos de las viviendas así como las áreas de calles y aceras, ya que estas generaran escorrentía, y el sistema de alcantarillado pluvial de la urbanización del ejemplo modelo deberá ser capaz de evacuar el caudal generado, por las aguas lluvias.

5.1.7 COMPONENTES DEL SISTEMA DE AGUAS LLUVIAS.

El sistema puede estar integrado por:

Estructuras de captación

- **Tragantes:** Son estructuras que tienen como función la captura de las aguas lluvias que son transportadas por las cunetas y conducirla a las tuberías subterráneas. Están constituidas de una cámara de almacenamiento y de la boca de entrada por la cual penetra el agua lluvia.

Existen dos tipos característicos de tragantes, los cuales se detallan a continuación:

- 1) Remetidos o de acera: Consiste en una abertura horizontal que se encuentra en el cordón de las aceras y a través de la cual pasa el agua.
- 2) Tragante de cuneta: Consiste en una abertura que se construye directamente en la cuneta, apoyada sobre la caja, la abertura es protegida por una parrilla o por rejas.

La ubicación de los tragantes es en la intersección de las calles, en los puntos medios cuando su longitud es mayor de 100 m. y en los puntos bajos de las curvas verticales.

Los tragantes se conectan al sistema por medio de tuberías, pudiendo unir dos tragantes y luego conectarse al pozo o a la caja de registro

Estructuras de conexión y mantenimiento

- **Pozos de Visita:** Los pozos de visita se ubican en diferentes puntos del sistema, ya sea en los cambios de pendiente o en los cambios de dirección de las alcantarillas o bien a una distancia entre ellos de 100 metros (según El Reglamento a la Ley de Ordenamiento del Desarrollo del Área Metropolitana de San Salvador y los Municipios Aledaños).

Las finalidades de estas estructuras son:

- a. Inspección y limpieza de las alcantarillas.
- b. Cambios de diámetros en las tuberías.
- c. Cambios considerables de las pendientes.
- d. Cambios de dirección.
- e. Recibir y Conducir el Agua Lluvia de los tragantes.

Cuando la diferencia de cotas entre las alcantarillas entrante y saliente exceda de 0.5 m, el caudal afluente puede verter a la cota de la alcantarilla saliente por una boca de caída o pozo de registro con caída incorporada, la finalidad de ello es

proteger al personal que entra en el pozo de registro y evitar así las salpicaduras de agua lluvia.

El diámetro del pozo de visita dependerá de los diámetros de las tuberías que en él convergen, recomendándose los siguientes diámetros:

Tabla 5.4 Diámetros de los pozos de visita.

DIAMETRO DE LA TUBERIA (pulg.)	DIAMETRO DEL POZO (m)
HASTA 24	1.20
30-36	1.80
42-48	2.20
60	2.50

En cuanto a los materiales, cuando la altura de los pozos no exceda 6.00 m. estos podrán ser de ladrillo de barro puesto en trinchera o mampostería de piedra, en ambos casos repellados por la parte interior. Si su altura es mayor o si tiene caídas superiores a 3.00 m. estos se deberán reforzar adecuadamente. Las tapaderas de los pozos serán de hierro fundido o de concreto en los pasajes peatonales.

- **Cajas de Registro:** tienen las mismas funciones que los pozos de visita, aunque sus resistencias a cargas verticales son menores. Su geometría es generalmente cuadrada o rectangular y se instalan en pasajes peatonales. Se construyen de piedra, ladrillo de calavera puesto de trinchera por la combinación de estos materiales. La tapadera se fabrica de concreto armado.

Se podrán utilizar cajas de registro para tuberías menores o iguales de 24 pulgadas.

Estructuras de conducción

- **Cunetas:** Son elementos que se ubican en los laterales de las calles y conducen superficialmente el agua escurrida por un área determinada. La capacidad de descarga depende de su forma, pendiente y rugosidad.
- **Colectores o Tuberías de Aguas Lluvias:** un colector es un tubo cuya función es la de conducir las aguas lluvias bajo la superficie del terreno hasta llevarla a los puntos de descarga; con el cuidado de que no ocasione daños. Normalmente trabajan parcialmente llenos, por lo que el diseño hidráulico de estos conductos es similar al de aguas negras.

Se diseñan lo suficientemente grandes, con pendientes hidráulicas preestablecidas para procurar un desalojo rápido y así evitar inundaciones en

calles, aceras, plazas y otro tipo de estructuras, de tal manera que no se interrumpa el tráfico vehicular, ni se causen daños a propiedades.

La profundidad a que se coloquen las tuberías deberá ser la suficiente para:

- a. Protegerlo contra roturas por cargas uniformes, concentradas y de impacto del tráfico.
- b. Evitar interferencias con las alcantarillas sanitarias y de agua potable.

Según los requerimientos en lo concerniente al sistema de aguas lluvias del Reglamento de la OPAMSS, la ubicación de estas tuberías en toda vía de circulación menor será en el centro de las mismas. Y la distancia permisible entre la parte superior de las tuberías de aguas lluvias y la rasante de las vías será 1.50 m, pero en el caso de no existir interferencias con las tuberías de otros sistemas la distancia antes mencionada podrá reducirse como máximo a 1.00 m.

Disposición final (Elementos de Protección)

Entre las principales obras de protección se tienen:

- **Los Muros Guarda Niveles.**

Son elementos de protección, que se utilizan para encauzar las aguas de un río o de una quebrada cuando están transportan caudales de aguas lluvias, y así reducir la vulnerabilidad de taludes por la erosión hidráulica.



Fotografía 5.1

Muros Guardaniveles

- **Los Disipadores de Energía**

Son elementos que ayudan a disminuir la carga de velocidad del flujo.

- Elementos que produzcan “RESALTO HIDRAULICO”.

Las características del resalto hidráulico han sido aprovechadas para reducir las velocidades de flujo en canales a valores que permitan el escurrimiento sin ocasionar tensiones de corte superiores a los límites permitidos por los materiales que componen el perímetro mojado (Revestimiento).



Fotografía 5.2

Canal disipador de energía (Resalto Hidráulico)

- Estructuras Tipo Gradass.

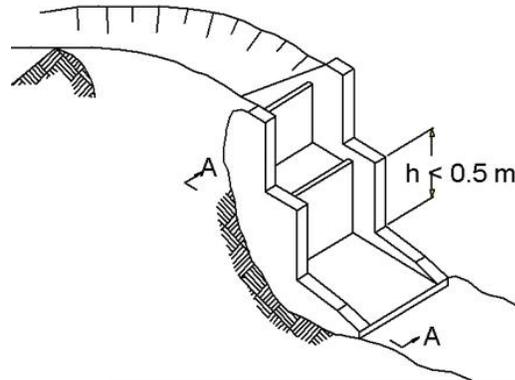


Figura 5.7

Canal disipador de energía (Segmentos tipo Grada)

- **Los Cabezales.**

Son elementos de protección, cuya función es proteger los taludes del terreno a la salida de una tubería de gran diámetro, que transporta una gran cantidad de caudal.

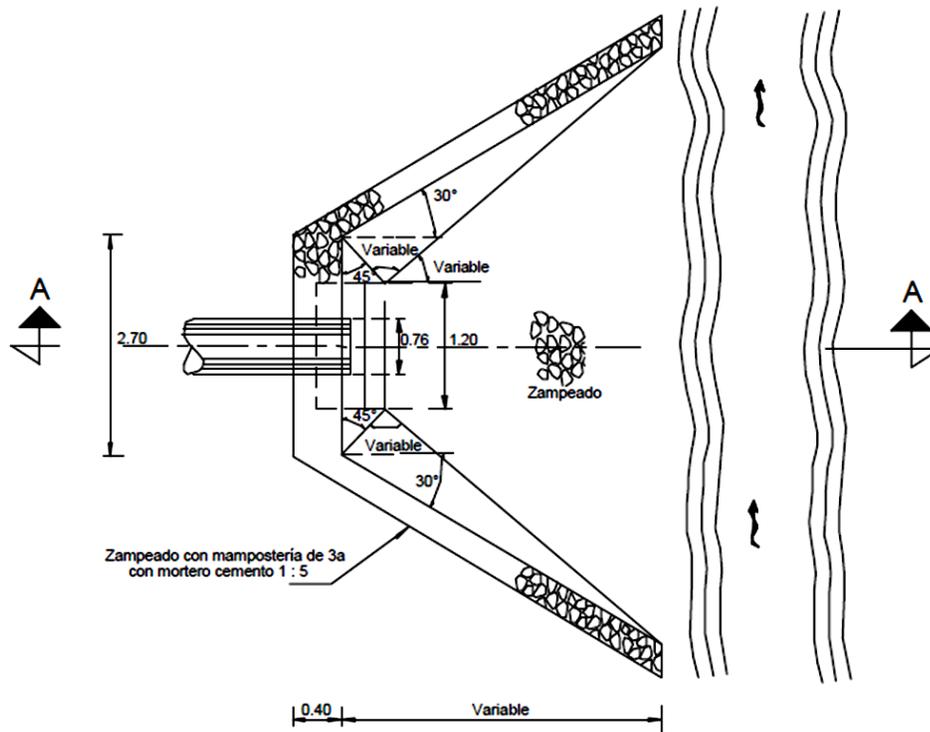


Figura 5.8

Cabezal para tubería de aguas lluvias (Vista de Planta)

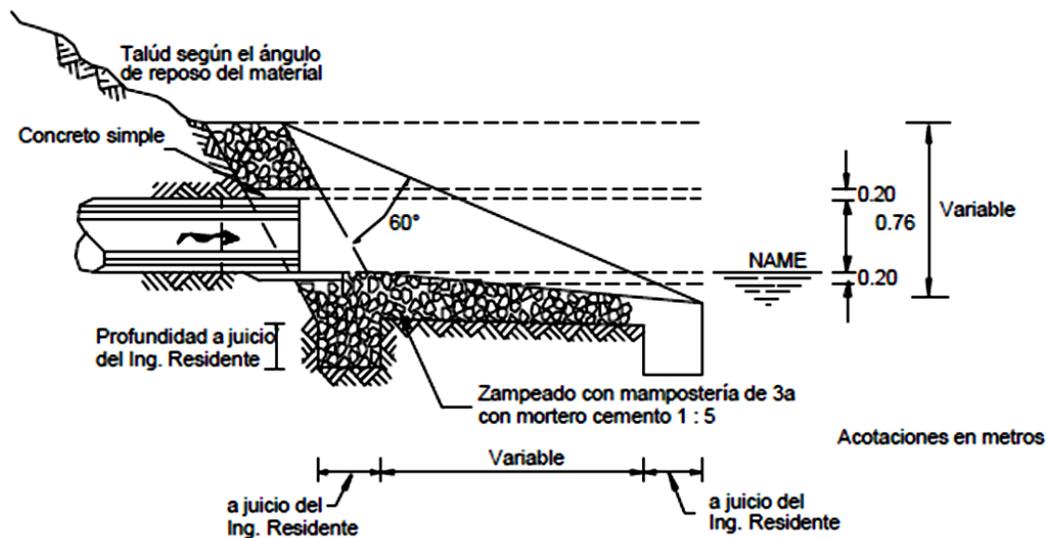


Figura 5.9

Cabezal para tubería de aguas lluvias (Vista de Perfil)

Un colector final realiza su descarga hacia un colector natural, esto induce a la utilización de un desagüe o un cuerpo receptor final natural. Las descargas ocasionan problemas de erosión, derrumbes de terraplenes y socavamiento de las bases de los mismos, etc. Esto se da por que muchas veces no se realizan las obras de protección necesarias en la descarga de las aguas lluvias de las localidades.

Es por lo antes mencionado que se hace necesario ejecutar obras adicionales en los puntos de descarga; la función principal de dichas obras es proteger a los terrenos vecinos, así como también a los que se encuentran aguas abajo.

5.1.8 CONSIDERACIONES DE VELOCIDADES Y PENDIENTES.

Velocidades

Las velocidades del flujo en las tuberías constituyen un parámetro de suma importancia para el desempeño de éstas, ya que valores bajos de velocidad provocarían sedimentación del material de arrastre que lleva consigo el escurrimiento de agua lluvia

y por otra parte velocidades muy altas provocarían el deterioro o hasta el colapso total de las tuberías.

Velocidad Mínima

En la Propuesta de Parámetros de Diseño se tiene ningún valor de velocidad mínima de 0.5 m/s por que cumple con la condición de autolimpieza que tiene como valor mínimo de 1.5 Pa (N/m²).

Velocidad Máxima

En la “Propuesta de Parámetros de Diseño” se tiene el valor de velocidad máxima de 5 m/s, Se opto por tomar este valor debido que genera una fuerza de tracción considerable, pero no tan grande para producir erosión excesiva en la tubería.

Estas se evaluarán con la fórmula de Manning, que se presenta a continuación:

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

V = Velocidad a tubo lleno (m/s).

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

R_h = Radio Hidráulico (m) (A tubo lleno R_h = D/4).

S = Pendiente de la tubería (m/m).

Pendientes

Pendiente Mínima

Los valores de pendientes deben de ser los adecuados para que el agua pueda circular por gravedad, sin que se dificulte el transporte del flujo por la tubería. El reglamento de la OPAMSS dicta que el valor mínimo de pendiente en tuberías de aguas lluvias será del 0.5 % y ese es el valor adoptado en la “Propuesta de Parámetros de Diseño” porque esta pendiente cumple con la condición de auto-lavado de 1.5 Pa (N/m^2).

Pendiente Máxima

La Pendiente máxima será la que cumpla con la velocidad máxima real.

Tabla 5.5 Pendiente maxima permisible.

Diámetro de Tubería (Pulg.)	Pendiente Máxima Permisible (%)	Velocidad Máxima permisible (m/s)
12	7.0	3.13
15	6.0	3.37
18	5.0	3.47
24	3.0	3.26
30	2.5	3.45
36	2.0	3.49
42	2.0	3.87
48	2.0	4.23
60	2.0	4.90
72	1.5	4.79

5.2 TRAMITES A REALIZAR PARA SOLICITAR FACTIBILIDAD DE AGUAS LLUVIAS

5.2.1 OPAMSS. Área de san salvador

Se debe solicitar la factibilidad de aguas lluvias en la oficina de la OPAMSS, los requisitos mínimos y documentos que se exigen son los siguientes:

- a. Llenar Instructivo No 9 (Anexo C.1)
- b. Dos copias del plano con esquema de ubicación y curvas de nivel del terreno.
- c. Memoria de cálculos hidráulicos en caso de proyectar en el área urbana o Estudio Hidrológico de la(s) cuenca(s) considerando las áreas de inundación, así como el desarrollo futuro de la(s) misma(s), en el caso que el proyecto se desarrolle en área rural.
 - El Estudio Hidrológico deberá elaborarse de acuerdo al contenido básico siguiente:
 - Descripción de las características del proyecto.
 - Objetivos principales del Estudio.
 - Determinación de los parámetros físicos del área de estudio (presentar en hoja altimétrica y catastral la demarcación del área de estudio en escala adecuada).
 - Evaluación de los parámetros siguientes: Tiempo de concentración, coeficiente de escorrentía, periodo de retorno, intensidad de lluvia.
 - Descripción y aplicación del método de escurrimiento para el diseño de avenidas máximas.
 - Conclusiones y recomendaciones basándose en los resultados obtenidos.

d. Todo proyecto con un área mayor de 5000 m², deberá presentar el anteproyecto de diseño hidráulico y planta de techos.

e. Memoria descriptiva del proyecto.

LOS PLANOS DEBERÁN CONTENER LO SIGUIENTE:

- Espacio para sellos de 0.25 x 0.15 m en el extremo inferior derecho.
- Módulos de 0.55 x 0.55 m mínimo y de 1.10 x 1.65 m Máximo.

Algunas tasas y cobros relacionados con la urbanización que se manejan dentro de la institución se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 5.6 Tasas de la OPAMSS por prestación de servicios

SERVICIO	TASA	UNIDAD
Para construcciones y parcelaciones habitacionales en general:		
Calificación del lugar	\$0.03	m ² área total de terreno
Línea de construcción	\$0.06	m ² área total de terreno
Factibilidad de drenajes de aguas lluvias	\$0.05	m ² área total de terreno
Revisión vial y zonificación	\$0.09	m ² área total de terreno
Revisión de planos para otorgamiento de:		
Permiso de construcción y/o reparación, remodelación, reconstrucción hasta 25 M ²	\$11.43	Tasa Única
Permiso de construcción y/o reparación, remodelación, reconstrucción mayor de 25 M ²	\$0.46	m ² área total de construcción
Permiso de construcción de muros y tapiales	\$0.46	m ² de Pantalla
Permiso de urbanización	\$0.29	m ² área total de terreno
Recepción de obras de construcción	\$0.46	m ² área total de construcción
Recepción de obras de urbanización	\$0.29	m ² área total de terreno

SERVICIO	TASA	UNIDAD
Otros Servicios:		
Certificaciones de trámites previos u otro documento (sin plano) por hoja	\$17.14	Tasa única
Fotocopia simple de trámites previos (sin plano)	\$10.00	Unidad
Certificaciones de permisos (por hoja)	\$22.86	Unidad
Fotocopia de planos de permisos (por hoja)	\$15	Unidad
Reposiciones de permisos (por hoja)	\$57.14	Tasa única
Reconsideraciones de resoluciones de trámites previos(Línea de Construcción, Calificación de lugar y Revisión vial y zonificación)	50%	De la tasa vigente por el área total del terreno
Modificaciones a permisos (Urbanización, Construcción y Legalización)	200%	De la tasa vigente por el área a modificar
Revalidación de factibilidad de drenaje de aguas lluvias	50%	De la tasa vigente por el área total del terreno
Constancia de no afectación	\$17.14	Unidad
Licencia de constructor (5 años)	\$17.14	Unidad
Inspección de campo y/o respuesta escrita a solicitud del interesado	\$11.43	Tasa única
Resoluciones inmediatas con previa evaluación técnica	200%	De la tasa vigente

5.2.2 VMVDU.

5.2.2.1 FACTIBILIDAD DE PROYECTOS DE URBANIZACIÓN Y CONSTRUCCIÓN.

La entidad encargada de autorizar la factibilidad de Aguas Lluvias es el Vice-Ministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano fuera del área metropolitana, el interesado en adquirir dichos servicios se debe presentar en las oficinas del Vice-Ministerio a pedir la información necesaria para desarrollar el proyecto.

5.2.2.2 FORMULARIO A

El Formulario A, debe ser llenado con los datos del proyecto, (Ver Anexo C.2), al final de este formulario se tiene que llenar una declaración jurada, en donde se garantiza la veracidad de la información que se presenta en este formulario.

5.2.2.3 FORMULARIO A-1

El Formulario A-1 (Ver Anexo C.3) nos lista los requisitos necesarios para poder hacer los trámites y los divide en:

- Para Nuevas Solicitudes:
 - Formularios.
 - Planos.
 - Documentos.
- Para Reforma.
- Requisitos Generales.
- Calificación del Lugar, Línea de Construcción y Factibilidad de Aguas Lluvias.

Al presentar los requisitos pedidos en el Formulario A-1 y con la información detallada del proyecto presentada en el Formulario A, se debe esperar un lapso de 20 días para que el Vice-Ministerio de su resultado y proceder en realizar el proyectos si fuese aprobada o seguir las indicaciones dadas por el Vice-Ministerio.

5.3 METODOLOGIA DE DISEÑO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.

5.3.1 CALCULO DE LA INTENSIDAD DE DISEÑO

Para el inicio del diseño de alcantarillado pluvial, es necesario tener datos de las estaciones pluviográficas, de la región a la que pertenece el proyecto a diseñar, para nuestro caso se seleccionó una de las cuatro estaciones que están ubicadas en Chalatenango y la que se encuentra más cercana de San Miguel Mercedes (Región en estudio), por lo tanto es necesario conocer el área de influencia de cada estación.

A continuación se muestra la figura 5.10 en la cual se ha determinado el área de influencia de cada una de las estaciones en Chalatenango.

Como se puede apreciar en la figura 5.10 la estación Cerrón Grande, es la que tiene el área de influencia en el sector de San Miguel de Mercedes, por lo tanto se selecciona la estación Cerrón Grande para obtener la intensidad de diseño.

A continuación se muestra la tabla 5.7 Con los datos de intensidades, de la estación “Cerrón Grande” que fueron solicitados al Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET).

Estación	Cerrón Grande
Índice	B-10
Latitud	13°56.3' Norte
Longitud	88°54.8' Oeste
Elevación	325 m.s.n.m.

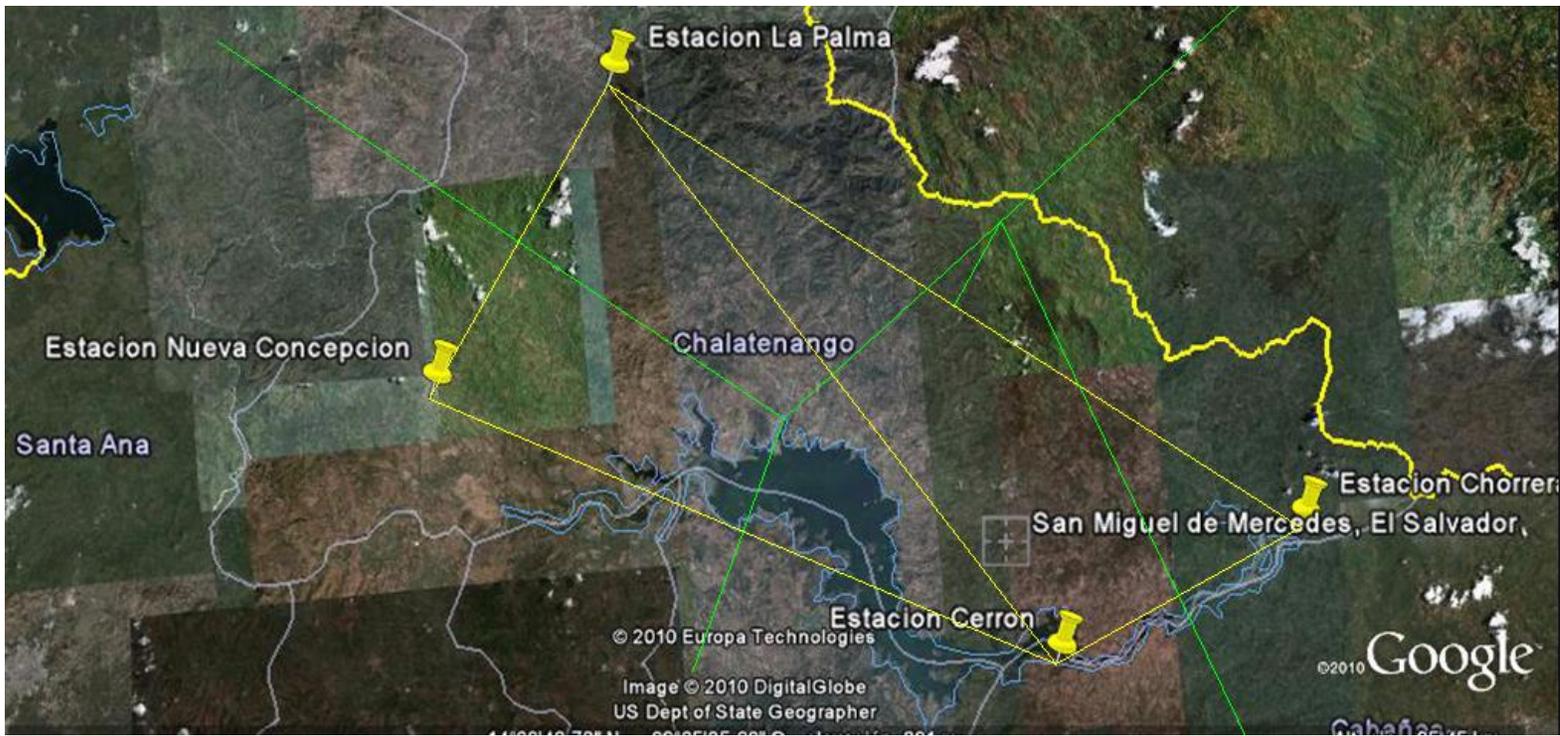


Figura 5.10

Estaciones Pluviográficas cercanas y su área de influencia

Tabla 5.7 Intensidades de precipitación máxima anual en mm/min para la estación Cerrón Grande.

DURACION EN MINUTOS													
AÑO	5'	10'	15'	20'	30'	45'	60'	90'	120'	150'	180'	240'	360'
1974	2.84	2.39	2.24	2.10	1.63	1.22	0.86	0.59	0.44	0.35	0.34	0.27	0.19
1975	2.04	2.00	1.67	1.50	1.27	0.89	0.68	0.58	0.52	0.44	0.38	0.33	0.26
1976	2.20	2.20	1.92	1.92	1.48	1.18	0.89	0.60	0.45	0.38	0.34	0.29	0.24
1977	2.10	2.06	2.04	1.93	1.51	1.14	0.94	0.77	0.28	0.24	0.22	0.16	0.12
1978	2.02	1.70	1.57	1.28	1.11	0.83	0.65	0.44	0.35	0.30	0.25	0.19	0.10
1979	4.60	2.85	2.20	1.73	1.30	0.98	0.81	0.71	0.55	0.44	0.38	0.29	0.21
1981	4.06	2.48	1.95	1.60	1.19	1.03	0.82	0.58	0.45	0.36	0.31	0.24	0.14
1982	2.80	2.28	1.92	1.92	1.57	1.21	0.99	0.69	0.56	0.47	0.40	0.32	0.22
1983	3.42	2.51	2.07	1.76	1.44	1.22	1.07	0.78	0.73	0.30	0.27	0.20	0.11

Cabe mencionar que la estación Cerrón Grande no posee un periodo de registro bastante amplio, es por esto que se vio la necesidad de seleccionar otra estación que igualmente se encuentre cerca del área de interés; la otra estación más cercana es la de Chorrera de Guayabo, sus respectivos datos de intensidades y duración, se presentan a continuación en la tabla 5.8.

Estación	Chorrera de Guayabo
Índice	B-1
Latitud	13° 59.8'
Longitud	88° 45.4'
Elevación	190 m.s.n.m.

Tabla 5.8 Intensidades de precipitación máxima anual en mm/min para la estación Chorrera de Guayabo.

DURACION EN MINUTOS													
AÑO	5'	10'	15'	20'	30'	45'	60'	90'	120'	150'	180'	240'	360'
1953	3.60	3.11	2.63	2.38	1.97	1.56	1.31	1.03	0.81	0.69	0.59	0.57	0.17
1954	2.54	2.16	1.98	1.62	1.35	1.16	0.90	0.81	0.76	0.37	0.31	0.23	0.22
1955	2.60	2.30	2.14	2.05	1.54	1.36	1.36	0.59	0.51	0.28	0.25	0.21	0.19
1956	2.08	1.92	1.59	1.52	1.32	0.96	0.74	0.50	0.42	0.32	0.24	0.18	0.21
1957	2.78	2.43	2.47	2.38	2.12	1.86	1.68	1.14	0.86	0.69	0.57	0.56	0.18
1958	2.62	2.12	1.88	1.72	1.47	1.21	1.08	0.74	0.58	0.41	0.34	0.32	0.18
1959	2.50	2.06	2.06	1.85	1.39	1.04	1.02	0.76	0.62	0.53	0.46	0.35	0.12
1960	2.26	2.15	1.98	1.84	1.61	1.17	1.09	0.79	0.59	0.48	0.41	0.32	0.16
1961	2.12	2.08	1.89	1.56	1.22	0.85	0.77	0.40	0.32	0.25	0.21	0.20	0.13
1962	3.46	2.55	2.22	1.88	1.40	1.28	1.06	0.78	0.61	0.49	0.46	0.12	0.09
1963	2.40	1.97	1.67	1.42	1.06	0.78	0.64	0.45	0.37	0.34	0.29	0.23	0.18
1964	2.76	1.98	1.87	1.73	1.42	1.19	0.97	0.70	0.54	0.44	0.38	0.33	0.06
1965	2.64	2.16	2.11	1.88	1.53	1.13	0.92	0.62	0.52	0.40	0.35	0.27	0.22
1966	2.40	1.81	1.71	1.60	1.45	1.19	0.92	0.62	0.45	0.38	0.32	0.24	0.21
1967	2.70	2.08	1.82	1.80	1.33	0.95	0.80	0.66	0.37	0.33	0.25	0.21	0.19
1968	2.52	1.95	1.65	1.61	1.18	0.86	0.78	0.73	0.50	0.40	0.38	0.15	0.11
1969	2.88	2.27	1.93	1.72	1.39	1.02	0.80	0.58	0.49	0.37	0.31	0.19	0.18
1970	1.96	1.85	1.63	1.48	1.27	1.00	0.82	0.64	0.41	0.46	0.34	0.29	0.24
1971	2.10	2.10	1.65	1.53	1.32	1.05	0.98	0.47	0.38	0.33	0.28	0.23	0.18
1972	4.04	3.04	2.71	2.34	1.89	1.40	1.09	0.88	0.20	0.11	0.14	0.12	
1973	2.36	1.98	1.81	1.50	1.16	1.10	0.93	0.89	0.38	0.32	0.30	0.22	0.17
1974	2.02	1.90	1.80	1.72	1.23	0.98	0.78	0.58	0.48	0.39	0.32	0.24	0.17
1975	2.64	2.38	2.15	1.82	1.44	1.16	0.87	0.70	0.65	0.52	0.45	0.37	0.28
1976	2.24	1.77	1.68	1.52	1.09	0.74	0.59	0.43	0.35	0.32	0.27	0.20	0.18
1977	2.40	2.30	2.20	2.05	1.66	1.28	1.00	0.67	0.51	0.41	0.15	0.11	0.09
1980	2.12	1.79	1.68	1.57	1.33	1.06	0.86	0.58	0.44	0.31	0.27	0.22	0.11
1982	2.50	2.30	2.03	2.02	1.63	1.15	0.96	0.69	0.58	0.47	0.39	0.26	0.18
1984	2.06	1.97	1.79	1.59	1.20	0.91	0.76	0.53	0.41	0.34	0.21	0.11	0.10

Se debe calcular las intensidades de diseño para cada estación, luego se obtendrá el promedio con los valores de las intensidades y ese valor será el utilizado para la intensidad de diseño.

Intensidad de la lluvia de diseño

**Cálculo del tiempo de concentración*

Formula de Kirpich

$$T_c = 0.000325 * \left(\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right)$$

Datos:

Longitud = 387.63 m (de medición directa en plano, de la primera calle oriente, el tramo más largo dentro de la urbanización).

