

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



**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO,
AGUAS LLUVIAS Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE
SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.**

PRESENTADO POR:

JENNY MERCEDES ALFARO MELGAR

JOSE LUIS CARRANZA CISNEROS

ITALO GONZALEZ REYES

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, AGOSTO DE 2012

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIA GENERAL :

DRA. ANA LETICIA ZAVALA DE AMAYA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

SECRETARIO :

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

Ph.D. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA

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

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título :

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO,
AGUAS LLUVIAS Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE
SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.**

Presentado por :

**JENNY MERCEDES ALFARO MELGAR
JOSE LUIS CARRANZA CISNEROS
ITALO GONZALEZ REYES**

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

**MSc. ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING. JOAQUÍN MARIANO SERRANO CHOTO**

San Salvador, Agosto de 2012

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores:

MSC. ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN

ING. JOAQUÍN MARIANO SERRANO CHOTO

AGRADECIMIENTOS

Es de gran satisfacción y alegría ver hechas realidad las vísperas de este trabajo de graduación que ha llegado a su fin a través de un esfuerzo titánico y superando enormes valladares para avanzar en las distintas etapas por la que se transito para completarlo. Es de resaltar que debido a la extensión del trabajo de graduación y bajo las condiciones en que los miembros del grupo lo realizo, es de gran importancia el protagonismo que tuvieron aquellas personas e instituciones que de manera desinteresada nos brindaron su apoyo. Razón por la cual se hace mención para expresarles nuestros agradecimientos:

A la Universidad de El Salvador, que por medio de la Escuela de Ingeniería Civil ha aprobado que se realizase el presente tema de investigación.

A la alcaldía del municipio de San Isidro del departamento de Cabañas, representada por el alcalde Ignacio Bautista y su consejo municipal, por brindar la oportunidad de que se hiciese este trabajo de investigación en la localidad al igual que al acompañamiento y apoyo recibido de parte de EMASIC representado en la persona del Ing. Alejandro Andrade.

A nuestros asesores Ing. Ricardo Ernesto Herrera Mirón, Ing. Joaquín Mariano Serrano Choto, por orientarnos y estar siempre dispuestos a ayudarnos en todo momento.

A nuestro compañero de Universidad, Ing. Erick Elías Cabrera Paíz que ha actuado como el personaje de la mitología Virgilio quien ha sido parte activa de este proyecto.

A nuestros amigos como el Caballero Elmer Manuel Martínez y familia por brindarnos toda su conocimiento de la región y su hospitalidad y todas aquellas personas que contribuyeron directa o indirectamente de manera desinteresada al desarrollo de este trabajo de graduación.

DEDICATORIA

“Mira que te mando que te esfuerces y seas valiente: no temas ni desmayes, porque Jehová tu Dios será contigo en donde quiera que fueres”

Josué 1:9

Recuerdo haber leído que Dios nos conoce desde mucho antes que nacióramos él sabe que seremos y cual será nuestro destino, en mi caso creo que Dios tiene un plan diseñado exclusivamente para mí, parte de ese plan es el haber podido culminar mi carrera; por lo tanto le doy gracias a Dios por su infinita misericordia, por regalarme sabiduría y fortaleza para poder culminar un gran sueño, por protegerme en todo instante, por sentir su presencia en momentos difíciles.

A mi mami *Jovith Melgar Casoverde* que desde que era niña me inculco valores, a ser disciplinada, me enseñó a dar siempre lo mejor de mí, me ha dado su amor puro y sobretodo esas oraciones para bendecir mi vida.

A mi papi *Hugo Antonio Alfaro Cabrera* por ser el mejor papá del mundo que ha luchado por darme mi educación habiendo sacrificado parte de su vida por mí, de él aprendí a seguir adelante a pesar de los obstáculos.

A mi tía *María Margoth Melgar* por ser mi segunda madre y haberme brindado el apoyo en todas las forma que se puede imaginar, por esas oraciones para que este trabajo fuera un éxito, esos momentos que siempre estuvo a mi lado para darme sus palabras de apoyo y consejos sabios.

A mis hermanas *Brenda Lissette Alfaro Melgar, Yancy Ivette Alfaro Melgar*, por haberme ayudado cuando me veían muy ocupada con mi trabajo y estudios, por hacer que mis momentos más tristes y tensos los convirtieran en alegres; ellas son mi mayor inspiración en mi carrera, por el compromiso de brindarles el mejor ejemplo como hermana.

A mi prima *Yolanda Flores Melgar* y mi tía *Edith Melgar* que han estado al pendiente de mí.

A mi esposo *Juan Carlos Ramírez* por haberme tenido paciencia en esta etapa de mi vida, por su apoyo, amor, sobre todo enseñarme a ser más fuerte y no rendirme ante la adversidad.

A mi mejor amiga. *Ruanda Maritza Quinteros* que fue un pilar importante en mi vida, me enseñó a levantarme ante un problema, me brindó ayuda cuando más la necesite, estuvo esos momentos importantes de mi vida, me enseñó el valor de la humildad que hace que las personas brillen más fuertes.

A mi gran Amigo *Erick Elías Cabrera Paíz*, por haberme demostrado su amistad sincera por haberme brindado su ayuda y consejos a través de mi carrera, por estar en esos momentos importantes cuando más se necesita un apoyo, eres una gran persona y con un gran corazón.

A mis grandes e inolvidables amigos, con quienes compartí bellos momentos y que jamás olvidaré, ya que nunca dejaron de mostrarme su valiosa amistad en todo momento: *Daniel Guevara, Chova, Salvador Reyes, Carlos Alvarenga, Juan José Molina, Winston Cruz, Joaquín Lara, José Chávez, Ricardo Wollmers, Juan Carlos Reina, Javier Nieto, Guadalupe Vásquez, Manuel Paredes, Ever Bojorquez, Marlon Sánchez, Ivy Juárez, Marvin Ayala, Ricardo Funes, Patty Álvarez, Liz Hernández, Jessy Ortiz, Karla Carranza* también le dedico este trabajo en memoria de *Cándida Alfaro Cabrera, Melvin Agustín e Ing. Andrade* que Dios los tenga en su gloria.

A mis compañeros de tesis *Luis Carranza e Ítalo Reyes*, con quienes he luchado esta última batalla, gracias por haberme tenido paciencia y comprensión en momentos de flaqueza e incertidumbre.

A los Ingenieros *Ricardo Ernesto Herrera Mirón y Joaquín Mariano Serrano Choto* ya que sin su ayuda, su comprensión, sus exigencias y colaboración, todo este trabajo habría sido imposible de realizar.

A mis queridos maestros que me forjaron en esta carrera y a quienes guardo una gran admiración en especial a *Inga. Susan Campos de Orellana, Ing. Edgar Gavidia, Ing. Jorge Oswaldo Flores e Ing. Ranulfo Cárcamo.*

Jenny Mercedes Alfaro Melgar

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO, por su infinito amor, que me ha permitido llegar a este momento y lograr dar fin a este trabajo de graduación.

A MI MADRE FLORA ELIZABETH CISNEROS ORDOÑEZ, que con mucho amor, sacrificios, comprensión y consejos, han dado sustento a mi vida en todas las formas posibles y han hecho que me encuentren en esta realidad de vida en particular.

A mi hermano FRANKLIN GEOVANNY CARRANZA CISNEROS, que siempre me ha apoyado sobre todo en las malas y que juntos, apoyados en la misericordia de DIOS paso a paso hacemos realidad los anhelos de mi madre con respecto a cómo quedaremos parados en la vida cuando ella ya no este.

A la madre de mi hijo INGRID MERARY, que independientemente del mañana, hasta este día en que se escriben estas líneas tu amor y comprensión, han sido un pilar para que de mi parte este trabajo de graduación haya llegado hasta donde llego, ya que siempre entendiste todos los momentos que tuvimos que dejar a un lado los momentos para con la familia, para dedicarlo a este trabajo y a las horas de clases y estudio, que se dan a lo largo de la vida de estudiante.

A mi hijo LUIS FERNANDO, un día tú leerás estas páginas y sabrás que este triunfo es para ti y para animarte a que siempre estudies, ya que la educación hijo es la única rendija que tenemos abierta a la superación, te invito a que como yo te esfuerces para lograr tus metas y vivas la vida con dignidad.

A la noble afición, reflejada en todos aquellos obreros de la construcción que conocieron mi situación de vida en esta última etapa de estudiante, siempre me motivaron a seguir adelante, estarán siempre en mi mente y mi corazón, este logro también es para ellos.

A JENNY MERCEDES Y JOHN RAMBO, bueno que decirles a Uds. compañer@s mis más infinitos agradecimientos por su esfuerzo, comprensión y sobre todo por no haber claudicado en esta empresa que fue colosal, su perseverancia y tenacidad han dejado huella en mí que hacer futuro.

A todas las personas que de una y otra forma, tuvieron algo que ver, para que mi grupo de tesis pudiera lograr esta meta.

*A la memoria de los Compañer@s Caid@s
en la carrera académica.*

José Luis Carranza Cisneros.

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO, por su infinito amor, por darme fortaleza y por haberme permitido llegar a este momento y lograr dar fin a este trabajo de graduación.

A mis padres MAXIMO GONZALEZ DERAS (Q.D.D.G) Y MARIA ANGELA REYES, que me dieron su apoyo incondicional, comprensión y consejos.

A todos mis hermanos por que han sido grandes guías y han sabido comprender el deseo de superación.

A REBECA NOHEMY JIMENEZ, por su comprensión y paciencia y que supo apoyarme y estar a mi lado.

A CHRISTOPHER mi querido hijo que ha sido todo un regalo para mí.

A mi familia, que siempre me ha apoyado y motivado a seguir adelante, que están siempre conmigo en las buenas y malas, y que este logro también es para ellos.

A todos mis amigos y compañeros que siempre han estado dándonos su apoyo, ánimos y su amistad.

A JENNY Y LUIS, mis compañeros en esta aventura y gran experiencia como ha sido este Trabajo de Graduación, por todo su apoyo, comprensión y amistad.

A ERICK ELIAS por su invaluable ayuda, y todas las personas que de una y otra forma, tuvieron mucho que ver, para que yo pudiera lograr esta meta.

Ítalo González Reyes

INDICE GENERAL

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes	1
1.3 Planteamiento del problema	3
1.4 Objetivos	7
1.5 Alcances	8
1.6 Limitaciones	9
1.7 Justificación	9

CAPITULO II

DESCRIPCIÓN DEL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO

2.5 Historia del municipio	11
2.6 Características Geográficas	11
2.7 Descripción de la Zona de Estudio	12
2.8 Condiciones Socioeconómicas	15
2.9 Características Demográficas	16
2.10 Recursos hídricos del municipio	16
2.11 Organizaciones de Salud y Asistencia Social	19
2.12 Organizaciones Religiosas	20
2.13 Administración del Municipio	20
2.14 Sistema Educativo del Municipio	21
2.15 Topografía	23
2.16 Condiciones climatológicas	23
2.17 Tipos y usos de suelos	24
2.18 Proyección de la población	25

CAPITULO III

FUNDAMENTOS TEÓRICOS SOBRE EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO
SANITARIO Y AGUAS LLUVIAS.

3.1	Alcantarillado Sanitario	26
3.1.1	Tipos de sistemas de alcantarillado	27
3.1.1.1	Conveniencia de los sistemas de alcantarillado separados	28
3.1.2	Elementos del alcantarillado sanitario y Obras accesorias	29
3.1.2.1	Estructuras de captación	29
3.1.2.2	Obras de conducción	29
3.1.2.3	Estructuras de conexión y mantenimiento	33
3.1.2.4	Estructuras de vertido	35
3.1.2.5	Obras complementarias	35
3.1.2.6	Estaciones de bombeo	35
3.1.2.7	Vertedores	35
3.1.2.8	Estructuras de cruce	36
3.1.2.9	Disposición final	36
3.1.3	Metodología de diseño de la red de alcantarillado sanitario	36
3.1.3.1	Normas técnicas para proyectos de alcantarillados	36
3.1.3.2	Información de Topografía	40
3.1.4	Consideraciones generales de diseño	41
3.2	Alcantarillado pluvial	41
3.2.1	Procedimiento del diseño	43
3.2.1.1	Planeación del sistema	44
3.2.1.2	Recopilación de información básica	44
3.2.1.3	Evaluación del caudal de diseño	45
3.2.1.4	Coefficiente de escorrentía (c)	47
3.2.1.5	Intensidad de la lluvia (i)	48
3.2.1.6	Período de retorno de diseño	48
3.2.1.7	Duración de la lluvia	50

3.2.1.8 Área de drenaje (A)	55
3.2.2 Trazo de la red de alcantarillado pluvial	55
3.2.2.1 Configuraciones de un sistema de alcantarillado	56
3.2.3 Componentes del sistema de aguas lluvias	59
3.2.4 Consideraciones de velocidades y pendientes:	66
3.2.5 Normas técnicas para proyectos de alcantarillado pluvial	66

CAPITULO IV

DISEÑO, ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

4.1 Criterios empleados en el Diseño de Alcantarillado Sanitario por gravedad para la Ciudad de San Isidro	72
4.2 Caudal de diseño	73
4.2.1 Caudal Máximo Horario	73
4.2.2 Cálculos hidráulicos por tramos de tuberías	74
4.2.3 Cálculos hidráulicos por tramos de tuberías	74
4.3 Diseño y Disposición de la red	89
4.4 Diseño de colectores	89
4.5 Descarga de aguas residuales	95
4.6 Alternativas para los sectores inaccesibles al sistema de alcantarillado sanitario	95
4.6.1 Letrina abonera seca familiar con ventilación	95
4.6.2 Fosa séptica prefabricada.	105
4.6.3 Letrina solar	116
4.6.4 Alternativa de mayor conveniencia según zona inaccesible al alcantarillado sanitario en el área urbana de San Isidro.	122
4.7 Presupuestos de alcantarillado sanitario	124
4.8 Planos y detalles de alcantarillado sanitario	126

CAPITULO V

DISEÑO, ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

5.1 Situación actual del alcantarillado de aguas lluvias en el municipio de San Isidro	152
5.2 Determinación de la tormenta de diseño	152
5.3 Configuración del proyecto	158
5.4 Dibujo de los objetos	171
5.5 Introducción de propiedades a los objetos	176
5.6 Realizando simulación	186
5.7 Especificaciones técnicas para los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial	190
5.8 Planos detalles constructivos de la red de aguas lluvias	211
5.9 Presupuesto de la red de aguas lluvias	232

CAPITULO VI

DISEÑO, ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y PRESUPUESTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO PARA AGUAS RESIDUALES.

6.1 Fundamentos teóricos	234
6.1.1 Aguas residuales	234
6.1.1.1 Tipos de aguas residuales	234
6.1.1.2 Composición de las aguas residuales	235
6.1.1.3 Caracterización de las aguas residuales	235
6.1.2 Tratamiento de las aguas negras	241
6.1.2.1 Procesos de tratamiento para las aguas negras	242
6.1.3 Métodos de tratamiento de aguas residuales	246
6.1.3.1 Tratamiento preliminar.	247
6.1.3.2 Tratamiento primario.	250
6.1.3.3 Tratamiento secundario	253
6.1.3.4 Tratamiento terciario o avanzado	254

6.1.3.5 Tratamiento de lodos	254
6.1.4 Marco normativo aplicable a la planta de tratamiento de aguas residuales	255
6.2 Características del lugar	257
6.3 Calculo del caudal y caracterización del agua residual	258
6.3.1 Caracterización del agua residual	259
6.3.2 Parámetros de diseño y características del efluente	260
6.4 Alternativas de diseño de planta de tratamiento	260
6.4.1 Alternativa de tratamiento N°1	262
6.4.2 Alternativa de tratamiento N°2	315
6.5 Especificaciones técnicas de planta de tratamiento	330
6.6 Planos y detalles de planta de tratamiento	347
6.7 Presupuestos de planta de tratamiento	363
6.8 Mantenimiento y operación de las plantas de tratamiento de aguas residuales	367
6.8.1 Generalidades	367
6.8.2 Operación y mantenimiento del sistema preliminar	368
6.8.3 Operación y mantenimiento del tratamiento primario	373
6.8.4 Operación y mantenimiento del tratamiento secundario	375
6.8.5 Operación y mantenimiento del tratamiento de lodos	377
6.8.6 Equipo de trabajo y herramientas recomendado para operadores de planta de tratamiento de aguas residuales domésticas	379
6.8.7 Programa de medición de parámetro de control	383

CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIÓN

7.1 Conclusiones Respecto al Sistema de Alcantarillado Sanitario y Pluvial	387
7.2 Conclusiones Respecto al Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales	389
7.3 Recomendaciones Respecto al Sistema de Alcantarillado Sanitario y Pluvial	390

7.4 Recomendaciones Respecto al Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales	391
ANEXOS	392

INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1 Inundación en época lluvioso en calle, hacia la Unidad de Salud de San Isidro</i>	4
<i>Figura 1.2 Descarga de aguas negras sobre la quebrada La Ceiba</i>	5
<i>Figura 2.1 Escudo Municipal de San Isidro</i>	11
<i>Figura 2.2 Esquema de ubicación del municipio de San Isidro</i>	13
<i>Figura 2.3 Vista en planta del Municipio de San Isidro.</i>	14
<i>Figura 2.4 Unidad de Salud de San Isidro</i>	19
<i>Figura 2.5 Iglesia Católica de San Isidro</i>	21
<i>Figura 2.6 Centro Escolar Félix Galindo</i>	21
<i>Figura 2.7 Centro Escolar Cantón Izcatlal</i>	22
<i>Figura 2.8 Centro Escolar Caserío Las Vainillas</i>	22
<i>Figura 2.9 Instituto Nacional de San Isidro</i>	23
<i>Figura 2.10 Calles de la zona Urbana de San Isidro</i>	23
<i>Figura 2.11 Suelo predominante de San Isidro</i>	24
<i>Figura 3.1 Trazo de una red de alcantarillado.</i>	32
<i>Figura 3.2 Detalle típico de ubicación de tuberías en un derecho de vía</i>	33
<i>Figura 3.3 Pozo de Visita</i>	34
<i>Figura 3.4 Ejemplo de ordenación de valores.</i>	53
<i>Figura 3.5 Tabla con datos de intensidades correspondiente al periodo de retorno de 25 años tomado como parte del ejemplo anterior.</i>	54
<i>Figura 3.6 Ejemplo de la Curva de Intensidad – Duración – Frecuencia</i>	54
<i>Figura 3.7 Ejemplo de trazo de área tributarias</i>	55
<i>Figura 3.8 Modelo Perpendicular.</i>	57
<i>Figura 3.9 Modelo radial.</i>	57
<i>Figura 3.10 Modelo de interceptores.</i>	58
<i>Figura 3.11 Modelo en abanico</i>	58
<i>Figura 3.12 Detalle típico de una canaleta o cuneta.</i>	59
<i>Figura 3.13 Detalle típico de Tragante</i>	60

<i>Figura 3.14 Conexión de tragantes: Sección de Vía Vehicular a Pozo de Visita.</i>	61
<i>Figura 3.15 Reja horizontal para tragantes (todas las medidas están en centímetros)</i>	61
<i>Figura 3.16 Alcantarillas pluviales.</i>	64
<i>Figura 3.17 Detalle típico de cabezal</i>	65
<i>Figura 3.18 Detalle de Disipador de Energía</i>	66
<i>Figura 4.1 Pozos de inicio y llegada en Tabla 4.2</i>	76
<i>Figura 4.2 Diámetro de tubería en Tabla 4.2</i>	76
<i>Figura 4.3 Factor de tubería en Tabla 4.2</i>	76
<i>Figura 4.4 Numero de lotes por tramos en Tabla 4.2</i>	77
<i>Figura 4.5 Datos generales por tramo de tubería en Tabla 4.2</i>	77
<i>Figura 4.6 Planos topográficos y red de colectores de la población.</i>	78
<i>Figura 4.7 Áreas tributarias de la red de alcantarillado.</i>	79
<i>Figura 4.8 Datos de caudales</i>	81
<i>Figura 4.9 Datos de caudales</i>	82
<i>Figura 4.10 Suma de caudales</i>	82
<i>Figura 4.11 Caudal acumulado en Tabla 4.2</i>	83
<i>Figura 4.12 Tabla resumen del cálculo del caudal real.</i>	83
<i>Figura 4.13 Ventana de cálculo de tramo normal para secciones circulares, software Hcanales.</i>	90
<i>Figura 4.14 Detalle de LASF</i>	97
<i>Figura 4.15 Planta de LASF</i>	98
<i>Figura 4.16 Detalle típico de LASF</i>	100
<i>Figura 4.17 Isométrico de LASF</i>	101
<i>Figura 4.18 Tanque séptico</i>	106
<i>Figura 4.19 Sistema DRENASEP para drenajes de tanques sépticos</i>	107
<i>Figura 4.20 Colocación de DRENASEP en zanja</i>	108
<i>Figura 4.21 Tanque séptico AMANCO</i>	109
<i>Figura 4.22 Selección del sitio</i>	109
<i>Figura 4.23 Ajuste de nivel</i>	110
<i>Figura 4.24 Conexiones</i>	110

<i>Figura 4.25 Conexiones</i>	111
<i>Figura 4.26 Conexiones</i>	111
<i>Figura 4.27 Conexiones</i>	112
<i>Figura 4.28 Conexiones</i>	112
<i>Figura 4.29 Conexiones</i>	112
<i>Figura 4.30 Relleno de excavación</i>	113
<i>Figura 4.31 Caja rotomoldeada empleada como trampa de grasas</i>	114
<i>Figura 4.32 Ilustración de trampa de grasas</i>	114
<i>Figura 4.33 Letrina solar</i>	116
<i>Figura 4.34 Cada 7 o 15 días se deben mover las heces hacia la cámara solar en uso, utilizando para ello un instrumento preferiblemente de madera</i>	117
<i>Figura 4.35 Planta de letrina solar</i>	117
<i>Figura 4.36 Letrina solar con sus respectivas cámaras</i>	118
<i>Figura 4.37 Vista frontal de la letrina solar</i>	118
<i>Figura 4.38 Cámara de letrina terminada</i>	119
<i>Figura 4.39 Planta de fundaciones de letrina solar</i>	120
<i>Figura 4.40 Sección de letrina solar con su caseta</i>	121
<i>Figura 4.41 Ubicación de alternativas de mayor conveniencia según zona inaccesible al alcantarillado sanitario en el área urbana de San Isidro</i>	123
<i>Figura 5.1 (a) Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia estación Sensuntepeque. (b) Curva IDF creada por grupo de investigación para una frecuencia de 5 años estación Sensuntepeque</i>	154
<i>Figura 5.2 Hietograma para tormenta de diseño estación Sensuntepeque Fuente: SNET</i>	157
<i>Figura 5.3 Hietograma de 59.44mm de precipitación y 120min de duración y periodo de retorno de 5 años para la estación Sensuntepeque.</i>	158
<i>Figura 5.4 Etiquetado.</i>	159
<i>Figura 5.5 Detalle de valores por defecto para cuencas</i>	161

<i>Figura 5.6 Editor de infiltración.</i>	164
<i>Figura 5.7 (a) Valores por defecto para Nudos/Líneas y (b) Detalle de la Geometría por defecto de los conductos (Prof. Máxima es el diámetro de la tubería 18”=0.4572m).</i>	167
<i>Figura 5.8 Formulario de opciones del plano</i>	170
<i>Figura 5.9 Formulario para seleccionar imagen de fondo</i>	172
<i>Figura 5.10 Aspecto del mapa del área de estudio en SWMM</i>	175
<i>Figura 5.11 Ventana de diálogo del Editor de Series Temporales.</i>	178
<i>Figura 5.12 Ventana de diálogo del Editor de Grupos</i>	179
<i>Figura 5.13 Ventana de estado de simulación</i>	187
<i>Figura 6.1 Esquema de la composición de las aguas residuales.</i>	236
<i>Figura 6.2 Sistema de tratamiento compacto.</i>	243
<i>Figura 6.3 Componentes básicos del tratamiento de aguas residuales.</i>	246
<i>Figura 6.4 Trampa de Grasas y aceites</i>	248
<i>Figura 6.5 Reja típica de limpieza manual</i>	249
<i>Figura 6.6 Desarenador</i>	250
<i>Figura 6.7 Sedimentador tipo Dortmund</i>	251
<i>Figura 6.8 Tanque Imhoff circular. (a) Planta, (b) Sección transversal.</i>	252
<i>Figura 6.9 Laguna de estabilización</i>	253
<i>Figura 6.10 Ubicación del terreno propuesto para la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales domesticas.</i>	257
<i>Figura 6.11 Diagrama de bloque de la planta de tratamiento #1</i>	262
<i>Figura 6.12 Canal de aproximación</i>	264
<i>Figura. 6.13 Sección transversal del canal de entrada cotas en metros.</i>	265
<i>Figura 6.14 Representación de Trampa de grasas</i>	273
<i>Figura 6.15 Dimensionamiento del medidor de caudal Parshall</i>	277
<i>Figura 6.16 Punto de medición del medidor de caudal Parshall</i>	280
<i>Figura 6.17 Nomograma de pérdida de carga en función del caudal para medidor de caudal Parshall</i>	281
<i>Figura 6.18 Figura del área superficial del sedimentador</i>	282
<i>Figura 6.19 Dimensiones de cámara sedimentadora</i>	285
<i>Figura 6.20 Dimensiones de la altura de transición</i>	286

<i>Figura 6.21 Dimensionamiento del área de ventilación</i>	287
<i>Figura 6.22 Cámaras de digestión y sedimentación</i>	289
<i>Figura 6.23 Número de tolvas</i>	292
<i>Figura 6.24 Anchos de tolva</i>	292
<i>Figura 6.25 Esquema de dimensionamiento de un tanque Imhoff</i>	294
<i>Figura 6.26 Patio de secado de lodos</i>	312
<i>Figura 6.27 Dimensionamiento de zona sedimentador</i>	316
<i>Figura 6.28 Altura de tolva</i>	320
<i>Figura 6.29 Dimensiones de sedimentador primario</i>	320
<i>Figura 6.30 Limpieza de rejillas</i>	369
<i>Figura 6.31 Canal de rejillas con obstrucción</i>	370
<i>Figura 6.32 Limpieza de desarenador</i>	371
<i>Figura 6.33 Medición de caudal</i>	372
<i>Figura 6.34 Sedimentador primario</i>	373
<i>Figura 6.35 Remoción de natas</i>	374
<i>Figura 6.36 Filtro percolador pequeño</i>	375
<i>Figura 6.37 Limpieza de canales del filtro percolador</i>	376
<i>Figura 6.38 Distribución de lodos en capas en los patios de secado</i>	378
<i>Figura 6.39 Conos Imhoff para determinar la cantidad de sólidos sedimentables (SS)</i>	385

INDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2.1 Cantones y Caseríos de San Isidro</i>	17
<i>Tabla 3.1 Factor para capacidad de tuberías</i>	38
<i>Tabla 3.2 Características hidráulicas según el tipo de sección</i>	39
<i>Tabla 3.3 Formulas para el cálculo de caudal de escorrentía</i>	46
<i>Tabla 3.4 Coeficientes de escorrentía según el tipo de área drenada</i>	49
<i>Tabla 3.5 Formulas de Tiempo de concentración</i>	51
<i>Tabla 3.6 Diámetros de los pozos de visita</i>	63
<i>Tabla 3.7 Pendientes máxima permitida de colectores de aguas lluvias según diámetro</i>	69
<i>Tabla 4.1 Consumos específicos utilizados en diseño de acuerdo a infraestructura de la ciudad de San Isidro, departamento de Cabañas.</i>	75
<i>Tabla 4.2 Calculo de caudales por tramo de tubería</i>	84
<i>Tabla 4.3 Diseño de colectores por H-Canales San Isidro, Cabañas</i>	92
<i>Tabla 4.4. Dimensiones y componentes del tipo de letrina LASF</i>	104
<i>Tabla 4.5 Longitud de drenaje</i>	108
<i>Tabla 4.6 Para instalaciones de acuerdo a nivel de salida</i>	115
<i>Tabla 5.1 Intensidad de Precipitación Máxima Anual (absoluta) en mm/minuto para diferentes periodos.</i>	153
<i>Tabla 5.2 Datos de intensidad (mm/min) por año y duración de lluvia</i>	155
<i>Tabla 5.3 Hietograma de precipitación duración 120 min. Periodo de retorno 5 años – estación Sensuntepeque</i>	156
<i>Tabla 5.4 Hietograma de 59.44mm de precipitación duración 120 min, periodo de retorno 5 años – estación Sensuntepeque</i>	157
<i>Tabla 5.5 Coeficiente n de Manning para Escorrentía Superficial.</i>	160
<i>Tabla 5.6 Definiciones de Tipo de Suelos según el NRCS</i>	165
<i>Tabla 5.7 Número de Curva para escorrentía (CN) según el SCS</i>	166
<i>Tabla 5.8 Características de las cuencas</i>	180
<i>Tabla 5.9 Características de las cuencas</i>	182
<i>Tabla 5.10 Características del nudo de vertido</i>	183

<i>Tabla 5.11 Características de los colectores</i>	184
<i>Tabla 5.12 Informe de estado correspondiente a los pozos de la Red de Aguas Lluvias de San Isidro.</i>	187
<i>Tabla 5.13 Informe de estado correspondiente a los colectores de la Red de Aguas Lluvias de San Isidro.</i>	189
<i>Tabla 5.14 Granulometría Para Colchón de Arena en Adoquinado</i>	207
<i>Tabla 5.15 Granulometría para material a usar en Juntas</i>	208
<i>Tabla 6.1 Tipos de Olores</i>	238
<i>Tabla 6.2 Clasificación de los procesos individuales con respecto a su función metabólica.</i>	243
<i>Tabla 6.3 Parámetros Máximos Permitidos En El Efluente Del Sistema Para Aguas Residuales Domésticas</i>	259
<i>Tabla 6.4 Valores de parámetros para estudio de efluente en estado crudo.</i>	260
<i>Tabla 6.5 Parámetros de comparación de Normas Internacionales</i>	266
<i>Tabla 6.6 Parámetros recomendados para el diseño de desarenadores.</i>	269
<i>Tabla 6.7 Tiempo de retención según Caudales</i>	272
<i>Tabla 6.8 Límites de aplicación, medidores Parshall con descarga libre</i>	275
<i>Tabla 6.9 Dimensiones típicas de medidores Parshall (cm)</i>	276
<i>Tabla 6.10 Valores del exponente n y el coeficiente K</i>	278
<i>Tabla 6.11 Parámetros de diseño para cámaras de sedimentación de un Tanque Imhoff</i>	284
<i>Tabla 6.12 Factor de capacidad relativa de acuerdo a la temperatura</i>	290
<i>Tabla 6.13 Parámetros de diseño para cámaras de digestión de un Tanque Imhoff</i>	290
<i>Tabla 6.14 Valores de las constantes empíricas “a” y “b”</i>	295
<i>Tabla 6.15 Características de diseño para diferentes tipos de filtros percoladores</i>	
<i>Tabla 6.16 Valores recomendados para diseño de sedimentadores</i>	305
<i>Tabla 6.17 Cantidad normal de lodo producido por distintos procesos de tratamiento</i>	306
<i>Tabla 6.18. Período de retención para digestión discontinua de los lodos de sedimentación libre a diferentes temperaturas.</i>	309

<i>Tabla 6.19 Comparación de parámetros para el diseño de Sistemas de Fosa Séptica.</i>	314
<i>Tabla 6.20 Concentraciones obtenidas</i>	319
<i>Tabla 6.21. Período de retención para digestión discontinua de los lodos de sedimentación libre a diferentes temperaturas.</i>	326
<i>Tabla 6.22 Clasificación de proporciones de mortero según el uso</i>	341
<i>Tabla 6.23 Ancho de excavación a partir de diámetros de tuberías</i>	346
<i>Tabla 6.24 Presupuesto de la planta de tratamiento alternativa N° 1</i>	364
<i>Tabla 6.25 Presupuesto de la planta de tratamiento alternativa N° 2</i>	365
<i>Tabla 6.26 Costo total de alternativa N° 1</i>	366
<i>Tabla 6.27 Costo total de alternativa N° 2</i>	366
<i>Tabla 6.28 Equipo de protección personal</i>	380
<i>Tabla 6.29 Herramientas utilizadas en la limpieza de la planta de tratamiento</i>	382
<i>Tabla 6.30 Frecuencia mínima de muestreo y análisis de aguas residuales de tipo ordinario</i>	384
<i>Tabla A.1 Coeficiente n de Manning para Escorrentía Superficial</i>	393
<i>Tabla A.2 Valores del Coeficiente n de Manning para Flujo en Conductos Cerrados</i>	394
<i>Tabla A.3 Definiciones de Tipo de Suelos</i>	395
<i>Tabla A.4 Número de Curva (CN) para escorrentía según el tipo de uso del suelo</i>	396
<i>Tabla B.1 Propiedades de los pluviómetros</i>	397
<i>Tabla B.2 Propiedades de las cuencas</i>	398
<i>Tabla B.3 Propiedades de los nudos o conexiones</i>	399
<i>Tabla B.4 Propiedades de los nudos de vertido</i>	400
<i>Tabla B.5 Propiedades de las conducciones</i>	401

RESUMEN

Las aguas residuales son producto de las actividades domésticas, contienen una mezcla de materiales fecales y desperdicios de diferentes tipos.

En la zona urbana, municipio de San Isidro, departamento de Cabañas, las excretas son dispuestas a través de letrinas o tratadas por medio de fosas sépticas, el resto es descargado directamente a quebradas cercanas, cabe mencionar que un pequeño sector posee una red combinada de aguas negras y aguas lluvias. Las aguas provenientes de uso domestico son descargadas directamente a las calles, generando un ambiente idóneo para la proliferación de vectores, produciendo malos olores y mal aspecto visual. En época invernal la problemática aumenta ya que al no contar con un sistema de alcantarillado pluvial, el deterioro de las calles se acelera.

En el presente trabajo de graduación se presentan propuestas de diseño de alcantarillado de aguas lluvias, alcantarillado de aguas negras y planta de tratamiento de aguas residuales para la zona urbana del municipio de San Isidro.

Inicialmente se detallan las condiciones geográficas, climatológicas, poblacionales entre otras características del municipio de San Isidro. Luego se presentan la teoría sobre los diseños de los sistemas de alcantarillado sanitario y aguas lluvias.

Se presentan además los diseños de los sistemas de alcantarillado de aguas lluvias y aguas negras para el área urbana del municipio de San Isidro, especificaciones técnicas, planos y detalles constructivos así como el presupuesto de cada alternativa.

También se presentan dos propuestas para el tratamiento de las aguas residuales de origen domestico, sus especificaciones técnicas, planos y detalles constructivos y presupuesto para cada una de las alternativas.

Para sectores que no son cubiertos por el sistema de alcantarillado de aguas negras, se presentan tres alternativas para el tratamiento y disposición de las aguas residuales, el uso de fosas sépticas, letrina de tipo abonera seca familiar y letrina solar.

Se presentan también las conclusiones y recomendaciones de este trabajo de graduación.

En anexos se encuentran tablas requeridas para el diseño de la red de aguas lluvias y cuadros que describen las características de los elementos que componen una red de alcantarillado en el software Storm Water Management Model (SWMM).

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCION

En el tratamiento de las aguas residuales se busca ante todo la eliminación de todos los contaminantes presentes en las aguas de descarga, por lo que se hace necesario utilizar un equipo adecuado para la remoción de los contaminantes, que son materiales derivados de actividades domésticas o de procesos industriales, los cuales por razones de salud pública, contaminación del medio ambiente y por consideraciones estéticas, deben recolectarse y dárseles un tratamiento adecuado antes de ser vertidas en ríos, quebradas u otro cuerpo receptor.

Para realizar las tareas de recolección, transporte y tratamiento de las aguas residuales se debe desarrollar los respectivos sistemas de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento.

Por esta razón, en el presente capítulo se describe la situación sanitaria actual de San Isidro, dando un panorama de la problemática que se vive al carecer de un adecuado sistema de alcantarillado. También se indican los beneficios que se obtendrán al desarrollar un diseño de sistema de alcantarillado sanitario y su correspondiente planta de tratamiento.

Se exponen los objetivos de la investigación, los cuales definen la guía a seguir para la realización de los respectivos diseños; se manifiestan los alcances de la investigación, así como las limitaciones o condiciones que puedan impedir en alguna medida la realización de la misma.

1.2 ANTECEDENTES

El municipio de San Isidro pertenece al Departamento de Cabañas, su área es de 78.33 Km² y su perímetro mide 46 Km. Está limitado al Norte, Noreste y Este, por el Municipio de Sensuntepeque; al Sureste y Sur, por el Municipio de

Santa Clara; al Suroeste, por el Municipio de San Sebastián; al oeste con el Municipio de Ilobasco. Las coordenadas geodésicas centrales son 13°49'54" LN y 88°43'10" LWG. La Villa de San Isidro se divide en los barrios El Centro y El Calvario; sus poblaciones vecinas son Santa Clara, Ilobasco, Sensuntepeque.

El área urbana actualmente cuenta con los servicios de escuela e instituto nacional, polideportivo, unidad de salud, transporte público, energía eléctrica, telecomunicaciones, agua potable y recolección de desechos sólidos. La principal actividad comercial de la comunidad es la ganadería siendo la industria de los lácteos una de las principales actividades productivas de la zona, el municipio no tiene actividad industrial, el área turística y la comercial es mínima; no hay fuentes de empleo fijo.

Se tiene un registro que ANDA diseñó y construyó el proyecto de introducción de agua potable de San Isidro, en el año 1967, el proyecto consistió en la captación de la producción del nacimiento El Zapote o Los Mangos.

En el año 2001, dentro del proceso de descentralización, ANDA delegó la administración, operación y mantenimiento del Sistema de Agua Potable, a la Empresa Municipal de Acueductos y Alcantarillados de San Isidro, Cabañas, siendo sus siglas EMASIC, la cual está constituida por la Alcaldía y la Comunidad, la que se ha encargado hasta la fecha de gestionar y ejecutar mejoras necesarias en la red de distribución, hasta donde su capacidad financiera y técnica se los ha permitido.

EMASIC cuenta con personal administrativo y operativo, tiene sus oficinas ubicadas en el área urbana del municipio de San Isidro, es independiente de las instalaciones de la municipalidad, cuenta con equipo informático y colecturía para la gestión comercial del servicio de agua potable, así también en las mismas instalaciones tienen herramientas y material para reparaciones, mantenimiento y nuevas acometidas de agua potable.

El sistema actual de alcantarillado sanitario fue construido en el año de 1982, por lo cual registra una edad de 29 años; el sistema desde entonces ha registrado muy pocas ampliaciones, las cuales fueron ramales de colectores y

pequeñas ampliaciones de conexiones domiciliarias y según reportes de EMASIC se encuentra en un estado aceptable, pero actualmente solo proporciona cobertura una pequeña parte sur y sureste del casco urbano de San Isidro.

La población total de San Isidro según Censo Nacional de 1992 es de 10,533 personas aproximadamente. Actualmente en el área urbana está limitado su desarrollo, por la falta de muchos servicios importantes, uno de éstos es la eliminación de las aguas residuales y las aguas lluvias.

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

ANDA, diseño y construyo el proyecto de introducción de agua potable de San Isidro, en el año 1967 el proyecto consistió en la captación de la producción del nacimiento El Zapote o Los Mangos.

En el año 2001, dentro del proceso de descentralización, ANDA delegó la administración, operación y mantenimiento del Sistema de Agua Potable a la Empresa Municipal de Acueductos y Alcantarillados de San Isidro, Cabañas, EMASIC; constituida por la Alcaldía y la Comunidad, la que se ha encargado hasta la fecha de gestionar y ejecutar mejoras necesarias en la red de distribución, hasta donde su capacidad financiera y técnica se los ha permitido.

El sistema actual de alcantarillado sanitario fue construido en el año de 1982, por lo cual registra una edad de 29 años, el sistema desde entonces ha registrado muy pocas ampliaciones las cuales fueron ramales de colectores y pequeñas ampliaciones de conexiones domiciliarias.

Actualmente su desarrollo está limitado por la falta de muchos servicios importantes, uno de estos en el área urbana, es la eliminación de las aguas residuales, hay un número de 345 de viviendas que usan Letrinas Aboneras, mientras que 20 viviendas cuentan con fosas sépticas y solo una pequeña parte de 202 viviendas, que residen en el barrio El Centro en el área urbana

tienen un servicio de aguas negras , siendo la mayoría del sector norte del casco urbano que no tiene red de alcantarillado sanitario; para el caso de la aguas lluvias hay una minoría de aproximadamente 100 viviendas, que se ha conectado de forma directa a una tubería de aguas lluvias existente que no cubre todo el área, la cual descarga a la quebrada La Ceiba (Ver Figura 2.12) donde llega las aguas residuales crudas sin ningún tratamiento; lo que está dejando en serios problemas a los habitantes aguas abajo y al río Viejo donde confluye la quebrada, debido a los dos puntos de descarga sobre la quebrada La Ceiba.(Ver figura 2.13).

Actualmente es una franja de viviendas del sector sur y sureste del casco urbano que tiene cobertura del sistema de alcantarillado sanitario, la descarga de este sistema se ubica a 75 metros al sur del cementerio general. El recorrido de la red colectora sigue la topografía natural hacia el sur con pendiente suave.



Figura 1.1 Inundación en época lluvioso en calle, hacia la Unidad de Salud de San Isidro

El sitio de descarga de las aguas residuales del sistema de alcantarillado se ubica al sur poniente del municipio, específicamente en las coordenadas 13°40.732´ LN y 89 ° 26.438´ LW.



Figura 1.2 Descarga de aguas negras sobre la quebrada La Ceiba

Esta situación provoca inconvenientes a los habitantes como:

- Degradación de los recursos hídricos subterráneos y el suelo debido a la infiltración de contaminantes y patógenos.
- La falta de un drenaje adecuado para las aguas lluvias, provoca deterioro de las calles y avenidas, además de dificultad en el tránsito de las mismas cuando hay lluvias intensas, representa un peligro a los habitantes más vulnerables que transitan a pie debido a que pueden sufrir accidentes o caídas.
- El efluente donde se descargan las aguas residuales es contaminado por nutrientes que estimulan el crecimiento de plantas acuáticas, lo cual conlleva a interferir con los usos a los que se destina el agua y al descomponerse, agotan el oxígeno disuelto y a su vez producen olores desagradables,
- Las aguas domésticas, que presentan detergentes que no son biodegradables, al permanecer mucho tiempo en las calles pueden causar problemas de mal olor y un mal aspecto a la comunidad, además de producir enfermedades.

- El uso de letrinas de pozo seco, obliga a los habitantes de la ciudad, a disponer de un espacio adecuado en donde ubicar lo más alejado posible de áreas susceptibles a ser contaminadas por malos olores lo cual resulta problema por ser terrenos de dimensiones pequeñas, además hay que tomar en cuenta que el periodo de uso de las letrinas es corto. También contaminan el suelo y dan paso a la proliferación de bacterias, moscas, cucarachas y otros insectos que sirven de vectores para la propagación de enfermedades.
- Con el uso de fosas sépticas se necesita de un suelo permeable que permita la absorción del efluente además de suficiente espacio, diseño de pozos de absorción y frecuentes limpiezas que resulta incomodo e insalubre.
- Si se desea disponer las aguas residuales a un cuerpo receptor natural, será necesario realizar un tratamiento para evitar enfermedades causadas por bacterias y virus en las personas que entran en contacto con esas aguas, y también para proteger la fauna y flora presentes en el cuerpo receptor natural.

Debido a la problemática anteriormente descrita nos permite plantear las siguientes alternativas de solución:

- Se desarrolló un diseño de sistema de alcantarillado de aguas lluvias, el cual se adecúe a las condiciones topográficas del casco urbano de San Isidro.
- Se realizó el desarrollo de un sistema de alcantarillado de aguas negras y su respectiva planta de tratamiento.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL:

- Diseñar el sistema de alcantarillado sanitario, aguas lluvias y planta de tratamiento de aguas residuales para el área urbana del municipio de San Isidro, departamento de Cabañas.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS:

- Realizar un levantamiento topográfico del área urbana de San Isidro que ayuden al diseño de la red de aguas negras y aguas lluvias.
- Presentar los diseños de los sistemas de alcantarillado sanitario y de red de lluvia que sean lo más óptimo para la topografía de la zona, según normativas de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA).
- Plantear dos diseños alternativos de plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas que sean factibles.
- Elaborar presupuesto que permita tener una perspectiva económica de los diseños de sistema de alcantarillado de aguas negras, aguas lluvias y la planta de tratamiento de aguas residuales.
- Proporcionar los planos, perfiles y especificaciones de los elementos que componen el sistema de alcantarillado sanitario y pluvial, así como de la planta de tratamiento de aguas residuales, en base a normativas nacionales.
- Brindar alternativas de solución para las viviendas de difícil acceso al sistema de alcantarillado sanitario.
- Presentar el diseño de una planta de tratamiento para proveer de un correcto proceso de manejo y tratamiento de aguas residuales de origen doméstico que cumplan con los parámetros establecidos en la normativa nacional de El Salvador.

1.5 ALCANCES

- Se presenta el diseño de red de aguas lluvias y aguas negras con su respectiva planta de tratamiento de aguas residuales para la zona urbana del municipio San Isidro, perteneciente al departamento de Cabañas; cuyo diseño será para satisfacer aproximadamente 557 viviendas. No obstante, se le aumentará una proyección futura de viviendas.
- Con este proyecto se pretende cambiar el uso de fosas sépticas y letrinas de hoyo en la Ciudad, e introducir sistemas de letrinas de arrastre de agua (inodoro) conectados al sistema de alcantarillado sanitario.
- Se realizó un levantamiento topográfico específicamente del casco urbano de San Isidro, para el diseño de alcantarillado sanitario y red de aguas lluvias.
- Se presentaran dos alternativas de la planta de tratamiento de aguas residuales, que sean factibles tanto técnica como económicamente; así como el presupuesto para cada una de ellas.
- Se aplicará la normativa nacional para el diseño de sistema de alcantarillado de las aguas residuales y red de aguas lluvias, también se aplicará a los parámetros del efluente de la planta de tratamiento de aguas residuales.
- Se plantean alternativas de solución para las viviendas de difícil acceso al sistema de alcantarillado sanitario.

1.6 LIMITACIONES

- La propuesta de diseño para el sistema de alcantarillado sanitario y su correspondiente planta de tratamiento de aguas residuales, esta limitada geográficamente al área urbana del municipio de San Isidro, del departamento de Cabañas.
- Se ha diseñado una planta de tratamiento exclusivamente para aquellas aguas residuales de origen domestico de la zona urbana del municipio de San Isidro
- El estudio de Impacto Ambiental y el Programa de Adecuación Ambiental no se realizó para el presente trabajo, por razones de tiempo para la aprobación de este por el Ministerio del Medio Ambiente Y Recursos Naturales.
- Por no poseer nuestro país de una normativa para el diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales, se utilizó para el presente trabajo normativas internacionales.
- El diseño de la red de alcantarillado sanitario se realizó únicamente para los sectores de la zona urbana, en los que la implementación del proyecto sea factible técnicamente; y para los sectores en donde la implementación de la red no sea factible, se propondrán otras alternativas de solución.

1.7 JUSTIFICACION

Con el presente trabajo se elaboró el diseño del alcantarillado sanitario, aguas lluvias y planta de tratamiento del casco urbano de San Isidro en el departamento de Cabañas, con el fin de solventar uno de los tantos casos que se dan en nuestro país y que a su vez representa una necesidad básica a los habitantes.

Otra de las mayores preocupaciones en nuestro país es la contaminación del agua debido a descargas de desechos domésticos directamente a los recursos hídricos sin previo tratamiento por lo cual se colaboró con el diseño de la planta de tratamiento adecuado a las aguas residuales del lugar, evitando seguir contaminando la quebrada La Ceiba y el río Viejo o San Isidro, y los inconvenientes de salud a la población por la contaminación.

Según las autoridades municipales se busca mejorar la calidad de los servicios con que actualmente cuentan los habitantes la zona urbana de San Isidro, para impulsar el desarrollo y atraer inversiones como el turismo, agricultura entre otros. También se pretende que ayudaría a darle un mejor aspecto a la comunidad que beneficiará a su desarrollo.

Con el sistema de aguas lluvias se evitará los problemas de inaccesibilidad a causa de pequeñas inundaciones o inconvenientes a los automovilistas o posibles accidentes a personas vulnerables como son los ancianos, niños y mujeres embarazadas; otro problema es la erosión del terreno de las comunidades, calles y avenidas a causa de la escorrentía superficial, que puede conllevar a futuras cárcavas.

Al diseñar el sistema de alcantarillado de aguas negras se evitará el uso de letrinas y fosa séptica lo cual eliminaría el problema de la falta de espacio, la infiltración de patógenos y contaminantes directos al suelo, que conlleva al deterioro de los mantos acuíferos.

Se diseñó dos alternativas de planta de tratamiento con el objetivo de que las autoridades municipales escojan la mejor alternativa que les parezca, además que se contribuye a no seguir destruyendo los recursos hídricos y sus ecosistemas que existen en la zona, descargando en lo menos posible contaminantes a la quebrada cercana a la comunidad.

CAPITULO II

DESCRIPCIÓN DEL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO

2.1 HISTORIA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO

El origen de esta población fue a mediados del siglo XVIII, por el advenimiento de varias familias de ladinos en el paraje que hoy ocupa.

En 1807, según el intendente don Antonio Gutiérrez y Ulloa, San Isidro era una aldea de ladinos, en el partido de Sensuntepeque con 145 habitantes dedicados a los cultivos de índigo, maíz y otros frutos; la aldea de San Isidro se erigió en pueblo poco antes de la emancipación política (1821) y ya figura como tal y como cantón electoral en la ley del 18 de febrero de 1841.

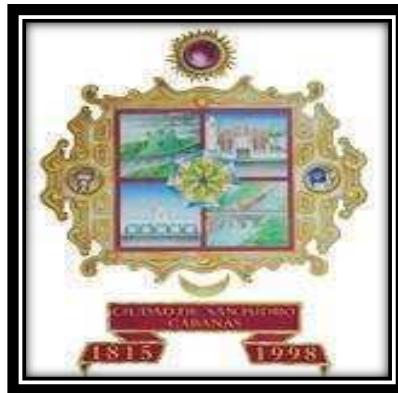


Figura 2.1 Escudo Municipal de San Isidro

Perteneció al departamento de San Vicente desde 1824 (12 de junio) hasta 1873 (10 de febrero), en esta última fecha ingreso en el departamento de Cabañas. Ejerciendo la primera magistratura el doctor Rafael Zaldívar y por Decreto Legislativo de 7 de febrero de 1879, se otorgó el título de villa al pueblo de San Isidro. En 1890 tenía 1,560 habitantes. (Ver Figura 2.1).

2.2 CARACTERÍSTICAS GEOGRÁFICAS

San Isidro es un municipio del departamento de Cabañas, su área es de 78.33 Km² y su perímetro mide 46 Km., limita al Norte, Noreste y Este, por el

Municipio de Sensuntepeque; al Sureste y Sur, por el Municipio de Santa Clara al Sureste y Sur, por el municipio de Santa Clara; al Suroeste, por el Municipio de San Sebastián; al oeste con el Municipio de Ilobasco. Las coordenadas geodésicas centrales son 13°49'54" LN y 88°43'10" LWG.

La villa de San Isidro se divide en los barrios El Centro y El Calvario. (Ver Figura 2.2 y 2.3). El clima es cálido; la flora está constituida por bosque húmedo subtropical, las especies arbóreas más notables son el conacaste, morro, madre cacao, pepeto, chaparro, nance y roble. Está rodeado por los cerros Morontepeque, Humeras y El Orégano. Sus principales ríos son: Las Cañas, De los Pueblos, Titihuapa, San Isidro, El Jícara y Río Viejo.

San Isidro celebra sus fiestas patronales el 14 y 15 de mayo en honor a San Isidro Labrador, por lo que sus fiestas tienen una connotación religiosa – cívico y sociales.

2.3 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

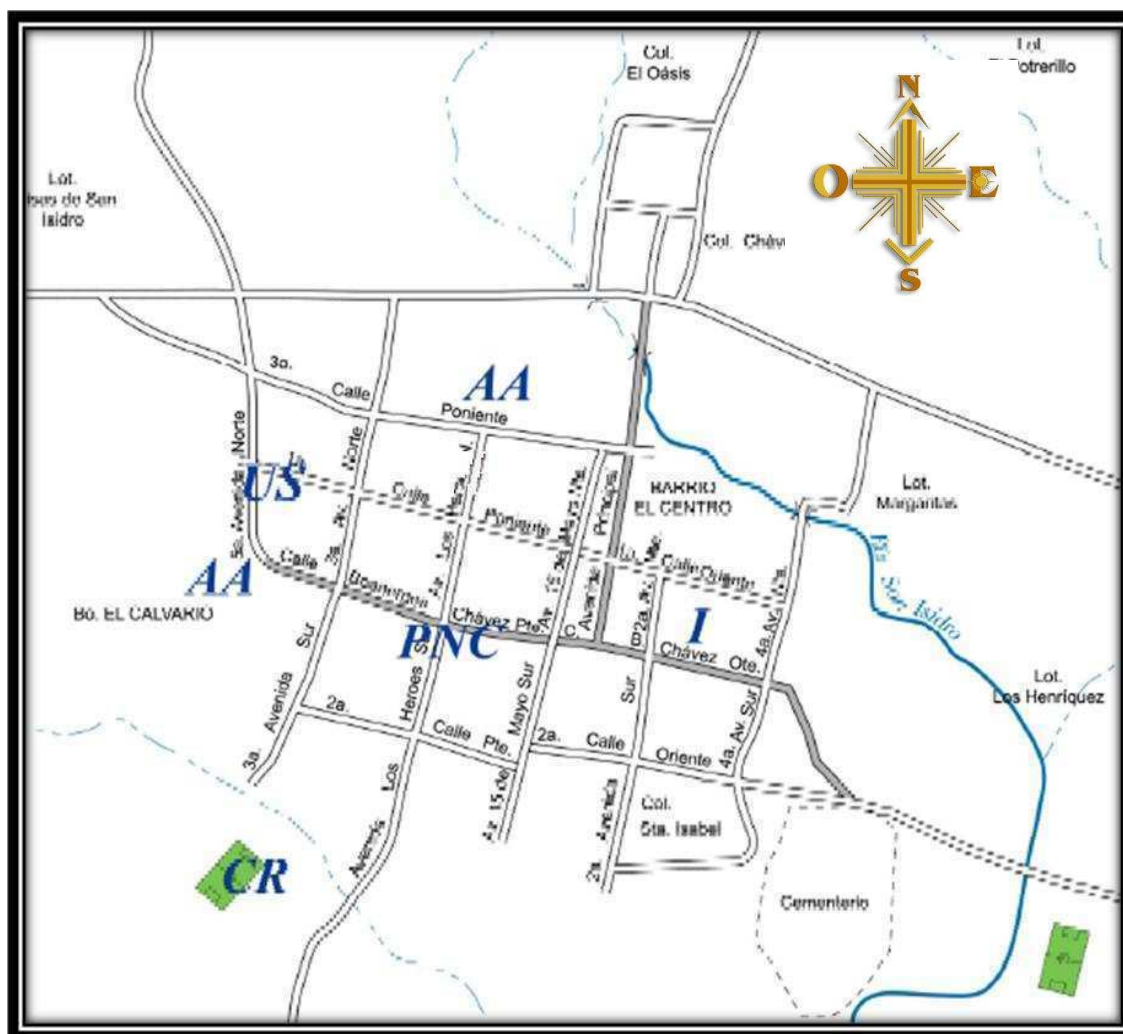
El municipio de San Isidro, en el departamento de Cabañas, se encuentra en una planicie, la cual esta bordeada de una cadena de colinas y cerros, que corresponden a la unidad Geomorfológica conocida como Valle Central.

El área urbana del municipio, drena sus aguas lluvias y aguas residuales hacia el sector sur y sureste a la quebrada La Ceiba, la cual es tributaria del río San Isidro o río Viejo.

Tanto San Isidro y Guacotecti se ubican en la cabecera de las subcuencas del sector hidrográfico del Río Viejo o San Isidro, este río drena en dirección de norte a sur; bordea el casco urbano y drena por la periferia oriente de San Isidro hasta confluir con el río Titihuapa, luego a través de este ultimo confluye al río Lempa a la altura de Ciudad Dolores, a partir de esta confluencia el río Lempa drena en dirección sur hasta llegar al océano pacífico.

La mayor parte del terreno presenta características áridas, con terrenos de tobas consolidadas (talpetates) alternados con suelos de arcillas plásticas

conocidas como litosoles, en los cuales la vegetación predominante son los árboles de morro y madrecaao.



SIMBOLOGIA	
Alcohólicos anónimos	AA
Policía Nacional Civil	PNC
Centro Recreativo	CR
Iglesia	I
Unidad de Salud	US

Figura 2.2 Esquema de ubicación del municipio de San Isidro



Figura 2.3 Vista en planta del Municipio de San Isidro.

La topografía del área urbana de San Isidro es muy plana, en general es un valle con pequeñas ondulaciones de colinas de poca altura, el terreno del área urbana tiene inclinación hacia el sur con pendientes suaves en promedio entre 0.5 % a 3%.

El valle donde se encuentra el casco urbano del municipio de San Isidro tiene una elevación media de 370 m.s.n.m., el clima es cálido.

2.4 CONDICIONES SOCIOECONÓMICAS

La principal actividad comercial de San Isidro, en el área ganadera es la crianza de ganado: vacuno, porcino, caballar y mular así como aves de corral, Los productos agrícolas de mayor cultivo son: granos básicos, ajonjolí, caña de azúcar, plantas hortenses y frutícolas. Lo cual siembran para uso familiar pues no cuentan con los recursos económicos para sembrar extensiones grandes de tierra, pues esto implica gasto en el alquiler de tierra, comprar mayor número de granos y abono, lo cual no está al alcance de las grandes mayorías. La pesca y la caza son actividades principales que los pobladores realizan, pero no para el comercio sino motivados por la misma escasez de recursos económicos para la alimentación de sus familias.

Además que el municipio no posee una actividad comercial importante ni hay fuentes de empleo fijo, los únicos empleadores son la unidad de salud, el polideportivo, EMASIC (Empresa Municipal de Acueductos y Alcantarillado de San Isidro), la Alcaldía Municipal y el Juzgado; los negocios que existen en mayor frecuencia son tiendas, bazares, ferreterías, agro-servicios entre otros. Por este motivo, la mayoría de jóvenes emigran de forma ilegal al extranjero.

La variabilidad de actividades económicas secundarias en este municipio son predominantemente la elaboración de ladrillos y teja de barro así como la elaboración de productos lácteos ambas de forma incipiente y de forma industrializada como el concepto lo recalca.

En el municipio de San Isidro un 10% de la población se desarrollan en actividades terciarias como educación, salud, administración de servicios de agua, justicia, correo, administración de gobierno local pero un 60% de la población subsiste por las remesas familiares de Isidrenses residentes en el exterior.

2.5 CARACTERÍSTICAS DEMOGRÁFICAS

La población total reportada por el censo de población y vivienda de 2007 es de 7,796 habitantes y una extensión territorial de 78.33 kilómetros cuadrados con una densidad poblacional de 99 habitantes por kilómetro cuadrado.

No. de CANTONES: 7

No. de CASERIOS: 22

CABECERA MUNICIPAL:

Zona urbana de San Isidro: 3,390 habitantes.

Los Cantones, su Población y Caseríos: (Ver tabla 2.1)

Izcatal: 372 habitantes; 2 caseríos

El Amate ; 761 habitantes; 5 caseríos

Los Jobos ; 589 habitantes; 3 caseríos

Llano de La Hacienda ; 773 habitantes; 1 caseríos

Potrero de Batres ; 453 habitantes; 4 caseríos

Potrero y Tabla ; 300 habitantes; 2 caseríos

San Francisco ; 758 habitantes; 5 caseríos

El número de viviendas urbanas para el año 2009 fueron de 567 viviendas, el promedio de habitante por vivienda es de 5 personas.

2.6 RECURSOS HÍDRICOS DEL MUNICIPIO

En el Municipio se encuentran los siguientes ríos:

Las Cañas, de Los Pueblos, Titihuapa, San Isidro, Viejo o San Francisco y El Jícaro.

Quebradas: La Quebradota, El Izcal, Chichipate, La Ceiba, La Adobera de Gualuca, Las Pilas, La Majada, La Queserita, Chico Santo, Los Arrozales,

El Copal Cabo de Hacha, de Las Marías, de Lauras, El Oloton, El Pital, Agua Fría, El Roble y del Zapotal.

CANTON	CASERIO	CANTON	CASERIO
Izcatal	Vainillas Los Juanés El Zapote El Centro El Cerro	Potrero Tabla	Horcones La Tabla
Potreros de Batres	Hacienda Nueva El Ámate El Campo Ladrillera El Tablón	Los Jobos	Jute Chamiza Cerro de Ávila Minas El Dorado El Centro
Llano de la Hacienda	El Centro	El Amate	El Centro Junquillo Centro Junquillo Arriba La Loma Zarzal
San Francisco	Cerro de Ávila Minas El Dorado El Centro Hacienda Vieja Chacalines Palmito		

Tabla 2.1 Cantones y Caseríos de San Isidro

Ríos Principales:

- **San Isidro:** se forma de la unión de la Chichipate y el río Viejo San Francisco a 0,60 km al sur de la ciudad San Isidro y desemboca en el río Titihuapa. Longitud 5,5 km.

- **Viejo o San Francisco:** río de los municipios de Guacotecti, Sensuntepeque y San Isidro, su longitud es de 10,2 km.
- **El Jícara.** Río de los municipios de Sensuntepeque y San Isidro. Se forma de la unión de el río “Las Vueltas” y la quebrada “La Quebradona” a 7,2 km al este de la Ciudad de San Isidro desemboca en el río Titihuapa su longitud es de 3,1 km.
- **Las Cañas:** hace una entrada en este municipio, a 4,4 km al oriente de la Ciudad de San Isidro; corre con rumbo Norte, sirviendo como límite entre este municipio y el de Ilobasco; recibe la afluencia de la quebrada La Quebradona y abandona el municipio en las inmediaciones del caserío El Zarza. La longitud de su recorrido dentro del municipio es de 7,5 km.
- **De Los Pueblos:** entra a formar parte de este municipio a 5,0 km al noreste de la Ciudad de San Isidro. Corre con rumbo Sureste a Nororiente sirviendo como límite municipal entre este municipio y el de Sensuntepeque; abandona el municipio a 1,0 km al norte del cerro la Calavera. La longitud de su recorrido en este municipio es de 8,0 km.
- **Titihuapa:** entra a formar parte de esta compresión municipal, a 4,8 km al suroriente de la Ciudad de San Isidro en el lugar donde influye la quebrada del Zapotal y desde ahí, corre con dirección este, sirviendo como límite departamental entre San Vicente y Cabañas, en el tramo correspondiente entre ese municipio y los de San Sebastián, San Esteban Catarina y Santa Clara.

Recibe la afluencia de las quebradas: Las Pilas, El Copal, Lajitas, Agua Fría y otra sin nombre, además le afluyen los ríos San Isidro y el Jícara; abandonando al municipio en el lugar donde recibe las aguas de este último río. Su recorrido dentro de este municipio tiene una longitud de 15,0 km. La precipitación pluvial anual es de 1800 a 2400 milímetros anualmente.

2.7 ORGANIZACIONES DE SALUD Y ASISTENCIA SOCIAL

Fundada en el año 1965 por el Ministerio de Salud como puesto de salud, en coordinación con la comunidad. Se construyó el nuevo edificio en el año 2005 (Ver Figura 2.4) en coordinación con el Ministerio de Salud, Alcaldía Municipal, FISDL y ASINCA. La unidad de salud de San Isidro es una institución del estado dependiente del ministerio de salud como ente rector, geográficamente corresponde a la región para central específicamente al Sistema Básico de salud integral de Cabañas. Los servicios brindados son completamente gratuitos.



Figura 2.4 Unidad de Salud de San Isidro

El área geográfica de influencia son 7 cantones con 32 caseríos, el área urbana y periurbana: Cantón Izacatal, El Amate, potrero de Batres, Llano de la Hacienda, San Francisco, los Jobos y Potrero tabla y por accesibilidad se atiende a población de municipios vecinos como Ilobasco, Sensuntepeque y Guacotecti.

Los servicios que brinda son: Consulta externa de medicina general, Consulta de emergencia, consulta odontológica preventiva y curativa. Control infantil. Control prenatal, control post parto, control a adolescentes, control al adulto mayor, curaciones, inyecciones, vacunación, terapias respiratorias, farmacia

para dispensación de medicamentos, educación y promoción de la salud, salud comunitaria, visita domiciliar, salud ambiental, laboratorio clínico y salud familiar.

El personal que labora en la unidad de salud son: 2 médicos generales, 1 medico en servicio social, 1 odontólogo, 1 odontólogo en servicio social, 1 licenciada en enfermería, 1 auxiliar de enfermería, 1 técnico en saneamiento ambiental, 3 recursos administrativos, 1 recurso para servicios generales.

La población que se atiende en total es de 7796, es cual se desglosa de la siguiente manera: niños menores de 1 año 148, niños de 1 año 152, niños de 2 a 4 años 463, niños de 5 a 9 años 990, adolescentes de 10 a 14 años 1116, adolescentes de 15 a 19 años 887, adultos de 20 a 59 años 3163, adultos mayores de 60 años 877.

La Unidad de Salud recibe la ayuda y el apoyo del exterior por parte de ASINCA "Hermanos Lejanos Isidrenses en California". Pero a pesar de esto no da suficiente cobertura de calidad a toda la población de San Isidro. También se cuenta con un grupo de autoayuda de los alcohólicos anónimos tradicionales.

2.8 ORGANIZACIONES RELIGIOSAS

En el municipio de San Isidro, existen dos grupos religiosos principales católicos y protestantes.

Se encuentra una iglesia Católica cuyo patrono es San Isidro Labrador (Ver Figura 2.5) y 6 iglesias evangélicas.

2.9 ADMINISTRACIÓN DEL MUNICIPIO

San Isidro actualmente es administrada por el partido de Alianza Republicana Nacionalista ARENA, su alcalde es el Ing. José Ignacio Bautista, el cual es su segundo periodo de ser elegido en San Isidro, cuenta con un consejo municipal.



Figura 2.5 Iglesia Católica de San Isidro

2.10 SISTEMA EDUCATIVO DEL MUNICIPIO

Cuenta con 14 escuelas distribuidas en la zona urbana y rural, 1 instituto en el área urbana de San Isidro.

Centro Escolar Félix Galindo (Ver Figura 2.6), beneficia a 90 familias del cantón Llano de la Hacienda. La educación impartida es desde primaria hasta Tercer ciclo, atiende a niños y niñas desde 5 años hasta 16 años. Este Centro Escolar se encuentra ubicado a 5 Km de la Alcaldía Municipal.



Figura 2.6 Centro Escolar Félix Galindo

Centro Escolar Cantón Izcatlal, beneficia a 50 familias, comprende desde primer grado hasta cuarto grado, está ubicado a 2 kilómetros de distancia de la Alcaldía Municipal. (Ver Figura 2.7)



Figura 2.7 Centro Escolar Cantón Izcatlal

Centro Escolar Caserío Las Vainillas, beneficia a unas 5 mil personas de los caseríos de las Vainillas y los Juanes, está ubicado a 3 Km de distancia de la Alcaldía Municipal. (Ver figura 2.8)



Figura 2.8 Centro Escolar Caserío Las Vainillas

Instituto Nacional de San Isidro, atiende el bachillerato técnico y general. Atiende a unos 400 alumnos de todo el Municipio, son Jóvenes estudiantes entre los 14 y 18 años. (Ver figura 2.9).



Figura 2.9 Instituto Nacional de San Isidro

2.11 TOPOGRAFÍA

La zona posee terrenos con pendientes, menores o iguales al 10% en el área urbana (Ver figura 2.10 (a)); en los alrededores las pendientes aumentan aproximadamente, hasta el 15% las características que presenta este tipo de pendientes topográficas son: pendientes bajas y medianas (Ver Figura 2.10 (b)); ventilación adecuada, asoleamiento constante, erosión media, drenaje fácil y buena vista; el uso recomendable para este tipo de pendientes topográficas en la construcción de mediana densidad e industrial y también la construcción de centros recreativos.



(a)

(b)

Figura 2.10 Calles de la zona Urbana de San Isidro

2.12 CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS

El clima de San Isidro es cálido, pertenece al tipo de tierra caliente, su temperatura promedio es de 31°C. El monto pluvial oscila entre los 1800 y 2400 mm.

2.13 TIPOS Y USOS DE SUELOS

Los diferentes tipos de suelos que se encuentran en el municipio son: Litosoles y Regosoles, Entisoles (fase ondulada, a montañosa muy accidentada); Latosoles Arcillo Rojizos y Litosoles. Alfisoles (fase pedregosa superficial, de ondulada a montañosa muy accidentada); Grumosoles, Litosoles y Latosoles Arcillo Rojizos. Vertisoles y Alfisoles (fase de casi a nivel, a fuertemente alomada).

El suelo predominante (Ver Figura 2.11) y común es el arcilloso, talpetate, cuarzo, rocoso y tierra blanca. Las rocas que predominan son los tipos de: riolitas andesítica, lava dacítica y andesítica, sedimentos volcánicos detríticos con materiales piroclásticos y corrientes de lavas intercaladas.

El municipio es rico en oro y plata tanto en betas como en tierras principalmente del cantón Los Jobos y San Francisco, en la actualidad la empresa Canadiense “**Pacific Rim**” está realizando muestreos y obras de terracería en la zona, en espera del permiso medioambiental para la explotación y procesamiento de metales en planta que se ubicaría en cantón jobos lo que generaría fuentes de empleo a los pobladores de la zona.



Figura 2.11 Suelo predominante de San Isidro

El suelo también es utilizado para la siembra de granos básicos como el maíz, frijol, maicillo, arroz.

2.14 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN

La población total reportada por el censo de población y vivienda de 2007 del municipio San Isidro es de 7,796 habitantes, de los cuales 3,390 habitantes equivalentes al 43.5 % se ubican en el área urbana y 4,406 habitantes equivalentes al 56.5 % pertenecen al área rural. El 48% son hombres y el 52% son mujeres.

Según proyección elaborada tomando como de base las tasas de crecimiento proyectadas por la DIGESTIC, para el año 2032, la población total del municipio de San Isidro será de 10,776 habitantes. La población total urbana proyectada para 2032 equivaldrá a 862 viviendas.

CAPITULO III

FUNDAMENTOS TEÓRICOS SOBRE EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y AGUAS LLUVIAS

3.1 ALCANTARILLADO SANITARIO

En el desarrollo de las localidades urbanas, sus servicios en general se inician con el abastecimiento de agua potable y van satisfaciendo sus necesidades con base en obras escalonadas en bien de su economía. Como consecuencia se presenta el problema del desalojo de las aguas servidas o aguas residuales, en donde nuestro país estudios realizados por la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (A.N.D.A.) revela que del total de agua abastecida a la población, un 20% es utilizado netamente para el consumo y un 80% es el porcentaje que entra a las alcantarillas. Se requiere así la construcción de un sistema de alcantarillado sanitario para eliminar las aguas negras que produce una población.