Pendiente = 1.05 % = 0.0105

$$T_c = 0.000325 * \left(\frac{387.63^{0.77}}{0.0105^{0.385}} \right) = 0.1846 \text{ horas} = \mathbf{11.08 \text{ min}}$$

Formula de Pickering

$$T_c = \left(\frac{0.871 * L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Datos:

Longitud = 387.63 m

H = 4 m (diferencia de altura entre el punto de entrada y punto de salida)

$$T_c = \left(\frac{0.871 * 387.63^3}{4} \right)^{0.385} = 0.1861 \text{ horas} = \mathbf{11.17 \text{ min}}$$

Formula de California-Culvert

$$T_c = 60 * \left(\frac{11.9 * L^3}{H} \right)^{0.385} = 11.17 \text{ min}$$

Datos:

Longitud= 387.63 m = 0.2409 millas

H = 4 m = 13.12 pies

$$T_c = 60 * \left(\frac{11.9 * 0.2409^3}{13.12} \right)^{0.385} = \mathbf{11.17 \text{ min}}$$

Ajuste de intensidades máximas anuales

Se debe calcular la frecuencia por medio de la formula de Weibul, la cual requiere que los datos de las intensidades (tabla 5.7 y 5.8) sean ordenados de menor a mayor, para los datos de intensidades que se acerquen al tiempo de concentración obtenido mediante las formulas utilizadas con anterioridad.

Formula de Weibul

$$f = \left(\frac{m}{n + 1} \right) * 100$$

Donde:

f = frecuencia en (%)

m = Posición del dato en orden creciente

n = numero de datos

Los datos de intensidades de precipitación máxima anual para 5, 10 y 15 minutos con su respectiva frecuencia de la Estación Cerrón Grande se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 5.9 Datos de intensidades para ajuste curvas de estación Cerrón Grande.

Posición	5'	10'	15'	F
1	2.02	1.7	1.57	10
2	2.04	2	1.67	20
3	2.10	2.06	1.92	30
4	2.20	2.2	1.92	40
5	2.80	2.28	1.95	50
6	2.84	2.39	2.04	60
7	3.42	2.48	2.07	70
8	4.06	2.51	2.2	80
9	4.60	2.85	2.24	90

Los datos de intensidades para 5, 10 y 15 minutos con su respectiva frecuencia de la Estación Chorrera de Guayabo se presentan en la tabla 5.10

Tabla 5.10 Datos de intensidades para ajuste curvas de estación Chorrera de Guayabo.

Posición	5'	10'	15'	F
1	1.96	1.77	1.59	3.45
2	2.02	1.79	1.63	6.90
3	2.06	1.81	1.65	10.34
4	2.08	1.85	1.65	13.79
5	2.10	1.90	1.67	17.24
6	2.12	1.92	1.68	20.69
7	2.12	1.95	1.68	24.14
8	2.24	1.97	1.71	27.59
9	2.26	1.97	1.79	31.03
10	2.36	1.98	1.80	34.48
11	2.40	1.98	1.81	37.93
12	2.40	2.06	1.82	41.38
13	2.40	2.08	1.87	44.83
14	2.50	2.08	1.88	48.28
15	2.50	2.10	1.89	51.72
16	2.52	2.12	1.93	55.17
17	2.54	2.15	1.98	58.62
18	2.60	2.16	1.98	62.07
19	2.62	2.16	2.03	65.52
20	2.64	2.27	2.06	68.97
21	2.64	2.30	2.11	72.41
22	2.70	2.30	2.14	75.86
23	2.76	2.30	2.15	79.31
24	2.78	2.38	2.20	82.76
25	2.88	2.43	2.22	86.21
26	3.46	2.55	2.47	89.66
27	3.60	3.04	2.63	93.10
28	4.04	3.11	2.71	96.55

Después de obtener las frecuencias para cada intensidad, se debe graficar en papel tipo Gumbel, siendo los datos de frecuencias colocados en las abscisas y los respectivos datos de intensidades en las ordenadas.

Para un periodo de retorno de 15 años tenemos los valores de Intensidad y duración para la Estación de Cerrón Grande.

Intensidad (mm)	Duración (min)
4.25	5
2.90	10
2.35	15

Para un periodo de retorno de 15 años tenemos los valores de Intensidad y duración para la Estación de Chorrera de Guayabo.

Intensidad (mm)	Duración (min)
3.00	5
2.80	10
2.50	15

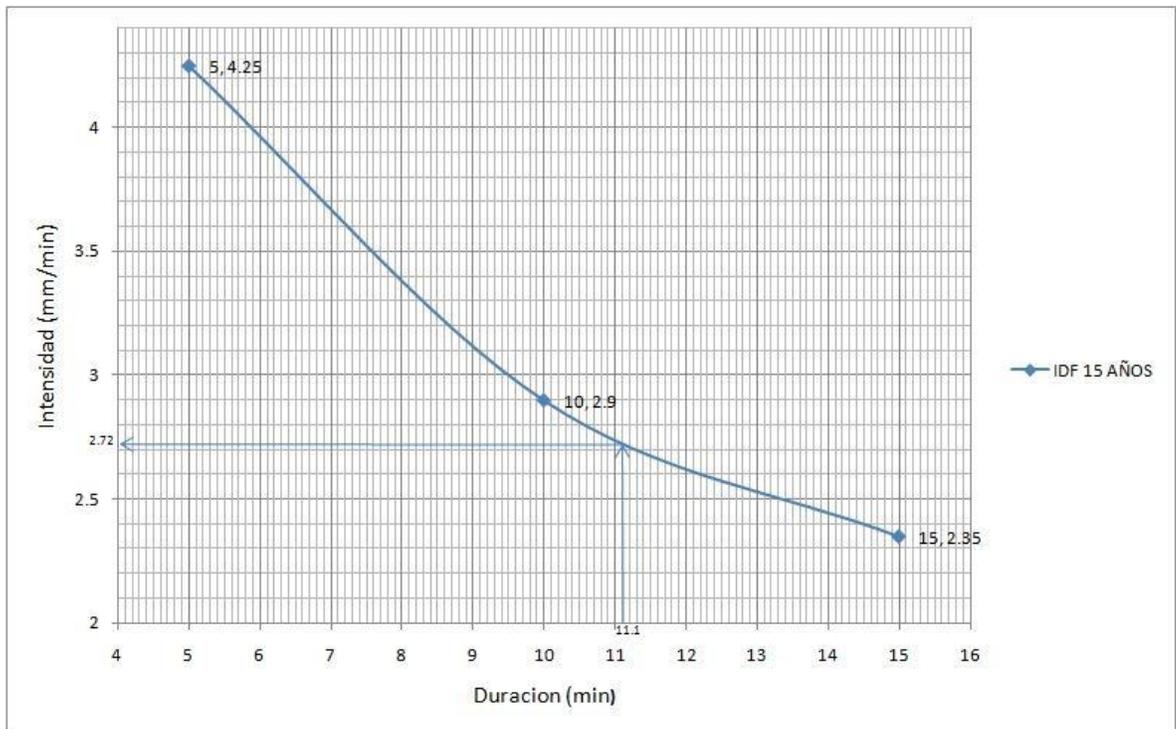
Para crear las curvas IDF se grafica en papel log-log, los datos obtenidos anteriormente de intensidades para cada duración, para un periodo de retorno de 15 años según lo establecido en la “Propuesta de Parámetros de Diseño”.

Luego de obtener las curvas IDF, se procede a calcular la intensidad de diseño, que será utilizada para el cálculo de los caudales de diseño de aguas lluvias.

Este valor de intensidad se obtiene, trazando una línea vertical en el punto donde se tiene el valor del tiempo de concentración hasta cortar la curva IDF, luego este punto de intersección se proyecta en el eje de las ordenadas, de donde obtendremos nuestro valor de intensidad de diseño.

Grafica 5.2

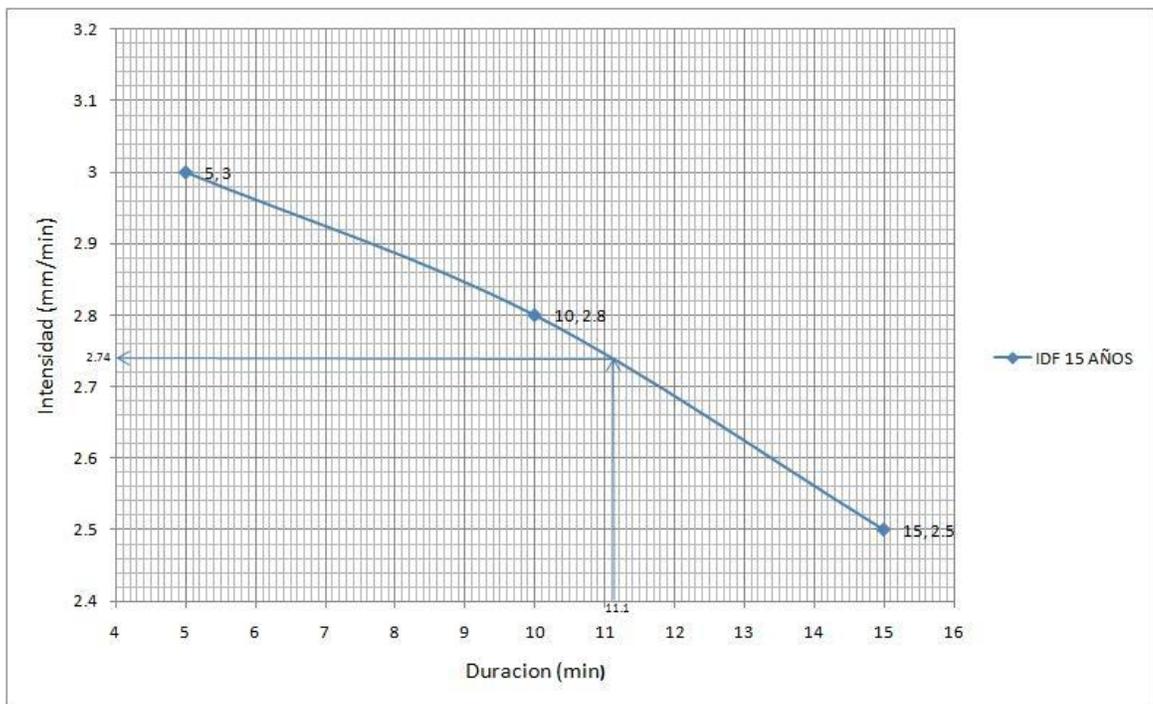
Obtención de intensidad de diseño para un periodo de retorno de 15 años de la Estación Cerrón Grande.



Se obtuvo una intensidad de diseño de 2.72 mm/min para la estación de Cerrón Grande.

Grafica 5.3

Obtención de intensidad de diseño para un periodo de retorno de 15 años de la Estación Chorrera de Guayabo.



Se obtuvo una intensidad de diseño de 2.74 mm/min para la estación de Chorrera de Guayabo.

Luego con las intensidades de diseño para cada estación se obtiene el promedio:

$$Int. promedio = \frac{2.72 + 2.74}{2} = 2.73 \text{ mm/min}$$

Entonces la intensidad de diseño será de 2.73 mm/min.

5.3.2 AREAS TRIBUTARIAS

Se debe zonificar la urbanización para efectos de facilitar el cálculo de las áreas que aportan caudal para cada tramo, se obtienen las áreas de techos, calles, jardines y aceras de medición directa en el plano,

Por ejemplo para el cálculo del área de pavimentos en el pasaje vehicular 9 a el pozo de aguas lluvias 3 (PALL 3) se obtuvo la longitud de 82.06m y se tiene que el ancho de calle es 5.5 m, entonces

Área de pavimentos = $82.06 * 5.5 = 451.33 \text{ m}^2$, de esta forma se calcularon las demás áreas por medición directa en planos.

Tabla 5.11 Areas tributarias para cada tramo.

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Area de Jardines y Zona verde	Area de Techos	Areas de Aceras	Areas de Pavimentos
<i>Pasaje Vehicular No.9 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 3	1035.55	2637.12	287.21	451.33
Area Tributaria a PALL 2	320.00	1280.00	141.09	221.71
<i>Pasaje Vehicular No.9 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 1	1080.00	2720.00	315.98	496.54
Area Tributaria a PALL 2	720.00	2880.00	326.27	512.71

<i>Pasaje Vehicular No. 8 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 8	952.80	0.00	214.55	337.15
Area Tributaria a PALL 7	718.00	2872.00	319.38	501.88
Area Tributaria a PALL 6	400.00	1600.00	190.86	299.92
<i>Pasaje Vehicular No. 8 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 4	0.00	0.00	188.69	296.51
Area Tributaria a PALL 5	1320.00	2080.00	299.64	470.86
Area Tributaria a PALL 6	720.00	2880.00	337.51	530.37
TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Area de Jardines y Zona verde	Area de Techos	Areas de Aceras	Areas de Pavimentos
<i>Pasaje Vehicular No. 7 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 12	0.00	0.00	92.59	145.50
Area Tributaria a PALL 11	557.60	2230.39	253.54	398.42
Area Tributaria a PALL 10	1360.00	2240.00	337.51	530.37
<i>Pasaje Vehicular No. 7 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 9	600.00	2400.00	308.42	484.66
Area Tributaria a PALL 10	400.00	1600.00	190.51	299.37
<i>Pasaje Vehicular No. 6 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 16	0.00	0.00	280.86	441.35
Area Tributaria a PALL 15	697.10	2788.39	298.48	469.04
Area Tributaria a PALL 14	2160.00	1440.00	337.51	530.37
<i>Pasaje Vehicular No. 6 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 13	400.00	1600.00	219.24	344.52
Area Tributaria a PALL 14	720.00	1280.00	173.01	271.87
<i>1a. Avenida Norte</i>				
Area Tributaria a PALL 20	0.00	0.00	183.44	288.26
Area Tributaria a PALL 19	108.90	435.62	91.00	143.00
Area Tributaria a PALL 18	1289.74	2811.70	336.77	529.21
Area Tributaria a PALL 17	2631.60	1319.74	248.33	390.23
<i>2a. Avenida Norte</i>				
Area Tributaria a PALL 23	641.43	1509.71	519.68	816.64
Area Tributaria a PALL 22	680.88	1631.15	395.50	621.50
Area Tributaria a PALL 21	1175.91	2400.00	689.85	1084.05

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Area de Jardines y Zona verde	Area de Techos	Areas de Aceras	Areas de Pavimentos
<i>Pasaje Vehicular No. 5</i>				
Area Tributaria a PALL 27	311.79	1247.14	311.15	488.95
Area Tributaria a PALL 26	298.82	1195.28	224.07	352.11
Area Tributaria a PALL 25	0.00	0.00	85.58	134.48
Area Tributaria a PALL 24	360.00	1440.00	262.85	413.05
<i>Pasaje Vehicular No. 1</i>				
Area Tributaria a PALL 28	356.72	1426.89	276.82	435.00
<i>Pasaje Vehicular No. 2</i>				
Area Tributaria a PALL 29	454.88	1819.52	342.42	865.65
<i>Pasaje Vehicular No. 3</i>				
Area Tributaria a PALL 30	555.76	2223.02	365.54	574.42
<i>Pasaje Vehicular No. 4</i>				
Area Tributaria a PALL 31	502.28	2009.12	354.11	806.08
<i>Ia. Calle Oriente</i>				
Area Tributaria a PALL 2	0.00	0.00	125.00	175.00
Area Tributaria a PALL 6	0.00	0.00	249.50	349.30
Area Tributaria a PALL 10	0.00	0.00	249.05	348.67
Area Tributaria a PALL 14	0.00	0.00	249.25	348.95
Area Tributaria a PALL 17	0.00	0.00	251.00	351.40
Area Tributaria a PALL 21	0.00	0.00	415.00	581.00
Area Tributaria a PALL 24	0.00	0.00	134.70	188.58
Area Tributaria a PALL 32	192.00	768.00	391.15	547.61
<i>Calle Existente</i>				
Area Tributaria a PALL 28	0.00	0.00	117.36	352.08
Area Tributaria a PALL 29	0.00	0.00	0.00	0.00
Area Tributaria a PALL 30	0.00	0.00	296.46	889.38
Area Tributaria a PALL 31	0.00	0.00	0.00	0.00
Area Tributaria a PALL 32	0.00	0.00	337.53	1012.59

5.3.3 CAUDALES DE ESCORRENTIA

Los caudales de escorrentía se obtendrán utilizando el método racional descrito en el marco teórico, de ahí tenemos que:

$$Q = 168 * C * I * A$$

Donde:

Q = Caudal en L/s

C = Coeficiente de escorrentía depende del tipo de superficie
(adimensional)

I = Intensidad de diseño en mm/min

A = Area tributaria en Ha.

Los valores de los coeficientes de escorrentía se seleccionarán de los valores presentados en las tablas 5.1 y 5.2, a continuación se presentan una tabla con los valores de coeficientes de escorrentía que se utilizarán para los cálculos de caudales.

Tabla 5.12 Coeficientes de Escorrentía a utilizar en el diseño de la red.

Superficie	Coefficiente de Escorrentía "C"	Coefficiente de Escorrentía seleccionado
Techos	0.75-0.95	0.85
Aceras	0.80-0.95	0.90
Calles de Asfalto	0.70-0.95	0.80
Zonas verdes	0.10	0.10

CÁLCULO DE CAUDALES.

Tramo pasaje vehicular 9 norte.

**Area tributaria a pozo de aguas lluvias 3 (PALL 3).*

$$\text{Area verde} = 1035.55 \text{ m}^2$$

$$\text{Area de techos} = 2637.12 \text{ m}^2$$

$$\text{Area de aceras} = 287.21 \text{ m}^2$$

$$\text{Area de pavimentos} = 451.33 \text{ m}^2$$

$$I = 2.73 \text{ mm/min}$$

$$Q_{\text{area verde}} = 0.016667 * 0.1 * 2.73 * 1035.55 = \mathbf{4.711 \text{ L/s}}$$

$$Q_{\text{techos}} = 0.016667 * 0.85 * 2.73 * 2637.12 = \mathbf{101.99 \text{ L/s}}$$

$$Q_{\text{aceras}} = 0.016667 * 0.90 * 2.73 * 287.21 = \mathbf{11.762 \text{ L/s}}$$

$$Q_{\text{pavimentos}} = 0.016667 * 0.80 * 2.73 * 451.33 = \mathbf{16.429 \text{ L/s}}$$

$$Q_{\text{tramo a PALL3}} = 4.711 + 101.99 + 11.762 + 16.429 = \mathbf{134.892 \text{ L/s}}$$

*Área tributaria a pozo de aguas lluvias 2 (PALL 2).

$$\text{Área verde} = 320.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de techos} = 1280.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de aceras} = 141.09 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de pavimentos} = 221.71 \text{ m}^2$$

$$I = 2.73 \text{ mm/min}$$

$$Q_{\text{área verde}} = 0.016667 * 0.1 * 2.73 * 320 = \mathbf{1.456 \text{ L/s}}$$

$$Q_{\text{techos}} = 0.016667 * 0.85 * 2.73 * 1280 = \mathbf{49.505 \text{ L/s}}$$

$$Q_{\text{aceras}} = 0.016667 * 0.90 * 2.73 * 141.09 = \mathbf{5.778 \text{ L/s}}$$

$$Q_{\text{pavimentos}} = 0.016667 * 0.80 * 2.73 * 221.71 = \mathbf{8.070 \text{ L/s}}$$

$$Q_{\text{tramo a PALL2}} = 1.456 + 49.505 + 5.778 + 8.070 = \mathbf{64.809 \text{ L/s}}$$

Auxiliándonos de una hoja en Excel se realizaron los cálculos para los diferentes tramos que componen nuestra urbanización, los resultados se presentan a continuación en las siguientes tablas.

Tabla 5.13 Caudales de áreas verdes y jardines aportados por tramos tributarios.

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Áreas de Jardines y Zona verde (m ²)	Coefficiente de Escorrentía "C"	Intensidad (mm/min)	Q (L/s)
<i>Pasaje Vehicular No.9 NORTE</i>				
Área Tributaria a PALL 3	1035.55	0.10	2.73	4.75
Área Tributaria a PALL 2	320.00	0.10	2.73	1.47
<i>Pasaje Vehicular No.9 SUR</i>				
Área Tributaria a PALL 1	1080.00	0.10	2.73	4.95
Área Tributaria a PALL 2	720.00	0.10	2.73	3.30

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Areas de Jardines y Zona verde (m²)	Coefficiente de Escorrentía "C"	Intensidad (mm/min)	Q (L/s)
<i>Pasaje Vehicular No. 8 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 8	952.80	0.10	2.73	4.37
Area Tributaria a PALL 7	718.00	0.10	2.73	3.29
Area Tributaria a PALL 6	400.00	0.10	2.73	1.83
<i>Pasaje Vehicular No. 8 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 4	0.00	0.10	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 5	1320.00	0.10	2.73	6.05
Area Tributaria a PALL 6	720.00	0.10	2.73	3.30
<i>Pasaje Vehicular No. 7 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 12	0.00	0.10	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 11	557.60	0.10	2.73	2.56
Area Tributaria a PALL 10	1360.00	0.10	2.73	6.24
<i>Pasaje Vehicular No. 7 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 9	600.00	0.10	2.73	2.75
Area Tributaria a PALL 10	400.00	0.10	2.73	1.83
<i>Pasaje Vehicular No. 6 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 16	0.00	0.10	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 15	697.10	0.10	2.73	3.20
Area Tributaria a PALL 14	2160.00	0.10	2.73	9.91
<i>Pasaje Vehicular No. 6 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 13	400.00	0.10	2.73	1.83
Area Tributaria a PALL 14	720.00	0.10	2.73	3.30
<i>1a. Avenida Norte</i>				
Area Tributaria a PALL 20	0.00	0.10	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 19	108.90	0.10	2.73	0.50
Area Tributaria a PALL 18	1289.74	0.10	2.73	5.92
Area Tributaria a PALL 17	2631.60	0.10	2.73	12.07
<i>2a. Avenida Norte</i>				
Area Tributaria a PALL 23	641.43	0.10	2.73	2.94
Area Tributaria a PALL 22	680.88	0.10	2.73	3.12
Area Tributaria a PALL 21	1175.91	0.10	2.73	5.39

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Areas de Jardines y Zona verde (m²)	Coefficiente de Escorrentía "C"	Intensidad (mm/min)	Q (L/s)
<i>Pasaje Vehicular No. 5</i>				
Area Tributaria a PALL 27	311.79	0.10	2.73	1.43
Area Tributaria a PALL 26	298.82	0.10	2.73	1.37
Area Tributaria a PALL 25	0.00	0.10	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 24	360.00	0.10	2.73	1.65
<i>Pasaje Vehicular No. 1</i>				
Area Tributaria a PALL 28	356.72	0.10	2.73	1.64
<i>Pasaje Vehicular No. 2</i>				
Area Tributaria a PALL 29	454.88	0.10	2.73	2.09
<i>Pasaje Vehicular No. 3</i>				
Area Tributaria a PALL 30	555.76	0.10	2.73	2.55
<i>Pasaje Vehicular No. 4</i>				
Area Tributaria a PALL 31	502.28	0.10	2.73	2.30
<i>1a. Calle Oriente</i>				
Area Tributaria a PALL 2	0.00	0.10	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 6	0.00	0.10	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 10	0.00	0.10	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 14	0.00	0.10	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 17	0.00	0.10	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 21	0.00	0.10	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 24	0.00	0.10	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 32	192.00	0.10	2.73	0.88
<i>Calle Existente</i>				
Area Tributaria a PALL 28	0.00	0.10	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 29	0.00	0.10	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 30	0.00	0.10	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 31	0.00	0.10	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 32	0.00	0.10	2.73	0.00

Tabla 5.14 caudales de área de techos aportado por los tramos tributarios.

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Areas de Techos (m²)	Coefficiente de Escorrentía "C"	Intensidad (mm/min)	Q (L/s)
<i>Pasaje Vehicular No.9 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 3	2637.12	0.85	2.73	102.81
Area Tributaria a PALL 2	1280.00	0.85	2.73	49.90
<i>Pasaje Vehicular No.9 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 1	2720.00	0.85	2.73	106.04
Area Tributaria a PALL 2	2880.00	0.85	2.73	112.28
<i>Pasaje Vehicular No. 8 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 8	0.00	0.85	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 7	2872.00	0.85	2.73	111.96
Area Tributaria a PALL 6	1600.00	0.85	2.73	62.38
<i>Pasaje Vehicular No. 8 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 4	0.00	0.85	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 5	2080.00	0.85	2.73	81.09
Area Tributaria a PALL 6	2880.00	0.85	2.73	112.28
<i>Pasaje Vehicular No. 7 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 12	0.00	0.85	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 11	2230.39	0.85	2.73	86.95
Area Tributaria a PALL 10	2240.00	0.85	2.73	87.33
<i>Pasaje Vehicular No. 7 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 9	2400.00	0.85	2.73	93.56
Area Tributaria a PALL 10	1600.00	0.85	2.73	62.38
<i>Pasaje Vehicular No. 6 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 16	0.00	0.85	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 15	2788.39	0.85	2.73	108.70
Area Tributaria a PALL 14	1440.00	0.85	2.73	56.14
<i>Pasaje Vehicular No. 6 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 13	1600.00	0.85	2.73	62.38
Area Tributaria a PALL 14	1280.00	0.85	2.73	49.90

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Areas de Techos (m²)	Coefficiente de Escorrentía "C"	Intensidad (mm/min)	Q (L/s)
<i>1a. Avenida Norte</i>				
Area Tributaria a PALL 20	0.00	0.85	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 19	435.62	0.85	2.73	16.98
Area Tributaria a PALL 18	2811.70	0.85	2.73	109.61
Area Tributaria a PALL 17	1319.74	0.85	2.73	51.45
<i>2a. Avenida Norte</i>				
Area Tributaria a PALL 23	1509.71	0.85	2.73	58.86
Area Tributaria a PALL 22	1631.15	0.85	2.73	63.59
Area Tributaria a PALL 21	2400.00	0.85	2.73	93.56
<i>Pasaje Vehicular No. 5</i>				
Area Tributaria a PALL 27	1247.14	0.85	2.73	48.62
Area Tributaria a PALL 26	1195.28	0.85	2.73	46.60
Area Tributaria a PALL 25	0.00	0.85	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 24	1440.00	0.85	2.73	56.14
<i>Pasaje Vehicular No. 1</i>				
Area Tributaria a PALL 28	1426.89	0.85	2.73	55.63
<i>Pasaje Vehicular No. 2</i>				
Area Tributaria a PALL 29	1819.52	0.85	2.73	70.93
<i>Pasaje Vehicular No. 3</i>				
Area Tributaria a PALL 30	2223.02	0.85	2.73	86.66
<i>Pasaje Vehicular No. 4</i>				
Area Tributaria a PALL 31	2009.12	0.85	2.73	78.32
<i>1a. Calle Oriente</i>				
Area Tributaria a PALL 2	0.00	0.85	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 6	0.00	0.85	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 10	0.00	0.85	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 14	0.00	0.85	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 17	0.00	0.85	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 21	0.00	0.85	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 24	0.00	0.85	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 32	768.00	0.85	2.73	29.94

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Areas de Techos (m²)	Coefficiente de Escorrentía "C"	Intensidad (mm/min)	Q (L/s)
<i>Calle Existente</i>				
Area Tributaria a PALL 28	0.00	0.85	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 29	0.00	0.85	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 30	0.00	0.85	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 31	0.00	0.85	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 32	0.00	0.85	2.73	0.00

Tabla 5.15 Caudales de aceras aportados por los tramos tributarios.

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Areas de Aceras (m²)	Coefficiente de Escorrentía "C"	Intensidad (mm/min)	Q (L/s)
<i>Pasaje Vehicular No.9 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 3	287.21	0.90	2.73	11.86
Area Tributaria a PALL 2	141.09	0.90	2.73	5.82
<i>Pasaje Vehicular No.9 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 1	315.98	0.90	2.73	13.04
Area Tributaria a PALL 2	326.27	0.90	2.73	13.47
<i>Pasaje Vehicular No. 8 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 8	214.55	0.90	2.73	8.86
Area Tributaria a PALL 7	319.38	0.90	2.73	13.18
Area Tributaria a PALL 6	190.86	0.90	2.73	7.88

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Areas de Aceras (m²)	Coefficiente de Escorrentía "C"	Intensidad (mm/min)	Q (L/s)
<i>Pasaje Vehicular No. 8 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 4	188.69	0.90	2.73	7.79
Area Tributaria a PALL 5	299.64	0.90	2.73	12.37
Area Tributaria a PALL 6	337.51	0.90	2.73	13.93
<i>Pasaje Vehicular No. 7 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 12	92.59	0.90	2.73	3.82
Area Tributaria a PALL 11	253.54	0.90	2.73	10.47
Area Tributaria a PALL 10	337.51	0.90	2.73	13.93
<i>Pasaje Vehicular No. 7 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 9	308.42	0.90	2.73	12.73
Area Tributaria a PALL 10	190.51	0.90	2.73	7.86
<i>Pasaje Vehicular No. 6 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 16	280.86	0.90	2.73	11.59
Area Tributaria a PALL 15	298.48	0.90	2.73	12.32
Area Tributaria a PALL 14	337.51	0.90	2.73	13.93
<i>Pasaje Vehicular No. 6 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 13	219.24	0.90	2.73	9.05
Area Tributaria a PALL 14	173.01	0.90	2.73	7.14
<i>1a. Avenida Norte</i>				
Area Tributaria a PALL 20	183.44	0.90	2.73	7.57
Area Tributaria a PALL 19	91.00	0.90	2.73	3.76
Area Tributaria a PALL 18	336.77	0.90	2.73	13.90
Area Tributaria a PALL 17	248.33	0.90	2.73	10.25
<i>2a. Avenida Norte</i>				
Area Tributaria a PALL 23	519.68	0.90	2.73	21.45
Area Tributaria a PALL 22	395.50	0.90	2.73	16.33
Area Tributaria a PALL 21	689.85	0.90	2.73	28.48

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Areas de Aceras (m²)	Coefficiente de Escorrentía "C"	Intensidad (mm/min)	Q (L/s)
<i>Pasaje Vehicular No. 5</i>				
Area Tributaria a PALL 27	311.15	0.90	2.73	12.84
Area Tributaria a PALL 26	224.07	0.90	2.73	9.25
Area Tributaria a PALL 25	85.58	0.90	2.73	3.53
Area Tributaria a PALL 24	262.85	0.90	2.73	10.85
<i>Pasaje Vehicular No. 1</i>				
Area Tributaria a PALL 28	276.82	0.90	2.73	11.43
<i>Pasaje Vehicular No. 2</i>				
Area Tributaria a PALL 29	342.42	0.90	2.73	14.13
<i>Pasaje Vehicular No. 3</i>				
Area Tributaria a PALL 30	365.54	0.90	2.73	15.09
<i>Pasaje Vehicular No. 4</i>				
Area Tributaria a PALL 31	354.11	0.90	2.73	14.62
<i>1a. Calle Oriente</i>				
Area Tributaria a PALL 2	125.00	0.90	2.73	5.16
Area Tributaria a PALL 6	249.50	0.90	2.73	10.30
Area Tributaria a PALL 10	249.05	0.90	2.73	10.28
Area Tributaria a PALL 14	249.25	0.90	2.73	10.29
Area Tributaria a PALL 17	251.00	0.90	2.73	10.36
Area Tributaria a PALL 21	415.00	0.90	2.73	17.13
Area Tributaria a PALL 24	134.70	0.90	2.73	5.56
Area Tributaria a PALL 32	391.15	0.90	2.73	16.15
<i>Calle Existente</i>				
Area Tributaria a PALL 28	117.36	0.90	2.73	4.84
Area Tributaria a PALL 29	0.00	0.90	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 30	296.46	0.90	2.73	12.24
Area Tributaria a PALL 31	0.00	0.90	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 32	337.53	0.90	2.73	13.93

Tabla 5.16 Caudales de áreas pavimentadas aportados por los tramos tributarios.

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Areas de Pavimentos (m²)	Coefficiente de Escorrentía "C"	Intensidad (mm/min)	Q (L/s)
<i>Pasaje Vehicular No.9 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 3	451.33	0.80	2.73	16.56
Area Tributaria a PALL 2	221.71	0.80	2.73	8.13
<i>Pasaje Vehicular No.9 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 1	496.54	0.80	2.73	18.22
Area Tributaria a PALL 2	512.71	0.80	2.73	18.81
<i>Pasaje Vehicular No. 8 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 8	337.15	0.80	2.73	12.37
Area Tributaria a PALL 7	501.88	0.80	2.73	18.41
Area Tributaria a PALL 6	299.92	0.80	2.73	11.00
<i>Pasaje Vehicular No. 8 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 4	296.51	0.80	2.73	10.88
Area Tributaria a PALL 5	470.86	0.80	2.73	17.28
Area Tributaria a PALL 6	530.37	0.80	2.73	19.46
<i>Pasaje Vehicular No. 7 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 12	145.50	0.80	2.73	5.34
Area Tributaria a PALL 11	398.42	0.80	2.73	14.62
Area Tributaria a PALL 10	530.37	0.80	2.73	19.46
<i>Pasaje Vehicular No. 7 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 9	484.66	0.80	2.73	17.78
Area Tributaria a PALL 10	299.37	0.80	2.73	10.98
<i>Pasaje Vehicular No. 6 NORTE</i>				
Area Tributaria a PALL 16	441.35	0.80	2.73	16.19
Area Tributaria a PALL 15	469.04	0.80	2.73	17.21
Area Tributaria a PALL 14	530.37	0.80	2.73	19.46

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Areas de Pavimentos (m²)	Coefficiente de Escorrentía "C"	Intensidad (mm/min)	Q (L/s)
<i>Pasaje Vehicular No. 6 SUR</i>				
Area Tributaria a PALL 13	344.52	0.80	2.73	12.64
Area Tributaria a PALL 14	271.87	0.80	2.73	9.98
<i>1a. Avenida Norte</i>				
Area Tributaria a PALL 20	288.26	0.80	2.73	10.58
Area Tributaria a PALL 19	143.00	0.80	2.73	5.25
Area Tributaria a PALL 18	529.21	0.80	2.73	19.42
Area Tributaria a PALL 17	390.23	0.80	2.73	14.32
<i>2a. Avenida Norte</i>				
Area Tributaria a PALL 23	816.64	0.80	2.73	29.96
Area Tributaria a PALL 22	621.50	0.80	2.73	22.80
Area Tributaria a PALL 21	1084.05	0.80	2.73	39.78
<i>Pasaje Vehicular No. 5</i>				
Area Tributaria a PALL 27	488.95	0.80	2.73	17.94
Area Tributaria a PALL 26	352.11	0.80	2.73	12.92
Area Tributaria a PALL 25	134.48	0.80	2.73	4.93
Area Tributaria a PALL 24	413.05	0.80	2.73	15.16
<i>Pasaje Vehicular No. 1</i>				
Area Tributaria a PALL 28	435.00	0.80	2.73	15.96
<i>Pasaje Vehicular No. 2</i>				
Area Tributaria a PALL 29	865.65	0.80	2.73	31.76
<i>Pasaje Vehicular No. 3</i>				
Area Tributaria a PALL 30	574.42	0.80	2.73	21.08
<i>Pasaje Vehicular No. 4</i>				
Area Tributaria a PALL 31	806.08	0.80	2.73	29.58

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Areas de Pavimentos (m²)	Coefficiente de Escorrentía "C"	Intensidad (mm/min)	Q (L/s)
<i>1a. Calle Oriente</i>				
Area Tributaria a PALL 2	175.00	0.80	2.73	6.42
Area Tributaria a PALL 6	349.30	0.80	2.73	12.82
Area Tributaria a PALL 10	348.67	0.80	2.73	12.79
Area Tributaria a PALL 14	348.95	0.80	2.73	12.80
Area Tributaria a PALL 17	351.40	0.80	2.73	12.89
Area Tributaria a PALL 21	581.00	0.80	2.73	21.32
Area Tributaria a PALL 24	188.58	0.80	2.73	6.92
Area Tributaria a PALL 32	547.61	0.80	2.73	20.09
<i>Calle Existente</i>				
Area Tributaria a PALL 28	352.08	0.80	2.73	12.92
Area Tributaria a PALL 29	0.00	0.80	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 30	889.38	0.80	2.73	32.63
Area Tributaria a PALL 31	0.00	0.80	2.73	0.00
Area Tributaria a PALL 32	1012.59	0.80	2.73	37.15

Luego de obtener los caudales aportados por cada tramo tributario para áreas verdes, aceras, techos y áreas pavimentadas, se procede a encontrar un caudal total aportado por el tramo. Auxiliándonos de una hoja en Excel se obtienen los resultados que se muestran en la tabla 5.17.

Tabla 5.17 Caudales totales aportados por cada tramo tributario.

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Caudal Total por Tramos (L/s)
<i>Pasaje Vehicular No.9 NORTE</i>	
Area Tributaria a PALL 3	135.97
Area Tributaria a PALL 2	65.33
<i>Pasaje Vehicular No.9 SUR</i>	
Area Tributaria a PALL 1	142.25
Area Tributaria a PALL 2	147.86
<i>Pasaje Vehicular No. 8 NORTE</i>	
Area Tributaria a PALL 8	25.60
Area Tributaria a PALL 7	146.85
Area Tributaria a PALL 6	83.09
<i>Pasaje Vehicular No. 8 SUR</i>	
Area Tributaria a PALL 4	18.67
Area Tributaria a PALL 5	116.79
Area Tributaria a PALL 6	148.97
<i>Pasaje Vehicular No. 7 NORTE</i>	
Area Tributaria a PALL 12	9.16
Area Tributaria a PALL 11	114.59
Area Tributaria a PALL 10	126.95
<i>Pasaje Vehicular No. 7 SUR</i>	
Area Tributaria a PALL 9	126.83
Area Tributaria a PALL 10	83.06
<i>Pasaje Vehicular No. 6 NORTE</i>	
Area Tributaria a PALL 16	27.79
Area Tributaria a PALL 15	141.43
Area Tributaria a PALL 14	99.44
<i>Pasaje Vehicular No. 6 SUR</i>	
Area Tributaria a PALL 13	85.90
Area Tributaria a PALL 14	70.32

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Caudal Total por Tramos (L/s)
<i>1a. Avenida Norte</i>	
Area Tributaria a PALL 20	18.15
Area Tributaria a PALL 19	26.48
Area Tributaria a PALL 18	148.85
Area Tributaria a PALL 17	88.09
<i>2a. Avenida Norte</i>	
Area Tributaria a PALL 23	113.21
Area Tributaria a PALL 22	105.84
Area Tributaria a PALL 21	167.21
<i>Pasaje Vehicular No. 5</i>	
Area Tributaria a PALL 27	80.83
Area Tributaria a PALL 26	70.14
Area Tributaria a PALL 25	8.47
Area Tributaria a PALL 24	83.79
<i>Pasaje Vehicular No. 1</i>	
Area Tributaria a PALL 28	84.65
<i>Pasaje Vehicular No. 2</i>	
Area Tributaria a PALL 29	118.92
<i>Pasaje Vehicular No. 3</i>	
Area Tributaria a PALL 30	125.38
<i>Pasaje Vehicular No. 4</i>	
Area Tributaria a PALL 31	124.82
<i>1a. Calle Oriente</i>	
Area Tributaria a PALL 2	11.58
Area Tributaria a PALL 6	23.11
Area Tributaria a PALL 10	23.07
Area Tributaria a PALL 14	23.09
Area Tributaria a PALL 17	23.25
Area Tributaria a PALL 21	38.45
Area Tributaria a PALL 24	12.48
Area Tributaria a PALL 32	67.06

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Caudal Total por Tramos (L/s)
<i>Calle Existente</i>	
Area Tributaria a PALL 28	17.76
Area Tributaria a PALL 29	0.00
Area Tributaria a PALL 30	44.87
Area Tributaria a PALL 31	0.00
Area Tributaria a PALL 32	51.09

5.3.4 DISEÑO DE CUNETAS

Se colocaran cunetas a cada lado de la vía, para recolectar y transportar las aguas lluvias provenientes de las casas, áreas verdes, aceras y de la misma vía pavimentada.

Se establece un ancho fijo de cuneta de 40 cm, tomando el modelo de cordón cuneta normal del anexo N° 15 del reglamento de la OPAMSS. Para el cálculo de la sección de cuneta, se debe obtener el tirante necesario que sea capaz de transportar el caudal en la situación más desfavorable, se debe identificar el tramo en el cual se genera el mayor caudal, con este dato de caudal, el revestimiento de la cuneta que se utilizará, la pendiente de la calle y el ancho de la cuneta, se puede calcular el tirante utilizando el software HCanales.

La situación más desfavorable en el ejemplo modelo, se da en la segunda avenida Norte en el tramo de área tributaria a pozo de aguas lluvias 21 en la cuneta D como se muestra en la figura 5.11, ya que es la que transportará el mayor caudal de escorrentía.

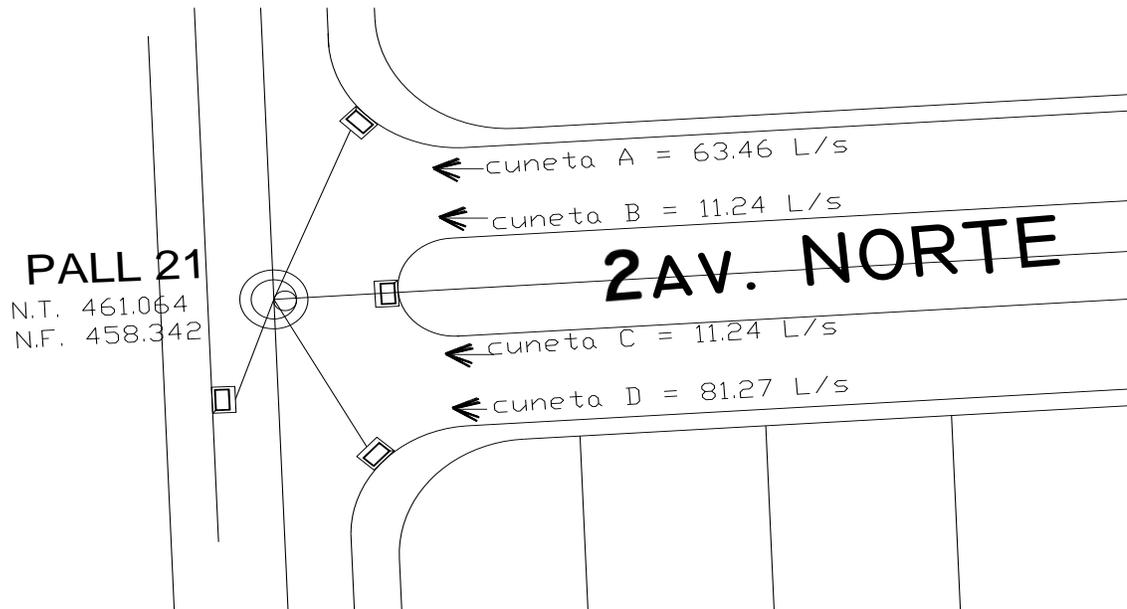


Figura 5.11

Detalle de cuneta D, para el tramo más desfavorable.

Luego de identificar la situación más desfavorable se procede a introducir los datos en el software Hcanales.

En el software se debe seleccionar la opción tirante normal, luego sección trapezoidal-rectangular-triangular, nos aparecerá la ventana en la cual debemos introducir los siguientes datos, tal como se muestra en la figura 5.12.

Datos:

Caudal = 81.27 L/s

Ancho de solera = 0.40 m

Rugosidad = 0.015

Pendiente = 0.80% = 0.008 m/m

Figura 5.12

Ventana de cálculo del programa Hcanales.

Lugar: San Miguel de Mercedes **Proyecto:** Lotificaiion Jose Elias
Tramo: 2ª avenida Norte **Revestimiento:** Concreto

Datos:
 Caudal (Q): 0.08127 m3/s
 Ancho de solera (b): 0.40 m
 Talud (Z):
 Rugosidad (n): 0.015
 Pendiente (S): 0.008 m/m

Resultados:
 Tirante normal (y): 0.1680 m
 Área hidráulica (A): 0.0672 m2
 Espejo de agua (T): 0.4000 m
 Número de Froude (F): 0.9418
 Tipo de flujo: Subcrítico
 Perímetro (p): 0.7361 m
 Radio hidráulico (R): 0.0913 m
 Velocidad (v): 1.2091 m/s
 Energía específica (E): 0.2425 m-Kg/Kg

Ejecutar Limpiar Pantalla Imprimir Menú Principal

Ingresar el tipo de material del canal

Se puede observar en los resultados mostrados en la ventana del software, que el tirante necesario para evacuar el caudal de escorrentía generado, es de 16.80 cm, pero se debe considerar un 20 % de borde libre esto para asegurar que se lograra transportar el caudal sin ningún inconveniente.

Entonces tenemos:

$$h = 1.2 * 0.1680 = \mathbf{0.2016\ m}$$

De aquí se obtiene que la sección de la cuneta será de 40 X 20 cm, y se garantiza que se logrará evacuar el caudal de escorrentía.

A continuación se presenta una tabla con los valores de caudales de escorrentía transportados por cada cuneta y las velocidades a sección llena.

Tabla 5.18 Caudales de escorrentía transportados por las cunetas y velocidades a sección llena.

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Qesc por Cunetas (L/s)	S (%)	Velocidad de diseño (m/s)	Tirante de Diseño (m)	Caudal a sección llena (L/s)	Velocidad a Sección Llena (m/s)
<i>Pasaje Vehicular No.9 NORTE</i>						
Area Tributaria a PALL 3	135.97					
Cuneta A	67.99	0.650	1.068	0.159	92.638	1.158
Cuneta B	67.99	0.650	1.068	0.159	92.638	1.158
Area Tributaria a PALL 2	65.33					
Cuneta A	32.66	0.650	0.862	0.095	92.638	1.158
Cuneta B	32.66	0.650	0.862	0.095	92.638	1.158
<i>Pasaje Vehicular No.9 SUR</i>						
Area Tributaria a PALL 1	142.25					
Cuneta A	71.13	0.930	1.233	0.145	110.809	1.385
Cuneta B	71.13	0.930	1.233	0.145	110.809	1.385
Area Tributaria a PALL 2	147.86					
Cuneta A	73.93	0.930	1.245	0.149	110.809	1.385
Cuneta B	73.93	0.930	1.245	0.149	110.809	1.385
<i>Pasaje Vehicular No. 8 NORTE</i>						
Area Tributaria a PALL 8	25.60					
Cuneta A	12.80	0.930	0.711	0.045	110.809	1.385
Cuneta B	12.80	0.930	0.711	0.045	110.809	1.385
Area Tributaria a PALL 7	146.85					
Cuneta A	73.43	0.930	1.243	0.148	110.809	1.385
Cuneta B	73.43	0.930	1.243	0.148	110.809	1.385
Area Tributaria a PALL 6	83.09					
Cuneta A	41.55	0.930	1.051	0.099	110.809	1.385
Cuneta B	41.55	0.930	1.051	0.099	110.809	1.385

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Qesc por Cunetas (L/s)	S (%)	Velocidad de diseño (m/s)	Tirante de Diseño (m)	Caudal a sección llena (L/s)	Velocidad a Sección Llena (m/s)
<i>Pasaje Vehicular No. 8 SUR</i>						
Area Tributaria a PALL 4	18.67					
Cuneta A	9.33	0.990	0.648	0.036	114.327	1.429
Cuneta B	9.33	0.990	0.648	0.036	114.327	1.429
Area Tributaria a PALL 5	116.79					
Cuneta A	58.39	0.990	1.190	0.123	114.327	1.429
Cuneta B	58.39	0.990	1.190	0.123	114.327	1.429
Area Tributaria a PALL 6	148.97					
Cuneta A	74.48	0.990	1.276	0.146	114.327	1.429
Cuneta B	74.48	0.990	1.276	0.146	114.327	1.429
<i>Pasaje Vehicular No. 7 NORTE</i>						
Area Tributaria a PALL 12	9.16					
Cuneta A	4.58	1.120	0.518	0.022	121.602	1.520
Cuneta B	4.58	1.120	0.518	0.022	121.602	1.520
Area Tributaria a PALL 11	114.59					
Cuneta A	57.30	1.120	1.236	0.116	121.602	1.520
Cuneta B	57.30	1.120	1.236	0.116	121.602	1.520
Area Tributaria a PALL 10	126.95					
Cuneta A	63.48	1.120	1.274	0.125	121.602	1.520
Cuneta B	63.48	1.120	1.274	0.125	121.602	1.520
<i>Pasaje Vehicular No. 7 SUR</i>						
Area Tributaria a PALL 9	126.83					
Cuneta A	63.41	1.140	1.282	0.124	122.683	1.534
Cuneta B	63.41	1.140	1.282	0.124	122.683	1.534
Area Tributaria a PALL 10	83.06					
Cuneta A	41.53	1.140	1.128	0.092	122.683	1.534
Cuneta B	41.53	1.140	1.128	0.092	122.683	1.534

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Qesc por Cunetas (L/s)	S (%)	Velocidad de diseño (m/s)	Tirante de Diseño (m)	Caudal a sección llena (L/s)	Velocidad a Sección Llena (m/s)
<i>Pasaje Vehicular No. 6 NORTE</i>						
Area Tributaria a PALL 16	27.79					
Cuneta A	13.89	0.830	0.705	0.049	104.682	1.309
Cuneta B	13.89	0.830	0.705	0.049	104.682	1.309
Area Tributaria a PALL 15	141.43					
Cuneta A	70.72	0.830	1.180	0.150	104.682	1.309
Cuneta B	70.72	0.830	1.180	0.150	104.682	1.309
Area Tributaria a PALL 14	99.44					
Cuneta A	49.72	0.830	1.067	0.117	104.682	1.309
Cuneta B	49.72	0.830	1.067	0.117	104.682	1.309
<i>Pasaje Vehicular No. 6 SUR</i>						
Area Tributaria a PALL 13	85.90					
Cuneta A	42.95	0.790	1.004	0.107	102.128	1.277
Cuneta B	42.95	0.790	1.004	0.107	102.128	1.277
Area Tributaria a PALL 14	70.32					
Cuneta A	35.16	0.790	0.944	0.093	102.128	1.277
Cuneta B	35.16	0.790	0.944	0.093	102.128	1.277
<i>1a. Avenida Norte</i>						
Area Tributaria a PALL 20	18.15					
Cuneta A	9.07	0.870	0.615	0.037	107.175	1.340
Cuneta B	9.07	0.870	0.615	0.037	107.175	1.340
Area Tributaria a PALL 19	26.48					
Cuneta A	13.24	0.870	0.704	0.047	107.175	1.340
Cuneta B	13.24	0.870	0.704	0.047	107.175	1.340
Area Tributaria a PALL 18	148.85					
Cuneta A	74.42	0.870	1.217	0.153	107.175	1.340
Cuneta B	74.42	0.870	1.217	0.153	107.175	1.340
Area Tributaria a PALL 17	88.09					
Cuneta A	44.04	0.870	1.046	0.105	107.175	1.340
Cuneta B	44.04	0.870	1.046	0.105	107.175	1.340

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Qesc por Cunetas (L/s)	S (%)	Velocidad de diseño (m/s)	Tirante de Diseño (m)	Caudal a sección llena (L/s)	Velocidad a Sección Llena (m/s)
<i>2a. Avenida Norte</i>						
Area Tributaria a PALL 23	113.21					
Cuneta A	28.30	0.800	0.885	0.080	102.773	1.285
Cuneta B	28.30	0.800	0.885	0.080	102.773	1.285
Cuneta C	28.30	0.800	0.885	0.080	102.773	1.285
Cuneta D	28.30	0.800	0.885	0.080	102.773	1.285
Area Tributaria a PALL 22	105.84					
Cuneta A	26.46	0.800	0.866	0.076	102.773	1.285
Cuneta B	26.46	0.800	0.866	0.076	102.773	1.285
Cuneta C	26.46	0.800	0.866	0.076	102.773	1.285
Cuneta D	26.46	0.800	0.866	0.076	102.773	1.285
Area Tributaria a PALL 21	167.21					
Cuneta A	63.46	0.800	1.130	0.140	102.773	1.285
Cuneta B	11.24	0.800	0.647	0.044	102.773	1.285
Cuneta C	11.24	0.800	0.647	0.044	102.773	1.285
Cuneta D	81.27	0.800	1.209	0.168	102.773	1.285
<i>Pasaje Vehicular No. 5</i>						
Area Tributaria a PALL 27	80.83					
Cuneta A	40.42	0.830	1.022	0.101	104.682	1.309
Cuneta B	40.42	0.830	1.022	0.101	104.682	1.309
Area Tributaria a PALL 26	70.14					
Cuneta A	35.07	0.830	0.959	0.091	104.682	1.309
Cuneta B	35.07	0.830	0.959	0.091	104.682	1.309
Area Tributaria a PALL 25	8.47					
Cuneta A	4.23	0.830	0.458	0.023	104.682	1.309
Cuneta B	4.23	0.830	0.458	0.023	104.682	1.309
Area Tributaria a PALL 24	83.79					
Cuneta A	41.90	0.830	1.013	0.103	104.682	1.309
Cuneta B	41.90	0.830	1.013	0.103	104.682	1.309

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Qesc por Cunetas (L/s)	S (%)	Velocidad de diseño (m/s)	Tirante de Diseño (m)	Caudal a sección llena (L/s)	Velocidad a Sección Llena (m/s)
<i>Pasaje Vehicular No. 1</i>						
Area Tributaria a PALL 28	84.65					
Cuneta A	42.32	0.450	0.820	0.129	77.079	0.963
Cuneta B	42.32	0.450	0.820	0.129	77.079	0.963
<i>Pasaje Vehicular No. 2</i>						
Area Tributaria a PALL 29	118.92					
Cuneta A	59.46	0.580	0.988	0.150	87.508	1.094
Cuneta B	59.46	0.580	0.988	0.150	87.508	1.094
<i>Pasaje Vehicular No. 3</i>						
Area Tributaria a PALL 30	125.38					
Cuneta A	62.69	0.550	0.983	0.159	85.214	1.065
Cuneta B	62.69	0.550	0.983	0.159	85.214	1.065
<i>Pasaje Vehicular No. 4</i>						
Area Tributaria a PALL 31	124.82					
Cuneta A	62.41	0.510	0.955	0.163	82.057	1.026
Cuneta B	62.41	0.510	0.955	0.163	82.057	1.026
<i>Ia. Calle Oriente</i>						
Area Tributaria a PALL 2	11.58					
Cuneta A	5.79	1.050	0.554	0.026	117.741	1.472
Cuneta B	5.79	1.050	0.554	0.026	117.741	1.472
Area Tributaria a PALL 6	23.11					
Cuneta A	11.56	1.050	0.713	0.041	117.741	1.472
Cuneta B	11.56	1.050	0.713	0.041	117.741	1.472
Area Tributaria a PALL 10	23.07					
Cuneta A	11.54	1.050	0.712	0.041	117.741	1.472
Cuneta B	11.54	1.050	0.712	0.041	117.741	1.472
Area Tributaria a PALL 14	23.09					
Cuneta A	11.55	1.050	0.713	0.041	117.741	1.472
Cuneta B	11.55	1.050	0.713	0.041	117.741	1.472
Area Tributaria a PALL 17	23.25					

TRAMO DE AREA TRIBUTARIA	Qesc por Cunetas (L/s)	S (%)	Velocidad de diseño (m/s)	Tirante de Diseño (m)	Caudal a sección llena (L/s)	Velocidad a Sección Llena (m/s)
<i>1a. Calle Oriente</i>						
Cuneta A	11.63	1.050	0.714	0.041	117.741	1.472
Cuneta B	11.63	1.050	0.714	0.041	117.741	1.472
Area Tributaria a PALL 21	38.45					
Cuneta A	19.22	1.050	0.852	0.056	117.741	1.472
Cuneta B	19.22	1.050	0.852	0.056	117.741	1.472
Area Tributaria a PALL 24	12.48					
Cuneta A	6.24	1.050	0.570	0.027	117.741	1.472
Cuneta B	6.24	1.050	0.570	0.027	117.741	1.472
Area Tributaria a PALL 32	67.06					
Cuneta A	33.53	1.050	1.244	0.082	117.741	1.472
Cuneta B	33.53	1.050	1.244	0.082	117.741	1.472
<i>Calle Existente</i>						
Area Tributaria a PALL 28	17.76					
Cuneta A	8.88	0.770	0.587	0.038	100.827	1.260
Cuneta B	8.88	0.770	0.587	0.038	100.827	1.260
Area Tributaria a PALL 29	0.00	0.530	0.000	0.000	83.651	1.046
Area Tributaria a PALL 30	44.87					
Cuneta A	22.43	0.900	0.853	0.066	109.007	1.363
Cuneta B	22.43	0.900	0.853	0.066	109.007	1.363
Area Tributaria a PALL 31	0.00	0.790	0.000	0.000	102.128	1.277
Area Tributaria a PALL 32	51.09					
Cuneta A	25.54	0.810	0.859	0.074	103.413	1.293
Cuneta B	25.54	0.810	0.859	0.074	103.413	1.293

Para la velocidad a Sección llena se utilizó la formula de Manning, y el caudal a sección llena se calculó multiplicando la velocidad a sección llena por el área a sección llena.

5.3.5 DISEÑO DE LAS TUBERÍAS DE LA RED DE DRENAJE PLUVIAL.

Consideraciones para los tragantes.

- Para los tragantes se considerara un diámetro de tubería de 12 pulgadas en tramos iniciales, y un diámetro de 15 pulgadas en todos los demás.
- En el diseño se colocaron tragantes remetidos, a cada 100 metros, el esquema de los tragantes se muestra en el anexo C.11.

Consideraciones para las tuberías.

- Se diseñará para tuberías corrugadas de polietileno de alta densidad (ADS), con n de Maninng recomendado por el fabricante igual a 0.009.
- En la “Propuesta de Parámetros de Diseño” se ha establecido que el diámetro mínimo de tragante a pozo es de 10 pulgadas, en los demás tramos el diámetro mínimo es de 15 pulgadas.

Para el diseño hidráulico de las tuberías nos auxiliamos de hojas de cálculo en Excel y del software H-Canales para el cálculo de tirante y velocidades a flujo real.

La metodología a seguir para introducir datos en el software es la misma explicada en el capítulo 4 para el diseño de tuberías de aguas negras.

A continuación se presentan los resultados en la tabla 5.19

Tabla 5.19 Resumen de datos de diseño de tuberías.

Pozo de Alcantarillado Pluvial	Caudal Total por Pozo (L/seg)	Longitud	"n" para tuberías de ADS	Diámetro (pulg)	Diámetro (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Pendiente (%)	Radio Hidráulico R_h (m)	Fuerza de Tracción (N/m^2)
PALL 1-PALL 2	142.25	92.00	0.009	15.00	0.381	0.249	1.803	0.500	0.110	5.391
PALL 3-PALL 2	135.97	36.57	0.009	15.00	0.381	0.241	1.788	0.500	0.109	5.322
PALL 4-PALL5	18.67	88.18	0.009	15.00	0.381	0.081	1.048	0.500	0.049	2.389
PALL 5-PALL6	135.45	92.00	0.009	15.00	0.381	0.241	1.786	0.500	0.108	5.317
PALL 8-PALL7	25.60	92.00	0.009	15.00	0.381	0.095	1.148	0.500	0.056	2.742
PALL 7-PALL6	172.45	50.00	0.009	15.00	0.381	0.289	1.860	0.500	0.115	5.651
PALL 2-PALL6	502.99	49.90	0.009	18.00	0.457	0.350	3.672	1.500	0.140	20.630
PALL 9-PALL10	126.83	50.00	0.009	15.00	0.381	0.230	1.761	0.500	0.106	5.204
PALL 12-PALL11	9.16	80.90	0.009	15.00	0.381	0.057	0.849	0.500	0.036	1.741
PALL 11-PALL10	123.75	92.00	0.009	15.00	0.381	0.227	1.752	0.500	0.105	5.165
PALL 6-PALL10	1066.07	49.81	0.009	24.00	0.610	0.470	4.415	1.500	0.185	27.193
PALL 13-PALL14	85.90	45.00	0.009	15.00	0.381	0.181	1.604	0.500	0.092	4.527
PALL 16-PALL15	27.79	93.77	0.009	15.00	0.381	0.028	0.728	0.900	0.018	1.607
PALL 15-PALL14	169.22	92.00	0.009	15.00	0.381	0.284	1.856	0.500	0.115	5.631
PALL 10-PALL14	1549.73	49.85	0.009	30.00	0.762	0.578	4.176	1.000	0.230	22.602
PALL 20-PALL19	18.15	54.80	0.009	15.00	0.381	0.080	1.039	0.500	0.048	2.359
PALL 19-PALL18	44.63	75.00	0.009	15.00	0.381	0.127	1.345	0.500	0.071	3.473
PALL 18-PALL17	193.48	66.51	0.009	15.00	0.381	0.276	2.186	0.700	0.114	7.828
PALL 14-PALL17	1997.69	50.20	0.009	30.00	0.762	0.660	4.758	1.300	0.230	29.357
PALL 23-PALL22	113.21	65.00	0.009	15.00	0.381	0.214	1.717	0.500	0.102	5.008

Pozo de Alcantarillado Pluvial	Caudal Total por Pozo (L/seg)	Longitud	"n" para tuberías de ADS	Diámetro (pulg)	Diámetro (m)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Pendiente (%)	Radio Hidraulico R_h (m)	Fuerza de Tracción (N/m ²)
PALL 22-PALL21	219.05	93.55	0.009	15.00	0.381	0.290	2.354	0.800	0.115	9.041
PALL 17-PALL21	2302.51	83.00	0.009	36.00	0.914	0.707	4.226	0.800	0.277	21.763
PALL 27-PALL28	80.83	68.31	0.009	15.00	0.381	0.175	1.579	0.500	0.090	4.419
PALL 26-PALL30	70.14	86.57	0.009	15.00	0.381	0.162	1.522	0.500	0.085	4.179
PALL 25-PALL31	8.47	83.15	0.009	15.00	0.381	0.055	0.829	0.500	0.034	1.682
PALL 21-PALL24	2727.22	53.88	0.009	36.00	0.914	0.714	4.959	1.100	0.278	29.956
PALL 24-PALL32	2823.49	51.29	0.009	42.00	1.067	0.781	4.027	0.600	0.320	18.841
PALL 28-PALL29	183.24	56.10	0.009	15.00	0.381	0.281	2.030	0.600	0.115	6.745
PALL 29-PALL30	302.16	49.90	0.009	15.00	0.381	0.284	3.319	1.600	0.115	18.019
PALL 30-PALL31	542.54	49.00	0.009	18.00	0.457	0.344	4.091	1.900	0.138	25.722
PALL 31-PALL32	675.83	59.20	0.009	24.00	0.610	0.419	3.162	0.800	0.179	14.079

Se calculó el caudal y la velocidad a tubo lleno para las tuberías que componen la red de drenaje pluvial, se utilizó la formula de Mannig para calcular la velocidad, utilizando $n = 0.009$ valor recomendado por el fabricante, para tuberías de polietileno de alta densidad

Radio Hidráulico = $D/4$, y el caudal a tubo lleno se obtuvo de la siguiente forma:

$$Q_{tubo\ lleno} = A_{seccion\ llena} * V_{seccion\ llena}$$

Tabla 5.20 Caudales y velocidades a sección llena de tuberías.