Se denomina alcantarillado o red de alcantarillado sanitario, al sistema que está integrado por tuberías y estructuras complementarias necesarias para recibir y evacuar las aguas residuales de la población.

El destino final de las aguas servidas podrá ser, previo tratamiento, desde un cuerpo receptor hasta el reuso, dependiendo del tratamiento que se realice y de las condiciones particulares de la zona de estudio.

Los desechos líquidos de un núcleo urbano, después de haber pasado por las diversas actividades de una población, se componen esencialmente de agua, más sólidos orgánicos disueltos y en suspensión.

La mayoría de los alcantarillados en localidades medianas y grandes se han diseñado y construido para funcionar en forma combinada, considerando las aportaciones pluviales. A través del tiempo se ha observado que esta práctica genera problemas de contaminación y de operación de los sistemas, por la imposibilidad de tratar, en época de lluvias, la totalidad de las aguas captadas.

Aprovechando esta experiencia, los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial deben de diseñarse en forma separada.

La red de alcantarillado se considera un servicio básico, sin embargo la cobertura de estas redes en las ciudades de países en desarrollo es ínfima en relación con la cobertura de las redes de agua potable. Esto genera importantes problemas sanitarios.

Durante mucho tiempo, la preocupación de las autoridades municipales o departamentales estaba más ocupada en construir redes de agua potable, dejando para un futuro indefinido la construcción de las redes de alcantarillado. Actualmente las redes de alcantarillado son un requisito para aprobar la construcción de nuevas urbanizaciones.

3.1.1 TIPOS DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Las alcantarillas combinadas son aquellas que además de transportar aguas residuales, también transportan aguas lluvias, los sistemas de alcantarilla modernos son generalmente separados. Las excepciones a esta regla general se encuentran en algunas ciudades grandes y antiguas donde las alcantarillas combinadas fueron construidas en el pasado y donde nuevas adiciones siguieron a las existentes en la práctica. En muchos casos, estas comunidades se poblaron densamente y tuvieron construcciones de alcantarillas pluviales antes de que la necesidad de alcantarillas sanitarias fuera en general aceptada.

Los sistemas de alcantarillado modernos son clasificados como sanitarios cuando conducen solo aguas residuales, pluviales cuando transportan únicamente aguas producto del escurrimiento superficial del agua lluvia y combinados cuando conduce simultáneamente las aguas domésticas, industriales y lluvias.

Desde la óptica hidráulica los sistemas alcantarillados son clasificados de la siguiente forma:

- **Alcantarillados por gravedad:** Se caracterizan por ser del tipo de flujo a gravedad, donde obedece la forma de la topografía del sitio factor que se busca aprovechar para conformar la red en el lugar que se ubique el proyecto; es utilizado para la recolección de aguas residuales de origen domestico, comercial, industrial e institucional.
- **Alcantarillados a presión:** Empleado en la recolección de aguas residuales en zonas residenciales donde la construcción de la red por gravedad es problemática, por lo tanto se hace uso de estaciones de bombeo. Además se pueden incluir aguas residuales de origen comercial y solo una pequeña fracción de origen industrial. Este tipo de redes son por lo general pequeñas.

El tipo de alcantarillado a escoger depende de las características de tamaño, topografía y condiciones económicas del proyecto. En la actualidad ya no es utilizado el alcantarillado sanitario combinado debido que desde la perspectiva de solución global de saneamiento que incluye la planta de tratamiento de aguas residuales, el caudal combinado es muy variable en cantidad y calidad, lo cual genera perjuicios en los procesos de tratamiento. Por tanto es conveniente que la solución al problema de la conducción de aguas residuales y aguas lluvias sea a través de un alcantarillado sanitario separado.

3.1.1.1 CONVENIENCIA DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SEPARADOS

Para fines de cuidado del ambiente es necesario contar con plantas de tratamiento que resultan más económicas por unidad de volumen tratado cuando las cantidades de agua que manejan son mayores.

Aquí surge la conveniencia de los sistemas separados, pues los volúmenes de aguas pluviales son muy superiores a los correspondientes de aguas residuales en proporción de 50 a 200 veces o más. Así, una planta de tratamiento es más económica si solo se encarga de tratar aguas residuales de cierto tipo.

3.1.2 ELEMENTOS DEL ALCANTARILLADO SANITARIO Y OBRAS ACCESORIAS.

Todo sistema de alcantarillado consiste principalmente en:

- Una red de tuberías o colectores (abiertos y cerrados).
- Otras estructuras hidráulicas que se integra de las partes siguientes:

3.1.2.1 ESTRUCTURAS DE CAPTACION

Recolectan las aguas a transportar. En el caso de los sistemas de alcantarillado sanitario, se refieren a las conexiones domiciliarias o acometidas.

3.1.2.2 OBRAS DE CONDUCCION

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.

Generalmente los materiales utilizados para tuberías de aguas residuales de origen domestico en El Salvador se fabrican de los materiales siguientes: concreto simple, concreto reforzado, fibrocemento, polietileno, policloruro de vinilo o PVC y hierro fundido siendo los últimos dos los más usados.

En nuestro medio el que más se utiliza es el PVC rígido, se utiliza para alcantarillas pluviales, conexiones domiciliarias y también para alcantarillas de aguas residuales. Es un material que no se inflama fácilmente y puede unirse

con pegamento. Disminuye su resistencia al aumentar la temperatura y se resquebraja cuando ésta disminuye. El hierro fundido es resistente a muchos tipos de residuos químicos y puede soportar cargas externas pesadas. Generalmente, las tuberías tienen un revestimiento bituminoso que se adhiere a la superficie.

Las tuberías de hierro fundido se utilizan para redes de alcantarillado sujetas a cargas extremas, al igual que para drenar terrenos normales o agresivos. Son las más adecuadas para la construcción de estructuras, como por ejemplo pasos aéreos, que en algunas ocasiones deben diseñarse en las redes de alcantarillado.

Todas estas tuberías y estructuras se fabrican con materiales que deben cumplir ciertas especificaciones químicas, mecánicas y estáticas. Dichas condiciones se determinan en base a la calidad de las aguas residuales, el flujo hidráulico, el tipo de suelo y los costos.

La calidad del agua residual es el factor más importante al momento de seleccionar los materiales de construcción de tuberías y estructuras. Este factor se determina a partir de los tipos de agua residual. La agresividad química se clasifica de acuerdo a la concentración del ión de Hidrógeno o valor de pH.

En la forma siguiente:¹

pH de 0 a 4 = fuertemente ácido

pH de 4 a <7 = ligeramente ácido

pH de 7 = neutro

pH de >7 a 10 = ligeramente alcalino

pH de 10 a 14 = fuertemente alcalino

¹ Fuente: Manual de Disposición de Aguas Residuales. Origen, Descarga, Tratamiento y Análisis.

Los conductos dentro de la red son:

- **Emisario final (Emisor):** conduce las aguas hasta el punto de vertido o tratamiento. Una red puede tener más de un emisor dependiendo del tamaño de la localidad, se le distingue de los colectores porque no recibe conexiones adicionales en su recorrido.
- **Colector principal (Colectores):** son tuberías de gran diámetro que transportan las aguas servidas hasta su destino final, generalmente ubicadas en las partes más bajas de las ciudades.
- **Colectores Terciarios (Conexiones domiciliarias):** son tuberías de diámetro pequeño que pueden estar bajo tierra debajo de veredas y conectadas a subcolectores.
- **Colector secundario (Subcolectores):** son colectores que recogen las aguas residuales de los colectores terciarios y conducen a los colectores principales. Se ubican enterradas en las vías públicas.

La red se inicia con la descarga domiciliar a partir del paramento exterior de las edificaciones. El diámetro de la conexión domiciliar en la mayoría de los casos es de 15 cm (6”), siendo éste el mínimo aceptable según las normas de ANDA.

El ingreso del agua a las tuberías es paulatino a lo largo de la red, acumulándose los caudales, lo que da lugar a ampliaciones sucesivas de la sección de los conductos en la medida en que se incrementan los caudales. De esta manera se obtienen los mayores diámetros en los tramos finales de la red.

En los tramos de conexión domiciliar la profundidad de tuberías será de 1.20 a 3.00m para protegerlas de variaciones de carga viva o de impacto.

Si el espesor es menor a 1.20m deberá colocarse losetas de hormigón armado sobre muros laterales de mampostería y a profundidades mayores de 3.00m se diseñarán colectores superficiales paralelos para conectar las acometidas domiciliarias. Mientras que para tuberías instaladas en pasajes peatonales la

profundidad mínima será de 0.8m sin necesidad de protecciones. Todo esto según la norma técnica de ANDA.

En la figura 3.1 se muestra el trazo de una red de alcantarillado nombrando los conductos de acuerdo a su importancia en la red.

Además se debe considerar que la pendiente mínima en los tramos iniciales de la red será de 1% y en casos debidamente justificados se aceptará pendiente mínima de 0.5% siempre y cuando el colector sea de PVC y en tramos no iniciales.

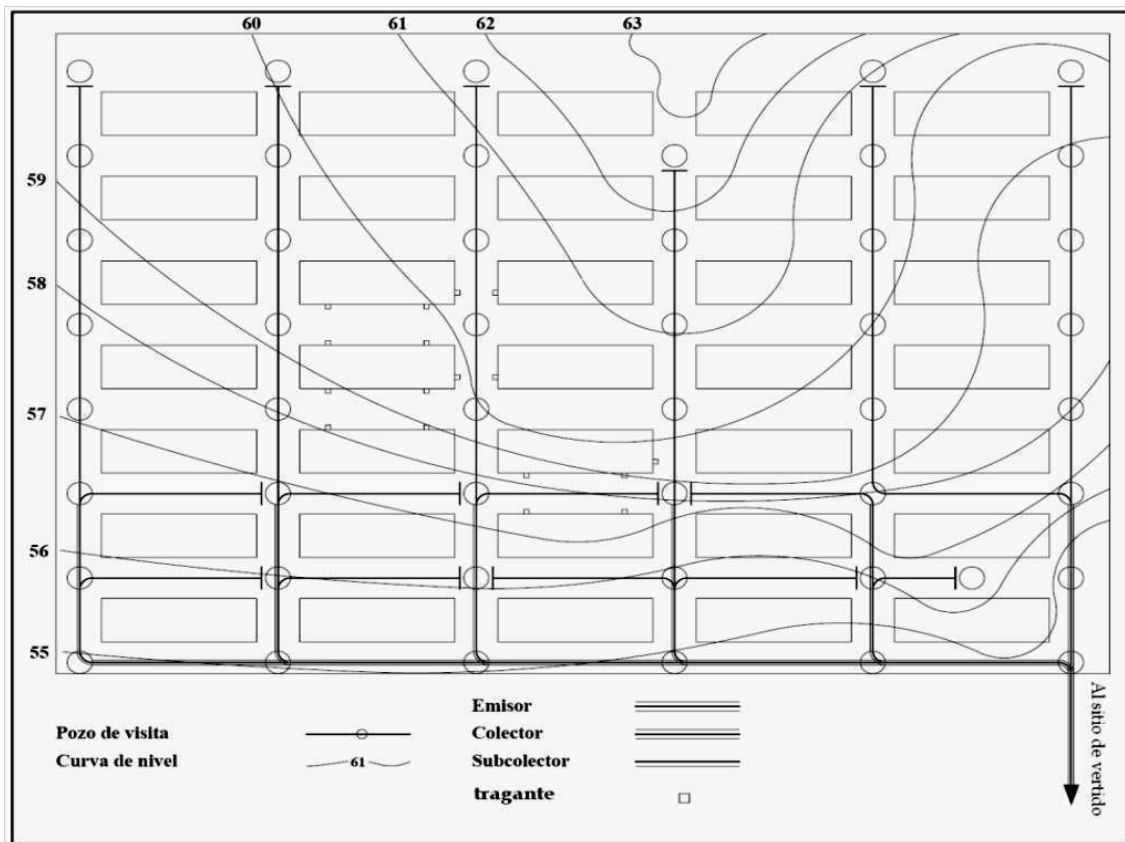


Figura 3.1. Trazo de una red de alcantarillado.

La ubicación de las alcantarillas es al lado opuesto de los acueductos, es decir al sur de las calles y al poniente en las avenidas, a 1.5m del cordón y 0.60m en pasajes peatonales (Ver Figura 3.2).

La red de alcantarillado se diseñará de tal manera que todos los colectores queden debajo de lo acueductos con una separación mínima de 20cm.

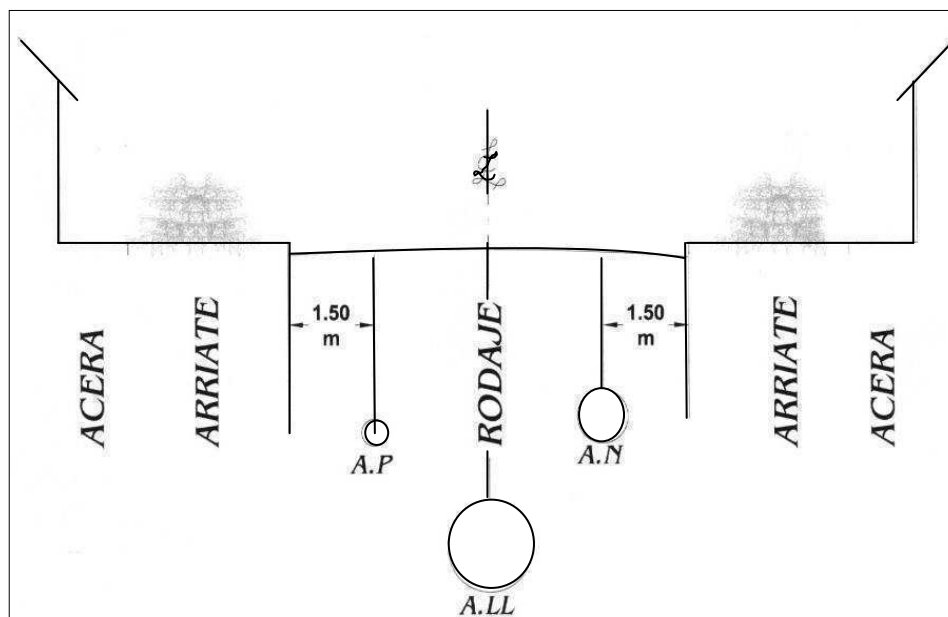


Figura 3.2 Detalle típico de ubicación de tuberías en un derecho de vía.

3.1.2.3 ESTRUCTURAS DE CONEXION 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.

(Ver figura 3.3)

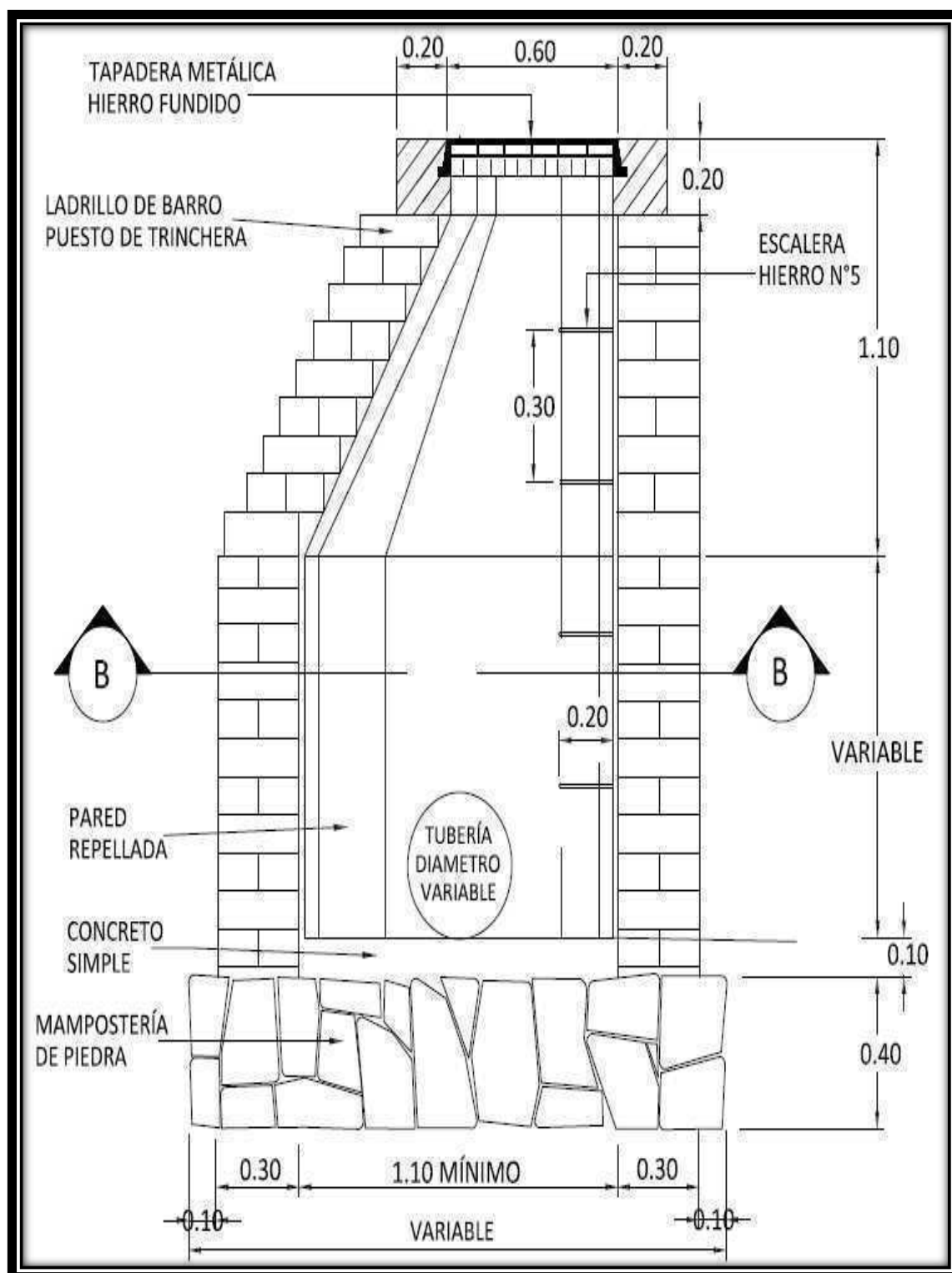


Figura 3.3 Pozo de Visita

3.1.2.4 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.

3.1.2.5 OBRAS 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.

3.1.2.6 ESTACIONES DE BOMBEO

Las estaciones de bombeo deberán seguir siendo la excepción en los sistemas de alcantarillado, dado que dificultan la operación y es más costosa.

Sin embargo, son necesarias para cubrir los tramos cuesta arriba o asistir al flujo en terrenos planos. La necesidad de contar con una estación de bombeo, al igual que su tamaño y ubicación, deberán determinarse en base a las condiciones generales técnicas y económicas. Habrá que recordar que los contaminantes sólidos también deben ser bombeados conjuntamente con el agua residual.

3.1.2.7 VERTEDORES

Un vertedor es una estructura hidráulica que tiene como función la derivación hacia otro cauce del agua que rebasa la capacidad de una estructura de conducción o de almacenamiento. Su uso en los sistemas de alcantarillado se combina con otras estructuras tales como canales o cajas de conexión, y es propiamente lo que se denomina como una estructura de control.

3.1.2.8 ESTRUCTURAS DE CRUCE

Una estructura de cruce permite el paso de la tubería por debajo o sobre obstáculos que de otra forma impedirían la construcción de una red de alcantarillado. Un ejemplo de ello son los:

SIFONES INVERTIDOS: Es una estructura de cruce que permite durante la construcción de un colector o emisor salvar obstrucciones tales como arroyos, ríos, otras tuberías, túneles, vías de comunicación (pasos vehiculares a desnivel), etc., sobre el obstáculo.

3.1.2.9 DISPOSICION FINAL

Es el destino que se le dará al agua captada por un sistema de alcantarillado. En la mayoría de los casos, las aguas se vierten a una corriente natural que pueda conducir y degradar los contaminantes del agua. La tendencia actual es tratar las aguas residuales y emplearlas como aguas tratadas o verterlas a las corrientes.

3.1.3 METODOLOGIA DE DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

Para la realización de un diseño de sistema de alcantarillado sanitario, se necesita el desarrollo de una serie de pasos como conocimientos de normas que se exigen en cada región determinada, contar con planos topográficos del lugar, conocer las características sociales, económicas y culturales de la población y saber de las características de los suelos, quebradas y ríos del sitio.

3.1.3.1 NORMAS TECNICAS PARA PROYECTOS DE ALCANTARILLADOS

DATOS BASICOS DE DISEÑO

- 1. Periodo de diseño:** Período mínimo deseable de diseño: 20 años
- 2. Magnitud y distribución de la población futura,** Pn.

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:

- 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

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

En caso que no se pudiera determinar la densidad poblacional de saturación, se adoptará 6 hab/lote. (Norma de ANDA)

3. Población 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.

4. Caudal de diseño

El caudal de diseño será igual al 80% del consumo máximo horario correspondiente al final del período de diseño más una infiltración potencial a lo largo de la tubería de 0.20 L/s/ha, para tubería de cemento y 0.10 l/s/ha para tubería PVC.

La capacidad de las tuberías será igual al caudal de diseño multiplicado por un factor, $F = 2.0$ para tuberías comprendidas entre 8 y 12 pulgadas, $F = 1.80$ para tuberías de 15" (Numeral 4 de la Norma de ANDA, parte segunda).

Para el cálculo del caudal de diseño de las aguas negras, tomamos de base la siguiente expresión:

$$Q_{A.N.} = F * [(0.8 * Q_{máxH}) + 0.1L/s/Ha]$$

El factor para capacidad de tuberías depende del diámetro. (Ver tabla 3.1).

Tabla 3.1 Factor para capacidad de tuberías

ϕ COLECTOR	FACTOR	ϕ COLECTOR	FACTOR
$8" \leq \phi \leq 12"$	2.00	36 "	1.40
15 "	1.80	42 "	1.35
18 "	1.60	48 "	1.30
24"	1.50	Interceptores o emisarios	1.20
30 "	1.45		

Fuente: Normas técnicas para abastecimiento de agua potable y alcantarillados de aguas negras (ANDA)

Se determinarán para el inicio y fin del periodo de diseño. El diseño del sistema se realizará con el valor del caudal máximo horario futuro.

5. Cálculos hidráulicos

Se usará la fórmula de Chezy-Manning:

$$V = \frac{1}{n} Rh^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

V = velocidad del fluido en m/s

n = coeficiente de rugosidad (0.015 para concreto y 0.011 para PVC)

Rh = Radio hidráulico en metros (Ver tabla 3.2)

S= Pendiente

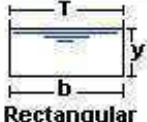
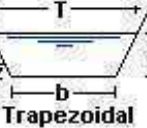

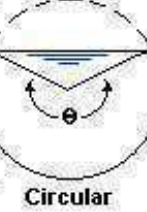
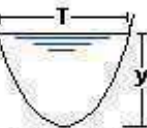
Tipo de sección	Área A (m ²)	Perímetro mojado P (m)	Radio hidráulico Rh (m)	Espejo de agua T (m)
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
 Triangular	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta-\text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1-\frac{\text{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$(\text{sen}\frac{\theta}{2})D$ ó $2\sqrt{y(D-y)}$
 Parabólica	$\frac{2}{3}Ty$	$T+\frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

Tabla 3.2 Características hidráulicas según el tipo de sección

6. Límites de velocidad a tubo lleno

En colectores primarios y secundarios: $V_{\text{mínima real}} = 0.50$ m/seg. A caudal de diseño durante el primer año de funcionamiento.

Velocidad máxima (V_{max}) con el caudal de diseño:

- ✓ PVC 5.0 m/s
- ✓ Hierro 4.0 m/s
- ✓ Tubería de concreto 3.0 m/s

Estos límites de velocidad son para diseños a tubo lleno, sin embargo, podrá diseñarse a caudal real para permitir mayores pendientes en el caso de PVC o similar.

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.

Para el desarrollo de cálculos Hidráulicos es posible utilizar software que permite obtener la velocidad y profundidad (tirante normal) en las tuberías funcionando parcialmente llenas.

7. Diámetro mínimo de tuberías

Colectores de pasajes peatonales (vivienda de interés social)

- ✓ PVC Ø 6" para longitud menor a 100 m.
- ✓ Acometidas domiciliarias Ø 6"
- ✓ Colectores terciarios Ø 8" (cemento ó PVC)

8. Pendiente mínima:

La pendiente mínima en los tramos iniciales de la red será de 1%. En casos debidamente justificados se aceptará pendiente mínima de 0.5% siempre que sea PVC y en tramos no iniciales.

Las pendientes de la tubería principal y del ramal deberán cumplir la condición de auto limpieza aplicando el criterio de tensión atractiva.

3.1.3.2 INFORMACION DE TOPOGRAFIA

La realización de diseño de sistema de alcantarillado se requiere conocer las características de los pavimentos de las calles, la localización de las estructuras existentes, los perfiles longitudinales de las calles e indicar el número de viviendas en cada tramo.

La escala de los planos suele variar entre 1:1000 y 1:3000 según el detalle deseado y a menos que el terreno sea totalmente plano, deben incluirse las curvas de nivel de los puntos relevantes de las curvas verticales presentes en las vías. Para esto es necesario que en el momento de realizar el levantamiento topográfico se señalen las intersecciones de las calles, los cambios bruscos de pendiente y las estructuras existentes que afecten a las alcantarillas.

3.1.4 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

Los puntos más importantes en un diseño de alcantarillado sanitario son el cálculo correcto del tamaño de la alcantarilla y su pendiente, para que este sistema logre soportar el caudal máximo previsto así como conservar una velocidad adecuada que permita mantener los sólidos en suspensión.

El flujo líquido de una tubería puede ser con superficie libre o bajo presión, lo que depende de si la conducción fluye llena o no. Sin embargo, las alcantarillas se proyectan esperando que fluyan llenas solamente en condiciones de flujo máximo, por lo tanto, se considera que la condición normal de flujo 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, excepto en el caso de tuberías forzadas y sifones invertidos.

3.2 ALCANTARILLADO PLUVIAL

Es el conjunto de obras e instalaciones destinadas a descargar las aguas generadas por las precipitaciones pluviométricas, que fluyen superficial y subterráneamente en un área determinada.

El diseño y construcción de una red de alcantarillado es un trabajo de ingeniería donde se busca la eficiencia y economía. Por ello, se han desarrollado métodos de diseño que involucran los conceptos de hidráulica e

hidrología a fin de aplicarlos en conjunto con recomendaciones constructivas que permitan la conservación y mantenimiento de la red de tuberías.

Dichos métodos pueden tener variables a juicio del proyectista, que cambia especialmente, la forma de calcular la lluvia y los correspondientes gastos de diseño, pero deben atender a la normatividad local existente.

El diseño de la red abarca en forma general, la determinación de la geometría de la red buscando siempre la trayectoria más corta hacia los canales superficiales existentes, también se incluye el perfil y trazo en planta, los cálculos de diámetro y pendientes de cada tramo y la magnitud de las caídas necesarias en los pozos.

Los factores determinantes de la capacidad de los elementos de drenaje de aguas lluvias son:

- La intensidad, duración y frecuencia de las precipitaciones
- Topografía del terreno
- Tamaño de las áreas tributarias y las características del escurrimiento.
- Economía en el diseño

La definición de la geometría de la red se inicia con la ubicación de los posibles sitios de vertido y el trazo de colectores y tuberías. Para ello, se siguen normas de carácter práctico, basándose en la topografía de la zona y el trazo urbano de la localidad. Por lo común, se aplican las reglas siguientes:

1) Los colectores de mayor diámetro se ubican en las calles más bajas para facilitar el drenaje de las zonas altas con tuberías o colectores de menor diámetro.

2) El trazo de los colectores y las tuberías se ubica sobre el eje central de las calles, evitando su cruce con edificaciones. Su trazo debe ser lo más recto posible procurando que no existan curvas. Cuando la calle sea amplia, se pueden disponer dos tuberías, una a cada lado de la calle.

3) La red de alcantarillado debe trazarse buscando el camino más corto al sitio de vertido.

4) Las conducciones serán por gravedad. Se tratará de evitar las conducciones con bombeo.

Durante el diseño se lleva a cabo el cálculo del funcionamiento hidráulico del conjunto de tuberías a fin de revisar que los diámetros y pendientes propuestos sean suficientes para conducir el gasto de diseño de cada tramo. Además, se deben tener en cuenta las consideraciones y restricciones que sirven para disminuir los costos de construcción y evitar tanto fallas por razones estructurales como excesivos trabajos de mantenimiento.

De elaborar múltiples diseños y tal como se verá más adelante, se puede apreciar que el dimensionamiento de las tuberías depende principalmente del tamaño del área por servir y de su coeficiente de escurrimiento, de la intensidad de la lluvia de diseño, y del periodo económico de diseño.

3.2.1 PROCEDIMIENTO DEL DISEÑO

Un sistema de alcantarillado de aguas lluvias es una red de tuberías utilizada para conducir la escorrentía de una tormenta a través de la ciudad. El diseño de sistemas de alcantarillado de aguas lluvias involucra la determinación de los diámetros, la pendiente y las elevaciones del terreno.

La selección de una distribución o localización de una red de tubería para un sistema de aguas lluvias requiere cantidades considerables de criterios subjetivos.

Usualmente los hidrólogos pueden investigar solo una pequeña cantidad de las posibles distribuciones. Generalmente, los pozos de inspección se localizan en las intersecciones de calles y en los cambios de pendientes más fuertes, y las tuberías de alcantarillado se tienden con una pendiente paralela a la superficie del terreno, con el fin de conectarlas con los alcantarillados principales localizaciones aguas abajo. Una vez que se ha seleccionado una distribución, puede utilizarse el método Racional para calcular el caudal de diseño de las tuberías. A continuación se deja a detalle el procedimiento:

3.2.1.1 PLANEACION DEL SISTEMA

La planeación de un sistema de alcantarillado es un trabajo que requiere del conocimiento de los diversos factores que influyen en el funcionamiento del sistema.

Por ello, debe contarse con la mayor cantidad de información sobre la zona de proyecto, con el fin de conocer al detalle la localidad y proponer opciones de proyecto que, además, de aprovechar la topografía de la zona, sean económicas y eficientes para el nivel de protección deseado. En general, durante la planeación del sistema, conviene realizar las actividades siguientes:

3.2.1.2 RECOPIACION DE INFORMACION BASICA

A fin de definir los alcances y la magnitud de un proyecto de alcantarillado pluvial en una localidad, se debe contar con información consistente en:

a) Datos generales: localización geográfica, categoría política, economía, vías de comunicación y servicios públicos.

b) Planos de la Localidad:

- ✓ Plano topográfico actualizado de la localidad
- ✓ Plano topográfico de la cuenca donde se ubica la localidad
- ✓ Plano urbano de la localidad
- ✓ Plano de la red existente de alcantarillado
- ✓ Plano geológico
- ✓ Planos adicionales de instalaciones subterráneas

c) Información climatológica de la zona y registros pluviométricos y pluviográficos de las estaciones locales y aledañas a la zona de estudio. De esta información deberán obtenerse las intensidades máximas anuales de lluvia para diferentes duraciones de tiempo: 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos, para obtener curvas i-d-f (intensidad-duración-frecuencia).

d) En caso de existir, es útil considerar la información de operación de que se disponga sobre el sistema actual de desalajo de aguas pluviales y de los problemas de drenaje que se hayan presentado en la localidad, así como de sus causas y posibles soluciones.

3.2.1.3 EVALUACION DEL CAUDAL DE DISEÑO

En general, puede ser empleado cualquier modelo de lluvia-escorrentía. Para superficies menores de 1300 Ha se recomienda utilizar el Método Racional, dada su simplicidad. Sin embargo, para áreas mayores de 1300 Ha se debería utilizar un modelo más apropiado a las características de la cuenca, por ejemplo el método del hidrograma unitario, el método del Soil Conservation Service u otro método similar.

El Método Racional se aplica en cuencas homogéneas pequeñas, menores de 1.5 km² de superficie, principalmente para drenajes de carreteras, patios, áreas rurales, etc.

EL METODO RACIONAL:

Este modelo establece que el caudal superficial producido por una precipitación es (Ver tabla 3.3):

$$Q = C i A$$

En donde:

Q = Caudal superficial

C = Coeficiente de escorrentía (adimensional)

i = Intensidad promedio de la lluvia

A = Área de drenaje

En áreas urbanas, el área de drenaje usualmente está compuesta de sub-áreas o subcuencas de diferentes características superficiales. Como resultado, se

requiere un análisis compuesto que tenga en cuenta las diferentes características superficiales. Las áreas de las sub-cuencas se denominan como A_j y los coeficientes de escorrentía para cada una de ellas se denominan como C_j .

Tabla 3.3 Formulas para el cálculo de caudal de escorrentía

FORMULA PARA Q	OBSERVACIONES
$Q = \frac{CiA}{3600}$	Q= caudal en litros por segundo C= coeficiente de escorrentía (adimensional) i= cantidad de lluvia en milímetros por hora A= superficie en metros cuadrados
$Q = 0.278 CiA$	Q= caudal en metros cúbicos por segundo C= coeficiente de escorrentía (adimensional) i= cantidad de lluvia en milímetros por hora A= superficie en kilómetros cuadrados
$Q = 16.667 CiA$	Q= caudal en metros cúbicos por segundo C= coeficiente de escorrentía (adimensional) i= cantidad de lluvia en milímetros por minuto A= superficie en metros cuadrados
$Q = \frac{16.667}{1000} CiA$	Q= caudal en litros por segundo C= coeficiente de escorrentía (adimensional) i= cantidad de lluvia en milímetros por minuto A= superficie en metros cuadrados

La escorrentía pico se calcula al utilizar la siguiente forma de la formula Racional:

$$Q = I \sum_{j=1}^m C_j A_j$$

Donde:

C_j = Coeficiente de escorrentía correspondiente a la superficie del área A_j .

A_j = superficie en metros cuadrados, kilómetros cuadrados, etc.

Con un valor C_j de coeficiente de escorrentía.

m = numero de sub-cuencas drenadas por un alcantarillado.

Las principales dificultades que se encuentran para el uso correcto de la formula son dos:

La asignación de valores apropiados al coeficiente de escorrentía y la determinación de la intensidad de lluvia.

La selección del coeficiente de escorrentía es subjetiva porque, aun cuando existen tablas y recomendaciones generales, el criterio de ingeniero es definitivo. Por su parte, la intensidad del aguacero se deduce de análisis de intensidad, duración y frecuencia. La aplicación del Método Racional induce a sobreestimar los caudales de creciente.

3.2.1.4 COEFICIENTE DE ESCORRENTIA (C)

No toda el agua lluvia precipitada llega al sistema del alcantarillado; parte se pierde por factores tales como evaporación, intercepción vegetal, detención superficial en cunetas, zanjas o depresiones, y por infiltración. La determinación absoluta de este coeficiente es muy difícil ya que existen hechos que pueden hacer que su valor varíe con el tiempo.

Por una parte, las pérdidas por infiltración disminuyen con la duración de la lluvia debido a la saturación paulatina de la superficie del suelo y, por otra parte, la infiltración puede ser modificada de manera importante por la intervención del hombre en el desarrollo de la ciudad, por acciones tales como la tala de árboles y la construcción de nuevos sectores residenciales y comerciales.

Normalmente las manzanas o los sectores no están constituidos por un valor único del coeficiente de escorrentía y por lo tanto es necesario hacer un promedio ponderado teniendo en cuenta el porcentaje de área cubierto por cada tipo de superficie que se esté drenando.

De todos los factores anteriores, el de mayor importancia es el de infiltración, el cual es función de la impermeabilidad del terreno y es por esto que en algunos casos se le llama coeficiente de impermeabilidad.

En la tabla 3.4 mostrada anteriormente se dan algunas guías para la selección del coeficiente de escorrentía.

3.2.1.5 INTENSIDAD DE LA LLUVIA (i)

Este valor es obtenido a través de un estudio hidrológico de la zona, del cual se obtienen las curvas de intensidad, duración y frecuencia. Es importante recordar que, de acuerdo con estas curvas, la intensidad es inversamente proporcional a la duración y directamente proporcional a la frecuencia de la lluvia. Para poder, entonces, obtener un valor de intensidad de la lluvia en la aplicación del método racional, es necesario definir la frecuencia de la lluvia y su duración.

3.2.1.6 PERIODO DE RETORNO

El periodo de retorno de un evento hidrológico de magnitud dada, se define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido una vez en promedio; algunos proyectistas le dan simplemente el nombre de frecuencia y se acostumbra denotarlo como T o simplemente T .

Tabla 3.4 Coeficientes de escorrentía según el tipo de área drenada

TIPO DE AREA DRENADA	COEF. DE ESCURRIMIENTO	
	MINIMO	MAXIMO
Zonas comerciales:		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
Zonas residenciales:		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas de habitación	0.50	0.70
Zonas industriales:		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios y parques	0.10	0.25
Campos de juego	0.20	0.35
Patios de ferrocarril	0.20	0.40
Zonas suburbanas	0.10	0.30
Calles:		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
Praderas:		
Suelos arenosos planos (pendientes ≤ 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (pendientes 0.07 ó más)	0.15	0.20
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

Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (Comisión Nacional del Agua, México, edición 2007)

Otra definición dice que el periodo de retorno de un evento hidrológico es (T), como media es superado una vez cada (T) años. Sin embargo el riesgo de que ese evento hidrológico sea excedido alguna vez cierto intervalo de tiempo, depende también de la duración del intervalo.

Por ejemplo un caudal que tenga un periodo de retorno de 50 años tiene una probabilidad de 2 por 100 que en cualquier año de dicho periodo aparezca al menos un caudal igual o mayor.

3.2.1.7 DURACION DE LA LLUVIA

El caudal producido será máximo si la duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración del área drenada. El tiempo de concentración es el tiempo requerido para que una gota de agua se traslade desde la parte más lejana del área de drenaje (cuenca) hasta el primer punto de entrada de la alcantarilla que se esté diseñando. Este tiempo depende de las características de la superficie tales como pendiente y tipo de superficie, y oscila entre 10 y 20 minutos. El tiempo de recorrido en el colector dependerá de la velocidad y longitud del colector entre pozos.

Existe una diversidad de formulas utilizadas para la determinación de T_c (Ver tabla 3.5), en el presente diseño por su simplicidad y su adecuación a las condiciones, se utilizará la formula dada por Pickering publicada en “California Highways and Publics Work”, la cual se expresa de la siguiente forma:

$$T_c = \left(\frac{0.871L^3}{H} \right) 0.385$$

Donde:

T_c = tiempo de concentración en horas

L = longitud del curso del agua en kilómetros.

H = Diferencia de elevación.

Tabla 3.5 Formulas de Tiempo de concentración

Método y fecha	Fórmula para t_c (min)	Observaciones
Kirpich (1940)	$t_c = 0.0078L^{0.77}S^{-0.385}$ <p>L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, pies S = pendiente promedio de la cuenca, pies/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 t_c 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 (1942)	$t_c = 60(11.9L^3/H)^{0.385}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo, mi 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 (U. S. Bureau of Reclamation, 1973, pp. 67-71).
Izzard (1946)	$t_c = \frac{41.025(0.0007i + c)L^{0.33}}{S^{0.333; 0.667}}$ <p>i = intensidad de lluvia, pulg/h c = coeficiente de retardo L = longitud de la trayectoria de flujo, pies S = pendiente de la trayectoria de flujo, pies/pie</p>	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser ≤ 500 .
Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 1.8(1.1 - C)L^{0.50}/S^{0.333}$ <p>C = coeficiente de escorrentía del método racional L = longitud del flujo superficial, pies S = pendiente de la superficie, %</p>	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers; el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos, pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.
Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)	$t_c = \frac{0.94L^{0.6}n^{0.6}}{(i^{0.4}S^{0.3})}$ <p>L = longitud del flujo superficial, pies n = coeficiente de rugosidad de Manning i = intensidad de lluvia, pulg/h S = pendiente promedio del terreno, pies/pie</p>	Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto i (intensidad de lluvia) como t_c son desconocidos; la superposición de una curva de intensidad-duración-frecuencia da una solución gráfica directa para t_c .
Ecuación de retardo SCS (1973)	$t_c = \frac{100 L^{0.8} [(1,000/CN) - 9]^{0.7}}{1,900 S^{0.5}}$ <p>L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), pies CN = número de curva SCS S = Pendiente promedio de la cuenca, %</p>	Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 2,000 acres; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que $t_c = 1.67 \times$ retardo de la cuenca.

El tiempo de concentración, T_c , es uno de los parámetros utilizados con mayor frecuencia y constituye un ingrediente esencial en el Método Racional y en otros métodos de estimación de respuestas máximas en cuencas.

Relación Intensidad – Duración – Frecuencia:

Uno de los primeros pasos que se deben de seguir en los proyectos de diseño hidrológico, como el diseño de un drenaje urbano, es la determinante del evento o los eventos de lluvia que deben de usarse. La forma más común y adecuada de hacerlo es utilizar una tormenta de diseño o un evento que involucre una relación entre la intensidad de lluvia (Profundidad), la duración y la frecuencia o periodos de retorno apropiados para la obra y el sitio.

En nuestro caso será necesario seguir el procedimiento siguiente:

- ✓ Se obtienen los registros de los valores de intensidad máximas anuales del sitio de interés o de una estación cercana que se ubique en la misma cuenca.
- ✓ Se ordenan los valores de menor a mayor.
- ✓ Se calcula su probabilidad de ocurrencia o frecuencia por medio de la fórmula propuesta por Weibull (Ver figura 3.4), la cual es de la forma:

$$f = \left(\frac{m}{n + 1} \right) \times 100$$

Donde:

m = Posición de datos después que se han ordenado de menor a mayor.

n = Número total de datos.

Tomándose en cuenta que el análisis de frecuencia se hará solamente para las duraciones de 5, 10, 15, 20 y 30 minutos, por ser cercanos al valor de tiempo de concentración que es de 9.436 min.

POSICIÓN	5	10	15	20	30	FRECUENCIA (%)
1	1.96	1.77	1.59	1.42	1.06	3.45
2	2.02	1.79	1.63	1.48	1.08	6.90
3	2.06	1.81	1.65	1.50	1.16	10.34
4	2.08	1.85	1.65	1.52	1.18	13.79
5	2.10	1.90	1.67	1.52	1.20	17.24
6	2.12	1.92	1.68	1.53	1.22	20.69
7	2.12	1.95	1.68	1.56	1.23	24.14
8	2.24	1.97	1.71	1.57	1.27	27.59
9	2.26	1.97	1.79	1.59	1.32	31.03
10	2.36	1.98	1.80	1.60	1.32	34.48
11	2.40	1.98	1.81	1.61	1.33	37.93
12	2.40	2.08	1.82	1.62	1.33	41.38
13	2.40	2.08	1.87	1.72	1.35	44.83
14	2.50	2.10	1.88	1.72	1.39	48.28
15	2.50	2.12	1.89	1.72	1.39	51.72
16	2.52	2.15	1.93	1.73	1.40	55.17
17	2.54	2.16	1.98	1.80	1.42	58.62
18	2.60	2.16	1.98	1.82	1.44	62.07
19	2.62	2.27	2.03	1.84	1.45	62.52
20	2.64	2.30	2.06	1.85	1.47	68.97
21	2.64	2.30	2.11	1.88	1.53	72.41
22	2.70	2.30	2.14	1.88	1.54	75.86
23	2.74	2.38	2.15	2.02	1.61	79.31
24	2.78	2.43	2.22	2.05	1.63	82.76
25	2.88	2.50	2.29	2.25	1.66	86.21
26	3.46	2.55	2.47	2.34	1.89	89.66
27	3.60	3.04	2.63	2.38	1.97	93.10
28	4.04	3.11	2.71	2.38	2.12	96.55

Figura 3.4 Ejemplo de ordenación de valores.

- ✓ Se realiza el ajuste gráfico en papel Gumbel obteniéndose la curva de Frecuencia Acumulada de la cual para el ejemplo tomado se construye la siguiente tabla: (Ver figura 3.5).

Duración (min)	Intensidad (mm / min)
5	2.95
10	2.62
15	2.32
20	2.1
30	1.7

Figura 3.5 Tabla con datos de intensidades correspondiente al periodo de retorno de 25 años tomado como parte del ejemplo anterior.

- ✓ De estas curvas se toman los datos correspondientes al período de retorno que se considerará para el diseño del sistema de aguas lluvias (Ver Figura 3.6), y estos datos se grafican en papel logarítmico. A esta ultima gráfica es a la que llamamos Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia. (Ver Figura 3.6).

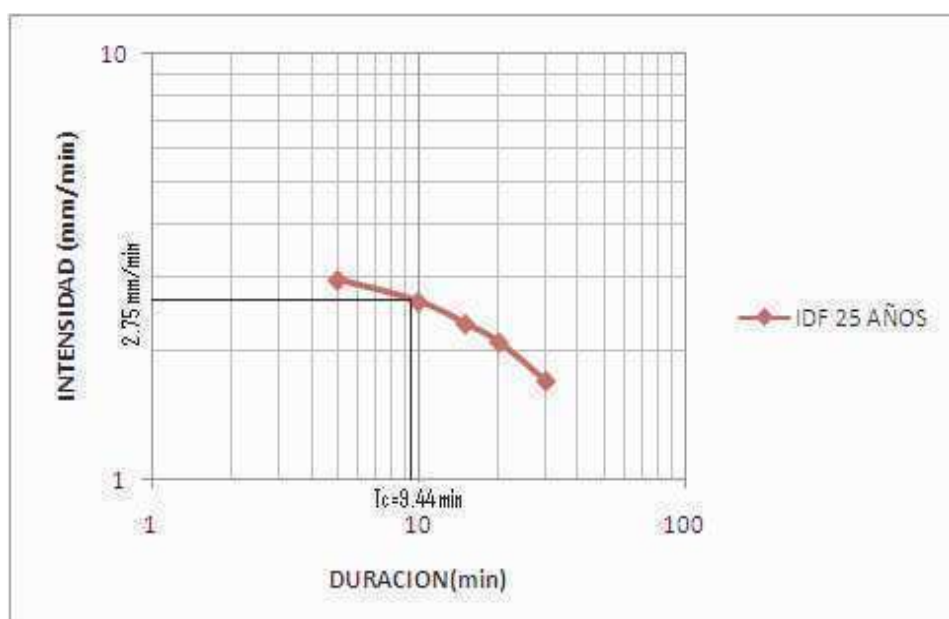


Figura 3.6 Ejemplo de la Curva de Intensidad – Duración – Frecuencia

3.2.1.8 AREA DE DRENAJE (A)

Para determinar el área de drenaje dentro de la ciudad, se trazan diagonales o bisectrices por las manzanas y se calculan las respectivas áreas tributarias (Ver figura 3.7), que estarán integradas por área de calles y aceras, área de techos y área verde.

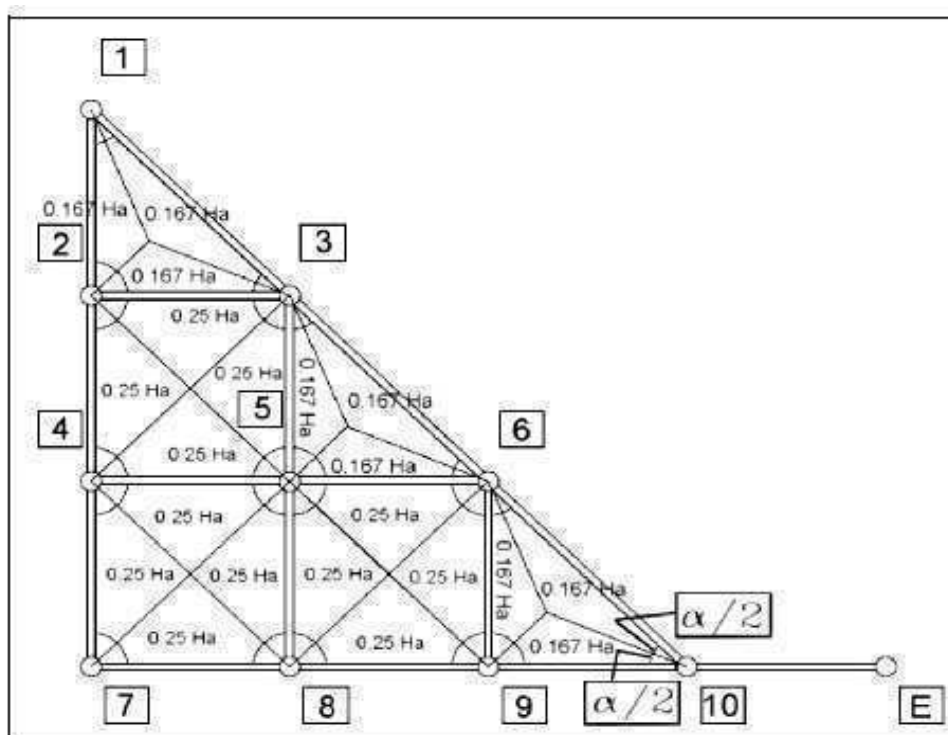


Figura 3.7 Ejemplo de trazo de área tributarias

Ya que estas tres áreas son las que contribuyen a la escorrentía que se drenará por medio del sistema de aguas lluvias.

3.2.2 TRAZO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

Por razones de economía, el trazo de una red de alcantarillado debe tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural. El escurrimiento

debe ser por gravedad, excepto en aquellas zonas donde sea necesario el bombeo.

El trazo de una red de alcantarillado se inicia con la definición de las áreas que contribuirán a la escorrentía, a partir de los cuales puede definirse el trazo de colectores y emisores.

Una vez definido esto, se traza la red de tuberías. En ambos casos, pueden elegirse varias configuraciones o trazos.

3.2.2.1 CONFIGURACIONES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Se denomina configuración de un sistema de alcantarillado al trazo definido para los colectores y emisores de la red, el cual depende, principalmente, de la topografía de la zona, del trazo de las calles en la localidad, de la ubicación de los sitios de vertido y de la disposición final de las aguas.

No existe una regla general para la disposición de la red del alcantarillado, ya que esta se debe ajustar a las condiciones físicas de cada población. A continuación se presentan algunos modelos de configuración de colectores y emisores más usuales que se agrupan en los tipos siguientes:

a) **Modelo perpendicular:**

Se utiliza en comunidades que se ubican a lo largo de una corriente, con el terreno inclinado hacia ella, por lo que las tuberías se colocan perpendicularmente a la corriente y descargan a colectores o a la corriente.

Este modelo se utiliza para buscar la trayectoria más corta hacia los canales superficiales existentes o hacia los colectores (*Figura 3.8*).

b) **Modelo radial:**

En este modelo la pendiente del terreno baja del centro del área por drenar hacia los extremos, por lo que la red de tuberías descarga a colectores perimetrales que llevan el agua al sitio de vertido (*Figura 3.9*)

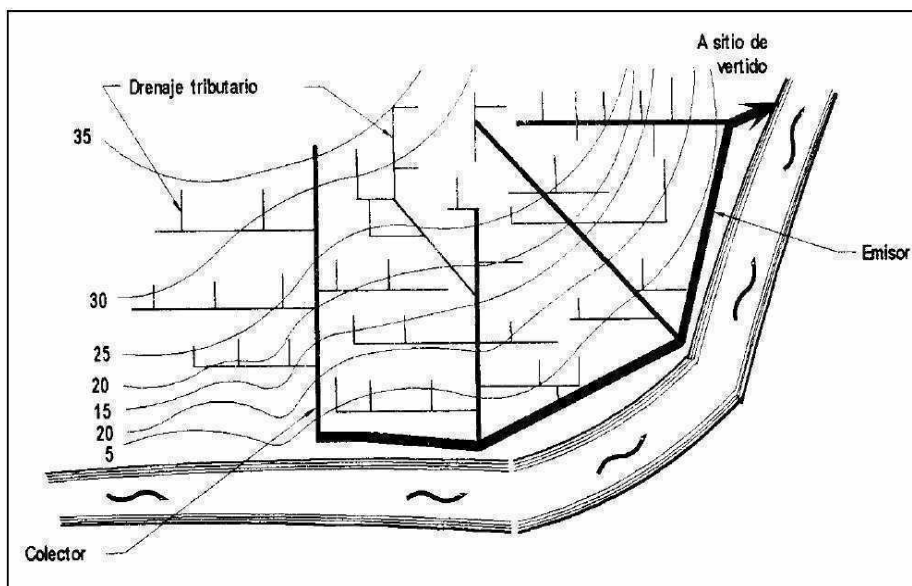


Figura 3.8 Modelo Perpendicular.

c) Modelo de interceptores:

Se emplea para recolectar aguas pluviales en zonas con curvas de nivel más o menos paralelas; el agua se capta con colectores cuyo trazo es transversal a las curvas de nivel, que descargan a un interceptor o emisor que lleva el agua al sitio de vertido (Figura 3.10).

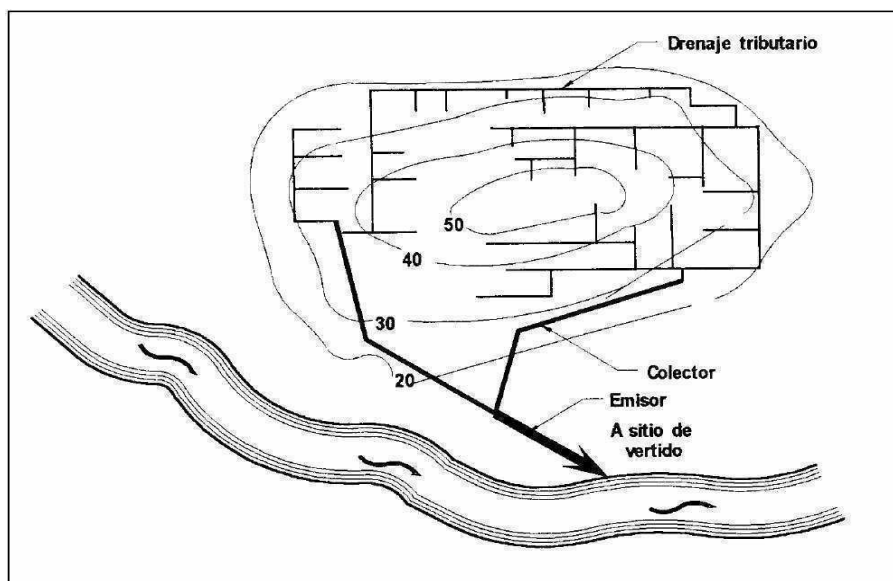


Figura 3.9 Modelo radial.

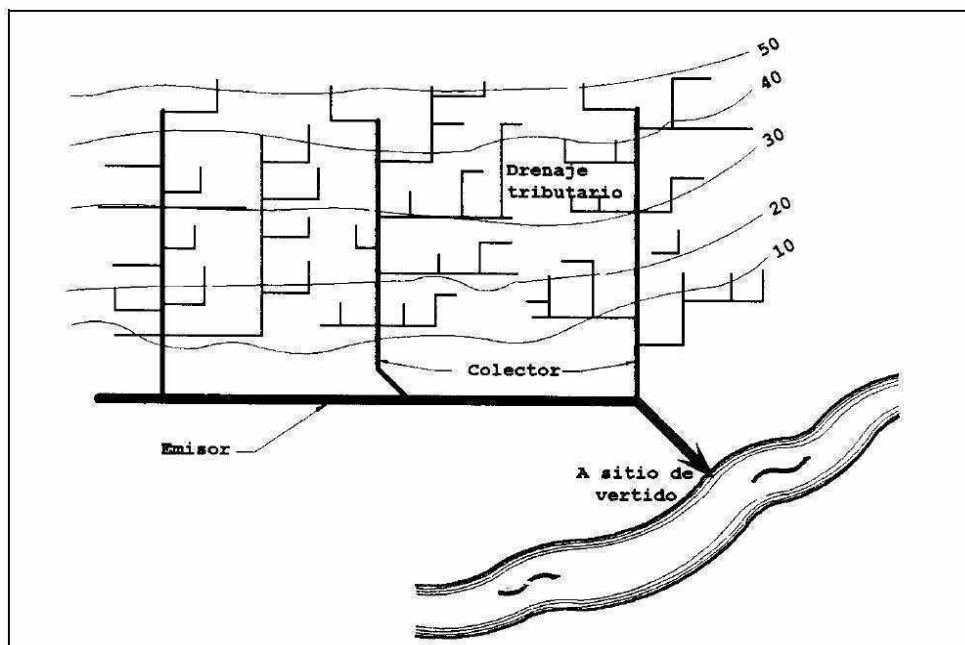


Figura 3.10 Modelo de interceptores.

d) Modelo en abanico:

Cuando la localidad se encuentra ubicada en un valle, se traza la red de tuberías reconociendo hacia el centro del valle y mediante un colector se traslada el agua pluvial a la zona de vertido (Figura 3.11).

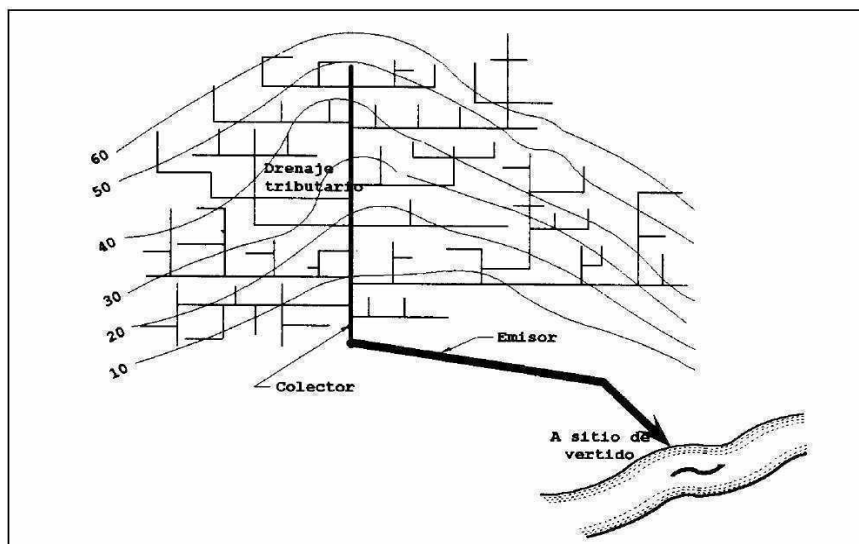


Figura 3.11 Modelo en abanico

3.2.3 COMPONENTES DEL SISTEMA DE AGUAS LLUVIAS

El sistema puede estar integrado por:

- Canaletas o cunetas:

Son elementos que conducen superficialmente el agua escurrida por un área determinada. (Ver figura 3.12)

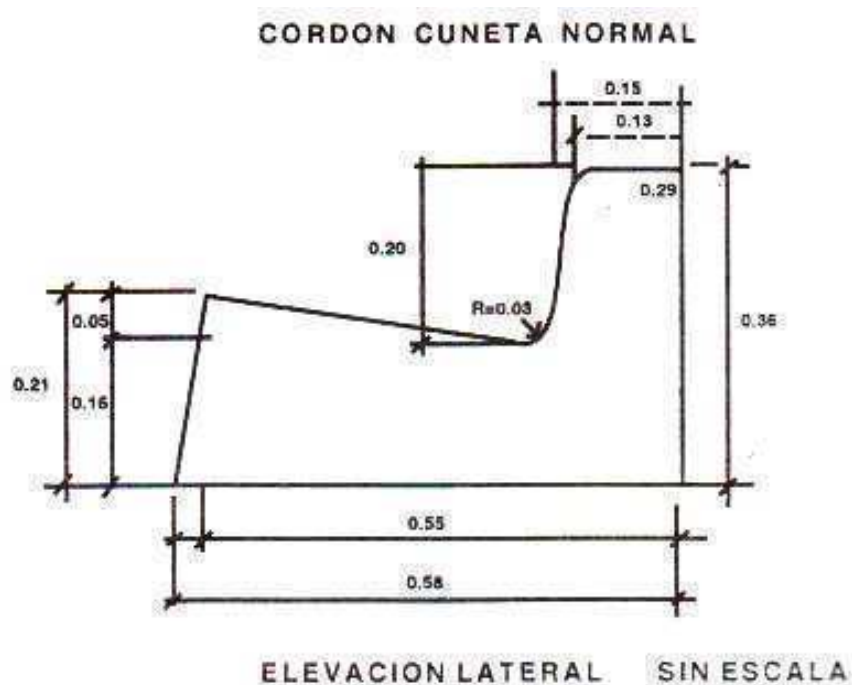


Figura 3.12 Detalle típico de una canaleta o cuneta.

La capacidad de descarga depende de su forma, pendiente y rugosidad. La ecuación de Manning puede utilizarse para determinar el caudal que son capaces de conducir aunque la consideración de que transportan un flujo uniforme no es completamente correcto, ya que existen contribuciones a todo lo largo de su recorrido (debido al bombeo de la calzada donde se ubican) que genera que aumente el tirante y la velocidad del flujo. Además con el escurrimiento poco profundo y el tirante transversal variable común en las cunetas, la distribución del gasto no es simétrica.

➤ Tragantes:

Son estructuras que tienen como función la captura de las aguas lluvias que son transportadas por las canaletas o cunetas y conducirlas a las tuberías subterráneas. (Ver figura 3.13)

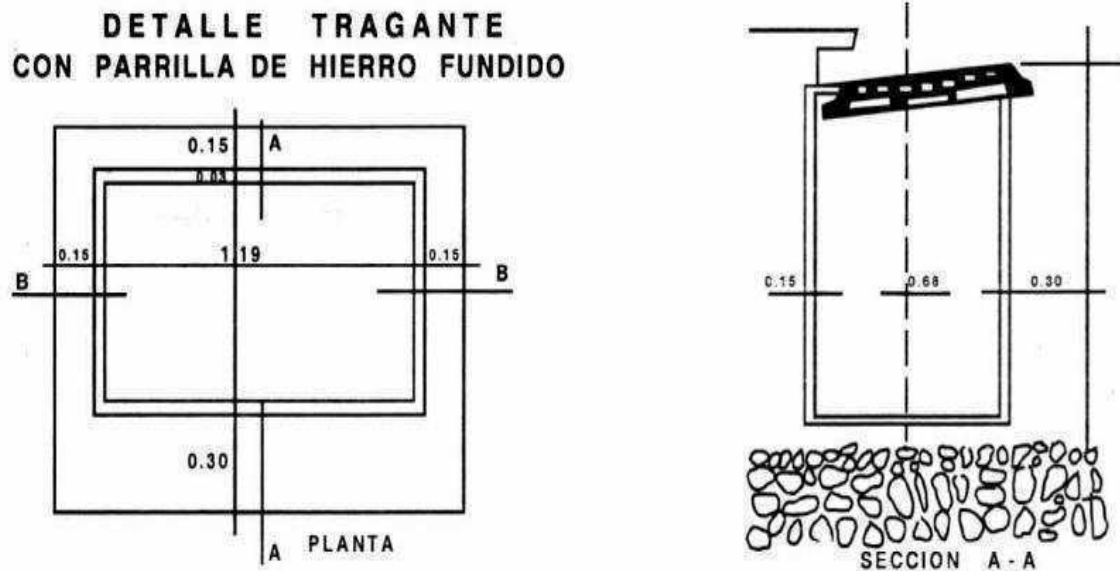


Figura 3.13 Detalle típico de Tragante

Los tragantes están constituidas por una caja que funciona como desarenador donde se depositan las materias pesadas que arrastra el agua y por una coladera con su estructura de soporte que permite la entrada del agua de la superficie del terreno al sistema de la red secundaria (colector secundario) mediante una tubería de concreto a la que se le denomina albañal pluvial.

La coladera evita el paso de basura, ramas y otros objetos que pudieran taponar los conductos de la red.

Los tragantes pueden clasificarse en:

- Remetidos o de acera: consiste en una abertura vertical que se encuentra en el cordón de las aceras y a través de la cual pasa el agua.

- Tragante de cuneta: consiste en una abertura que se construye directamente en la cuneta, apoyada sobre la caja, la abertura es protegida con una parrilla o por rejas.

Los tragantes se conectan al sistema por medio de tuberías, pudiendo unir dos tragantes y luego conectarse al pozo o unirse directamente al pozo o a la caja de registro. (Ver figura 3.14)

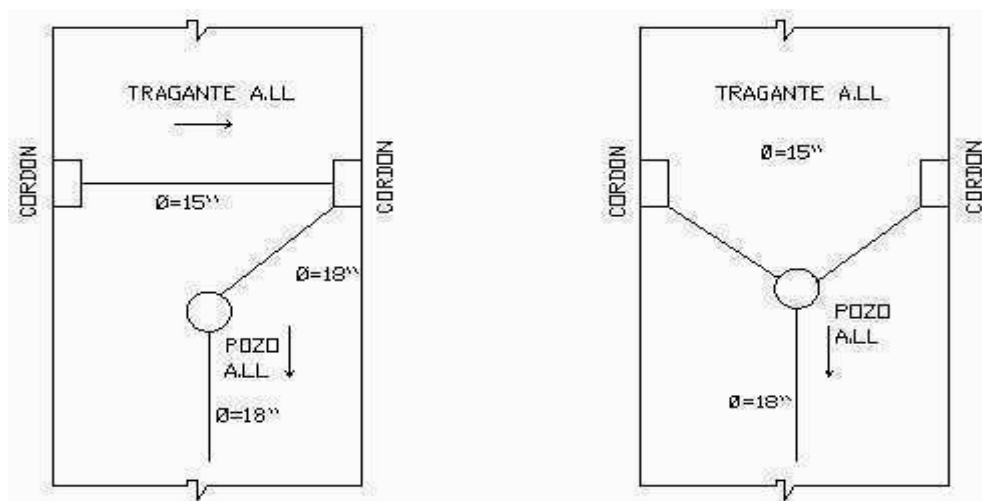


Figura 3.14 Conexión de tragantes: Sección de Vía Vehicular a Pozo de Visita.

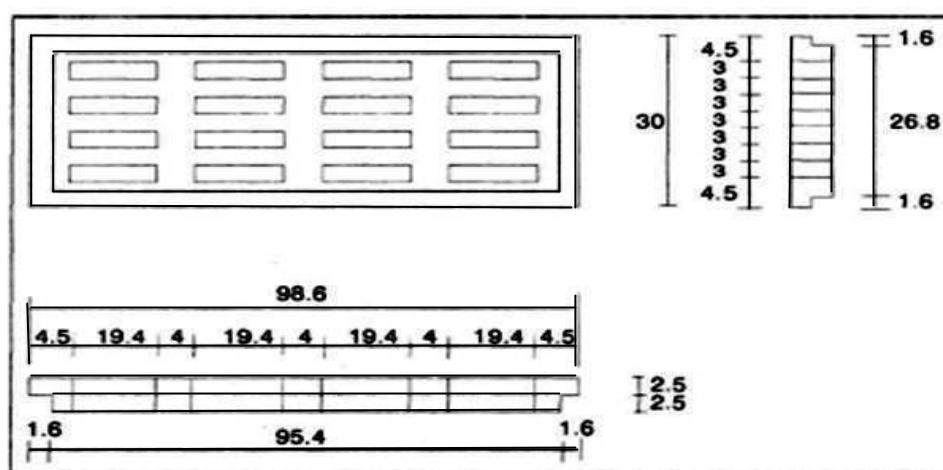


Figura 3.15 Reja horizontal para tragantes (todas las medidas están en centímetros)

La caja de los sumideros es construida en mampostería con una placa de fondo en concreto y repellar en mortero. La rejilla (horizontal y vertical) es construida normalmente en hierro gris y sus dimensiones típicas se indican en la figura 3.15.

➤ Pozos de visita:

Los pozos de visita se ubican en diferentes puntos de alineamiento del sistema, ya sea en los cambios de pendientes 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).

La finalidad de estas estructuras es:

- a) Inspección y limpieza de las alcantarillas.
- b) Cambios de diámetros en las tuberías.
- c) Cambios considerables de las pendientes.
- d) Cambios de dirección.

Se debe de tener cuidado en lo referente, a las presiones unitarias sobre el fondo del pozo y de la alcantarilla sean aproximadamente uniformes, ya que en otros casos existen el riesgo de asentamientos del pozo que podría causar una rotura en la conducción que constituye la alcantarilla.

Cuando la diferencia de cotas entre las alcantarillas entrantes y salientes exceda de 0.5 m, el caudal afluyente 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.

En cuanto a los materiales, cuando la altura de los pozos no exceda 6.00 m estos podrán ser de ladrillos de barro puesto en trinchera o 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.

Tabla 3.6 Diámetros de los pozos de visita

DIÁMETROS DE LA TUBERÍA (Pulg)	DIAMETRO DEL POZO (m)
HASTA 24	1.20
30 – 36	1.80
42 – 48	2.20
60	2.50

El diámetro del pozo de visita dependerá de los diámetros de las tuberías que en el convergen, Ver tabla 3.6.

➤ 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 piedras, ladrillos de calavera puesto de trinchera por la combinación de estos materiales. La tapadera se fabrica de concreto armado.

Se podrán utilizar cajas de registros para tuberías menores o iguales de 24 pulgadas.

➤ 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 llevarlas 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:

- 1) Protegerlo contra roturas por cargas uniformes, concentradas y de impacto del tráfico.
- 2) Evitar interferencias con las alcantarillas sanitarias y de agua potable.

➤ Alcantarillas pluviales y puentes:

Este tipo de estructuras de cruce son regularmente empleadas en carreteras, caminos e incluso en ciertas calles en localidades donde se ha respetado el paso de las corrientes naturales (*Figura 3.16*).

Son tramos de tubería o conductos que se incorporan en el cuerpo del terraplén de un camino para facilitar el paso de las aguas de las corrientes naturales, o de aquellas conducidas por canales o cunetas, a través del terraplén.

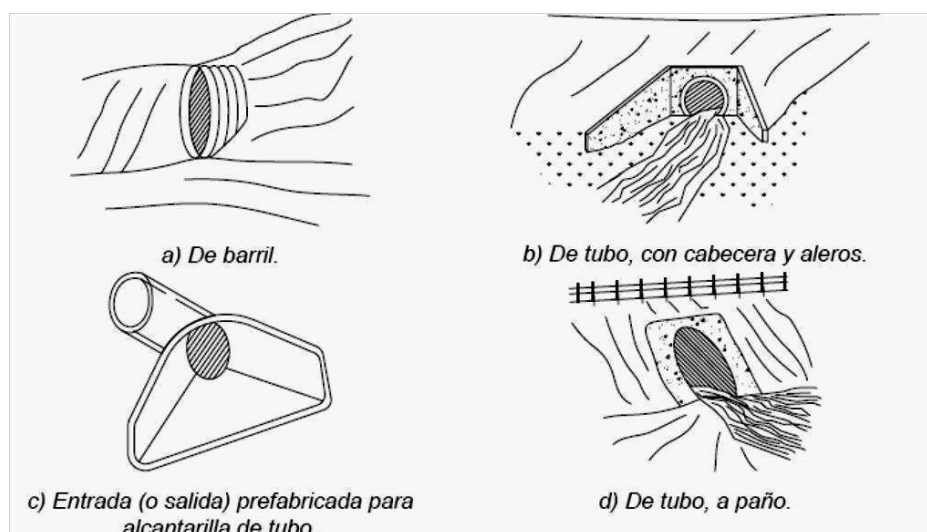


Figura 3.16 Alcantarillas pluviales.

➤ Elementos de protección:

Un colector final realiza su descarga hacia un colector natural, esto induce a la utilización de un desagüe o un cuerpo receptor final natural.

La descarga ocasiona 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.

Entre las principales obras de protección se tienen:

- Los Muros Guarda Niveles.
- Los Disipadores de Energía (Ver figura 3.18).
- Los Cabezales (Ver figura 3.17).

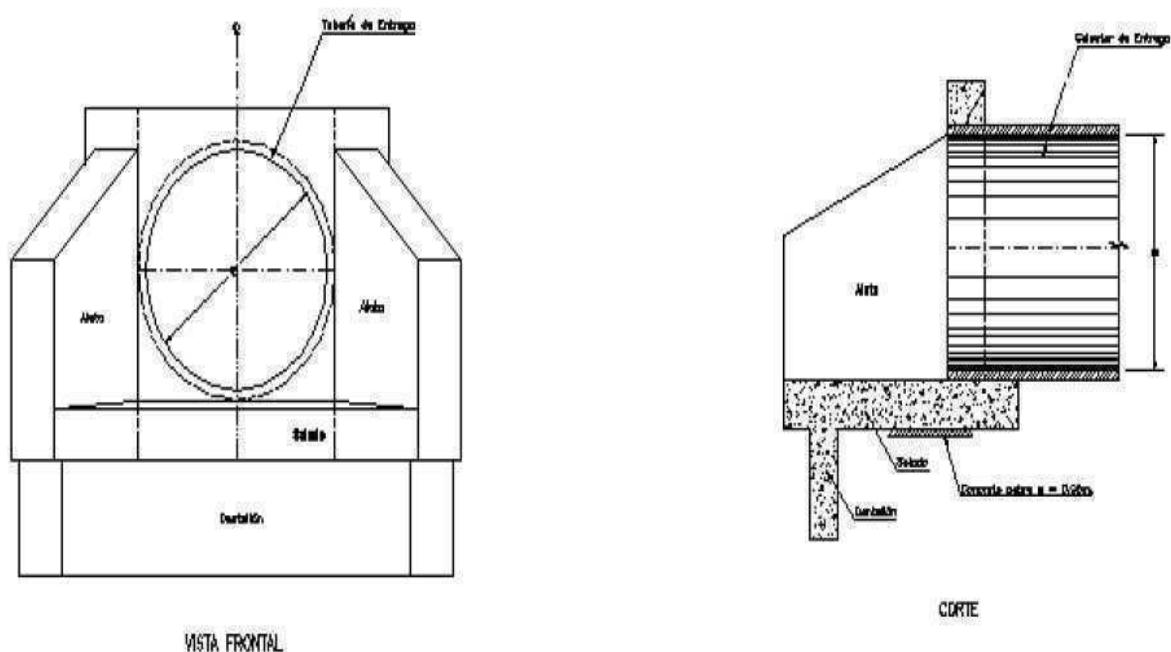


Figura 3.17 Detalle típico de cabezal

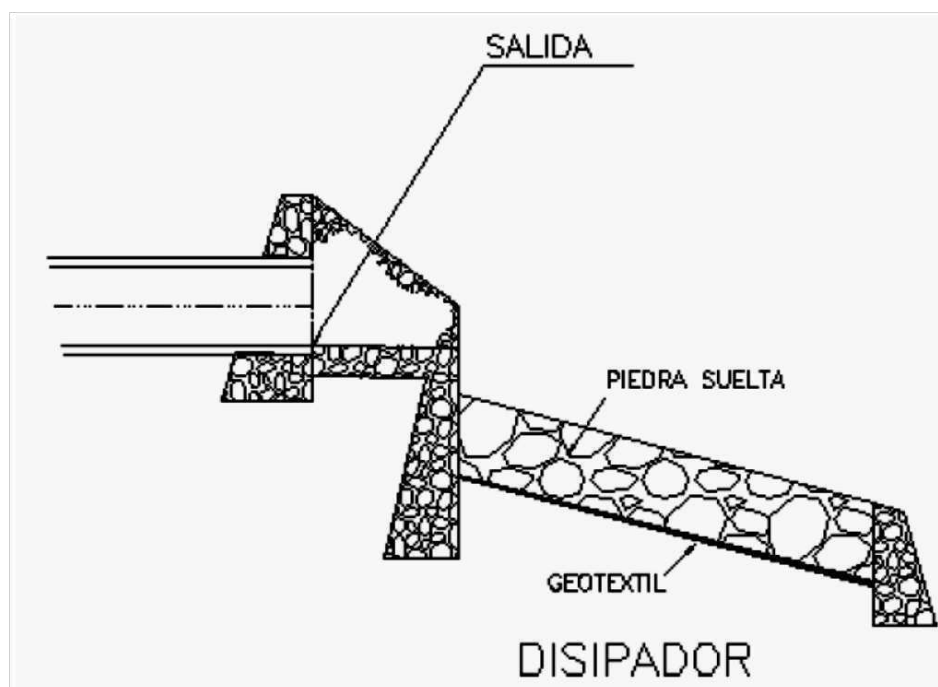


Figura 3.18 Detalle de Disipador de Energía

3.2.4 CONSIDERACIONES DE VELOCIDADES

Las velocidades del flujo en las tuberías constituyen un parámetro de suma importancia para el desempeño de estas, ya que los 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. El valor de la velocidad mínima es de 0.5 m/s que recomienda la Norma Técnica de ANDA para garantizar el buen funcionamiento de las tuberías.

3.2.5 NORMAS TECNICAS PARA PROYECTOS DE ALCANTARILLADOS PLUVIAL

En nuestro país quien se encarga de regular los proyectos de alcantarillado pluvial es el Vice Ministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano (VMVDU), a continuación se presenta el artículo 91, artículo 92 y artículo 93 de la Ley de

Urbanismo y Construcción en lo referente a obras de urbanización para aguas lluvias.

Obras de Urbanización para Aguas Lluvias.

Art. 91.- Los proyectos de parcelación que tengan áreas de influencia que converjan a ellos o que sean atravesados por quebrada o río; deberán contar con un estudio hidrológico de la cuenca en que se encuentren ubicados, a fin de considerar el desarrollo de otros proyectos tanto aguas arriba como aguas abajo. Si el sector en donde se encuentra ubicado el proyecto es de pendientes fuertes, deberá prevenirse la erosión hacia adentro o hacia fuera con los terrenos que los circundan, para lo cual será necesario proyectar las obras de protección y canalización necesarias. También deberán contar un diseño hidráulico de las tuberías y otras obras de drenaje internas del proyecto.

El sistema de drenaje de aguas lluvias de toda parcelación será calculado por el urbanizador para intensidades de lluvia que ocurran con una frecuencia de una vez cada cinco años (Período de Retorno), tomando en consideración las características especiales del sector en donde se encuentre ubicada. Para aquellas obras de drenaje cuyo diámetro exceda de 72 pulgadas, su diseño será con Períodos de Retorno de diez o veinticinco años, según el caso.

El escurrimiento superficial máximo permisible en cordones y cunetas o canaletas será de cien metros. Casos especiales serán analizados por el VMVDU. En toda vía de circulación menor, las tuberías de aguas lluvias se instalarán al centro de las mismas.

En vías vehiculares el diámetro mínimo de conexión de tragantes a pozo de visita será de 15 pulgadas a partir del segundo tragante. En acceso rodado únicamente cuya longitud total máxima sea de 75.00 metros, el diámetro mínimo de conexión de tragantes a pozo de visita será de 15 pulgadas a partir del segundo tragante. El diámetro mínimo para tuberías de aguas lluvias sobre una vía vehicular será de 18 pulgadas.

En Accesos Peatonales únicamente, se podrán utilizar canaletas rectangulares o medias cañas de concreto en sustitución de cordones y cunetas. El diámetro mínimo de conexión de tragante a caja de registro o pozo de visita será de 12 pulgadas y de dos tragantes a caja o pozo, será de 15 pulgadas a partir del segundo tragante. El diámetro mínimo sobre pasaje peatonal será de 15 pulgadas.

La distancia permisible entre la parte superior de las tuberías de agua lluvias y la rasante de las vías que será de 1.50 metros, con la finalidad de evitar interferencias con las tuberías de otros sistemas; pero en caso de no existir dichas interferencias, la distancia en mención podrá reducirse como máximo a 1.00 metro casos especiales serán analizados por el VMVDU.

En todo cambio de dirección o pendiente de tuberías para aguas lluvias, se deberá construir un pozo de visita o una caja de registro. Las cajas de registro se permitirán únicamente en Accesos Peatonales en sustitución de pozos de visita y para tuberías con un diámetro máximo de 24 pulgadas. Los pozos de visita y las cajas de registro deberán contar con su correspondiente tapadera de inspección. No se permitirán pozos de visita sin cajas de registro ciegos.

Si el cambio de dirección de las tuberías es de 45 grados o más con respecto a su eje, el pozo de visita deberá contar con una caída de 30 centímetros como mínimo, para tuberías con un diámetro máximo de 30 pulgadas; y para tuberías de 36 a 72 pulgadas de diámetro, la caída deberá ser de 1.00 metro como mínimo. Casos especiales serán analizados por el VMVDU. Para cambios de dirección en tuberías cuyo diámetro sea igual o mayor de 36 pulgadas, deberá diseñarse en el pozo de visita una pared de concreto armado o un muro de choque frente a la llegada de las aguas.

La entrega de aguas pluviales a un colector (quebrada o no), deberá tomar en cuenta el nivel máximo probable de las avenidas de éste último, a fin de no obstaculizar la incorporación de las aguas.

Si cae a un río o quebrada, su salida debe de estar en dirección del flujo de las aguas con ángulo de 45 grados y no más de 1.00 metro de altura para disminuir el golpe de ángulo de agua al caer. Esta altura podrá ser mayor si se proyecta en el lecho de la quebrada o río, un emplantillado de mampostería de piedra y/o concreto.

La pendiente mínima en tuberías de aguas lluvias será del 0.5% y la máxima será la que le corresponda a cada tubería según la tabla 3.7.

La pendiente mínima y máxima permisible en bóveda será determinada en el diseño pero en todo caso la velocidad mínima de la corriente no podrá ser inferior a 1 m/seg.

Su piso deberá ser de mampostería de piedra con un recubrimiento de concreto simple, de concreto o armado o la combinación de ambos.

Los cambios de dirección menores de 45 grados con respecto a su eje en bóveda, podrán suavizarse dándole una forma circular en una longitud de desarrollo adecuada.

Diámetro de Tuberías (Pulgada)	Pendiente Máxima Permisible (%)
12	6.5
15	5.8
18	5.0
24	3.0
30	2.5
36	2.0
42	2.0
48	2.0
60	1.5
72	1.0

Tabla 3.7 Pendientes máxima permitida de colectores de aguas lluvias según diámetro.

Si el cambio de dirección de las bóvedas es de 45 grados o más con respecto a su eje, deberá diseñarse según el caso, una caja especial en sustitución del pozo de visita, la cual deberá contar con una estructura de choque en la dirección de las aguas y con elementos adicionales en su piso para disipar la energía de la corriente.

En todo caso, las bóvedas no deberán contar con caídas interiores en su recorrido, en su defecto deberán diseñar rampas (rápidos) con una longitud de desarrollo adecuada y con elementos adicionales en su piso para disipar la energía de la corriente.

En los puntos de descarga de tuberías y bóvedas a quebradas o ríos, deberán proyectarse cabezales con gradas disipadoras de energía o rampas (rápidos) con una longitud de desarrollo adecuada y con elementos adicionales en su.

Pozos de Visita para Aguas Lluvias.

Art. 92.- los pozos de visita para aguas lluvias podrán ser de ladrillo de barro repellados o de piedra, cuando su altura no exceda de 6.00 metros. Cuando su altura sea mayor o en el caso de tener caídas iguales o mayores de 3.00 metros éstos deberán ser reforzados adecuadamente debiendo presentar en los planos respectivos, los detalles y cálculos estructurales.

La distancia máxima entre pozos de visita será de cien metros (100.00 metros), con una variación permisible del 15% en casos especiales.

Las tapaderas de los pozos serán de hierro fundido en las vías de circulación vehicular, pudiendo ser de concreto armado en los Pasajes Peatonales.

Tragantes.

Art. 93.- En todas las Vías de Circulación Menor serán de ladrillo de barro. Las parrillas de éstos serán de hierro fundido en las vías de circulación vehicular, pudiendo hacerse de concreto armado o de estructura metálica en los Accesos Peatonales.

En las vías de distribución y de Reparto, no se permitirán los tragantes remetidos.

La distancia máxima entre tragantes será de cien metros (100.00 mts). Casos especiales serán analizados por el VMVDU.

CAPITULO IV

DISEÑO, ESPECIFICACIONES TECNICAS Y PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

4.1 CRITERIOS EMPLEADOS EN EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO POR GRAVEDAD PARA LA CIUDAD DE SAN ISIDRO.

Para realizar el diseño de alcantarillado sanitario para la Ciudad de San Isidro se tomarán en cuenta los siguientes criterios:

- Para el presente Diseño se acataron las Normas Técnicas de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillado ANDA.
- En el sistema de alcantarillado, los colectores se consideraron como conductos abiertos para que el flujo de agua se lleve a cabo por gravedad. Por la topografía presente en la ciudad, el proceso de cálculo inicia en los lugares de mayor elevación del sector norte. A partir de ahí se procede al cálculo de cada uno de los tramos, analizando el caudal recolectado en la distancia entre pozo y pozo, así como del caudal acumulado de aguas arriba.
- Se asignaron colectores secundarios para las conexiones domiciliarias en algunos tramos donde la profundidad del colector sea mayor de 3m, según lo indica la Norma Técnica de ANDA.
- El cálculo del caudal total por tramo de tubería se realizó con ayuda de hojas de cálculo, las cuales serán explicadas en la parte de Caudal de Diseño.
- Se empleó el software HCANALES para realizar el diseño de colectores de los sistemas de alcantarillado por gravedad, lo cual se expondrá en el Diseño de Colectores.
- El material utilizado para los colectores será PVC.

- Revisión de los diámetros. Se ha hecho una revisión de cada uno de los tramos para evaluar el caudal estimado que llevará la tubería en cada uno de ellos y comparar el tirante normal obtenido con el tirante normal teórico permisible que puede llevar la tubería trabajando a caudal lleno. En la mayoría de los tramos no se supera el 50% de la capacidad de la tubería, lo cual se considera que es adecuado debido a la incerteza del crecimiento poblacional en el pueblo.

4.2 CAUDAL DE DISEÑO

Como se define en la Norma Técnica para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado de Aguas Negras (ANDA), el caudal de diseño es igual al 80% del consumo máximo horario correspondiente al final del período de diseño más una infiltración potencial a lo largo de la tubería de 0.10 L/s/ha para tubería de PVC.

La expresión que se utilizará será la siguiente:

$$Q_{AN} = F \times (80\%Q_{\max h} + 0.10 \times A_{\text{inf}})$$

Donde:

Q_{AN} = Caudal de diseño

F = Factor de tubería

$Q_{\max h}$ = Caudal máximo horario

A_{inf} = Área de influencia de infiltración

Adicionalmente, se le deberá multiplicar un factor de seguridad “F”, de 2.0 según Normas Técnicas de ANDA, para PVC con Φ 8” y 12”.

4.2.1 CAUDAL MÁXIMO HORARIO

Para calcular el caudal máximo horario primero se debe determinar el caudal medio diario a partir de la ecuación que se muestra a continuación:

$$Q_{md} = \frac{Dot \times P}{86400} \text{ (L/s)}$$

Donde:

Dot = Dotación

P= Población futura para el año 2031

Posteriormente, el caudal medio diario debe ser multiplicado por un coeficiente de variación horaria K_2 que varía entre 1.8 y 2.4. En este diseño el valor que se utilizará será el 2.4 como el caso más desfavorable, por lo que la expresión que se utilizará será la siguiente:

$$Q_{maxh} = 2.4 \times Q_{md}$$

Cabe mencionar que la dotación total incluye además de la dotación doméstica, el consumo comercial, público, etc. A continuación se presenta un cuadro de los consumos específicos que se usarán en el diseño, según la infraestructura encontrada en la Ciudad de San Isidro.

4.2.2 CÁLCULOS HIDRÁULICOS POR TRAMOS DE TUBERÍAS

Para efectos del diseño de colectores se debe determinar el caudal real para cada tramo de tubería. En esta parte se uso el software Excel como herramienta para realizar estos cálculos.

A continuación se presentan la explicación de las hojas de cálculo y las tablas de caudales reales.

4.2.3 CÁLCULOS HIDRÁULICOS POR TRAMOS DE TUBERÍAS

Para efectos del diseño de colectores se debe determinar el caudal real para cada tramo de tubería. En esta parte se uso el software Excel como herramienta para realizar estos cálculos.

A continuación se presentan la explicación de las hojas de cálculo y las tablas de caudales reales.

NOMBRE DE DOTACIÓN	LUGARES QUE LO COMPONEN	DOTACIÓN
Doméstica	Viviendas	134 L/p/d
Local Comercial	Ferreterías, Tiendas, Zapaterías, Librerías, Farmacias, Salones de belleza, Talleres, Laboratorio clínico	20 L/m ² /d
Restaurante	Comedores	50 L/m ² /d
Escuela	Escuelas, Institutos	40 L/alumno/d
Clínica Médica	Clínicas médicas	500 L/consultorios/d
Clínica Dental	Clínicas dentales	1000 L/consultorios/d
Mercado	Mercado	15 L/m ² /d
Iglesias	Iglesias, Asociaciones, Funeraria	3 L/asiento/d
Oficinas	Alcaldía municipal, Casa de la cultura, Juzgado de paz	6 L/m ² /d

Tabla 4.1 Consumos específicos utilizados en diseño de acuerdo a la infraestructura de la Ciudad de San Isidro, departamento de Cabañas.

- **Columna 1, 2, 15 y 16**

Presentan los pozos de inicio y final de cada tramo en estudio, respectivamente.

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Pozo Inicio	Pozo Llegada
1	2	15	16
P42	P43	P42	P43

Figura 4.1 Pozos de inicio y llegada en Tabla 4.2

- **Columna 3**

Contiene el diámetro mínimo permitido para cada tramo en estudio, éstos han sido establecidos según la Norma Técnica de ANDA, donde el diámetro mínimo permitido es de 8 pulgadas (PVC o cemento).

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (pulg)
1	2	3
P42	P43	8

Figura 4.2 Diámetro de tubería en Tabla 4.2

- **Columna 4**

Se establece el factor de tubería a utilizar de acuerdo al tamaño del diámetro de la tubería.

Ejemplo: La tubería correspondiente al tramo indicado en la tabla es de 8 pulgadas por lo tanto, el factor correspondiente es 2.0

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (pulg)	Factor
1	2	3	4
P42	P43	8	2

Figura 4.3 Factor de tubería en Tabla 4.2

- **Columna 5**

Presenta el número de lotes que descargarán el agua residual hacia el tramo en estudio.

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (pulg)	Factor	Nº de Lotes
1	2	3	4	5
P42	P43	8	2	7

Figura 4.4 Número de lotes por tramo en Tabla 4.2

- **Columna 6, 7, 11 y 13**

Presenta el área que ocupan los locales comerciales, restaurantes, mercado y oficinas, respectivamente, y que descargan el agua residual hacia el tramo en estudio.

- **Columna 8**

Presenta el número de alumnos del centro educativo que descarga el agua residual al tramo en estudio.

- **Columna 9 y 10**

Presenta el número de consultorios médicos y dentales, respectivamente, que descargan sus aguas residuales hacia el tramo en estudio.

- **Columna 12**

Presenta el número de asientos de los locales de reunión (iglesias, asociaciones, funeraria) que descargan sus aguas residuales en el tramo de estudio.

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (pulg)	Factor	Nº de Lotes	m² de local comercial	m² de restaurante	Nº de alumno	Nº de consultorio médico	Nº de consultorio dental	m² de mercado	Nº de asiento iglesia	m² de oficinas
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
P42	P43	8	2	7	30		149	1				200

Figura 4.5 Datos generales por tramo de tubería en Tabla 4.2

- **Columna 14**

Muestra el área de influencia que presentará una posible infiltración de agua residuales hacia la tubería del tramo en estudio.

El procedimiento utilizado para el cálculo de las áreas de influencia para cada colector se realizó de la siguiente manera:

La determinación de las áreas de influencia, debe hacerse de acuerdo con el plano topográfico de la población y el trazado de la red de colectores, tal como se ilustra en la figura 4.6.

El área de influencia que corresponde a cada colector se obtiene trazando las diagonales o bisectrices sobre las manzanas de la población, para el caso se ejemplifica en la intersección del pozo 10 la definición de la bisectriz del ángulo que forman las tuberías 6-10 y 9-10 (Ver Figura 4.6).

Las áreas de influencia se expresan en hectáreas; el área correspondiente a cada tubería del sistema de alcantarillado está conformada por la sumatoria de áreas de influencia adyacentes a la misma. Para el ejemplo, a la tubería 6-9 le corresponde un área de 0.417 Ha, resultado de la sumatoria de sus áreas adyacentes 0.167 Ha y 0.25 Ha (Ver figura4.7).

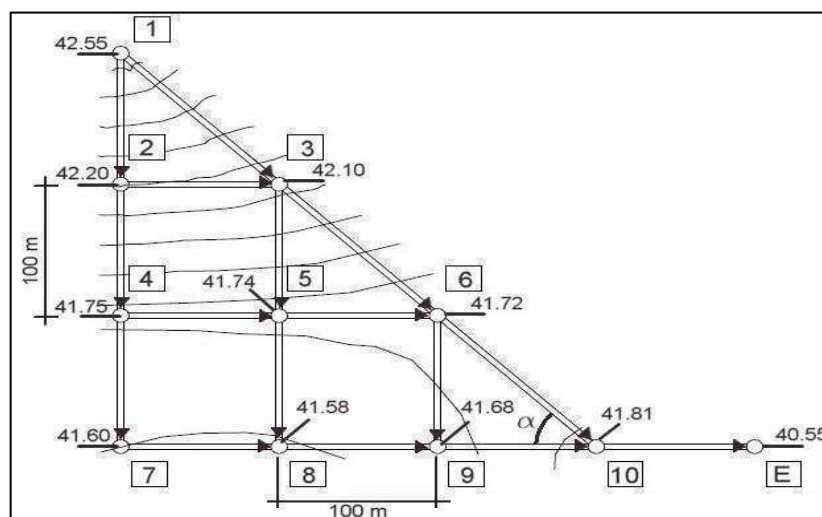


Figura 4.6 Planos topográficos y red de colectores de la población.

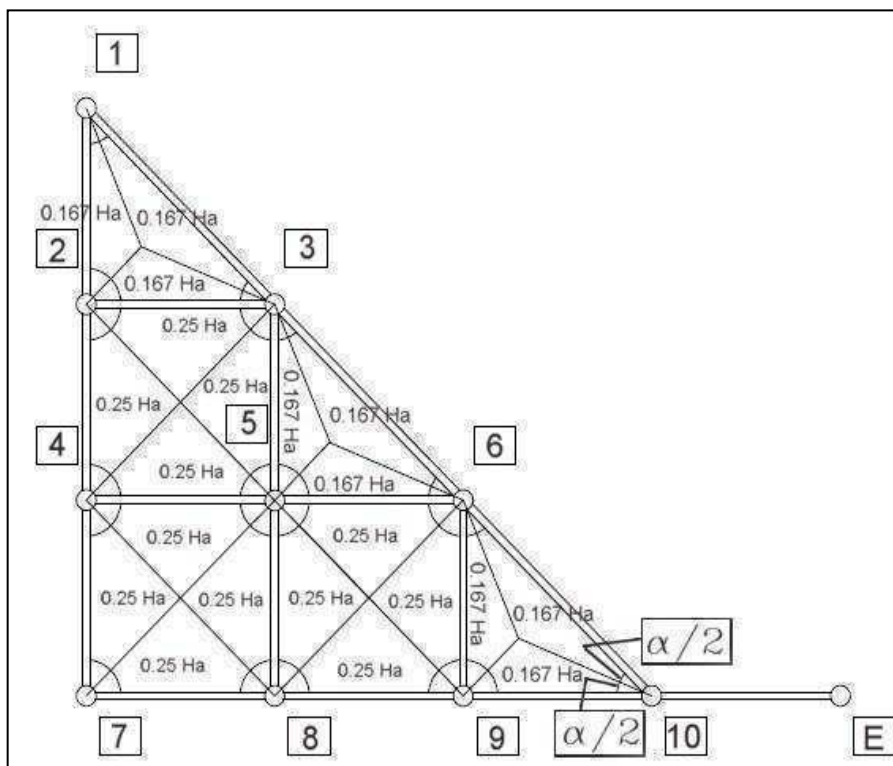


Figura 4.7 Áreas tributarias de la red de alcantarillado.

- **Columna 17**

Esta columna muestra el cálculo del caudal doméstico en L/s para el cual primero se tuvo que determinar la relación habitantes por lote.

$$k = \frac{\text{Población futura}}{\text{Nº de lotes totales}}$$

$$K = 5222/663 = 7.88 \text{ hab./Lote}$$

Luego se realizó el siguiente cálculo, basado en las fórmulas descritas anteriormente.

$$\text{Caudal doméstico} = \frac{k \times \text{Dot} \times \text{Nº de lotes}}{86400}$$

$$\text{Caudal doméstico} = \frac{7.88 \times 134 \times \text{columna 5}}{86400}$$

- **Columna 18, 19, 22 y 24**

Debido a que los caudales de comercio, del restaurante, de mercado y de oficina utilizan valores de áreas para su cálculo, tienen la siguiente fórmula en común.

$$\text{Caudal comercial} = \frac{\text{Dot} \times \text{m}^2 \text{ del local}}{86400}$$

Sin embargo, sus dotaciones son distintas por lo que las ecuaciones específicas de cada una son:

$$\text{Caudal comercial} = \frac{20 \times \text{columna 6}}{86400}$$

$$\text{Caudal restaurante} = \frac{50 \times \text{columna 7}}{86400}$$

$$\text{Caudal mercado} = \frac{15 \times \text{columna 11}}{86400}$$

$$\text{Caudal oficinas} = \frac{6 \times \text{columna 13}}{86400}$$

- **Columna 20**

El cálculo del caudal para los centros educativos en L/s es el siguiente:

$$\text{Caudal escuela} = \frac{\text{Dot} \times \text{n}^{\circ} \text{ de alumnos}}{86400}$$

$$\text{Caudal escuela} = \frac{40 \times \text{columna 8}}{86400}$$

- **Columna 21**

En esta columna se muestra el caudal de clínicas en L/s, el cual incluye las clínicas médicas y las clínicas dentales. Para esto se utilizó estas ecuaciones:

$$\text{Caudal clínicas} = \frac{(\text{Dot} \times \text{n}^{\circ} \text{ consult. clínico}) + (\text{Dot} \times \text{n}^{\circ} \text{ consult. dental})}{86400}$$

$$\text{Caudal clínicas} = \frac{(500 \times \text{columna 9}) + (1000 \times \text{columna 10})}{86400}$$

- **Columna 23**

El caudal de los centros de reunión se calculó así:

$$\text{Caudal iglesia} = \frac{\text{Dot} \times \text{n}^\circ \text{ de asientos}}{86400}$$

$$\text{Caudal iglesia} = \frac{3 \times \text{columna 12}}{86400}$$

- **Columna 25**

Muestra el caudal debido a la infiltración el cual incluye el valor establecido por la Norma Técnica de ANDA de 0.10 L/s/ha y el área de influencia para el tramo en estudio.

$$\text{Caudal de infiltración} = 0.10 \times \text{área de influencia}$$

$$\text{Caudal de infiltración} = 0.10 \times \text{columna 14}$$

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Caudal domést. (L/s)	Caudal comercial (L/s)	Caudal restaurante (L/s)	Caudal Escuela (L/s)	Caudal clínicas (L/s)	Caudal mercado (L/s)	Caudal iglesias (L/s)	Caudal oficina (L/s)
15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
P42	P43	0.086	0.007	0.000	0.069	0.006	0.000	0.000	0.014

Figura 4.8 Datos de caudales.

- **Columna 26**

Finalmente, esta columna enseña el caudal real de cada tramo de tubería para lo cual se usa la siguiente expresión:

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Caudal domést. (L/s)	Caudal comercial (L/s)	Caudal restaurante (L/s)	Caudal Escuela (L/s)	Caudal clínicas (L/s)	Caudal mercado (L/s)	Caudal Iglesias (L/s)	Caudal oficina (L/s)	Caudal infiltración (L/s)
15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
P42	P43	0.085	0.007	0.000	0.069	0.006	0.000	0.000	0.014	0.041

Figura 4.9 Datos de caudales

$$\text{Caudal total por tramo} = F \times \left(2.4 \times 0.8 \left(\sum \text{caudales} \right) + \text{Caudal infiltración} \right)$$

$$CT = C4 \times (2.4 \times 0.8(C17 + C18 + C19 + C20 + C21 + C22 + C23 + C24) + C25)$$

Donde:

CT = Caudal total por tramo o Caudal real por tramo

C = Columna de las tablas

$$\begin{aligned} \sum \text{caudales} &= 0.086 + 0.007 + 0.0 + 0.069 + 0.006 + 0.0 + 0.0 + 0.014 \\ &= 0.181 \text{ L/s} \end{aligned}$$

$$CT = 2.0 \times (2.4 \times 0.8(0.181) + 0.041) = \mathbf{0.7780 \text{ L/s}}$$

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Caudal infiltración (L/s)	CAUDAL POR TRAMO (L/s)
15	16	25	26
P42	P43	0.041	0.7780

Figura 4.10 Suma de caudales.

- **Columna 27**

Esta columna presenta el caudal acumulado, es decir, los caudales que se le suman de tramos anteriores.

Pozo Inicio	Pozo Llegada	CAUDAL POR TRAMO (L/s)	CAUDAL TOTAL POR TRAMO
15	16	26	27
P40	P42	0.0032	2.2576
P42	P43	0.7780	3.0357

Figura 4.11 Caudal acumulado en Tabla 4.2

La siguiente figura presenta una tabla resumen del cálculo del caudal de diseño utilizando el software Excel como herramienta para realizar estos cálculos.

Pozo Inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (pulg.)	Factor	Nº de Lotes	m² de local comercial	m² de restaurante	Nº de alumno	Nº de consultorio médico	Nº de consultorio dental	m² de mercado	Nº de asiento iglesia	m² de oficinas	Área Influencia	Pozo Inicio	Pozo Llegada	Caudal domést. (L/s)	Caudal comercial (L/s)	Caudal restaurante (L/s)	Caudal Escuela (L/s)	Caudal clínicas (L/s)	Caudal mercado (L/s)	Caudal Iglesias (L/s)	Caudal oficina (L/s)	Caudal infiltración (L/s)	CAUDAL POR TRAMO (L/s)	CAUDAL TOTAL POR TRAMO (L/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
P42	P43	8	2	7	30		149	1			200	0.41	P42	P43	0.086	0.007	0.000	0.069	0.006	0.000	0.000	0.014	0.041	0.7780	3.0357	

Figura 4.12 Tabla resumen del cálculo del caudal real.

A continuación se presentan las tablas que se describieron anteriormente, con los datos obtenidos de los cálculos.

Tabla 4.2 Cálculo de caudales por tramo de tubería

Pozo inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (Pulg.)	Factor	Nº de Lotes	m² de local comercial	m² de restaurante	Nº de Alumnos	Nº de Consultorio Médico	Nº de Consultorio Dental	m² de mercado	Nº de Asiento iglesia	m² de oficinas	Área de Influencia	Pozo de Inicio	Pozo de Llegada	Caudal Doméstico (L/S)	Caudal Comercial (L/s)	Caudal Restaurante (L/s)	Caudal Escuela (L/s)	Caudal Clínicas (L/s)	Caudal Mercado (L/s)	Caudal Iglesia (L/s)	Caudal Oficina (L/s)	Caudal Infiltración (L/s)	Caudal por tramo (L/s)	Caudal total por tramo(L/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
P-80	P-81	8	2	44	0	0	0	0	0	0	0	0	0.271	P-80	P-81	0.5385416	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0271	2.1191	2.1191
P-81	P-1	8	2	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0.342	P-81	P-1	0.1346354	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0342	0.5846	2.7037
p-1	p-2	8	2	7	154	0	0	0	0	0	0	0	1.94	p-1	p-2	0.086	0.036	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.194	0.8534	3.5571
P-2	P-3	8	2	9	216	0	0	0	0	0	0	0	0.222	P-2	P-3	0.110	0.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.022	0.6588	4.2159
P-4	P-5	8	2	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0.42	P-4	P-5	0.159	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.6941	0.6950
P-6	P-7	8	2	4	0	2271	0	0	0	0	0	0	0.123	P-6	P-7	0.049	0.000	1.314	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	5.2590	5.2593
P-7	P-8	8	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0.027	P-7	P-8	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.0993	5.3586
p-8	P-9	8	2	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0.051	p-8	P-9	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	1.1979	5.5565
p-9	P-10	8	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.015	p-9	P-10	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.0499	5.6064
P-10	P-11	8	2	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0.108	P-10	P-11	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.1624	5.7688
P-11	P-12	8	2	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0.217	P-11	P-12	0.061	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.022	0.2780	6.0468
P-12	P-13	8	2	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0.244	P-12	P-13	0.086	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.024	0.3773	6.4242
P-13	P-5	8	2	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0.03	P-13	P-5	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.1468	6.5709
P-14	P-5	8	2	16	0	0	0	0	0	0	0	0	0.461	P-14	P-5	0.196	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.046	0.8431	0.8442
P-5	P-3	8	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0.212	P-5	P-3	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.021	0.1363	8.2464
P-3	P-15	8	2	13	460	0	0	0	0	0	0	0	0.1737	P-3	P-15	0.159	0.106	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.017	1.0537	13.5160
P-15	P-16	8	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.042	P-15	P-16	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.0553	13.5714
P-16	P-24	8	2	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0.301	P-16	P-24	0.147	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.030	0.6234	14.1947
P-18	P-20	8	2	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0.155	P-18	P-20	0.110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.4534	0.4540
P-19	P-20	8	2	9	0	0	0	0	0	0	12	0	0.251	P-19	P-20	0.110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.025	0.4742	0.4748
p-17	p-20	8	2	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0.207	p-17	p-20	0.098	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.021	0.4168	0.4174
P-20	P-21	8	2	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0.156	P-20	P-21	0.061	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.2658	1.6120
P-21	P-23	8	2	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0.156	P-21	P-23	0.086	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.3597	1.9718

Tabla 4.2 Cálculo de caudales por tramo de tubería

Pozo inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (Puig.)	Factor	Nº de Lotes	m² de local comercial	m² de restaurante	Nº de Alumnos	Nº de Consultorio Médico	Nº de Consultorio Dental	m² de mercado	Nº de Asiento iglesia	m² de oficinas	Área de Influencia	Pozo de Inicio	Pozo de Llegada	Caudal Doméstico (L/S)	Caudal Comercial (L/s)	Caudal Restaurante (L/s)	Caudal Escuela (L/s)	Caudal Clínicas (L/s)	Caudal Mercado (L/s)	Caudal Iglesia (L/s)	Caudal Oficina (L/s)	Caudal Infiltración (L/s)	Caudal por tramo (L/s)	Caudal total por tramo(L/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
P-22	P-23	8	2	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0.372	P-22	P-23	0.098	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.037	0.4498	0.4504
P-23	P-82	8	2	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0.159	P-23	P-82	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.1726	2.5947
P-82	P-24	8	2	2	0	0	0	0	0	0	30	0	0.159	P-82	P-24	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.016	0.1297	2.7244
P-24	P-26	8	2	8	275.7	0	0	1	1	0	25	0	0.399	P-24	P-26	0.098	0.064	0.000	0.000	0.017	0.000	0.001	0.000	0.040	0.7704	17.6895
P-25	P-26	8	2	8	0	421	0	0	0	0	0	0	0.258	P-25	P-26	0.098	0.000	0.244	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.026	1.3626	1.3632
P-26	P-45	8	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0.132	P-26	P-45	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.013	0.1203	19.1729
P-31	P-32	8	2	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0.017	P-31	P-32	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.1442	0.1442
P-32	P-33	8	2	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0.045	P-32	P-33	0.073	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.2906	0.4348
P-33	P-34	8	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.017	P-33	P-34	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.0503	0.4851
P-34	P-35	8	2	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0.043	P-34	P-35	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.1494	0.6345
P-35	P-37	8	2	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0.086	P-35	P-37	0.086	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.3457	0.9802
P-36	P-37	8	2	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0.127	P-36	P-37	0.086	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.013	0.3539	0.3544
P-37	P-39	8	2	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0.222	P-37	P-39	0.086	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.022	0.3729	1.7075
P-38	P-39	8	2	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0.136	P-38	P-39	0.098	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.4026	0.4032
P-39	P-40	8	2	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0.135	P-39	P-40	0.073	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.3086	2.4193

Tabla 4.2 Cálculo de caudales por tramo de tubería

Pozo inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (Pulg.)	Factor	Nº de Lotes	m² de local comercial	m² de restaurante	Nº de Alumnos	Nº de Consultorio Médico	Nº de Consultorio Dental	m² de mercado	Nº de Asiento iglesia	m² de oficinas	Área de Influencia	Pozo de Inicio	Pozo de Llegada	Caudal Doméstico (L/S)	Caudal Comercial (L/s)	Caudal Restaurante (L/s)	Caudal Escuela (L/s)	Caudal Clínicas (L/s)	Caudal Mercado (L/s)	Caudal Iglesia (L/s)	Caudal Oficina (L/s)	Caudal Infiltración (L/s)	Caudal por tramo (L/s)	Caudal total por tramo(L/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
P-27	P-28	8	2	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0.038	P-27	P-28	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.1484	0.1484
P-28	P-29	8	2	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0.044	P-28	P-29	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.1965	0.3449
P-29	P-30	8	2	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0.072	P-29	P-30	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.2021	0.5470
P-30	P-40	8	2	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0.072	P-30	P-40	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.2021	0.7491
P-40	P-43	8	2	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0.007	P-40	P-43	0.098	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.3768	3.5453
P-41	P-42	8	2	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0.2	P-41	P-42	0.147	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.6032	0.6040
P-42	P-43	8	2	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0.243	P-42	P-43	0.073	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.024	0.3302	0.9342
P-43	P-44	8	2	3	0	0	0	0	0	0	70	0	0.164	P-43	P-44	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.016	0.1829	4.6624
P-44	P-45	8	2	3	0	537	0	0	0	0	0	356	0.236	P-44	P-45	0.037	0.000	0.311	0.000	0.000	0.000	0.000	0.025	0.024	1.4763	6.1386
P-45	P-48	8	2	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0.168	P-45	P-48	0.135	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.017	0.5498	25.8614
P-46	P-47	8	2	2	175	0	0	0	0	0	0	684	0.277	P-46	P-47	0.024	0.041	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.048	0.028	0.4872	0.4874
P-47	P-48	8	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0.096	P-47	P-48	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010	0.1131	0.6005
P-48	P-50	8	2	4	0	0	0	0	0	500.8	0	0	0.196	P-48	P-50	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.087	0.000	0.000	0.020	0.5608	27.0226
P-49	P-50	8	2	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	P-49	P-50	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.1452	0.1454
P-50	P-51	8	2	13	72.8	0	0	0	0	0	0	43	0.431	P-50	P-51	0.159	0.017	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.043	0.7725	27.9405
P-51	P-52	12	2	10	0	0	0	0	1	0	0	0	0.260	P-51	P-52	0.122	0.000	0.000	0.000	0.012	0.000	0.000	0.000	0.026	0.5657	28.5062
P-52	P-67	12	2	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0.229	P-52	P-67	0.098	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.023	0.4212	28.9275

Tabla 4.2 Cálculo de caudales por tramo de tubería

Pozo inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (Pulg.)	Factor	Nº de Lotes	m² de local comercial	m² de restaurante	Nº de Alumnos	Nº de Consultorio Médico	Nº de Consultorio Dental	m² de mercado	Nº de Asiento iglesia	m² de oficinas	Área de Influencia	Pozo de Inicio	Pozo de Llegada	Caudal Doméstico (L/S)	Caudal Comercial (L/s)	Caudal Restaurante (L/s)	Caudal Escuela (L/s)	Caudal Clínicas (L/s)	Caudal Mercado (L/s)	Caudal Iglesia (L/s)	Caudal Oficina (L/s)	Caudal Infiltración (L/s)	Caudal por tramo (L/s)	Caudal total por tramo(L/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
P-64	P-65	8	2	7	0	0	250	0	0	0	200	350	0.345	P-64	P-65	0.086	0.000	0.000	0.116	0.000	0.000	0.007	0.024	0.035	0.9620	0.9624
P-53	P-54	8	2	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0.139	P-53	P-54	0.061	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.2624	0.2624
P-54	P-55	8	2	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0.035	P-54	P-55	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.1478	0.4102
P-55	P-56	8	2	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0.132	P-55	P-56	0.061	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.013	0.2610	0.6713
P-56	P-57	8	2	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0.307	P-56	P-57	0.135	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.031	0.5776	1.2489
P-57	P-58	8	2	5	734	0	0	0	0	0	0	0	0.3	P-57	P-58	0.061	0.170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.030	0.9471	2.1960
P-58	P-59	8	2	2	734	0	0	0	0	0	0	0	0.075	P-58	P-59	0.024	0.170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.7613	2.9573
P-59	P-62	8	2	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0.038	P-59	P-62	0.061	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.2422	3.1996
P-60	P-61	8	2	8	0	0	0	0	0	0	0	838	0.359	P-60	P-61	0.098	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.058	0.036	0.6707	0.6713
P-61	P-62	8	2	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0.369	P-61	P-62	0.135	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.037	0.5900	1.2613
P-62	P-66	8	2	9	216	0	0	0	0	0	0	0	0.398	P-62	P-66	0.110	0.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.040	0.6940	5.1549
P-65	P-66	8	2	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0.285	P-65	P-66	0.110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.029	0.4794	2.5368
P-66	P-67	8	2	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0.349	P-66	P-67	0.184	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	0.7737	8.4654
P-67	P-71	12	2	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0.173	P-67	P-71	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.017	0.2223	37.6152
P-68	P-69	8	2	6	0	0	0	0	0	0	15	0	0.337	P-68	P-69	0.073	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.034	0.3510	0.3514

Tabla 4.2 Cálculo de caudales por tramo de tubería

Pozo inicio	Pozo Llegada	Diámetro Colector (Pulg.)	Factor	N° de Lotes	m² de local comercial	m² de restaurante	N° de Alumnos	N° de Consultorio Médico	N° de Consultorio Dental	m² de mercado	N° de Asiento iglesia	m² de oficinas	Área de Influencia	Pozo de Inicio	Pozo de Llegada	Caudal Doméstico (L/S)	Caudal Comercial (L/s)	Caudal Restaurante (L/s)	Caudal Escuela (L/s)	Caudal Clínicas (L/s)	Caudal Mercado (L/s)	Caudal Iglesia (L/s)	Caudal Oficina (L/s)	Caudal Infiltración (L/s)	Caudal por tramo (L/s)	Caudal total por tramo(L/s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
P-69	P-70	8	2	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0.197	P-69	P-70	0.122	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.5087	0.8601
P-70	P-71	8	2	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0.085	P-70	P-71	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.1578	1.0179
P-72	P-73	8	2	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0.153	P-72	P-73	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.015	0.1714	0.1716
P-73	P-74	8	2	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0.119	P-73	P-74	0.049	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.2115	0.3831
P-74	P-75	8	2	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0.064	P-74	P-75	0.061	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.2474	0.6306
P-75	P-78	8	2	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0.097	P-75	P-78	0.098	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010	0.3948	1.0254
P-76	P-77	8	2	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0.095	P-76	P-77	0.098	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010	0.3944	0.3950
P-77	P-78	8	2	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0.059	P-77	P-78	0.110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.4342	0.8292
P-78	P-79	8	2	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0.086	P-78	P-79	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.1580	2.0126
P-63	P-65	8	2	7	442	0	0	0	0	0	0	1145	0.339	P-63	P-65	0.086	0.102	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.080	0.034	1.0945	1.0950

4.3 DISEÑO Y DISPOSICIÓN DE LA RED

Los colectores fueron ubicados al sur de las calles y al poniente de las avenidas, a una distancia de 1.5m del cordón en la mayoría de los casos. Las excepciones fueron debido a las intersecciones de las calles que hacían difícil mantener esta distancia en toda la red.

Los colectores para conexiones domiciliarias fueron colocados a una profundidad entre 1.2m y 3.0m de relleno sobre la corona en toda la red.

Para mantener este criterio se emplearon colectores paralelos en donde uno de ellos se dispuso para la recolección de aguas residuales de conexiones domiciliarias mientras que el otro, que se encuentra a mayor profundidad de la descrita, se encarga de transportar el caudal acumulado de tramos anteriores. La distancia máxima entre pozos es de 100 m.

4.4 DISEÑO DE COLECTORES

En este trabajo de graduación haremos uso del programa HCANALES “Software para diseño de canales”, de Máximo Villón Béjar, que sustituye los procesos de lectura en la curva de elementos hidráulicos básicos o gráficos tipo nomograma, el cuál de una forma matemática, realiza los cálculos para determinar con exactitud la velocidad real y el tirante que presenta la tubería en condiciones reales.

Para que el diseño del colector sea el adecuado debe cumplir con los siguientes criterios:

- La velocidad mínima debe ser 0.5 m/s
- La velocidad máxima para tubería de PVC es de 5.0 m/s
- La pendiente mínima será de 1% y en casos excepcionales podrá ser de 0.5% siempre y cuando el material de la tubería sea PVC y que no sea en tramos iniciales.
- El diámetro de la tubería debe ser de 8 pulgadas.

PASOS A SEGUIR PARA USO DE SOFTWARE HCANALES

- Primero iniciamos el programa Hcanales previamente instalado.
- En la barra de menús elija Tirante-Normal.
- Luego de haberse desplegado la lista elija Sección Circular, que es nuestro caso.
- Aparecerá una ventana llamada Cálculo del tirante Normal, sección Circular, como la mostrada en la figura 4.13

Cálculo del tirante normal, sección circular

Lugar: Proyecto:
 Tramo: Revestimiento:

Datos:

Caudal (Q): m³/s
 Diámetro (d): m
 Rugosidad (n):
 Pendiente (S): m/m

Resultados:

Tirante normal (y): m Perímetro mojado (p): m
 Área hidráulica (A): m² Radio hidráulico (R): m
 Espejo de agua (T): m Velocidad (v): m/s
 Número de Froude (F): Energía específica (E): m-Kg/Kg
 Tipo de flujo:

Calcular Limpiar Pantalla Imprimir Menú Principal Calculadora

Realiza la impresión de la pantalla 20:36 30/06/2010

Figura 4.13 Ventana de cálculo de tirante normal para secciones circulares, Software Hcanales.

La información a colocar en el programa es la siguiente:

Lugar: Aquí se coloca el nombre del sitio para el que se está diseñando.

Tramo: Consideraremos un tramo a longitud de tubería entre dos pozos, identificando el tramo con el nombre del pozo de inicio y del pozo de fin.

Proyecto: Se coloca el nombre del tipo de tubería a diseñar, según sea el uso ya sea acueductos, canales de riego agrícolas o como en nuestro caso los alcantarillados sanitario o pluvial.

Revestimiento: Colocaremos el tipo de material de la tubería utilizada.

Luego se introducen los siguientes datos, en la parte superior de la ventana del programa, en la figura 4.13:

- Caudal en m^3/s
- Diámetro de la tubería en metros
- Pendiente de la tubería
- Coeficiente de rugosidad “n”, que en nuestro caso es $n=0.011$ por utilizar tubería de PVC.

Seleccionamos Ejecutar y el programa nos calculará todos los resultados de los datos introducidos. Para nuestro diseño solo necesitamos el valor de la velocidad y el tirante normal para ser evaluados, los cuales deben ser comparados con los valores límites que proporciona la Norma Técnica de ANDA, de la siguiente manera:

- La velocidad debe tener un valor entre 0.5 y 5.0 m/s
- El tirante normal no debe ser mayor del 80% del diámetro de la tubería.

Luego existen las opciones adicionales de Imprimir el reporte, introducir nuevos datos por medio de Limpiar pantalla, así como volver al Menú Principal.

A continuación se presenta las tablas resumen de los colectores diseñados.

TABLA 4.3 Diseño de colectores por H-CANALES SAN ISIDRO, CABAÑAS.

Pozo Inicial	Pozo Llegada	Caudal Total por tramo (m³/s)	caudal (L/s)	Distancia horizontal	Diámetro (pulg)	Diámetro (m)	Pendiente %	Coef. Rugosidad "n"	Tirante normal (m)	Velocidad (m/s)
P-80	P-81	0.0021191	2.1191	65.0	8	0.2032	1.18	0.011	0.0304	0.6985
P-81	P-1	0.0027037	2.7037	95.0	8	0.2032	1.41	0.011	0.0328	0.7999
P-1	P-2	0.0035571	3.5571	56.44	8	0.2032	1.03	0.011	0.0405	0.7763
P-2	P-3	0.004259	4.2159	88.44	8	0.2032	1.03	0.011	0.0440	0.8159
P-4	P-5	0.0006950	0.6950	88.79	8	0.2032	2	0.011	0.0157	0.6007
P-6	P-7	0.0052593	5.2593	43.43	8	0.2032	7.5	0.011	0.0301	1.7527
P-7	P-8	0.005359	5.3586	16.45	8	0.2032	7.5	0.011	0.0304	1.7625
P-8	P-9	0.0055565	5.5565	35.50	8	0.2032	7.5	0.011	0.0310	1.7819
P-9	P-10	0.0056064	5.6064	8.13	8	0.2032	7.5	0.011	0.0311	1.7866
P-10	P-11	0.0057688	5.7688	36.62	8	0.2032	7.5	0.011	0.0315	1.8016
P-11	P-12	0.0060468	6.0468	58.37	8	0.2032	7.5	0.011	0.0346	1.6488
P-12	P-13	0.0064242	6.4242	57.96	8	0.2032	7.42	0.011	0.0333	1.8535
P-13	P-5	0.0065709	6.5709	24.04	8	0.2032	5.5	0.011	0.0362	1.6789
P-14	P-5	0.0008442	0.8442	91.00	8	0.2032	1	0.011	0.0203	0.5002
P-5	P-3	0.0082464	8.2464	60.10	8	0.2032	1	0.011	0.0623	0.979
P-3	P-15	0.0135160	13.5160	66.62	8	0.2032	1	0.011	0.0809	1.1227
P-15	P-16	0.0135714	13.5714	26.56	8	0.2032	1.09	0.011	0.0792	1.1598
P-16	P-24	0.0141947	14.1947	94.72	8	0.2032	1	0.011	0.0811	1.1239
P-18	P-20	0.0004540	0.4540	44.69	8	0.2032	1.99	0.011	0.0124	0.5147
P-19	P-20	0.0004748	0.4748	66.07	8	0.2032	2.013	0.011	0.0131	0.5344
P-17	P-20	0.0004174	0.4147	48.41	8	0.2032	1.88	0.011	0.0126	0.5046
P-20	P-21	0.0016120	1.6120	48.19	8	0.2032	5.022	0.011	0.0188	1.0676
P-21	P-23	0.0019718	1.9718	44.00	8	0.2032	1.32	0.011	0.0285	0.7108
P-22	P-23	0.0004504	0.4504	71.72	8	0.2032	7.3	0.011	0.0095	0.8259
P-23	P-82	0.0025947	2.5947	35.00	8	0.2032	1	0.011	0.0349	0.7000
P-82	P-24	0.0027244	2.7244	37.50	8	0.2032	1	0.011	0.0358	0.7100

TABLA 4.3 Diseño de colectores por HCANALES SAN ISIDRO, CABAÑAS.

Pozo Inicial	Pozo Llegada	Caudal Total por tramo (m ³ /s)	caudal (L/s)	Distancia horizontal	Diámetro (pulg)	Diámetro (m)	Pendiente %	Coef. Rugosidad "n"	Tirante normal (m)	Velocidad (m/s)
P-24	P-26	0.0176895	17.6895	89.26	8	0.2032	2.08	0.011	0.0751	1.5592
P-25	P-26	0.0013632	1.3632	77.16	8	0.2032	4.8859	0.011	0.0175	1.0057
P-26	P-45	0.0191729	19.1729	27.54	8	0.2032	1.0167	0.011	0.0981	1.2404
P-31	P-32	0.0001442	0.1442	14.41	8	0.2032	5.34	0.011	0.0059	0.5187
P-32	P-33	0.0004348	0.4348	31.15	8	0.2032	6.292	0.011	0.0097	0.7789
P-33	P-34	0.0004851	0.4851	7.50	8	0.2032	2.533	0.011	0.0126	0.5851
P-34	P-35	0.0006345	0.6345	17.46	8	0.2032	1.4318	0.011	0.0163	0.5203
P-35	P-37	0.0009802	0.9802	39.66	8	0.2032	9.0794	0.011	0.0129	1.1293
P-36	P-37	0.0003544	0.3544	40.36	8	0.2032	9.76	0.011	0.0079	0.8462
P-37	P-39	0.0017075	1.7075	70.96	8	0.2032	1.34	0.011	0.0266	0.6850
P-38	P-39	0.0004032	0.4032	77.19	8	0.2032	2.19	0.011	0.0119	0.5255
P-39	P-40	0.0024193	2.4193	39.40	8	0.2032	1.74	0.011	0.0295	0.8327
P-27	P-28	0.0001484	0.1484	22.69	8	0.2032	9.83	0.011	0.0053	0.6528
P-28	P-29	0.0003449	0.3449	22.35	8	0.2032	3.22	0.011	0.0101	0.5733
P-29	P-30	0.0005470	0.5470	23.38	8	0.2032	4.88	0.011	0.0114	0.7623
P-30	P-40	0.0007491	0.7491	44.68	8	0.2032	10.14	0.011	0.0111	1.0819
P-40	P-43	0.0035453	3.5453	11.47	8	0.2032	5.68	0.011	0.0267	1.4137
P-41	P-42	0.0006040	0.6040	70.52	8	0.2032	1.45	0.011	0.0159	0.5146
P-42	P-43	0.0009342	0.9342	85.92	8	0.2032	1	0.011	0.0213	0.5158
P-43	P-44	0.0046624	4.6624	89.08	8	0.2032	1	0.011	0.0466	0.8314
P-44	P-45	0.0061386	6.1386	33.89	8	0.2032	1	0.011	0.0535	0.9002
P-45	P-48	0.0258614	25.8614	88.61	8	0.2032	1	0.011	0.1183	1.3234
P-46	P-47	0.0004874	0.4874	60.09	8	0.2032	3.84	0.011	0.0114	0.6780
P-47	P-48	0.0006005	0.6005	26.79	8	0.2032	2.24	0.011	0.0143	0.5976
P-48	P-50	0.0270226	27.0226	53.03	8	0.2032	1	0.011	0.1217	1.3364
P-49	P-50	0.0001454	0.1454	19.60	8	0.2032	8.11	0.011	0.0054	0.6066
P-50	P-51	0.0279405	27.9405	98.37	8	0.2032	1	0.011	0.1244	1.3461
P-51	P-52	0.0285062	28.5062	64.80	12	0.3048	0.5	0.011	0.1221	1.0433
P-52	P-67	0.0289275	28.9275	83.32	12	0.3048	0.5	0.011	0.1231	1.0474
P-63	P-65	0.0010950	1.0950	83.90	8	0.2032	3.71	0.011	0.0168	0.8550

TABLA 4.3 Diseño de colectores por HCANALES SAN ISIDRO, CABAÑAS.

Pozo Inicial	Pozo Llegada	Caudal Total por tramo (m³/s)	caudal (L/s)	Distancia horizontal	Diámetro (pulg)	Diámetro (m)	Pendiente %	Coef. Rugosidad "n"	Tirante normal (m)	Velocidad (m/s)
P-64	P-65	0.0009624	0.9624	72.78	8	0.2032	1.83	0.011	0.0187	0.6426
P-53	P-54	0.0002624	0.2624	62.75	8	0.2032	2.84	0.011	0.0092	0.5049
P-54	P-55	0.0004102	0.4102	23.58	8	0.2032	2.04	0.011	0.0122	0.5156
P-55	P-56	0.0006713	0.6713	37.82	8	0.2032	2.01	0.011	0.0155	0.5957
P-56	P-57	0.0012489	1.2489	65.96	8	0.2032	1.07	0.011	0.0241	0.5764
P-57	P-58	0.0021960	2.1960	67.38	8	0.2032	4.17	0.011	0.0228	1.0990
P-58	P-59	0.0029573	2.9573	16.59	8	0.2032	1.02	0.011	0.0370	0.7326
P-59	P-62	0.0031996	3.1996	25.99	8	0.2032	1	0.011	0.0387	0.7446
P-60	P-61	0.0006713	0.6713	75.20	8	0.2032	1.86	0.011	0.0157	0.5796
P-61	P-62	0.0012613	1.2613	82.38	8	0.2032	4.96	0.011	0.0168	0.9877
P-62	P-66	0.0051549	5.1549	88.01	8	0.2032	1	0.011	0.0456	0.8205
P-65	P-66	0.0025368	2.5368	81.63	8	0.2032	3.42	0.011	0.0256	1.0705
P-66	P-67	0.0084654	8.4654	86.21	8	0.2032	1	0.011	0.0631	0.9864
P-67	P-71	0.0376152	37.6152	55.60	12	0.3048	0.5	0.011	0.1426	1.1225
P-68	P-69	0.0003514	0.3514	65.25	8	0.2032	3.74	0.011	0.0100	0.6071
P-69	P-70	0.0008601	0.8601	74.97	8	0.2032	1.53	0.011	0.0185	0.5837
P-70	P-71	0.0010188	1.0188	41.94	8	0.2032	1.40	0.011	0.0205	0.5952
P-72	P-73	0.0001716	0.1716	35.12	8	0.2032	7.15	0.011	0.0061	0.6109
P-73	P-74	0.0003831	0.3831	45.90	8	0.2032	2.05	0.011	0.0118	0.5058
P-74	P-75	0.0006306	0.6306	13.33	8	0.2032	1.87	0.011	0.0153	0.5699
P-75	P-78	0.0010254	1.0254	57.59	8	0.2032	3	0.011	0.0172	0.7786
P-76	P-77	0.0003950	0.3950	51.47	8	0.2032	3.67	0.011	0.0104	0.625
P-77	P-78	0.0008292	0.8292	58.87	8	0.2032	4.13	0.011	0.0144	0.816
P-78	P-79	0.0020126	2.0126	44.08	8	0.2032	1.88	0.011	0.0265	0.8101

4.5 DESCARGA DE AGUAS RESIDUALES

Debido a las características que posee la topografía en el área urbana de San Isidro permite tener un solo sector de descarga, por lo tanto solo hay necesidad de diseñar una planta de tratamiento para poder recolectar la mayor parte del agua residual proveniente del casco urbano.

Cabe mencionar que por las condiciones topográficas encontradas hay dos puntos de descarga, P71 y P79, los cuales darán inicio al último colector que transporta el agua residual a una misma planta de tratamiento.

4.6 ALTERNATIVAS PARA LOS SECTORES INACCESIBLES AL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

La aplicación de un sistema de alcantarillado se considera un servicio básico, sin embargo en la búsqueda de la cobertura de estas redes en las ciudades de países en desarrollo, pueden generarse ciertas dificultades técnicas y económicas, dando lugar a la aplicación de otras alternativas.

Como solución a dichas problemáticas, las medidas para mejorar las condiciones en los sectores carentes de servicios básicos, se plantean la construcción de letrinas que pueden ser de diferentes tipos, donde estas pueden variar según la región, zona, tipo de suelo, clima, costumbres, etc.

Se propone tres alternativas, las cuales resultan viables desde los puntos de vista técnico, económico y ambiental, estas son: La Letrina Abonera Seca Familiar, la Fosa Séptica Prefabricada y la Letrina Solar.

4.6.1 LETRINA ABONERA SECA FAMILIAR CON VENTILACIÓN

A diferencia de la letrina de hoyo seco, ofrece gran seguridad sanitaria en la disposición de las heces, minimiza la posibilidad de contaminación de las fuentes de agua y reduce las condiciones para la producción de olores desagradables y criaderos de insectos dañinos.

Son letrinas de tipo seco, que tienen dos cámaras de descomposición, las que se usan en forma alternante, permitiendo mantener el proceso de degradación de la materia fecal. Las características de esta letrina también permiten su construcción en terrenos húmedos y poco firmes, como los suelos arenosos. Este tipo de letrinas se conoce con el nombre de Letrina Abonera Seca Familiar con ventilación o sencillamente por sus siglas LASF.

La letrina Abonera Seca familiar con Ventilación, cumple con las mismas características de la Letrina Abonera Seca familiar sin Ventilación, con la diferencia que lleva incorporado un Tubo de Ventilación, cuya función principal es la de optimizar la evacuación de olores y sirve como trampa para insectos que puedan proliferar en su interior.

Para la instalación del Tubo de Ventilación se deben observar los siguientes requisitos:

El tubo de ventilación debe sobresalir por lo menos 10 cm. de la sección superior del techo de la caseta, debe ser preferentemente de PVC de 80 PSI y con un diámetro de 3 pulgadas. Debe ubicarse en la parte posterior de la caseta y que sobrepase por lo menos 2 cm. la plancha de la letrina.

Debe estar fijado en la pared por medio de abrazaderas.

En la parte superior del tubo debe instalarse un codo de 60° y una malla o cedazo Color blanco o amarillo, para que el color no obstruya el brillo producido por el Sol y debe garantizarse que quede bien sujeta al tubo,

(Ver fig.4.14).

DETALLES TECNICOS DE LAS LASF:

1. Dos Cámaras de Almacenamiento

La LASF provee dos depósitos o cámaras colocados uno junto al otro, los cuales permiten la recolección de las heces. Cuando una cámara está llena no es necesario trasladar a otro lugar toda la letrina, como sucede en las de foso; sencillamente se cambia de una taza a otra, dejando sellada y temporalmente sin uso la taza empleada al principio (Ver figura 4.14).

MINISTERIO DE SALUD PÚBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL - EL SALVADOR
UNIDAD DE ATENCIÓN INTEGRAL AL AMBIENTE

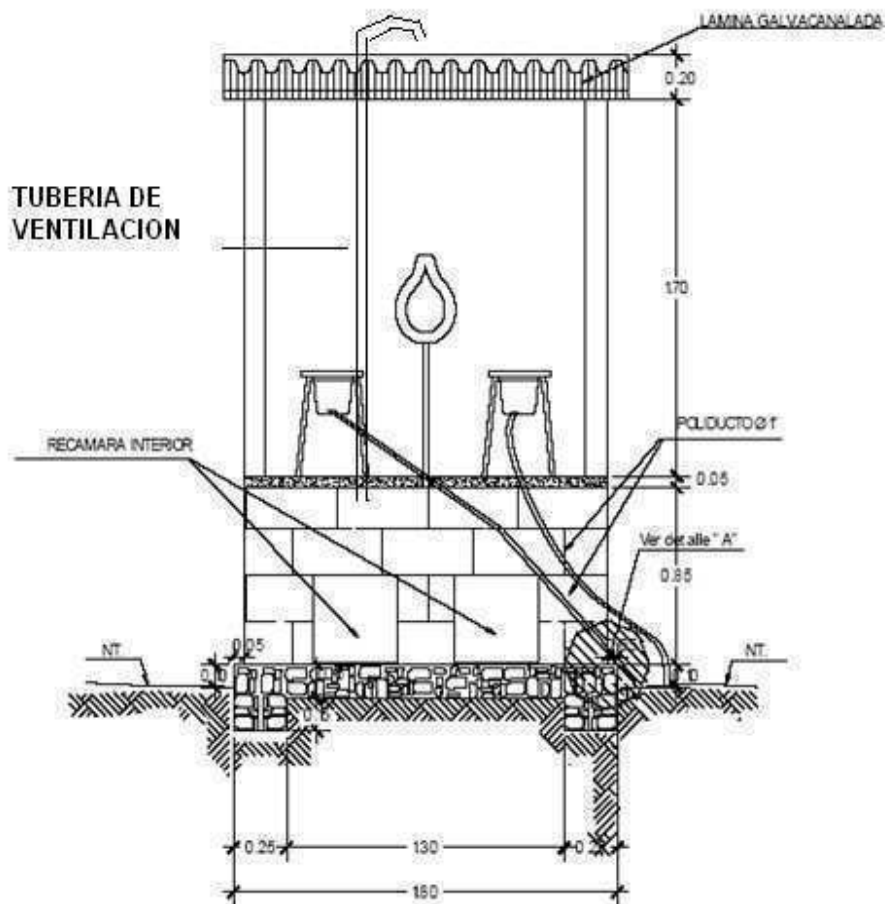


Figura 4.14 Detalle de LASF.

2. Urinarios para Garantizar el Proceso Seco

Es una letrina que funciona con la condición de mantenerse seca, no está diseñada para recibir líquidos tales como orina o agua. Precisamente por ello, los asientos o tazas utilizados en ella tienen un elemento particular que los hace diferentes a los de otros tipos de letrinas; las tazas cuentan con una prolongación delantera que impide la penetración de orina en la cámara.

Esta prolongación o urinario recibe la orina, y la traslada hasta un foso sumidero por medio de un tubo o poliducto. A la letrina también se le ha

3. Mantenimiento Mejorado

El mantenimiento de las LASF es sumamente sencillo; ésta posee dos cámaras, cada una de estas cámaras se llena, en condiciones normales, en unos seis meses. Una vez llena, se sella y suspende su uso durante los próximos seis meses. Este será el tiempo necesario para que el excremento humano se descomponga y seque; en su nuevo estado el material será removido más fácilmente y no ofrecerá peligros para la salud. La cámara llena podrá ser vaciada después de pasados seis meses de haber sido sellada, mientras tanto, la otra estará en uso por un período igual de tiempo.

4. El Material de Desecho Puede Ser Aprovechado

Además de las ventajas de higiene y mantenimiento, este tipo de letrina ofrece la ventaja de producir abono orgánico. En la LAFS, el excremento humano experimenta un proceso de transformación, que lo convierte en materia aprovechable para el enriquecimiento de la tierra de cultivo.

Para el logro de este propósito, el uso de la letrina abonera seca, exige que las heces depositadas en la cámara sean cubiertas con cantidades regulares de ceniza, o en su defecto, una mezcla de tierra seca con cal. Las heces así tratadas, sufren un cambio en su composición; son secadas y se descomponen, reduciendo su contenido de gérmenes y produciendo un tipo de abono perfectamente aprovechable.

5. Facilidad de Construcción de las Letrinas

La construcción de la LASF es relativamente sencilla y se presenta para que las familias de la comunidad se organicen y se apoyen mutuamente en las actividades necesarias para su construcción.

La comunidad puede intercambiar herramientas de trabajo, ayudar en la consecución de materiales a las familias que tengan más dificultades para

obtenerlos y apoyarse mutuamente en los distintos pasos para la construcción de las letrinas.