TRAMO		LONGITUD (m)	CAUDAL CONDUcido (L/s)	PENDIENTE (%)	DIAMETRO PROYECTADO (Pulg).	FLUJO A CONDICIONES DE DISEÑO		FLUJO A TUBO LLENO	
De Pozo	A Pozo					Qd (L/s)	Vd (m/s)	Q LL (L/s)	V LL (m/s)
PALL 1-PALL 2		92.00	142.25	0.500	15.0	142.25	1.803	186.821	1.639
PALL 3-PALL 2		36.57	135.97	0.500	15.0	135.97	1.788	186.821	1.639
PALL 4-PALL5		88.18	18.67	0.500	15.0	18.67	1.048	186.821	1.639
PALL 5-PALL6		92.00	135.45	0.500	15.0	135.45	1.786	186.821	1.639
PALL 8-PALL7		92.00	25.60	0.500	15.0	25.60	1.148	186.821	1.639
PALL 7-PALL6		50.00	172.45	0.500	15.0	172.45	1.860	186.821	1.639
PALL 2-PALL6		49.90	502.99	1.500	18.0	502.99	3.649	526.182	3.205
PALL 9-PALL10		50.00	126.83	0.500	15.0	126.83	1.761	186.821	1.639
PALL 12-PALL11		80.90	9.16	0.500	15.0	9.16	0.849	186.821	1.639
PALL 11-PALL10		92.00	123.75	0.500	15.0	123.75	1.752	186.821	1.639
PALL 6-PALL10		49.81	1066.07	1.500	24.0	1066.07	4.415	1133.198	3.883
PALL 13-PALL14		45.00	85.90	0.500	15.0	85.90	1.604	186.821	1.639
PALL 16-PALL15		93.77	27.79	0.900	15.0	27.79	0.728	250.646	2.198
PALL 15-PALL14		92.00	169.22	0.500	15.0	169.22	1.856	186.821	1.639
PALL 10-PALL14		49.85	1549.73	1.000	30.0	1549.73	4.176	1677.594	3.679
PALL 20-PALL19		54.80	18.15	0.500	15.0	18.15	1.039	186.821	1.639
PALL 19-PALL18		75.00	44.63	0.500	15.0	44.63	1.345	186.821	1.639
PALL 18-PALL17		66.51	193.48	0.700	15.0	193.48	2.186	221.049	1.939

TRAMO		LONGITUD (m)	CAUDAL CONDUCIDO (L/s)	PENDIENTE (%)	DIAMETRO PROYECTADO (Pulg.)	FLUJO A CONDICIONES DE DISEÑO		FLUJO A TUBO LLENO	
De Pozo	A Pozo					Qd (L/s)	Vd (m/s)	Q LL (L/s)	V LL (m/s)
PALL 14-PALL17		50.20	1997.69	1.300	36.0	1997.69	4.758	3110.345	4.736
PALL 23-PALL22		65.00	113.21	0.500	15.0	113.21	1.717	186.821	1.639
PALL 22-PALL21		93.55	219.05	0.800	15.0	219.05	2.354	236.312	2.073
PALL 17-PALL21		83.00	2302.51	0.800	36.0	2302.51	4.226	2439.956	3.716
PALL 27-PALL28		68.31	80.83	0.500	15.0	80.83	1.579	186.821	1.639
PALL 26-PALL30		86.57	70.14	0.500	15.0	70.14	1.522	186.821	1.639
PALL 25-PALL31		83.15	8.47	0.500	15.0	8.47	0.829	186.821	1.639
PALL 21-PALL24		53.88	2727.22	1.100	36.0	2727.22	4.959	2861.102	4.357
PALL 24-PALL32		51.29	2823.49	0.600	42.0	2823.49	4.027	3187.406	3.566
PALL 28-PALL29		56.10	183.24	0.600	15.0	183.24	2.030	204.652	1.795
PALL 29-PALL30		49.90	302.16	1.600	15.0	302.16	3.319	334.195	2.931
PALL 30-PALL31		49.00	542.54	1.900	18.0	542.54	4.091	592.198	3.607
PALL 31-PALL32		59.20	675.83	0.800	24.0	675.83	3.162	827.571	2.835

Nota: Las tuberías resaltadas en gris son las que transportan el mayor caudal dentro de la red de drenaje pluvial.

La distribución de los pozos en la urbanización se muestra en los planos, a continuación se presenta un cuadro resumen con los niveles de los pozos de aguas lluvias.

Tabla 5.21 Niveles de los pozos de aguas lluvias de la red de drenaje pluvial.

No. DE POZO.	NIVEL DE TAPADERA (m).	NIVEL DE FONDO (m).	ALTURA DE POZO (m).
PALL 1	464.906	463.509	1.397
PALL 2	463.937	462.380	1.557
PALL 3	464.260	462.620	1.640
PALL 4	465.224	462.885	2.339
PALL 5	464.352	462.444	1.908
PALL 6	463.379	461.705	1.674
PALL 7	463.928	462.700	1.228*
PALL 8	464.754	463.160	1.594
PALL 9	463.540	461.931	1.609
PALL 10	462.862	460.967	1.895
PALL 11	464.046	461.897	2.149
PALL 12	464.848	460.251	4.597**
PALL 13	462.711	461.324	1.387
PALL 14	462.344	459.540	2.804
PALL 15	463.118	459.985	3.133
PALL 16	463.888	460.817	3.071
PALL 17	461.880	458.959	2.921
PALL 18	462.482	460.805	1.677
PALL 19	463.160	461.194	1.966
PALL 20	463.635	461.484	2.151
PALL 21	461.064	458.342	2.722
PALL 22	461.870	460.313	1.557
PALL 23	462.397	460.655	1.742
PALL 24	460.440	457.811	2.629
PALL 25	460.945	459.449	1.496
PALL 26	461.382	459.853	1.529
PALL 27	461.960	460.431	1.529
PALL 28	461.662	460.117	1.545
PALL 29	461.348	459.722	1.626
PALL 30	460.945	458.062	2.883
PALL 31	460.566	458.041	2.525
PALL 32	460.000	457.557	2.443 ***

*Altura máxima de Pozo = 4.597 m.

**Altura mínima de Pozo = 1.228 m.

***Altura que llega la tubería de transporte de drenaje pluvial a Pozo de Aguas Lluvias, del reglamento de la OPAMSS.

5.3.6 DISEÑO DE CANALETAS PARA TALUDES

Es necesario realizar el diseño de las canaletas, como media de protección de los taludes, que se dejaran, para esto se supondrá que el talud está cubierto de vegetación, con un coeficiente de escorrentía promedio de 0.3^{10} para Taludes mayores del 7%.

Para el diseño de las canaletas para taludes, se diseñara a partir de la situación más desfavorable, es decir el área de talud que posea mayor dimensión, y que tenga la pendiente más inclinada.

Haciendo los cálculos respectivos se tiene:

$$\text{Área de Talud} = 18,168.14 \text{ m}^2 = 1.81681 \text{ Ha.}$$

(Obtenido de medición directa con programa AUTOCAD)

$$C = 0.3$$

$$I = 2.73 \text{ mm/min}$$

Se tiene de la formula, para el cálculo del caudal por escorrentía:

$$Q = 168 * C * I * A$$

$$Q = 168 * (0.3) * (2.73) * (1.81681)$$

$$Q = 249.979 \frac{L}{s}$$

¹⁰ Abastecimiento de Agua y Alcantarillado, Terrence J McGhee, Sexta Edición

Se Adoptara una sección de cuneta de base de 40 cm, ya que esta sección puede transportar mayor caudal y se pudo analizar en el diseño de cunetas para la urbanización que es una sección eficiente.

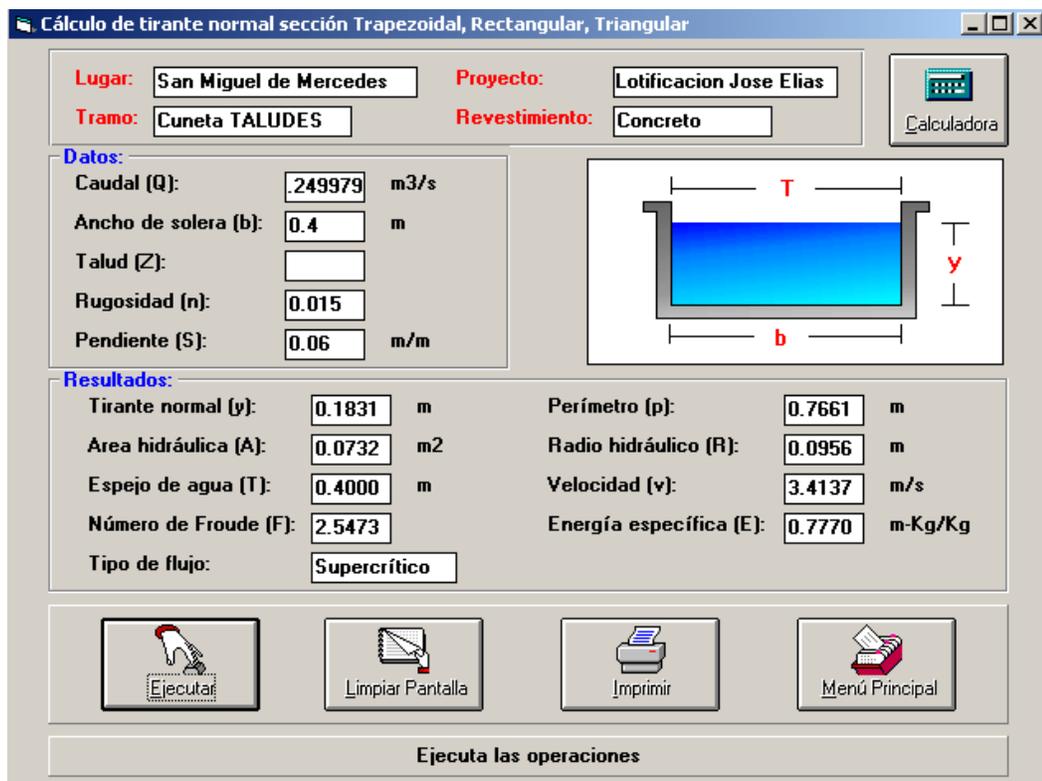


Figura 5.13 Evaluación de la sección de cuneta por H-CANALES

El tirante mostrado posee un valor de **0.1831 m**, añadiéndole un 20% de Borde libre se tiene que para la sección de Canaleta:

$$h = 1.2 * 0.1831 = 0.21972 \text{ m}$$

Se adoptara una sección de 40cm x 25 cm.

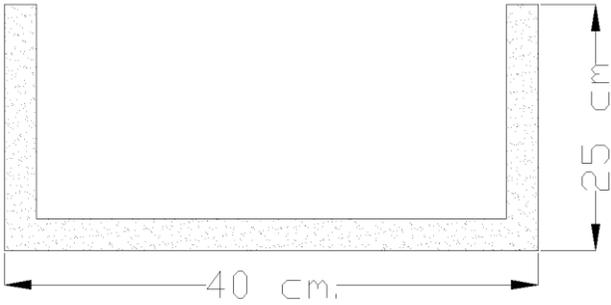
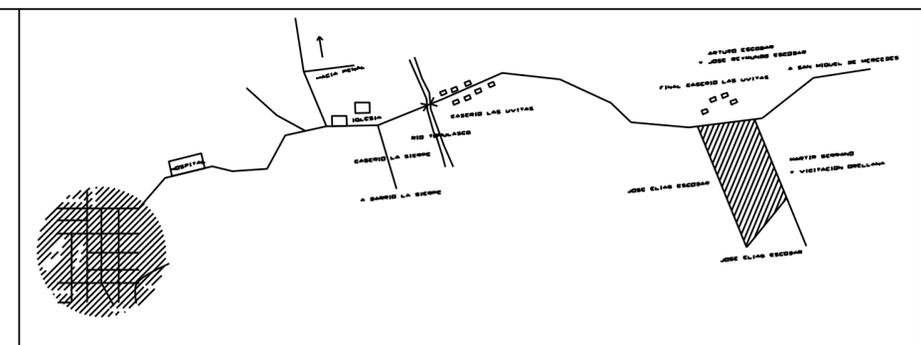
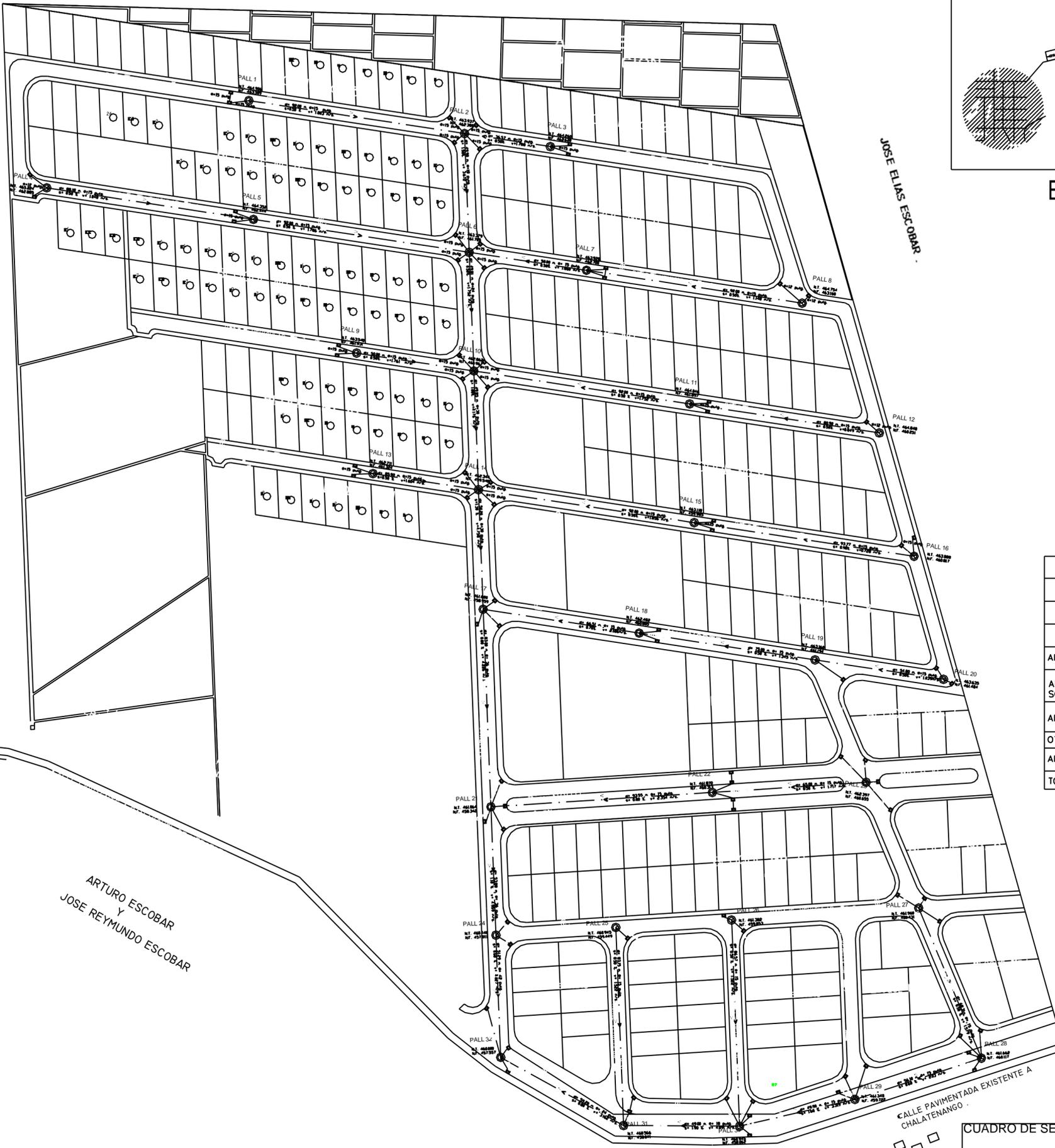


Figura 5.14

Detalle de sección de Cuneta

JOSE ELIAS ESCOBAR



ESQUEMA DE UBICACION SIN ESCALA

CUADRO DE SIMBOLOGIA

CLAVE	DESCRIPCION
□	VIVIENDAS EXISTENTES
⊙	POZO DE AGUAS LLUVIAS
⊠	TRAGANTE
—	RED DE AGUAS LLUVIAS

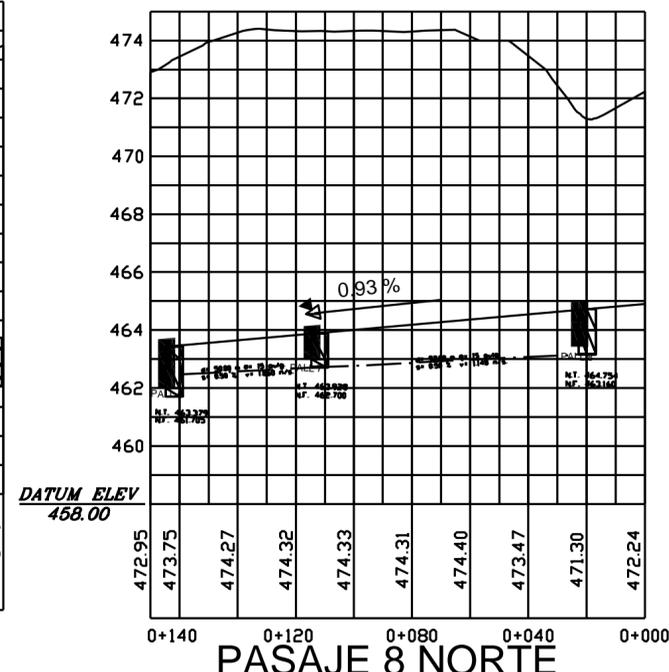
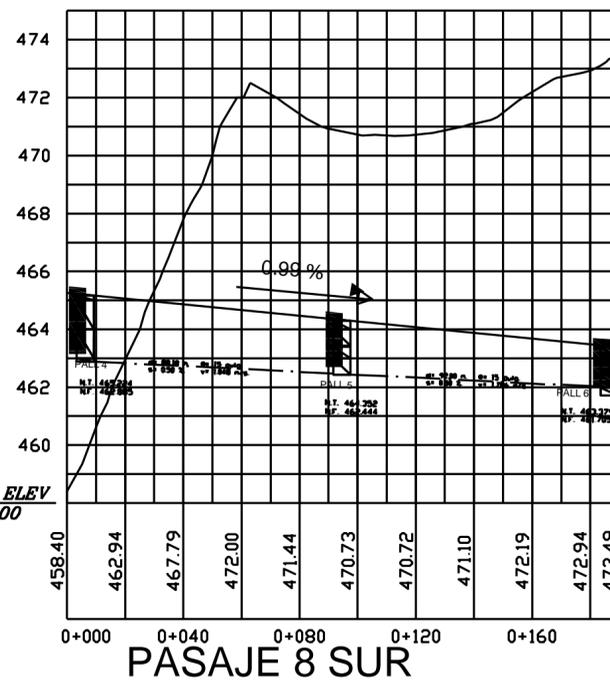
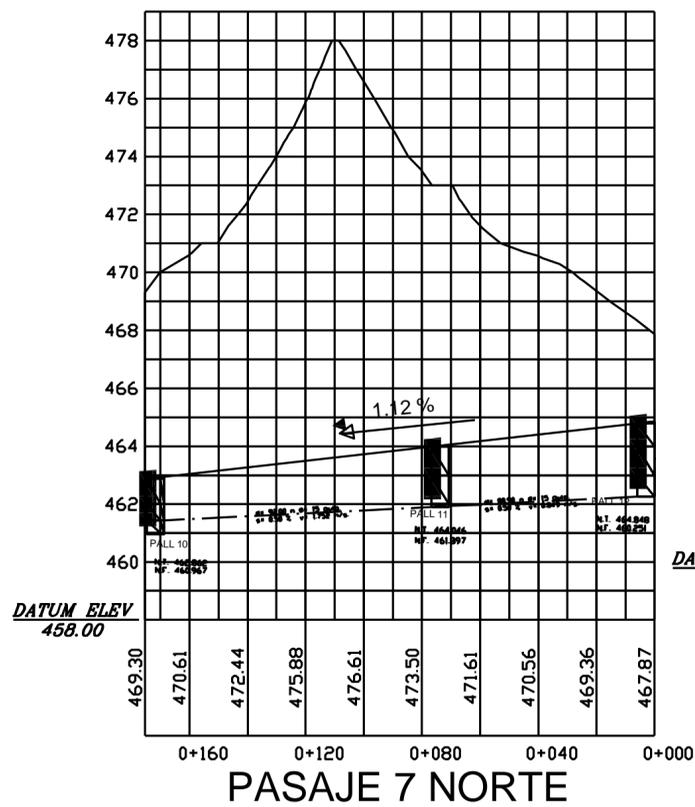
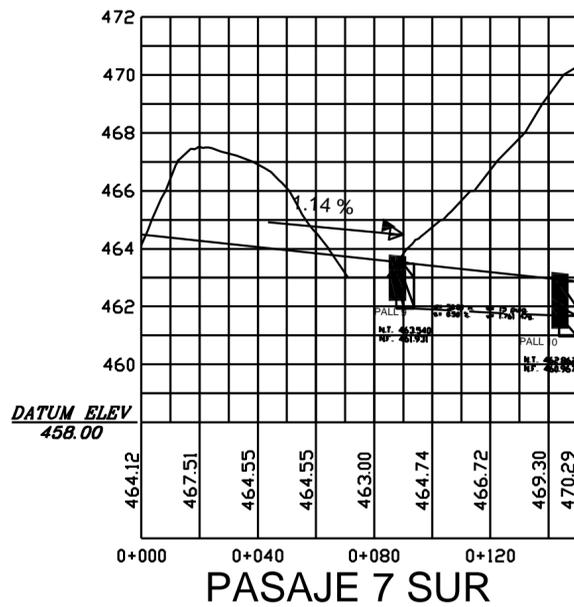
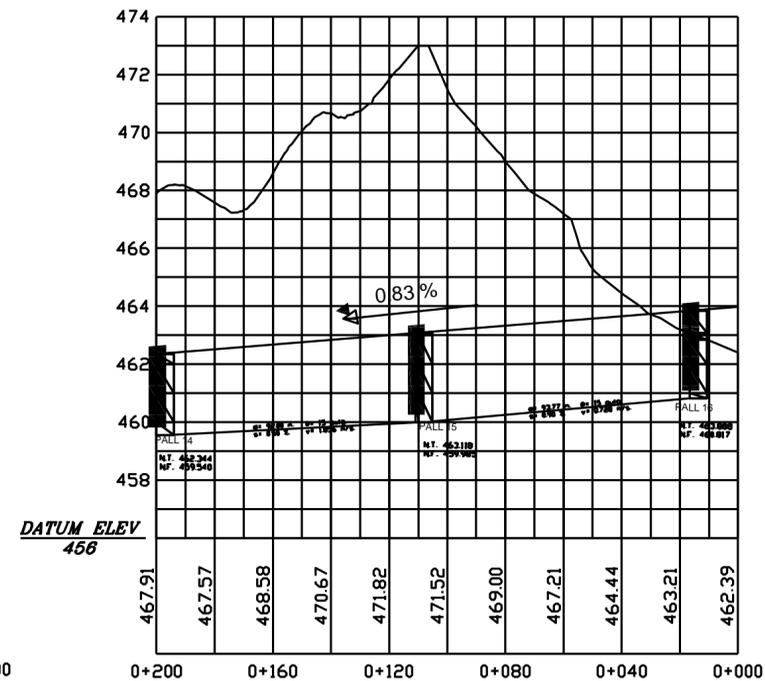
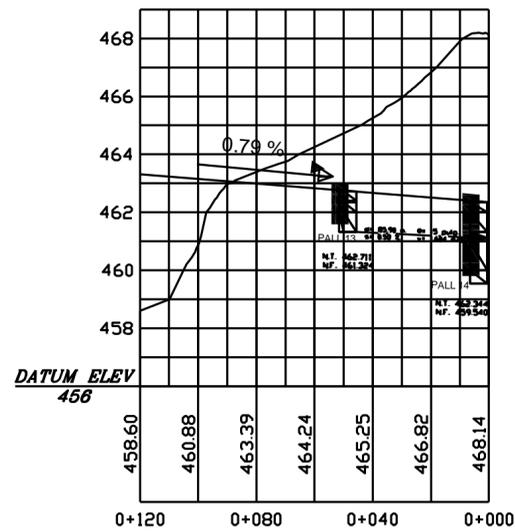
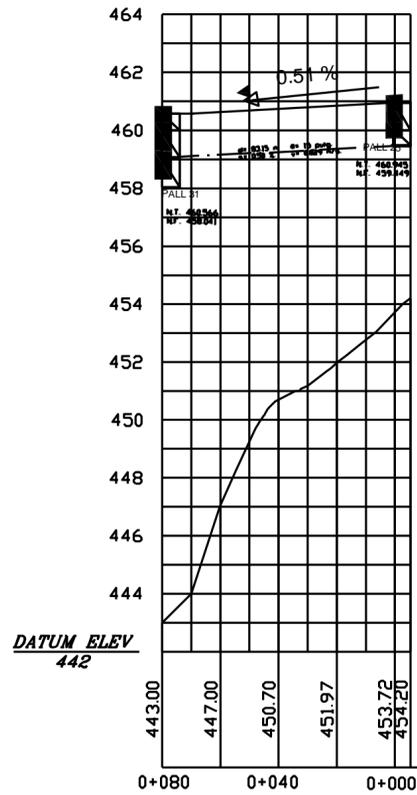
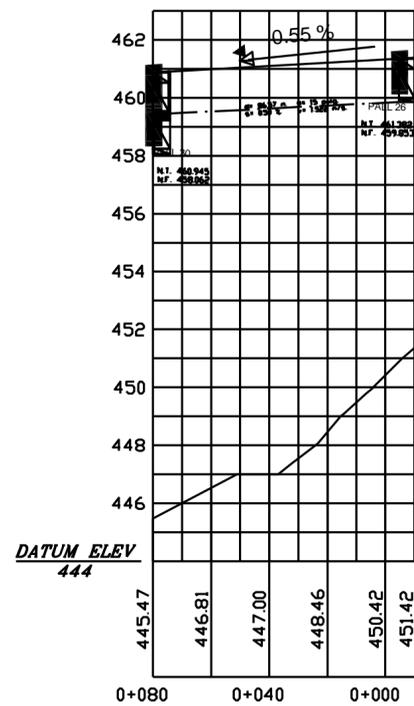
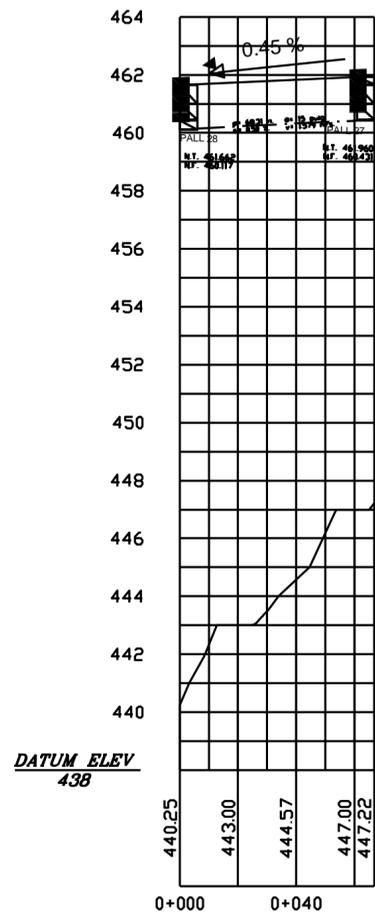
CUADRO DE AREAS

AREAS	Metros Cuadrados	Varas Cuadradas	Porcentaje
AREA UTIL :	71,643.48 m ²	102,507.49 v ²	47.36 %
AREA VERDE:	7,786.95 m ²	11,141.57 v ²	5.15 %
AREA DE CIRCULACION DE VIAS :	28,220.04 m ²	40,377.23 v ²	18.66 %
AREA DE EQUIPAMIENTO SOCIAL :	2,735.30 m ²	3,913.67 v ²	1.81 %
AREA DE PROTECCION	8,270.67 m ²	11,833.67 v ²	5.47 %
OTRAS AREAS SIN LOTIFICAR	32,600.50 m ²	46,644.80 v ²	21.55 %
AREA TOTAL DEL TERRENO :	151,256.94 m ²	216,418.43 v ²	100.00 %
TOTAL DE LOTES	316		

PLANTA DE DISTRIBUCION DE LOTES ESC.
1:1,000

CUADRO DE SELLOS

PROPIETARIO : UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR		
DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL		
UBICACION : CASERIO LAS UVITAS , SAN MIGUEL LAS MERCEDES . DEPARTAMENTO DE CHALATENANGO .		
AREA: 151,256.94 M ² =216,418.42 V ²		
FECHA : 09 JULIO 10	ESCALA: 1:1000	HOJA : 1/1
RESPONSABLES : GONZALEZ BONILLA HECTOR EDUARDO HENRIQUEZ PALACIOS RAFAEL ANTONIO ROBLES SARAWA EMELY YAMILETH		