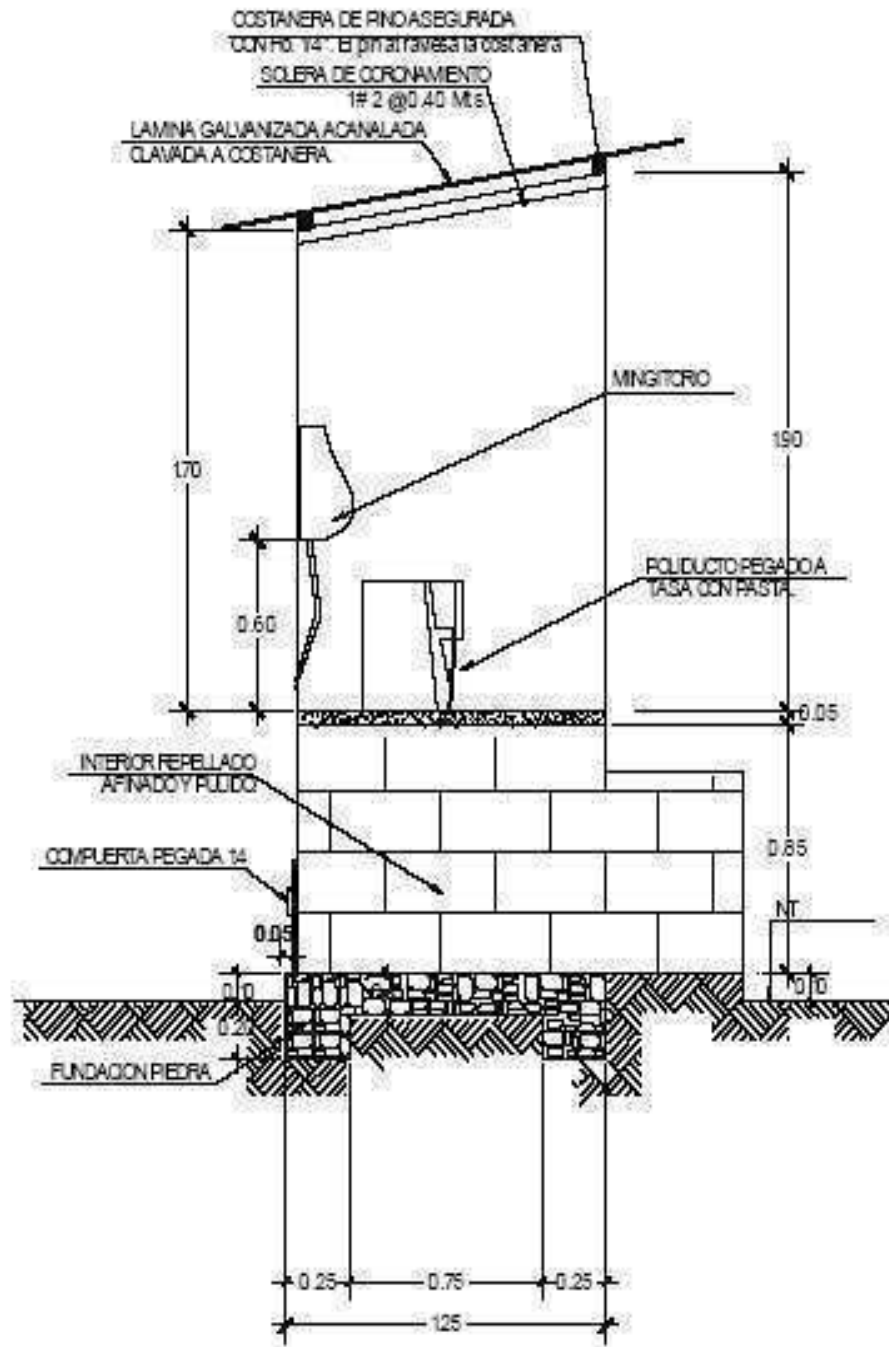


Figura 4.16 Detalle Típico de LASF

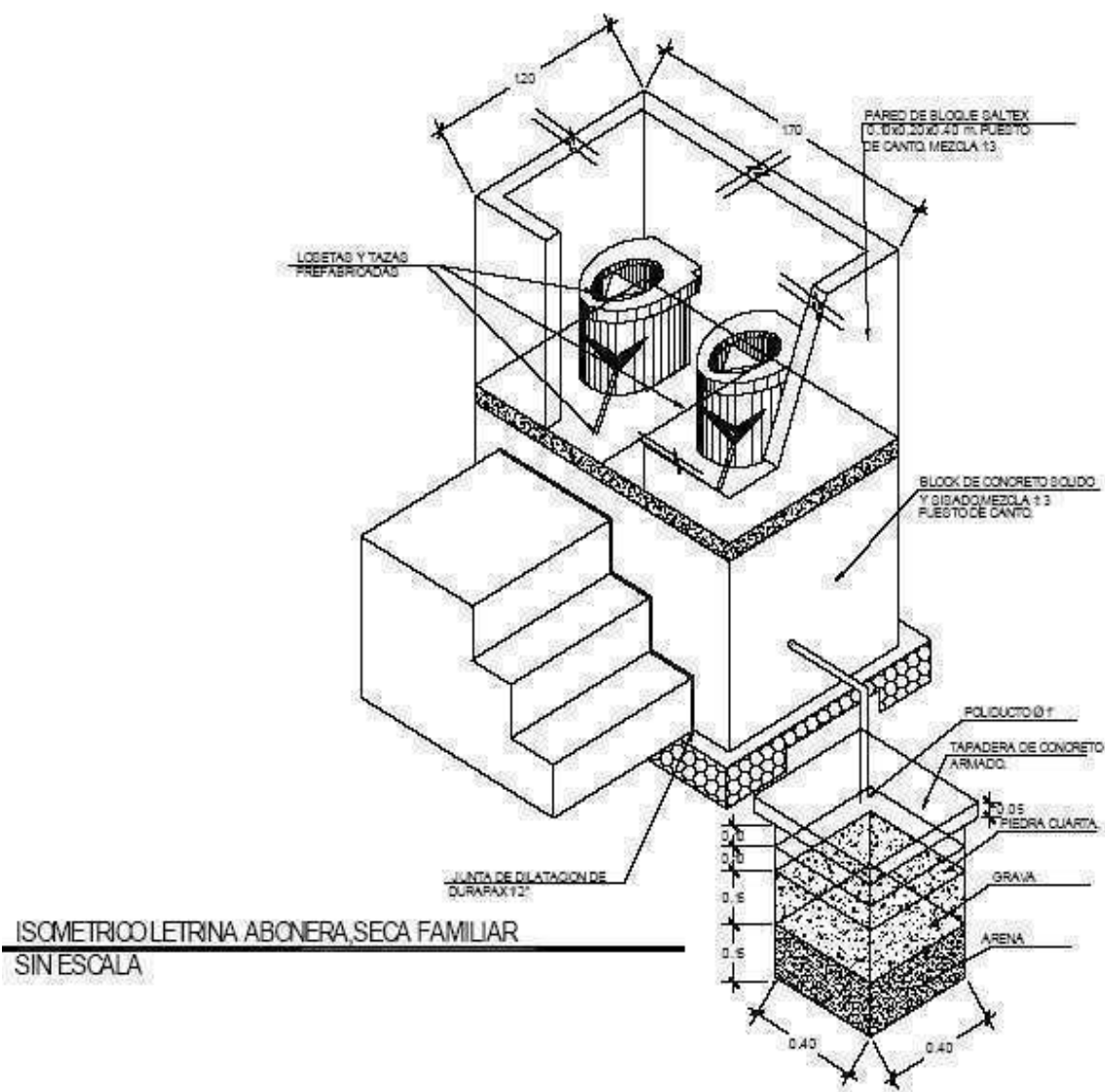


Figura 4.17 Isométrico de LASF.

6. Uso y Mantenimiento de las LASF

Para garantizar la correcta utilización de la LASF, es necesario seguir las siguientes recomendaciones: En primer lugar, se debe dejar en uso solamente una de las tazas, para ello hay que sellar temporalmente la otra, asegurándola con un plástico resistente y una tapadera que ejerza presión sobre éste. Antes de iniciar el uso de la cámara que se utiliza, se colocará en ella una delgada

capa de estiércol seco de caballo, ceniza o una mezcla de tierra seca con cal. Previamente deberán cerrarse las compuertas. Preparar un recipiente con ceniza o tierra seca con cal (material secante), en proporción 1:5, esta mezcla deberá permanecer cerca de la taza.

Para utilizar la letrina, los miembros de la familia se sentarán en la taza al momento de defecar. Se asegurarán de que el material que utilizaron para limpiarse sea depositado dentro de la cámara. Después de defecar, cubrirán los excrementos con material secante, cuidando de no tapar los orificios por donde desagua la orina. La taza en uso deberá permanecer tapada. La letrina cuenta con un urinario para varones. Es preciso lavarse las manos con agua y jabón, inmediatamente después de haber defecado, de haber manipulado las heces de los lactantes y niños pequeño, o de haber utilizado los implementos usados en la letrina.

En cuanto al mantenimiento de las LASF se recomienda lo siguiente: Limpiar la letrina periódicamente: barriendo todos los días el interior de la caseta y sus alrededores, lavando los urinarios cada semana con agua y jabón, y aplicándoles una porción de lejía de cal o ceniza. Cuidar de que la masa de la cámara se mantenga seca. Si se nota liquidez, deberá agregarse material secante. De manera periódica se debe mover el contenido de las cámaras (una o dos veces por semana), utilizando para ello el palo o vara.

Las tazas de las LASF se usarán alternadamente, mientras se utiliza una, la otra permanece sellada. Cada cámara se llenará en seis u ocho meses. Cuando falten unos 10 cm para el llenado completo, se suspenderá el uso y se concluirá el llenado con material secante. Luego se debe sellar la taza y habilitar la otra. Después de 5 meses, se comprueba la contextura del contenido de la cámara sellada. Si ésta presenta una apariencia completamente seca, ya puede utilizarse como abono. Si la apariencia es pastosa y húmeda deberá conservarse uno o dos meses más hasta su secado.

Cuando se extraiga el contenido seco de la primera cámara convertido en abono, debe limpiarse y prepararse para volver a usarla, y así sucesivamente. En general, se deben de tener en cuenta las siguientes precauciones en el uso de la LASF:

Ante todo evitar la entrada de cualquier tipo de líquido en la cámara.

Cuando se note humedad excesiva, deberá agregarse suficiente material secante. La acumulación de líquidos en la cámara propicia la proliferación de gérmenes e insectos dañinos.

No usar ambas recámaras a la vez, pues no funcionaría paralelamente el proceso de transformación del material de desecho en abono orgánico con el uso de la letrina. No quemar los papeles depositados en el interior de la letrina, porque podría quemarse el poliducto.

No tirar basura en el interior de la taza. Los objetos tales como plásticos, vidrios o animales muertos, pueden dañar el proceso de transformación del material de desecho. No guardar objetos dentro de la caseta, ni introducir animales en ésta; así se evitarán los criaderos de insectos.

Criterios de ubicación para letrinas del tipo LASF

Según Art. 7 (Norma Técnica Sanitaria), Para la ubicación de letrinas LASF, deben considerarse los criterios siguientes:

- a) Que exista riesgo de contaminar cuerpos de agua con otro tipo de letrina.
- b) Que las características del predio de la vivienda no permitan la construcción de otro tipo de letrinas.
- c) La distancia mínima entre la letrina y líneas de colindancia debe ser de 1 metro.

d) Para su localización, debe tomarse en cuenta el patrón de lluvia de la zona, a efecto de evitar al máximo la introducción de agua en su interior, así mismo, por las condiciones propias de este tipo de letrina

e) Se deben instalar en zonas costeras, por las características hidrogeológicas de la zona.

Tabla 4.4 Dimensiones y componentes del tipo de letrina LASF

COMPONENTE	LASF
1.0.Dimensiones De La Base	
Ancho	1.30m
Largo	1.80m
Espesor Mínimo En El Centro	0.15m
Espesor Mínimo En Los Extremos	0.25m
Espesor Máximo En Caso De Inundaciones	0.60m
2.0.Dimensiones De Cámara U Hoyo	cámara
Largo	1.70m
Ancho	1.20m
Profundidad	-
Alto	0.85m
Altura Frontal	-
Altura Posterior	-
3.0.Instalacion De Plancha	2u
4.0.Taza	2u
5.0.Gradas ¹	-
Huella	0.30m
Contrahuella	0.20m
6.0.Deposito Para Confinamiento De La Orina	
Volumen Mínimo(0.40mx0.40mx0.50m) Ancho, Largo Y Alto Respectivamente, Si El Terreno Es Permeable, En Caso Contrario Usar Deposito Plástico	2u

COMPONENTE	LASF
Ubicación Bajo Terreno Natural	0.10m
7.0.Tubo De Drenaje De Orina	Manguera plástica transparente Ø1"
8.0.Dimensiones De Caseta	
Largo	1.70m
Ancho	1.20m
Altura Mínima En La Sección Frontal Hasta La Pared	1.80m
Altura Mínima En La Sección Posterior Hasta La Pared	1.70m
Espacio De La Puerta	
Ancho Mínimo	0.70m
Ancho Máximo	0.90m
Altura Mínima	1.60m
9.0.Instalacion De Techo ²	3 laminas galvanizadas acanaladas de 2x1 yardas No.26
10.0.Compuertas De Las Cámaras(0.40mx0.40m) Ancho Y Alto Respectivamente	2u
11.0.Colector Solar	-
12.0.Tubo De Ventilación (Opcional)	-
13.0.Pasamanos(Opcional)	1u
14.0.Urinario Para Hombres	1u

Costo de alternativa LASF

\$ 526.40 c/u. Incluyendo suministros de materiales y mano de obra.

4.6.2 FOSA SÉPTICA PREFABRICADA.

Las fosas sépticas son sistemas tradicionales instalados en las viviendas de nuestro país, sirven como un tratamiento primario de aguas negras que

permiten retirar los sólidos en suspensión que se evacuan de una vivienda y vaciar un agua más clara y sin sedimentos. Como una solución innovadora, AMANCO introdujo una nueva fosa séptica la cual brinda una solución completa al sistema de drenaje de las casas de habitación que permite tener un ahorro en la instalación y la mano de obra.

Estas fosas sépticas están listas para utilizarse, ya que cuentan con su kit de instalación, por lo que únicamente se deben conectar a las tuberías, las cuales están fabricadas en polietileno, nos dan la ventaja de ser completamente inertes y no son atacados con aguas ácidas o alcalinas, la limpieza de esta fosa debe hacerse al menos una vez al año, es una opción que puede utilizarse en casas de hasta seis personas.

Dentro de las características de la fosa séptica de AMANCO, podemos mencionar que está fabricada de una sola pieza reforzada, cuenta con una tapa de cierre rápido, es liviana, sus empaques en la entrada y salida hacen que su instalación sea rápida, eficiente y completamente hermética (Ver figura 4.18).

Es importante mencionar que los sistemas de fosas sépticas tienen capacidad para hacer un tratamiento parcial de las aguas residuales, por esta razón, el efluente no posee características físico-químicas para ser descargado directamente a un cuerpo receptor (quebrada o río con caudal permanente), de ahí la importancia del campo de infiltración o pozos de absorción para proporcionar un tratamiento adicional a las aguas negras.



Figura 4.18 Tanque séptico

Esta fosa mide 1.15 metros de alto, 1.10 metros de diámetro y 1.40 metros de largo y tiene una capacidad real de almacenar 1.000 litros, AMANCO ha ideado para el tratamiento de las aguas residuales domésticas, con su nuevo tanque séptico de polietileno y drenaje con tubería Drenasep 115 mm.

Con este nuevo sistema, se instalan todos los componentes en una forma rápida, simple y económica, tal como se muestra en la figura 4.19. Drenasep es 50 veces más liviana que la tubería de concreto perforada; sus ranuras posibilitan una mejor distribución de la salida del agua con respecto a la que se logra con el sistema tradicional. Posee una alta resistencia al aplastamiento. Además, es muy fácil de instalar gracias a las uniones y yees de acople rápido, con los cuales se pueden hacer las derivaciones sin necesidad de pegamento.

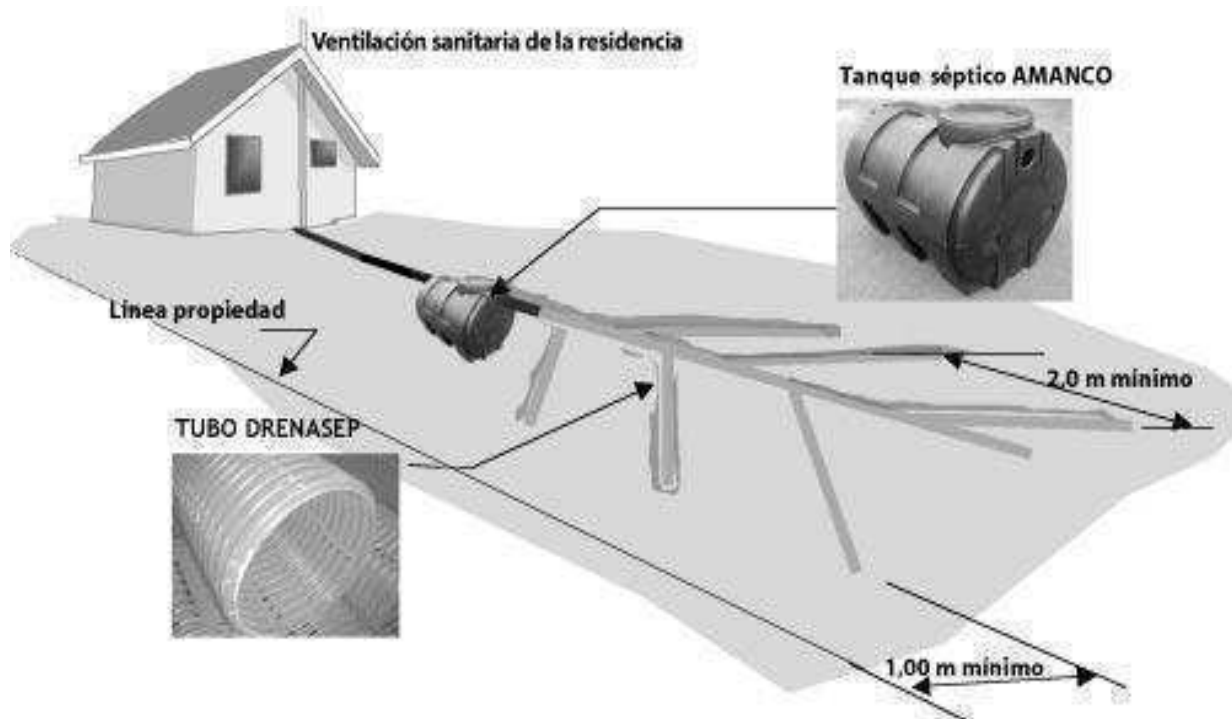


Figura 4.19. Sistema Drenasep para drenaje de tanques sépticos

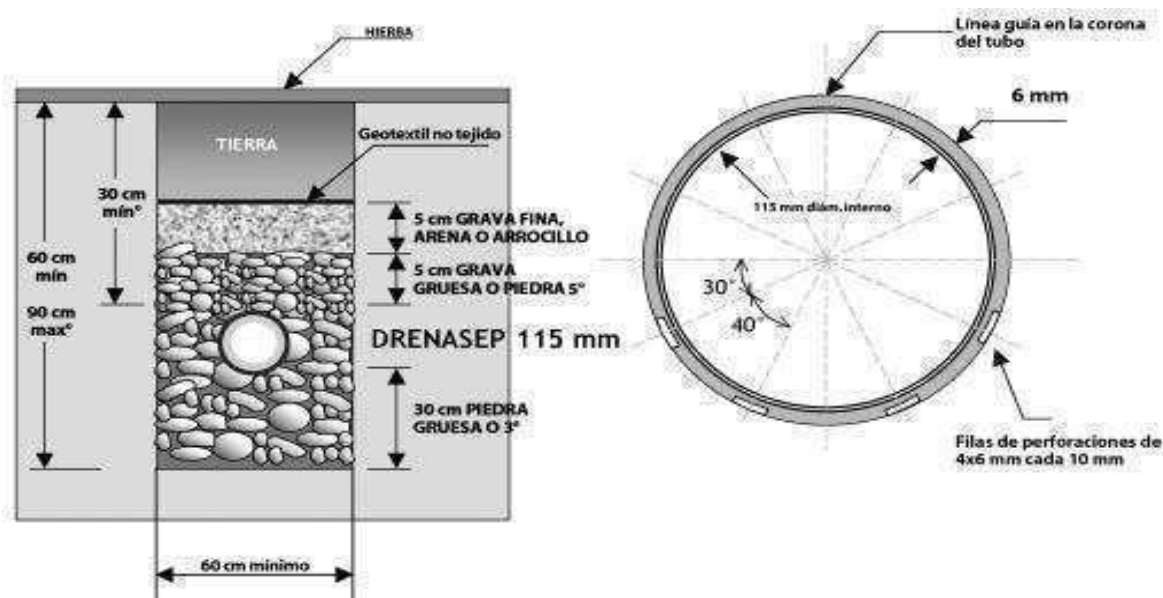
En la tabla 4.5, se indican las longitudes mínimas de drenaje al utilizar Drenasep 115 mm.

CLASE DE TERRENO	LONGITUD/ PERSONAL (m)
Tierra, arcilla suelta o arena	3.0
Arcilla con bastante grava o arena	4.0
Arcilla con poca grava o arena	5.5
Arcilla compacta, cascajo, roca, etc.	No recomendable

Tabla 4.5: Longitud de drenaje

Fuente: AMANCO

En la figura 4.20, se muestra la sección de la tubería Drenasep y la manera de colocarla en la zanja. El gradiente máximo recomendado es de 0,5%.



a) Sección transversal de zanja

b) Corte transversal

Figura 4.20 Colocación de Drenasep en zanja

En la figura 4.21, se muestra el esquema completo del tanque séptico y sus aditamentos.



Figura 4.21 Tanque séptico AMANCO

Componentes del kit

- | | |
|---|------------------------------|
| 1- 3 niples de 4"x 25 cm de PVC | 2- 3 empaques de 4" |
| 3- 2 tee de 4"PVC | 4- 1 niple de 4" x 35 cm PVC |
| 5- 1 tapón de 4" para registro de salida. | |

Pasos para instalación:

Al momento de colocar la fosa séptica de AMANCO se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

a) Selección del sitio

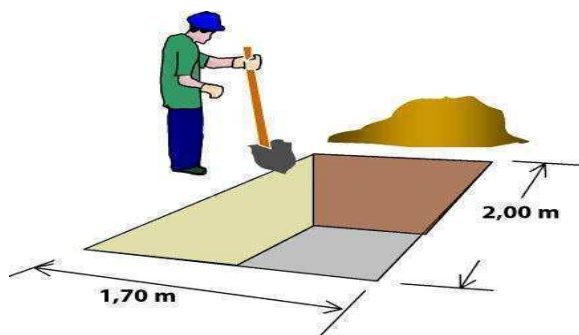


Figura 4.22 Selección del sitio.

1. Debe seleccionarse un suelo o piso firme y plano para la ubicación del tanque.

2. Se debe realizar una excavación de 2,00 m x 1,70 m, como mínimo, con una profundidad máxima de 1,50 m (Ver figura4.22). No se debe instalar en terrenos sujetos a inundaciones o con niveles freáticos altos. El nivel freático deberá estar a una profundidad mayor de 1.50 metros medidos desde la tapa de fosa.

b) Ajuste de nivel

3. Ajuste el nivel del fondo de la excavación de modo que la tubería de entrada coincida con la prevista del tanque (Ver figura4.23).

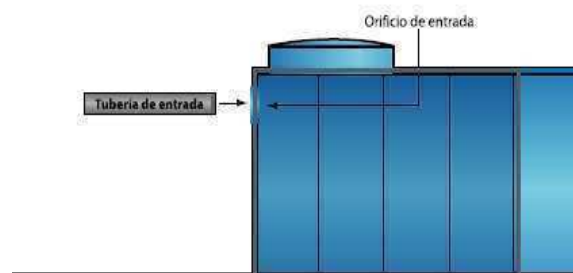


Figura 4.23 Ajuste de nivel.

c) Conexiones

4. Coloque en el tanque el empaque de entrada (Ver figura4.24).

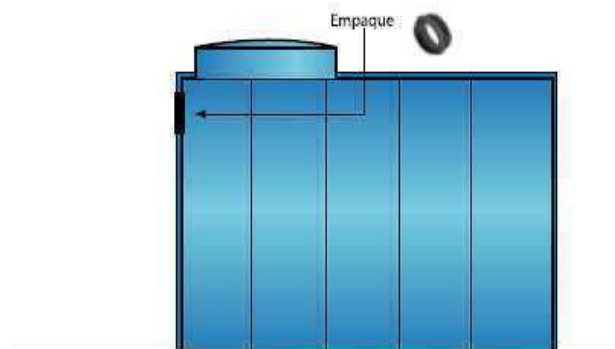


Figura 4.24 Conexiones.

5. Inserte el tubo biselado de entrada y coloque la tee y niple PVC (Ver figura4.25).

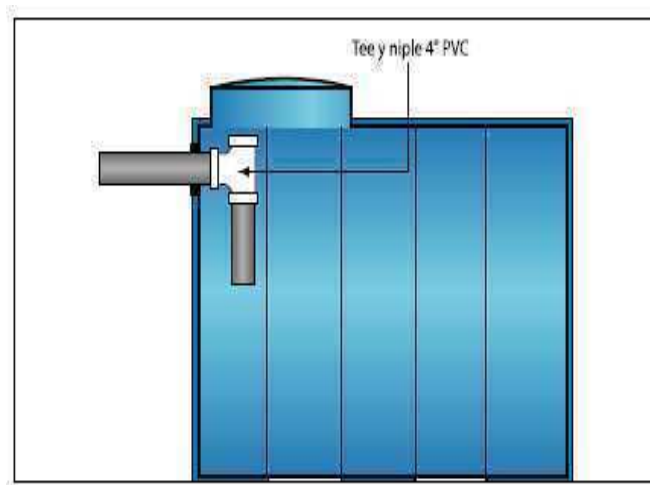


Figura 4.25 Conexiones.

6. De igual manera, proceda a colocar el empaque en los orificios de salida, y luego a instalar la tee, y los respectivos niples (Ver figura4.26).

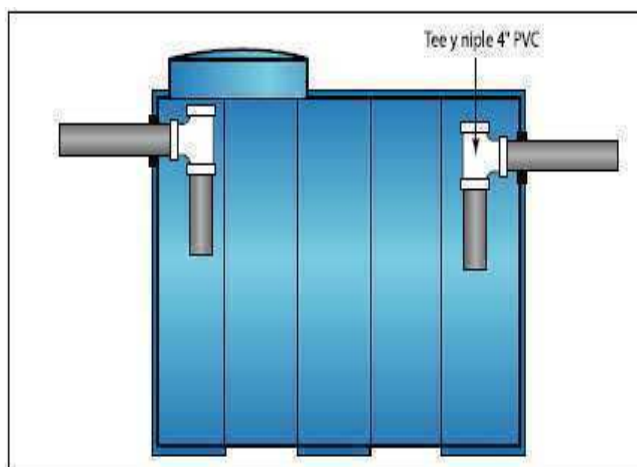


Figura 4.26 Conexiones.

7. Es recomendable colocar a la salida del tanque un tramo de tubería de PVC de 4" sin perforar. Después de ese punto, se debe proceder a colocar la tubería de drenaje en la longitud requerida, en función del tipo de suelo y de las personas servidas (Ver figura4.27).

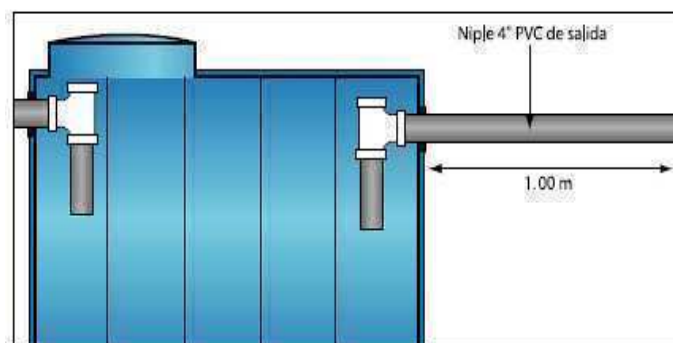


Figura 4.27 Conexiones

8. Colocar el empaque en el agujero sobre la Tee de salida y luego insertar el tapón para registro (Ver figura4.28).

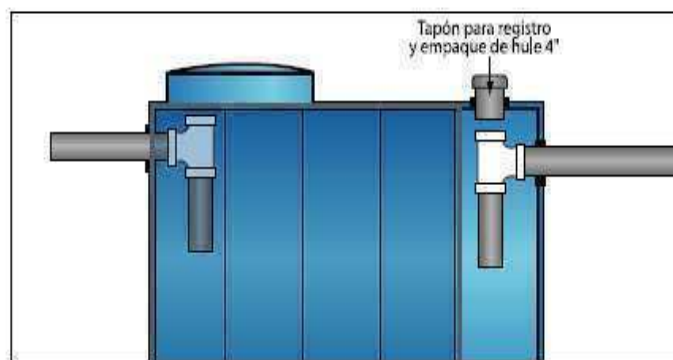


Figura 4.28 Conexiones

9. Una vez instalado el tanque séptico, se procede a colocar la tubería de drenaje Drenasep, para obtener una adecuada distribución del efluente en el campo de infiltración (Ver figura4.29).

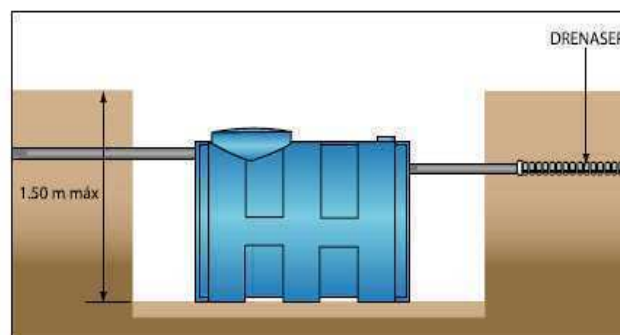


Figura 4.29 Conexiones

c) Relleno de excavación

10. Antes de efectuar el relleno de la excavación, llene con agua el tanque hasta el nivel de la boquilla de salida, para evitar que se deforme durante el proceso de compactación del relleno.

El relleno deberá hacerse en capas de 20 cm, con material nativo de buena calidad o material selecto. Tanto el encamado como el relleno lateral, deberán alcanzar una densidad proctor estándar de 90%. La losa superior de concreto sirve para proteger el depósito, pero no tiene capacidad para soportar el paso de vehículos; por lo tanto, deberá colocarse únicamente en zonas verdes o en áreas con tránsito peatonal (Ver figura 4.30).

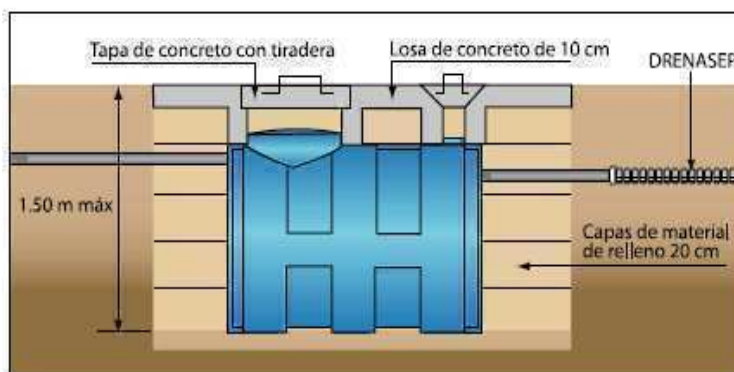


Figura 4.30 Relleno de excavación

d) Mantenimiento y limpieza

11. Para garantizar el adecuado funcionamiento de la fosa séptica, se recomienda realizar una inspección visual de su interior cada seis meses. Además, se debe limpiar por lo menos cada 12 meses para extraer los lodos, de manera que no se pierda la eficiencia del sistema.

Para el buen funcionamiento de la fosa séptica AMANCO se debe tomar en cuenta lo siguiente:

1- Colocar trampas a la salida del lavatrastos, pilas, duchas y lavamanos para impedir que las grasas, aceites o cabellos obstruyan la fosa y las tuberías. AMANCO cuenta con toda una gama de cajas rotomoldeadas como complemento a las instalaciones sanitarias (Ver figura 4.31 y 4.32).



Figura 4.31 Caja Rotomoldeada empleada como Trampa de Grasas.

Las cajas rotomoldeadas se fabrican con capacidades de 23, 70 y 95 litros, y una de sus principales aplicaciones son como trampas de grasas.

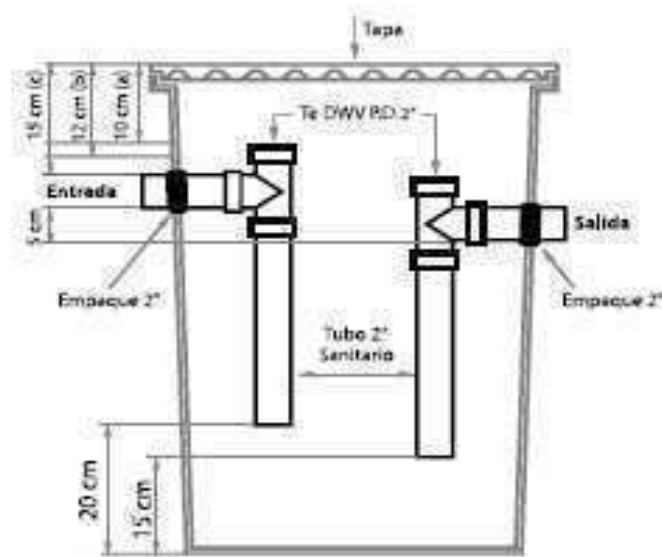


Figura 4.32 Ilustración de Trampa de Grasas

TRAMPA 70 LITROS			TRAMPA 90 LITROS	
Nivel entrada hr*	Litros según nivel salida	Capacidad	Litros según nivel de salida	Capacidad
10 cm (a)	53	5.6 personas	75	7.9 personas
12 cm (b)	50	5.2 personas	72	7.6 personas
15 cm (c)	46	4.8 personas	67	7.1 personas

Tabla 4.6 Para instalaciones de acuerdo a nivel de salida

* hr: El nivel hr se toma de la corona del tubo hasta la superficie de la tapa

2- Descargar todos los accesorios sanitarios en la fosa séptica. No se deben conectar directamente al drenaje séptico ya que podrían ocasionar su obstrucción.

3- Las aguas de lluvia deben descargarse en el alcantarillado pluvial o drenaje superficial. Nunca deben conectarse a la fosa séptica.

4- No lanzar limpiadores, solventes, pinturas, pesticidas, tintas, medicamentos o cualquier otro químico a las tuberías ya que pueden matar las bacterias que tratan los desechos en la fosa séptica.

5- No disponga los desechos de comida ni las grasas o aceites de cocina en el lavatrastos.

6- No siembre árboles o arbustos sobre el área de filtración ya que pueden obstruir las tuberías y perjudicar el funcionamiento del sistema.

Costo de alternativa Fosa séptica prefabricada con sistema de drenaje Drenasep.

\$ 925.25 c/u. Incluyendo suministros de materiales y mano de obra.

Costo de alternativa Fosa séptica prefabricada con pozo de absorción.

\$ 910.85 c/u. Incluyendo suministros de materiales y mano de obra.

4.6.3 LETRINA SOLAR

Esta letrina sanitaria, es una letrina abonera, reducida a una sola cámara con una plancha y una taza, a la cual se le ha agregado un colector solar, la cual es cubierta con una tapa metálica, pintada de negro para que absorba más calor, caliente el material y que deshidrate las heces, acelerando de esta manera su proceso de desecación (Ver figura 4.33).



Figura 4.33 Letrina solar

Quincenalmente se levanta la tapa metálica, y con un azadón se arrastra el excremento sólido mezclado con papel y ceniza o cal, para situarlo debajo de la plancha metálica (Ver figura 4.34). Es aconsejable colocar una chimenea de aireación que termine por encima del techo de la caseta.

El tubo de aireación no debe permitir la entrada de agua de lluvia y debe estar provisto de una rejilla para no permitir la salida de las moscas, que naturalmente buscan la luz.



Figura 4.36 Letrina Solar con sus respectivas cámaras

MINISTERIO DE SALUD PÚBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL - EL SALVADOR
UNIDAD DE ATENCIÓN INTEGRAL AL AMBIENTE

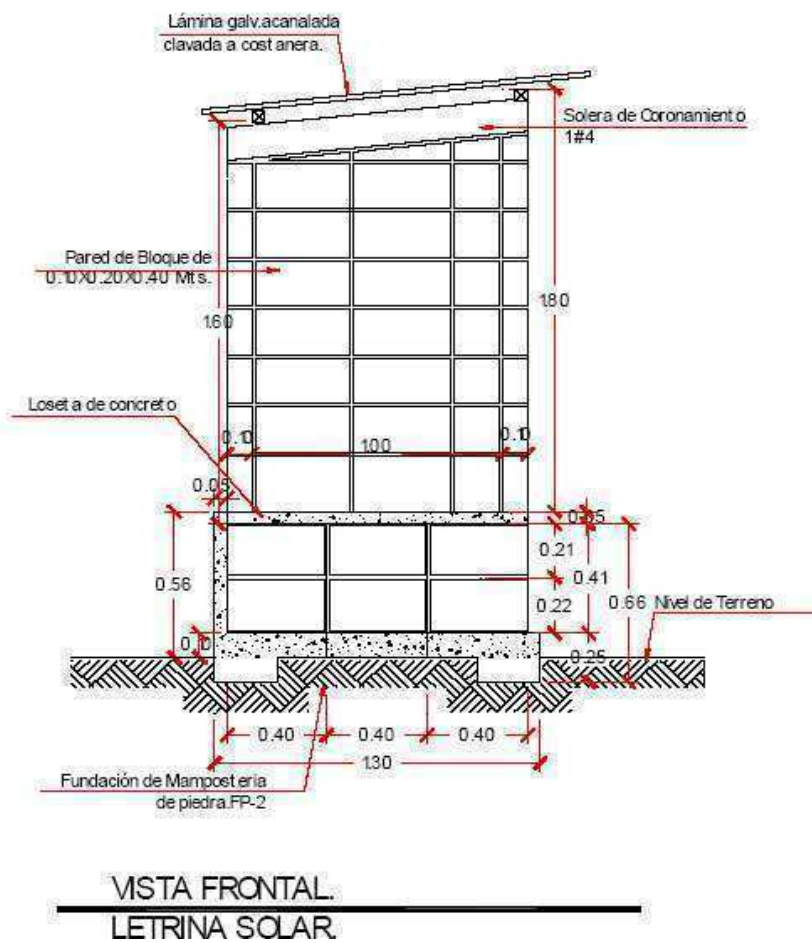


Figura 4.37 Vista frontal de la letrina Solar.

Las partes constitutivas de una letrina Solar son la losa, taza, filtro para orina, asiento y tapa, caseta y el urinario de hombres.

1. La taza o asiento: Son de concreto y pueden variar desde un cilindro hasta excusados de sección variable y tipo elíptico con la pared posterior inclinada para facilitar la limpieza. Las dimensiones aproximadas son: 30 cm de alto x 32 cm de ancho x 35 cm de largo, para uso adecuado de los niños se sugiere un asiento más pequeño de 25 cm de diámetro colocado sobre el asiento diseñado para los adultos.

2. El Colector Solar. Su función consiste en almacenar las excretas humanas, y darles un tratamiento térmico con el fin de deshidratar las heces para su desecación. Deberá ser de lámina lisa, con marco de hierro y pintada con anticorrosivo de color negro.



Figura 4.38 Cámara de Letrina terminada.

3. Urinario. Se colocara un Urinario de Hombres prefabricado estándar.

4. Filtro para orina: La orina resultante deberá depositarse en un foso resumidero con lecho filtrante, de por lo menos un mínimo de volumen de 0.4 x 0.4 x 0.5 metros y tres capas de material filtrante de, arena, grava y piedra cuarta.

5. El piso: Es de concreto armado y en él descansan las paredes de la caseta a la vez que cubre el colector solar. Para evitar que penetren insectos o roedores debe construirse de manera que encaje perfectamente con un mínimo de grietas y aberturas en la superficie.

MINISTERIO DE SALUD PÚBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL - EL SALVADOR
UNIDAD DE ATENCIÓN INTEGRAL AL AMBIENTE

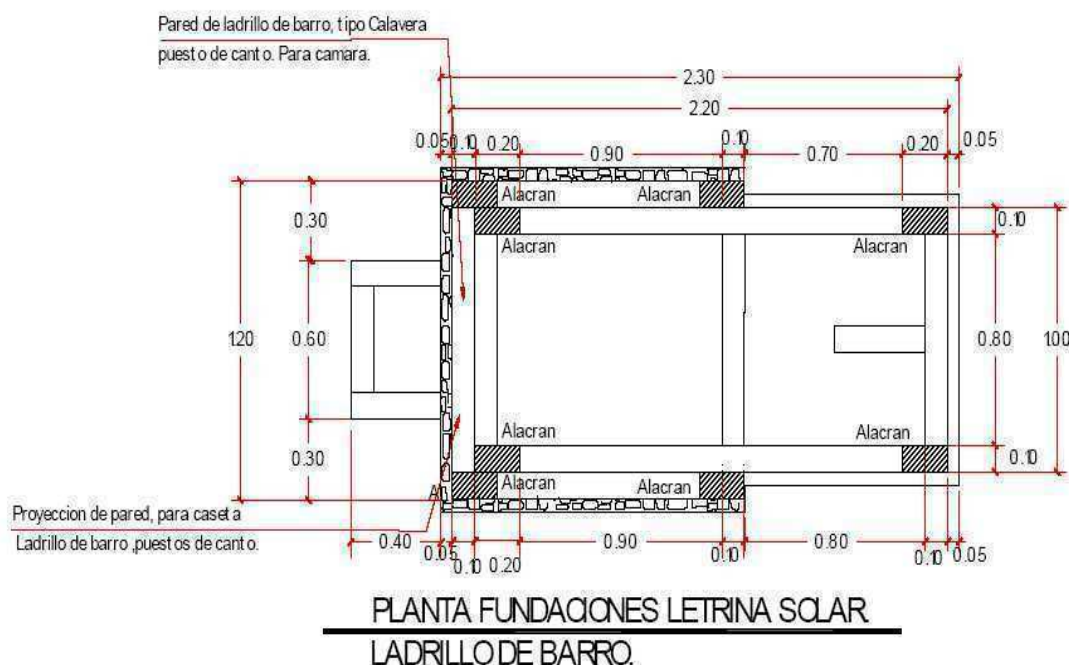


Figura 4.39 Planta de fundaciones de letrina solar.

6. La caseta o superestructura: Permite el aislamiento y protege al usuario e instalación contra la intemperie.

Una caseta debe reunir los siguientes requisitos:

Tamaño: De preferencia se ajustará a las dimensiones del piso; no debe ser demasiado grande para evitar la defecación en cualquier parte del piso. La altura del techo con relación a la losa cerca de la puerta de entrada será de aproximadamente 2 metros.

Ventilación: Se han construido letrinas sin ventanas para aprovechar que las moscas rehúyen los lugares oscuros, sin embargo, es aconsejable construir

mínimo una ventana en la parte superior de las paredes de la caseta con objeto de facilitar una ventilación constante y evitar malos olores.

Iluminación: La caseta deberá recibir la luz natural siempre que sea posible, pero se procurará que proyecte una sombra suficiente sobre el asiento o el orificio para que aun estando destapado no acudan a él las moscas.

Limpieza: Una caseta sucia y en constante estado de deterioro no tardará en ser abandonada y dejar de utilizarse. Es sumamente importante que la caseta esté limpia en todo momento, tanto por dentro como por fuera, y que no entren en ella aves de corral ni otros animales. Conviene pintarla y podar la vegetación de los alrededores inmediatos. El techo debe cubrir completamente la caseta.

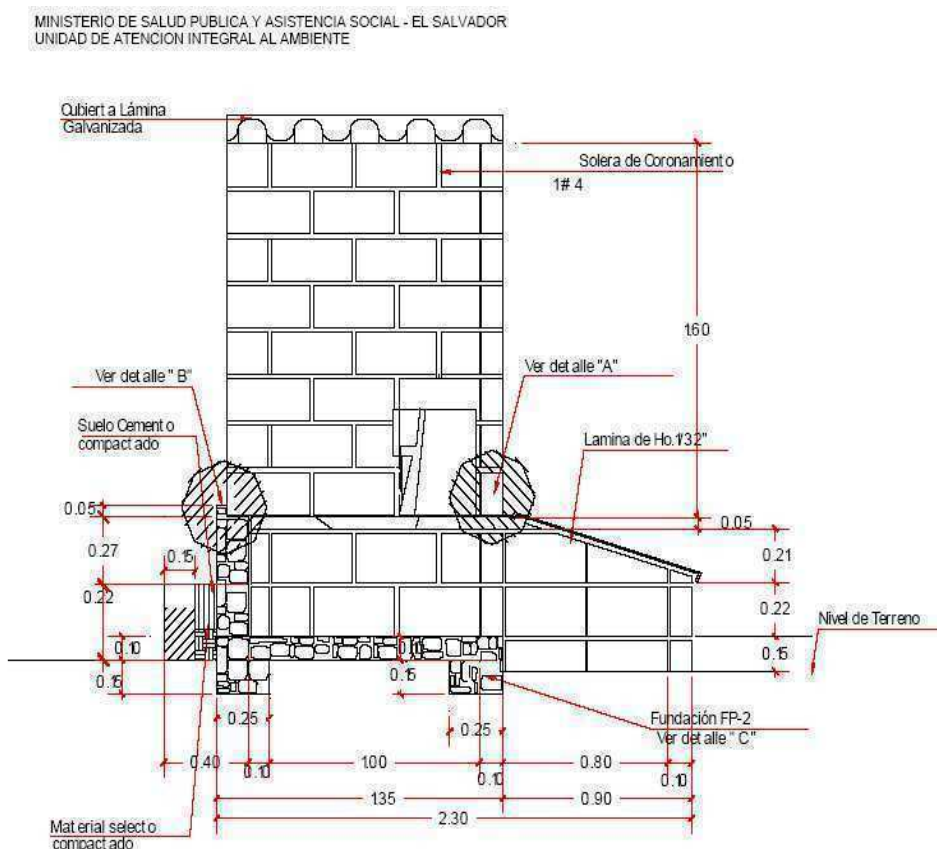


Figura 4.40 Sección de letrina solar con su caseta.

Ubicación: Para la ubicación se deberá tomar en cuenta, el lugar más soleado del terreno, no importando que este muy cerca de la vivienda, ya que un buen mantenimiento no da problemas de malos olores o de insectos, sin embargo deberá construirse a 1.00 metros de la línea de colindancia.

El colector solar deberá estar orientada hacia el Sur, para que los rayos que llegan al colector solar, tanto en invierno como en verano, lo transmitan hacia la Cámara. No deben colocarse bajo sombra. Se deberá promover el uso de aditivos, como Cal o cenizas.

Costo de alternativa LETRINA SOLAR

\$ 423.92 c/u. Incluyendo suministros de materiales y mano de obra.

Criterios para ubicación de letrinas del tipo LASF Y SOLAR.

- ⊙ Para evitar posibles contaminaciones se recomienda distancias mínimas entre la letrinas y las siguientes estructuras:
- ⊙ Letrina – Pozo excavado : 20.00 m
- ⊙ Letrina – Vivienda : 5.00 m
- ⊙ Letrina – Linderos de propiedad : 5.00 m
- ⊙ Letrina – Tanque de agua sobre suelo : 10.00 m
- ⊙ Letrina – Tanque de agua sobre torre : 8.00 m
- ⊙ Letrina – Tubo de agua potable : 3.00 m

4.6.4 Alternativa de mayor conveniencia según zona inaccesible al alcantarillado sanitario en el área urbana de San Isidro.

Sector Lotificación Las Brisas: Letrina tipo LASF o Solar.

Sector Lotificación El Oasis: Letrina tipo LASF o Solar.

Sector Lotificación Las Margaritas, Centro Escolar San Isidro y pje. N° 1:

4.7 PRESUPUESTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

Las cantidades de obras de las partidas se obtuvieron de los planos y detalles de los elementos diseñados y presentados en el apartado 4.7 de este capítulo.

Las áreas, volúmenes y longitudes se calcularon con ayuda de hojas electrónicas y un software de Dibujo Asistido por Computadora (CAD por sus siglas en inglés).

Los Costos Directos se obtuvieron de la lista de precios del FISDL para el año 2011 y de listados adicionales investigados.

El Costo Indirecto investigado es el 30% del Costo Directo ($CI = 0.30 * CD$).

El IVA es el 13% de la suma del Costo Directo mas el Costo Indirecto de la actividad correspondiente ($IVA = 0.13 (CD + CI)$).

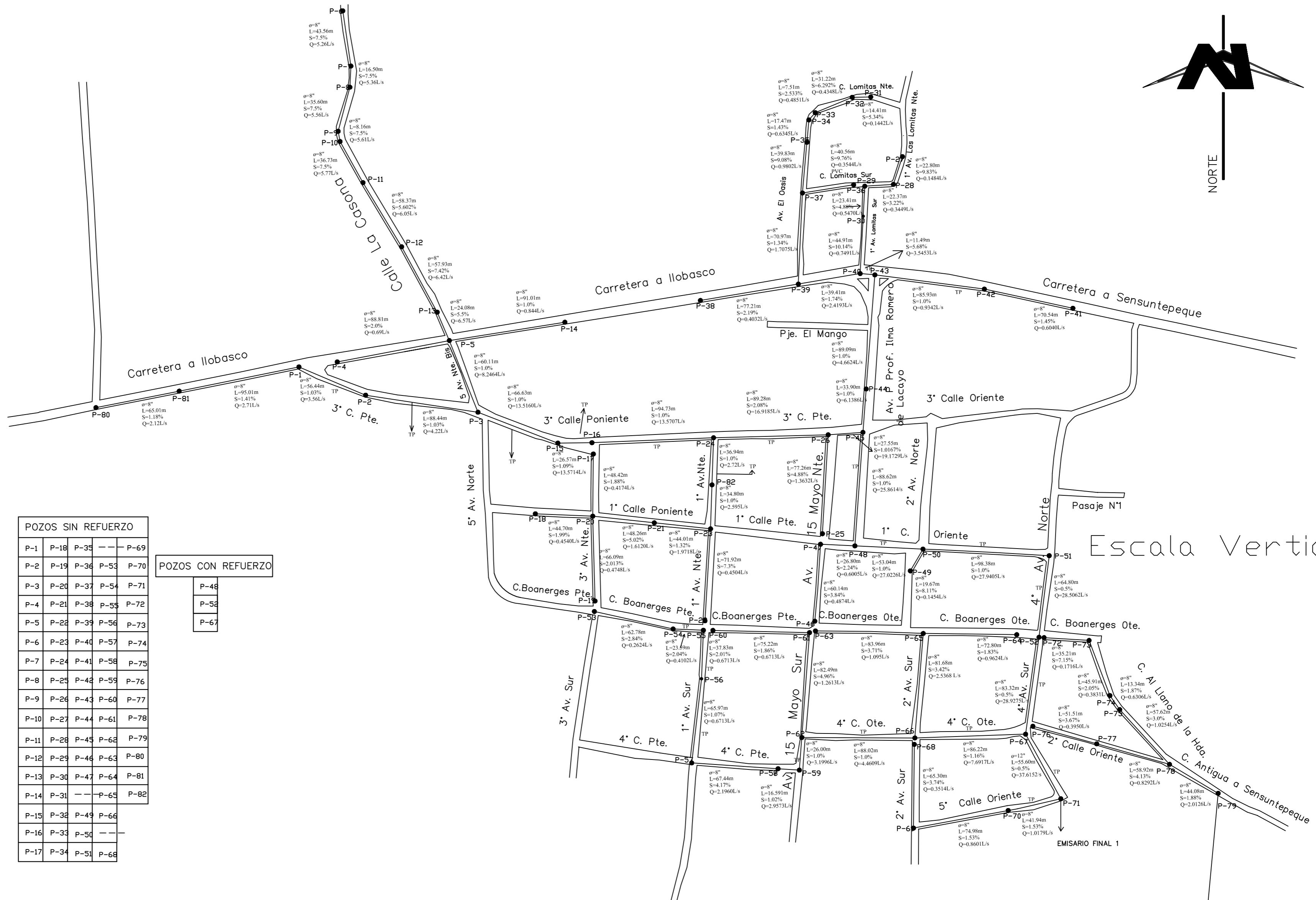
El Costo Unitario corresponde a la suma del Costo Directo mas el Costo Indirecto mas el IVA ($Costo Unitario = CD + CI + IVA$).

El Total de la Partida se obtuvo de multiplicar la Cantidad de Obra por el costo unitario.

PRESUPUESTO DE LA RED DE AGUAS NEGRAS					
ITEM	DESCRIPCION DE ACTIVIDADES	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	SUB-TOTAL
1	Trazo y nivelación	5650	ml	\$0.94	\$5,311.00
2	Remoción de pavimento de concreto	692.1	m2	\$1.75	\$1,211.18
3	Remoción de pavimento asfáltico	1311.34	m2	\$1.76	\$2,307.96
4	Remoción de adoquinado	2353.7	m2	\$2.01	\$4,730.94
5	Excavación para tubería y pozos de aguas negras	14595.7	m3	\$8.24	\$120,268.57
6	desalojo de material	4854.32	m3	\$8.20	\$39,805.42
7	Suministro e instalación de tubería PVC 100 PSI, Ø 8" incluye cama de arena, ver detalle	5650	ml	\$18.25	\$103,112.50
8	Suministro e instalación de tubería PVC 100 PSI, Ø 12" incluye cama de arena, ver detalle	57.33	ml	\$30.57	\$1,752.58
12	Relleno compactado manual con material selecto	213	m3	\$18.43	\$3,925.59
13	Relleno compactado mecánico con material del lugar	14595.7	m3	\$9.47	\$138,221.28
14	Suministro de pavimento de concreto	687.4	m2	\$13.82	\$9,499.87
15	Suministro de pavimento asfáltico	1265.3	m2	\$15.23	\$19,270.52
16	Suministro y hechura de Adoquinado	2376.54	m2	\$12.12	\$28,803.66
17	Suministro y Hechura de base de pozo	57	c/u	\$58.13	\$3,313.41
18	Suministro y Hechura de Cilindro de pozo	975.73	m2	\$43.98	\$42,912.61
19	suministro y hechura de losas de concreto p/pozos	25	c/u	\$197.43	\$4,935.75
20	Suministro y hechura de conos para pozos	386.41	m2	\$54.36	\$21,005.25
22	Instalaciones Provisionales	6	meses	\$200.00	\$1,200.00
TOTAL:					\$551,588.07

4.8 PLANOS Y DETALLES CONSTRUCTIVOS DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

CUADRO DE SIMBOLOGIA	
●	POZO DE VISITA
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
Q	CAUDAL
Ø	DIAMETRO DE TUBERIA
S	PENDIENTE DE TUBERIA
TP	TUBERIA PARALELA (Conexion Domiciliar)
L	LONGITUD DE TUBERIA
E	ELEVACION



CUADRO DE TRAMOS CON TUBERIA PARALELA (CONEXION DOMICILIAR)				
TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (Ø)	PENDIENTE (S)	CAUDAL (Q)
P1-P2	56.45	8"	1.42%	0.854L/S
P2-P3	88.45	8"	1.131%	0.659L/S
P3-P15	66.63	8"	1.501%	1.055L/S
P15-P16	26.79	8"	8.02%	0.055L/S
P16-P24	94.73	8"	1.74%	0.854L/S
P24-P24	36.88	8"	6.30%	0.123L/S
P24-P26	89.38	8"	5.097%	0.771L/S
P42-P43	85.94	8"	1.86%	0.331L/S
P40-P43	11.48	8"	2.0%	0.377L/S
P45-P48	88.67	8"	3.566%	0.551L/S
P48-P50	53.04	8"	1.508%	0.561L/S
P50-P51	98.38	8"	1.02%	0.773L/S
P50-P51	98.38	8"	1.02%	0.773L/S
P51-P52	64.13	8"	3.26%	0.566L/S
P52-P67	76.07	8"	1.91%	0.422L/S
P54-P55	23.61	8"	5.02%	0.148L/S
P55-P56	37.84	8"	3.17%	0.261L/S
P56-P57	66.11	8"	6.73%	0.577L/S
P59-P62	26.04	8"	6.04%	0.242L/S
P62-P66	88.03	8"	2.216%	0.694L/S
P66-P67	86.22	8"	1.0%	0.774L/S
P67-P71	57.33	8"	5.2%	0.222L/S
P70-P71	42.02	8"	6.415%	0.158L/S

POZOS SIN REFUERZO				
P-1	P-18	P-35	P-53	P-69
P-2	P-19	P-36	P-54	P-70
P-3	P-20	P-37	P-55	P-71
P-4	P-21	P-38	P-56	P-72
P-5	P-22	P-39	P-57	P-73
P-6	P-23	P-40	P-58	P-74
P-7	P-24	P-41	P-59	P-75
P-8	P-25	P-42	P-60	P-76
P-9	P-26	P-43	P-61	P-77
P-10	P-27	P-44	P-62	P-78
P-11	P-28	P-45	P-63	P-79
P-12	P-29	P-46	P-64	P-80
P-13	P-30	P-47	P-65	P-81
P-14	P-31	P-48	P-66	P-82
P-15	P-32	P-49	P-67	
P-16	P-33	P-50		
P-17	P-34	P-51	P-68	

POZOS CON REFUERZO	
P-48	
P-52	
P-67	

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FAC. DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DISENO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS

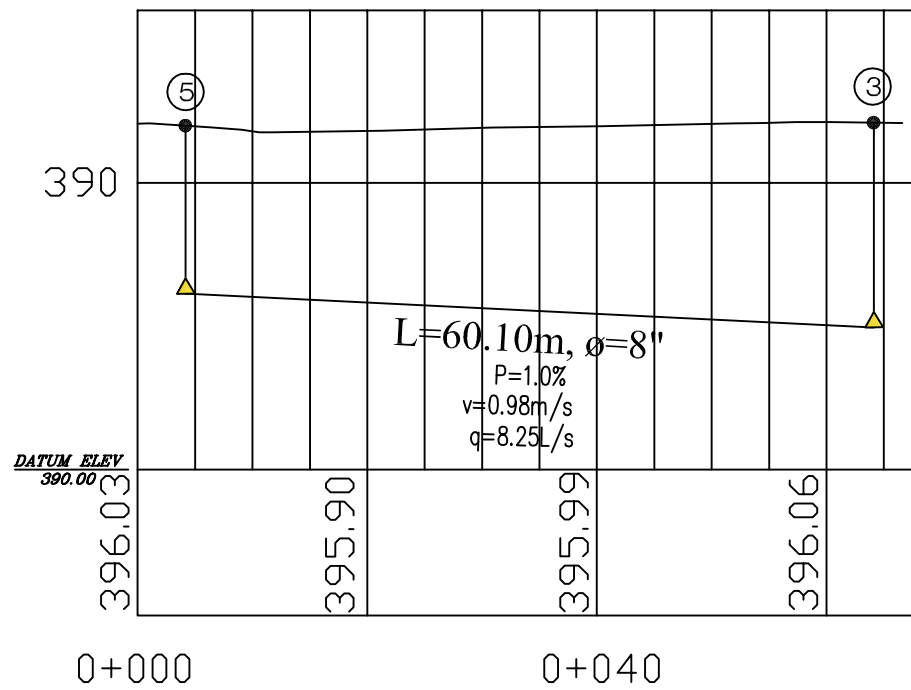
CONTENIDO:
 Distribucion de Colectores de Alcantarillado Sanitario en Planimetria

ESCALA:
 SIN ESCALA
 FECHA:
 Agosto 2012

No. DE HOJA
 P.T. 2 de 22

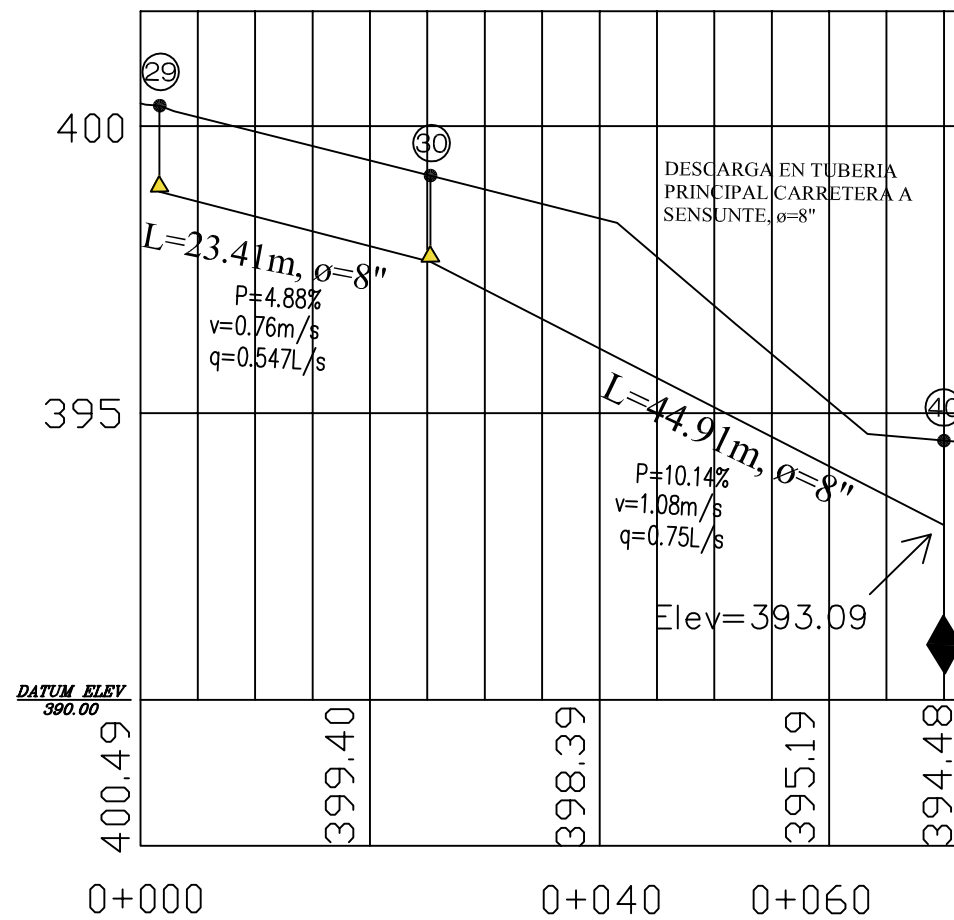
PLANTA DE TRATAMIENTO

EMISARIO FINAL 2



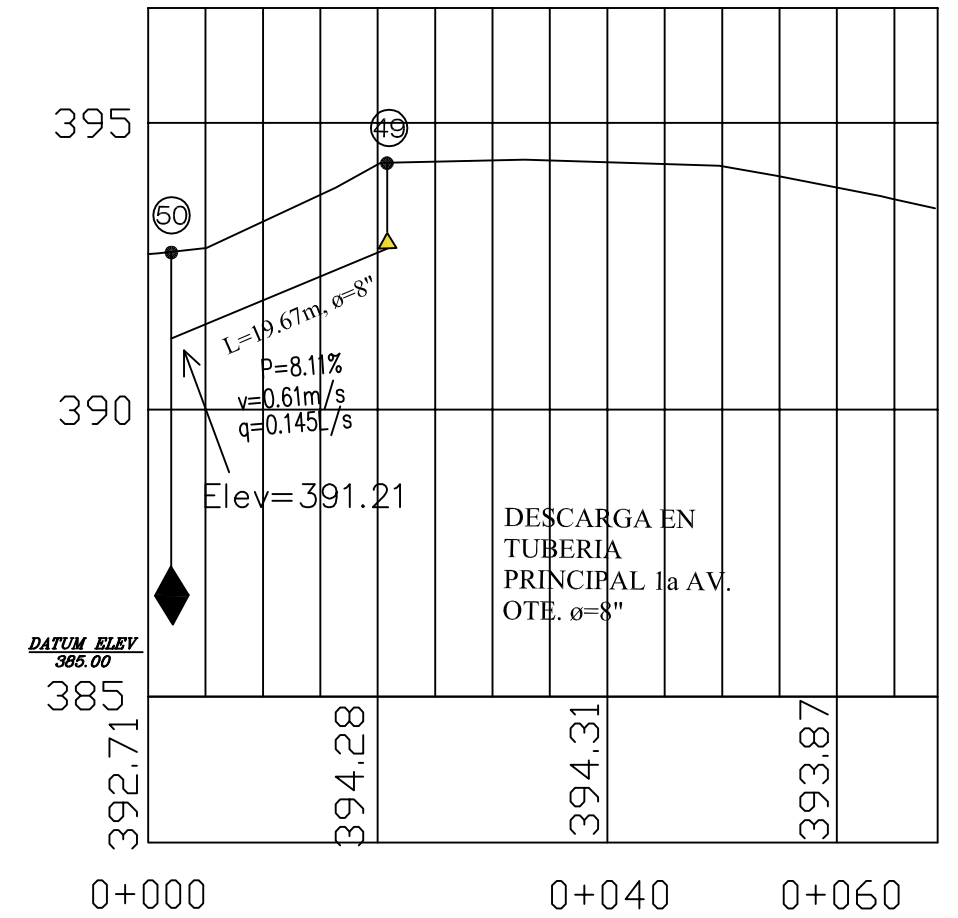
CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
5	396.01	393.08	2.92m
3	396.05	392.48	3.57m

5° Ave. Norte Bis
Escala Horizontal 1:1000
Escala Vertical 1:200



CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
29	400.26	398.76	1.50m
30	399.12	397.62	1.50m
40	394.55	391.00	3.55m

1° Av. Las Lomitas Sur
Escala Horizontal 1:1000
Escala Vertical 1:200



CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
50	392.71	386.73	5.98m
49	394.30	392.80	1.50m

Pje. fte. a la Iglesia Católica
Escala Horizontal 1:1000
Escala Vertical 1:200

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS

CONTENIDO:
Detalle de Perfiles de Alcantarillado Sanitario

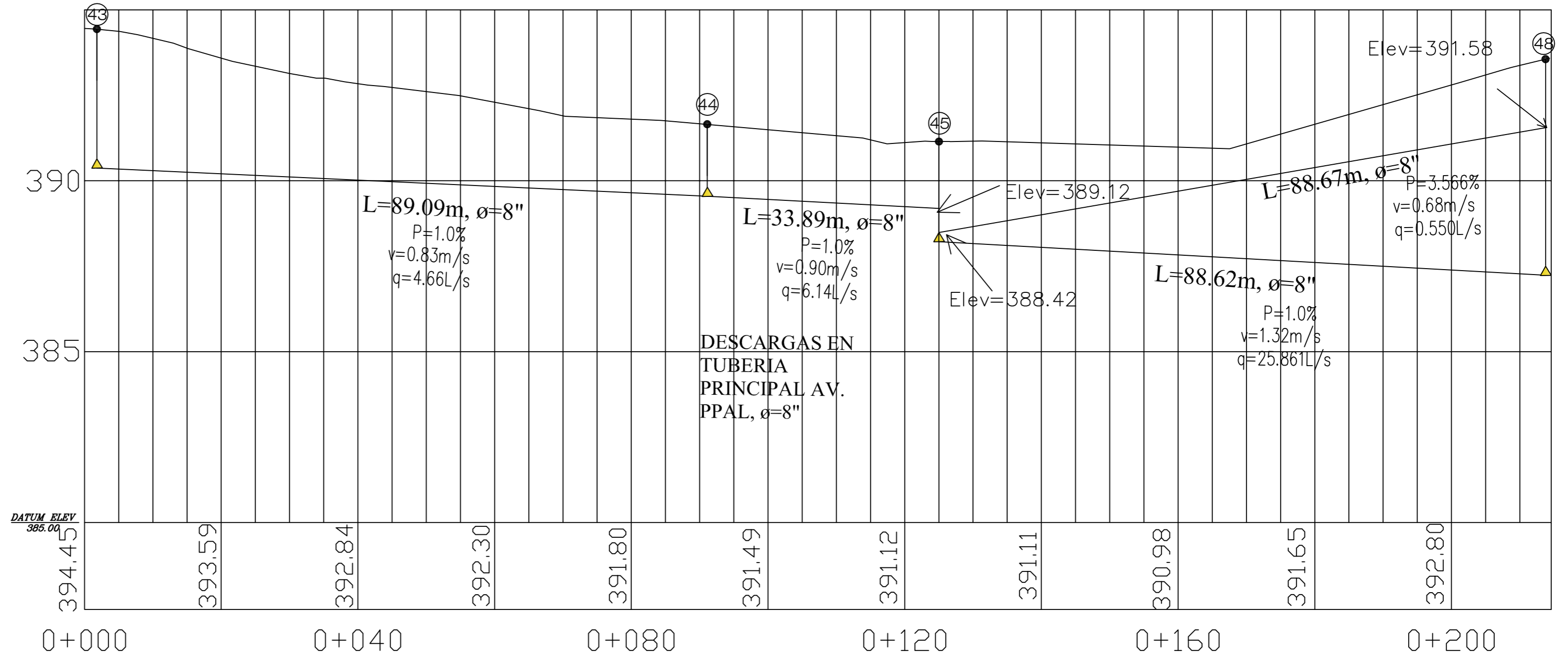
ESCALA:
INDICADAS
FECHA:
Agosto 2012

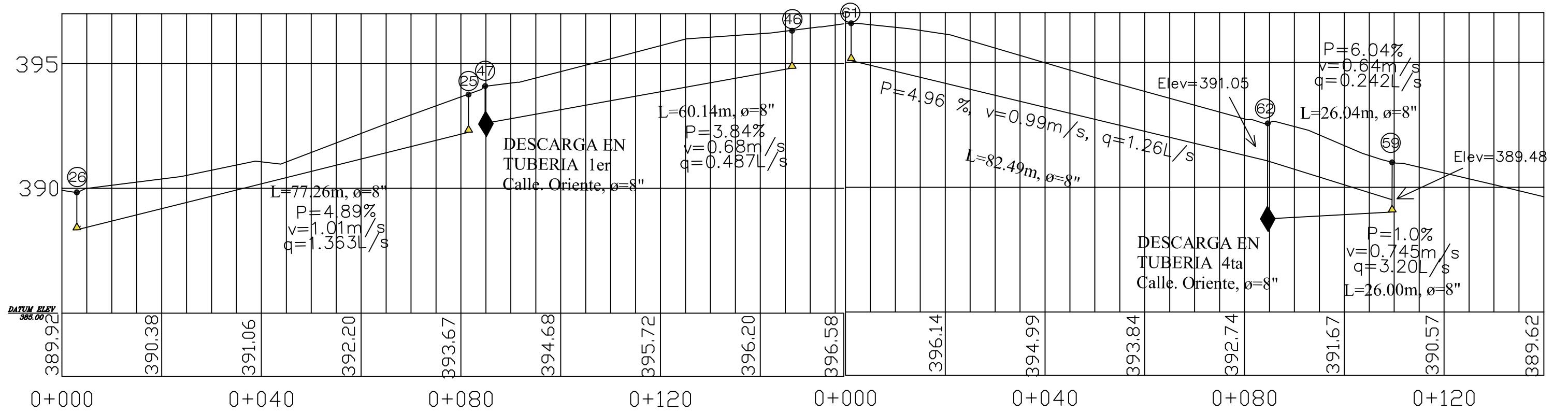
No. DE HOJA
P.T. 03 de 22

CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
43	394.41	490.35	4.06m
44	391.56	389.46	2.10m
45	391.08	388.15	2.93m
48	393.58	387.26	6.32m

Av. Ppal. Prof. Ilma Romero de
 Escala Horizontal 1:1000
 Escala Vertical 1:200

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA





CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
26	388.93	388.43	1.50m
25	393.70	392.20	1.50m
47	394.18	392.68	1.50m
46	396.40	394.90	1.50m
61	396.64	395.14	1.50m
62	392.55	388.73	3.82m
59	393.88	388.99	1.89m

Ave. 15 de Mayo Norte y Sur
Escala Horizontal 1:1000
Escala Vertical 1:200

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE ING. CIVIL

PRESENTA
Alfaro Melgar, Jenny Mercedes
Carranza Cisneros, José Luis
Gonzalez Reyes, Italo
PARA OPTAR AL TITULO DE
Ingeniero Civil

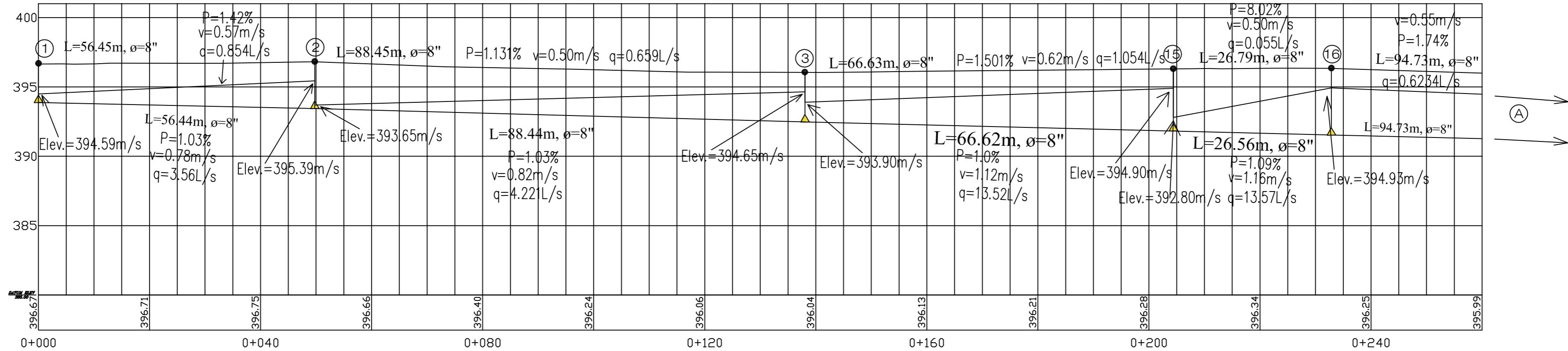
DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS
Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS

CONTENIDO:
Detalle de Perfiles de
Alcantarillado Sanitario

ESCALA:
INDICADAS
FECHA:
Agosto 2012

No. DE HOJA
P.T. 05 de 22

CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
1	396.77	393.97	2.80m
2	396.79	393.39	3.40m
3	396.05	392.48	3.57m
15	396.30	391.82	4.48m
16	396.33	391.53	4.80m



3° Calle Poniente
Escala Vertical 1:200
Escala Horizontal 1:500

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FAC. DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE ING. CIVIL

PRESENTA
Alfaro Melgar, Jenny Mercedes
Carranza Cisneros, José Luis
Gonzalez Reyes, Italo
PARA OPTAR AL TITULO DE
Ingeniero Civil

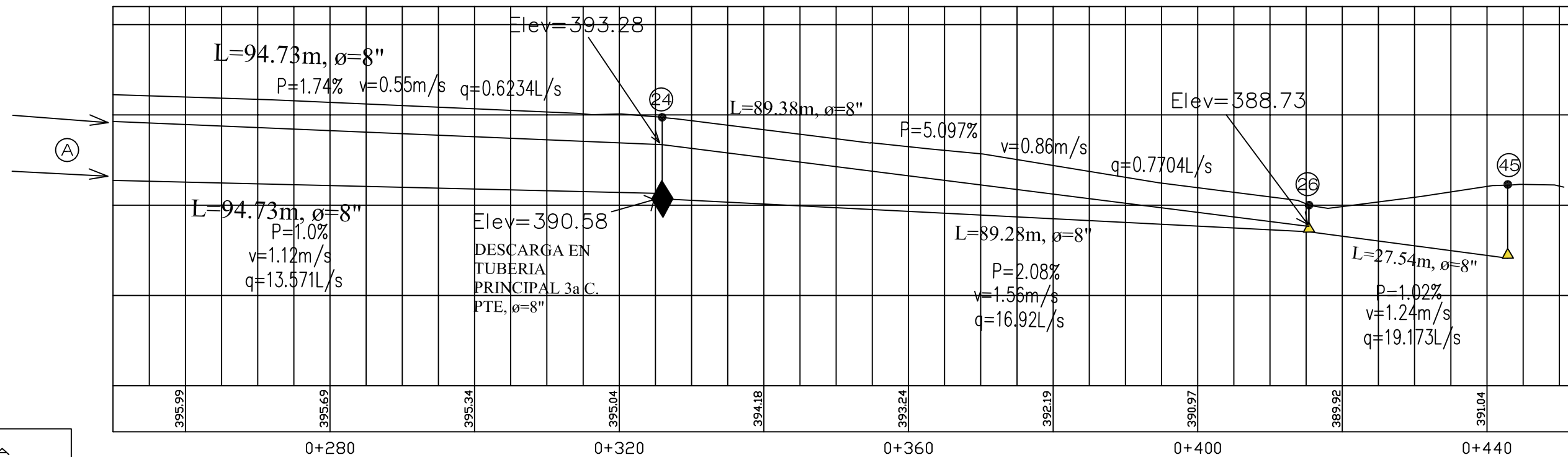
DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS
Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS

CONTENIDO:
Detalle de Perfiles de
Alcantarillado Sanitario

ESCALA:
INDICADAS
FECHA:
Agosto 2012

No. DE HOJA
P.T. 06 de 22
1° Parte

CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
24	394.78	390.29	4.49m
26	389.93	388.43	1.50m
45	391.08	388.15	2.93m



SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

3° Calle Poniente
Escala Vertical 1:200
Escala Horizontal 1:500

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE ING. CIVIL

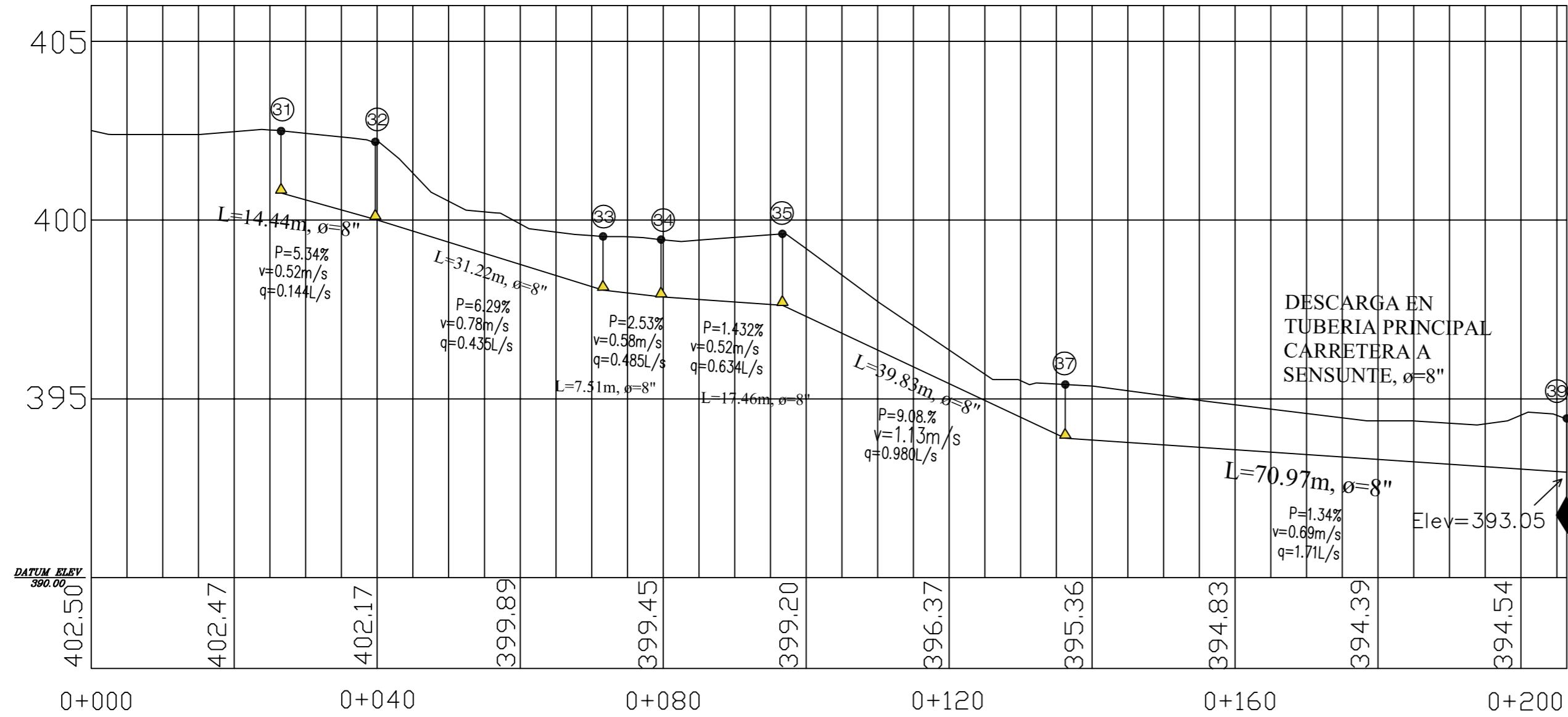
PRESENTA
Alfaro Melgar, Jenny Mercedes
Carranza Cisneros, José Luis
Gonzalez Reyes, Italo
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
Ingeniero Civil

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS
Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS

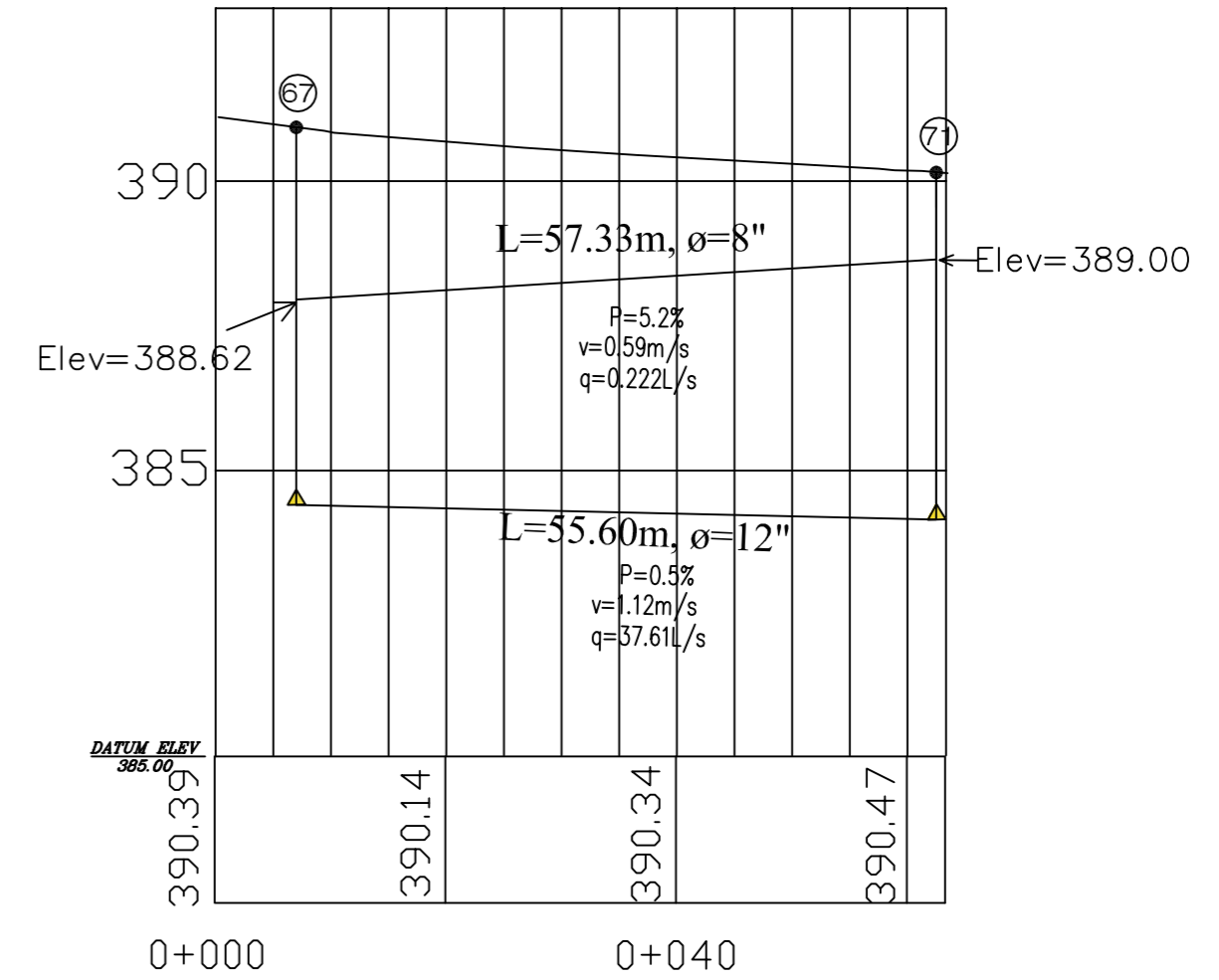
CONTENIDO:
Detalle de Perfiles de
Alcantarillado Sanitario

ESCALA:
INDICADAS
FECHA:
Agosto 2012

No. DE HOJA
P.T. 06 de 22
2° Parte



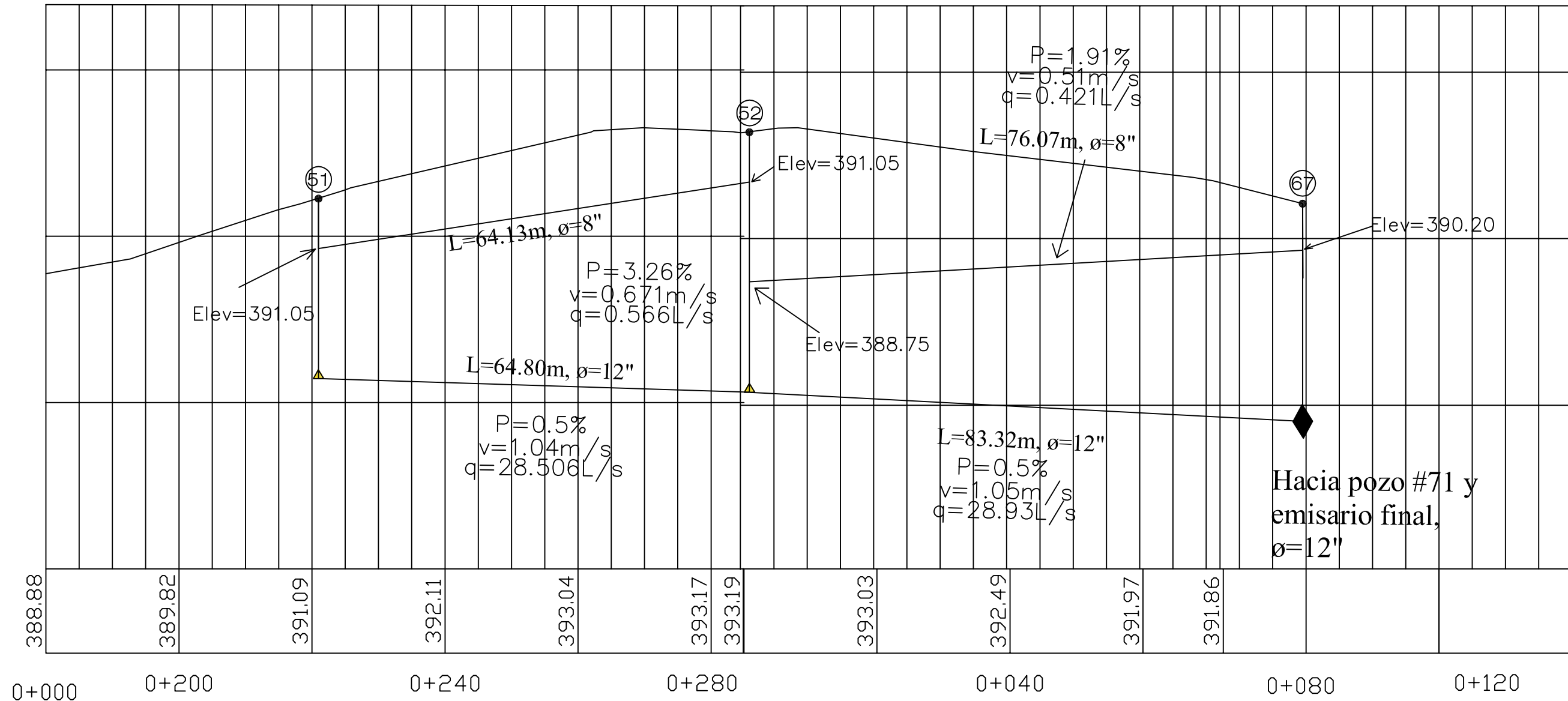
Calle Las Lomitas Norte y Av. El Oasis
 Escala Horizontal 1:1000
 Escala Vertical 1:200



Calle al cementerio
 Escala Horizontal 1:1000
 Escala Vertical 1:200

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
67	391.60	385.05	6.55m
71	390.50	384.76	5.74m
31	402.50	400.77	1.73m
32	402.17	400.00	2.17m
33	399.54	398.04	1.50m
34	399.45	397.85	1.60m
35	399.60	397.60	2.00m
37	395.50	394.00	1.50m
39	394.55	391.85	2.70m



SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
51	391.16	385.75	5.41m
52	393.25	385.43	7.82m
67	391.60	385.05	6.55m

4° Ave. Norte y Sur
 Escala Horizontal 1:1000
 Escala Vertical 1:200

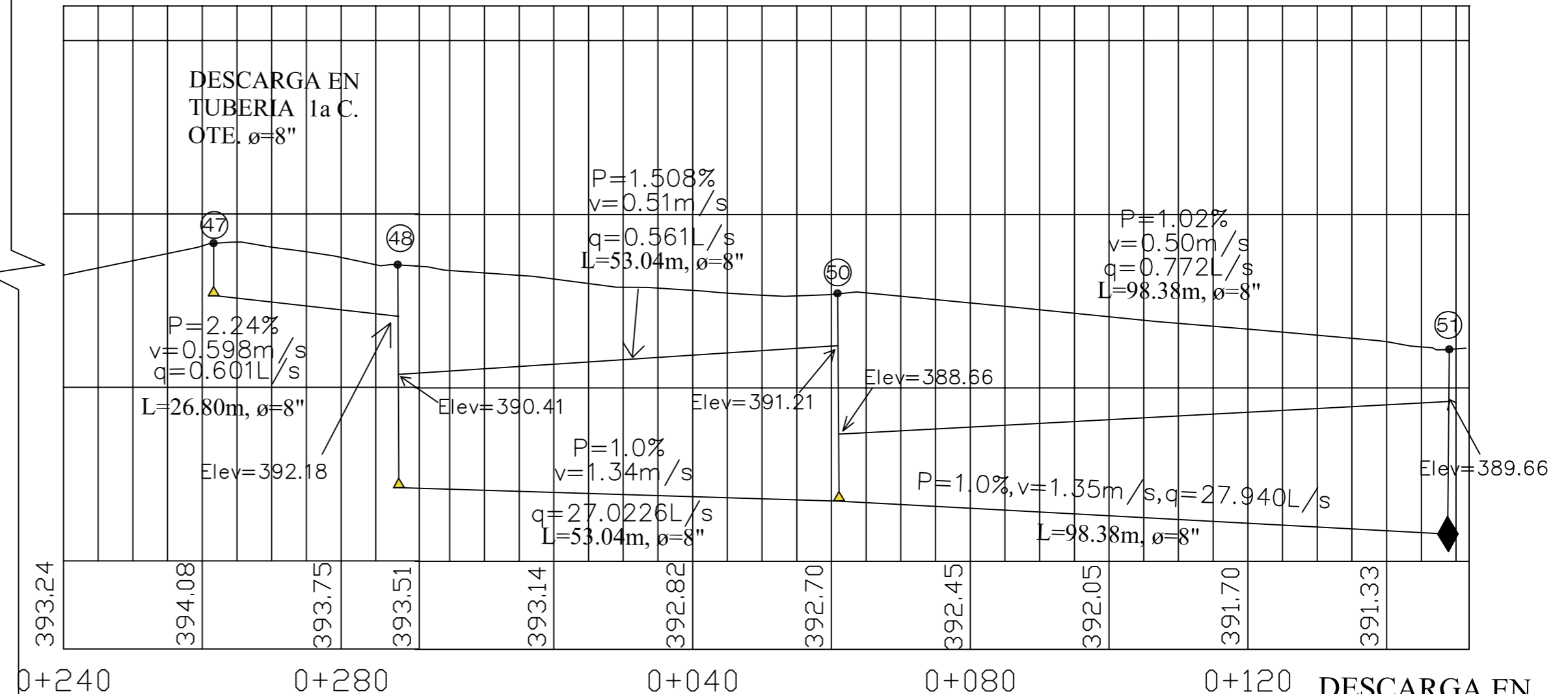
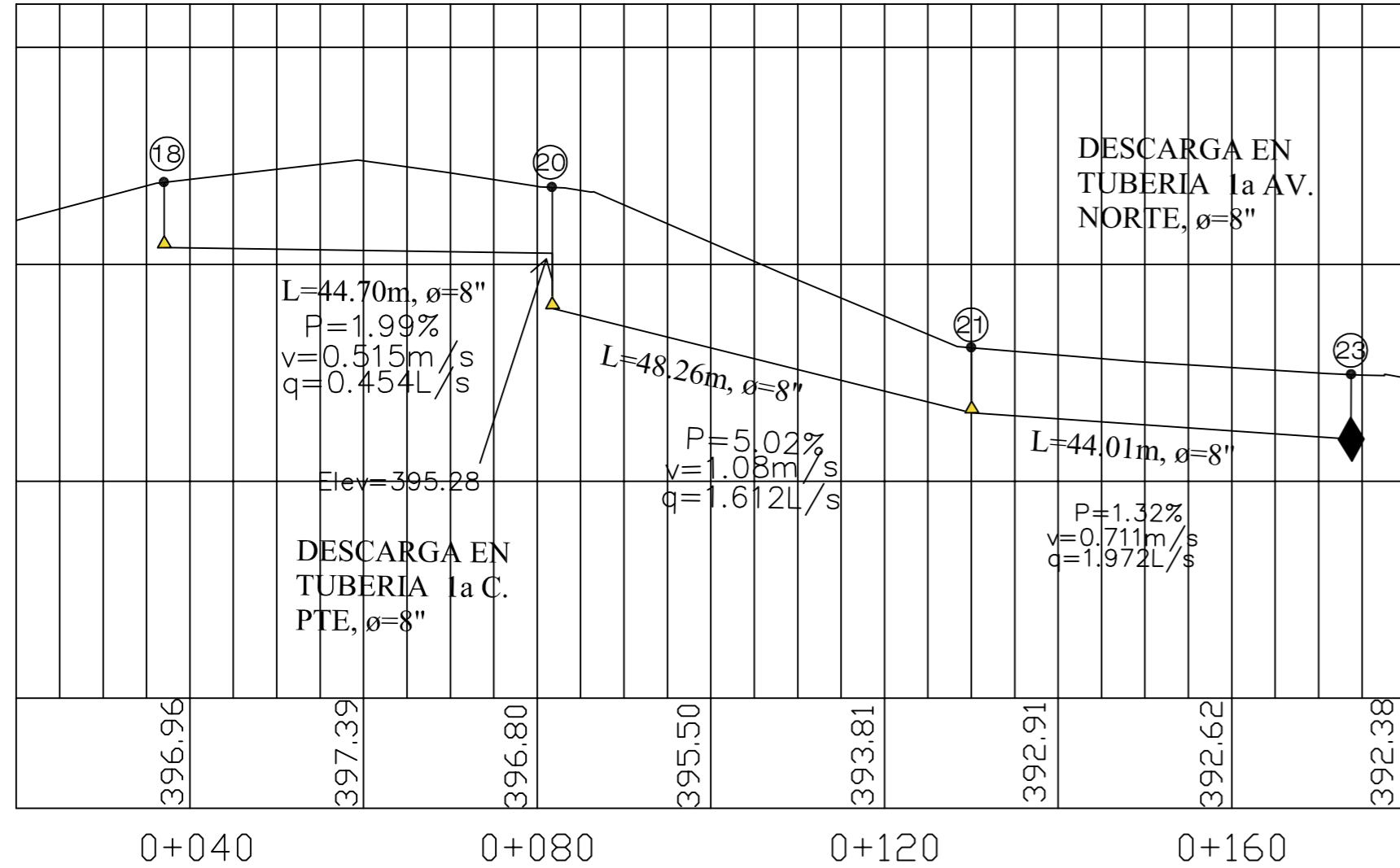
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE ING. CIVIL

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS
 Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
 PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS

CONTENIDO:
 Detalle de Perfiles de
 Alcantarillado Sanitario

ESCALA:
 INDICADAS
 FECHA:
 AGOSTO 2012

No. DE HOJA
 P.T. 08 de 22



CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
18	396.84	395.34	1.50m
20	396.75	394.00	2.75m
21	393.08	391.58	1.50m
23	392.50	391.00	1.50m
47	394.18	392.68	1.50m
48	393.58	387.26	6.32m
50	392.71	386.73	5.98m
51	391.16	385.75	5.31m

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
v	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

1° Calle Pte. y Ote.
Escala Horizontal 1:1000
Escala Vertical 1: 200

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FAC. DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE ING. CIVIL

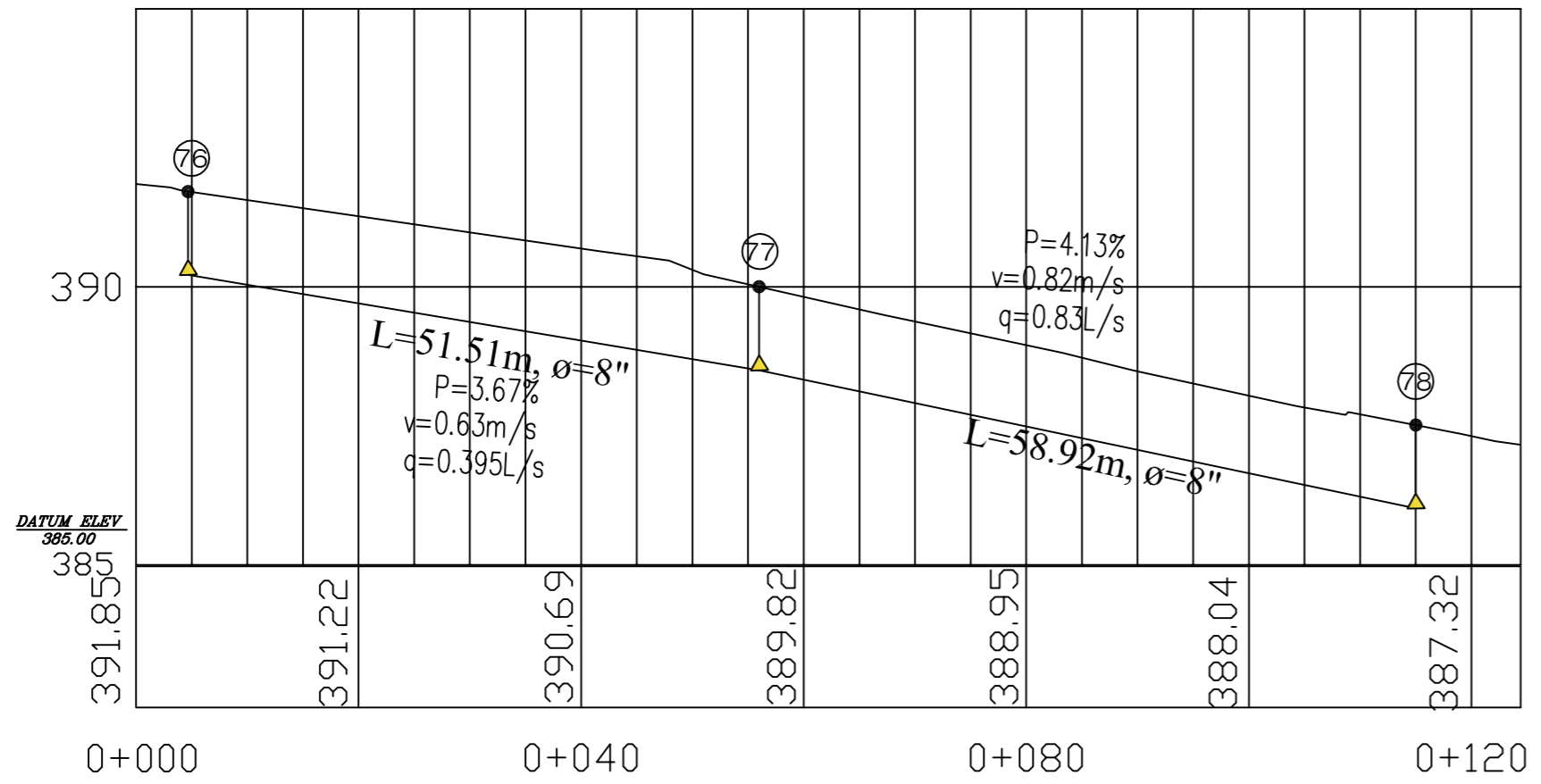
PRESENTA
Alfaro Melgar, Jenny Mercedes
Carranza Cisneros, José Luis
González Reyes, Italo
PARA OPTAR AL TITULO DE
Ingeniero Civil

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS
Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS

CONTENIDO:
Detalle de Perfiles de
Alcantarillado Sanitario

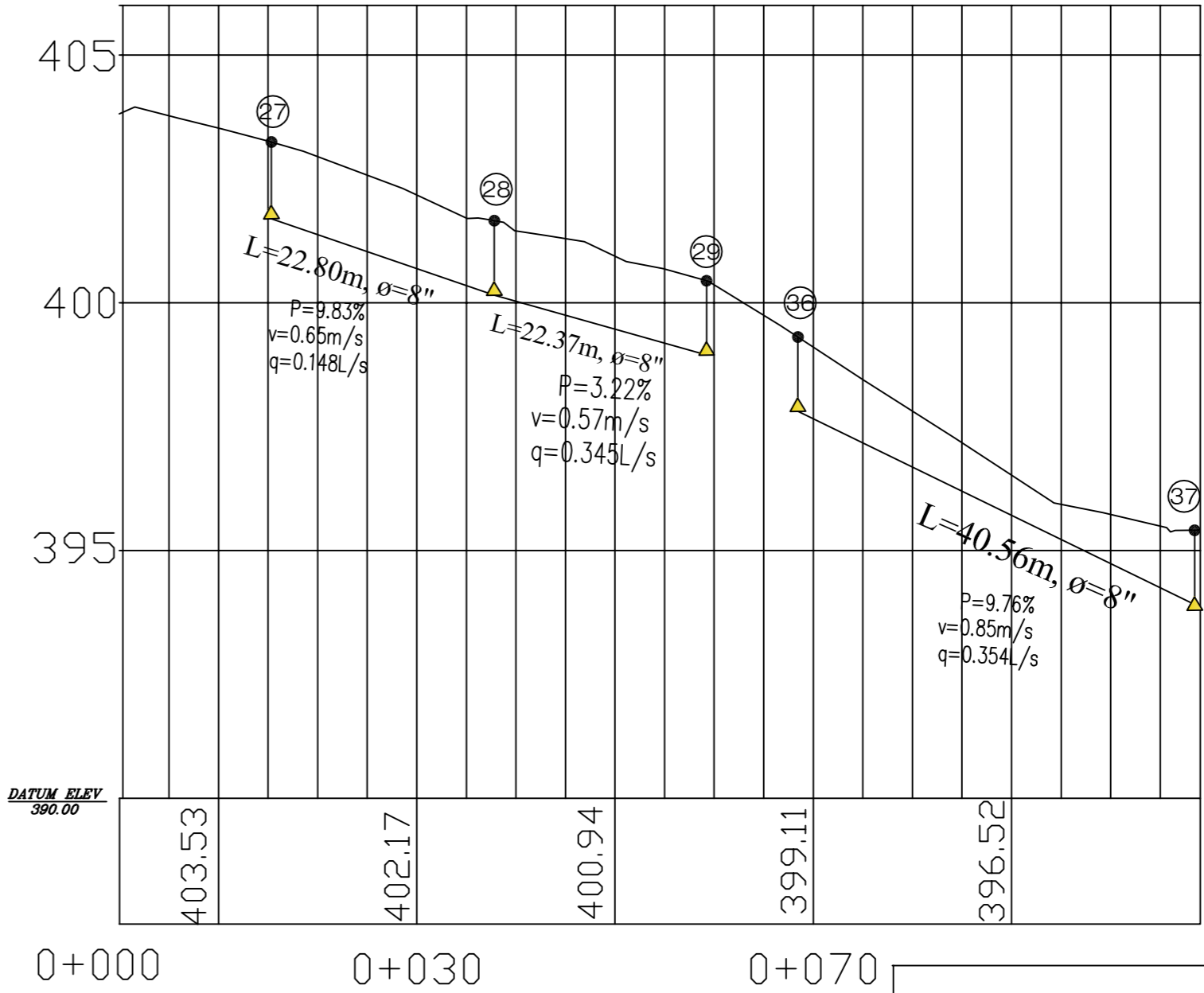
ESCALA:
INDICADAS
FECHA:
Agosto 2012

No. DE HOJA
P.T. 09 de 22



CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
76	391.89	390.39	1.50m
77	390.00	388.50	1.50m
78	387.57	386.07	1.50m

2° Calle Oriente
Escala Horizontal 1:1000
Escala Vertical 1:200



CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
27	403.26	401.71	1.55m
28	401.48	399.48	1.50m
29	400.26	398.76	1.50m
36	399.44	397.94	1.50m
37	395.50	394.00	1.50m

1° Av. Las Lomitas Norte y Calle Las Lomitas Sur
Escala Horizontal 1:1000
Escala Vertical 1:200

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
- - -	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE ING. CIVIL

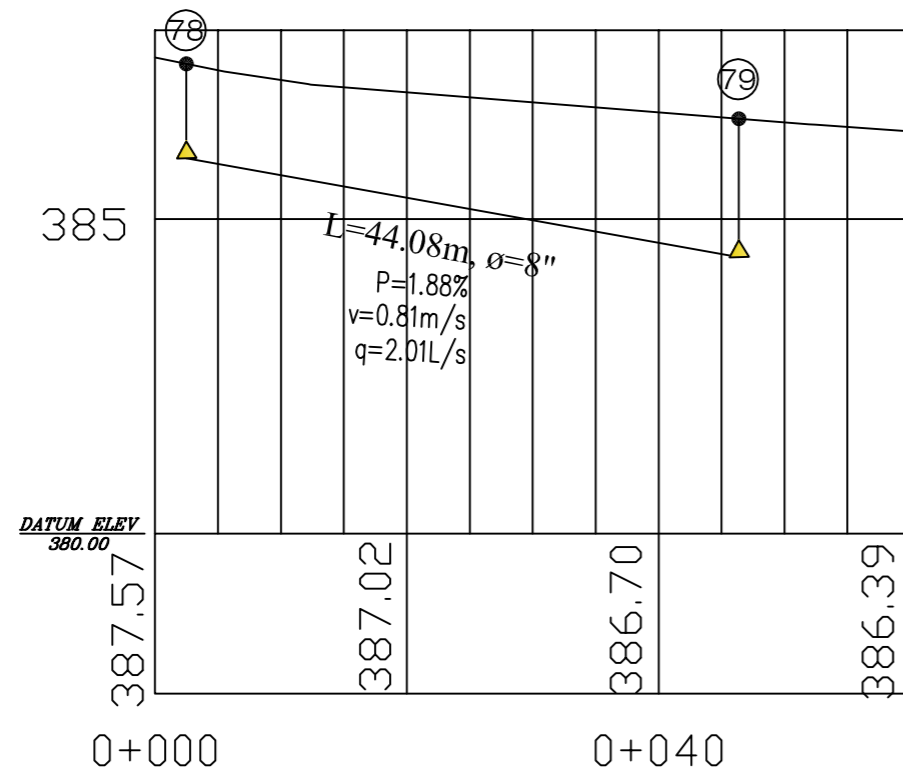
PRESENTA
Alfaro Melgar, Jenny Mercedes Carranza Cisneros, José Luis Gonzalez Reyes, Italo
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
Ingeniero Civil

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS

CONTENIDO:
Detalle de Perfiles de Alcantarillado Sanitario

ESCALA:
INDICADAS
FECHA:
Agosto 2012

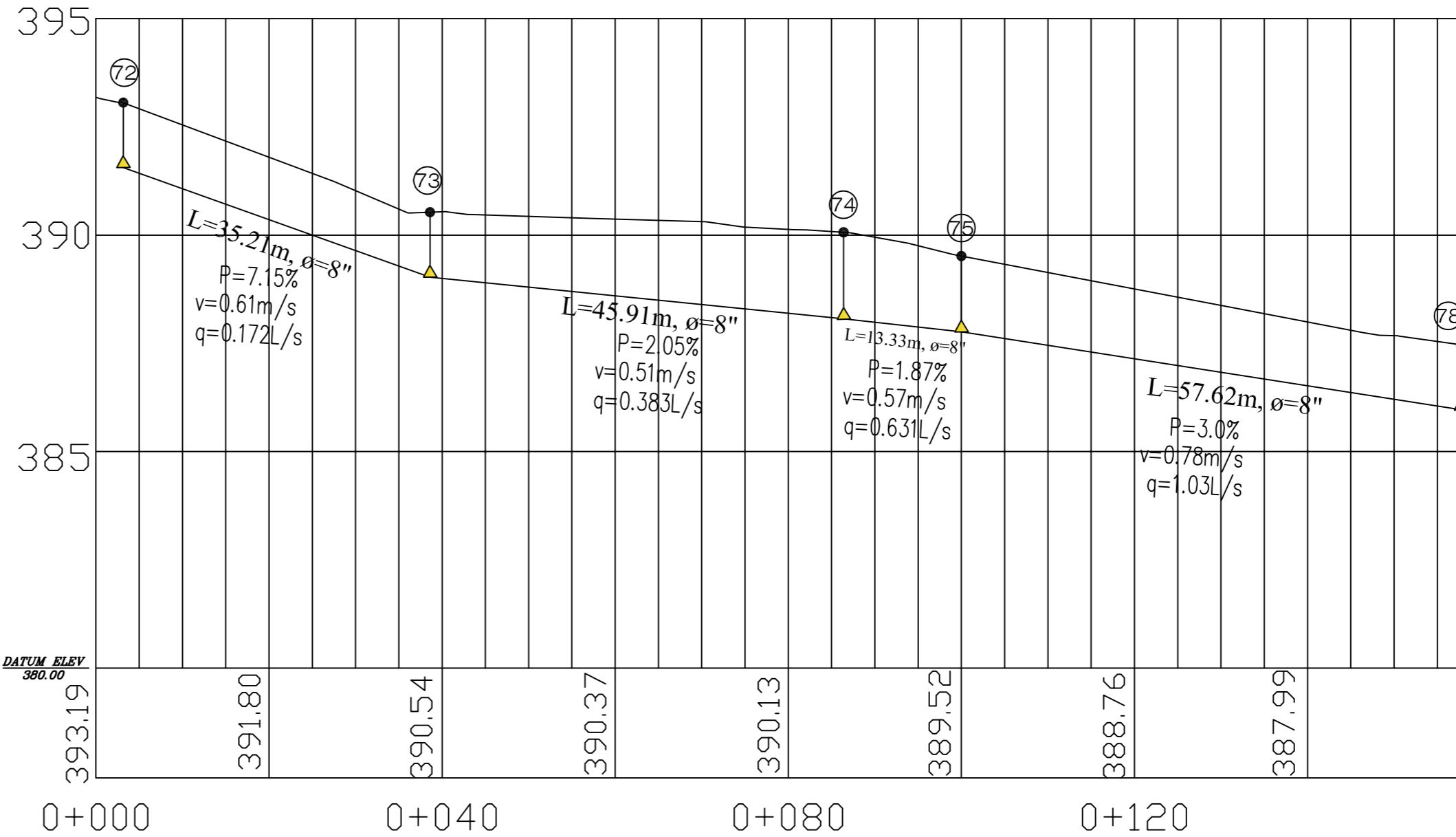
No. DE HOJA
P.T. 10 de 22



CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
78	387.57	386.07	1.50m
79	387.44	385.24	2.20m

Calle Antigua a Sensuntepeque
Escala vertical 1:200
Escala Horizontal 1:1000

CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
72	393.00	391.50	1.50m
73	390.49	388.99	1.50m
74	390.05	388.05	2.00m
75	389.55	387.80	1.75m
78	387.57	386.07	1.50m



Col. Antigua al Llano La Hacienda
Escala Vertical 1:200
Escala Horizontal 1:1000

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

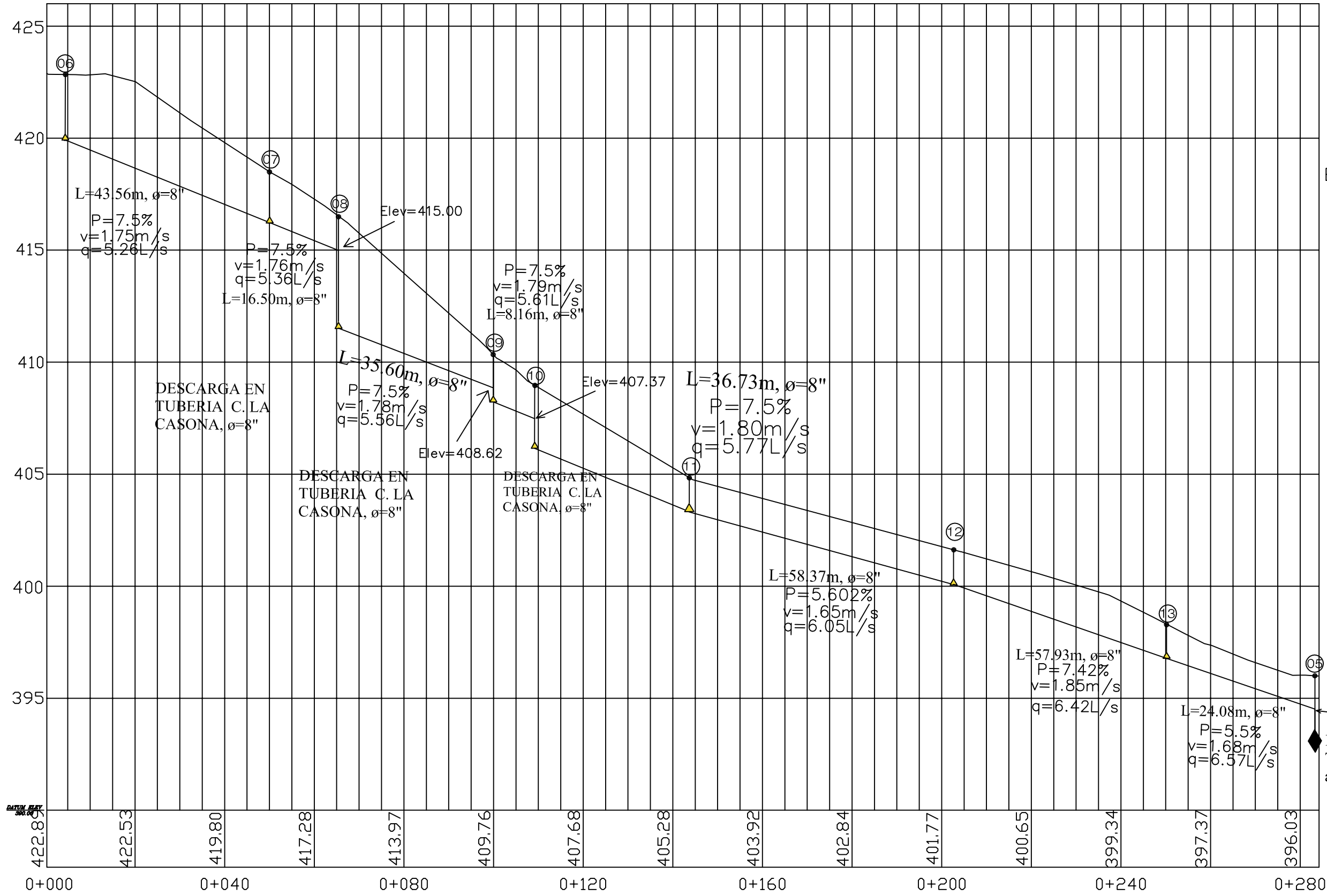
DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS

CONTENIDO:
Detalle de Perfiles de Alcantarillado Sanitario

ESCALA:
INDICADAS
FECHA:
Agosto 2012

No. DE HOJA
P.T. 11 de 22

Calle La Casona
Escala Vertical 1:200
Escala Horizontal 1:1000



SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
6	423.18	419.48	3.70m
7	418.63	416.23	2.40m
8	416.44	411.28	5.16m
9	410.40	407.98	2.42m
10	409.16	406.15	3.01m
11	404.90	403.40	1.50m
12	401.63	400.13	1.50m
13	397.33	395.83	1.50m
5	396.01	393.09	2.92m

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FAC. DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE ING. CIVIL

PRESENTA
Alfaro Melgar, Jenny Mercedes
Carranza Cisneros, José Luis
Gonzalez Reyes, Italo
PARA OPTAR AL TITULO DE
Ingeniero Civil

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS
Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS

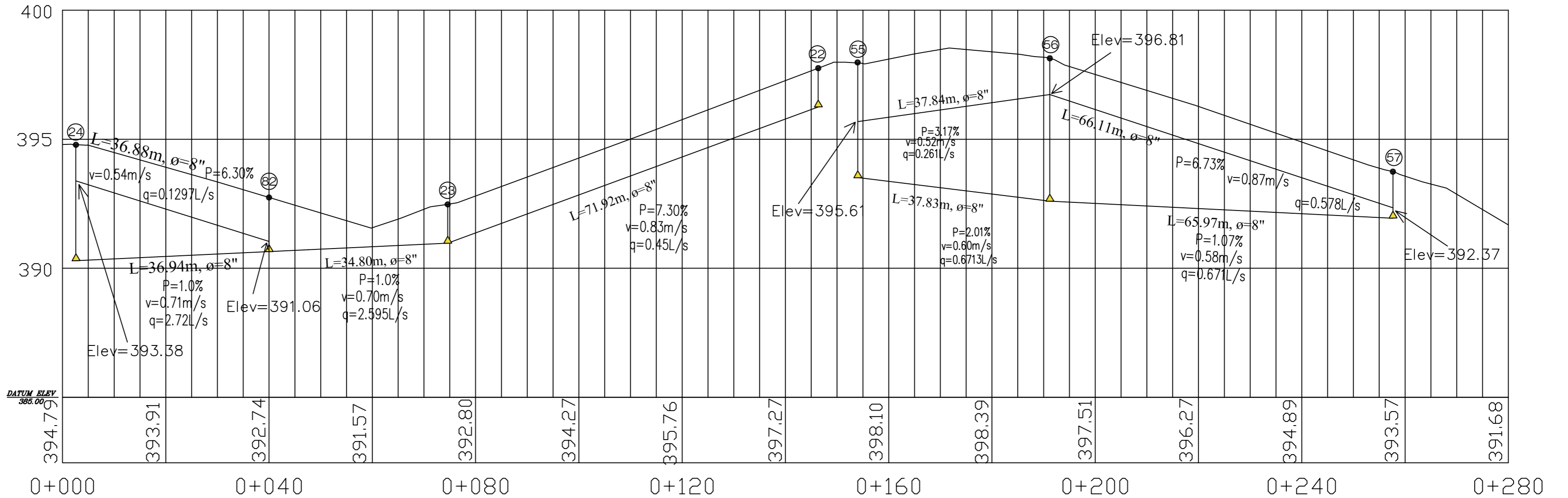
CONTENIDO:
Detalle de Perfiles de
Alcantarillado Sanitario

ESCALA:
INDICADAS
FECHA:
Agosto 2012

No. DE HOJA
P.T. 12 de 22

CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
24	394.78	390.29	4.49m
23	392.50	391.00	1.50m
22	397.73	396.23	1.50m
55	397.88	393.44	4.44m
56	398.21	392.68	5.53m
57	393.77	391.97	1.80m
82	392.76	390.66	2.10m

1° Av. Norte y Sur
Escala horizontal 1:1000
Escala vertical 1:200



SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE ING. CIVIL

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS
Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS

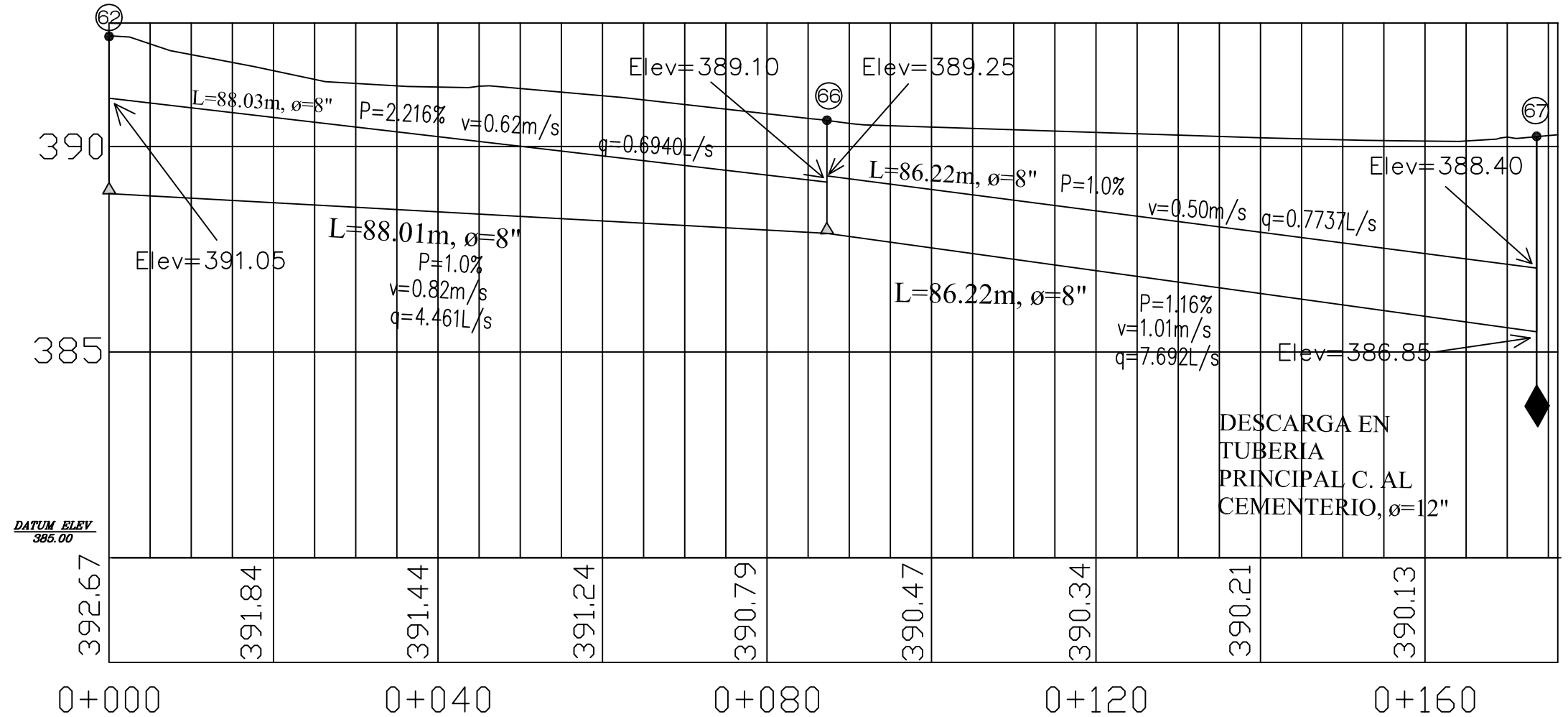
CONTENIDO:
Detalle de Perfiles de
Alcantarillado Sanitario

ESCALA:
INDICADAS
FECHA:
Agosto 2012

No. DE HOJA
P.T. 13 de 22

SIMBOLOGIA

SIMBOLO	DESCRIPCION
Ⓜ	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
	PERFIL DE TERRENO O CALLE
	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA



CUADRO DE POZOS

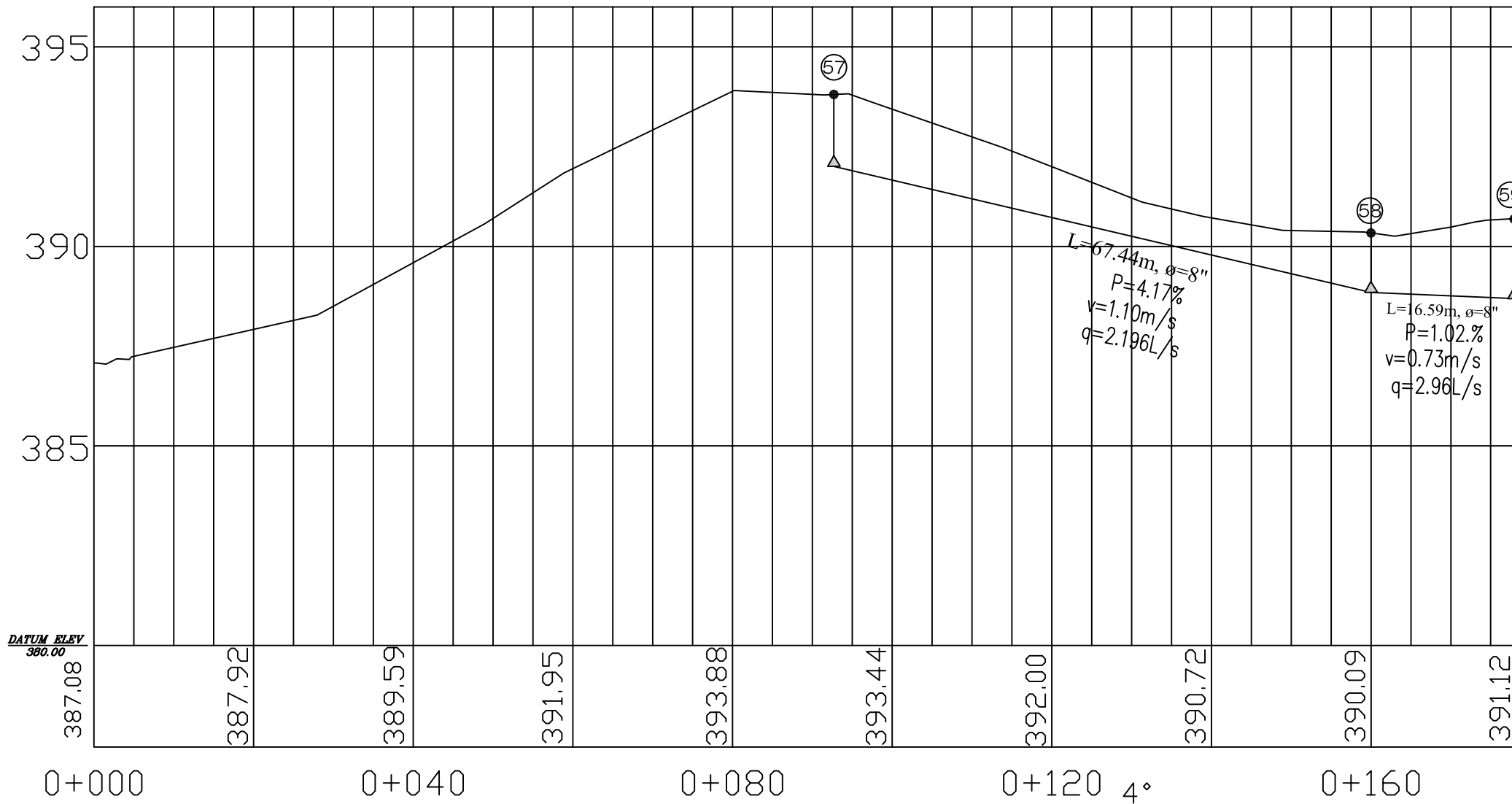
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
62	392.55	388.73	3.82m
66	390.60	387.85	2.75m
67	391.60	385.05	6.55m

4° Calle Oriente

Escala vertical 1:200

Escala Horizontal 1:1000

CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
57	393.77	391.97	1.80m
58	390.06	389.16	1.50m
59	390.98	388.99	1.99m



SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

Calle Poniente
Escala Horizontal 1:1000
Escala Vertical 1:200

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FAC. DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE ING. CIVIL

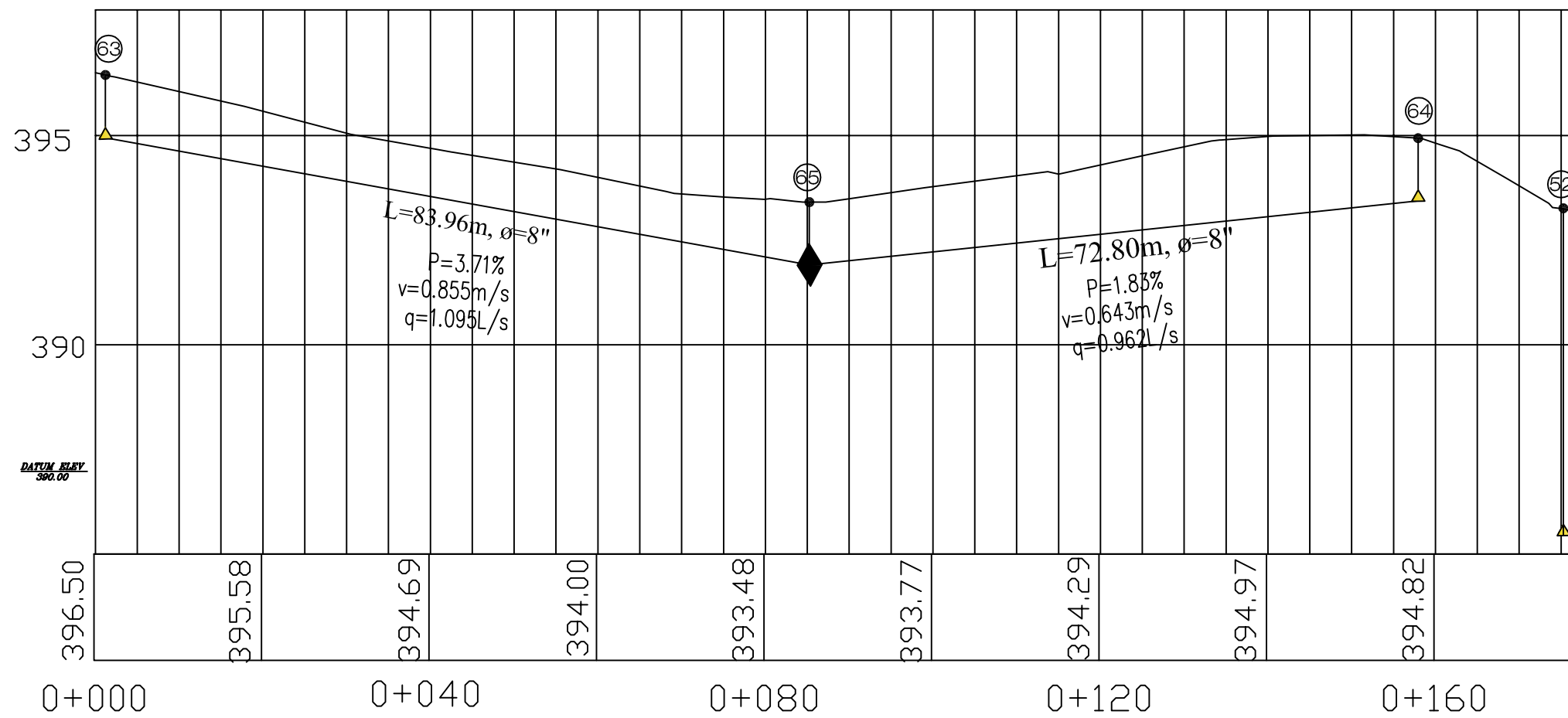
DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS

CONTENIDO:
Detalle de Perfiles de Alcantarillado Sanitario

ESCALA:
INDICADAS
FECHA:
AGOSTO 2012

No. DE HOJA
P.T. 15 de 22

CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
63	396.50	395.00	1.50m
65	393.39	391.89	1.50m
64	394.92	393.42	1.50m
52	393.25	385.43	7.82m

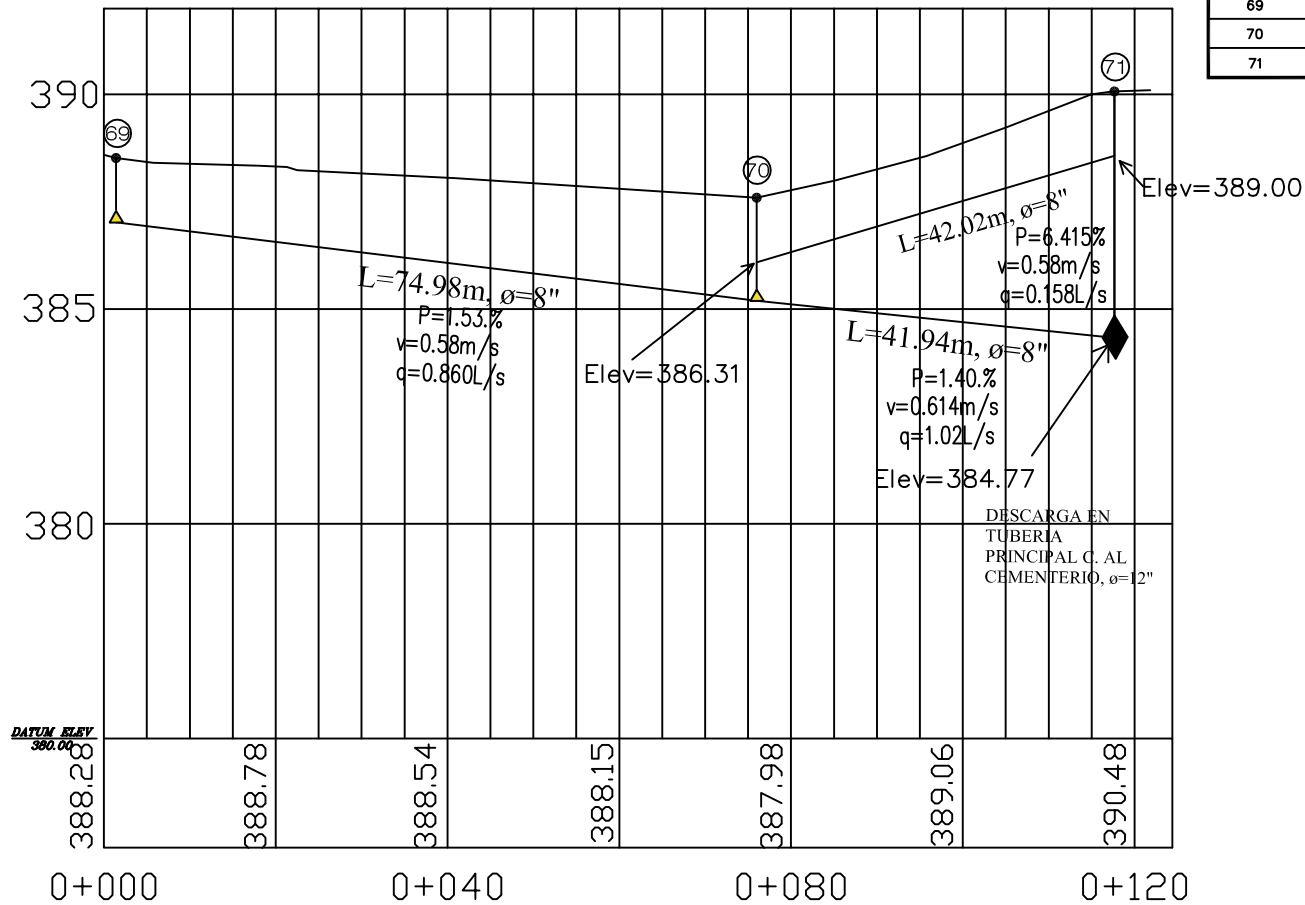


SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
- - -	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

Calle Boanergues Oriente
Escala Vertical 1:200
Escala Horizontal 1:1000

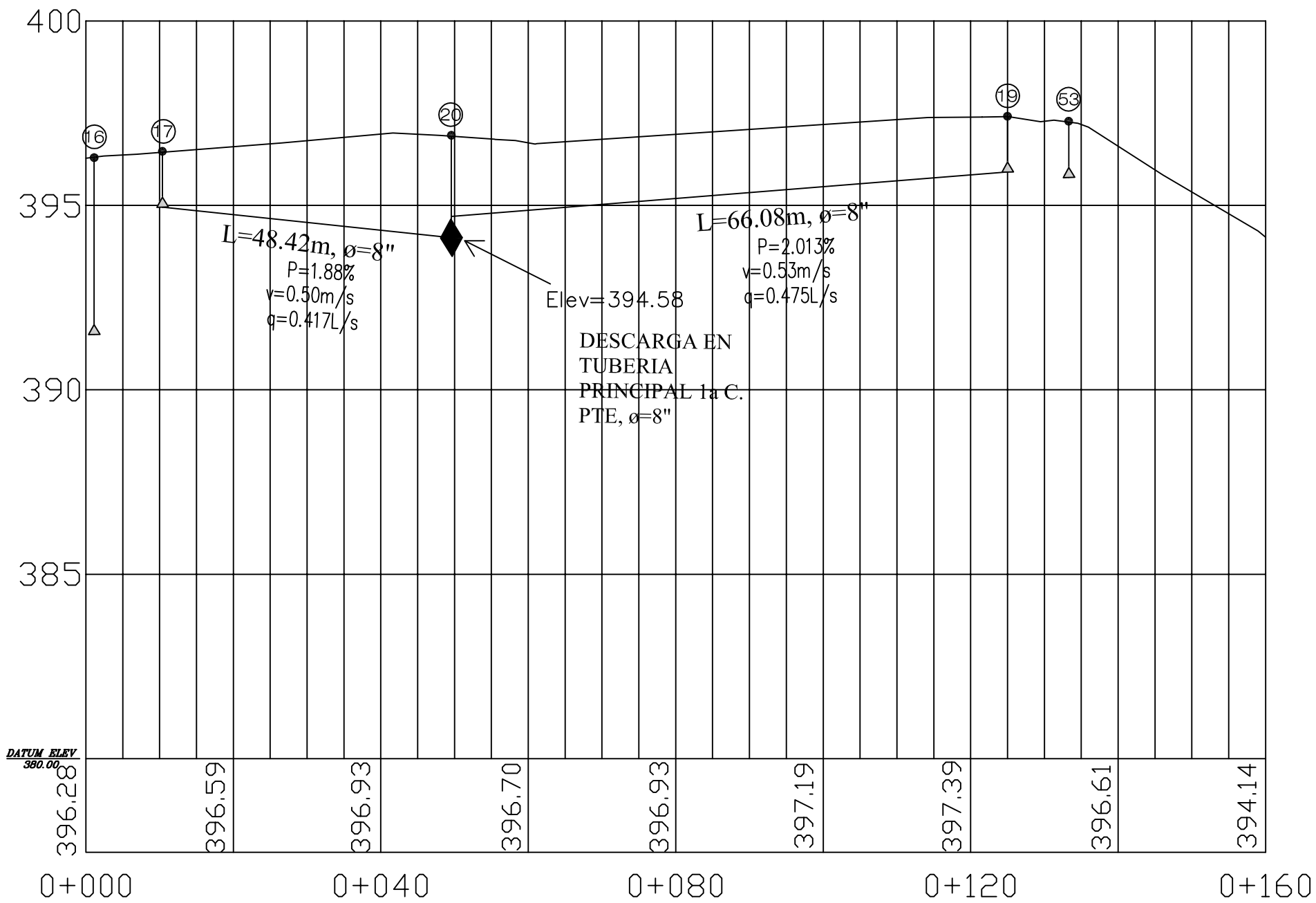
CUADRO DE POZOS

POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
69	388.06	386.56	1.50m
70	387.81	385.41	2.40m
71	390.50	384.76	5.74m



SIMBOLOGIA	
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

5° Calle Oriente
 Escala Horizontal 1:1000
 Escala Vertical 1:200



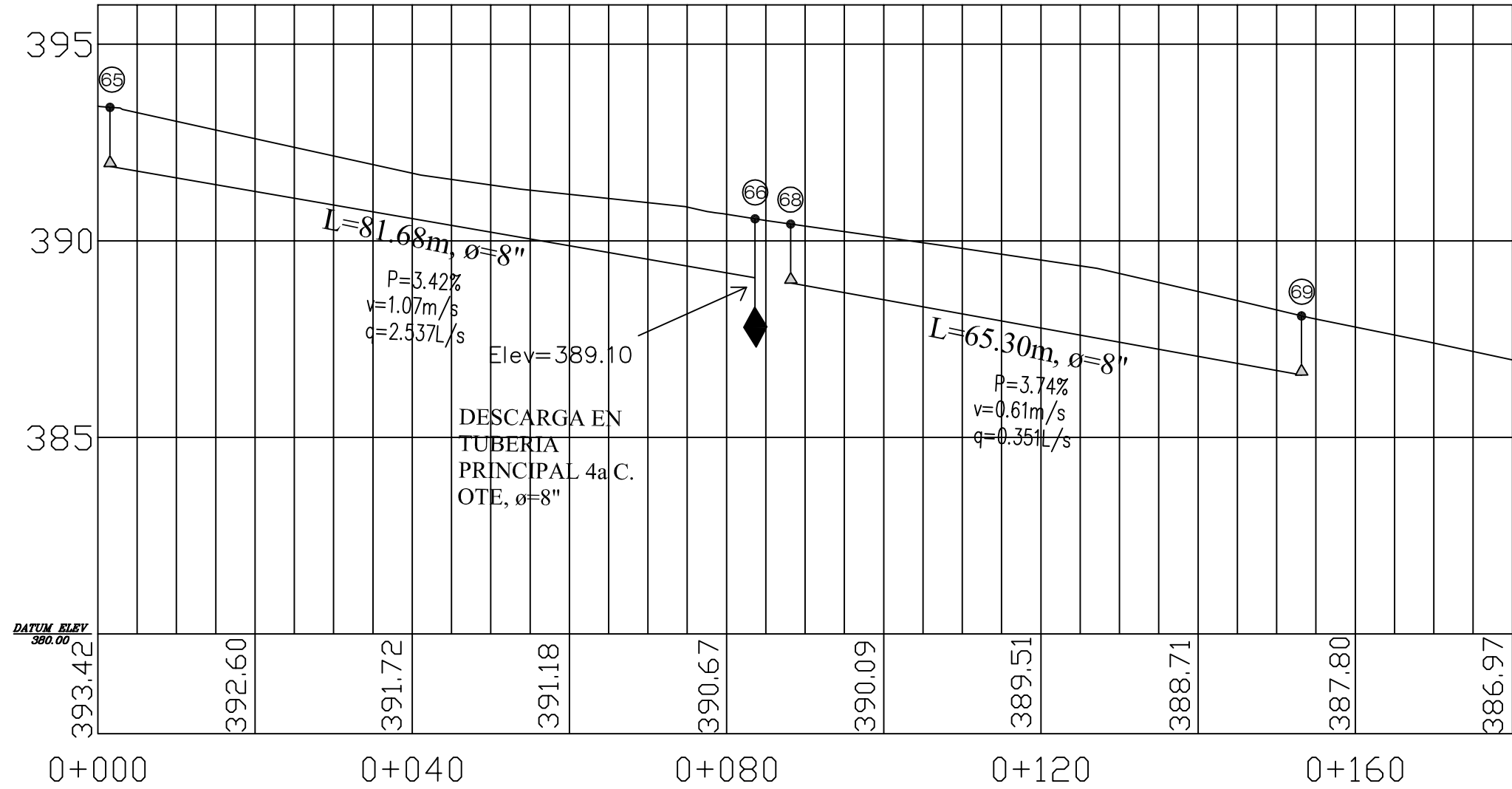
CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
16	396.33	391.53	4.80m
17	396.41	394.91	1.50m
20	396.75	394.00	2.75m
19	397.41	395.91	1.50m
53	393.25	385.11	1.50m

LaCayo

SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

3° Avenida norte y sur
 Escala Vertical 1:200
 Escala Horizontal 1:1000

CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
65	393.39	391.89	1.50m
66	390.60	387.85	2.75m
68	390.50	389.00	1.50m
69	388.06	386.56	1.50m



SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

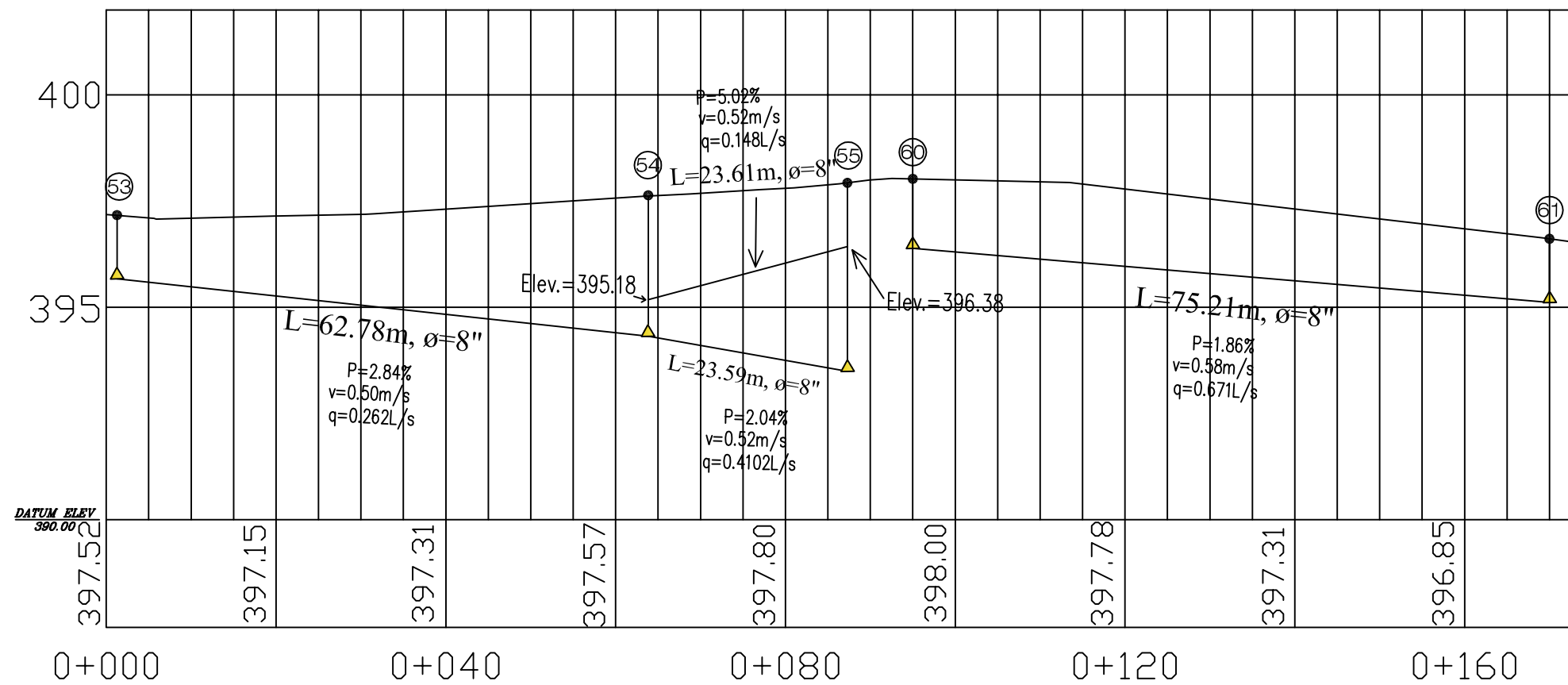
2° Ave. Sur

Escala Horizontal 1:1000

Escala Vertical 1:200

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE ING. CIVIL	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS	CONTENIDO: Detalle de Perfiles de Alcantarillado Sanitario	ESCALA: INDICADAS FECHA: AGOSTO 2012	No. DE HOJA P.T. 19 de 22
--	--	--	---	------------------------------

CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
53	397.20	395.70	1.50m
54	397.62	393.92	3.70m
55	397.88	393.44	4.44m
60	398.04	396.54	1.50m
61	396.64	395.14	1.50m



SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

Calle Boanergues Poniente

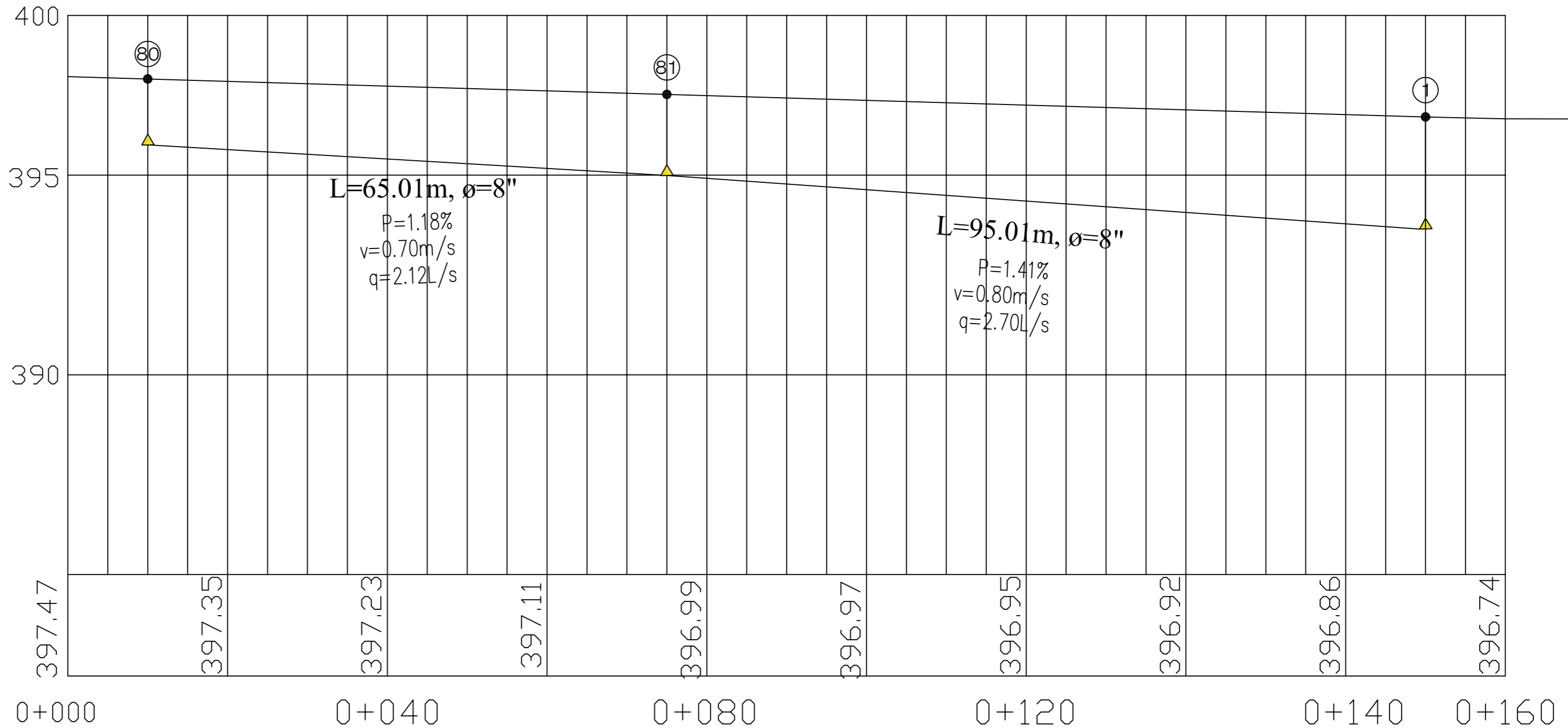
Escala Horizontal 1:1000

Escala Vertical 1:200

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE ING. CIVIL	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABANÑAS	CONTENIDO: <i>Detalle de Perfiles de Alcantarillado Sanitario</i>	ESCALA: INDICADAS	No. DE HOJA P.T. 20 de 22
			FECHA: AGOSTO 2012	

CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
80	397.41	395.76	1.65m
81	397.02	394.99	2.03m
1	396.77	393.97	2.80m
4	396.53	395.03	1.50m
5	396.01	393.08	2.92m
14	395.50	394.00	1.50m
38	395.04	393.54	1.50m
39	394.55	391.85	2.70m
40	394.55	391.00	3.55m
43	394.41	390.35	4.06m
42	394.02	391.21	2.81m
41	393.73	392.23	1.50m

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
——	PERFIL DE TERRENO O CALLE
——	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA



DISEÑO DE RED DE AGUAS NEGRAS, AGUAS LLUVIAS
Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS

CONTENIDO:
Detalle de Perfiles de
Alcantarillado Sanitario

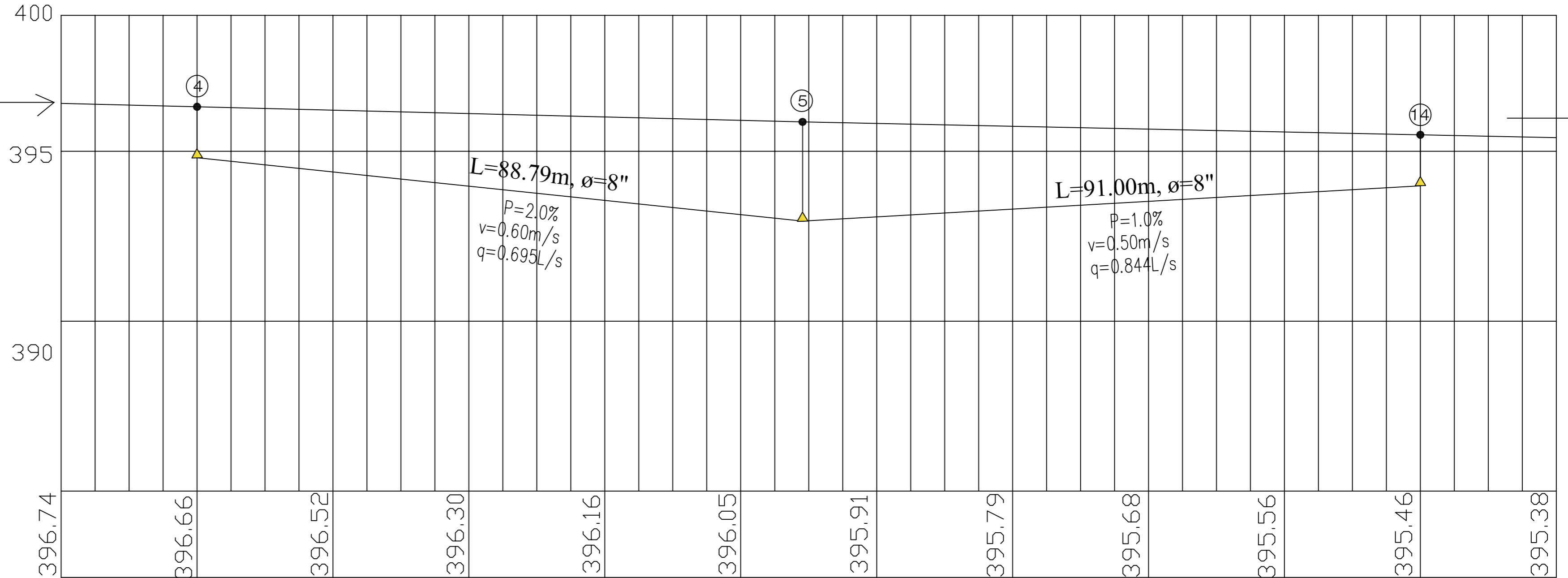
ESCALA:
INDICADAS
FECHA:
Agosto 2012

No. DE HOJA
P.T. 21 de 22
1° Parte

Carretera a Sensuntepeque 1° Parte
Escala Vertical 1:200
Escala Horizontal 1:1000

CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
80	397.41	395.76	1.65m
81	397.02	394.99	2.03m
1	396.77	393.97	2.80m
4	396.53	395.03	1.50m
5	396.01	393.08	2.92m
14	395.50	394.00	1.50m
38	395.04	393.54	1.50m
39	394.55	391.85	2.70m
40	394.55	391.00	3.55m
43	394.41	390.35	4.06m
42	394.02	391.21	2.81m
41	393.73	392.23	1.50m

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA



0+160

0+200

0+240

0+280

0+320

0+360

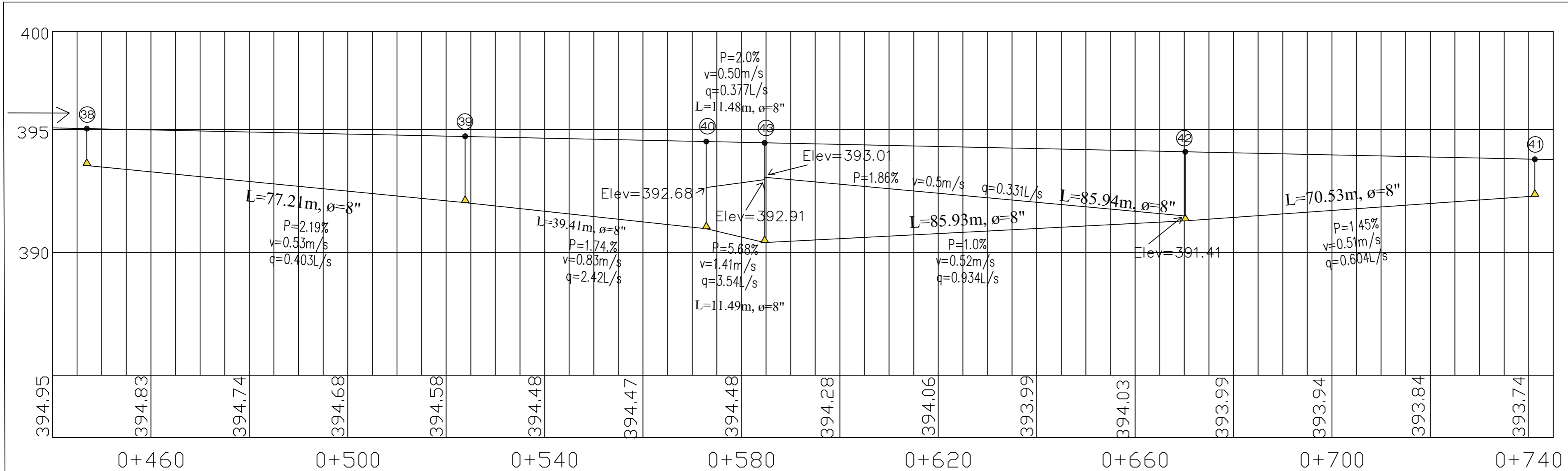
Carretera a Sensuntepeque 2° Parte
 Escala Vertical 1:200
 Escala Horizontal 1:1000

DISEÑO DE RED DE AGUAS NEGRAS, AGUAS LLUVIAS
 Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
 PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS

CONTENIDO:
 Detalle de Perfiles de
 Alcantarillado Sanitario

ESCALA:
 INDICADAS
 FECHA:
 Agosto 2012

No. DE HOJA
 P.T. 21 de 22
 2° Parte



CUADRO DE POZOS			
POZO	COTA S/TAPADERA	COTA DE FONDO	PROFUNDIDAD
80	397.41	395.76	1.65m
81	397.02	394.99	2.03m
1	396.77	393.97	2.80m
4	396.53	395.03	1.50m
5	396.01	393.08	2.92m
14	395.50	394.00	1.50m
38	395.04	393.54	1.50m
39	394.55	391.85	2.70m
40	394.55	391.00	3.55m
43	394.41	390.35	4.06m
42	394.02	391.21	2.81m
41	393.73	392.23	1.50m

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊙	NUMERO DE POZO DE VISTA
⊕	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISTA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISTA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
◆	DESCARGA A LA TUBERIA
q	CAUDAL POR TRAMO
∅	DIAMETRO DE LA TUBERIA
P	PENDIENTE DE LA TUBERIA
L	LONGITUD DE LA TUBERIA
V	VELOCIDAD DE FLUJO
E	ELEVACION DE TUBERIA DE LLEGADA

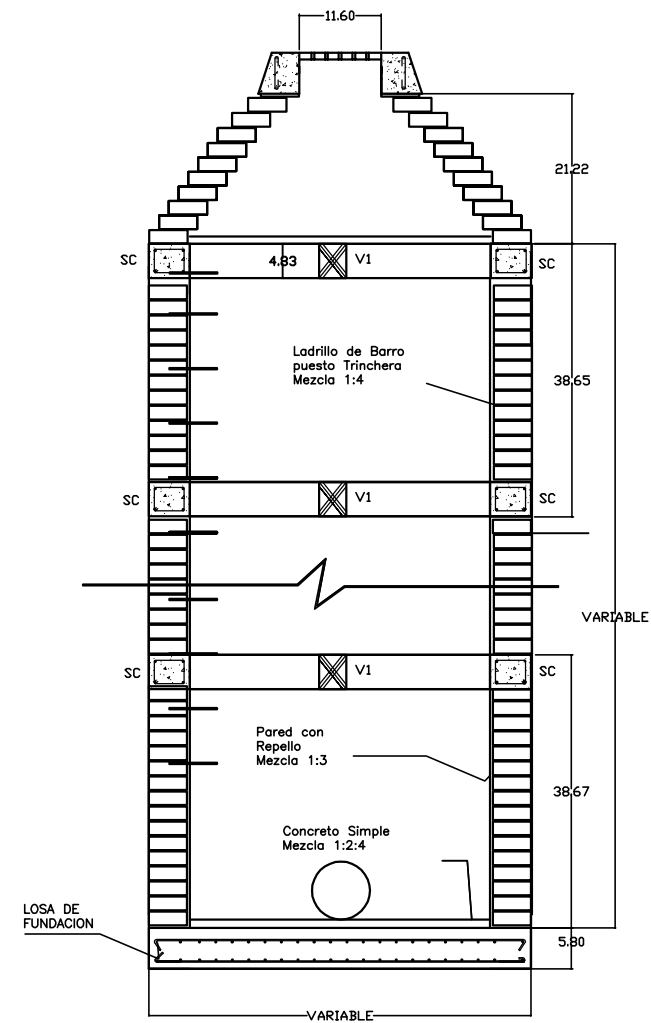
DISEÑO DE RED DE AGUAS NEGRAS, AGUAS LLUVIAS Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS

CONTENIDO:
Detalle de Perfiles de Alcantarillado Sanitario

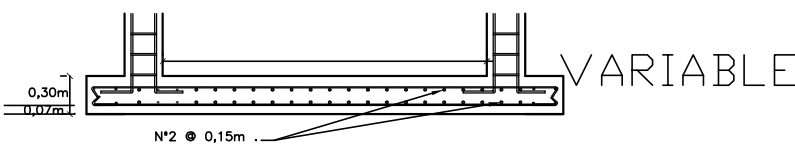
ESCALA:
INDICADAS
FECHA:
Agosto 2012

No. DE HOJA
P.T. 21 de 22
3° Parte

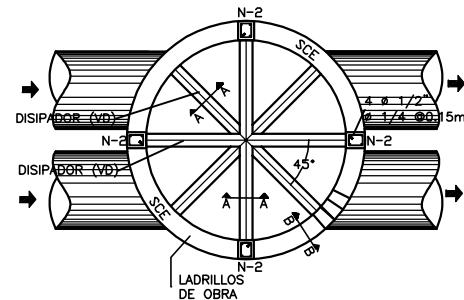
Carretera a Sensuntepeque 3° Parte
Escala Vertical 1:200
Escala Horizontal 1:1000



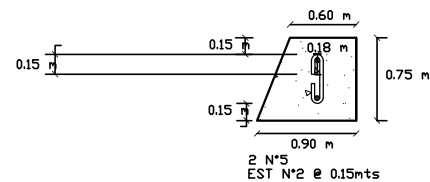
DETALLE DE POZO DE VISITA CON REFUERZO



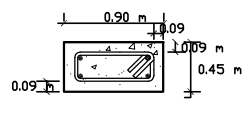
DETALLE DE LOSA DE FUNDACION PARA POZOS DE VISITA CON REFUERZO



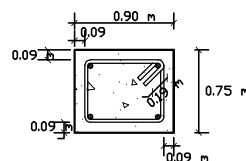
DETALLE DE POZO DE INSPECCION CON DOS DISIPADORES SECCION 2



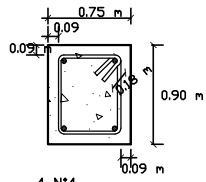
DETALLE DE BROQUEL



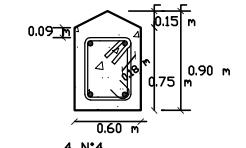
DETALLE NERVIDO CIRCULAR (N-1)



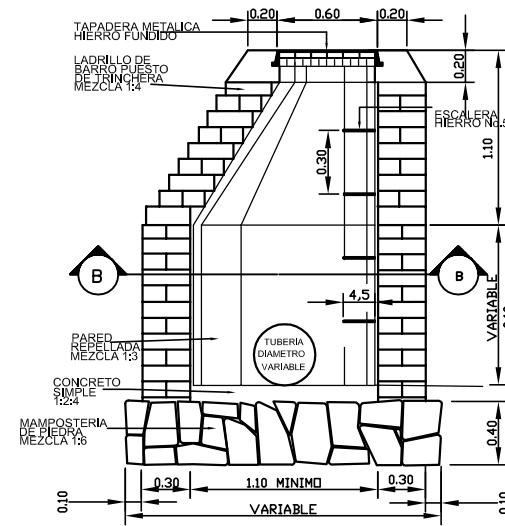
DETALLE SOLERA DE CORDONAMIENTO (SC)



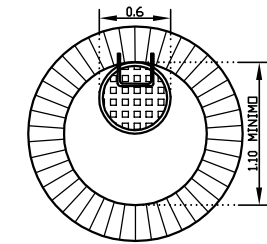
DETALLE DE NERVADURA (N-2)



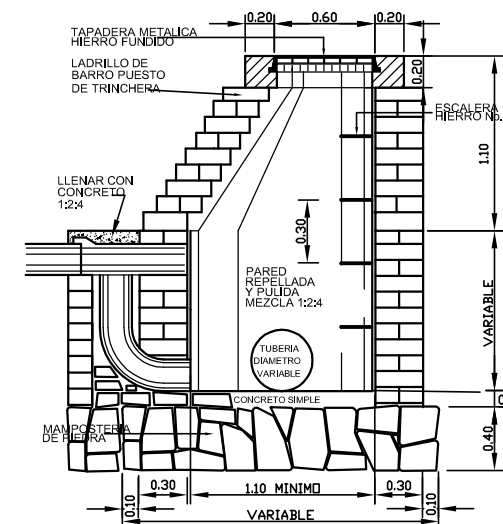
DETALLE DE VIGAS (V1)



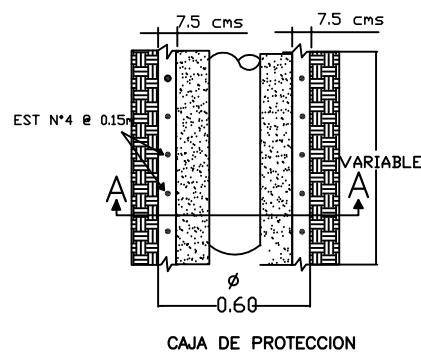
DETALLE DE POZO DE VISITA SIN REFUERZO



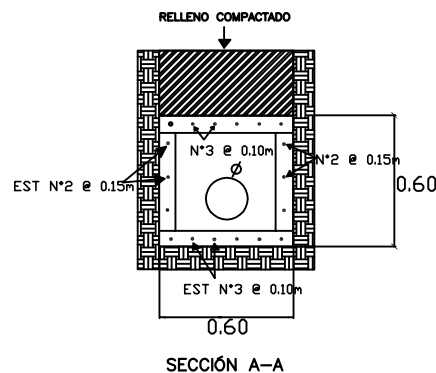
SECCION B-B POZO DE VISITA PARA A.M.



POZO DE VISITA DE AGUAS NEGRAS CAIDA CAJA DE SOSTEN



CAJA DE PROTECCION



SECCION A-A

PROYECTO
DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO
Especificaciones. Alcantarillado Sanitario

Escala: INDICADAS

DISEÑO
Jenny Mercedes Alfaro Melgar
José Luis Carranza Cisneros
Italo Gonzalez Reyes

DIBUJO
Jenny Mercedes Alfaro Melgar
José Luis Carranza Cisneros
Italo Gonzalez Reyes

HOJA
22/22

CAPITULO V

DISEÑO, ESPECIFICACIONES TECNICAS Y PRESUPUESTO DE LA RED DE AGUAS LLUVIAS

5.1 SITUACIÓN ACTUAL DEL ALCANTARILLADO DE AGUAS LLUVIAS EN EL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO

El sistema de aguas lluvias en San Isidro, consiste solo en un tramo entre el centro del municipio y la carretera a Sensuntepeque, en el cual hay un aproximado de 100 viviendas que han conectado sus aguas negras a un colector de aguas lluvias, el cual recorre y atraviesa el sector de los juzgados hasta descargar en el inicio de la quebrada La Ceiba a la altura del Instituto Nacional de San Isidro, funcionando este último como un sistema combinado lo cual no es permitido por las normativas vigentes en el país. En el resto del Municipio la problemática se limita a descargar las aguas lluvias sobre las calles, aceras y patios.

Esta situación provoca inconvenientes a los habitantes como:

- Degradación de los recursos hídricos subterráneos y el suelo debido a la infiltración de contaminantes y patógenos.
- La falta de un drenaje adecuado para las aguas lluvias, provoca deterioro de las calles y avenidas, además de dificultad en el tránsito de las mismas cuando hay lluvias intensas, representa un peligro a los habitantes más vulnerables que transitan a pie debido a que pueden sufrir accidentes o caídas.

5.2 DETERMINACIÓN DE LA TORMENTA DE DISEÑO

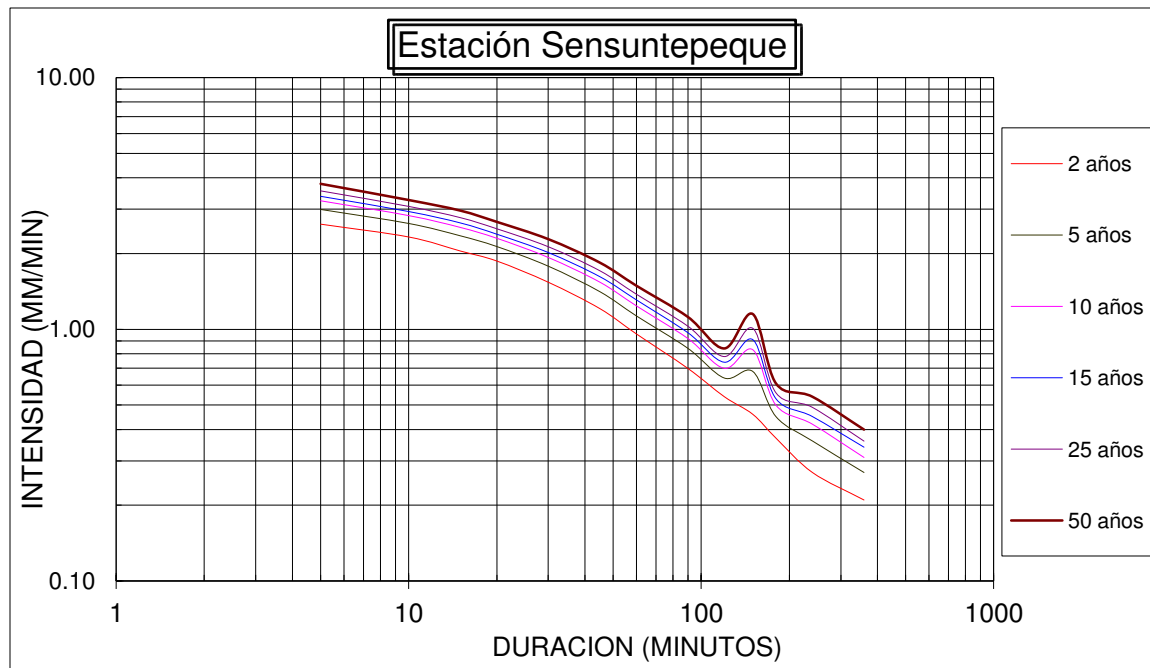
Para la realización del diseño del sistema de aguas lluvias, en lo referente a la determinación de la intensidad de precipitación se ha escogido los datos de la estación pluviográfica más cercana a San Isidro, debido a la falta de una estación en la zona de estudio. Los datos nos representaran de la mejor

manera las características de las precipitaciones que se dan en el área de estudio.

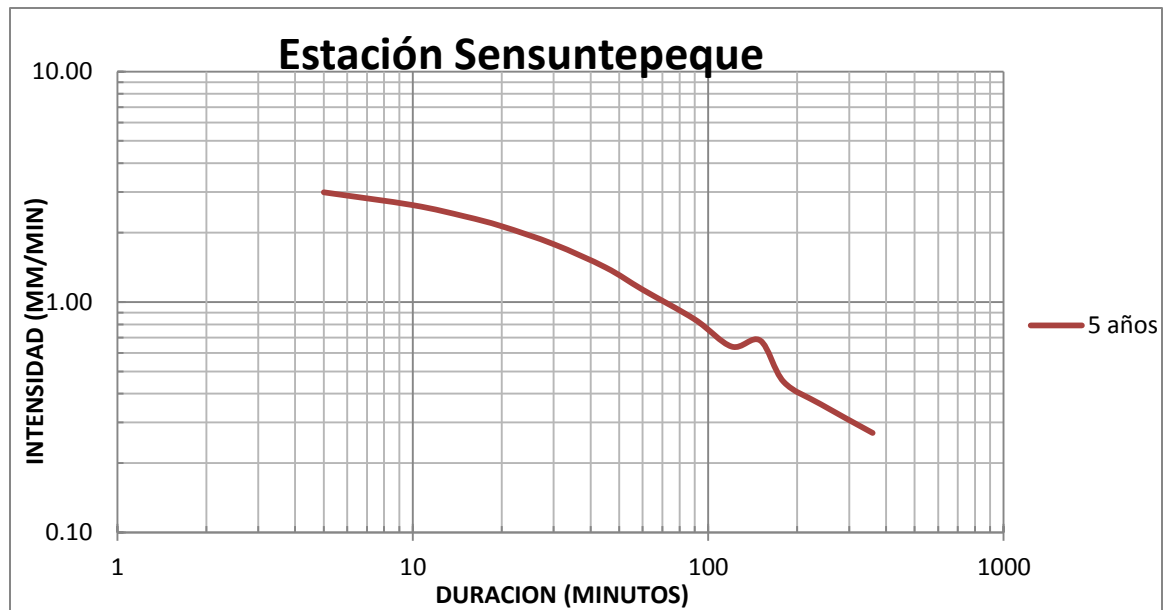
La institución SNET nos proporciono un informe muy completo de la Estación Sensuntepeque, que consta de un cuadro de datos de intensidades gráfico por año y duración de lluvia (Ver *Tabla 5.1*), de curvas IDF (*Figura 5.1*), Intensidad de Precipitación Máxima Anual (*Tabla 5.2*) y también Hietograma para tormenta de diseño estación Sensuntepeque. A continuación se presentan la información correspondiente a la estación pluviográfica más cercana al municipio de San Isidro, utilizada para la determinación de la intensidad de diseño:

DURACION EN MINUTO												
AÑO	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240
1971	3.2	2.76	2.37	2.04	1.53	1.33	1.18	0.84	0.78	0.52	0.45	0.36
1972	3.10	2.54	2.36	2.17	1.66	1.29	1.07	0.73	0.40	0.27	0.23	0.19
1973	2.08	2.02	1.78	1.70	1.41	1.17	0.94	0.65	0.50	0.43	0.37	0.29
1974	3.26	2.79	2.60	2.42	2.05	1.48	(0.11)	0.88	0.73	1.35	0.30	0.24
1975	2.84	2.32	2.15	2.12	2.02	1.74	1.37	0.60	0.52	0.40	0.36	0.12
1976	2.40	1.99	1.74	1.60	1.37	1.25	1.07	0.72	0.54	0.44	0.36	0.28
1977	2.52	2.28	2.15	1.96	1.34	1.12	0.72	0.53	0.44	0.39	0.33	0.26
1978	2.00	2.00	1.84	1.68	1.50	1.19	1.08	0.83	0.62	0.50	0.41	0.31
1979	3.04	3.02	2.35	2.01	1.67	1.38	1.03	0.84	0.62	0.50	0.42	0.33
1980	2.80	2.70	2.59	2.10	1.47	1.01	0.86	0.58	0.44	0.35	0.29	0.23
1981	2.24	1.99	1.62	1.42	1.34	1.00	0.77	0.52	0.39	0.31	0.26	0.22
1982	2.60	2.25	1.92	1.74	1.47	1.01	0.84	0.71	0.63	0.58	0.54	0.47
1982	2.60	2.25	1.92	1.74	1.47	1.01	0.84	0.71	0.63	0.58	0.54	0.47
1983	3.20	2.70	2.53	2.35	2.07	1.58	1.28	1.11	0.56	0.40	0.33	0.23
1984	2.40	2.10	1.79	1.69	1.27	1.02	1.01	0.72	0.55	0.46	0.47	0.39
PROMEDIO	2.65	2.38	2.11	1.92	1.58	1.24	1.00	0.73	0.56	0.50	0.38	0.29
DESVIACION	0.41	0.34	0.33	0.29	0.27	0.23	0.19	0.15	0.11	0.25	0.09	0.10
MAX	3.26	3.02	2.60	2.42	2.07	1.74	1.37	1.11	0.78	1.35	0.54	0.47
MIN	2.00	1.99	1.62	1.42	1.27	1.00	0.72	0.52	0.39	0.27	0.23	0.12

Tabla 5.1 Intensidad de Precipitación Máxima Anual (absoluta) en mm/minuto para diferentes periodos.



(a)



(b)

Figura 5.1 (a) Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia estación Sensuntepeque. (b) Curva IDF creada por grupo de investigación para una frecuencia de 5 años estación Sensuntepeque

DATOS DE INTENSIDAD						
DURACION	2 años	5 años	10 años	15 años	25 años	50 años
5	2.62	2.99	3.24	3.38	3.55	3.78
10	2.33	2.63	2.83	2.94	3.08	3.26
15	2.05	2.35	2.54	2.65	2.78	2.96
20	1.87	2.13	2.30	2.39	2.51	2.67
30	1.54	1.78	1.93	2.02	2.13	2.28
45	1.21	1.41	1.54	1.62	1.71	1.84
60	0.96	1.13	1.24	1.31	1.38	1.49
90	0.70	0.84	0.92	0.97	1.03	1.12
120	0.54	0.64	0.70	0.74	0.78	0.84
150	0.46	0.68	0.83	0.91	1.01	1.15
180	0.37	0.45	0.50	0.53	0.56	0.61
240	0.27	0.36	0.42	0.45	0.49	0.54
360	0.21	0.27	0.31	0.34	0.36	0.40

Tabla 5.2 Datos de intensidad (mm/min) por año y duración de lluvia

Debido a que se cuenta con el dato de intensidad proporcionado por SNET, se procede a multiplicar la intensidad por una duración “d”, de la cual se obtiene la siguiente ecuación correspondiente a alturas de precipitación (hp):

$$hp = i \cdot d$$

Para generar la tormenta de diseño para la red de aguas lluvias del municipio de San Isidro se ha requerido del uso del gráfico de la figura 5.1 (b) y la tabla 5.2, para tormenta de diseño de 120 min, proporcionado por el Servicio Nacional de estudios Territoriales (SNET).

Para leer el dato de Intensidad en el cuadro, es tomando la intersección de la frecuencia de 5 años y una duración de 120 minutos.

Sustituyendo $d=120$ min y su intensidad 0.64 mm/min, en la ecuación se obtiene:

$$h_p = 0.64 \frac{\text{mm}}{\text{min}} \times 120 \text{min}$$

$$h_p = 76.80 \text{ mm}$$

Multiplicando esta altura de precipitación por los porcentajes que se presentan en la *tabla 5.3 y Figura 5.2*, obtenemos el Hietograma de la tormenta de diseño de 120 min y 76.80 mm de precipitación.

En la *Tabla 5.4 y Figura 5.3* se presentan las alturas de precipitación del Hietograma con el que se diseñara la red de aguas lluvias de San Isidro.

Duración (min)	Lluvia (%)
0 - 10	11.20
10 - 20	35.41
20 - 30	15.13
30 - 40	10.98
40 - 50	8.42
50 - 60	7.21
60 - 70	5.42
70 - 80	2.21
80 - 90	1.75
90 - 100	1.20
100 - 110	0.78
110 - 120	0.30

*Tabla 5.3 Hietograma de precipitación duración 120 min.
Periodo de retorno 5 años – estación Sensuntepeque*

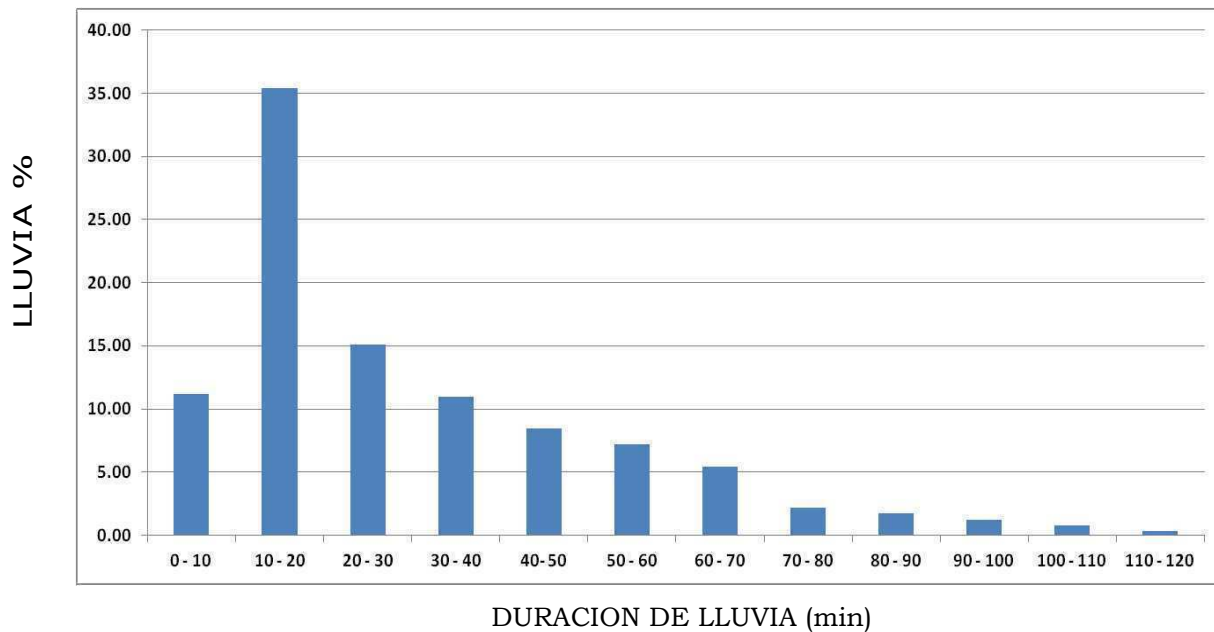


Figura 5.2 Hietograma para tormenta de diseño estación Sensuntepeque

Fuente: SNET

Duración (min)	Lluvia (mm)
0 - 10	8.60
10 - 20	27.19
20 - 30	11.62
30 - 40	8.43
40 - 50	6.47
50 - 60	5.54
60 - 70	4.16
70 - 80	1.70
80 - 90	1.34
90 - 100	0.92
100 - 110	0.60
110 - 120	0.23

Tabla 5.4 Hietograma de 59.44mm de precipitación duración 120 min, periodo de retorno 5 años – estación Sensuntepeque

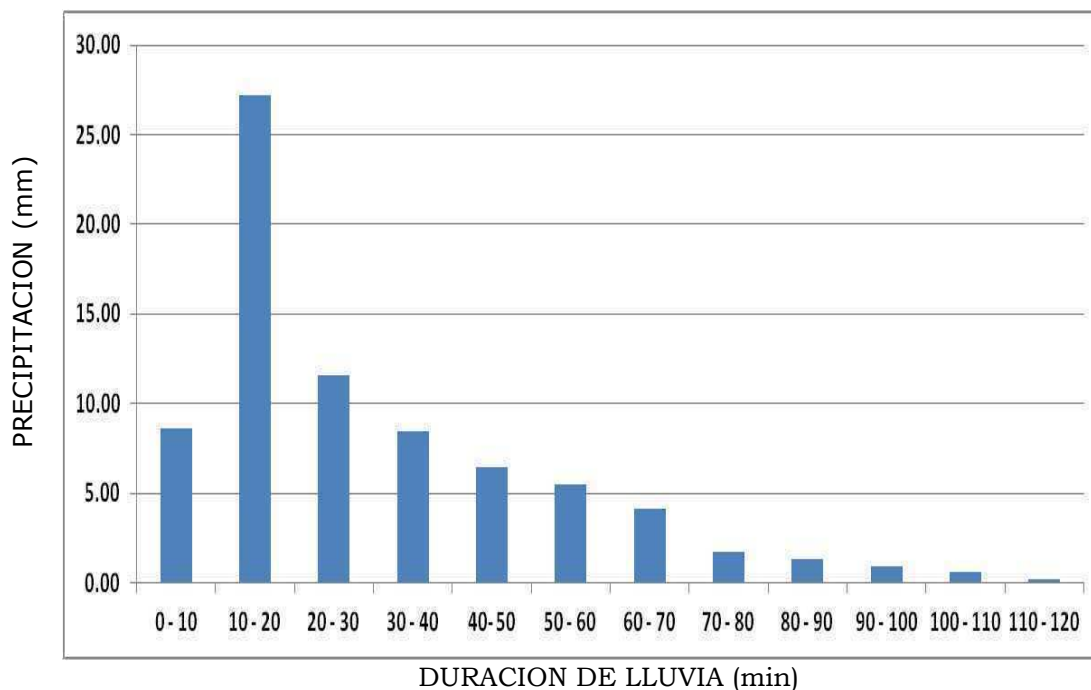


Figura 5.3 Hietograma de 59.44mm de precipitación y 120min de duración y periodo de retorno de 5 años para la estación Sensuntepeque.

Fuente: Grupo de investigación.

5.3 CONFIGURACION DEL PROYECTO

La primera tarea consiste en crear un nuevo proyecto SWMM y asegurar que ciertas opciones por defecto han sido establecidas. El uso de estas opciones por defecto puede simplificar en gran manera la posterior introducción de datos.

1. Lanzar el programa EPA SWMM si aún no ha sido iniciado y Archivo→Nuevo en la barra de Menú Principal para crear un nuevo proyecto.
2. Seleccionar la opción Proyecto→Valores por defecto para abrir el formulario de opciones por defecto del proyecto.
3. En la pestaña correspondiente a las Etiquetas ID, deben fijarse prefijos deseados, para nuestro proyecto usaremos los prefijos tal y como muestra en la *Figura 5.4* Esto hará que SWMM etiquete automáticamente todos los objetos

nuevos con números consecutivos después del prefijo correspondiente especificado.

4. En la pestaña correspondiente a las Cuencas no fijaremos valores por defecto para *Área*, *Ancho*, *%Pendiente*, ya que estos valores son diferentes para cada cuenca que se dibujará, en su defecto se dejarán los valores que el programa nos propone (ver figura 5.5).



Figura 5.4 Etiquetado.

Para el caso de *Área impermeable* se considerará de 65%, por ser una zona urbanizada.

Los coeficientes de Manning tanto para áreas permeables como impermeables se obtuvieron de la *Tabla 5.5*, los cuales son:

- ✓ **N Impermeable** 0.012 que corresponde a superficie de concreto.
- ✓ **N Permeable** 0.13 que corresponde a pasto natural.

No se permitirá almacenamiento en depresión (Estancamiento), por lo cual en las propiedades de *A.Dep. Impermeable* y *A.Dep. Permeable*, no se modificaran los valores que el programa nos presenta.

Superficie	<i>n</i>
Asfalto liso	0,011
Hormigón liso	0,012
Revestimiento de hormigón basto	0,013
Madera pulida	0,014
Ladrillo con mortero de cemento	0,014
Arcilla vitrificada	0,015
Fundición de hierro	0,015
Tuberías de metal corrugado	0,024
Superficie de escombrera	0,024
Terreno improductivo (libre de residuos)	0,05
Terreno cultivado	
Cubierta de residuos < 20%	0,06
Cubierta de residuos > 20%	0,17
Pasto natural	0,13
Hierba	
Corta, pradera	0,15
Densa	0,24
Hierba <i>Bermuda</i>	0,41
Bosque	
Con cubierta ligera de arbustos	0,40
Con cubierta dense de arbustos	0,80

Tabla 5.5 Coeficiente *n* de Manning para Escorrentía Superficial.

Fuente: Manual del programa SWMM

Como no se permitirán estancamientos en la modelación, en la propiedad % *Área impermeable sin almacenamiento en depresión* se colocará 100%.

The screenshot shows a dialog box titled "Valores por defecto del proyecto" with three tabs: "Etiquetas ID", "Cuencas", and "Nudos/Líneas". The "Cuencas" tab is active, displaying a table of default values for various properties. Below the table is a checkbox labeled "Guardar valores para nuevos proyectos" and three buttons: "Aceptar", "Cancelar", and "Ayuda".

Propiedad	Valor por defecto
Área	5
Ancho	500
% Pendiente	0.5
Área Impermeable (%)	65
N Impermeable	0.012
N Permeable	0.13
A.Dep. Impermeable	0.05
A.Dep. Permeable	0.05
(%) Área Imperm. sin A.De	100
Modelo de infiltración	CURVE_NUMBER

Figura 5.5 Detalle de valores por defecto para cuencas

La propiedad *Modelo de Infiltración* se utiliza para especificar valores de los parámetros que describen la tasa de lluvia que se infiltra a la capa superior del suelo en el área permeable de una subcuenca.

Los parámetros de infiltración dependen del modelo de infiltración que se haya seleccionado para el proyecto: Horton, Green-Ampt o Número de Curva:

Parámetros de infiltración de Horton :

En el editor de infiltración para el modelo de Horton aparecen los siguientes parámetros:

Tasa Infiltración Máx. – Tasa máxima de infiltración en la curva de Horton (mm/h o in/h).

Los valores típicos de la *tasa máxima de infiltración* en la ecuación de Horton son:

1) Suelo SECO (con poca o ninguna vegetación):

- ✓ Suelo de arena: 125 mm/h (5 in/h)
- ✓ Suelo de marga: 75 mm/h (3 in/h)
- ✓ Suelo de arcilla: 25 mm/h (1 in/h)

2) Suelo SECO (con vegetación densa):

- ✓ Multiplicar los valores del apartado 1 por 2.

3) Suelo HÚMEDO:

- ✓ Suelos drenantes que no se secaron: dividir los valores de los apartados 1 y 2 entre 3.
- ✓ Suelos cercanos a la saturación: valores próximos a la tasa mínima de infiltración.
- ✓ Suelos que se han secado parcialmente: dividir los valores de los apartados 1 y 2 entre 1.5 a 2.5.

Tasa Infiltración Mín. – Tasa mínima de infiltración en la curva de Horton (mm/h o in/h). Es equivalente a la conductividad hidráulica del suelo saturado.

Constante Decaimiento – Constante de decaimiento del índice de infiltración para la curva de Horton (1/seg). Los valores típicos están entre 2 y 7.

Tiempo de Secado – Tiempo necesario (en días) para que un suelo completamente saturado se seque. Los valores típicos están entre 2 y 14 días.

Volumen máximo - Máximo volumen de infiltración posible (en mm o in, 0 si no es aplicable). Puede estimarse como la diferencia entre la porosidad del suelo y el producto del punto de marchitamiento por el espesor de la capa de infiltración.

Parámetros de infiltración de Green-Ampt:

En el editor de infiltración para el modelo de Green-Ampt aparecen los siguientes parámetros:

Altura de Succión – Valor medio de la capacidad de succión capilar del suelo a lo largo del frente mojado (en mm o in).

Conductividad – Conductividad hidráulica del suelo completamente saturado (mm/h o in/h).

Déficit Inicial – Diferencia entre la porosidad del suelo y la humedad inicial (ambas expresadas como fracción volumétrica). Para un suelo completamente drenado, será la diferencia entre la porosidad del suelo y su capacidad.

Parámetros de infiltración del Método del Número de Curva:

En el editor de infiltración para el método del Número de Curva aparecen los siguientes parámetros:

Número de Curva (CN) – Este es el Número de Curva del SCS tabulado en la publicación SCS Urban Hydrology for Small Watersheds, 2ª Ed., Junio 1986; el programa SWMM ya trae en su base de datos las curvas.

Conductividad – Conductividad hidráulica del suelo completamente saturado (mm/h o in/h).

Tiempo de Secado – Tiempo necesario para que un suelo completamente saturado se seque. Los valores típicos están entre 2 y 14 días.

Para el análisis del diseño de las subcuencas del proyecto de red de aguas lluvias de San Isidro, ocuparemos el modelo de infiltración del número de curva, para el cual se abre el editor de infiltración mostrado en la *figura 5.6*.

El número de curva se obtiene de la siguiente manera:

- ✓ Primero se escoge el tipo de suelo en la tabla 5.6; en nuestro caso al no contar con un estudio de suelos de la zona, se usara suelo con tasa de

infiltración media que consideramos adecuado para suelos de origen volcánico como los de nuestro país, según la *tabla 5.6* corresponde a suelo Tipo B, el cual tiene una conductividad hidráulica saturada (K) entre 3.75 a 7.5 mm/h.

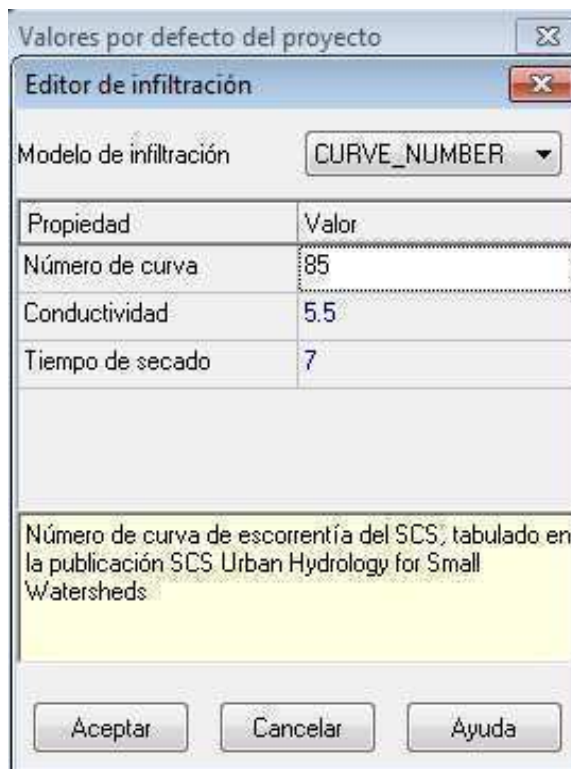


Figura 5.6 Editor de infiltración.

- ✓ Se define el tipo de uso del suelo de las subcuencas, el cual para el área urbana de San Isidro corresponde a zona residencial.
- ✓ Luego ya teniendo el tipo de suelo que para nuestro caso es Tipo B (ver figura 5.6) y el uso del suelo que es zona residencial, se busca el número de curva en la *Tabla 5.7*.

Tabla 5.6 Definiciones de Tipo de Suelos según el NRCS²

Tipo	Descripción	K (mm/h)
A	Bajo potencial de escorrentía. Suelos con una alta tasa de infiltración incluso cuando están completamente mojados. Consisten principalmente en arenas y gravas con drenaje profundo entre bueno y excesivo.	≥ 11
B	Suelos con tasa de infiltración media cuando están completamente mojados. Consisten principalmente en suelos con drenaje profundo a moderado y textura de grano mediano. Ejemplos: marga arenosa o <i>loess</i> poco profundo.	3,75 – 7,5
C	Suelos con tasa de infiltración baja cuando están completamente mojados. Consisten principalmente en suelos con una capa que impide el flujo de agua hacia abajo, o suelos con textura de grano fino. Ejemplos: marga arcillosa o marga arenosa poco profunda.	1,25 – 3,75
D	Alto potencial de escorrentía. Suelos con tasa de infiltración muy baja cuando están completamente mojados. Consisten principalmente en suelos arcillosos con un alto potencial de expansión, con un nivel freático permanentemente alto, con cubierta de arcilla en o cerca de la superficie y suelos poco profundos con una capa impermeable cerca de la superficie.	$\leq 1,25$

Tomaremos la curva 85 que corresponde a suelo Tipo B de uso residencial con tamaño medio de parcela menor a 500 m² y 65% de impermeabilidad. El parámetro de *Conductividad hidráulica saturada* para suelos tipo B varía entre 3.75 a 7.5 mm/h, en nuestro caso usaremos un valor promedio de 5.5 mm/h.

² Fuente Manual SWMM: NRCS = National Resources Conservation Service.

Tabla 5.7 Número de Curva para escorrentía (CN) según el SCS³

Descripción del Uso del Suelo	Tipo de Suelos			
	A	B	C	D
Tierra cultivada				
Sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
Con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastos y prados				
En malas condiciones	68	79	86	89
En buenas condiciones	39	61	74	80
Pradera				
En buenas condiciones	30	58	71	78
Terreno boscoso				
Poco denso, cubierta forestal pobre o inexistente	45	66	77	83
Buena cubierta forestal ³	25	55	70	77
Espacios abiertos (césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.)				
En buenas condiciones (75% o más de hierba)	39	61	74	80
En pobres condiciones (50-75% de hierba)	49	69	79	84
Zonas comerciales (85% impermeable)	89	92	94	95
Polígonos industriales (72% impermeable)	81	88	91	93
Zona residencial ⁴				
Tamaño medio de la parcela ⁵ (% Impermeabilidad ⁶)				
< 500 m ² (65%)	77	85	90	92
1000 m ² (38%)	61	75	83	87
1500 m ² (30%)	57	72	81	86
2000 m ² (25%)	54	70	80	85
4000 m ² (20%)	51	68	79	84
Aparcamientos pavimentados, tejados, caminos asfaltados, etc. ⁷	98	98	98	98
Calles y carreteras				
Pavimentados, con cunetas y colectores de drenaje	98	98	98	98
Camino de grava	76	85	89	91
Sucios	72	82	87	89

El parámetro de tiempo de secado varía entre 2 y 14 días, en nuestro caso usaremos un valor promedio de 7 días.

5- En la pestaña de opciones Nudos/Líneas no fijaremos valores por defecto para *Cota de fondo*, *Profundidad máxima*, *longitud de conductos*, debido a que

³ Fuente Anexos Manual SWMM: SCS Urban Hydrology for Small Watersheds, 2ª Ed., (TR-55), Junio 1986.

cada colector tiene sus propias características, en su defecto dejaremos los valores que nos propone el programa. (Ver figura 5.7)

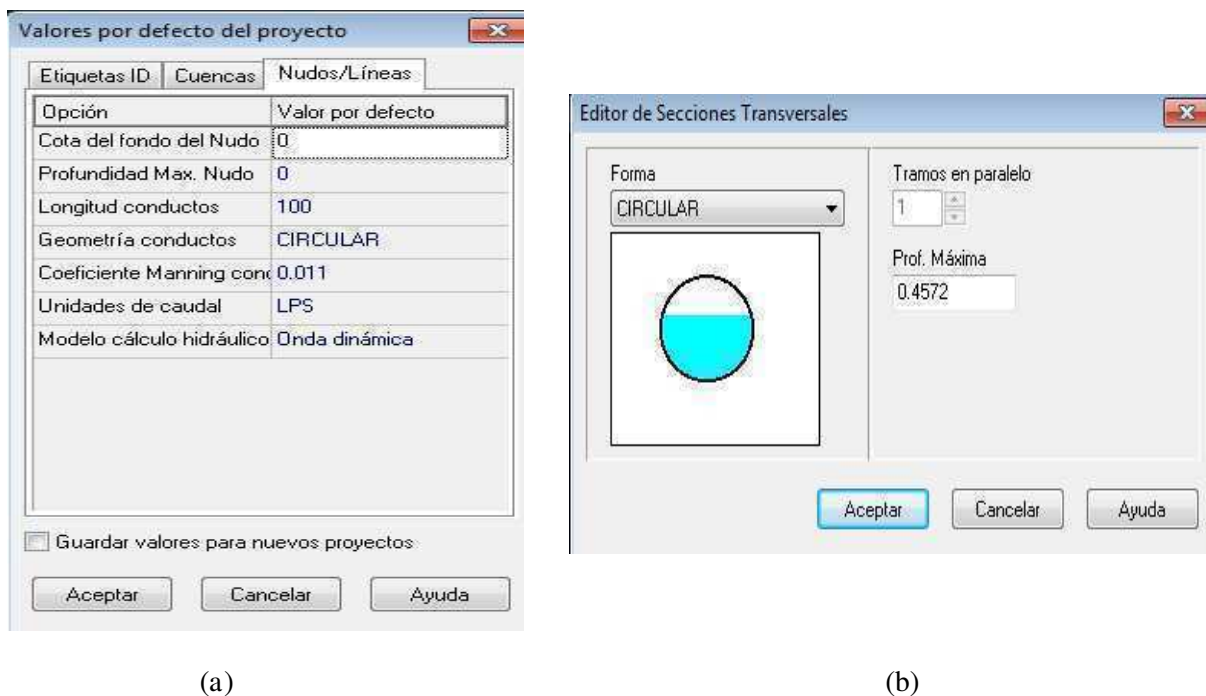


Figura 5.7 (a) Valores por defecto para Nudos/Líneas y (b) Detalle de la Geometría por defecto de los conductos (Prof. Máxima es el diámetro de la tubería 18"=0.4572m).

La geometría de los conductos será circular con diámetro de 18" (0.4572m) y n de Manning 0.011 que corresponde a tubería de PVC.

Más adelante se podrá modificar la propiedad del tamaño del diámetro según lo requiera cada colector. Las unidades de caudal que deseamos que nos presente el programa serán en litros por segundo (LPS).

Modelo de cálculo hidráulico:

El transporte de agua por el interior de cualquiera de los conductos representados en SWMM está gobernado por las ecuaciones de conservación de

la masa y de la cantidad de movimiento tanto para el flujo gradualmente variado como para el flujo transitorio.

En el programa SWMM se da la oportunidad de poder seleccionar el nivel de sofisticación con que desea resolver estas ecuaciones.

Por ello existen tres modelos hidráulicos de transporte:

- ✓ El Flujo Uniforme.
- ✓ La Onda Cinemática.
- ✓ La Onda Dinámica.

Modelo de flujo uniforme

El modelo de flujo uniforme representa la forma más simple de representar el comportamiento del agua en el interior de los conductos. Para ello se asume que en cada uno de los incrementos de tiempo de cálculo considerados el flujo es uniforme. De esta forma el modelo simplemente traslada los hidrogramas de entrada en el nudo aguas arriba del conducto hacia el nudo final del mismo. Para relacionar el caudal con el área, radio hidráulico y pendiente en el conducto se emplea la ecuación de Manning. Este modelo de análisis únicamente es apropiado para realizar análisis preliminares.

Modelo de Onda Cinemática

Este modelo hidráulico de transporte resuelve la ecuación de continuidad junto con una forma simplificada de la ecuación de cantidad de movimiento en cada una de las conducciones.

El caudal máximo que puede fluir por el interior de un conducto es el caudal a tubo lleno determinado por la ecuación de Manning. Cualquier exceso de caudal sobre este valor en el nudo de entrada del conducto se pierde del sistema o bien puede permanecer estancado en la parte superior del nudo de entrada y entrar posteriormente en el sistema cuando la capacidad del conducto lo permita.

El modelo de la onda cinemática permite que tanto el caudal como el área varíen tanto espacial como temporalmente en el interior del conducto. Esto origina una cierta atenuación y retraso en los hidrogramas de salida respecto de los caudales de entrada en los conductos.

No obstante, este modelo de transporte no puede considerar efectos como el resalto hidráulico, las pérdidas en las entradas o salidas de los pozos de registro, el flujo inverso o el flujo presurizado, así como su aplicación está restringida únicamente a redes ramificadas.

Modelo de Onda Dinámica

Con este tipo de modelo de transporte es posible representar flujo inverso y el flujo presurizado cuando una conducción cerrada se encuentra completamente llena, de forma que el caudal que circula por la misma puede exceder del valor de caudal a tubo completamente lleno obtenido mediante la ecuación de Manning.

El modelo de transporte de la Onda Dinámica puede contemplar efectos como el almacenamiento en los conductos, los resaltos hidráulicos, las pérdidas en las entradas y salidas de los pozos de registro, el flujo inverso y el flujo presurizado. Dado que resuelve de forma simultánea los valores de los niveles de agua en los nudos y los caudales en las conducciones puede aplicarse para cualquier tipo de configuración de red de saneamiento, incluso en el caso de que contengan nudos con múltiples divisiones del flujo aguas abajo del mismo o incluso mallas en su trazado. Se trata del método de resolución adecuado para sistemas en los que los efectos de resalto hidráulico, originados por las restricciones del flujo aguas abajo y la presencia de elementos de regulación tales como orificios y vertederos, sean importantes.

6. Por último se pulsa el botón de Aceptar para fijar estas opciones y cerrar el formulario.

A continuación, se fijan algunas opciones de presentación del mapa de modo que se muestren las etiquetas con el nombre de los elementos y los símbolos conforme se añaden nuevos objetos al mapa.

También se selecciona la opción de presentar las flechas de dirección de flujo en las líneas.

1. Seleccionar la opción Ver→Opciones del Plano para presentar el formulario de opciones del plano (ver *Figura 5.8*).

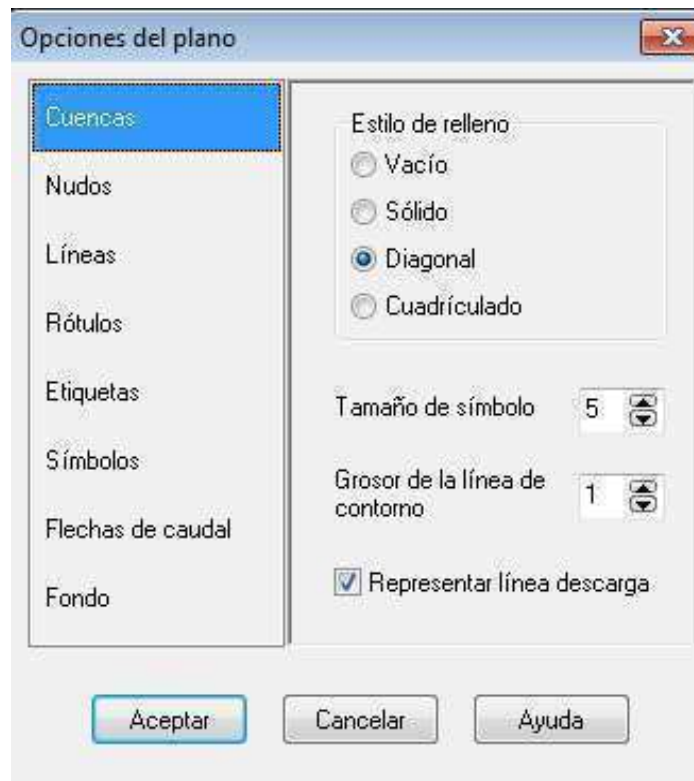


Figura 5.8 Formulario de opciones del plano

2. Seleccionar la página correspondiente a las cuencas y fijar el estilo de relleno en Diagonal y el tamaño del símbolo en 5.

3. A continuación seleccionar la pestaña de los nudos y fijar el tamaño del nudo a 5.

4. Seleccionar la pestaña de Etiquetas y marcar las opciones de presentación de los identificativos de Pluviómetros, Cuencas, Nudos y Líneas, dejando el resto sin marcar.

5. Seleccionar la pestaña de Fondo y marcar la opción de fondo color negro.
6. Finalmente, seleccionar la página de Flechas de Caudal y fijar el estilo en flecha rellena y fije el tamaño en 7.
7. Pulsar el botón de Aceptar para validar estas opciones y cerrar el formulario.

5.4 DIBUJO DE LOS OBJETOS

Antes de iniciar el dibujo de objetos es necesario tener un plano o mapa con la distribución de calles del área urbana de San Isidro, para colocarlo de fondo, esto facilitará el dibujo de los objetos sobre el área de trabajo de SWMM.

Añadir un mapa de fondo:

La imagen de fondo tiene que ser un metaarchivo de Windows (EMF, Windows Enhanced Metaarchivo) o un mapa de bits (BMP, Windows BitMapa o JPG) creado fuera de EPA SWMM. Una vez importado, sus características no pueden ser modificadas, aunque su escala y área de visión cambiarán si se realiza un zoom sobre la ventana del mapa o se mueve ésta. Por este motivo, los metaarchivos trabajan mejor que los mapas de bits, ya que no pierden resolución cuando se les cambia la escala.

La mayoría de los programas de CAD y GIS tienen la posibilidad de salvar sus dibujos y mapas como metaarchivos.

Al seleccionar Ver→Fondo del Menú Principal aparece un submenú que presenta los siguientes comandos:


- ✓ Cargar: Carga un archivo de imagen de fondo dentro del proyecto.
- ✓ Descargar: Quita la imagen de fondo del proyecto.
- ✓ Alinear: Alinea la red de tuberías con la imagen de fondo
- ✓ Redimensionar: Ajusta las coordenadas de la imagen de fondo.

- ✓ Marca de Agua: cambia la apariencia del fondo entre normal o atenuada.

Para cargar una imagen de fondo seleccionar Ver→Fondo →Cargar en el Menú Principal. Aparecerá un formulario de selección de la imagen de fondo presentado en la *figura 5.9*.





Figura 5.9 Formulario para seleccionar imagen de fondo

Introducir el nombre del archivo que contiene la imagen. Puede pulsar el botón de examinar  para abrir un cuadro de diálogo estándar para seleccionar archivos en Windows y buscar la imagen desde ahí.

Añadir nudos:

La red de aguas lluvias que se propone para el área urbana de San Isidro consta de veinte pozos de visita numerados del P-1 al P- 45 y 8 nudos de vertido (descarga) numerado como V-1 al V-8, distribuidos tal como se muestra en la *figura 5.10* de este capítulo.


La forma de añadir los nudos (pozos de visita) y el Nudo de Vertido de que consta la red de drenaje es la siguiente:

1. Para comenzar a añadir nudos, se selecciona mediante el ratón el botón  en la Barra de Objeto.
2. Mover el ratón a la posición donde se debe insertar el nudo P-1 y pulsar el botón izquierdo del ratón. Realizar el mismo procedimiento para los nudos P-2 a P-45.
3. Para añadir una Descarga (o punto de Vertido), se selecciona el botón  en la Barra de Objeto, desplace el ratón al punto de localización del vertido en el mapa y pulsar el botón izquierdo del ratón. El nudo de vertido recibe de forma automática el nombre V-1.

Añadir colectores:

La red de aguas lluvias de San Isidro estará compuesta de cuarenta y cinco colectores numerados del T-1 al T- 45 tal como se muestra en la *Figura 5.10*. Es de tener en cuenta que antes de crear cualquier línea es necesario tener creados previamente los nudos extremos de la misma.


Es requerido dibujar los colectores de forma ordenada ya que el programa automáticamente les colocara su número correlativo. Para ello se comienza con el conducto T-1 que conecta los nudos P-1 y P-2.

1. Se selecciona el botón  en la Barra de Objetos. El cursor del ratón cambia de aspecto representando una cruz.
2. Dar un clic izquierdo del ratón sobre el nudo P-1. En este momento el cursor del ratón se modifica y adquiere el aspecto de un lápiz.
3. Mover el ratón hacia el nudo P-2 (Se nota como mientras se desplaza el ratón se dibuja una línea representando la futura conducción que se está dibujando) y pulsar el botón izquierdo del ratón para crear la conducción. En cualquier momento puede cancelarse esta operación, bien mediante el botón derecho del ratón, bien mediante la tecla **Esc** del teclado del ordenador.

Añadir cuencas:

El proyecto de red de aguas lluvias de San Isidro está compuesto de cuarenta y cinco subcuencas, las cuales se han numerado de la C-1 a la C-45 tal como se indica en la *Figura 5.10*, su forma se ha determinado teniendo en cuenta la escorrentía superficial de la calles.

El procedimiento para dibujarlas en el programa es el siguiente:

1. En primer lugar se selecciona mediante el ratón la opción  de la Barra de Objeto. En el caso de que esta barra de herramientas no está visible debe seleccionarse la opción Ver→Barras de Herramientas→Objeto. Al seleccionar la opción de Cuencas el cursor del ratón se modifica y adquiere el aspecto de un lápiz.
2. Mover el ratón al punto del mapa donde se desea insertar una de las esquinas de la cuenca C-1 y pulsar el botón izquierdo del ratón.
3. Se realiza el mismo procedimiento para las siguientes esquinas y finalmente se pulsa el botón derecho del ratón (o bien pulse la tecla Enter) para cerrar el contorno que representa a la cuenca C-1. En cualquier momento puede presionarse la tecla **Esc** si se desea cancelar la cuenca parcialmente dibujada y comenzar de nuevo con el dibujo de la misma. No debe suponer un problema que el aspecto y la posición de la cuenca dibujada no sean exactamente los deseados. Posteriormente se pueden modificar tanto la posición como el aspecto.
4. Se repite el proceso para las cuencas C-2 a la C-45.

Añadir pluviómetro:

Se añadirá un pluviómetro al cual se le asignan las características de la lluvia de diseño que probara la eficiencia de la red de aguas lluvias de San Isidro.

La manera de añadir un pluviómetro es la siguiente:

1. Seleccionar el botón de Pluviómetro en la Barra de Objetos.
2. Desplazar el ratón sobre el Plano del Área de Estudio del programa hasta el lugar donde se desea localizar el pluviómetro y posteriormente accionar el

botón izquierdo del ratón, el pluviómetro toma automáticamente el nombre LLUVIA1.

En este momento se dispone de un dibujo completo de la red de aguas lluvias de San Isidro. El programa debe tener en su vista de mapa un aspecto como el mostrado en la figura 5.10.

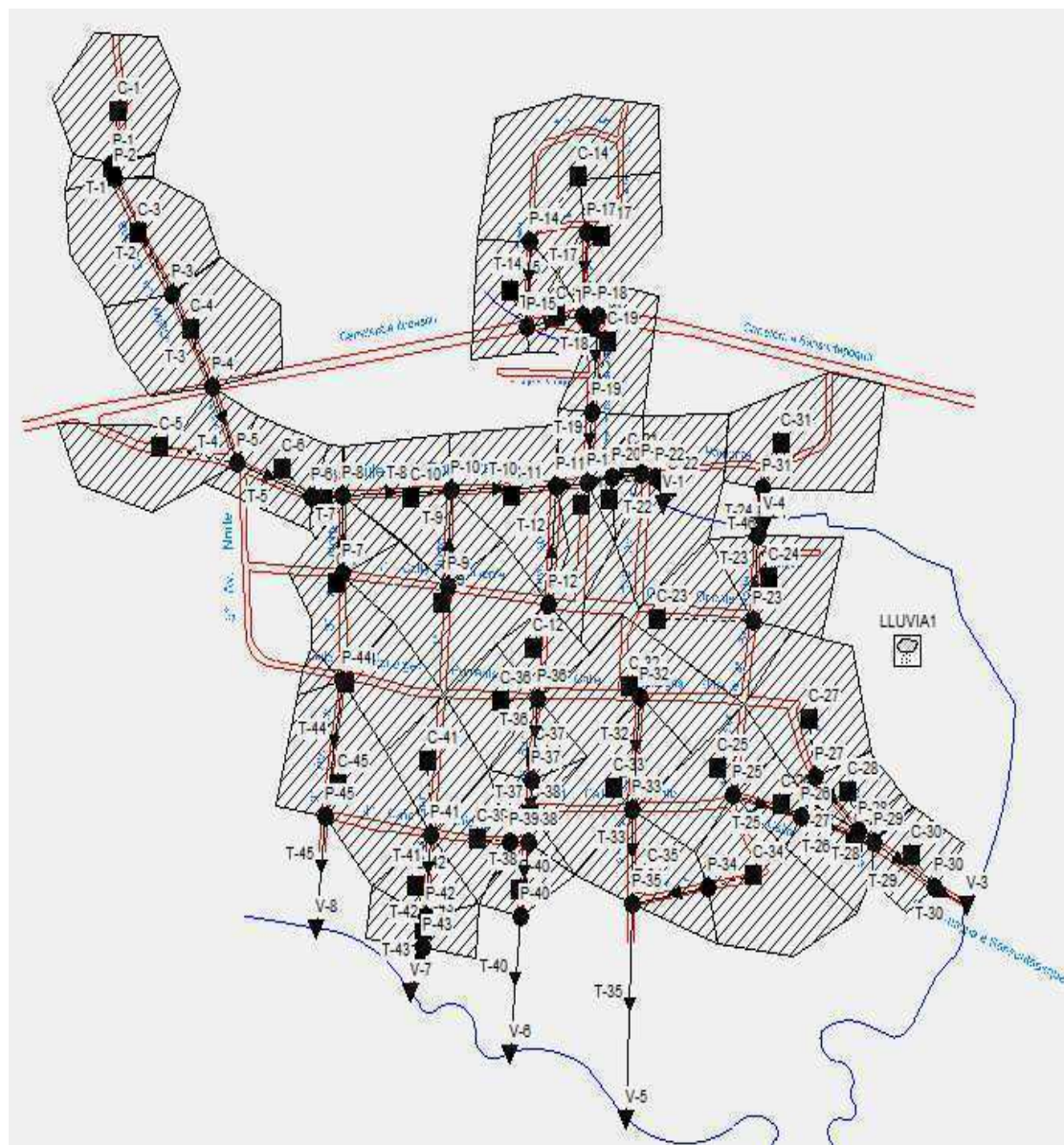


Figura 5.10 Aspecto del mapa del área de estudio en SWMM


5.5 INTRODUCCION DE PROPIEDADES A LOS OBJETOS

Una vez que se ha añadido los objetos visuales en SWMM, el programa le asignó la serie de propiedades y valores por defecto que se fijaron al inicio. Para modificar el valor de algunas de estas propiedades particulares en uno de los objetos debe seleccionarse el Editor de Propiedades del objeto.

Si el Editor de Propiedades está visible tan solo es necesario seleccionar con el ratón el objeto a editar o bien seleccionarlo desde la página de Datos del Panel de Navegación de la ventana principal del programa. Si el Editor no está visible puede hacerse que aparezca mediante una de las siguientes acciones:

Haciendo doble clic con el ratón sobre uno de los objetos del mapa.

O haciendo clic con el botón derecho del ratón y seleccionando la opción Propiedades en el menú emergente que aparece.

O seleccionando el objeto desde la página de Datos del Panel de Navegación y seleccionando entonces el botón  .

Propiedades del pluviómetro:

Configurando las propiedades del pluviómetro para una determinada lluvia de entrada, para ello se selecciona el pluviómetro LLUVIA1 en el Editor de Propiedades y se editan las siguientes propiedades:

Formato de Lluvia: Recoge los datos de lluvia suministrados que pueden ser intensidades en mm/h (INTENSITY), pluviograma de volúmenes de lluvia en mm (VOLUMEN) o pluviogramas de precipitación acumulado en mm (CUMULATE); en el proyecto de San Isidro se ocupara la opción VOLUMEN ya que nuestro Hietograma de tormenta de diseño (mostrado en la *Figura 5.3*) se encuentran los datos de lluvia en mm.


Intervalo de Lluvia: Aquí se coloca el tiempo transcurrido entre cada tiempo de lectura del pluviómetro en hh:mm, debido a que nuestro Hietograma cuenta con intervalos de diez minutos entonces colocaremos 0:10.

Origen de Datos: Aquí se especifica la fuente de los datos de la lluvia, esta puede ser una serie temporal editada por el usuario (TIMESERIES) o un archivo externo que contenga la serie temporal (FILE), para nuestro caso editaremos manualmente la serie temporal por lo cual usaremos la opción TIMESERIES.

Nombre de la Serie: Corresponde al nombre que le daremos a la serie temporal que se editará, nosotros la llamaremos LLUVIA

Tal como se indicaba con anterioridad, se desea simular la respuesta del área estudiada a una tormenta de diseño de 2 horas de duración y 76.80 mm de altura de precipitación.

Para ello la serie temporal denominada LLUVIA contendrá las intensidades de lluvia en cada uno de los intervalos horarios definidos en el Hietograma de la tormenta de diseño⁴. Por ello es necesario crear una serie temporal de datos y rellenar de la siguiente manera:

1. Desde el Visor de Datos seleccionar la categoría de objetos Series Temporales.
2. Hacer clic con el botón derecho del ratón sobre el botón  del Visor para abrir el Editor de Series Temporales, tal como muestra la figura 5.11
3. Introducir LLUVIA en el campo Nombre de la Serie Temporal y Estación Sensuntepeque en el campo Descripción.
4. Introducir los valores del Hietograma como se muestra en la figura 5.11 en las columnas de Hora y Valor de la rejilla de datos. Nótese que debe mantenerse en blanco la columna de Fecha.

⁴ *Hietograma de la tormenta de diseño de encuentra en la Figura 3.2.*

5. Es posible visualizar el gráfico de los valores introducidos mediante el botón Visualizar. Para aceptar los valores de la serie de datos pulsar el botón Aceptar.

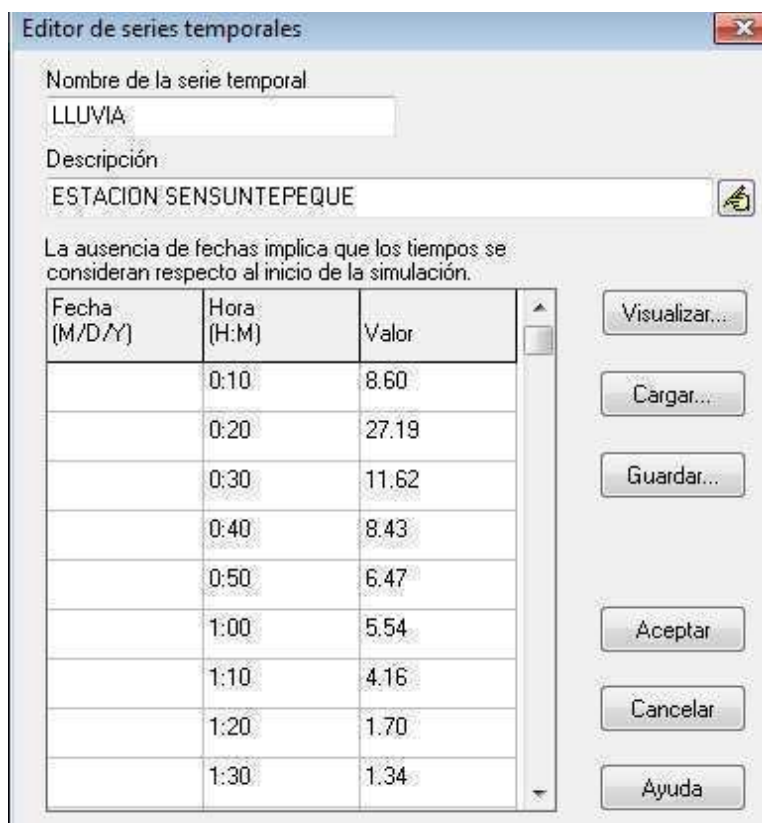


Figura 5.11 Ventana de diálogo del Editor de Series Temporales.

Propiedades de las cuencas

Es necesario introducir en las Cuencas el Indicativo de LLUVIA1 (que recoge los datos de lluvia sobre la cuenca). Dado que todas las cuencas de este ejemplo utilizan el mismo Indicativo de Lluvia, LLUVIA1, se puede emplear un atajo para asignar esta propiedad a todas las cuencas al mismo tiempo:

1. Seleccionar la opción Editar→Seleccionar Todo en el menú principal de la aplicación.

2. Seleccionar entonces la opción Editar→Editar Grupo para hacer que aparezca la ventana de diálogo del Editor de Grupos de Elementos, tal como muestra la *Figura 5.12*.

3. Seleccionar la opción Cuencas como el tipo de objeto que se pretende editar, Pluviómetro como la propiedad a editar y teclear Lluvia1 como el nuevo valor a introducir.

4. Seleccionar con el ratón el botón de Aceptar para cambiar el Pluviómetro de todas las cuencas. Aparecerá un mensaje pidiendo la confirmación de modificación de los datos de las cuarenta y cinco cuencas. A continuación seleccionar la opción “No” cuando se realice la pregunta de si se desea continuar editando el grupo de elementos.

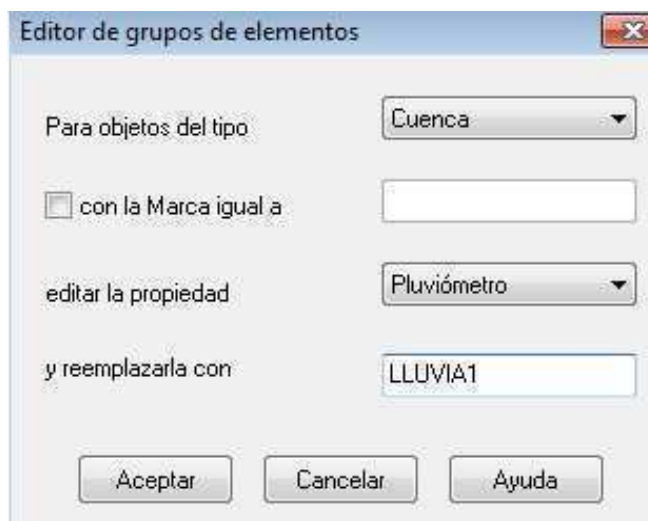



Figura 5.12 Ventana de diálogo del Editor de Grupos

Dado que el *nudo de descarga*, *área*, *ancho* y *pendiente media* de cada una de las cuencas es diferente, estos datos deben fijarse individualmente de acuerdo al procedimiento siguiente:

1. Hacer doble clic con el ratón en la cuenca C-1 o bien seleccionar esta mediante la ventana de Datos del Visor y presionar posteriormente el botón  para abrir el Editor de Propiedades.
2. Teclear P-1 en el campo Descarga y presionar Enter. Nótese como se dibuja una línea discontinua entre el centroide de la cuenca y el nudo indicado.
3. Introducir los datos (mostrados en la *Tabla 5.8*) de *Área, Ancho y pendiente media* en sus respectivos campos.

Teniéndose en cuenta que el ancho de la cuenca se obtuvo de dividir el área de la cuenca entre la longitud del cauce más largo. El porcentaje de la pendiente corresponde a la pendiente media de la cuenca.

4. El paso 1 al 3 es repetitivo para el resto de cuencas.

Propiedades de los nudos:

Los pozos de visita deben tener definida la cota de fondo y su profundidad y el nudo de vertido del sistema de drenaje requiere tener definida su cota de fondo. Por ello, se selecciona individualmente cada uno de estos nudos y en el Editor de Propiedades y se introducen los valores de Cota de Fondo y Profundidad que se muestran en la *Tabla 5.9* para pozos y *Tabla 5.10* para el nudo de vertido.

Tabla 5.8 Características de las cuencas

Cuenca	Descarga	Área (Ha)	Ancho (m)*	Pendiente ** (%)	% Impermeable	NC***
C - 1	P - 1	0.784002	80.88	0.50	65	85
C - 2	P - 2	0.107318	107.64	16.30	65	85
C - 3	P - 3	0.947215	96.00	7.90	65	85
C - 4	P - 4	1.013695	131.43	7.00	65	85
C - 5	P - 5	0.858754	60.78	0.51	65	85
C - 6	P - 6	0.473668	69.02	1.00	65	85
C - 7	P - 7	0.208458	36.44	0.45	65	85

Cuenca	Descarga	Área (Ha)	Ancho (m)*	Pendiente ** (%)	% Impermeable	NC***
C - 8	P - 8	0.449888	57.66	0.10	65	85
C - 9	P - 9	0.966304	106.35	7.00	65	85
C - 10	P - 10	0.836603	89.96	1.60	65	85
C - 11	P - 11	0.825362	89.75	5.40	65	85
C - 12	P - 12	0.284346	40.68	3.50	65	85
C - 13	P - 13	0.603573	45.86	4.77	65	85
C - 14	P - 14	1.216813	86.22	7.00	65	85
C - 15	P - 15	0.480655	77.03	1.30	65	85
C - 16	P - 16	0.488075	79.44	8.97	65	85
C - 17	P - 17	0.296699	45.68	7.00	65	85
C - 18	P - 18	0.024326	19.91	0.90	65	85
C - 19	P - 19	0.529571	74.52	3.60	65	85
C - 20	P - 20	0.075902	33.50	8.00	65	85
C - 21	P - 21	0.138693	55.08	2.00	65	85
C - 22	P - 22	0.89198	90.61	4.00	65	85
C - 23	P - 23	0.957581	97.37	3.00	65	85
C - 24	P - 24	0.595681	94.99	4.00	65	85
C - 25	P - 25	0.55227	65.11	2.00	65	85
C - 26	P - 26	0.222792	43.08	3.40	65	85
C - 27	P - 27	0.817926	85.05	2.00	65	85
C - 28	P - 28	0.292117	53.93	4.00	65	85
C - 29	P - 29	0.375725	66.30	4.00	65	85
C - 30	P - 30	0.375725	288.13	1.30	65	85
C - 31	P - 31	1.034714	91.92	6.00	65	85
C - 32	P - 32	0.883624	99.82	4.00	65	85
C - 33	P - 33	0.765829	85.70	2.00	65	85
C - 34	P - 34	0.900373	82.71	5.00	65	85
C - 35	P - 35	0.611353	88.27	1.00	65	85
C - 36	P - 36	0.375454	45.96	2.00	65	85
C - 37	P - 37	0.252273	42.13	5.00	65	85
C - 38	P - 38	0.19733	42.13	6.00	65	85
C - 39	P - 39	0.337266	49.54	5.00	65	85
C - 40	P - 40	0.310765	56.57	4.00	65	85

Cuenca	Descarga	Área (Ha)	Ancho (m)*	Pendiente ** (%)	% Impermeable	NC***
C - 41	P - 41	0.458078	44.32	4.00	65	85
C - 42	P - 42	0.280464	46.31	10.00	65	85
C - 43	P - 43	0.282456	49.41	5.00	65	85
C - 44	P - 44	0.475552	53.76	1.00	65	85
C - 45	P - 45	1.057039	104.90	10.00	65	85

*Ancho de la cuenca se obtuvo de dividir el área de la cuenca entre la longitud del cauce más largo.

** Corresponde a la pendiente media de la cuenca en %.

*** Número de Curva del SCS tabulado en la publicación SCS Urban Hydrology for Small Watersheds, 2ª Ed., Junio 1986.

Tabla 5.9 Características de las cuencas

POZOS			
N° POZO	PROFUNDIDAD	COTA DE TAPADERA	COTA DE FONDO
	(m)	(m)	(m)
P - 1	4.50	410.84	406.34
P - 2	5.90	409.17	403.27
P - 3	5.10	401.43	396.33
P - 4	1.50	396.00	394.50
P - 5	3.00	396.05	393.05
P - 6	4.60	396.31	391.71
P - 7	5.20	396.77	391.57
P - 8	5.95	396.28	390.33
P - 9	1.60	392.38	390.78
P - 11	3.45	389.89	386.44
P - 12	5.30	394.19	388.89
P - 13	5.95	391.14	385.19
P - 14	1.50	395.3	393.80
P - 15	1.80	394.54	392.74
P - 16	2.90	394.56	391.66
P - 17	5.80	400.07	394.27
P - 18	3.30	394.45	391.15
P - 19	4.10	391.89	387.79
P - 20	5.60	389.4	383.80
P - 21	5.90	388.95	383.05
P - 22	5.85	388.73	382.88

N° POZO	PROFUNDIDAD	COTA DE TAPADERA	COTA DE FONDO
	(m)	(m)	(m)
P - 23	1.50	391.22	389.72
P - 24	1.50	388.49	386.99
P - 25	1.50	391.85	390.35
P - 26	2.50	389.77	387.27
P - 27	2.50	389.61	387.11
P - 28	1.75	387.62	385.87
P - 29	2.00	387.11	385.11
P - 30	2.50	386.32	383.82
P - 31	2.50	388.39	385.89
P - 32	2.00	393.44	391.44
P - 33	2.50	390.58	388.08
P - 34	1.50	387.95	386.45
P - 35	2.80	388.16	385.36
P - 36	3.00	396.57	393.57
P - 37	3.25	393.78	390.53
P - 38	2.75	391.12	388.37
P - 39	1.50	390.27	388.77
P - 40	3.00	388.8	385.80
P - 41	4.75	393.83	389.08
P - 42	1.50	387.66	386.16
P - 43	1.50	386.63	385.13
P - 44	6.75	397.11	390.36
P - 45	1.50	387.04	385.54

Tabla 5.10 Características del nudo de vertido

VERTIDO	COTA DE FONDO (m)
V - 1	382.66
V - 2	386.14
V - 3	382.71
V - 4	384.80
V - 5	384.90
V - 6	384.60
V - 7	384.40
V - 8	385.00

Propiedades de las tuberías o colectores:

Para el caso de los colectores las únicas propiedades que falta editar son longitud, desnivel de entrada y desnivel de salida. Por ello, se selecciona individualmente cada uno de estos conductos y en el Editor de Propiedades y se introducen los valores que se muestran en la *Tabla 5.11*

Tabla 5.11 Características de los colectores

TABLA DE COLECTORES							
COLECTOR	POZO INICIAL	POZO FINAL	LONGITUD (m)	DIAMETRO (Pulg)	DESNIVEL		CALLE
					ENTRADA	SALIDA	
T-1	P-1	P-2	10.27	18	0.00	2.80	Calle la Casona
T-2	P-2	P-3	98.6	18	0.00	2.95	
T-3	P-3	P-4	77.08	24	0.00	0.00	
T-4	P-4	P-5	60.18	30	0.00	0.30	5° Ave. Norte Bis
T-5	P-5	P-6	68.33	34	0.00	0.30	3° Calle Poniente
T-6	P-6	P-8	27.68	36	0.00	1.00	
T-8	P-8	P-10	92.81	36	0.00	0.60	
T-10	P-10	P-11	91.71	36	0.00	1.00	3° Calle Poniente
T-11	P-11	P-13	26.22	42	0.00	1.00	
T-7	P-7	P-8	57.37	30	0.00	0.60	3° Ave. Norte
T-9	P-9	P-10	70.07	30	0.00	1.00	1° Ave. Norte
T-12	P-12	P-11	86.73	36	0.00	1.00	Ave. 15 Mayo Norte
T-13	P-13	P-20	22.69	48	0.00	1.00	1° Calle Poniente
T-14	P-14	P-15	62.41	30	0.00	0.30	Ave. El Oasis
T-15	P-15	p-16	48.29	30	0.00	0.30	Carretera a Sensuntepeque
T-16	P-16	P-18	12.22	30	0.00	0.30	
T-17	P-17	P-16	61.46	30	0.00	0.30	1° Ave. Las lomita Sur
T-18	P-18	P-19	71.13	30	0.00	2.30	Ave. Principal Profesor Lima Romero de Lacayo
T-19	P-19	P-13	52	36	0.00	1.60	

COLECTOR	POZO INICIAL	POZO FINAL	LONGITUD (m)	DIAMETRO (Pulg)	DESNIVEL		CALLE
					ENTRADA	SALIDA	
T-20	P-20	P-21	25.15	48	0.00	0.40	1° Calle Poniente
T-21	P-21	P-22	12.34	48	0.00	0.00	
T-22	P-22	V-1	14.7	48	0.00	0.00	
T-23	P-23	P-24	62.71	18	0.00	0.30	4° Ave. Norte
T-24	P-24	V-2	46.49	24	0.00	0.00	
T-25	P-25	P-26	60.25	18	0.00	1.00	1° Calle Poniente
T-26	P-26	P-28	66.17	18	0.00	0.30	
T-27	P-27	P-28	54	18	0.00	0.30	Ave. 15 de Mayo Norte
T-28	P-28	P-29	66.17	24	0.00	0.00	Calle Antigua a Sensuntepeque
T-29	P-29	P-30	61.17	30	0.00	0.00	
T-30	P-30	V-2	59.91	30	0.00	0.00	
T-31	P-31	C-46	33.23	18	0.00	0.00	1° Calle Poniente
T-32	P-32	P-33	82.74	18	0.00	1.00	2° Ave Sur
T-33	P-33	P-35	69.26	24	0.00	1.00	
T-34	P-34	P-35	66.87	24	0.00	0.30	1° Calle Poniente
T-35	P-35	V-5	31.82	30	0.00	0.00	2° Ave Sur
T-36	P-36	P-37	59.88	18	0.00	1.50	Ave. 15 de Mayo Sur
T-37	P-37	P-38	46.84	18	0.00	0.00	
T-38	P-38	P-40	54.94	24	0.00	1.50	
T-39	P-39	P-38	15.33	18	0.00	0.00	4° Calle Poniente
T-40	P-40	V-6	44.42	24	0.00	0.00	Ave. 15 de Mayo Sur
T-42	P-42	P-43	22.83	18	0.00	0.00	1° Ave. Sur
T-43	P-43	V-7	39.86	24	0.00	0.00	
T-44	P-44	P-45	100.77	18	0.00	0.00	3° Ave. Sur
T-45	P-45	V-8	34.76	30	0.00	0.00	
T-46	C-46	V-4	24.6	18	0.00	0.00	4° Ave. Norte

*En SWMM los diámetros se introducen su equivalente en metros.

**Corresponde a desnivel desde el fondo del pozo a la base del colector.

5.6 REALIZANDO SIMULACION

Después de los datos introducidos ya se está en condiciones de realizar la simulación. Para comenzar con la simulación debe seleccionarse la opción **Proyecto** → **Realizar Simulación** (o bien pulsar el botón). En el caso de que se produzca algún tipo de problema durante la simulación, aparecerá un Informe de Estado describiendo los errores que han sucedido.

Una vez se completa de forma exitosa la simulación, existen multitud de formas de visualizar los resultados de la simulación ya sea de manera gráfica, como también un resumen completo de los resultados que se presenta en el Informe de Estado.

Revisión del Informe de Estado.

El Informe de Estado (Status Informe) contiene un resumen útil de información relacionada con los cálculos de la simulación. Para visualizar este informe, seleccionar la opción Informe → Estado. Una parte del informe obtenido de la simulación de la red de aguas lluvias para el área urbana de San Isidro es el que se muestra en la *Tabla 5.12* y *Tabla 5.13*.

Cuando la simulación se completa con éxito, los errores totales de continuidad e itinerario del flujo se muestran en la ventana de estado de la simulación. Estos errores representan la diferencia en porcentaje entre el almacenaje inicial más el flujo que entra y el almacenamiento final más el flujo que sale. Si esta diferencia excede un nivel razonable, (sobre un 10%), los resultados de la simulación tienen que ser puestos en duda.

Para nuestro caso la calidad de la simulación realizada es suficientemente buena, ya que al revisar el error en la realización del balance de masas en el sistema tanto para la escorrentía como para el flujo, estos errores son despreciables. En la *Figura 5.13* se muestra el error en la simulación para la red de San Isidro.

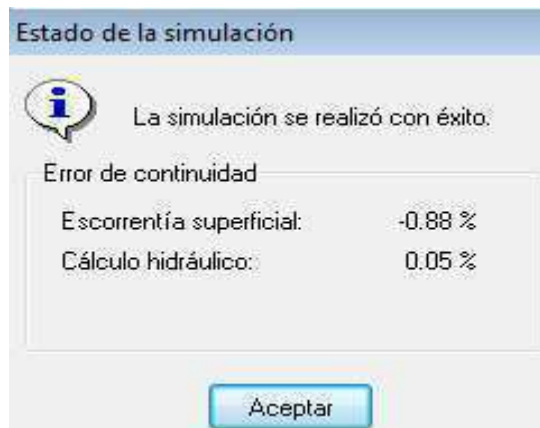


Figura 5.13 Ventana de estado de simulación

En la *tabla 5.12* podemos observar que el diseño propuesto es adecuado en cuanto a profundidades de los pozos de visita ya que en la simulación no se presenta inundación en ningún elemento.

En la *tabla 5.13* podemos observar que ningún colector de la red propuesta trabaja a flujo presurizado, además se obtiene que los mayores caudales en los colectores se presentan a los treinta minutos de la tormenta de diseño.

Tabla 5.12 Informe de estado correspondiente a los pozos de la Red de Aguas Lluvias de San Isidro.

Resumen Nivel Nodos						

Nudo	Nivel Medio Metros	Nivel Max. Metros	Altura Máx. Metros	Instante de Valor Máx. días hr:min	Inundac. Total mm/ha	Tiempo Minutos Inundado
P-1	0.12	0.22	406.56	0 00:30	0	0
P-2	0.12	0.21	403.48	0 00:30	0	0
P-3	0.18	0.32	396.65	0 00:30	0	0
P-4	0.22	0.40	394.90	0 00:30	0	0
P-5	0.27	0.50	393.55	0 00:30	0	0
P-6	0.27	0.49	392.20	0 00:30	0	0
P-7	0.07	0.11	391.68	0 00:30	0	0
P-8	0.33	0.61	390.94	0 00:30	0	0
P-9	0.13	0.23	391.01	0 00:30	0	0
P-10	0.32	0.57	389.43	0 00:30	0	0

 Resumen Nivel Nudos

Nudo	Nivel Medio Metros	Nivel Max. Metros	Altura Máx. Metros	Instante de Valor Máx. días hr:min	Inundac. Total mm/ha	Tiempo Minutos Inundado
P-11	0.37	0.66	387.10	0 00:31	0	0
P-12	0.07	0.12	389.01	0 00:30	0	0
P-13	0.39	0.71	385.90	0 00:30	0	0
P-14	0.16	0.28	394.08	0 00:30	0	0
P-15	0.18	0.31	393.05	0 00:30	0	0
P-16	0.21	0.38	392.04	0 00:30	0	0
P-17	0.07	0.12	394.39	0 00:30	0	0
P-18	0.22	0.40	391.55	0 00:30	0	0
P-19	0.21	0.38	388.17	0 00:30	0	0
P-20	0.41	0.76	384.56	0 00:31	0	0
P-21	0.42	0.78	383.83	0 00:31	0	0
P-22	0.42	0.78	383.66	0 00:31	0	0
P-23	0.13	0.23	389.95	0 00:30	0	0
P-24	0.18	0.32	387.31	0 00:30	0	0
P-25	0.10	0.17	390.52	0 00:30	0	0
P-26	0.12	0.22	387.49	0 00:30	0	0
P-27	0.14	0.26	387.37	0 00:30	0	0
P-28	0.17	0.30	386.17	0 00:30	0	0
P-29	0.19	0.34	385.45	0 00:30	0	0
P-30	0.21	0.39	384.21	0 00:30	0	0
P-31	0.13	0.23	386.12	0 00:30	0	0
P-32	0.13	0.24	391.68	0 00:30	0	0
P-33	0.17	0.30	388.38	0 00:30	0	0
P-34	0.15	0.27	386.72	0 00:30	0	0
P-35	0.25	0.46	385.82	0 00:30	0	0
P-36	0.09	0.15	393.72	0 00:30	0	0
P-37	0.10	0.17	390.70	0 00:30	0	0
P-38	0.15	0.27	388.64	0 00:30	0	0
P-39	0.08	0.15	388.92	0 00:30	0	0
P-40	0.16	0.28	386.08	0 00:30	0	0
P-41	0.08	0.14	389.22	0 00:30	0	0
P-42	0.11	0.19	386.35	0 00:30	0	0
P-43	0.14	0.26	385.39	0 00:30	0	0
P-44	0.08	0.14	390.50	0 00:30	0	0
P-45	0.17	0.30	385.84	0 00:30	0	0
V-1	0.42	0.78	383.44	0 00:31	0	0
V-2	0.18	0.32	386.46	0 00:30	0	0
V-3	0.21	0.38	383.09	0 00:30	0	0
V-4	0.13	0.23	385.03	0 00:30	0	0
V-5	0.25	0.46	385.36	0 00:30	0	0
V-6	0.16	0.28	384.88	0 00:30	0	0
V-7	0.14	0.26	384.66	0 00:30	0	0
V-8	0.17	0.30	385.30	0 00:30	0	0

Tabla 5.13 Informe de estado correspondiente a los colectores de la Red de Aguas Lluvias de San Isidro.

 Resumen Caudales Conductos

Conducto	Caudal Máximo LPS	Instante de Caudal Máx. días hr:min	Veloc. Máxima m/seg	Factor Longi.	Máximo /Diseño Caudal	Total Minutos En carga
T-1	258.69	0 00:30	3.39	1.00	0.45	0
T-2	297.37	0 00:30	4.12	1.00	0.42	0
T-3	639.67	0 00:30	3.56	1.00	0.55	0
T-4	1016.70	0 00:30	4.23	1.00	0.54	0
T-5	1287.42	0 00:30	4.09	1.00	0.76	0
T-7	71.23	0 00:30	1.61	1.00	0.03	0
T-6	1451.31	0 00:30	4.08	1.00	0.55	0
T-8	1663.38	0 00:31	3.63	1.00	0.77	0
T-9	355.30	0 00:30	2.74	1.00	0.14	0
T-10	2295.40	0 00:31	4.79	1.00	0.55	0
T-11	2682.65	0 00:31	4.15	1.00	0.57	0
T-12	103.01	0 00:30	2.07	1.00	0.04	0
T-13	3981.71	0 00:31	5.71	1.00	0.63	0
T-14	436.23	0 00:30	2.87	1.00	0.29	0
T-15	608.64	0 00:30	3.48	1.00	0.35	0
T-16	896.71	0 00:30	3.94	1.00	0.50	0
T-17	110.19	0 00:30	3.05	1.00	0.16	0
T-18	911.50	0 00:30	3.75	1.00	0.54	0
T-19	1102.07	0 00:30	4.31	1.00	0.36	0
T-20	4014.31	0 00:31	5.26	1.00	0.71	0
T-21	4065.84	0 00:31	5.18	1.00	0.72	0
T-22	4371.46	0 00:31	5.52	1.00	0.74	0
T-23	341.32	0 00:30	4.20	1.00	0.49	0
T-24	562.38	0 00:30	3.59	1.00	0.55	0
T-25	195.80	0 00:30	3.48	1.00	0.30	0
T-26	277.87	0 00:30	3.54	1.00	0.47	0
T-27	287.53	0 00:30	2.97	1.00	0.62	0
T-28	393.48	0 00:30	2.55	1.00	0.48	0
T-29	805.69	0 00:30	3.78	1.00	0.40	0
T-30	948.93	0 00:30	4.11	1.00	0.51	0
T-32	319.33	0 00:30	3.68	1.00	0.54	0
T-33	589.53	0 00:30	4.07	1.00	0.49	0
T-34	324.12	0 00:30	2.65	1.00	0.39	0
T-35	1126.41	0 00:30	3.89	1.00	0.68	0
T-36	133.31	0 00:30	2.81	1.00	0.24	0
T-37	225.77	0 00:30	3.60	1.00	0.30	0
T-39	124.73	0 00:30	6.48	1.00	0.22	0
T-38	424.11	0 00:30	3.42	1.00	0.40	0

 Resumen Caudales Conductos

Conducto	Caudal Máximo LPS	Instante de Caudal Máx. días hr:min	Veloc. Máxima m/seg	Factor Longi.	Máximo /Diseño Caudal	Total Minutos En carga
T-40	537.65	0 00:30	4.11	1.00	0.43	0
T-41	163.96	0 00:30	4.04	1.00	0.21	0
T-42	268.14	0 00:30	3.38	1.00	0.36	0
T-43	374.64	0 00:30	3.24	1.00	0.37	0
T-44	162.49	0 00:30	2.07	1.00	0.21	0
T-45	553.83	0 00:30	3.35	1.00	0.32	0
T-46	375.48	0 00:30	4.52	1.00	0.51	0

5.7 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA DISEÑO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL Y SANITARIO.

5.7.1 INSTALACIONES PROVISIONALES

5.7.1.1 ALCANCE DEL TRABAJO

Se incluyen todas las operaciones que se deberán realizar para la instalación de todos los servicios temporales que sean necesarios en las obras, tales como bodegas, oficinas, instalaciones provisionales de servicios sanitarios, cercas protectoras, vallas, rótulos, etc. El contratista será quien proporcione el material, mano de obra, herramientas y equipo que sean necesarios para la correcta ejecución de todos los trabajos, así como también será responsable de presentar un plano de ubicación de dichas instalaciones para la subsiguiente evaluación por parte de la supervisión.

5.7.1.2 MATERIALES

Todas aquellas instalaciones que deban proporcionar protección contra los agentes atmosféricos deberán ser construidas con materiales de buena calidad.

Las estructuras serán de madera de pino o metálicas. Las paredes serán de lámina galvanizada o lámina de fibrocemento. Los techos serán de lámina galvanizada. Las estanterías o tarimas serán de madera. El piso será de suelo cemento.

5.7.1.3 LOCALES DE BODEGA Y OFICINA

Las dimensiones de la bodega serán tales que se disponga del espacio necesario para almacenar los materiales y equipos necesarios en la construcción de la obra. Su ubicación debe estar lo más cerca posible de los lugares de ejecución de la obra a fin de facilitar el acarreo de materiales de la bodega a los lugares de trabajo. La oficina no tendrá menos de doce metros cuadrados.

5.7.1.4 SERVICIOS DE ENERGÍA ELÉCTRICA, AGUA POTABLE Y AGUAS NEGRAS.

Se proveerán las tramitaciones, material, mano de obra y otros gastos necesarios para dotar de energía suficiente a la obra durante el proceso de construcción. La acometida deberá instalarse de manera que no estorbe el transporte de materiales, de preferencia será subterránea, con alambre de suficiente calibre instalado dentro de “poliducto” que llegue a un contador y caja de corte, estas deberán ser protegidas por interruptores térmicos, la cual contará con los circuitos necesarios para alimentar la iluminación que sea necesaria utilizar.

Cada uno de los circuitos será independiente y estará protegido por térmicos de amperaje adecuado a cada carga. Las instalaciones provisionales deben estar funcionando antes de dar comienzo a las obras.

5.7.1.5 CERCAS PROTECTORAS

Deberán suministrarse los materiales, la mano de obra, herramientas, equipo y todo lo que sea necesario para cerrar en puntos estratégicos a lo largo de toda

la tubería proyectada, el acceso al público o a cualquier otra persona que no sean sus trabajadores a los sitios de trabajo, para la cual someterá la aprobación de la supervisión un plano con sitios que se cerrarán.

5.7.2 TRAZO Y NIVELACION

5.7.2.1 ALCANCE DEL TRABAJO

El trazo o replanteo comprende la colocación sobre el terreno de las referencias básicas en las cuales se apoyarán las líneas, niveles, formas, dimensiones, y todos los detalles de las obras que se van a construir para garantizar de que se terminaran tal y como están representadas en los planos.

Se deberá suministrar todo el personal calificado, el equipo, herramientas y los materiales necesarios para levantar la topografía, estacar, calcular y registrar la información requerida para controlar la ejecución de las obras, en su forma, dimensiones, elevaciones y tamaño. El personal, el equipo y los materiales deberán consistir en una cuadrilla de topografía técnicamente calificada, capaz de realizar la actividad en el plazo y con la precisión requerida.

La cuadrilla estará en el proyecto siempre que sea necesario actualizar el avance en la ejecución de las obras. El equipo estará constituido por aparatos e instrumentos de apoyo capaces de conseguir la aproximación requerida para estas mediciones.

5.7.2.2 MATERIALES

Se deberá proporcionar el equipo, herramientas y utensilios necesarios; del tipo y en la cantidad necesarias para la magnitud del proyecto.

5.7.2.3 MÉTODO DE EJECUCIÓN

A. TRAZO PRELIMINAR

El contratista establecerá tanto para el trazo preliminar como para el definitivo, un control horizontal y vertical sobre el terreno donde se ubican las

tuberías y obras requeridas. Todos estos puntos se referirán a objetos físicos inamovibles y sus referencias se dejarán indicadas en libretas de topografía y en los planos.

El trazo preliminar consistirá en llevar al terreno los datos mostrados en los planos, fijando las zonas previstas para el trabajo y aquellas destinadas para otros usos de tal manera que puedan ejecutarse las actividades preparatorias tales como limpieza, desbroces, descapote, construcción de terrazas, y otras que faciliten realizar después el trazo definitivo. En el estado antes descrito, el contratista juntamente con el supervisor, inspeccionará el proyecto para verificar la ubicación de las obras que se construirán y determinar si con dicha ubicación se obtendrá el funcionamiento esperado. Conocido lo anterior se levantará un acta que firmarán supervisor y contratista autorizando el trazo definitivo.

B. TRAZO DEFINITIVO

Para el trazo definitivo, se utilizará la red de control establecida en el trazo preliminar así como las referencias, ángulos y coordenadas que se dan en los planos para establecer la dirección de cada uno de los componentes de la red de aguas negras y aguas lluvias.

5.7.3 EXCAVACION Y COMPACTACION

5.7.3.1 ALCANCE DEL TRABAJO.

Consiste en la excavación y relleno compactado, bajo y sobre las tuberías y obras adicionales que así lo requieran, en los sitios indicados en los planos o por el propietario.

5.7.3.2 MÉTODO DE EJECUCIÓN

A. EXCAVACIÓN

La excavación de las zanjas se llevará a cabo con equipo mecánico apropiado cuando sea posible. Los taludes de las excavaciones deben ser verticales o

inclinados hacia el exterior si es necesario para su estabilidad. El ancho de la zanja deberá ser igual o mayor a 1.5 veces el diámetro de la tubería pero nunca menor a 0.60 m. El material excavado deberá ser colocado a una distancia que no comprometa la estabilidad de la zanja y que no propicie su regreso a la misma, sugiriendo una distancia del borde de la zanja equivalente a la profundidad del tramo no entibado y no menor de 40 cm.

Los taludes de las excavaciones deben ser verticales o inclinados hacia el exterior si es necesario para su estabilidad. El contratista debe proteger las excavaciones de posibles derrumbes que pudieran ocasionar daños al personal que labora en el proyecto, así como a la misma excavación.

Cuando se hagan zanjas en terrenos inestables y/o, profundidades mayores de 1.50 metros o con piedras que sobresalgan de las paredes del zanjo, se colocaran ademes de madera, metal o cualquier material adecuado que soporten los empujes causados por derrumbes de las paredes de la zanja. Las características, y formas serán definidas por el Supervisor, y el Contratista, siendo este el único responsable de los daños y perjuicios que directamente o indirectamente se deriven por fallas de los ademados. Todos los gastos de compra de materiales de construcción, instalación y desmontaje de los mismos, correrán por cuenta del Contratista.

La medición y forma de pago será por metro cúbico de excavación, tanto manual como de forma mecánica.

B. COMPACTACIÓN CON SUELO NATURAL

El procedimiento usado será el tendido de capas de suelo de calidad y homogeneidad aprobadas, con un espesor tal que se compruebe que es posible alcanzar la compactación especificada con el equipo usado. El contenido de humedad del suelo deberá estar a $\pm 2\%$ del óptimo y el grado de compactación el 90% del obtenido de acuerdo a la norma AASHTO sección T-180. La selección y control de calidad del material de relleno será avalada por un laboratorio de suelos y materiales, que deberá ser contratado previo al inicio

del proyecto por parte del contratista, para actividades de diseños de mezcla y elaboración de ensayos Proctor.

C. SUELO-CEMENTO

Cuando se indique este tipo de mejoramiento por parte de supervisión y/o laboratorio de suelos y materiales, el suelo cemento se elaborará con una mezcla de suelo inorgánico aprobado, mezclando uniformemente en una proporción 20:1 (5%) de cemento con un contenido de humedad de $\pm 2\%$ del óptimo obtenido de acuerdo al ensayo de referencia AASHTO T-134. La mezcla de los componentes se hará con el cemento en seco y el suelo adecuadamente húmedo para que se pueda obtener una mezcla homogénea. El proceso completo de compactación no será mayor a dos horas luego de iniciada la mezcla de suelo con el cemento. La mezcla de suelo cemento debe compactarse uniformemente hasta obtener un porcentaje del 95% obtenido de acuerdo a norma AASHTO T-134; teniendo en cuenta para este tipo de compactaciones el curado de capas.

Cuando sea necesaria una suspensión parcial de la elaboración de una capa por más de

24 horas, deberá realizarse una junta de construcción transversal, cortando una cara aproximadamente vertical en la capa anteriormente terminada si es de forma longitudinal, si esta se presenta en elevación deberá ranurarse la parte superficial de la última capa y humedecerse para hacer el tendido de la siguiente.

D. DESALOJO DE MATERIAL DE DESPLANTE

Este trabajo consiste en el desalojo fuera de los terrenos de la construcción del material extraído de las excavaciones y que no pueda ser usado en otras partes de la construcción. El trabajo incluye el suministro de todos los materiales, mano de obra, equipo y servicios necesarios para la ejecución completa y correcta de los trabajos.

5.7.4 CONCRETO

5.7.4.1 ALCANCE DEL TRABAJO

El trabajo de esta sección incluye la provisión de todos los materiales, mano de obra, equipo, servicios y cualquier otro trabajo necesario para la completa ejecución de todas las obras de concreto simple o reforzado, según se indica en los planos y en estas especificaciones.

Se deberá de proveer de transporte, colocación, colado, vibración, protección, curado y acabados de la superficie, desencofrados, suministros y colocación de acero de refuerzo.

Sin que esto limite la generalidad de lo anteriormente expuesto, el trabajo incluye los siguientes:

- a. Losetas de protección y canales*
- b. Cimentación de cajas de registro y pozos de visita*
- c. Soleras intermedia y de coronamiento de cajas de registro y pozos de visita*
- d. Cunetas*

5.7.4.2 COMPOSICIÓN DEL CONCRETO

El concreto que se utilice en las obras tendrá una resistencia a la compresión a los veintiocho días equivalente a 210 Kg/cm². El control de calidad de concreto será responsabilidad del laboratorio de suelos y materiales que preste los servicios al contratista. El diseño de la mezcla y el proceso de construcción de las estructuras de concreto se deberá regir por todas las normas pertinentes de ASTM, AASHTO y ACI, el promedio de resistencia requerido en el diseño de la mezcla (f'_c), deberá cumplir la norma ACI-318R 08, sección 5.2, basado en el estudio estadístico de las resistencias obtenidas anteriormente

5.7.4.3 MATERIALES

A. CEMENTO

Se usara cemento "Portland" tipo I, de calidad uniforme que llene los requisitos de la norma ASTM C-150. El cemento será entregado en la obra en su

empaque original y será almacenado bajo techo sobre plataformas que se encuentren 15 cm. por encima del suelo, asegurando protección contra la humedad. No se aceptará el cemento contenido en bolsas abiertas o rotas. El contratista deberá usar el cemento que tenga más tiempo de estar almacenado, antes de usar el almacenado recientemente.

El cemento en sacos no se almacenará en pilas de más de diez sacos y se dispondrán en forma tal que permita el fácil acceso para la correcta inspección e identificación.

B. AGREGADOS

Los agregados para concreto llenaran los requisitos descritos en la norma, ASTM C-33.

El agregado grueso deberá de ser, de piedra triturada proveniente de roca compacta; no se aceptará grava que presente aspecto laminar. El tamaño máximo de los agregados no será mayor que $1\frac{1}{2}$ veces la dimensión más angosta entre los lados de los encofrados, ni $\frac{3}{4}$ de la separación entre las barras o paquetes de barras de refuerzo.

El agregado fino será arena de granos duros, carente de impurezas, su modulo de finura deberá estar entre 2.3 y 3.0. La granulometría de los agregados gruesos y finos quedará dentro de los límites indicados en la designación ASTM C-33.

Los tipos y grados de concreto serán los mismos en todo el trabajo; si por alguna circunstancia fuere necesario usar otros, se comunicará a la supervisión, y se hará un nuevo diseño de mezcla por un laboratorio aprobado por la supervisión.

La procedencia de los agregados deberá mantenerse durante toda la construcción. Si fuere necesario cambiarla deberá someterse a la aprobación de la supervisión y realizar un nuevo diseño de mezcla.

C. AGUA

El agua será limpia (potable) y sin cantidades nocivas de aceites, ácidos, álcalis, materia orgánica.

D. ADITIVOS

Antes de emplear cualquier aditivo, se efectuarán ensayos previos de cilindros, para verificar el comportamiento del concreto combinado con dicho aditivo. Durante todo el periodo de los trabajos ejecutados con aditivos. Deberá llevar un control continuo de las proporciones de la mezcla y de la calidad del producto adicional usado.

5.7.4.4 PROCESAMIENTO DE CONCRETO**A. ENSAYOS**

Todo el concreto será controlado y mezclado en proporción tal que asegure una resistencia a la compresión de ruptura a los 28 días igual a la especificada en los planos estructurales o en estas especificaciones. Para ello el promedio de los ensayos debe ser igual o mayor que el f_c y además cumplir con la norma ACI 318R-92, sección 5.6.

El contratista deberá presentar su proporción y los resultados de los cilindros de prueba correspondientes por lo menos con 30 días de anticipación a su uso, para que se proceda a la fabricación y prueba de los especímenes.

B. DOSIFICACIÓN

El concreto será dosificado por peso o volumen, de preferencia por peso. El diseño de la mezcla será efectuado por el laboratorio indicado por la supervisión, usando los materiales que el contratista haya acopiado en el lugar de la obra, con el cemento y el agua que realmente empleara en la construcción. La granulometría y la proporción entre los diferentes componentes serán determinadas por el diseño de la mezcla, a manera de obtener la resistencia especificada.

El concreto deberá fabricarse siguiendo las proporciones de diseño y las mezclas obtenidas deberán ser plásticas y uniformes. El revenimiento de las mismas estará de acuerdo al diseño, al elemento que se fabrica, al sistema de colocación y al uso de aditivos. En la dosificación del agua para la mezcla se tomará en cuenta el estado de humedad de los agregados al momento del uso. En ningún momento las mezclas podrán contener agua en cantidad mayor de la establecida en el diseño.

El contratista podrá usar concreto premezclado en cuyo caso deberá cumplirse con las normas "Standard Specifications For Ready Mixed Concrete", ASTM C 94. Además el contratista deberá proporcionar a la supervisión copia de las especificaciones técnicas del contrato celebrado con la empresa que efectuara el suministro, así como las curvas de resistencia a la compresión correspondientes a la mezcla contratada.

C. PREPARACIÓN Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO.

El concreto se preparará exclusivamente con mezcladoras mecánicas de tipo apropiado y solo en la cantidad que sea necesaria para el uso inmediato. No podrá usarse el concreto que no haya sido colocado en su sitio a los 30 minutos de haber añadido el agua al cemento para la mezcla. El concreto premezclado que haya sido entregado en la obra en camiones mezcladores podrá colocarse en el término de 90 minutos, calculados desde el momento en que se ha añadido el agua al cemento. Los tiempos aquí indicados serán ajustados adecuadamente en caso de usarse aditivos en la mezcla.

No se colocará ningún concreto hasta que la supervisión haya aprobado la profundidad

y condición de las fundaciones, los encofrados y apuntalamiento y la colocación del refuerzo, según sea el caso. El contratista será responsable de dar aviso escrito a la supervisión con 48 horas de anticipación al día en que se requiera la inspección.

El método de colocación del concreto será tal que evite la posibilidad de segregación o separación de los agregados. Si la calidad del concreto, cuando este alcance su posición final, no es satisfactoria, se discontinuara y ajustara al método usado en la colocación, hasta que la calidad del concreto sea satisfactoria.

Todo concreto será compactado por medio de vibradores mecánicos, cuyo diámetro sea adecuado al espaciamiento de la armadura y encofrado con frecuencia de vibración no menor de 3600 rpm, los cuales deberán estar en buenas condiciones de funcionamiento y en cantidad adecuada, para que las operaciones de colocado procedan sin demora. La vibración deberá ser suficientemente intensa para afectar visiblemente el concreto dentro de un radio mínimo de 60 cm, alrededor del punto de aplicación, pero no deberá prolongarse demasiado para evitar la segregación de los agregados. Cualquier sección del concreto que se encuentre porosa, o haya sido revocada, o sea defectuosa en algún otro aspecto, deberá removerse y reemplazarse en todo o en parte, enteramente a costa del contratista, según lo ordene la supervisión.

5.7.4.5 ENCOFRADO

Podrán usarse encofrados de madera, los encofrados de madera, serán diseñados y construidos con suficiente resistencia para soportar el concreto y las cargas de trabajo, sin dar lugar a desplazamientos después de su colocación y para lograr la seguridad de los trabajadores. Los encofrados deberán ser firmes y bien ajustados a fin de evitar escurrimientos y en tal forma que permanezcan alineados sin deformarse ni pandearse.

El contratista deberá corregir cualquier desperfecto ocasionado por encofrados defectuosos.

5.7.4.6 CURADO DEL CONCRETO

Se deberá prestar especial atención a la curación del concreto, iniciando el curado tan pronto como haya fraguado suficientemente como para evitar daños, y nunca después de pasadas 4 horas de su colocación. La curación del

concreto deberá durar 7 días como mínimo a menos que se compruebe por medio de la ruptura de cilindros que ha alcanzado la fatiga promedio requerida.

5.7.5 ACERO DE REFUERZO

5.7.5.1 ALCANCE DEL TRABAJO

El contratista suministrará y colocará todo el acero de refuerzo como está especificado en esta sección o mostrado en los planos.

Todo el trabajo se hará de acuerdo con el código del ACI-318, a menos que se especifique o detalle en otra forma. Se incluye también los amarres, separadores y otros accesorios para soportar y espaciar el acero de refuerzo.

5.7.5.2 TRABAJO INCLUIDO

Deberá cumplir con las especificaciones estándar para varillas de refuerzo en concreto armado ASTM A-615, así como la especificación A 305, para las dimensiones de las corrugaciones su esfuerzo de fluencia de 2800 kg/cm².

El acero de refuerzo deberá estar libre de defectos de manufactura y su calidad deberá estar garantizada por el fabricante y justificado por el contratista, antes de su uso, por medio de pruebas realizadas en el material entregado a la obra.

A. COLOCACIÓN DEL REFUERZO

El contratista cortará, doblará y colocará todo el acero de refuerzo, de acuerdo con lo que indiquen los planos y especificaciones o como ordene la supervisión. Todo el refuerzo deberá estar libre de óxido suelto; de aceite, grasa u otro recubrimiento que pueda destruir o reducir su adherencia con el concreto.

Se utilizarán, cubos de concreto, separadores, amarres, etc., para asegurar la posición correcta del refuerzo y evitar su desplazamiento durante el colado.

B. DOBLADO

Todas las barras deberán ser rectas, excepto donde se indique en los planos; los dobleces se harán en frío, sin excepción. El doblado de las barras de refuerzo deberá hacerse cumpliendo con las especificaciones ACI 318. Las barras normalmente no llevarán ganchos en sus extremos, excepto donde se indique en los planos.

C. ESTRIBOS

Los estribos se construirán estrictamente en la forma en que están indicados en los planos. No se permitirá calentar las barras antes de doblarlas para formar los estribos; para ejecutar estos dobleces deberán utilizarse dobladores especiales, que no dañen el acero.

D. LIMPIEZA Y PROTECCIÓN DEL REFUERZO

El acero de refuerzo deberá estar limpio de oxidación, costras de concreto de colados anteriores, aceites, tierra o cualquier elemento extraño que pudiera reducir la adherencia con el concreto. En caso contrario, el acero deberá limpiarse con un cepillo de alambre o con algún disolvente cuando se trate de materias grasosas. Por ningún motivo, una vez aprobada la posición del refuerzo, se permitirá la colocación de cargas y el paso de operarios o carretillas sobre los amarres, debiendo utilizarse pasarelas que no se apoyen sobre el refuerzo y así evitar que se deformen o pierdan la posición correcta en que fueron colocados y aprobados.

E. ALMACENAJE

Inmediatamente después de ser entregado el acero de refuerzo será clasificado por tamaño, forma, longitud o por su uso final. Se almacenará en estantes que no toquen el suelo y se protegerá en todo momento de la intemperie.

F. PRUEBAS DEL ACERO DE REFUERZO

De cada lote de diferente diámetro del acero de refuerzo entregado en la obra, se tomarán tres probetas que deberán ser proporcionadas por cuenta del

contratista para ser sometidas a pruebas para acero de refuerzo de acuerdo con las especificaciones ASTM A370.

5.7.6 RED DE TUBERIA

5.7.6.1 ALCANCE DEL TRABAJO

A. CAJAS DE CONEXIÓN

Este trabajo comprende la construcción de pozos de visita y cajas conexión para aguas negras y aguas lluvias, incluyendo toda la mano de obra, suministro de materiales, herramientas y equipo necesarios para ello.

B. TUBERÍA DE PVC (CLORURO DE POLIVINILO)

Se refiere al suministro y colocación de las tuberías de aguas negras y aguas lluvias que configuran los distintos ramales de conducción de las mismas. Incluye toda la mano de obra, suministro de materiales, herramientas y equipo necesarios para la colocación de las tuberías indicadas en los planos así como el tipo de asiento.

5.7.6.2 MATERIALES

A. CAJAS DE CONEXIÓN:

El ladrillo de barro hecho a mano será del tipo calavera de 14 x 28 x 9 cm, el cual se colocará de acuerdo a los planos. El cemento y la arena cumplirán con lo especificado en la sección 5.4.3 A -B y el acero con lo indicado en la sección 5.5.

B. TUBERÍAS DE PVC

B.1 TUBERÍA DE AGUAS NEGRAS Y AGUAS LLUVIAS

Las tuberías de aguas negras tendrán un diámetro de 8" y 6"; y las de aguas lluvias tendrán un diámetro de 15" y 24" y serán colocadas a la profundidad y con la pendiente indicada en los planos, cumplirán con las especificaciones

ASTM D-1784 y ASTM D-2321 “Standard Practice for Underground Installation of Thermoplastic Pipe Sewers and Other Gravity Flow Applications”, por lo que en lugar de junta encementada se utilizará tubería de junta rápida por ser esta opción más práctica y segura de usar.

5.7.6.3 MÉTODO DE EJECUCIÓN

A. CAJAS DE CONEXIÓN

Todas las cajas se construirán de ladrillo de barro tipo calavera puesto de lazo, con tapadera de concreto. En las cajas de conexión se construirán primero la fundación que será de concreto reforzado, con una resistencia a la compresión $f'c=180$ kg/cm² a los 28 días. Sobre la fundación se levantarán las paredes y se picará la losa de fondo para verter sobre ella concreto simple de $f'c=180$ kg/cm² el cual será perfilado en forma de canal semicircular para encauzar las aguas hacia el tubo de descarga con una pendiente no inferior a la del mismo tubo. Sus paredes interiores serán repelladas y afinadas. El mortero para el pegamento de ladrillo y repello será 1:3 (cemento y arena) y el afinado se hará con una proporción de una parte de cemento a 2 de arena, tamizada con malla 1/32”. Las tapaderas se harán de concreto de 8 cm de espesor, reforzadas con varillas de 3/8” @ 15 cm en ambas direcciones, el concreto tendrá una resistencia a la compresión de 180 kg/cm² a los 28 días.

B. TUBERÍA DE PVC

Antes de colocar la tubería, deberá haberse completado el asiento de conformidad con lo indicado en los planos y estas especificaciones. La tubería debe ensamblarse en la zanja una vez colocada en el fondo, tomando en cuenta las características de flexibilidad de las tuberías termoplásticas.

INSTALACION DE TUBERIAS

Las tuberías de PVC deberán instalarse a las cotas, pendientes longitudinales y detalles indicados en los planos. Cuando no se especifique claramente, el fondo

de la zanja se deberá conformar cuidadosamente según el perfil de la cara inferior de la tubería, de manera que al colocar la tubería ésta quede apoyada en todo su cuerpo y no solo sobre sus campanas o uniones, además la superficie de apoyo deberá ser uniforme y libre de piedras o protuberancias que puedan dañar la tubería.

En los casos de zanjas profundas mayores de 2m, se recomienda las tuberías sean bajadas por lazos en sus extremos.

Las tuberías de PVC se deberán instalar usando herramientas y equipos apropiados y de acuerdo con las instrucciones del fabricante especialmente en lo que se refiere a la limpieza de los extremos, colocación de los empaques, aplicación de los lubricantes, ensamblaje de las juntas y forma de ejecutar la colocación. Los extremos de la tubería deberán ser cortes a escuadra, uniformes y libres de suciedad, aceite o grasa.

Las juntas se deberán unir de acuerdo con las instrucciones del fabricante.

La medición y forma de pago correspondiente a las instalaciones de las tuberías será efectuado por metro lineal.

C. POZOS DE VISITA

Los pozos de visita se construirán conforme a lo indicado en los planos.

Los pozos constan de las siguientes partes:

- Base del pozo
- Cilindro Principal
- Chimenea o cono de acceso
- Otros elementos: escalones de barras de acero y tapaderas.

Esencialmente se considerarán dos diferentes tipos de pozos llamados:

- Pozos sin refuerzo
- Pozos con refuerzo

El pozo sin refuerzo se utilizará, sin importar el diámetro de las tuberías a él conexas, para profundidades menores de 6.0m. El diámetro interno de los pozos sin refuerzo será de 1.20m. La base del pozo será construida en mampostería de piedra con espesor de 0.40m., mientras que el cilindro

principal y la chimenea de acceso serán construidos en mampostería de ladrillo.

La mampostería de ladrillo de obra será tipo trinchera como se muestra en los planos y el mortero utilizado será de 1:4. Además las paredes interiores llevarán repello con mortero 1:3 y en su fondo tendrá 5 cm de concreto simple. En el caso de los pozos con refuerzo se utilizarán soleras de coronamiento de 30x25(cm) compuestas por 4 varillas de acero de 1/2" de diámetro y estribos con 1/4" de diámetro cada 15cm, según como lo indican los planos. Otro detalle de estos pozos es el uso de vigas como parte del refuerzo, las cuales se detallan en los planos. El concreto usado será $f'c$ de 210 kg/cm².

Además, se construirán cajas de sostén en los dos tipos de pozos de visita siempre que el desnivel entre cualquier tubería de entrada y el fondo exceda de 1.0m.

Se colocarán estribos con barras de acero de 5/8" de diámetro para habilitar las escaleras de acceso. Además, se colocará tapaderas de hierro fundido de 0.6m de diámetro, para ambos tipos de pozos.

Los pozos de visita deben cumplir con las pruebas de infiltración y estanqueidad que efectuará la supervisión del proyecto.

La medición y forma de pago para los pozos de visita será por metro lineal o por unidad, dependiendo de la parte del pozo que se ha construido.

Albañilería

El trabajo de esta sección incluye la provisión de todos los materiales, mano de obra, equipo, servicios y cualquier otro trabajo necesario para la ejecución de todas las obras de concreto simple o reforzado, según se indica en los planos y estas especificaciones.

Ladrillos de barro

Los ladrillos deberán ser sólidos, sanos, bien formados, de tamaño uniforme y sin grietas o escamas. Deberán cumplir con las normas ASTM C-62 Y C-67.

Los ladrillos serán construidos a máquina o a mano, bien cocidos, de dimensiones 7cm x 14cm x 28cm y resistencia a la ruptura por compresión igual o mayor de 80Kg/cm². El mortero a utilizar tendrá una proporción cemento arena de 1:4

5.7.7 REMOCION Y REPARACION DE ADOQUINADOS

5.7.7.1 DESCRIPCIÓN

En la remoción de pisos o pavimentos adoquinados, obligada por la construcción de las obras, se deberá retirar los adoquines con el cuidado de no dañarlos para utilizarlos de nuevo. Se protegerá los adoquines y arena extraída para su reutilización.

Se evitará asimismo que la erosión provocada por la lluvia dañe el adoquinado inalterado. Los adoquines dañados durante la remoción serán sustituidos por nuevos, de calidad y dimensiones iguales a los existentes. Si es necesario utilizar nueva arena para soporte de los adoquines, deberá ser arena limpia, de río que llene los requisitos de granulometría siguientes:

TAMIZ	% QUE PASA
3/8"	100
No. 4	95 – 100
No.16	45 – 80
No. 50	10 – 30
No.100	2 – 10

Tabla 5.14 Granulometría Para Colchón de Arena en Adoquinado

La arena y tierra para juntas deberá ser material fino y limpio, que llene los requisitos de granulometría siguientes:

TAMIZ	% QUE PASA
No. 8	100
No.50	15 - 40
No. 100	0 - 10
No.200	0 - 5

Tabla 5.15 Granulometría para material a usar en Juntas

La reconstrucción del adoquinado, se hará como sigue:

- a) Sobre la base preparada, que puede requerir un tratamiento de suelo-cemento de acuerdo a la calidad del pavimento a restituir, se colocará una capa soporte de arena de 25 a 35 mm de espesor; sobre esta capa de arena se colocarán los adoquines, dejando entre ellos una separación de 5 a 10 mm.
- b) Las juntas se rellenarán utilizando el 60% de arena y al 40% de tierra, según las especificaciones anteriores.
- c) Una vez colocadas y selladas las juntas de los adoquines, es conveniente pasar sobre ellos, ya sea una aplanadora de rodillos metálicos o neumáticos, o en su defecto camiones cargados, hasta conseguir la correcta nivelación y acomodo de los adoquines. Si es necesario con ayuda de un rodillo vibratorio se podrá acomodar el material de sellado de las juntas.
- d) Si el pavimento a restituir tiene juntas ligadas o zulaqueado con mortero o pasta de cemento, el pavimento nuevo deberá cumplir con los mismos requerimientos.
- e) El relleno de las juntas se debe repetir hasta lograr una junta perfecta, necesaria para la estabilización de los adoquines. El piso o pavimento terminado, deberá estar de acuerdo con los niveles indicados en los planos con una tolerancia en más o menos de 5 mm.
- f) En los lugares donde existen depresiones, que sobrepasen la tolerancia indicada, y que se hayan retirado los adoquines y colocados nuevamente, éstos

se retirarán corrigiéndose las deficiencias y repitiendo el proceso de construcción indicado.

g) Una vez finalizados los adoquinados, deberán dejarse limpios y en perfectas condiciones; toda la grasa, polvo y costras, deberán ser removidas cuidadosamente de su superficie. Además, el Contratista deberá protegerlos de agrietamientos, roturas, y cualquier daño hasta la entrega final de la obra.

h) Cualquier defecto deberá ser corregido o reemplazado, sin que por ello el Contratista reciba pago adicional alguno.

5.7.8 REMOCION Y REPARACION DE EMPEDRADOS

5.7.8.1 DESCRIPCIÓN

En la remoción de empedrados, obligada por la construcción de la obra, se deberá remover el empedrado acopiando las piedras para su reutilización.

El empedrado reparado deberá quedar correctamente nivelado y las piedras debidamente acomodadas, y cuando menos en condiciones similares a las que tenía antes de su remoción.

5.7.9 MAMPOSTERIA DE PIEDRA

5.7.9.1 GENERALIDADES

Los trabajos de mampostería se refieren a la construcción de muro, cabezales, protecciones, cimientos, soportes, canales, etc.

5.7.9.2 MATERIALES

Las piedras a utilizar tendrán una resistencia a la rotura no inferior a $150\text{Kg}/\text{cm}^2$ y deberán estar libres de grietas, aceites, tierra y otros materiales que reduzcan su resistencia e impidan la adherencia del mortero. El tamaño de las piedras no podrá ser menor de 0.20 m por lado (0.008 m^3), serán preferiblemente de forma cúbica, pero en caso contrario su lado mayor no podrá ser superior a 1.5 veces el lado menor. En general las piedras serán de

cantera y de una dureza que no de un desgaste mayor al 50% al ser sometido a la prueba de Los Ángeles ASSHTO, designación T-96-65 (ASTM C-131-64-T).

El mortero a utilizar tendrá una proporción cemento-arena de 1:4. No se permitirá el uso del mortero que haya permanecido más de 30 minutos sin usar después de haber iniciado su preparación.

5.7.10 REMOCION Y REPARACION DE ASFALTO

El material producto de la ruptura de pavimentos de asfalto no usado posteriormente en la reconstrucción del pavimento, por lo que deberá retirarse hasta el banco de desperdicio.

Después de realizada la compactación de zanjas, deberá reemplazarse la superficie de asfalto donde fue efectuado el corte. Dicho reemplazo se ejecutara con un espesor igual al existente.

Se retirarán los escombros o material sobrante a sitios aceptados por la Supervisión.

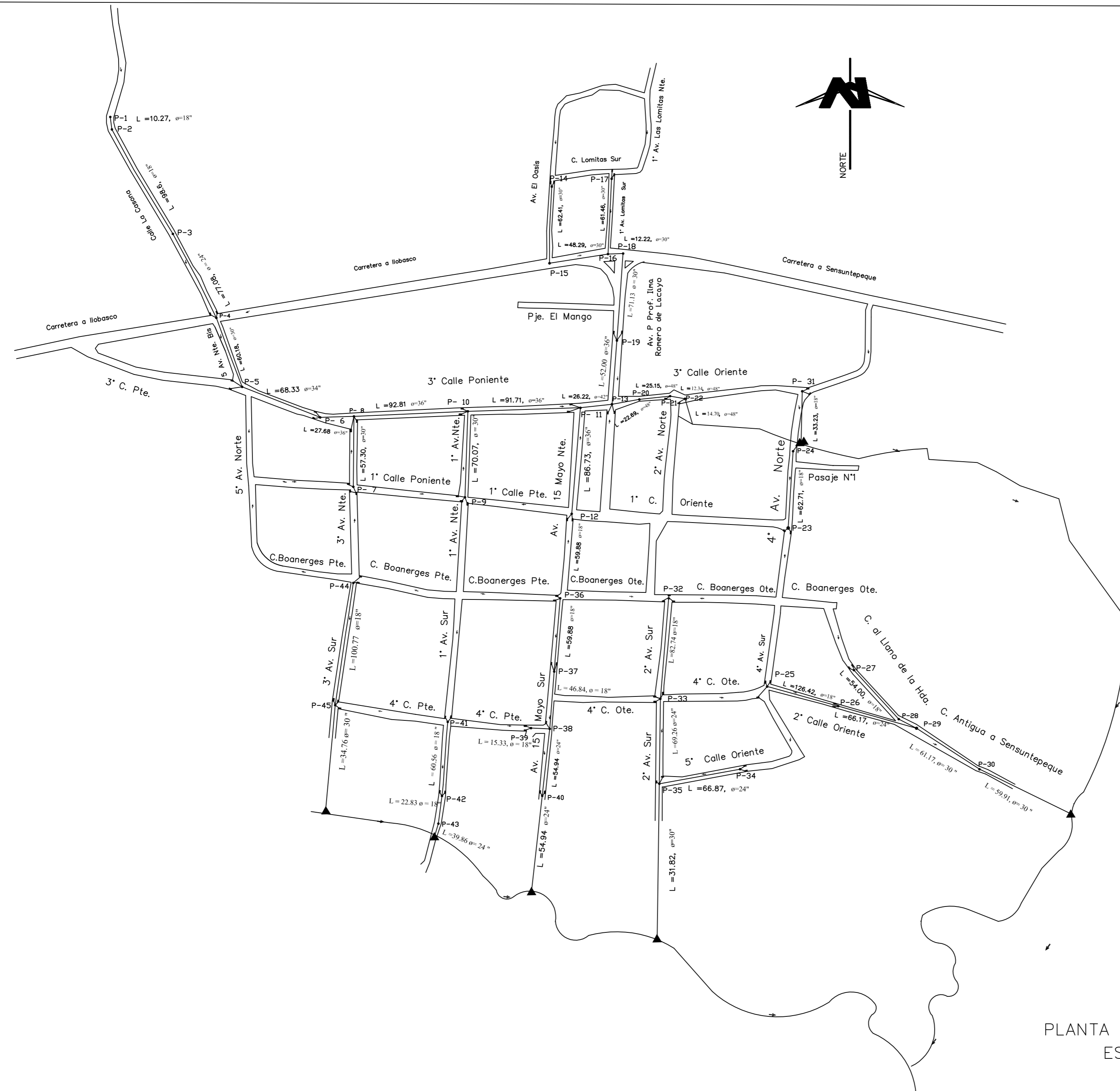
Su medición y forma de pago será por metro lineal.

5.7.11 PRUEBA HIDRAULICA

5.7.11.1 PRUEBA HIDRÁULICA PARA ALCANTARILLADO

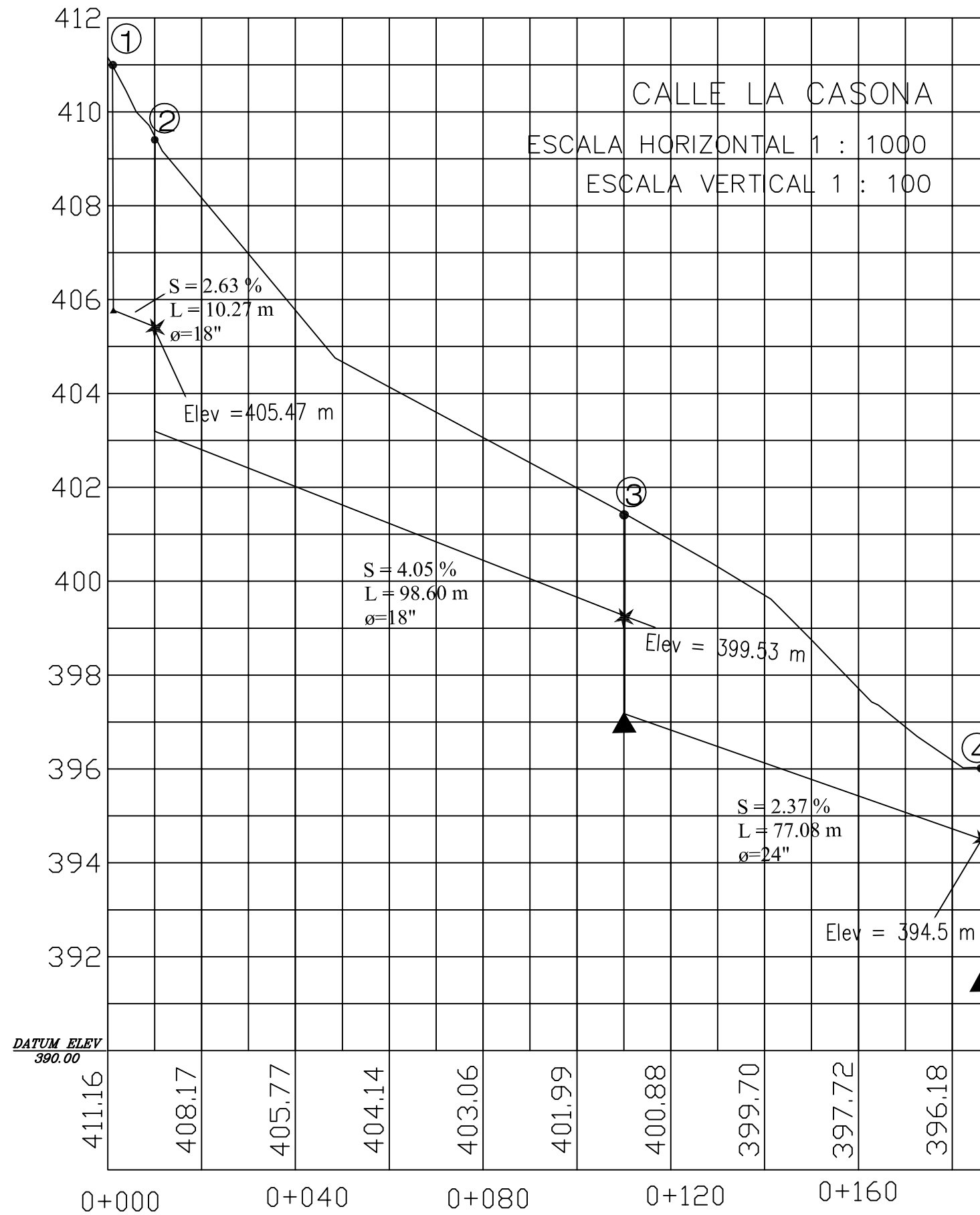
Para tubería de aguas negras, se comprobará la correcta instalación y estanqueidad de la tubería, juntas, derivaciones y demás accesorios instalados, aplicando al conjunto una presión hidrostática mínima equivalente a la carga que genera el pozo de mayor nivel con una carga de un metro de profundidad de agua, para lo cual deberá estar taponeado el inferior y así sucesivamente ir probando los diferentes tramos que componen el proyecto, la cual deberá mantenerse sin variación por un lapso no menor de una hora. Durante la prueba, todas las instalaciones sometidas a ella, deberán estar visibles, a excepción de los tramos lisos (sin juntas, derivaciones o accesorios) de la tubería, los cuales deberán tener el relleno inicial (los primeros 30 cm) con el objeto de darle firmeza al conjunto.