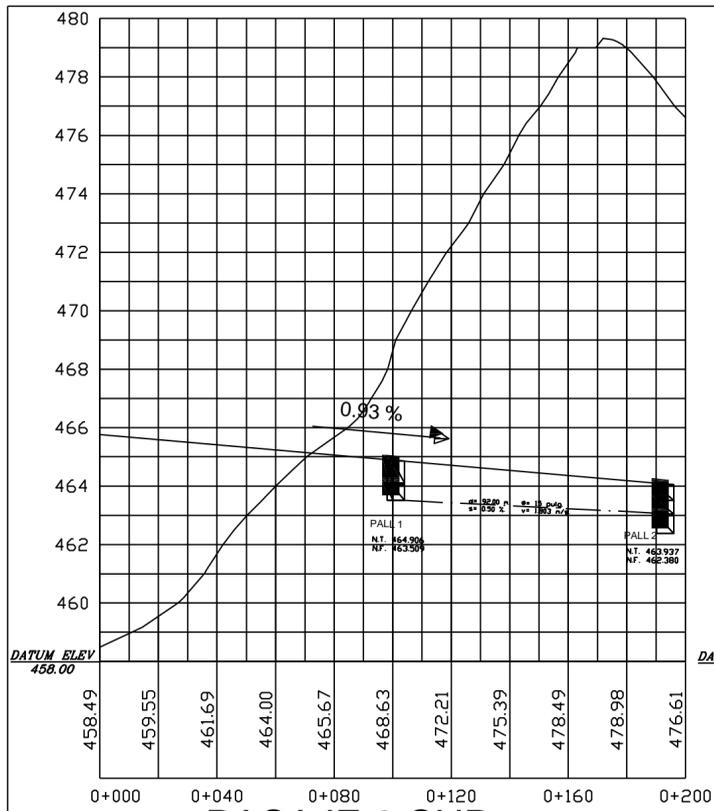
Esc. Ver. 1:10
Esc. Hor. 1:100

CUADRO DE SIMBOLOS

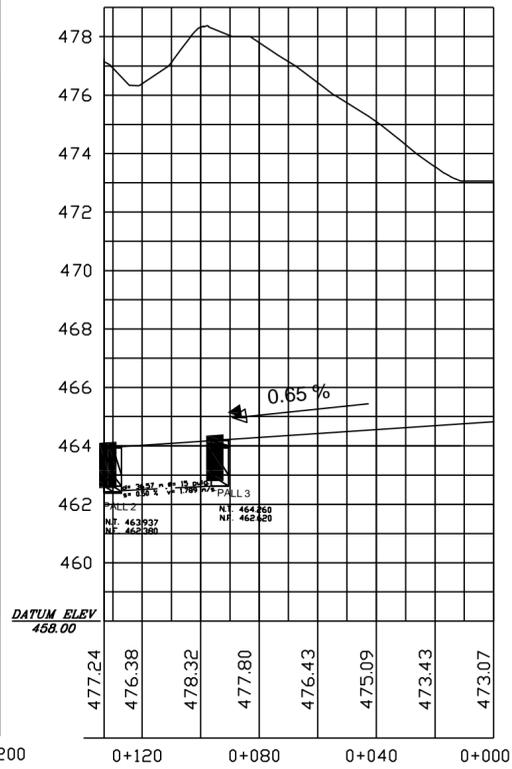
SIMBOLO	SIGNIFICADO
—	NIVEL DE TERRAZA
— · —	RED DE A. LL.
—	TERRENO NATURAL

CUADRO DE SELLOS

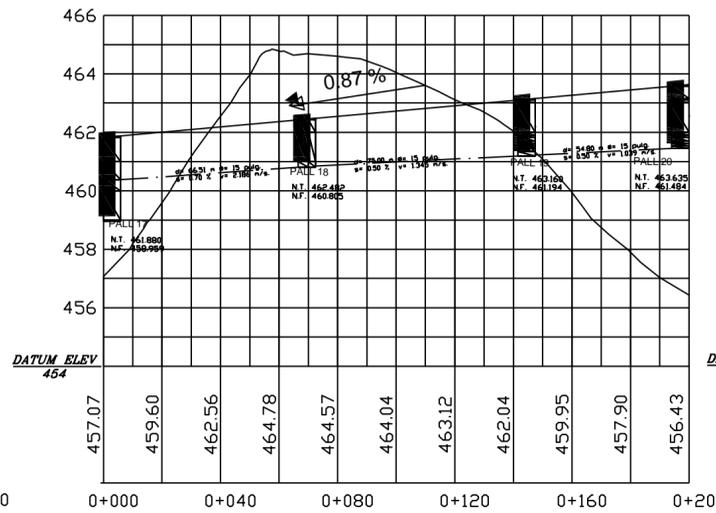
PROPIETARIO : Universidad de El Salvador		
Perfiles de Alcantarillado Pluvial		
UBICACION : CASERIO LAS UVITAS , SAN MIGUEL LAS MERCEDES . DEPARTAMENTO DE CHALATENANGO .		
FECHA : 27 JULIO 2010	ESCALA: INDICADAS.	HOJA : 1/2
RESPONSABLE : GONZALEZ BONILLA, HECTOR EDUARDO HENRIQUEZ PALACIOS, RAFAEL ANTONIO ROBLES SARAVIA, EMELY YAMILETH		



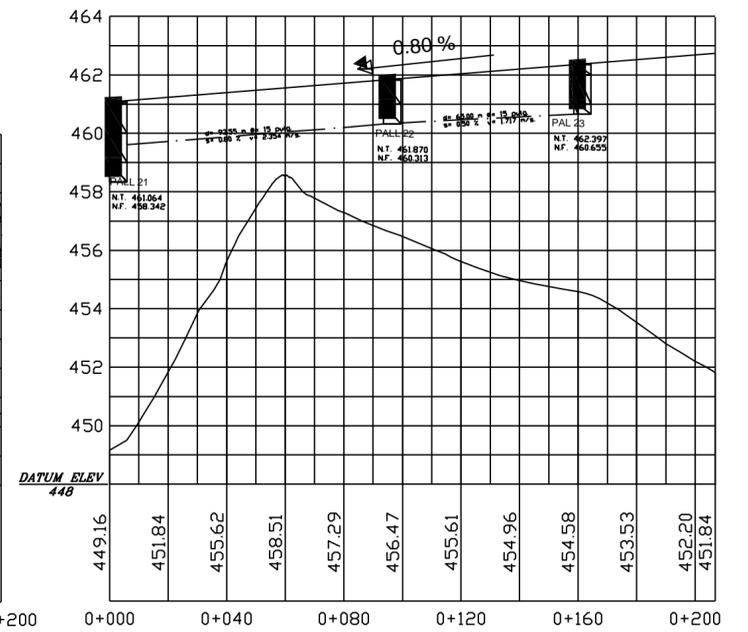
PASAJE 9 SUR



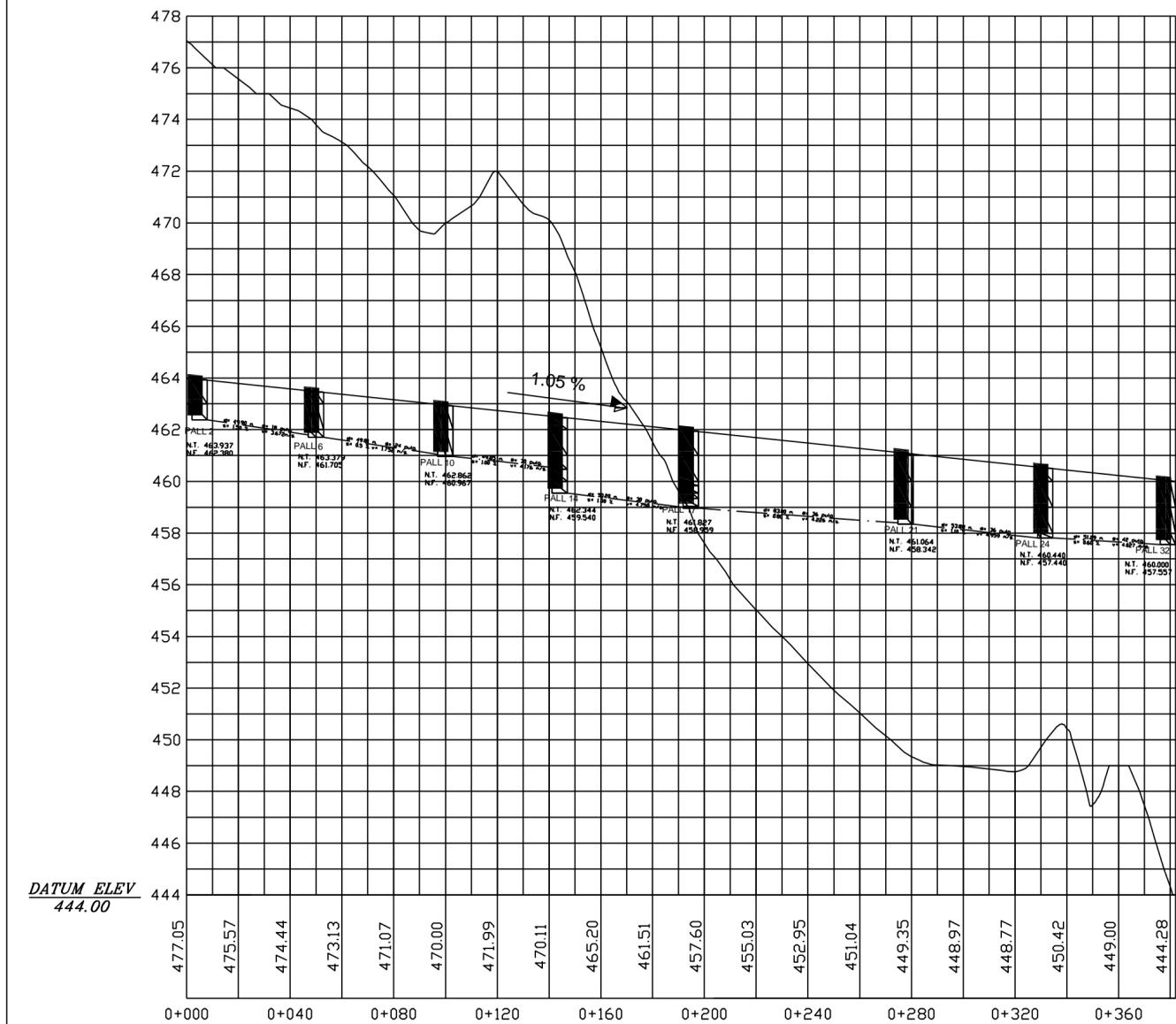
PASAJE 9 NORTE



1ª AVENIDA NORTE

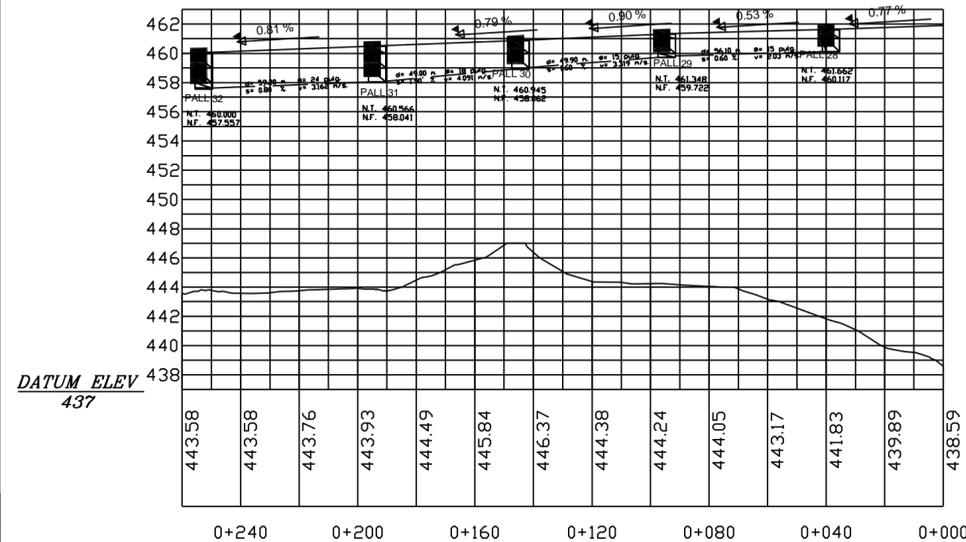


2ª AVENIDA NORTE



1a. CALLE ORIENTE

Esc. Ver. 1:10
Esc. Hor. 1:100



PASAJE 1A-G

Esc. Ver. 1:50
Esc. Hor. 1:100

CUADRO DE SIMBOLOS

SIMBOLO	SIGNIFICADO
	NIVEL DE TERRAZA
	RED DE A. LL.
	TERRENO NATURAL

CUADRO DE SELLOS

PROPIETARIO : Universidad de El Salvador		
Perfiles de Alcantarillado Pluvial		
UBICACION : CASERIO LAS UITAS , SAN MIGUEL LAS MERCEDES . DEPARTAMENTO DE CHALATENANGO .		
FECHA : 27 JULIO 2010	ESCALA: INDICADAS.	HOJA : 2/2
RESPONSABLE : GONZALEZ BONILLA, HECTOR EDUARDO HENRIQUEZ PALACIOS, RAFAEL ANTONIO ROBLES SARAVIA, EMELY YAMILETH		

Capítulo VI:

“Conclusiones y Recomendaciones”.

6.1 CONCLUSIONES

✓ **Generalidades.**

- A nivel de país, existe un servicio deficiente en lo que respecta al abastecimiento de agua potable y drenaje de alcantarillado sanitario, debido a diseños inadecuados de los elementos que componen los sistemas y a la falta de mantenimiento de los mismos.
- En la actualidad las herramientas tecnológicas, son de gran ayuda para el diseño de redes de sistemas hidráulicos para urbanizaciones, ya que disminuyen el tiempo en obtener los resultados y así tomar decisiones con rapidez y precisión.

✓ **Análisis Comparativo de Normas de diseño de sistemas Hidráulicos de las regiones de Norte (México), Centro (El Salvador, Costa Rica y Nicaragua) y Sur América (Colombia).**

- Es necesario utilizar métodos confiables para cálculo de población futura, con el fin que el consumo domestico de agua, se ajuste a las necesidades reales del proyecto, evitando así tener que asumir valores mínimos establecidos como la dotación, que a nuestro criterio vendrían siendo muy altos en el caso de la normativa Costarricense, tomando como base las dotaciones de las otras normativas.

 - Cuando se diseña una red de abastecimiento de agua potable, las velocidades máximas y mínimas, son parámetros esenciales para que la red funcione de manera eficiente, ya que al no tener alguno de estos parámetros como es el caso de las Normas Costarricenses, la cual no establece un valor de velocidad mínima en las tuberías de la red de agua potable, puede generar estancamientos e insalubridad en el sistema.
- ✓ **Metodología para el diseño de sistemas de agua potable, utilizando propuesta de parámetros de diseño y herramientas informáticas.**
- Es importante conocer los requisitos, duración del proceso y la entidad (ANDA, Municipalidad, Empresa Privada), que brinda el servicio en cada país, a la hora de solicitar la introducción del servicio de agua potable, en el proyecto a diseñar.

- Es necesario, verificar presiones, diámetros y caudales, en el punto de conexión con la red principal de la urbanización, que proporciona la entidad encargada del servicio en cada país, si cumple con las necesidades de abastecimiento de agua potable del proyecto.
- Cuando se diseña una red de distribución de agua potable, se prioriza la presión sobre la velocidad, ya que en el punto más desfavorable de la red, se debe cumplir con la presión mínima establecida en “Propuesta de Parámetros de diseño”.
- El programa EPANET, es muy útil, a la hora de calcular presiones en los puntos o nudos, y velocidades en las tuberías, además de modelar los diferentes escenarios de la red de abastecimiento de agua potable (Horarios de Bombeo, Limitación de Caudal, Alturas en Tanques, etc.).
- A la hora de diseñar el tanque de almacenamiento se debe tomar en cuenta los volúmenes de emergencia en caso de corte de servicio o incendio, así como hacer una investigación de variaciones de demanda diaria en la población, para determinar volúmenes más exactos de regularización o equilibrio.

✓ **Metodología para el diseño de sistemas de alcantarillado sanitario, utilizando propuesta de parámetros de diseño y herramientas informáticas.**

- Se calculo la velocidad real del flujo de las tuberías de manera más rápida y exacta haciendo uso del programa H-Canales, y se comprobó que los valores tanto de la velocidad como de los demás parámetros de la "Propuesta de Parámetros de diseño" cumplieron satisfactoriamente con el diseño de la red de alcantarillado.
- Las contribuciones de conexiones por emergencia, caudales industriales y comerciales, no se consideran actualmente en la normativa nacional para obtener el caudal de diseño, estos caudales deben ser tomados en cuenta, ya que generan una contribución considerable, que afecta el diseño de los colectores de la red de alcantarillado.
- Para el caudal de conexiones por emergencia solo deben considerarse las zonas que incluyan viviendas, es decir los colectores de la calle principal no se toman en cuenta para este cálculo, debido a que las conexiones por emergencia se utilizan para cualquier eventualidad, en el caso que tenga que usarse el drenaje sanitario para evacuar aguas lluvias.

✓ **Metodología para el diseño de sistemas de alcantarillado pluvial, utilizando propuesta de parámetros de diseño y herramientas informáticas.**

- Un buen estudio hidrológico es indispensable para el diseño adecuado del sistema de drenaje pluvial, ya que de dicho estudio depende la magnitud de las obras de drenaje necesarias para evacuar los caudales de escorrentía.
- Los datos utilizados deben ser lo más cercano posible a la realidad, para que se haga un dimensionamiento adecuado de la red, debemos elegir los valores adecuados de parámetros según nuestro criterio.
- El uso de hojas de cálculo y software, que ayuden a obtener los datos necesarios para el diseño, son necesarios para agilizar el proceso de cálculo y diseño del sistema que se requiera diseñar.

6.2 RECOMENDACIONES

✓ Generalidades.

- En lo que respecta a los parámetros de diseño de los sistemas de aguas lluvias, se deben unificar y ampliar, a las Normas Técnicas de la ANDA, ya que dichos parámetros se encuentran en el Reglamento de la OPAMSS.
- Para futuros trabajos de graduación, se deben analizar, todas las Normas Técnicas de diseño Hidráulico para Urbanizaciones, de la región Centroamericana, con el fin de ampliar el criterio de selección de los parámetro que estén ligados al diseño de redes hidráulicas y los que se ajusten a las necesidades de la urbanización.
- En el país se debe crear programas informáticos y hojas de cálculo, el cual se adapte a las condiciones propias del país, ya que los programas que se tiene, no están calibrados con los parámetros de diseño hidráulico brindados por la normativa nacional (Normas Técnicas de ANDA y Reglamento de la OPAMSS).

- Establecer a ANDA como la entidad encargada del diseño, factibilidad y mantenimiento de alcantarillado pluvial, con el fin de unificar la prestación de servicios y definir responsabilidades.

- ✓ **Análisis Comparativo de Normas de diseño de sistemas Hidráulicos de las regiones de Norte (México), Centro (El Salvador, Costa Rica y Nicaragua) y Sur América (Colombia).**

- En el cálculo de la población futura, la normativa nacional debería guiarnos para la selección del método que se ajuste de una mejor manera al proyecto que se vaya a desarrollar, ya que la dotación depende de la proyección de la población futura.

- ✓ **Metodología para el diseño de sistemas de agua potable, utilizando propuesta de de parámetros de diseño y herramientas informáticas.**

- Es necesario que la entidad gubernamental que brinda servicio de agua potable (ANDA), tenga un mayor control, sobre explotación de pozos, caudales circulantes, diámetros de tuberías, etc., de los lugares donde el servicio de agua potable es brindado por la empresa privada o por municipalidad, ya que estos a veces no tienen planos de la ubicación, diámetros y profundidad donde está colocada la tuberías, rendimientos de pozos, etc.

- Es necesario que la entidad que brinda servicio a determinada región, realice pruebas de presión y caudal periódicamente, en puntos claves de la red, con el objetivo de verificar puntos de fuga en el sistema de distribución, y de esta manera actualizar datos de la red.

- A la hora de diseñar el equipo de bombeo, es necesario tener conocimiento de los modelos que se encuentran en el mercado, ya que se estaría diseñando una bomba que no tiene las características que se podría adquirir comercialmente o que no exista en el mercado.

- ✓ **Metodología para el diseño de sistemas de alcantarillado sanitario, utilizando propuesta de de parámetros de diseño y herramientas informáticas.**

- En la normativa actual se utiliza el criterio de velocidad para determinar la pendiente mínima de la tubería, en la “Propuesta de parámetros de diseño” se recomienda que sea la fuerza de tracción la que determine la pendiente mínima, para asegurar el arrastre de los sólidos, y evitar obstrucciones en las tuberías.

- Se recomienda evaluar el potencial de desarrollo industrial y comercial en la zona, para que se incluya en el diseño de la red de alcantarillado sanitario.

- Se recomienda usar H-canales u otro software para facilitar los cálculos de las velocidades y demás parámetros de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario, ya que se obtienen resultados más confiables y exactos, que al diseñar con los métodos tradicionales.
- ✓ **Metodología para el diseño de sistemas de alcantarillado pluvial, utilizando propuesta de de parámetros de diseño y herramientas informáticas.**
- Se debe solicitar los datos necesarios para realizar el estudio hidrológico a las entidades gubernamentales encargadas de proporcionar dicha información, estos datos se deben comprar, y por esto es necesario ver el área de influencia de las estaciones pluviográficas que estén cerca del lugar de interés antes de ir a solicitar la información que se va a requerir.
- Es necesario que se instalen mas estaciones meteorológicas en nuestro país, y que se les dé el mantenimiento necesario para que funcionen en buenas condiciones, ya que hay algunas que se encuentran deterioradas y presentan muy pocos registros que son inadecuados para ser considerados en el estudio hidrológico que se debe realizar.

BIBLIOGRAFÍA

- Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados, “Normas Técnicas para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado de Aguas Negras”, 1998, El Salvador.
- Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico “Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS – 2000”, Colombia.
- Comisión Nacional de Agua, “Reglamento técnico de diseño hidráulico”, 2001, México.
- Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados, “Normas de diseño de sistemas de abastecimiento, drenaje y potabilización del agua”, 2001, Nicaragua.
- Instituto Costarricense De Acueductos Y Alcantarillados “Reglamentación técnica para diseño y construcción de urbanizaciones, condominios y fraccionamientos”, 1998, Costa Rica.
- Azevedo Neto, J.M. y Acosta, Guillermo, “Manual Hidráulica”, Editorial Harla, 1973.

- Santos Figueroa, James Wilfredo Linares Alvarenga, Laura Beatriz Ochoa Villacorta; “Guía para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable y sistemas de alcantarillado de aguas negras y aguas lluvias”, T-UES, San Salvador Universidad de El Salvador, 2000.

- Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador, “Reglamento a la ley de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del AMSS y de los Municipios Aledaños”, 1996.

- Terrence J. Mc Ghee, “Abastecimiento de agua y alcantarillado”, Editorial Mc Graw Hill, 1999.

- Ven Te Chow, “Hidrología Aplicada”, Editorial Mc Graw Hill, 1ª. Ed., 1994.

- “Abastecimiento de Agua y Alcantarillado”, Autor. Ernest W. Steel, Editorial Gustavo Gili S.A. de C.V., 4º Edición. Año 1986.

ANEXOS

ANEXO A

ANEXO A.1

MODELO DE SOLICITUD DE FACTIBILIDAD PARA URBANIZACIONES/PROYECTOS

San Salvador, _____ de _____ de 20_____

ARQUITECTA
PATRICIA CANIZALEZ
AREA DE FACTIBILIDADES - ANDA
PRESENTE

Atentamente solicito a usted se me extienda Certificado de Factibilidad de servicios de agua potable y/o aguas negras (especificar si solicitan agua potable, aguas negras o los dos servicios) para un terreno propiedad de _____, ubicado en _____.

El proyecto definitivo se denominará (tipo de proyecto o nombre): _____

En caso de solicitar únicamente un tipo de servicio (especificar tipo de servicio: domiciliario, comercial, industrial, etc.)

DATOS CARACTERISTICOS: (Presentar de de acuerdo a la clase de proyecto a desarrollar).

Área total	_____	M ²
Área útil	_____	M ²
Número de lotes	_____	
Área promedio de lotes	_____	M ²
Área de construcción en restaurantes	_____	M ²
Área de construcción en centros comerciales	_____	M ²
Área de construcción de mercados	_____	M ²
Área de construcción en edificios para oficina	_____	M ²
Número de alumnos en escuela	_____	
Número de trabajadores en industria	_____	
Número de turnos	_____	
Número de bombas en gasolineras	_____	
Número de camas/clínicas en hospitales	_____	

Asimismo solicito información técnica que se utilizará para proyectar el acueducto y el alcantarillado sanitario de la urbanización o proyecto.

Atentamente,

Firma de Ingeniero/Arquitecto o Representante Legal

REQUISITOS PARA FACTIBILIDAD

1. SOLICITUD.
2. 2 PLANOS DEL TERRENO CON CRIQUIS DE UBICACIÓN DEL MISMO.
3. CALIFICACION DEL LUGAR, EXTENDIDO OPAMMS
4. RECIBO DE TRAMITE \$ 12.92

REQUISITOS PARA APROBACION DE PLANOS

1. SOLICITUD.
2. 2 JUEGOS DE PLANOS, CON SISTEMAS DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO, EN PLANIMETRIA Y PERFIL, CUADROS DE AREAS, TERRAZAS EN PLANIMETRIA Y EN PERFIL (FIRMADOS Y SELLADOS).
3. 2 MEMORIAS Y CALCULOS DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO.
4. PRESUPUESTO DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADOS, CRONOGRAMAS DEL DESARROLLO DEL TRABAJO.
5. ~~DECLARACION JURADA.~~
6. FOTOCOPIA DE FACTIBILIDAD

NOTA: Fotocopia de Recibo cancelado de acuerdo al Area total del proyecto, este proceso cera posterior al ingreso de los planos.

REQUISITOS PARA RECEPCION PARCIAL DE LAS CAÑERIAS

1. CARTA DANDO A CONOCER EL INICIO DE LA OBRA, FOTOCOPIA DE RECIBOS CANCELADOS DE LOS LITERALES DE LA RESOLUCION (b, c y d)
2. PRESENTAR LOS ESQUEMAS PARA RECEPCIONES PARCIALES DE LAS CAÑERIAS, SEGÚN LO VAYAN SOLICITANDO.

REQUISITOS PARA RECEPCION FINAL Y HABILITACION

1. SOLICITUD (ANEXA)
2. 2 COPIAS DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIOS, REFERENCIADOS A DOS PUNTOS FIJOS, OBRA TERMINADA, FIRMADOS Y SELLADOS.
3. FIANZAS ORIGINALES DE BUENA OBRA, CON COPIA.
4. DUI Y NIT DEL REPRESENTANTE LEGAL.
5. PERMISO ROTURA DE PAVIMENTO.
6. SOLVENCIA DE ANDA.
7. DOCUMENTO DE CONSTITUCION DE LA SOCIEDAD
8. 6 FOTOCOPIAS TAMAÑO CARTA DEL PROYECTO
9. FOTOCOPIA DE LA RESOLUCION DE APROBACION, POR PARTE DE ANDA
10. PERMISO DEL MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE

ANEXO A.2

SOLICITUD DE SUPERVISIONES PARCIALES

FEHCA: _____

SEÑORES
JEFE UNIDAD DE FACTIBILIDADES
ANDA .
Presente.

Me permito solicitar a usted que se me revise en el campo la tubería cuya descripción es la siguiente.

a) Nombre y ubicación de la Comunidad _____

b) Resolución de aprobación de planos ANDA No. _____

c) Función de la tubería _____

d) Ubicación de la tubería _____

e) Longitud, diámetro y material de la tubería _____

f) Pendiente de la tubería (solo Aguas Negras): Real _____ Aprobada _____

g) Cantidad y diámetro de las conexiones domiciliarias (mechas) construidas: _____

h) Otras Instalaciones (Hidrantes, Válvulas, Pozos de Visita, Etc). _____

i) Nombre, dirección y teléfono del urbanizador para notificaciones.

Se anexa el esquema de la tubería cuya revisión se solicita.

Atentamente.

INGENIERO RESONSABLE.

ANEXO A.3

MODELO DE SOLICITUD PARA HABILITACION DE URBANIZACIONES

LUGAR Y FECHA

Ingeniero Mario Valiente Contreras
Gerencia de Servicios Técnicos y Factibilidades
A.N.D.A.
Presente.

Por este medio solicitamos a usted la Recepción final y la habilitación del Proyecto _____, ubicada en _____. Dicho Proyecto fue aprobado por ANDA, mediante Resolución No. _____ REF.UR. _____ DE FECHA _____, a efectos de continuar con los tramites respectivos relacionados al área comercial previo a la habilitación del proyecto. La construcción de los sistemas de Acueducto y Alcantarillados de esta urbanización han sido revisada por ese Departamento, habiéndose concluido a satisfacción el proceso de supervisión de campo.

Se anexa lo siguiente:

- a) Plano de obra construida (Una copia heliográfica y una copia en disket en Auto-cad) de cada sistema instalado conteniendo detalles de la ubicación de válvulas, hidrantes, conexiones domiciliarias, pozos de registro, etc. Con distancias de las mismas incluyendo niveles en planimetría de los pozos de aguas negras.
- b) Fianza autenticada, para garantizar la calidad de la obra y el buen funcionamiento de la red de agua potable (Documento original y una copia)
- c) Solvencia de ANDA y fotocopia de los recibos de pago de los rubros urbanísticos incluidos en la resolución
- d) Seis copias en tamaño carta del plano de distribución de los lotes de la urbanización
- e) Permiso de rotura de calles (sí se necesita)
- f) Copia del permiso ambiental
- g) Fotocopia de DUI Y NIT (del dueño ó representante legal)
- h) Fotocopia de Constitución de Sociedad (elaboración Acta de Traspaso)
- i) NIT de Constitución de Sociedad

Señalo para notificaciones: _____

Teléfono: _____

F. _____
Ing.

Nota: Original de solicitud y dos copias

INSTRUCTIVO PARA LAS RECEPCIONES HIDRAULICAS DE LAS URBANIZACIONES

1. *Por lo menos con diez días de anticipación, el urbanizador dará aviso al Departamento de Recepción de Operaciones, Area de Proyectos de la Región Central, de ANDA, ubicada en Final Avenida Peralta y Boulevard Venezuela, Plantel El Coro, de la iniciación de las obras de Acueducto y Alcantarillados Sanitarios del Proyecto o Urbanización.*
2. *Cuando las obras hayan sido instaladas, el urbanizador presentará una solicitud de revisión a la Región Central, de acuerdo a lo establecido. Tal solicitud podrá ser por la totalidad del proyecto o por tramos parciales, ya sean instalaciones de Acueductos y Alcantarillados Sanitarios. La solicitud de supervisión podrá ser firmada por el propietario del proyecto o por personeros de la compañía urbanizadora y en ella se podrá indicar:*
 - a) *Nombre y ubicación del proyecto o urbanización.*
 - b) *Número de Resolución de aprobación de ANDA y referencias de las notas que autorizan cambios en el proyecto original si hubieren.*
 - c) *Clase de instalaciones hidráulicas a revisar (Acueducto o Alcantarillado).*
 - d) *Ubicación de las instalaciones que se desean sean revisadas.*
 - e) *Longitud de cañería (acueducto), o tubería (alcantarillados).*
 - f) *Diámetro de las instalaciones (indicar pendiente aprobada y pendiente real cuando se trate de aguas negras).*
 - g) *Cantidad y diámetro de las conexiones domiciliarias construidas y detalle de los lotes a los cuales servirán.*
 - h) *Cualquier otra instalación construida (hidrantes, válvulas, pozos de visitas, cajas ciegas).*
 - i) *Indicar si las obras a revisarse han sido construidas o no de acuerdo a los planos aprobados por ANDA, igual que los cambios introducidos y la justificación de los mismos.*
3. *La solicitud de supervisión deberá presentarse en triplicado, ANDA se compromete a efectuar la revisión del caso dentro de los tres días posteriores a la fecha de recibida tal solicitud. Una de las copias será devuelta al solicitante con la indicación de haber sido recibida la solicitud; es entendido que el ingeniero responsable de la obra o su representante deberá estar presente al momento de la revisión.*
4. *Antes de solicitar la revisión de un Acueducto o de un Alcantarillado Sanitario, el urbanizador deberá efectuar pruebas preliminares con el objeto de determinar y corregir las posibles fallas en los mismos. Esto hará que la revisión de campo sea más expedita y efectiva.*
5. *Es de primordial importancia que antes de proceder a la instalación de tuberías se disponga de los análisis pertinentes de laboratorio de los de los materiales utilizados. Sin este requisito no se podrá proceder a tales revisiones.*
6. *Las instalaciones de Acueducto y Alcantarillado Sanitarios deberán ser construidas de acuerdo a las normas técnicas de ANDA, y llenar los requisitos de calidad correspondientes. También deberán estar acorde a lo establecido en las resoluciones aprobadas del proyecto y los cambios autorizados si los hubiere. En lo relativo a las instalaciones de Acueducto, se deberán observar las siguientes recomendaciones:*

- a) En las vías de orientación Norte – Sur (avenidas), las cañerías deberán instalarse al costado oriente de las mismas y en las de orientación Este – Oeste (calles), al costado Norte. En cualquier caso dentro del rodaje de la vía y a 1.50 Mts. del cordón proyectado.
 - b) La profundidad de la zanja deberá permitir una altura de relleno sobre la tubería de 1.10 Mts. Como mínimo de 1.80 Mts. Como máximo.
 - c) Se deberá evitar que las cañerías queden en contacto directo con piedras, terrones, ripio, etc., debiéndose usar como relleno un material suave, selecto a todo alrededor de la cañería y hasta la altura de por lo menos 30 Cms.
 - d) Se deberá tener especial cuidado de que la red de Acueducto quede a nivel superior a la del Alcantarillado Sanitario.
 - e) En plano horizontal, la separación mínima entre una cañería de distribución de Agua Potable y un colector de Aguas Negras, deberá ser de 1.50 Mts.
 - f) En las interrupciones de las cañerías de Agua Potable con tuberías de Aguas Negras, deberá existir una distancia libre de por lo menos 20 Cms. Si la intersección es con tuberías de Aguas Lluvias tal distancia mínima deberá ser de 10 Cms.
 - g) Las cañerías y accesorios que se utilicen, deberán cumplir las normas exigidas por ANDA al respecto.
 - h) Las conexiones domiciliarias (mechas), deberán construirse de acuerdo a las regulaciones de ANDA, en cuanto a su diseño y calidad de material. El extremo final de dicha acometida deberá quedar normal al cordón de tal forma que su prolongación quede a una distancia no menor de 40 Cms. De cualquiera de los vértices frontales (linderos), además estará provista de un tapón ubicado sobre la acera a 15 Cms. Debajo de la misma y a 20 Cms. del cordón o arreate, la profundidad mínima de las acometidas domiciliarias para Agua Potable el tramo correspondiente a la zona de rodaje deberá ser de 90 Cms.
 - i) Al momento de revisar las obras de Acueducto, las instalaciones deberán estar llenas de agua para efectuar las pruebas de estanqueidad. Estas se deberán practicar tanto a las cañerías de distribución como a las conexiones domiciliarias, sometiendo el conjunto a una presión hidrostática de 10.50 Kgs/Cms² (150 psi). Las cuales deberán mantenerse por un periodo de tiempo no menor de una hora.
 - j) Las juntas de las cañerías y las conexiones domiciliarias deberán quedar visibles, la altura del relleno por encima de las cañerías de distribución no será menos de 30 Cms, con el objeto de darle protección y fijeza al momento de la prueba de presión.
7. En lo relativo a la construcción de Alcantarillados Sanitarios, se deberán observar las siguientes recomendaciones:
- a) En las vías de orientación Norte-Sur (avenidas), las tuberías deberán instalarse al costado poniente de las mismas y Este-Oeste (calles), al costado Sur. En cualquier caso dentro del rodaje de la vía y a 1.50 Mts. del cordón proyectado.
 - b) En condiciones normales la profundidad de la zanja deberá permitir una altura de relleno sobre la tubería de 1.35 Mts. como mínimo, cuando por circunstancias especiales de la tubería tenga una altura de relleno inferior a 1 Mts. Se deberá construir obrás para su protección (losetas fabricadas de concreto armado, apoyado sobre muros laterales de mampostería), según diseño establecido por ANDA.
 - c) Se deberá evitar que las tuberías queden en contacto directo con piedras, terrones, ripio, etc, debiéndose usar como relleno un material suave, selecto, a todo alrededor de la tubería hasta una altura de por lo menos 30 Cms, arriba de ella.
 - d) Se deberá tener especial cuidado de que la red de Alcantarillado Sanitario quede a un nivel inferior al de la de Acueducto.

- e) *En un plano horizontal, la separación mínima entre un colector de Aguas Negras y una cañería de distribución de Agua Potable deberá ser de 1.50 Mts.*
 - f) *En las intersecciones de las cañerías de Aguas Negras con cañerías de Agua Potable deberá existir una distancia libre de por lo menos 20 Cms.*
 - g) *Cuando la tubería que se utilice no sea la fabricada por el ministerio de Obras Públicas será sometida a los análisis de laboratorio necesarios para determinar su calidad, en cuanto a absorción y resistencia de aplastamiento, tales análisis serán por cuenta del urbanizador y serán efectuados antes de la colocación de la tubería; el muestreo deberá ser efectuado por el supervisor de ANDA y podrá efectuarse en la obra o en la fabrica, en caso de efectuar el muestreo en la obra, se determinará el proceso a seguir, reservándose ANDA el derecho de tomar las muestras cuando lo considere conveniente, la tubería deberá cumplir las especificaciones ASTM-C 14, excepto en lo relativo a la absorción que deberá ser menor o igual al 13%.*
 - h) *Las conexiones domiciliarias (mechas), deberán construirse de acuerdo a lo indicado en el plano de ANDA, archivo No.317 SPALU deberán marcarse el cordón con un círculo directamente arriba del extremo de la derecha.*
 - i) *Los pozos de visitas deberán construirse de acuerdo a lo indicado en el plano de ANDA, archivo No. 314 SPALU. Cuando en un pozo de visita exista una caída mayor de 1.00 Mts, se deberá construir la correspondiente caída exterior con su caja de sostén.*
 - j) *Al momento de efectuar la revisión de las obras de Alcantarillado Sanitario, las instalaciones deberán estar llenas de agua para efectuar la prueba de hermeticidad. Salvo caso justificado, la prueba se deberá practicar simultáneamente al colector de Aguas Negras, en tramos definidos por los pozos de visita sellando el extremo del colector en el pozo de aguas abajo y sellando los extremos de las mechas. el conjunto deberá ser sometido a una presión de por lo menos un metro de altura de agua en los pozos de aguas arriba, sin que se presente ninguna fuga. Al momento de la prueba las tuberías no deberán estar totalmente cubiertas, sino con su relleno compacto hasta la cuarta parte inferior del tubo. Si hubiere necesidad de suprimir alguna fuga, se deberá vaciar primero el tramo del colector correspondiente.*
 - k) *Una vez recibidas las instalaciones a satisfacción del supervisor de ANDA, se deberá proceder de inmediato al relleno de la zanja para ello se deberá continuar con sumo cuidado el relleno de la tubería hasta la altura de por lo menos 30 cms. Arriba de la parte superior de la misma, durante este proceso la tubería deberá estar llena de agua con el objeto de evitar o detectar posibles daños causados por un golpe directo de la misma.*
 - l) *Del resultado de las inspecciones de las obras se dejará constancia escrita, ya sea la recepción de las instalaciones de las anomalías o diferencias encontradas, para su corrección y recepción posterior. Tal constancia será firmada por el supervisor de ANDA, que lleve a cabo la inspección y por el ingeniero responsable de la obra o su representante.*
8. *ANDA se reserva el derecho de inspeccionar las obras en el momento que lo juzgue conveniente; así mismo podrá autorizar la concesión de servicios sobre tramos parciales ya recibidos.*
9. *Todo cambio que altere l resolución de aprobación de una urbanización, requiere la autorización de la Dirección Ejecutiva de ANDA, previa solicitud del urbanizador, por ejemplo (cambio de ubicación de las instalaciones; redistribución de lotes; cambio de materiales; habilitación por etapas, etc.)*

10. *La supervisión de campo no significa recepción oficial de las instalaciones, ésta es emitida por la Dirección Ejecutiva de ANDA, previa solicitud del urbanizador.*
11. *Para la recepción final y entronques (de las instalaciones hidráulicas de la urbanización) a las redes de ANDA, el interesado deberá dirigir la correspondiente solicitud a la Dirección ejecutiva de ANDA. No procederá tal recepción en tanto el urbanizador no haya llenado todos los requisitos y exigencias de ANDA, en esta clase de obras (análisis, materiales, fianzas, planos de ubicación de las instalaciones, pagos consignados en la resolución de aprobación, etc.) Una vez llenados todos los requisitos la habilitación de las instalaciones, salvo casos muy especiales, se hará en un período no mayor de diez días.*
12. *Una vez terminadas y recibidas oficialmente las instalaciones hidráulicas de una urbanización, éstas pasan automáticamente a ser propiedad de ANDA, para su administración y operación.*
13. *Podrá considerarse, a juicio del Director Ejecutivo, que el pago del valor por metro cuadrado exigido por ANDA, sea cancelado en abonos parciales los cuales serán garantizados por medio de una garantía bancaria, hipotecaria o bonos del Estado.*
14. *Será encargada del funcionamiento de este instructivo, una comisión integrada por representantes de la Cámara Salvadoreña de la Industria de la Construcción y ANDA.*

ANEXO A.4

09



GERENCIA REGIÓN METROPOLITANA
SUBGERENCIA DE OPERACIONES

16-ENERO-2008
REF.UR.210.028.2008

INGENIERO
CARLOS VILLAVICENCIO,
PRESENTE

Para su estimable conocimiento y fines legales consiguientes, me es grato remitirle el Certificado de Factibilidad No. 026/2008 Ref.Ur.210.028.2008, de esta misma fecha de los servicios de agua potable y alcantarillado sanitario, para un terreno propiedad de la ASOCIACION NACIONAL DE LA ORDEN DE MALTA, ubicado en Avenida El Mamey y Avenida Venecia, Finca Prusia, Jurisdicción de Soyapango, Departamento de San Salvador, en el cual se proyecta desarrollar la Urbanización "ALTOS DE PRUSIA".

Atentamente,



Ing. José Israel Flores
Gerente Región Metropolitana

CERTIF-FACT No.026/2008
REF.UR.210.026.2008

ADMINISTRACION NACIONAL DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS: San Salvador, a los dieciseis días del mes enero de dos mil ocho.

De acuerdo al Acta No. 517 de la Comisión Especial de Factibilidades, celebrada en las Oficinas Centrales, se acordó autorizar la solicitud de Factibilidad de conexión de agua potable y alcantarillado sanitario a partir de la red de ANDA, para un terreno propiedad de la ASOCIACION NACIONAL DE LA ORDEN DE MALTA, ubicado en Avenida El Mamey y Avenida Venecia, Finca Prusia, Jurisdicción de Soyapango, Departamento de San Salvador; en el cual se proyecta desarrollar la Urbanización "ALTOS DE PRUSIA", de conformidad con el planteamiento siguiente.

DATOS CARACTERISTICOS DEL PROYECTO

Area total	3,645.50 M2
Area útil	2,187.30 M2
Número de lotes	38
Habitantes por lote	6
Población total estimada	228 HAB
Dotación	150.00 L/P/D
Demanda Media Diaria	0.4 L/S
Demanda Máxima Diaria	0.5 L/S (K1=1.3)
Demanda Máxima Horaria	1.0 L/S (K2=2.4)
Caudal de diseño para aguas negras	1.7 L/S
Rango de dotación vivienda media	125-175 L/P/D

Esta Gerencia, previo el análisis del estudio preparado por el Área de Distribución y Redes de la Región Metropolitana, RESUELVE:

1) **ACUEDUCTO:** El servicio de agua potable, puede ser proporcionado a partir de la cañería \varnothing 4", existente en Avenida El Mamey, Finca Prusia, Jurisdicción de Soyapango, Departamento de San Salvador.

La presión en el punto de entronque es de 25.00 PSI (17.5 mts.)

2) **ALCANTARILLADO:** El caudal de aguas negras ($Q_d = 1.7$ L/S) puede incorporarse a un pozo del colector primario No. 4 CP-5 \varnothing 48" existente al Nor-Oriente de Parque Industrial de Desarrollo, Jurisdicción de Soyapango, Departamento de San Salvador.

En caso de atravesar terrenos particulares, el urbanizador deberá constituir servidumbre de alcantarillado sanitario a favor de ANDA de 3.00 mts. de ancho 1.50 mts. a cada lado del eje de la tubería por la longitud necesaria.

3) **PAGOS:** De conformidad al Acuerdo Ejecutivo No. 980, se efectuaran los pagos siguientes:

REF.UR.210.028.2008

- a) Por cada Revisión y aprobación de planos total o parcial de los aspectos relacionados con el acueducto y alcantarillado sanitario de un proyecto de urbanización: \$0.06m² (más IVA) de área total, lo cual deberá hacerse efectivo previo a la presentación de la solicitud de trámite.
 - b) Por la prueba hidrostática, limpieza, desinfección y recepción de las instalaciones del acueducto y por la prueba de hermeticidad, comprobación de la correcta instalación y recepción del alcantarillado sanitario de la urbanización: \$0.09/m² (más IVA) del área útil.
 - c) Para cubrir la parte proporcional de las obras de infraestructura necesarias para proporcionar servicios de acueductos y alcantarillado sanitario, así como para cubrir los costos de mantenimiento vitalicio de los sistemas a los que hayan que incorporar los nuevos servicios de los proyectos de urbanizaciones: \$0.69/m² (más IVA) de área construida.
 - d) **ENTRONQUE:** El propietario de la urbanización o el Ingeniero constructor deberá solicitar oportunamente a la Gerencia Región Metropolitana de ANDA la elaboración de un presupuesto para el entronque de las cañerías del mismo con las de ANDA, cuyo valor será pagado en la Colecturía de esta Institución.
- 4) **HABILITACION:** Para la habilitación de servicios a las viviendas el propietario deberá haber cumplido con todos los requisitos establecidos y obtenido de ANDA la "Constancia de Recepción de las Instalaciones de Acueducto y Alcantarillado Sanitario" del proyecto respectivo.
- Deberá exigirse al urbanizador la presentación de la referida constancia como requisito previo a la escrituración de compraventa de las nuevas viviendas.
- 5) **ALCANCE:** Este Certificado de Factibilidad establece únicamente la capacidad de ANDA para prestar el servicio solicitado y no constituye autorización para construir obras de acueducto ni alcantarillado sanitario en el terreno, debiendo quedar sin efecto en caso que las respectivas autorizaciones de obras instituciones competentes fuesen denegadas. La determinación de aspectos urbanísticos como dimensiones de lotes, uso de los mismos, etc, son competencia de la Oficina de Planificación del Area Metropolitana de San Salvador.
- 6) **VALIDEZ:** Este certificado de factibilidad tiene validez por el término de **SEIS MESES** a partir del 22 de agosto de 2007.

NOTA: Los planos que se presenten para trámite deberán tener las dimensiones máximas de 1.50X0.90 mts. En el extremo inferior derecho de todos los planos que se presenten, se dejará un espacio de 15X25 cms. para la colocación de los sellos de esta Administración.

IMPORTANTE:

Esta factibilidad no constituye autorización para construir sistemas de acueductos y alcantarillado sanitario en el terreno, los diseños correspondientes deberán ser presentados a ANDA, previa construcción de los mismos, reservándose esta Institución el derecho de revocar cualquier resolución emitida, en caso de no cumplirse esta disposición.

REF.UR.210.028.2008

- Según Reglamento Interno de ANDA la instalación de artefactos hidráulicos en las viviendas, serán de bajo consumo, CASO CONTRARIO NO SE RECIBIRA NI HABILITARA LA URBANIZACION.

El interesado solicita Modificación del numeral 2) Alcantarillado Sanitario en el sentido de cambiar el punto de descarga de aguas negras del Certificado de Factibilidad No. 123/2007 Ref.Ur.210.158.2007 de fecha 22 de agosto de 2007. El cual es favorable de acuerdo al Área de Saneamiento manteniendo los mismos términos y vigencia del mismo.

El Área de Distribución y Redes de esta Gerencia deberá velar porque se cumpla este requisito.

ESTE CERTIFICADO DE FACTIBILIDAD ESTABLECE UNICAMENTE LA CAPACIDAD DE ANDA PARA PRESTAR EL SERVICIO SOLICITADO Y NO CONSTITUYE AUTORIZACIÓN PARA CONSTRUIR OBRAS DE ACUEDUCTO NI ALCANTARILLADO SANITARIO EN EL TERRENO, DEBIENDO QUEDAR SIN EFECTO EN CASO QUE LAS RESPECTIVAS AUTORIZACIONES DE OTRAS INSTITUCIONES COMPETENTES, FUESEN DENEGADAS.

Atentamente,



Ing. José Israel Flores
Gerente Región Metropolitana

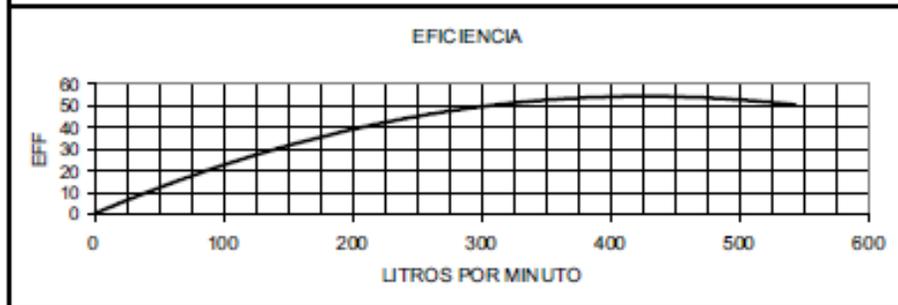
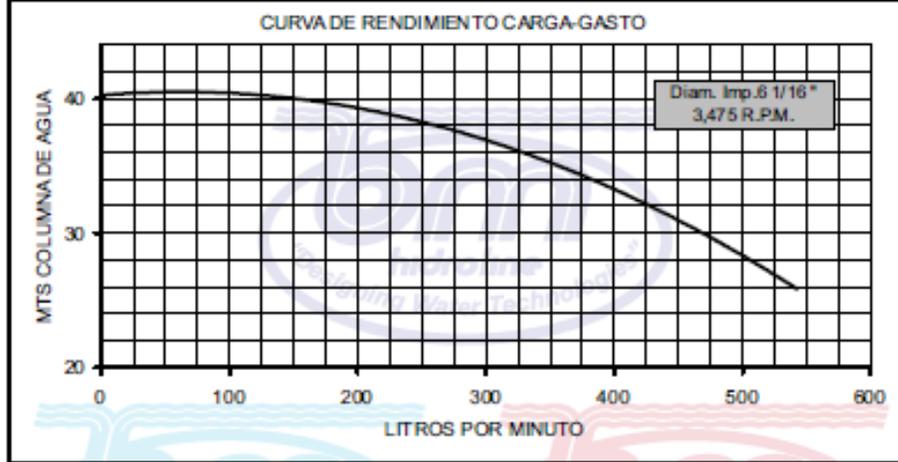
ANEXO A.5



MOD.	5502ME		
Gasto max	543 lpm	RPM	3475
Carga max	40 mts	ØIMP	6 1/16
Potencia	5 hp		

FECHA 16-May-02

Q lpm	0	168	234	281	328	363	383	410	426	449	484	492	512	523	543
H mts	40	39	38	37	36	35	34	33	32	31	30	29	28	27	26
Bhp	3.2	4.1	4.5	4.8	5.0	5.2	5.3	5.5	5.6	5.7	5.8	5.8	5.9	5.9	6.0
Eff %	0	36	43	48	52	53	54	54	53	53	55	53	53	51	51

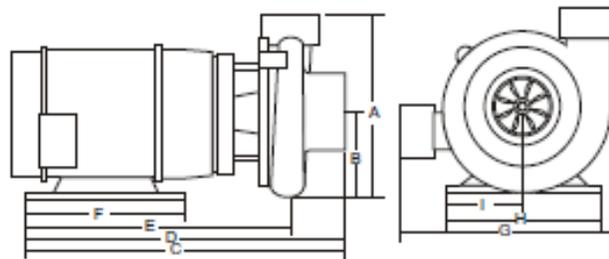


DATOS ELÉCTRICOS Y DIMENSIONES



MODELO 5

Dimensiones



Datos eléctricos y dimensiones

Tipo de bomba	HP Motor	Factor servicio Motor	Fase	Volts	NEMA Amazon	Descarga	Succión	Dimensiones en centímetros								
								A	B	C	D	E	F	G	H	I
5-302	3	1.15	3	220 - 440	182	1 1/2"	2"	22.5	11.5	46	41.5	38	16.5	24	22	11
5-502	5	1.15	3	220 - 440	184	1 1/2"	2"	22.5	11.5	46	41.5	38	16.5	24	22	11
5-752	7.5	1.15	3	220 - 440	184	1 1/2"	2"	24	12	48	43	38.5	22.8	31	22	11

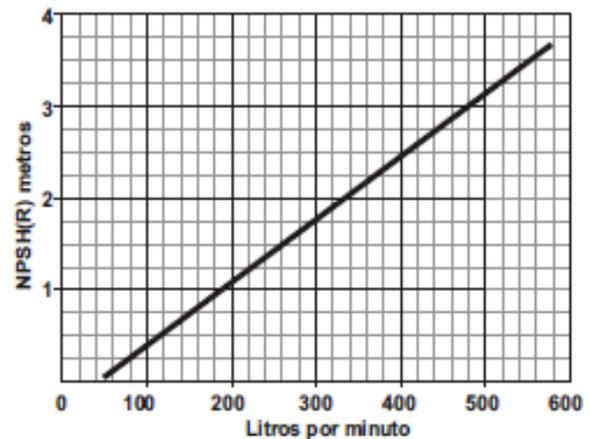
Datos técnicos

- ✓ Succión: 2" Roscada
- ✓ Descarga: 1 1/2" Roscada
- ✓ 2 Polos
- ✓ 3500 RPM
- ✓ NPSH (requerido): 3.18 mts.
- ✓ Punto de mejor eficiencia: 500 LPM @ 36 mts.
- ✓ Velocidad específica: $n_s = 21.25$
- ✓ Peso: 39 Kgs.

Materiales de construcción

- ✓ Tapa, impulsor y coque: Hierro gris ASTM-48
- ✓ Flecha: Acero al carbón AISI-C1045
- ✓ Sello mecánico: Cerámica y carbono

NPSH



ANEXO A.6



Cuadro No. 45

Municipios con servicios de acueducto y alcantarillado
Departamento: Chalatenango
Año: 2008

No.	MUNICIPIO	Número de Servicios Urbanos		Cobertura Población Urbana (%)		Nuevos Servicios Urbanos		Consumo Mensual (miles m ³) ^{1/}	Población Urbana
		Ac	Alc	Ac	Alc	Ac	Alc		
1	Chalatenango	4,394	3,152	100.0	75.9	345	0	118.6	17,027
2	La Palma	484	483	81.0	80.9	0	0	10.5	2,927
3	Nueva Concepción ^{2/}	2,323	1,799	100.0	80.2	60	27	69.0	9,875
4	San Luis del Carmen	180	0	100.0	0.0	0	0	3.4	276
5	San José Cancasque	236	0	100.0	0.0	0	0	4.0	670
6	Agua Caliente	231	0	51.1	0.0	0	0	5.1	1,990
7	El Paraiso	723	0	100.0	0.0	4	0	12.5	2,860
8	Santa Rita	156	0	100.0	0.0	3	0	4.1	401
TOTAL		8,727	5,434	100.0	66.4	412	27	227.2	36,026

^{1/} Datos de Diciembre de 2008. ^{2/} Administrado por operador descentralizado a través de Contratos de Cesión.

Nota: En los municipios de Nueva Concepción, el Ente Operador actualizó datos en sistemas de acueducto y alcantarillado en relación al año anterior.

Fuente: Intranet e Informe de la Unidad de Descentralización y Reconstrucción (UDES).

Cantones y caseríos según departamentos con servicio de acueducto rural,
Período : 2004 - 2008

64

DEPARTAMENTO	AÑO 2004		AÑO 2005		AÑO 2006		AÑO 2007		AÑO 2008	
	No. Cantones y Caseríos	No. Servicios								
Ahuachapán	3	2,226	2	2,124	2	2,252	2	2,301	2	2,566
Santa Ana	6	1,027	4	970	4	978	4	1,002	4	1,018
Sonsonate	4	549	4	589	4	595	4	575	4	588
Chalatenango	6	388	2	173	2	174	2	175	2	175
La Libertad	4	7,303	4	7,761	4	9,754	3	3,431	3	3,642
San Salvador	1	690	1	941	1	941	2	4,501	2	4,565
Cuscatlán	1	99	1	99	1	100	1	100	1	106
La Paz	0	0	0	0	0	0	7	318	7	321
Cabañas	1	35	0	0	0	0	0	0	0	0
San Vicente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Usulután	5	746	9	1,501	12	1,750	12	1,858	13	2,069
San Miguel	1	131	10	1,008	10	943	9	858	12	858
Morazán	2	136	2	299	1	14	2	299	1	182
La Unión	11	4,032	16	4,128	17	4,250	16	4,234	17	4,714
TOTAL	45	17,362	55	19,593	58	21,751	64	19,652	68	20,804

Fuente : Informes Gerenciales Regionales e Informe de la Unidad de Descentralización y Reconstrucción (UDES).

PARTE C

PRODUCCIÓN Y CONSUMO DE AGUA

Para satisfacer la demanda de agua potable a la población salvadoreña, durante el año 2008 se produjo a nivel nacional un total de 371.9 millones de metros cúbicos, incluyendo en esta cifra 20.8 millones de metros cúbicos producidos por Operadores Descentralizados. Del caudal generado por los Sistemas Administrados por ANDA (351.1 millones de metros cúbicos) los sistemas de la Región Metropolitana inyectaron a la red 191.2 millones de metros cúbicos (54.5%), los de la Región Central 54.8 millones de metros cúbicos (15.6 %), los de la Región Occidental 64.0 millones de metros cúbicos (18.2%), y los sistemas de la Región Oriental 41.1 millones de metros cúbicos (11.7%). En términos porcentuales de producción total de agua potable, lo producido por los Sistemas Administrados por ANDA representan el 94.4% y lo producido por Operadores Descentralizados el 5.6%.

Las mayores fuentes generadoras de agua potable durante el año, fueron el Sistema Planta Potabilizadora Las Pavas y Sistema Zona Norte, ya que entre estos dos generaron un caudal del orden de los 116.1 millones de metros cúbicos, lo cual representó el 33.1 % de la producción total a nivel nacional de los Sistemas administrados por ANDA.

En el 2008 se registró un consumo total de agua potable de 241.8 millones de metros cúbicos, de los cuales 206.2 millones corresponden a los sistemas administrados por ANDA, 22.0 millones son de Explotación Privada y 13.6 millones pertenecen a los sistemas administrados por Operadores Descentralizados. La población del Gran San Salvador tuvo un consumo equivalente al 55.9%, la Región Central el 17.5%, la Región Occidental el 16.4% y la Región Oriental el 10.2% del consumo total del país.

Comparando el consumo total facturado entre la producción total generada en los sistemas administrados por ANDA y Operadores Descentralizados se obtuvo que durante el año, el 40.9% se constituyeron en pérdidas a nivel nacional debido al deterioro y desperfectos de las redes de distribución, conexiones ilegales, robo de agua en hidrantes, servicios públicos que no se facturan, etc.

Al finalizar el año, a nivel nacional se tenían instalados 613,140 servicios con medidor, de los cuales 502,488 servicios se encontraban funcionando con el medidor en buen estado (82.0%) y 110,652 servicios con el medidor en mal estado (18.0%); además, 116,388 servicios se encontraban en forma directa por la falta de medidores, lo que representa el 16.0% del total de servicios.

Producción de agua por regiones (en litros/segundos)
Período: 1999 - 2008

Años	REGIONES								Total	%
	Metropoli- tana	%	Central	%	Occidental	%	Oriental	%		
1999	5,049.9	59.6	1,272.1	15.0	1,295.1	15.3	858.0	10.1	8,475.1	100.0
2000	4,935.4	56.6	1,457.9	16.7	1,417.8	16.3	902.5	10.4	8,713.6	100.0
2001	4,827.0	54.6	1,157.0	13.1	1,641.3	18.6	1,219.2	13.8	8,844.4	100.0
2002	5,598.0	57.7	1,445.1	14.9	1,677.7	17.3	985.8	10.2	9,706.7	100.0
2003	5,656.9	53.2	1,665.9	15.7	1,930.8	18.2	1,380.8	13.0	10,634.4	100.0
2004	5,714.6	54.2	1,792.4	17.0	1,894.6	18.0	1,143.5	10.8	10,545.1	100.0
2005	5,957.0	54.7	1,810.2	16.6	2,016.3	18.5	1,111.0	10.2	10,894.6	100.0
2006	6,085.2	55.2	1,851.3	16.8	1,936.2	17.6	1,149.5	10.4	11,022.2	100.0
2007 1./	6,335.3	52.0	2,109.8	17.3	2,188.4	18.0	1,543.8	12.7	12,177.3	100.0
2008 2./	6,082.4	51.6	2,018.3	17.1	2,173.3	18.4	1,519.9	12.9	11,793.9	100.0
Diferencia (2008-2007)	-252.9		-91.5		-15.1		-23.9		-383.4	

1./ Incluye 613.1 lts/seg de agua potable producidos a nivel nacional por los Sistemas administrados por Operadores Descentralizados.

2./ Incluye 661.1 lts/seg de agua potable producidos a nivel nacional por los Sistemas administrados por Operadores Descentralizados.

Fuente: Gerencias Regionales Metropolitana, Central, Occidental, Oriental y Unidad de Descentralización y Reconstrucción (UDES).

Comparación anual del consumo de agua potable por clase de usuario (en miles de metros cúbicos)
Período: 1999 - 2008

69

Años	CONSUMO POR CLASE DE USUARIO ^{2/}												Total	%
	Domiciliar ^{1/}	%	Gobierno	%	Instituciones Autónomas	%	Municipalidades	%	Marginal	%	Explotación Privada	%		
1999	188,634.9	83.1	8,055.7	3.5	1,782.4	0.8	2,962.8	1.3	8,829.3	3.9	16,705.1	7.4	226,970.2	100.0
2000	195,816.4	82.6	8,692.3	3.7	1,882.2	0.8	3,107.7	1.3	9,505.9	4.0	17,930.2	7.6	236,934.7	100.0
2001	205,548.6	82.6	9,873.3	4.0	2,747.1	1.1	3,215.6	1.3	9,075.3	3.6	18,504.4	7.4	248,964.3	100.0
2002	232,299.5	83.9	10,703.2	3.9	2,378.9	0.9	3,224.4	1.2	8,641.7	3.1	19,514.7	7.1	276,762.4	100.0
2003	225,070.4	83.6	9,429.5	3.5	2,570.1	1.0	3,061.5	1.1	9,001.9	3.3	19,961.9	7.4	269,095.3	100.0
2004	203,181.5	82.4	8,850.0	3.6	1,769.8	0.7	3,030.6	1.2	8,589.1	3.5	21,142.2	8.6	246,563.2	100.0
2005	198,948.2	81.2	9,040.3	3.7	1,707.4	0.7	3,128.4	1.3	8,546.7	3.5	23,583.0	9.6	244,954.0	100.0
2006	205,402.1	81.8	9,074.5	3.6	1,675.2	0.7	3,147.9	1.3	8,549.5	3.4	23,251.0	9.3	251,100.2	100.0
2007	218,565.9	83.2	8,547.7	3.3	1,530.9	0.6	2,918.0	1.1	8,340.2	3.2	22,685.9	8.6	262,588.6	100.0
2008	197,206.9	81.6	9,359.2	3.9	1,517.3	0.6	3,423.7	1.4	8,285.5	3.4	22,022.4	9.1	241,815.0	100.0
Diferencia (2008-2007)	(21,359.0)		811.5		(13.6)		505.7		(54.7)		(663.5)		(20,773.6)	

^{1/} Incluye domiciliar, comercio, industria, mesón y condominio.

^{2/} Incluye consumo de Sistemas Administrados por ANDA, Explotación Privada y Sistemas Administrados por Operadores Descentralizados.

Fuente: Intranet e Informe de la Unidad de Descentralización y Reconstrucción (UDES).

Consumo de agua por clase de usuario en el país (en miles de metros cúbicos)

Periodo : 2004 - 2008

71

CLASE DE USUARIO ^{1/}	2004	2005	2006	2007	2008
DOMICILIAR	175,699.5	170,032.8	176,054.1	192,570.0	168,725.8
COMERCIO	21,594.6	23,303.1	23,916.6	21,889.1	22,117.0
INDUSTRIA	2,207.9	2,159.8	1,863.8	1,640.4	3,664.7
MESÓN	3,373.6	3,151.0	3,280.9	2,295.7	2,485.9
CONDominio	305.9	301.5	286.7	170.7	213.5
SUB-TOTAL	203,181.5	198,948.2	205,402.1	218,565.9	197,206.9
GOBIERNO CENTRAL	8,850.0	9,040.3	9,074.5	8,547.7	9,359.2
AUTÓNOMAS	1,769.8	1,707.4	1,675.2	1,530.9	1,517.3
MUNICIPALIDADES	3,030.6	3,128.4	3,147.9	2,918.0	3,423.7
ÁREAS MARGINALES	8,589.1	8,546.7	8,549.5	8,340.2	8,285.5
EXPLOTACIÓN PRIVADA	21,142.2	23,583.0	23,251.0	22,685.9	22,022.4
TOTAL	246,563.2	244,954.0	251,100.2	262,588.6	241,815.0

1/ Incluye consumo de Sistemas Administrados por ANDA, Explotación Privada y Sistemas Administrados por Operadores Descentralizados.

Fuente: Intranet e Informe de la Unidad de Descentralización y Reconstrucción (UDES).

Consumo de agua mensual por región y departamento ^{1/}
(en miles de metros cúbicos)

Año: 2008

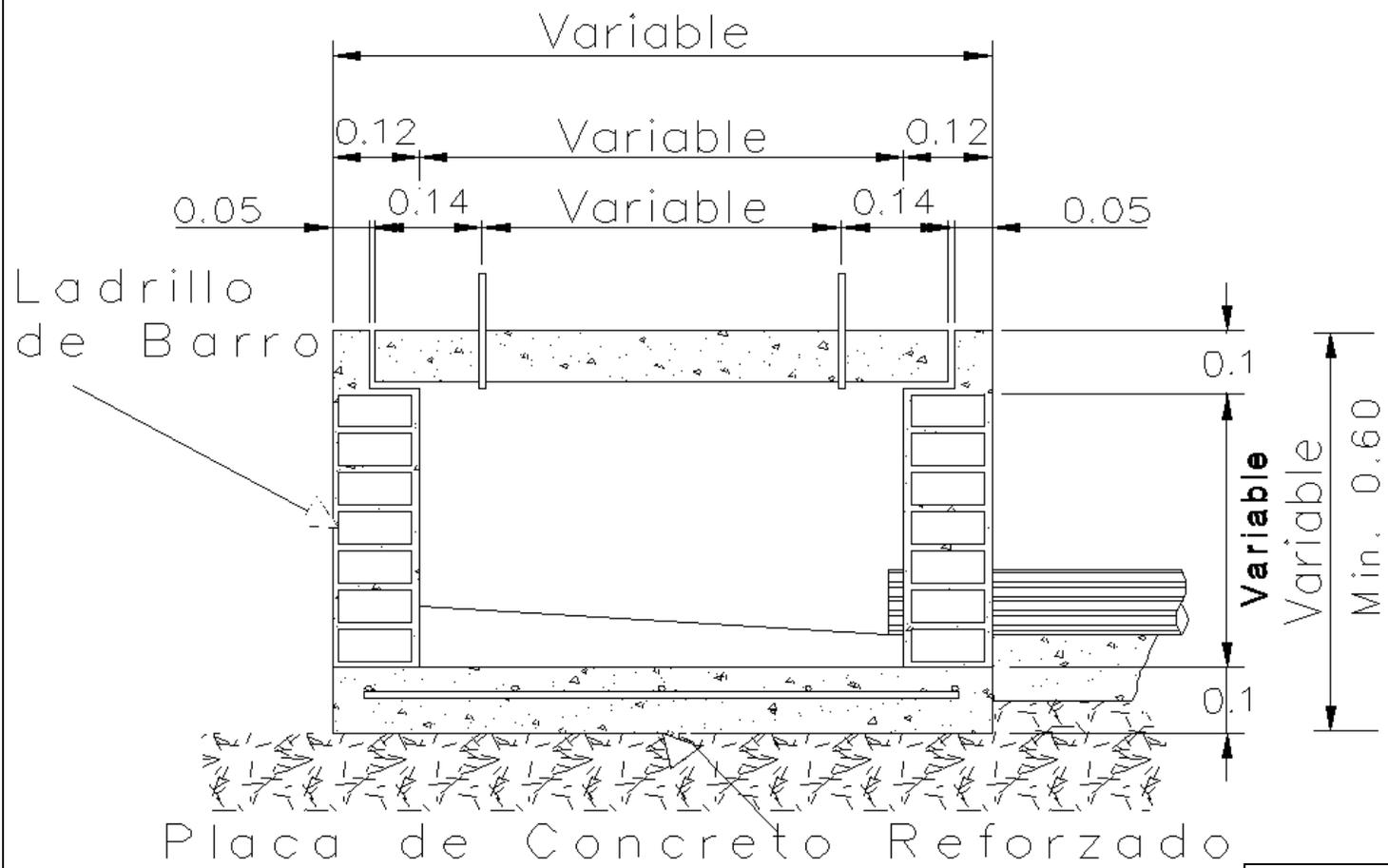
72

REGIÓN Y DEPARTAMENTO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
REGIÓN METROPOLITANA	12,063.5	11,360.7	11,521.6	11,618.8	11,525.0	11,440.7	10,951.7	10,745.3	10,915.8	11,186.7	10,740.9	11,070.4	135,141.1
REGIÓN CENTRAL	3,498.0	3,443.5	3,508.1	3,751.6	3,641.2	3,583.5	3,481.5	3,389.2	3,748.7	3,400.7	3,427.6	3,486.7	42,360.3
La Libertad	1,249.4	1,278.0	1,283.3	1,370.9	1,328.2	1,313.6	1,252.9	1,259.5	1,356.5	1,257.4	1,276.9	1,309.5	15,536.1
San Salvador	417.1	451.5	434.0	448.8	447.4	444.4	432.6	419.2	435.0	437.3	439.1	469.6	5,276.0
Chalatenango	292.0	296.2	297.0	310.5	299.7	296.6	291.5	275.2	302.0	291.1	293.3	292.1	3,537.2
La Paz	568.5	571.7	578.5	590.6	588.2	570.9	557.4	549.3	589.1	492.1	496.3	494.4	6,647.0
Cabañas	188.8	192.3	183.9	199.4	190.5	195.4	193.4	186.1	202.7	200.2	202.0	198.4	2,333.1
San Vicente	290.9	159.5	264.9	263.4	263.5	260.9	244.4	228.3	331.9	234.7	229.1	215.6	2,987.1
Cuscatlán	491.3	494.3	466.5	568.0	523.7	501.7	509.3	471.6	531.5	487.9	490.9	507.1	6,043.8
REGIÓN OCCIDENTAL	3,782.2	3,236.0	3,312.8	3,372.3	3,387.1	3,278.1	3,215.5	3,242.0	3,202.1	3,159.3	3,149.1	3,217.4	39,553.9
Santa Ana	2,159.4	1,744.1	1,790.3	1,818.9	1,838.6	1,774.0	1,734.0	1,752.4	1,720.1	1,697.7	1,683.7	1,719.4	21,432.6
Ahuachapán	597.6	553.7	565.5	585.3	578.4	563.4	546.8	544.0	545.2	545.0	531.7	552.5	6,709.1
Sonsonate	1,025.2	938.2	957.0	968.1	970.1	940.7	934.7	945.6	936.8	916.6	933.7	945.5	11,412.2
REGIÓN ORIENTAL	2,017.7	2,140.8	2,050.4	2,128.5	2,276.0	2,100.8	2,078.6	2,052.1	1,963.9	2,013.1	1,908.9	2,028.9	24,759.7
Usulután	703.6	755.1	720.6	742.5	815.7	704.5	732.5	707.0	630.1	695.4	651.6	714.7	8,573.3
San Miguel	948.3	1,017.2	962.2	1,013.5	1,089.4	1,040.7	989.2	992.7	984.4	949.9	903.0	949.0	11,839.5
Morazán	57.0	57.1	57.0	56.6	57.4	52.3	55.7	52.7	50.6	54.6	57.2	55.8	664.0
La Unión	308.8	311.4	310.6	315.9	313.5	303.3	301.2	299.7	298.8	313.2	297.1	309.4	3,682.9
TOTAL	21,361.4	20,181.0	20,392.9	20,871.2	20,829.3	20,403.1	19,727.3	19,428.6	19,830.5	19,759.8	19,226.5	19,803.4	241,815.0

1/ Incluye consumo de Sistemas Administrados por ANDA, Explotación Privada y Sistemas Administrados por Operadores Descentralizados.

Fuente: Intranet e Informe de la Unidad de Descentralización y Reconstrucción (UDES).

ANEXO B



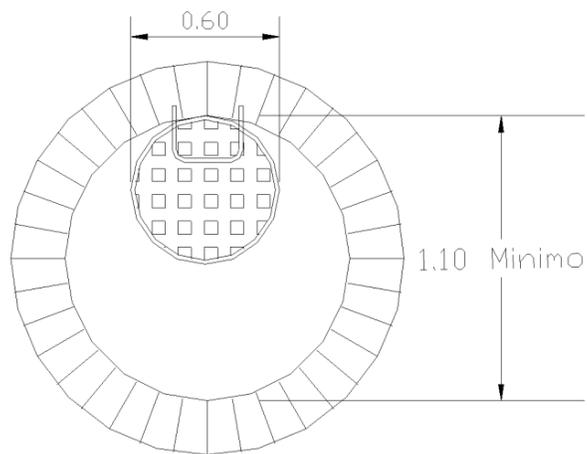
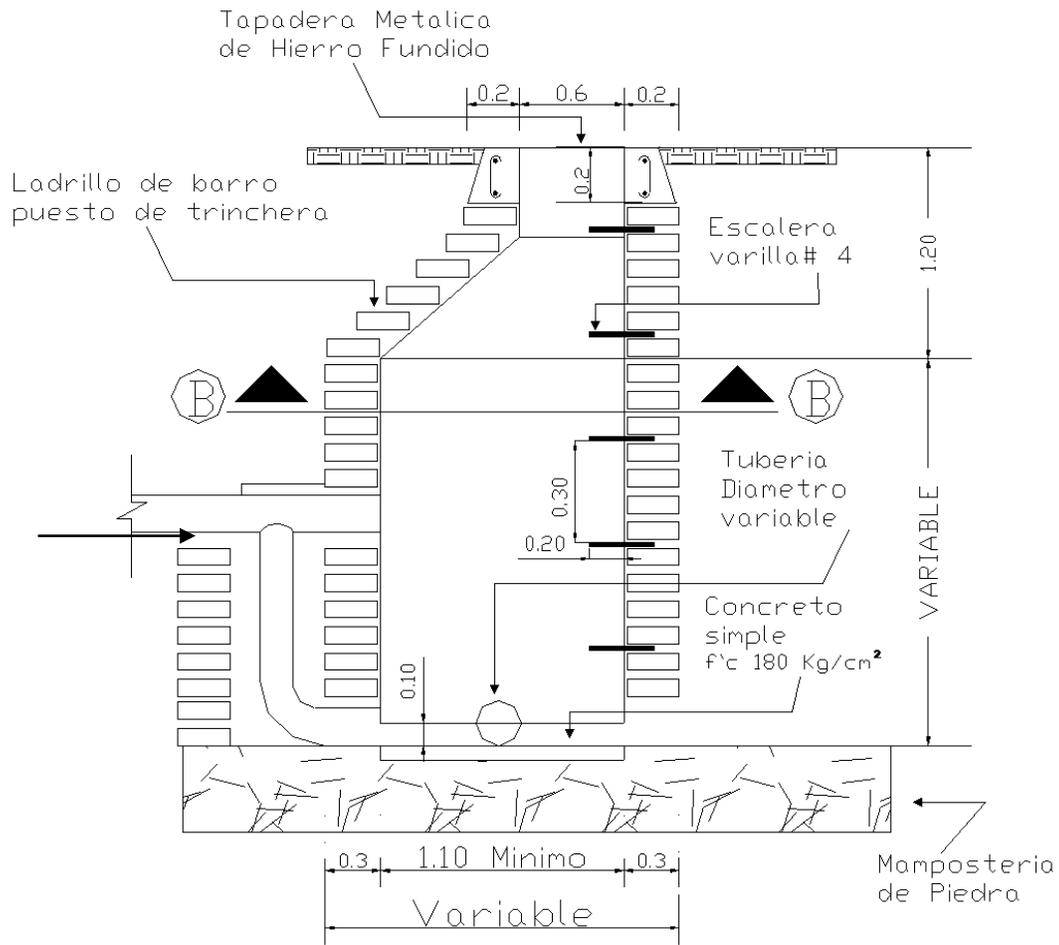
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

DETALLE DE CONEXIÓN DE
TRAGANTES A POZOS

González Bonilla Héctor Eduardo
Henríquez Palacios Rafael Antonio
Robles Saravia Emely Yamileth

ANEXO B.1

HOJA 1/2



SECCION B-B

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

DETALLE DE CONEXIÓN DE
TRAGANTES A POZOS

González Bonilla Héctor Eduardo
Henríquez Palacios Rafael Antonio
Robles Saravia Emely Yamileth

ANEXO B.2

HOJA 2/2

ANEXO C

INSTRUCTIVO N° 9

San Salvador _____ de _____ de 200_____

**Sr. Director de la Oficina
de Planificación del AMSS
P R E S E N T E**

Atentamente solicito a usted **FACTIBILIDAD DE SERVICIOS DE DRENAJES DE AGUAS LLUVIAS** para un proyecto de:

TIPO DE PROYECTO		
URBANIZACION COMPLETA	U1	
	U2	
URBANIZACION PROGRESIVA	U3	
	U4	
	U5	

CONSTRUCCIÓN	
Construcción Individual o Complejo Urbano	
Construcción Condominio Horizontal	
Construcción Condominio Vertical	
Cambio de Uso	
Ampliación	
Legalización	
Remodelación	
Subparcelación	

AREA DEL TERRENO (M ²)	
AREA DEL TERRENO (V ²)	

En un terreno propiedad de: _____
 Ubicado en el Municipio de: _____
 Sub-sistema - Distrito: _____ Centro Histórico: SI ___ NO ___
 Nombre del barrio o colonia: _____
 Calle, polígono y número: _____
 Nombre del proyecto: _____
 Uso del proyecto: _____
 Propietario del proyecto: _____
 Actividad o Giro (detalle el uso actual): _____
 Actividad o Giro (detalle el uso solicitado): _____
 Nombre de la Empresa, Industria o Comercio (si aplica): _____
 Números de Tramites OPAMSS otorgados al terreno previamente (antecedentes del inmueble en caso de existir): _____

OFICINA DE PLANIFICACIÓN DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR "OPAMSS"
INSTRUCTIVO PARA FACTIBILIDAD DE AGUAS LLUVIAS

Calificación del Lugar N° de Expediente: _____ Año: _____

Línea de Construcción N° de Expediente: _____ Año: _____

Otro(s) Trámite(s): _____ N° de Expediente: _____ Año: _____

Descripción de las obras proyectadas: _____

Área máxima a impermeabilizar M²: _____ V²: _____

Área de lote tipo M²: _____ V²: _____

Número de lotes, locales o apartamentos: _____

Use este espacio para cualquier aclaración o extensión a lo solicitado:

PROFESIONAL RESPONSABLE DEL PROYECTO

DATOS DEL SOLICITANTE:

Nombre del Profesional o Técnico responsable, debidamente inscrito: _____

Registro N° (VMDVDU) _____ N° Licencia de OPAMSS: _____

Dirección: _____

Teléfono: _____

Firma

Sello:

ANEXO C.2

Vice-Ministerio de Vivienda
y Desarrollo Urbano



Solicitud de
FACTIBILIDAD DE PROYECTOS

Este espacio es de USO EXCLUSIVO de esta Oficina

FORMULARIO A

HOJA 1 / 4

EXP. No. _____ FECHA INGRESO: ____ / ____ /20__

FORMULARIO A FACTIBILIDAD DE PROYECTOS DE URBANIZACION Y CONSTRUCCION

I. TIPO DE SOLICITUD

- CALIFICACIÓN DE LUGAR LINEA DE CONSTRUCCIÓN
 FACTIBILIDAD DE SERVICIOS REVISIÓN VIAL Y ZONIFICACIÓN

II. DEL CONCEPTO DE TRÁMITE

- NUEVA SOLICITUD REFORMA

III. DEL TITULAR

- NOMBRE DEL TITULAR O PROPIETARIO: _____
- DOMICILIO PRINCIPAL Calle / Avenida: _____
Número: _____ Colonia: _____
Municipio: _____ Departamento: _____
Tel. oficina: _____ Tel. residencia: _____ Fax: _____
Correo Electrónico: _____
- REPRESENTANTE LEGAL: _____
- PROFESIONAL RESPONSABLE ING. O ARQUITECTO: _____
Reg. N° _____
- DIRECCION Y TELEFONO PARA NOTIFICACIÓN: _____

IV. DE LA ACTIVIDAD, OBRA O PROYECTO

- AMBITO DE ACCION: Urbano Rural Costero - Marino
- TIPO DE PROYECTO:

- a) URBANIZACION

GRADO DE URBANIZACIÓN	DENSIDAD (EN AREA DE LOTES)
U1 (Urbanización Completa Tipo 1) ()	D1 (Lotes de más de 60 M2 a 100 M2) ()
U2 (Urbanización Completa Tipo 2) ()	D2 (Lotes de más de 100 M2 a 200 M2) ()
	D3 (Lotes de más de 200 M2 a 500 M2) ()
	D4 (Lotes de más de 500 M2 a 1000 M2) ()
	D5 (Lotes de más de 1000 M2) ()

Nota: Las Densidades D1 y D2 se permitirán únicamente para urbanizaciones U1 y U2 si existe Factibilidad de Servicios Públicos.

Solicitud de
FACTIBILIDAD DE PROYECTOS

Este espacio es de USO EXCLUSIVO de esta Oficina

FORMULARIO A

HOJA 2 / 4

EXP. No. _____ FECHA INGRESO: ____ / ____ / 20__

3. NATURALEZA DEL PROYECTO: Nuevo Ampliación Rehabilitación
 Funcionamiento Demolición Remodelación Restauración
 Otros _____

4. UBICACIÓN FISICA:
Calle/Avenida: _____ Cantón: _____
Municipio: _____ Departamento: _____

5. NOMBRE DEL PROYECTO: _____

6. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO: _____

7. USO DEL SUELO
Anterior: _____ Actual: _____
Proyectado: Habitacional Comercial Institucional
 Industrial Recreacional Otros _____

8. COLINDANTES DEL PREDIO Y ACTIVIDADES QUE DESARROLLAN:
Al Norte: _____ Actividad: _____
Al Sur: _____ Actividad: _____
Al Este: _____ Actividad: _____
Al Oeste: _____ Actividad: _____

9. NUMERO DE ETAPAS DEL PROYECTO Y TIEMPO ESTIMADO DE EJECUCIÓN EN MESES:
I Etapa _____, II Etapa _____, III Etapa _____, IV Etapa _____, V Etapa _____

10. AREA DEL TERRENO:
Total _____ M2 A desarrollar _____ M2; A impermeabilizar _____ m2 _____ %

Solicitud de
FACTIBILIDAD DE PROYECTOS

Este espacio es de USO EXCLUSIVO de esta Oficina

FORMULARIO A

HOJA 3 / 4

EXP. No. _____ FECHA INGRESO: ____ / ____ / 20__

11. AREAS Y PORCENTAJES ESTIMADOS DEL PROYECTO DE URBANIZACION:

Área de Lotes (área útil): _____ M². _____ % Del Área Total del Terreno
 Área Verde: _____ M². _____ % Del Área Total del Terreno
 Área de Equipamiento Social: _____ M². _____ % Del Área Total del Terreno
 Área de Protección: _____ M². _____ % Del Área Total del Terreno
 Área de Circulación: _____ M². _____ % Del Área Total del Terreno
 Área del lote Tipo: _____ M².

12. AREAS Y PORCENTAJES ESTIMADOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCION:

Área de Construcción: _____ M². _____ % Del Área Total del Terreno
 Área a Techar: _____ M². _____ % Del Área Total del Terreno
 Área a Demoler: _____ M². _____ % Del Área Total del Terreno
 Área a Ampliar: _____ M². _____ % Del Área Total del Terreno
 Área a Remodelar: _____ M². _____ % Del Área Total del Terreno

Área de patios y jardines: _____ M². _____ % Del Área Total del Terreno

13. NUMERO DE UNIDADES: _____ Lotes _____ Locales _____ Apartamentos _____

14. NUMERO DE NIVELES: [] 1 nivel [] 2 niveles [] 3 niveles [] otros _____

15. REGIMEN DEL PROYECTO: [] Individual [] En condominio

16. DESCRIPCION DEL RELIEVE Y PENDIENTES DEL TERRENO:

[] Plano a ligeramente inclinado (0-2%) [] Ondulado suave (3-4%) [] Ondulado (5 - 12%)
 [] Alomado (13-25%) [] Quebrado (26-35%) [] Accidentado (36-70%)
 [] Muy accidentado (>70%)

17. COBERTURA VEGETAL

Cobertura vegetal menor: [] Pasto [] Matorral [] Arbustivo [] Cultivo: _____
 Cobertura vegetal mayor (densidad): [] Bosque muy ralo (<30%) [] Bosque ralo (30-50%)
 [] Bosque semidenso (50-70%) [] Bosque denso (>70%) [] Bosque Hidroalófito

Especies predominantes: _____

18. ELEMENTOS NATURALES, CULTURALES Y TURISTICOS:

[] Ríos [] Lagos [] Mar [] Estero [] Manantiales [] Quebradas
 [] Manglares [] Lugares Turístico [] Zonas de Recreo [] Sitios Valor Cultural

Nombrar los que han sido marcados: _____

Solicitud de
FACTIBILIDAD DE PROYECTOS

Este espacio es de USO EXCLUSIVO de esta Oficina

FORMULARIO A

HOJA 4 / 4

EXP. No. _____ FECHA INGRESO: ____ / ____ / 20__

V. DECLARACIÓN JURADA

El suscrito _____ en calidad de titular del proyecto, doy fe de la veracidad de la información detallada en el presente documento y anexos, cumpliendo con los requisitos de ley exigidos, razón por la cual asumo la responsabilidad consecuente derivada de esta declaración, que tiene calidad de declaración jurada.

Lugar y fecha: _____, ____ del mes de _____ de _____

Nombre del titular

Firma del titular

Nombre del Ing. Civil o Arq. Responsable

Sello y firma del Ing. Civil o Arq. Responsable

Tel.: _____

Nota: Si se requiere mayor espacio en alguno de los puntos, anexas hoja de acuerdo a formato. La presente no tiene validez sin nombres y firmas.

Este espacio es de USO EXCLUSIVO de esta Oficina.

Observaciones:

NOMBRE Y FIRMA DEL RECEPTOR

ANEXO C.3

REQUISITOS PREVIOS
FACTIBILIDAD DE PROYECTOS



Este espacio es de USO EXCLUSIVO de esta Oficina

FORMULARIO A 1

HOJA 1 / 2

EXP. No. _____ FECHA INGRESO: ____ / ____ / 20__

FORMULARIO A-1

FACTIBILIDAD DE PROYECTOS DE URBANIZACIÓN Y CONSTRUCCIÓN.

1. PARA NUEVAS SOLICITUDES

A. FORMULARIO

- Solicitud de Factibilidad de Proyectos de Urbanización o Construcción, firmada y sellada por el Profesional Arquitecto o Ingeniero Civil Responsable según formulario A.

B. PLANOS

- Tres (3) copias de planos del levantamiento topográfico, Nombre, firma y sello en original del Profesional o Técnico responsable del proyecto, conteniendo lo siguiente:
- Nombre del propietario y colindantes
 - Área y linderos del terreno, indicando sus rumbos, distancias y referencias a coordenadas geodésicas o a puntos fijos del territorio a su vez referenciados a coordenadas geodésicas.
 - Orientación, escala y Fecha de levantamiento.
 - Localización y dimensiones de vías, edificaciones vecinas y cuerpos de agua.
 - Curvas de nivel a intervalos no mayores de un metro referidas a niveles geodésicos, cuando el terreno se ubique en zonas de desarrollo restringido o de reserva ecológica.
 - Curvas de nivel con intervalos de uno a cinco metros dependiendo del área y pendiente natural de terreno. Cuando el terreno presente terrazas definidas solamente deberá indicarse el nivel de las mismas.
 - Esquema general de ubicación con relación al sistema vial existente a escala 1:5000 y a la ciudad o municipio.
 - Sistema vial indicando clasificación y jerarquización de todas las vías.*
 - Distribución de lotes debidamente identificados y acotados.*
 - Indicar el uso prioritario su equipamiento y los usos complementarios.*
 - Cuadro de áreas parciales y totales de todo lo expresado en los usos de suelo.*
 - Localización y dimensionamiento de servidumbre y zona de protección.*
 - Nomenclatura propuesta.*
 - Referencias al plan vial de circulación mayor y/o vías existentes, escala 1:2000 ó 1:2500.*
 - Referencias al plano general de zonificación (si existiese).*
 - Membrete con el Nombre del Proyecto, Uso del suelo prioritario, Dirección de la Obra, Nombre del propietario, Área del terreno, Área útil, Área verde y equipamiento, Porcentaje de áreas, escalas, Ubicación, Municipio y fecha, Nombre, firma, sello y numero de credencial del Profesional responsable del proyecto.
 - Numeración de hojas.

*Aplica para Revisión Vial y Zonificación

Este espacio es de USO EXCLUSIVO de esta Oficina

FORMULARIO A 1 HOJA 2 / 2
EXP. No. _____ FECHA INGRESO: ____ / ____ / 20 ____

- () Reservar un espacio de veinticinco centímetros (25cm) de ancho por quince centímetros de alto (15cm) en el extremo inferior derecho de cada hoja para la colocación de los sellos de recepción y/o aprobación del plano.
- () Las dimensiones de los planos deberán ser en base a un módulo de cincuenta y cinco centímetros (55cm) en ambas direcciones o múltiplos de medios módulos sin exceder de un metro diez centímetros (1.10 mts) en el ancho y un metro sesenta y cinco centímetros (1.65mts) en el largo. **(presentar planos doblados con cuadro para sellos visibles en la parte superior del dobléz)**

C. DOCUMENTOS

- () Ficha Catastral emitida por el Centro Nacional de Registro (CNR).
- () Una (1) copia de la escritura de propiedad debidamente inscrita en el Centro Nacional de Registro (CNR).
- () Fotocopia del Documento Único de Identidad (DUI) del titular o propietario del inmueble, y del solicitante del proyecto.
- () Fotocopia de Numero de Identificación Tributaria (NIT) del titular o propietario del inmueble, y del solicitante del proyecto.
- () Fotocopia de Carnet del Registro Nacional de Arquitectos, Ingenieros, Proyectistas y Constructores del profesional Ingeniero Civil o Arquitecto responsable del proyecto.
- () Carta de autorización con firma autenticada por un notario de parte del Profesional Ingeniero Civil o Arquitecto Responsable del Proyecto. *
- () Una (1) copia del proyecto en formato digital en CDR, CDRW, DVD ó DVD+/-RW y presentarse en plataforma DXF, DWG, ó DWF.

2. PARA REFORMA

- () Un (1) juego de solicitud de Reforma según el formulario A,
- () Un (1) escrito con la justificación técnica o legal del aspecto a reformar,
- () Una (1) Copia de plano y de resolución emitida a reformar.
- () Tres (3) copias de planos de acuerdo a los requisitos del literal B

NOTAS: Esta oficina se reserva el derecho de otorgar los siguientes resultados:

1. **Aprobar** una solicitud por presentar la documentación con información completa,
2. **Devolver** una solicitud por presentar la documentación con información incompleta,
3. **Denegar** una solicitud por no ser factible, técnica y/o jurídicamente la realización del proyecto.

*Aplica si el solicitante del trámite no es el Profesional Responsable del Proyecto

Check list

FACTIBILIDAD DE PROYECTO

**FACTIBILIDAD DE PROYECTOS
DOCUMENTACIÓN Y REQUISITOS MÍNIMOS
HOJA DE CONTROL**

REQUISITOS GENERALES

- Solicitud de Factibilidad de proyectos de Urbanización y Construcción según formulario A.
- Fotocopia del Documento Único de Identidad (DUI) del titular o propietario del inmueble, y del solicitante del proyecto.
- Fotocopia de Numero de Identificación Tributaria (NIT) del titular o propietario del inmueble, y del solicitante del proyecto.
- Fotocopia de Carnet del Registro Nacional de Arquitectos, Ingenieros, Proyectistas y Constructores del profesional Ingeniero Civil o Arquitecto responsable del proyecto.
- Carta de autorización con firma autenticada por un notario de parte del Profesional Ingeniero Civil o Arquitecto Responsable del Proyecto. *
- Fotocopia de la escritura de propiedad debidamente inscrita o documento de compraventa.
- Ficha Catastral emitida por el Centro Nacional de Registro (CNR).

CALIFICACIÓN DE LUGAR, LÍNEA DE CONSTRUCCIÓN Y FACTIBILIDAD DE AGUAS LLUVIAS

a) Tres copias del plano topográfico con la siguiente información:

- Área del terreno
- Datos de linderos (mojones, rumbos y distancias)
- Coordenadas geodésicas
- Orientación y esquema general de ubicación.
- Localización de infraestructuras y construcciones existentes,
- Localización de cuerpos de agua (nacimientos, ríos, quebradas)
- Localización de servidumbres (acceso o paso, tendido eléctrico, aguas lluvias, aguas negras, agua potable, ferrocarril)
- Curvas de nivel a cada metro.
- Membrete con el nombre del proyecto, propietario, ubicación y área del terreno, escalas, fecha, firma y sello del profesional Ingeniero Civil o Arquitecto responsable del proyecto y numeración de hojas.
- Un espacio de 25cms. por 15 cms. en el extremo inferior derecho para la colocación de los sellos de revisión y aprobación de esta oficina.
- Las dimensiones de los planos deberán ser en base a un módulo y múltiplos de 0.55 mts. en ambas direcciones, sin exceder de 1.10 mts. en el ancho y 1.65 mts. en el largo.

*Aplica si el solicitante del trámite no es el Profesional Responsable del Proyecto

Check list

FACTIBILIDAD DE PROYECTO

REVISIÓN VIAL Y ZONIFICACIÓN

b) Tres copias de planos complementando la información anterior con lo siguiente:

- Distribución vial y zonificación con sus cuadros de áreas parciales y totales
- Secciones de las vías de circulación.
- Ubicación y dimensionamiento de áreas verdes, áreas de equipamiento social, zona de protección y otros.

c) Documentos:

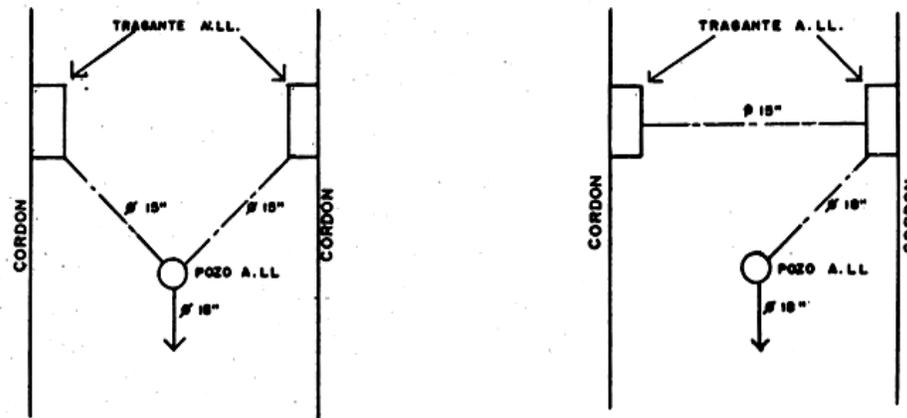
- Fotocopia de Factibilidad: planos y resolución de Línea, Calificación de Lugar y Factibilidad de Drenaje de Aguas Lluvias (si aplica)

Doy constancia que los documentos antes mencionados son de mi exclusiva responsabilidad, cerciorándome de su autenticidad y veracidad. Por tanto declaro bajo juramento que los documentos presentados, así como la información que estos contienen están sujetos a la revisión del Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano, estableciendo además que en los documentos presentados se hace una correcta aplicación de los criterios técnicos establecidos en la normativa legal vigente. Lo anterior con base en los Art. 2, 4, 8 de la Ley de Urbanismo y Construcción, así como el Art. 2 inciso 3° del Reglamento a la Ley de Urbanismo y Construcción en lo relativo a Parcelaciones y Urbanizaciones Habitacionales. Así también con base en los Art. 26 y 28 del Reglamento a la Ley de Urbanismo y Construcción en lo relativo a Parcelaciones y Urbanizaciones Habitacionales me someto con el completo conocimiento, a las consecuencias, **sanciones e infracciones**, tanto civiles como penales, sobre la falsedad o alteración de los datos consignados en esta solicitud, con respecto a la realidad de las obras. Por todo lo anterior que se ha expuesto, firmo la presente, sin posibilidad de alegar ignorancia, fuerza o cualquier causal que nulifique el intento por parte del Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano de hacer efectiva la normativa vigente aplicable.

FECHA: _____
NOMBRE DEL PROYECTO: _____
UBICACIÓN: _____

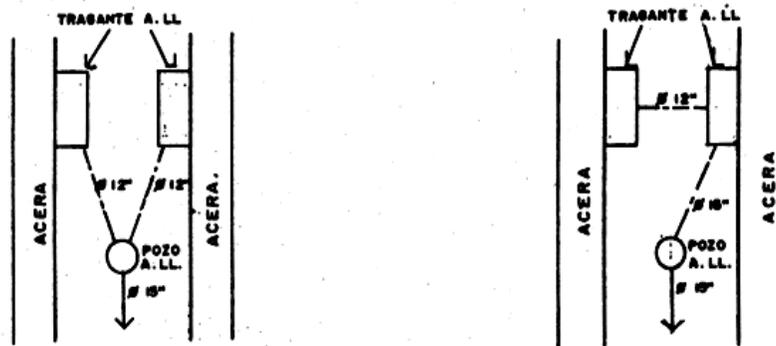
NOMBRE, FIRMA Y SELLO DEL PROFESIONAL RESPONSABLE:

CONEXION DE TRAGANTES A POZO DE VISITA EN VIAS VEHICULARES.



SECCION DE VIA VEHICULAR

CONEXION DE TRAGANTES A CAJA DE REGISTRO O POZO DE VISITA EN PASAJE PEATONAL



SECCION DE PASAJE PEATONAL

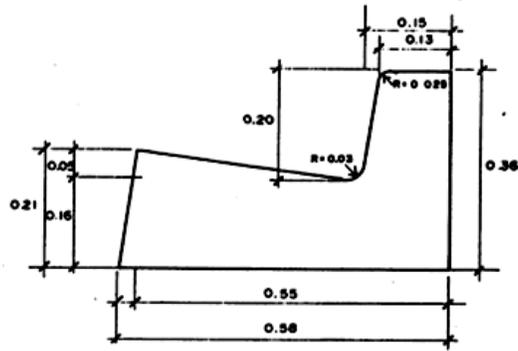
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

DETALLE DE CONEXIÓN DE
TRAGANTES A POZOS

González Bonilla Héctor Eduardo
Henríquez Palacios Rafael Antonio
Robles Saravia Emely Yamileth

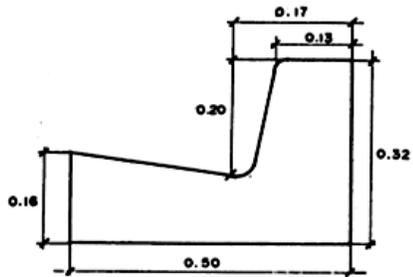
CORDONES Y CUNETAS

CORDON CUNETETA NORMAL

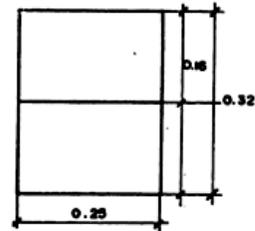


ELEVACION LATERAL Esc. 1:100

CORDON CUNETETA PREFABRICADO

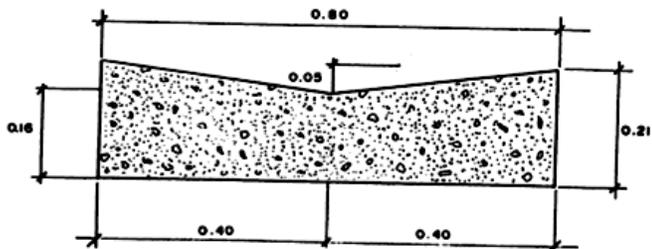


ELEVACION LATERAL Esc. 1:100



ELEVACION FRONTAL Esc. 1:100

DOBLE CUNETETA Esc. 1:100



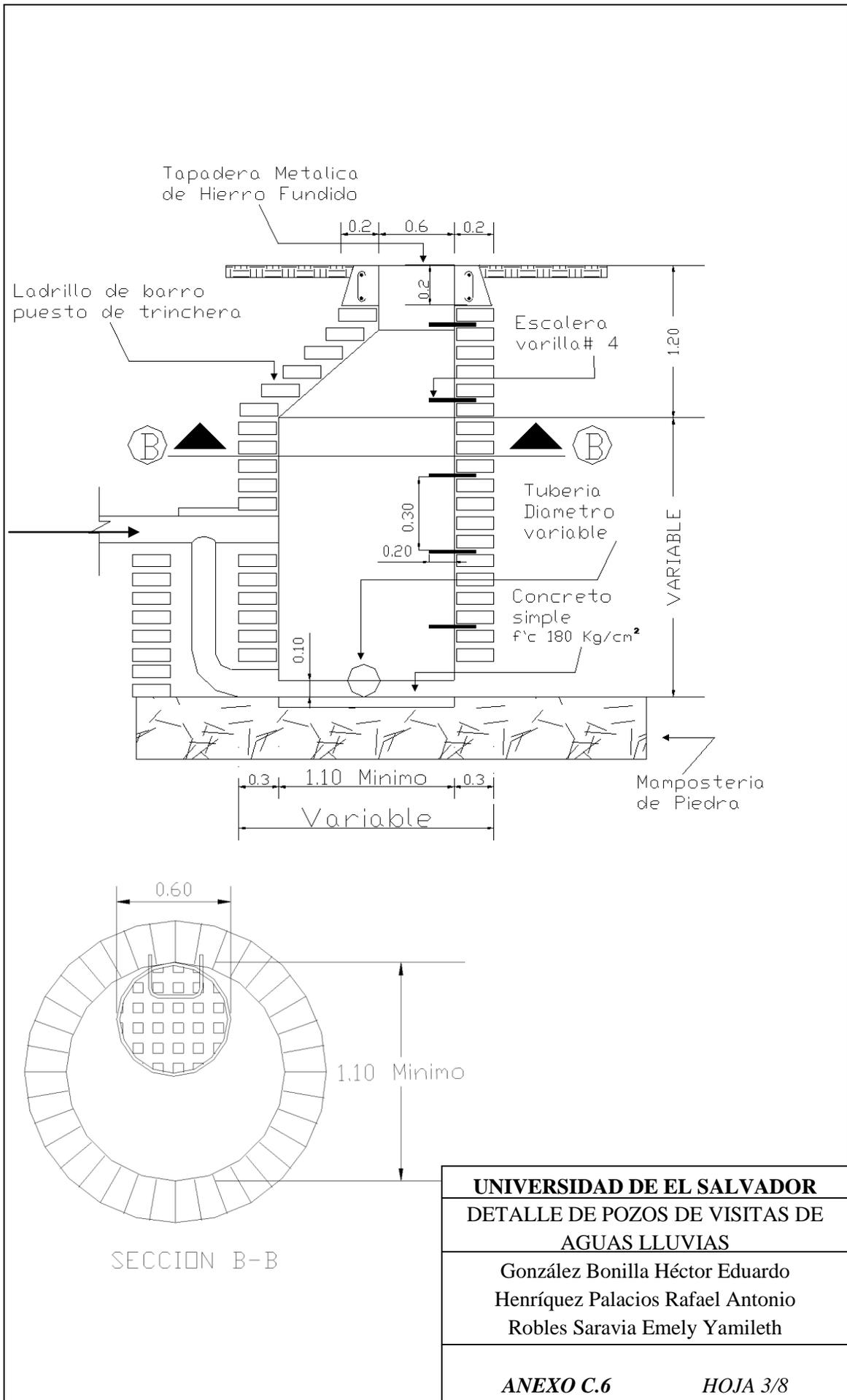
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

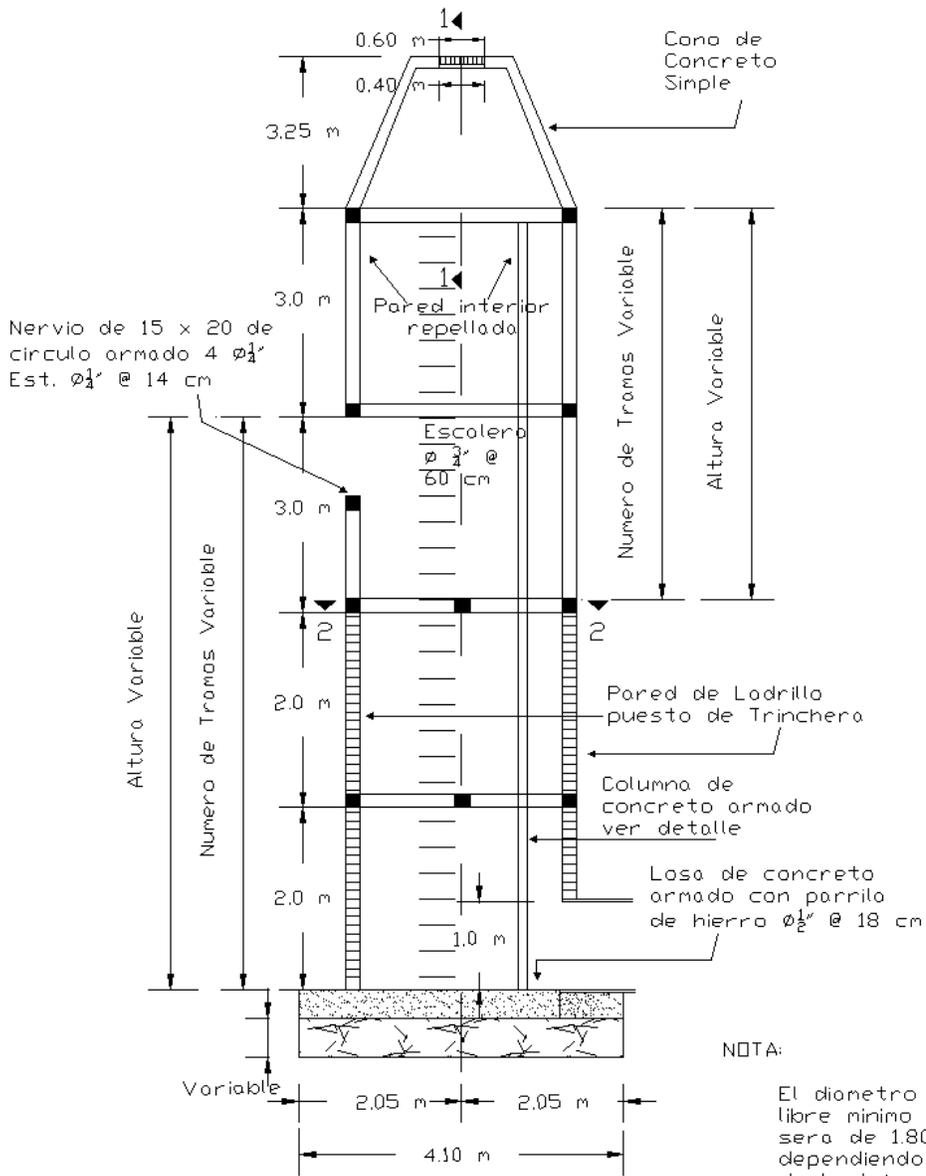
DETALLE DE CORDONES Y CUNETAS

González Bonilla Héctor Eduardo
Henríquez Palacios Rafael Antonio
Robles Saravia Emely Yamileth

ANEXO C.5

HOJA 2/8



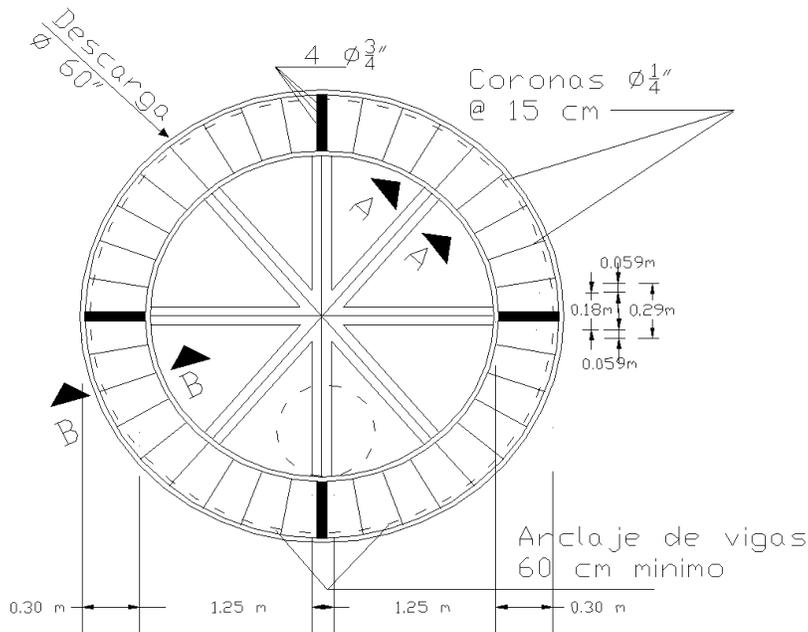


NOTA:

El diametro interno libre minimo del pozo sera de 1.80 m, pero dependiendo del diametro de la tuberia asi como el numero de las mismas que llegue al pozo OPAMSS podra aumentar el diametro hasta 2.50 m.

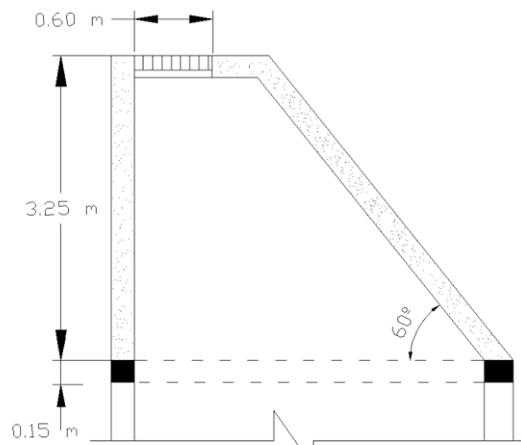
Seccion Transversal de POZO

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	
DETALLE POZO REFORZADOS PARA AGUAS LLUVIAS	
González Bonilla Héctor Eduardo Henríquez Palacios Rafael Antonio Robles Saravia Emely Yamileth	
ANEXO C.7	HOJA 4/8



SECCION 2-2

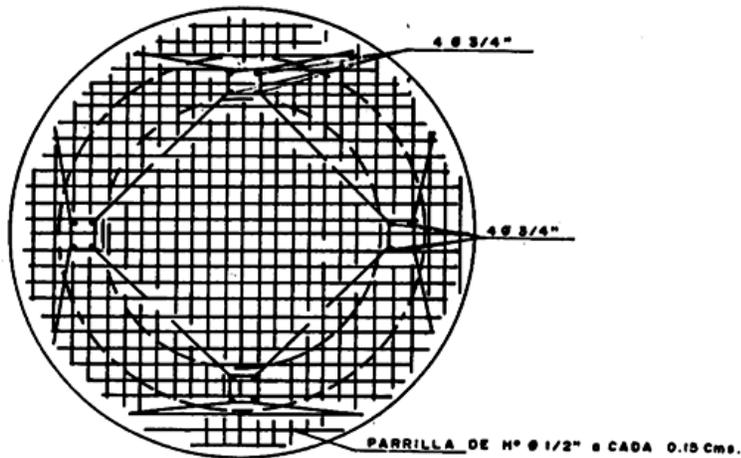
Esc. 1:50



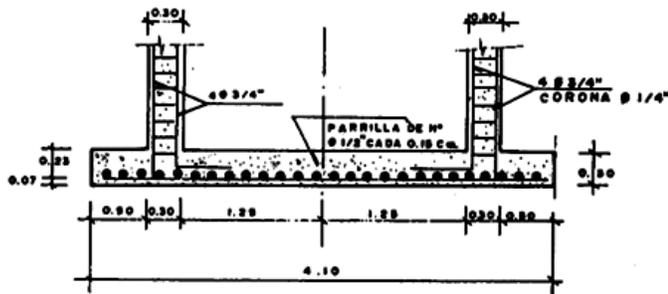
Sección 1-1

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
DETALLE POZO REFORZADOS PARA
AGUAS LLUVIAS

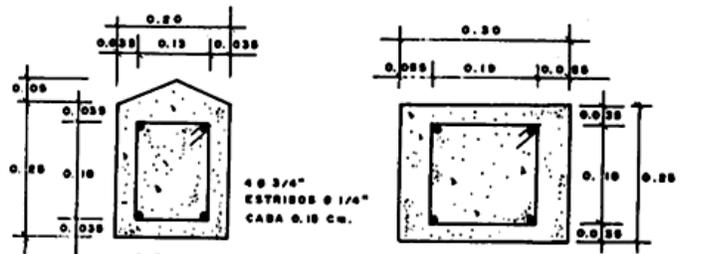
González Bonilla Héctor Eduardo
 Henríquez Palacios Rafael Antonio
 Robles Saravia Emely Yamileth



DETALLE DE PARRILLA
Esc. 1:75



DETALLE DE LOSA Esc. 1:50



SECCION A-A
Esc. 1:10

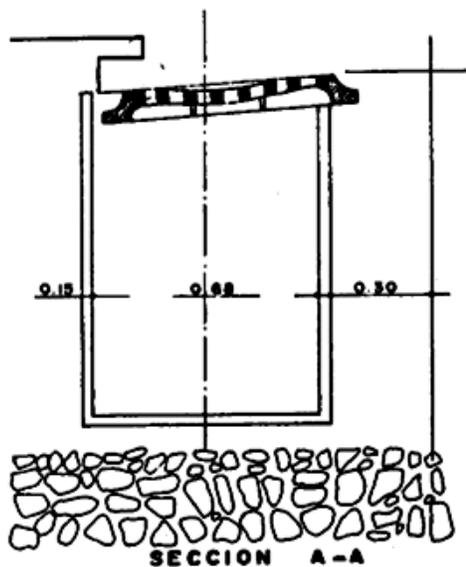
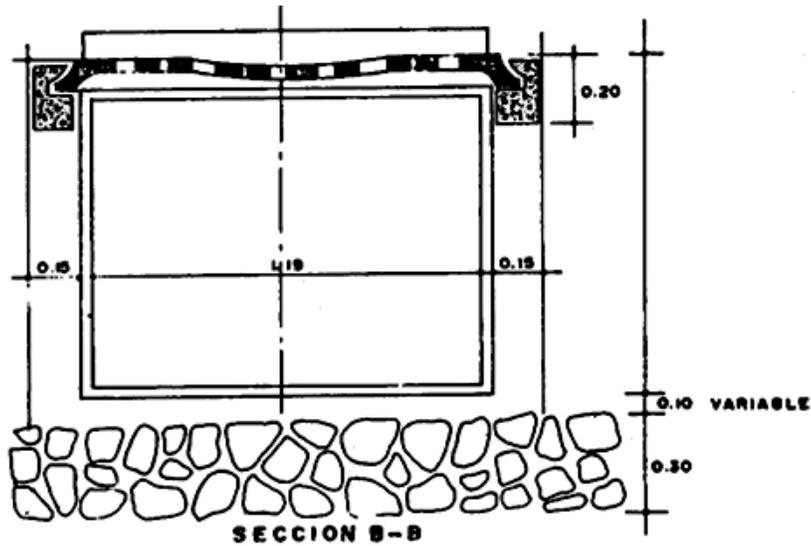
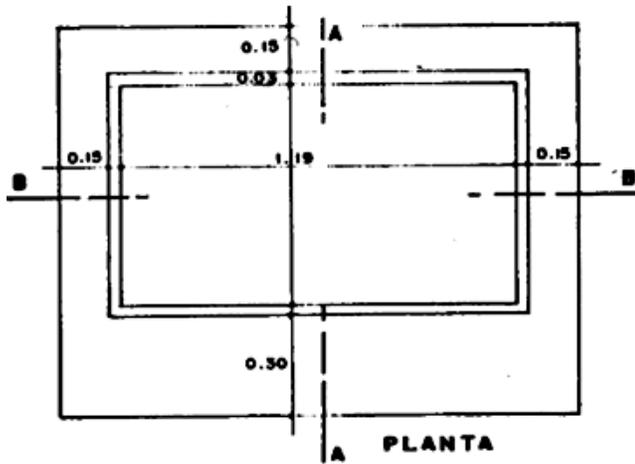
SECCION B-B Esc. 1:100
DETALLE DE POZO REFORZADO PARA AGUAS LLUVIAS

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
DETALLE POZO REFORZADOS PARA
AGUAS LLUVIAS

González Bonilla Héctor Eduardo
Henríquez Palacios Rafael Antonio
Robles Saravia Emely Yamileth

ANEXO C.9

HOJA 6/8



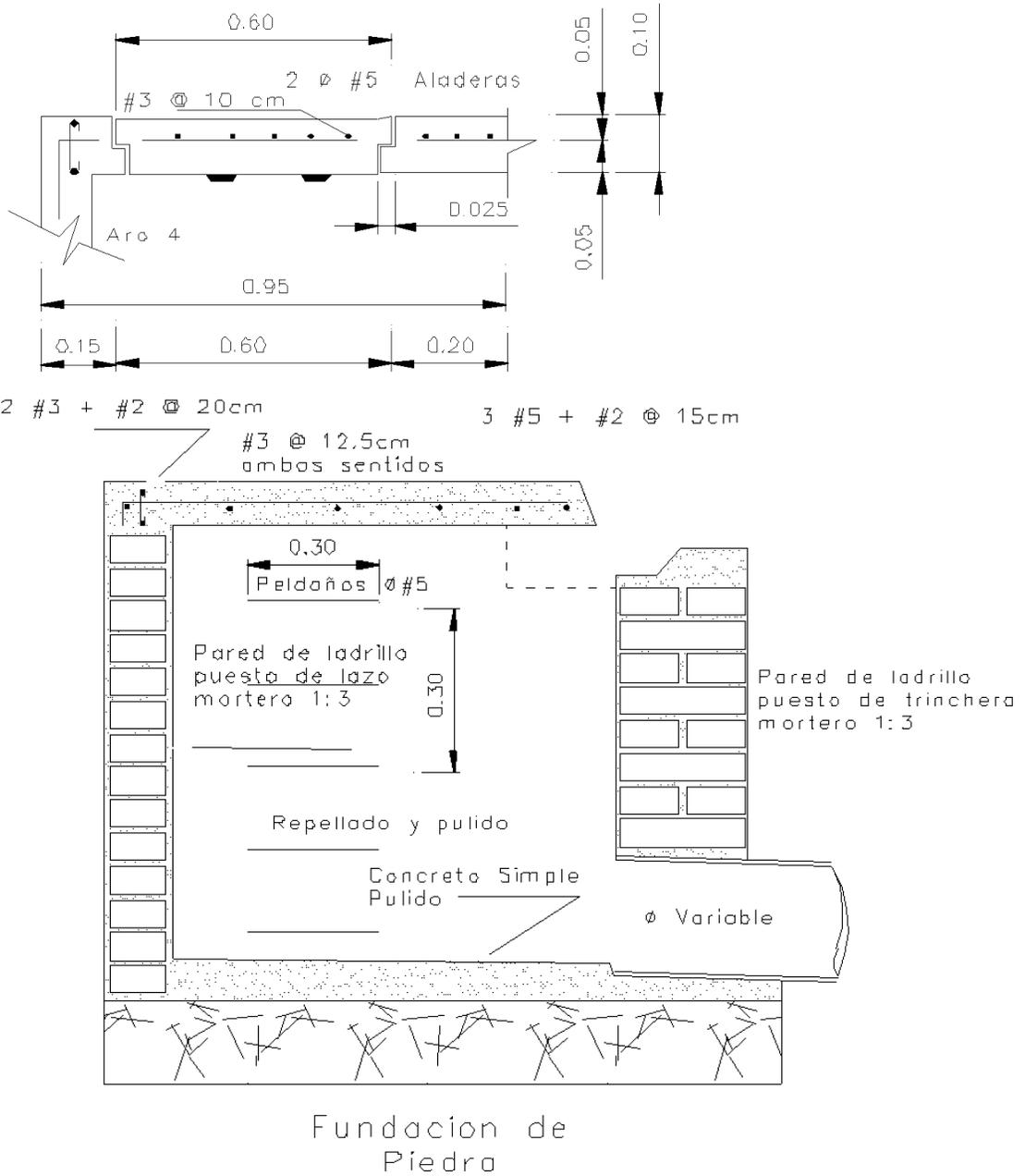
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

DETALLE DE TRAGANTES CON
PARRILLA DE ACERO FUNDIDO

González Bonilla Héctor Eduardo
Henríquez Palacios Rafael Antonio
Robles Saravia Emely Yamileth

ANEXO C.10

HOJA 7/8



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

**DETALLE DE TRAGANTE DE
REMETIDO**

González Bonilla Héctor Eduardo
 Henríquez Palacios Rafael Antonio
 Robles Saravia Emely Yamileth

ANEXO C.11

HOJA 8/8