5.8 PLANOS Y DETALLES CONSTRUCTIVOS DE LA RED DE AGUAS LLUVIAS



CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
●	POZO DE VISITA
P- #	NUMERO DE POZO DE INSPECCION
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
➔	SENTIDO DE DESCARGA
→	DIRECCION DE ESCORRENTIA
▲	DIRECCION DE CAUSE NATURAL
~	QUEBRADA NATURAL
■	TRAGANTE CON REGILLA

PLANTA DE DISTRIBUCIÓN DE TUBERIAS AA. LL
 ESCALA HORIZONTAL 1 : 2500

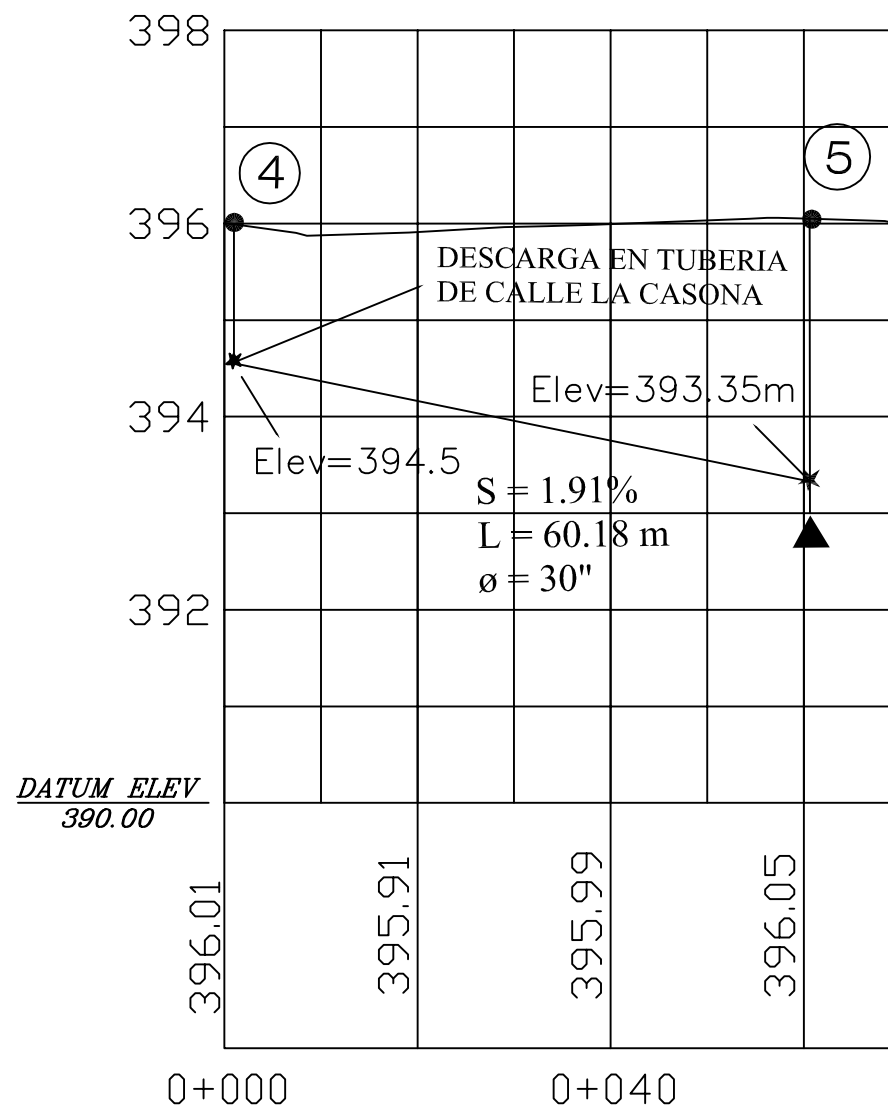


N° DE POZO	COTA DE TAPADERA (m)	COTA DE FONDO (m)	ALTURA DE POZO (m)
1	410.84	406.34	4.50
2	409.17	403.27	5.90
3	401.43	396.33	5.10
4	396.00	394.50	1.50

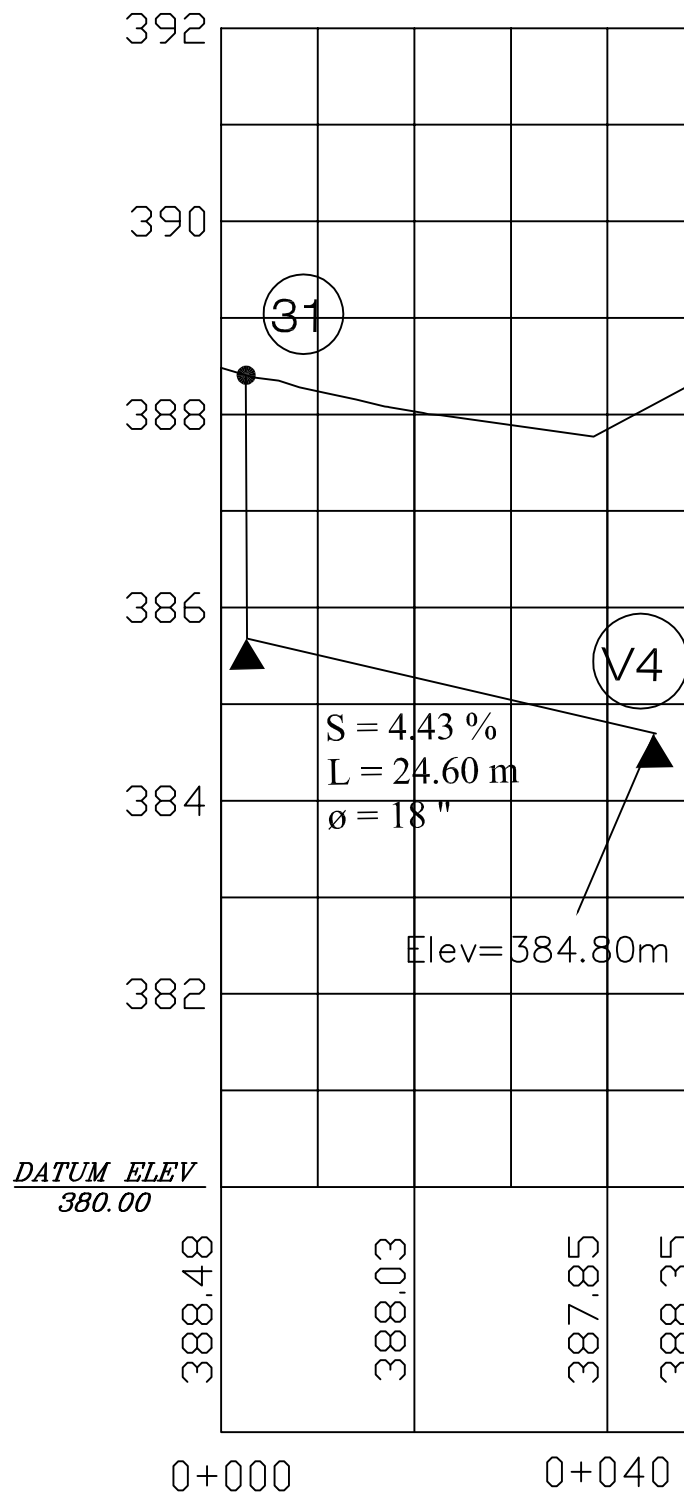
SIMBOLO	DESCRIPCION
Ⓝ	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
---	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
★	DESCARGA A LA TUBERIA
→	DIRECCION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

TODOS LOS TRAMOS SON DE TUBERIA DE RIBLOC (PVC, n=0.011)
 LA LINEA REPRESENTA EL NIVEL DE CAMA HIDRAULICA.
 LAS TUBERIAS DE LLEGADA Y SALIDA, NO LINEALES DEBE HABER UNA DIFERENCIA DE NIVEL DE 0.30 m.

5 AVE. NORTE BIS



4° Ave. Norte A



CUADRO DE POZOS			
N° DE POZO	COTA DE TAPADERA (m)	COTA DE FONDO (m)	ALTURA DE POZO
4	396.00	394.5	1.50
5	396.05	393.05	3.00
31	388.39	385.89	2.50

CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
#	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
---	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
*	DESCARGA A LA TUBERIA
→	DIRECCION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

TODOS LOS TRAMOS SON DE TUBERIA DE RIBLOC (PVC, n=0.011)
 LA LINEA REPRESENTA EL NIVEL DE CAMA HIDRAULICA.
 LAS TUBERIAS DE LLEGADA Y SALIDA, NO LINEALES DEBE HABER UNA
 DIFERENCIA DE NIVEL DE 0.30 m.

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000

ESCALA VERTICAL 1 : 100



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE ING. CIVIL

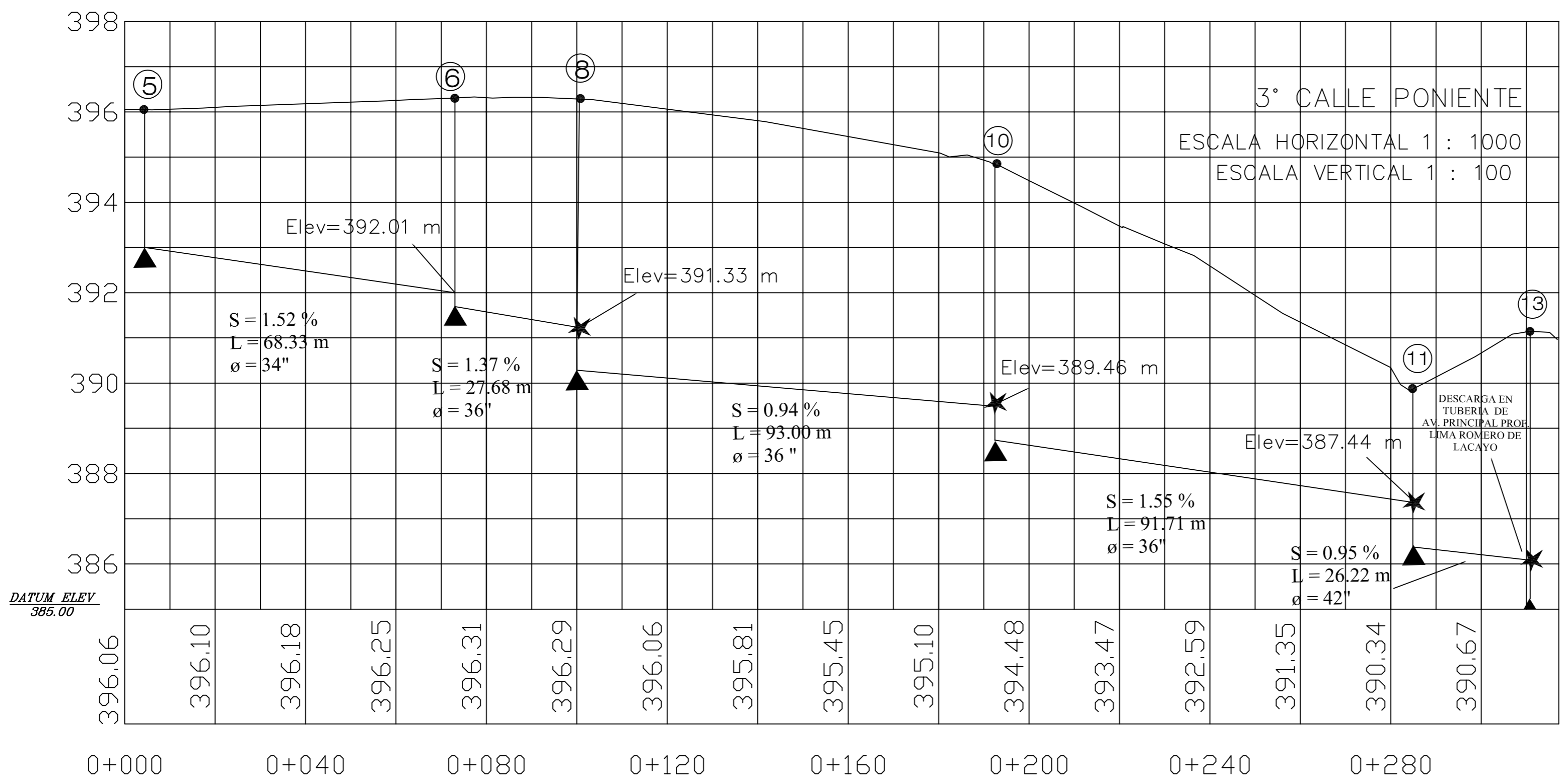
PRESENTA
 Alfaro Melgar, Jenny Mercedes
 Carranza Cisneros, José Luis
 González Reyes, Ítalo

DISEÑO DE RED DE AGUAS NEGRAS, AGUAS LLUVIAS
 Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
 PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE
 Ingeniero Civil
 CONTENIDO:
 Diseño de red de AA. LL

ESCALA:
 INDICADAS
 FECHA:
 Agosto 2012

No. DE HOJA	CORRELATIVO
AA. LL	3 de 20



CUADRO DE POZOS			
N° DE POZO	COTA DE TAPADERA (m)	COTA DE FONDO (m)	ALTURA DE POZO
5	396.05	393.05	3.00
6	396.31	391.71	4.60
8	396.28	390.33	5.95
10	394.81	388.86	5.95
11	389.89	386.44	3.45
13	391.14	385.19	5.95

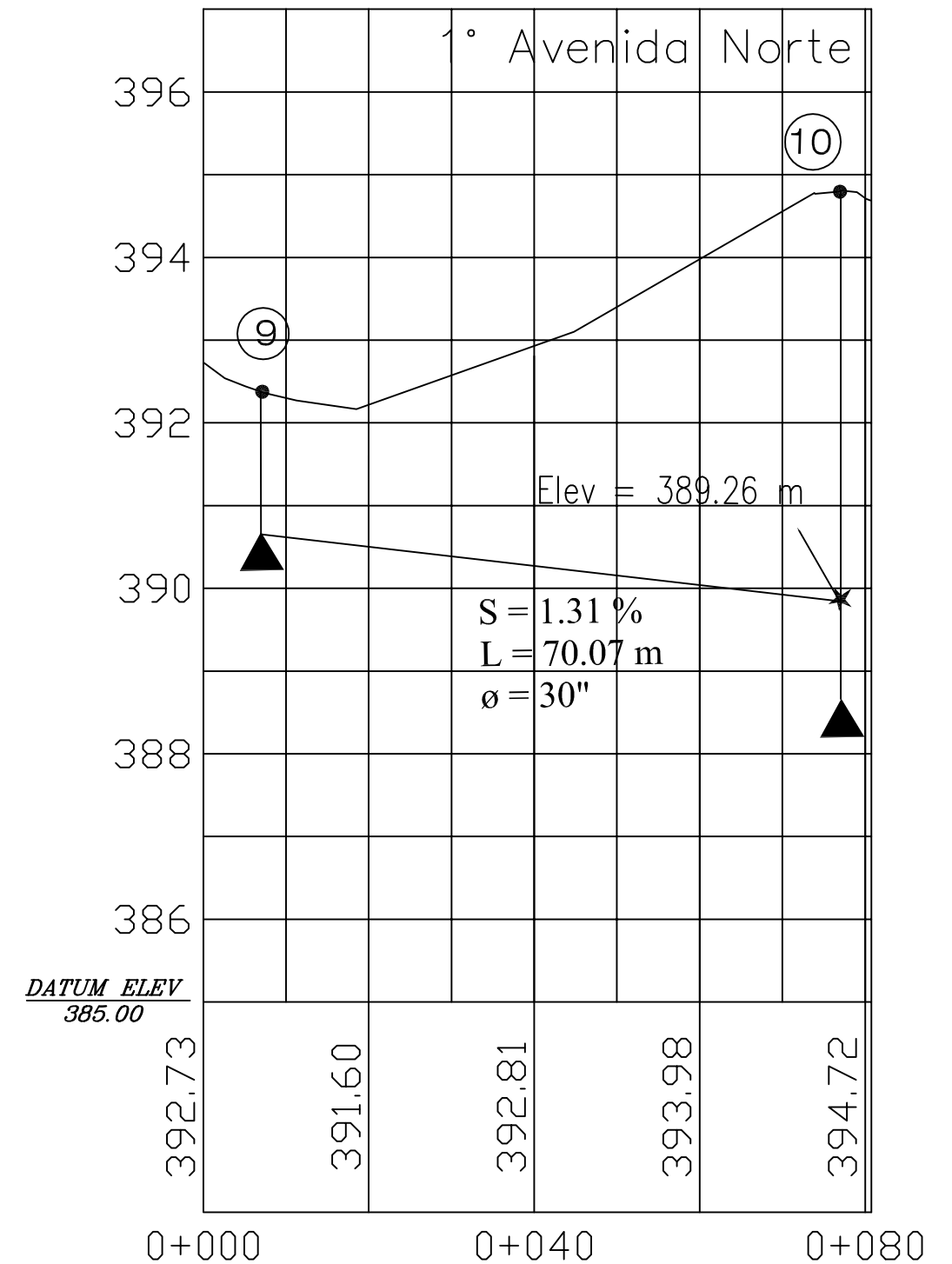
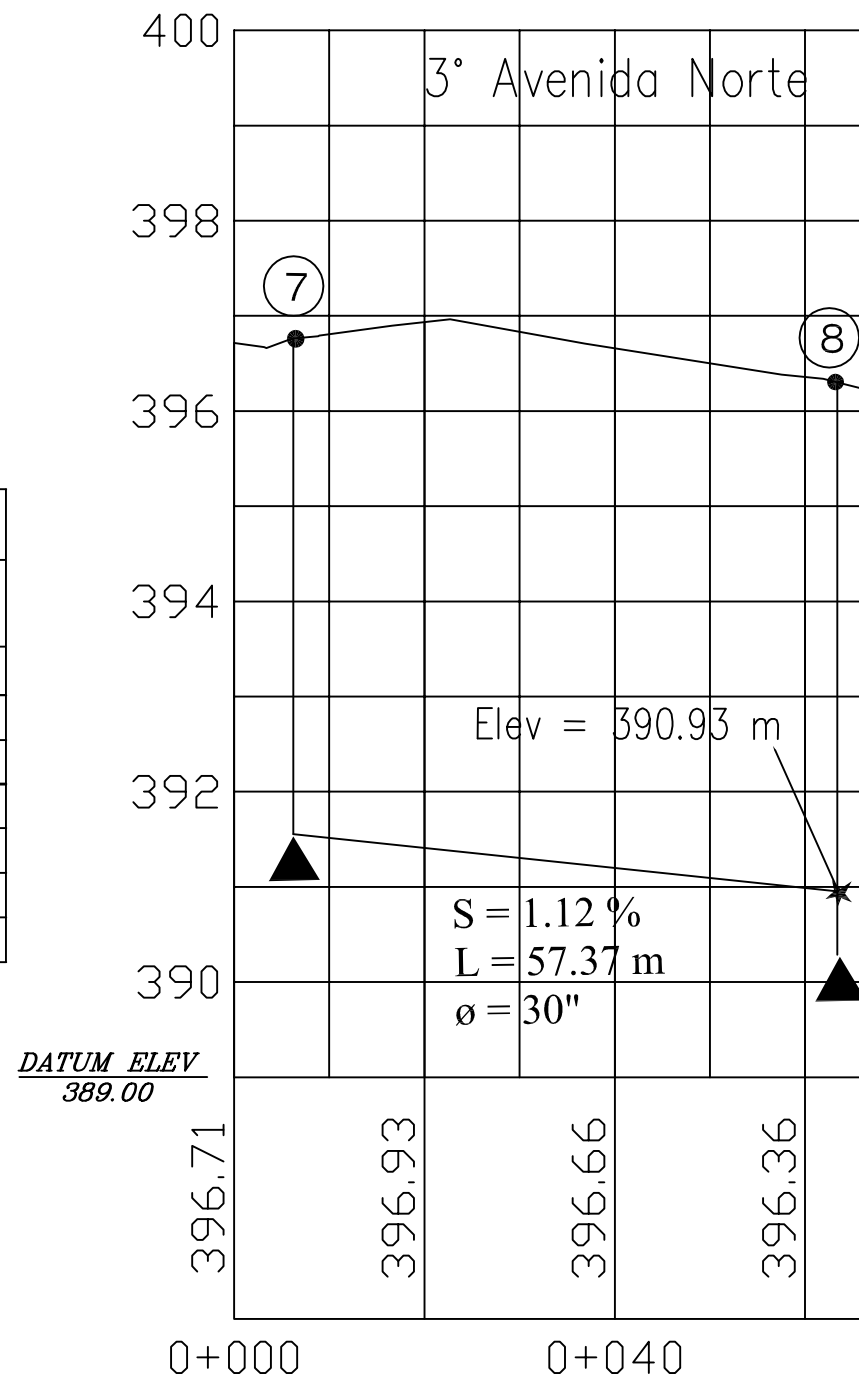
CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
Ⓜ	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
---	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
★	DESCARGA A LA TUBERIA
→	DIRECCION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

TODOS LOS TRAMOS SON DE TUBERIA DE RIBLOC (PVC, n=0.011)
 LA LINEA REPRESENTA EL NIVEL DE CAMA HIDRAULICA.
 LAS TUBERIAS DE LLEGADA Y SALIDA, NO LINEALES DEBE HABER UNA DIFERENCIA DE NIVEL DE 0.30m.

CUADRO DE POZOS			
N° DE POZO	COTA DE TAPADERA (m)	COTA DE FONDO (m)	ALTURA DE POZO
7	396.77	391.57	5.20
8	396.28	390.33	5.95
9	392.38	390.78	1.60
10	394.81	388.86	5.95

CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
Ⓝ	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
---	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
★	DESCARGA A LA TUBERIA
→	DIRECCION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000
 ESCALA VERTICAL 1 : 100



TODOS LOS TRAMOS SON DE TUBERIA DE RIBLOC (PVC, n=0.011)
 LA LINEA REPRESENTA EL NIVEL DE CAMA HIDRAULICA.
 LAS TUBERIAS DE LLEGADA Y SALIDA, NO LINEALES DEBE HABER UNA
 DIFERENCIA DE NIVEL DE 0.30 m.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE ING. CIVIL

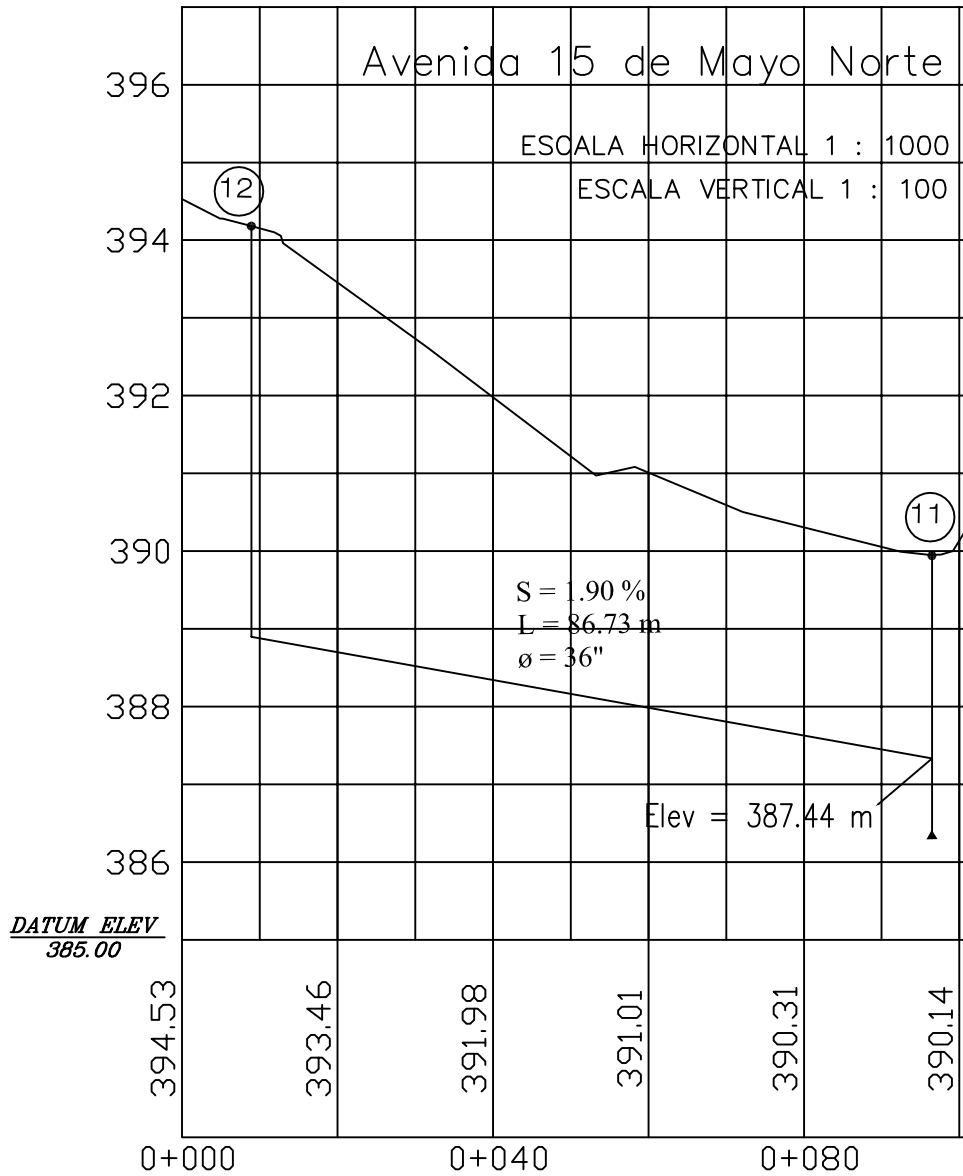
PRESENTA
 Alfaro Melgar, Jenny Mercedes
 Carranza Cisneros, José Luis
 González Reyes, Ítalo

DISEÑO DE RED DE AGUAS NEGRAS, AGUAS LLUVIAS
 Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
 PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE
 Ingeniero Civil
 CONTENIDO:
 Diseño de red de AA. LL

ESCALA:
 INDICADAS
 FECHA:
 Agosto 2012

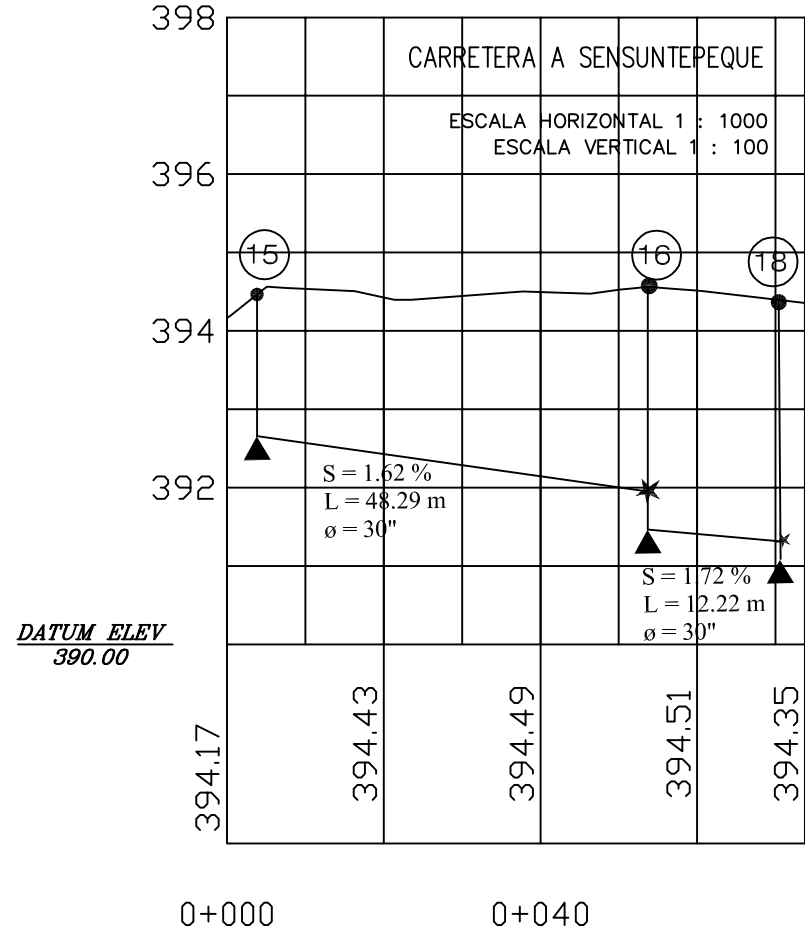
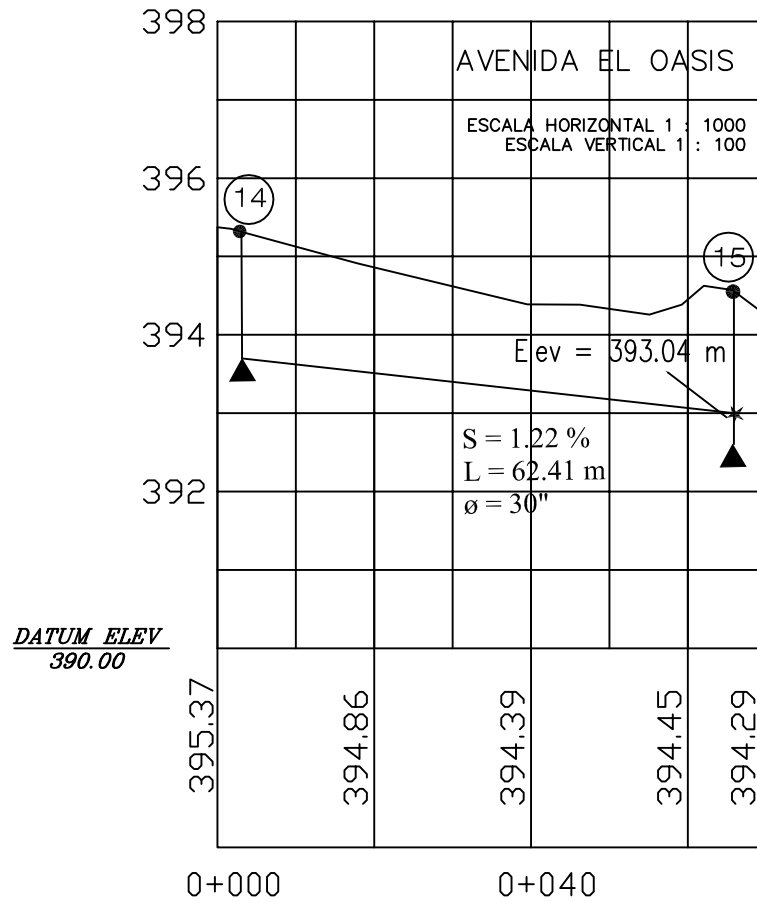
No. DE HOJA | CORRELATIVO
 AA. LL | 5 de 20



Nº DE POZO	COTA DE TAPADERA (m)	COTA DE FONDO (m)	ALTURA DE POZO
11	389.89	386.44	3.45
12	394.19	388.89	5.30

SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
---	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
★	DESCARGA A LA TUBERIA
→	DIRECCION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

TODOS LOS TRAMOS SON DE TUBERIA DE RIBLOC (PVC, n=0.011)
LA LINEA REPRESENTA EL NIVEL DE CAMA HIDRAULICA.
LAS TUBERIAS DE LLEGADA Y SALIDA, NO LINEALES DEBE HABER UNA DIFERENCIA DE NIVEL DE 0.30 m.



CUADRO DE POZOS

N° DE POZO	COTA DE TAPADERA (m)	COTA DE FONDO (m)	ALTURA DE POZO
14	395.3	393.8	1.50
15	394.54	392.74	1.80
16	394.56	391.66	2.90
18	394.45	391.15	3.30

TODOS LOS TRAMOS SON DE TUBERIA DE RIBLOC (PVC, n=0.011)
LA LINEA REPRESENTA EL NIVEL DE CAMA HIDRAULICA.
LAS TUBERIAS DE LLEGADA Y SALIDA, NO LINEALES DEBE HABER UNA DIFERENCIA DE NIVEL DE 0.30 m.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE ING. CIVIL

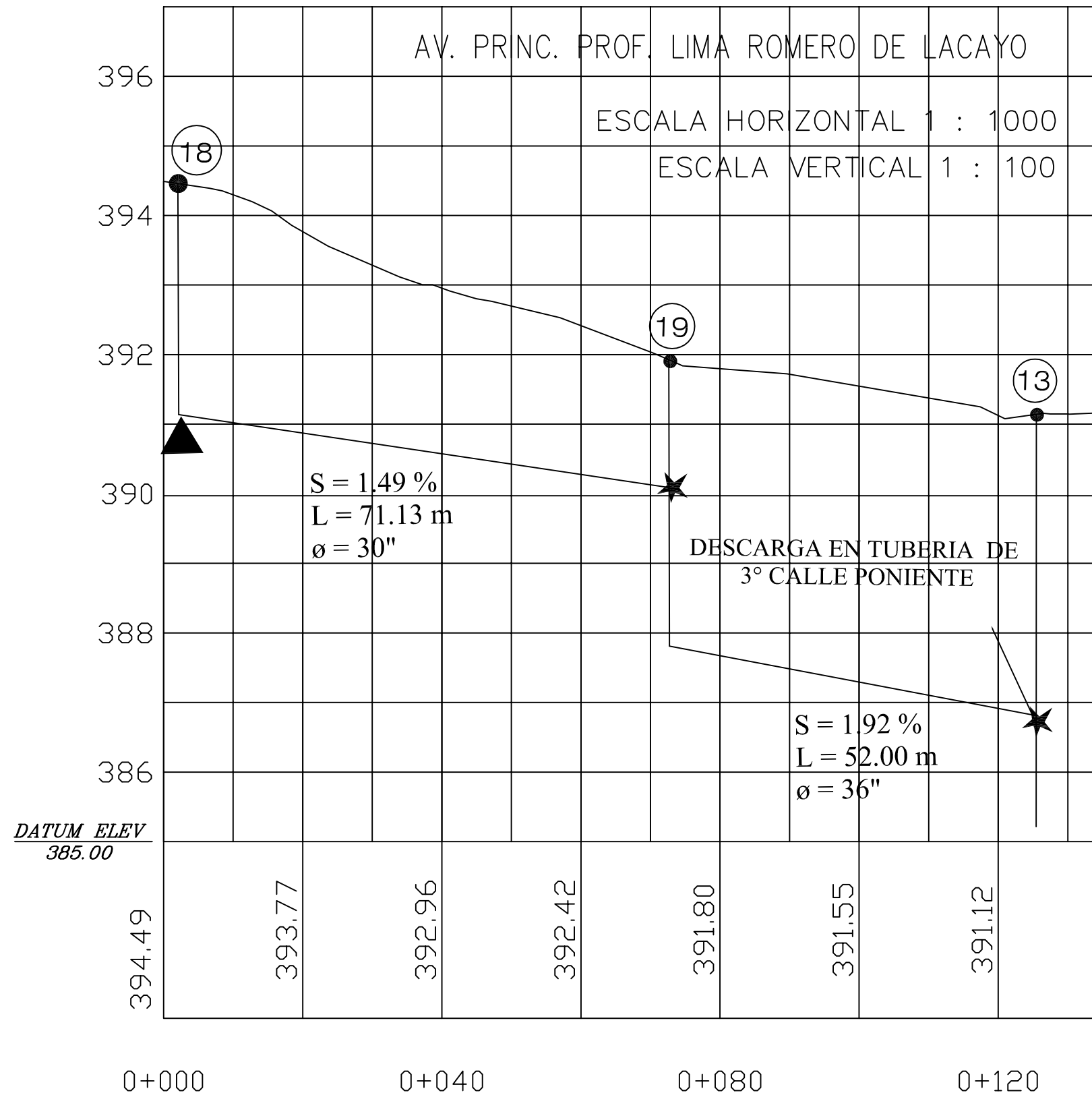
PRESENTA
Alfaro Melgar, Jenny Mercedes
Carranza Cisneros, José Luis
González Reyes, Italo

DISEÑO DE RED DE AGUAS NEGRAS, AGUAS LLUVIAS
Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE
Ingeniero Civil
CONTENIDO:
Diseño de red de AA. LL

ESCALA:
INDICADAS
FECHA:
Agosto 2012

No. DE HOJA	CORRELATIVO
AA. LL	7 de 20



N° DE POZO	COTA DE TAPADERA (m)	COTA DE FONDO (m)	ALTURA DE POZO
18	394.45	391.15	3.30
19	391.89	387.79	4.10
13	391.14	385.19	5.95

SIMBOLO	DESCRIPCION
Ⓝ	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
---	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
★	DESCARGA A LA TUBERIA
→	DIRECCION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

TODOS LOS TRAMOS SON DE TUBERIA DE RIBLOC (PVC, n=0.011)
LA LINEA REPRESENTA EL NIVEL DE CAMA HIDRAULICA.
LAS TUBERIAS DE LLEGADA Y SALIDA, NO LINEALES DEBE HABER UNA DIFERENCIA DE NIVEL DE 0.30 m.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE ING. CIVIL

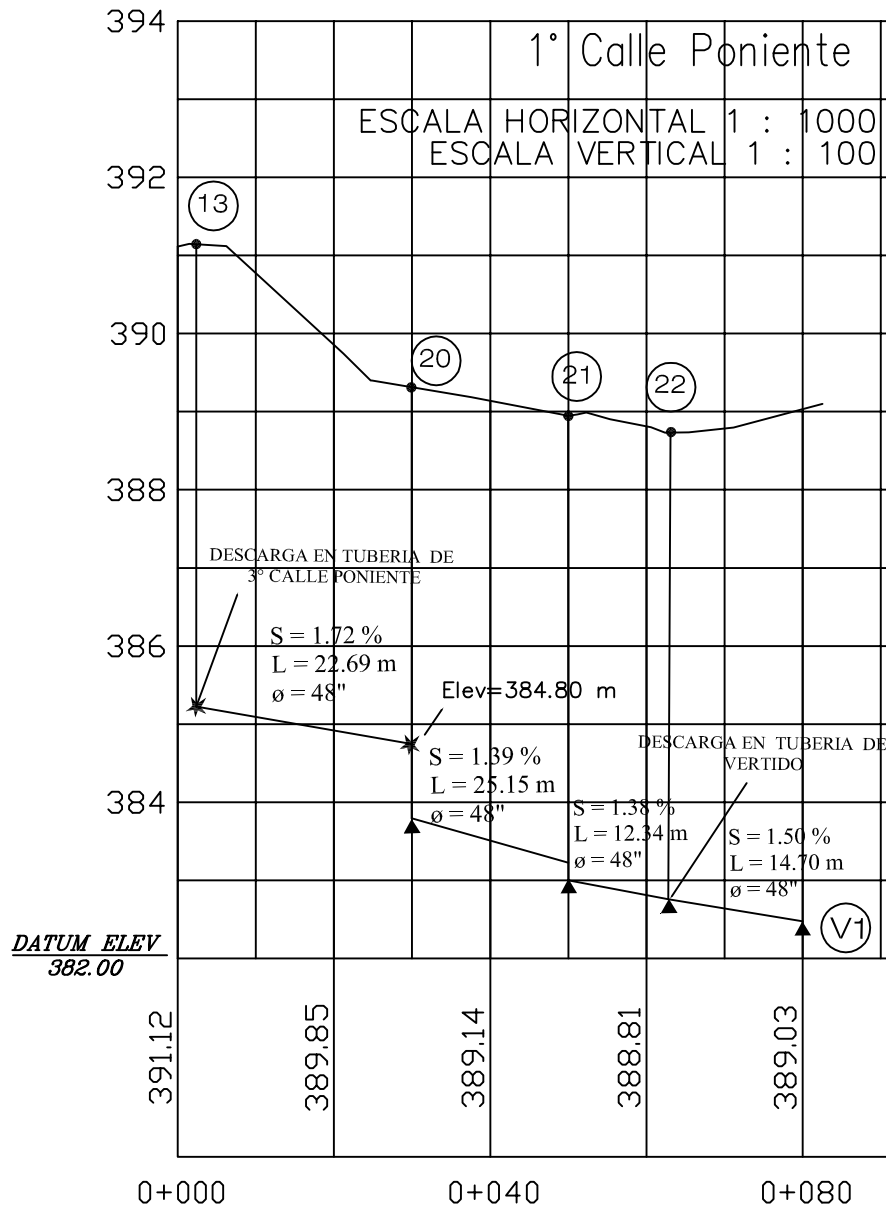
PRESENTA
Alfaro Melgar, Jenny Mercedes Carranza Cisneros, José Luis González Reyes, Ítalo

DISEÑO DE RED DE AGUAS NEGRAS, AGUAS LLUVIAS
Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE
Ingeniero Civil
CONTENIDO:
Diseño de red de AA. LL

ESCALA:
INDICADAS
FECHA:
Agosto 2012

No. DE HOJA	CORRELATIVO
AA. LL	8 de 20

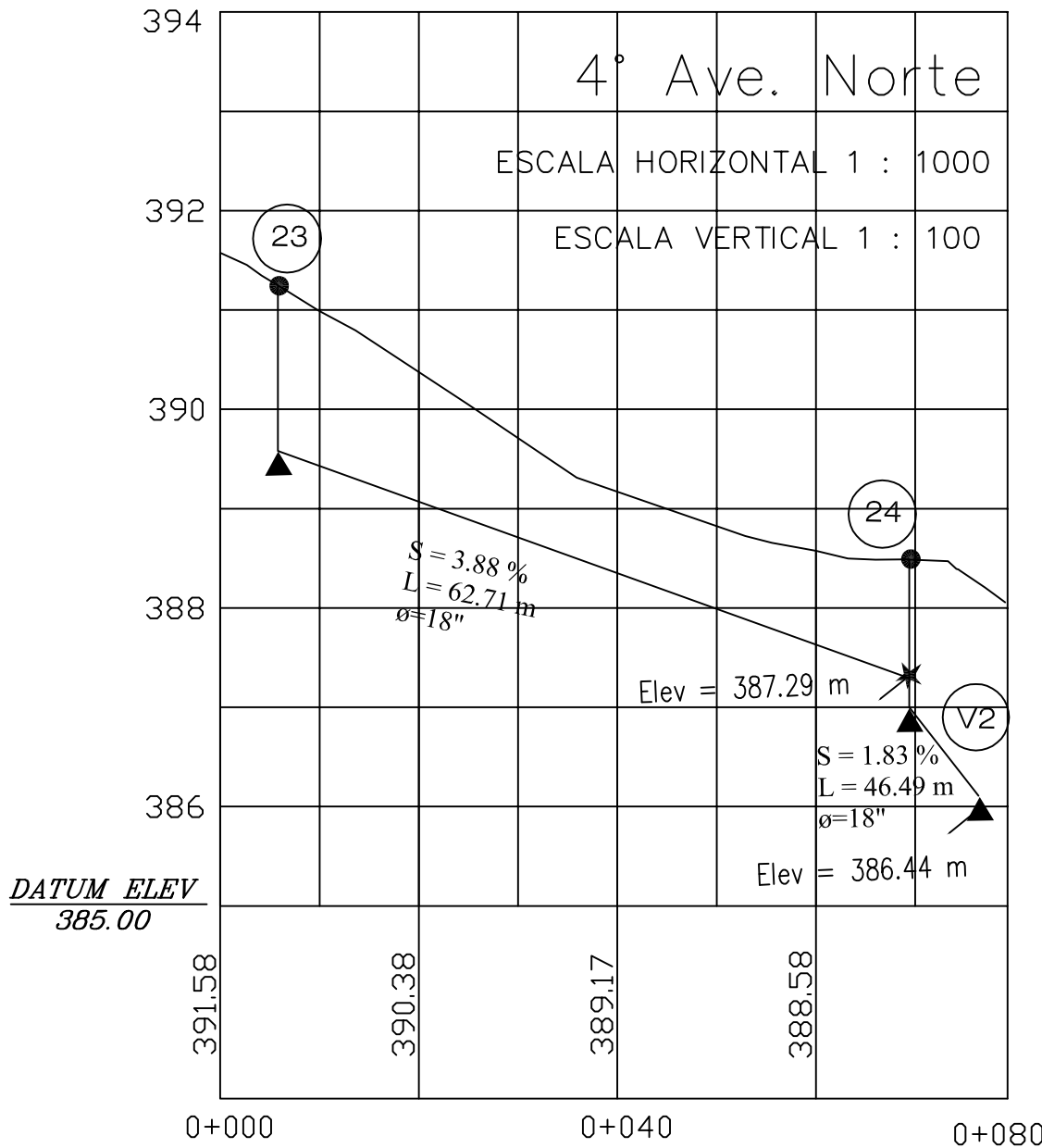


CUADRO DE POZOS			
N° DE POZO	COTA DE TAPADERA (m)	COTA DE FONDO (m)	ALTURA DE POZO
13	391.14	385.19	5.95
20	389.40	383.80	5.60
21	388.95	383.05	5.90
22	388.73	382.88	5.85

CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
—	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
★	DESCARGA A LA TUBERIA
→	DIRECCION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

TODOS LOS TRAMOS SON DE TUBERIA DE RIBLOC (PVC, n=0.011)
LA LINEA REPRESENTA EL NIVEL DE CAMA HIDRAULICA.
LAS TUBERIAS DE LLEGADA Y SALIDA, NO LINEALES DEBE HABER UNA DIFERENCIA DE NIVEL DE 0.30 m.





CUADRO DE POZOS			
N° DE POZO	COTA DE TAPADERA (m)	COTA DE FONDO (m)	ALTURA DE POZO
23	391.22	389.72	1.50
24	388.49	386.99	1.50

CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
---	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
★	DESCARGA A LA TUBERIA
→	DIRECCION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

TODOS LOS TRAMOS SON DE TUBERIA DE RIBLOC (PVC, n=0.011)
LA LINEA REPRESENTA EL NIVEL DE CAMA HIDRAULICA.
LAS TUBERIAS DE LLEGADA Y SALIDA, NO LINEALES DEBE HABER UNA DIFERENCIA DE NIVEL DE 0.30 m.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE ING. CIVIL

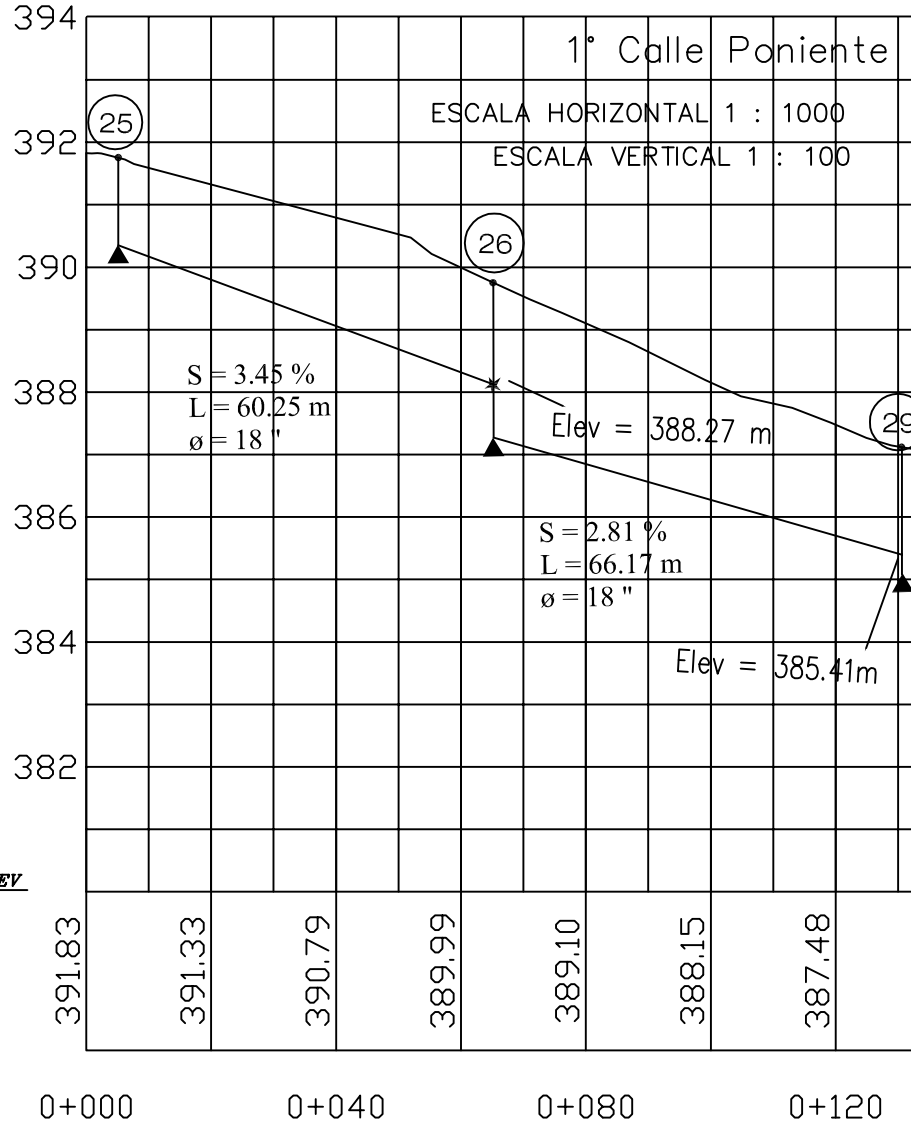
PRESENTA
Alfaro Melgar, Jenny Mercedes
Carranza Cisneros, José Luis
González Reyes, Ítalo

DISEÑO DE RED DE AGUAS NEGRAS, AGUAS LLUVIAS
Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE
Ingeniero Civil
CONTENIDO:
Diseño de red de AA. LL

ESCALA:
INDICADAS
FECHA:
Agosto 2012

No. DE HOJA | CORRELATIVO
AA. LL | 10 de 20



CUADRO DE POZOS			
N° DE POZO	COTA DE TAPADERA (m)	COTA DE FONDO (m)	ALTURA DE POZO
25	391.85	390.35	1.50
26	389.77	387.27	2.50
29	387.11	385.11	2.00

CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
#	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
---	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
★	DESCARGA A LA TUBERIA
→	DIRECCION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

TODOS LOS TRAMOS SON DE TUBERIA DE RIBLOC (PVC, n=0.011)
LA LINEA REPRESENTA EL NIVEL DE CAMA HIDRAULICA.
LAS TUBERIAS DE LLEGADA Y SALIDA, NO LINEALES DEBE HABER UNA DIFERENCIA DE NIVEL DE 0.30 m .



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE ING. CIVIL

PRESENTA

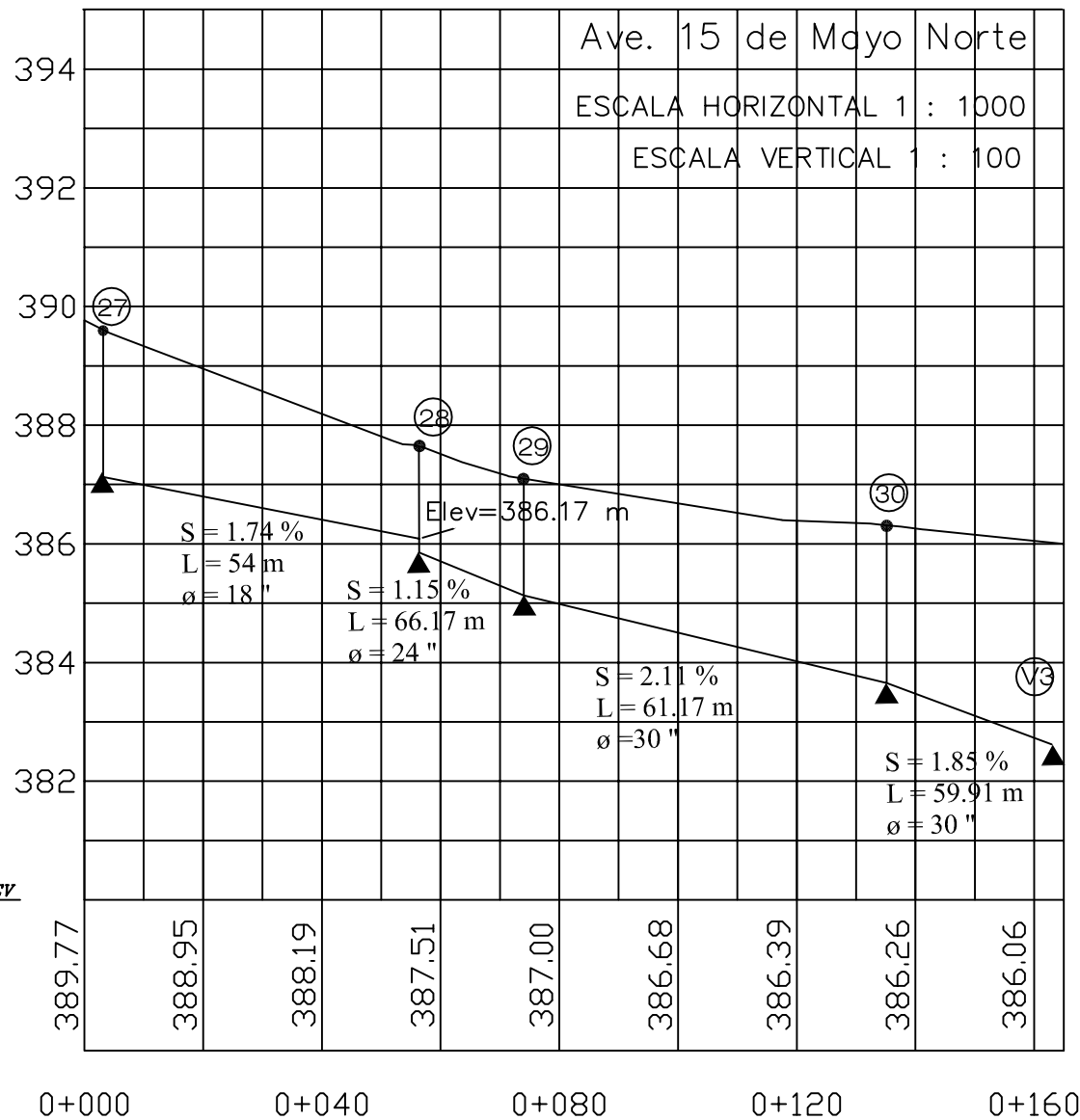
*Alfaro Melgar, Jenny Mercedes
Carranza Cisneros, José Luis
González Reyes, Ítalo*

DISEÑO DE RED DE AGUAS NEGRAS, AGUAS LLUVIAS
Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE
Ingeniero Civil
CONTENIDO:
Diseño de red de AA. LL

ESCALA: _____
INDICADAS
FECHA: *Agosto 2012*

No. DE HOJA	CORRELATIVO
AA. LL	11 de 20



CUADRO DE POZOS			
Nº DE POZO	COTA DE TAPADERA (m)	COTA DE FONDO (m)	ALTURA DE POZO
27	389.61	387.11	2.50
28	387.62	385.87	1.75
29	387.11	385.11	2.00
30	386.32	383.82	2.50

CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
---	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
★	DESCARGA A LA TUBERIA
→	DIRECCION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

TODOS LOS TRAMOS SON DE TUBERIA DE RIBLOC (PVC, n=0.011)
 LA LINEA REPRESENTA EL NIVEL DE CAMA HIDRAULICA.
 LAS TUBERIAS DE LLEGADA Y SALIDA, NO LINEALES DEBE HABER UNA DIFERENCIA DE NIVEL DE 0.30 m.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE ING. CIVIL

PRESENTA

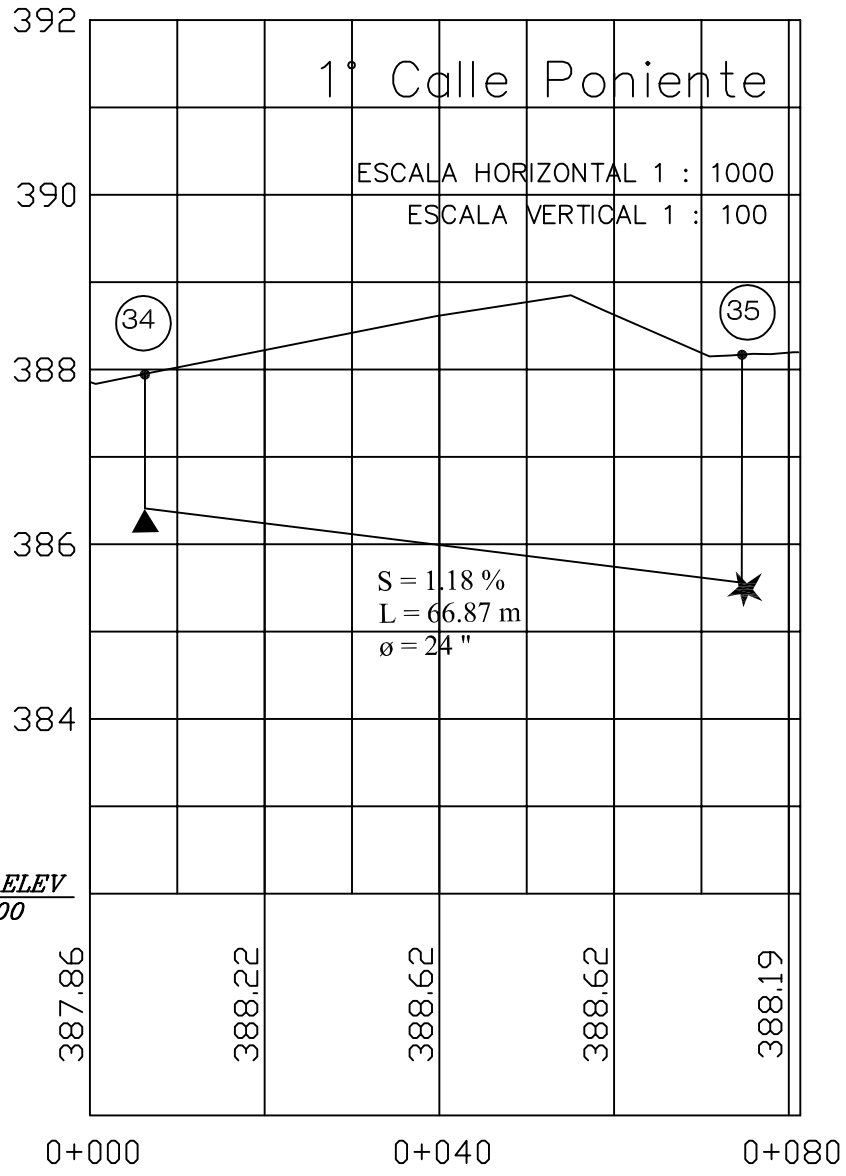
*Alfaro Melgar, Jenny Mercedes
 Carranza Cisneros, José Luis
 González Reyes, Ítalo*

DISEÑO DE RED DE AGUAS NEGRAS, AGUAS LLUVIAS
 Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
 PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE
Ingeniero Civil
 CONTENIDO:
 Diseño de red de AA. LL

ESCALA:
 INDICADAS
 FECHA:
 Agosto 2012

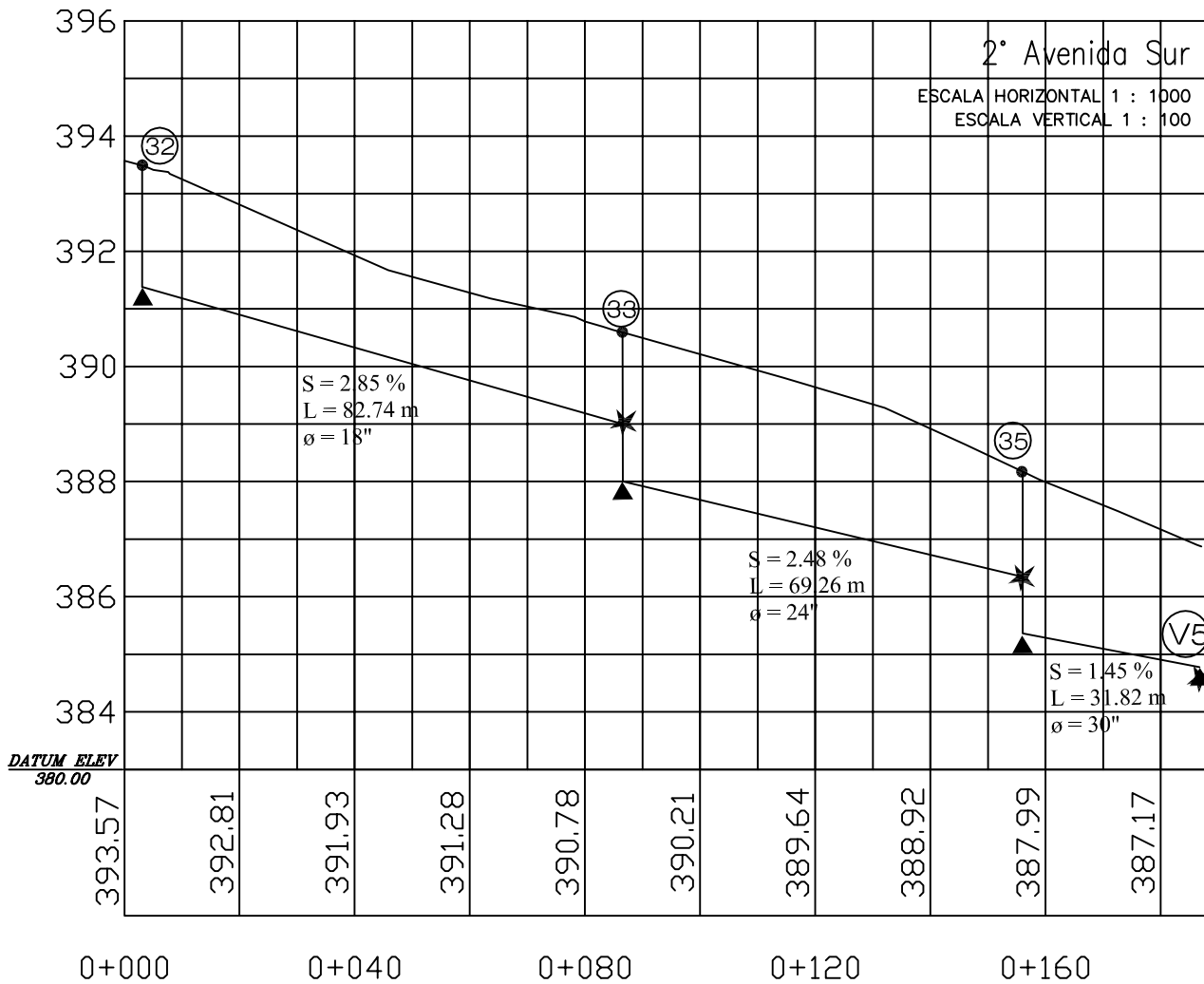
No. DE HOJA	CORRELATIVO
AA. LL	12 de 20



CUADRO DE POZOS			
N° DE POZO	COTA DE TAPADERA (m)	COTA DE FONDO (m)	ALTURA DE POZO
34	387.95	386.45	1.50
35	388.16	385.66	2.50

CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
#	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
---	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
★	DESCARGA A LA TUBERIA
→	DIRECCION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

TODOS LOS TRAMOS SON DE TUBERIA DE RIBLOC (PVC, n=0.011)
LA LINEA REPRESENTA EL NIVEL DE CAMA HIDRAULICA.
LAS TUBERIAS DE LLEGADA Y SALIDA, NO LINEALES DEBE HABER UNA DIFERENCIA DE NIVEL DE 0.30 m .



CUADRO DE POZOS			
N° DE POZO	COTA DE TAPADERA (m)	COTA DE FONDO (m)	ALTURA DE POZO
32	393.44	391.44	2.00
33	390.58	388.08	2.50
35	388.16	385.36	2.80

CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
#	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
---	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
★	DESCARGA A LA TUBERIA
→	DIRECCION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

TODOS LOS TRAMOS SON DE TUBERIA DE RIBLOC (PVC, n=0.011)
 LA LINEA REPRESENTA EL NIVEL DE CAMA HIDRAULICA.
 LAS TUBERIAS DE LLEGADA Y SALIDA, NO LINEALES DEBE HABER UNA DIFERENCIA DE NIVEL DE 0.30 m.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE ING. CIVIL

PRESENTA
Alfaro Melgar, Jenny Mercedes
Carranza Cisneros, José Luis
González Reyes, Ítalo

DISEÑO DE RED DE AGUAS NEGRAS, AGUAS LLUVIAS
 Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
 PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE
Ingeniero Civil
 CONTENIDO:
Diseño de red de AA. LL

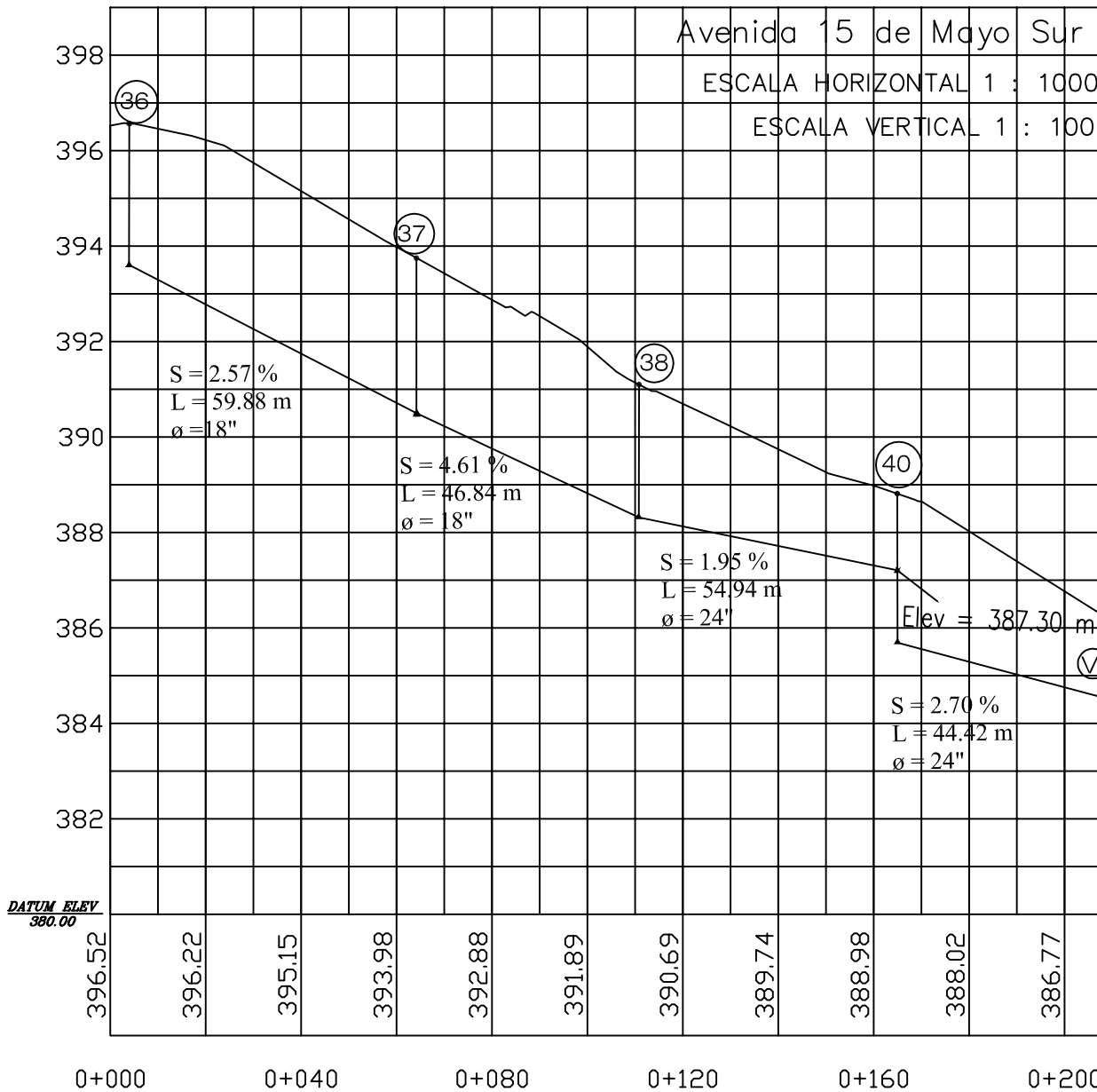
ESCALA: _____
 INDICADAS
 FECHA: _____
 Agosto 2012

No. DE HOJA | CORRELATIVO
 AA. LL | 14 de 20

Avenida 15 de Mayo Sur

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000

ESCALA VERTICAL 1 : 100



N° DE POZO	COTA DE TAPADERA (m)	COTA DE FONDO (m)	ALTURA DE POZO
36	396.57	393.57	3.00
37	393.78	390.53	3.25
38	391.12	388.37	2.75
40	388.80	385.8	3.00

SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
---	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
★	DESCARGA A LA TUBERIA
→	DIRECCION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

TODOS LOS TRAMOS SON DE TUBERIA DE RIBLOC (PVC, n=0.011)
 LA LINEA REPRESENTA EL NIVEL DE CAMA HIDRAULICA.
 LAS TUBERIAS DE LLEGADA Y SALIDA, NO LINEALES DEBE HABER UNA DIFERENCIA DE NIVEL DE 0.30 m.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE ING. CIVIL

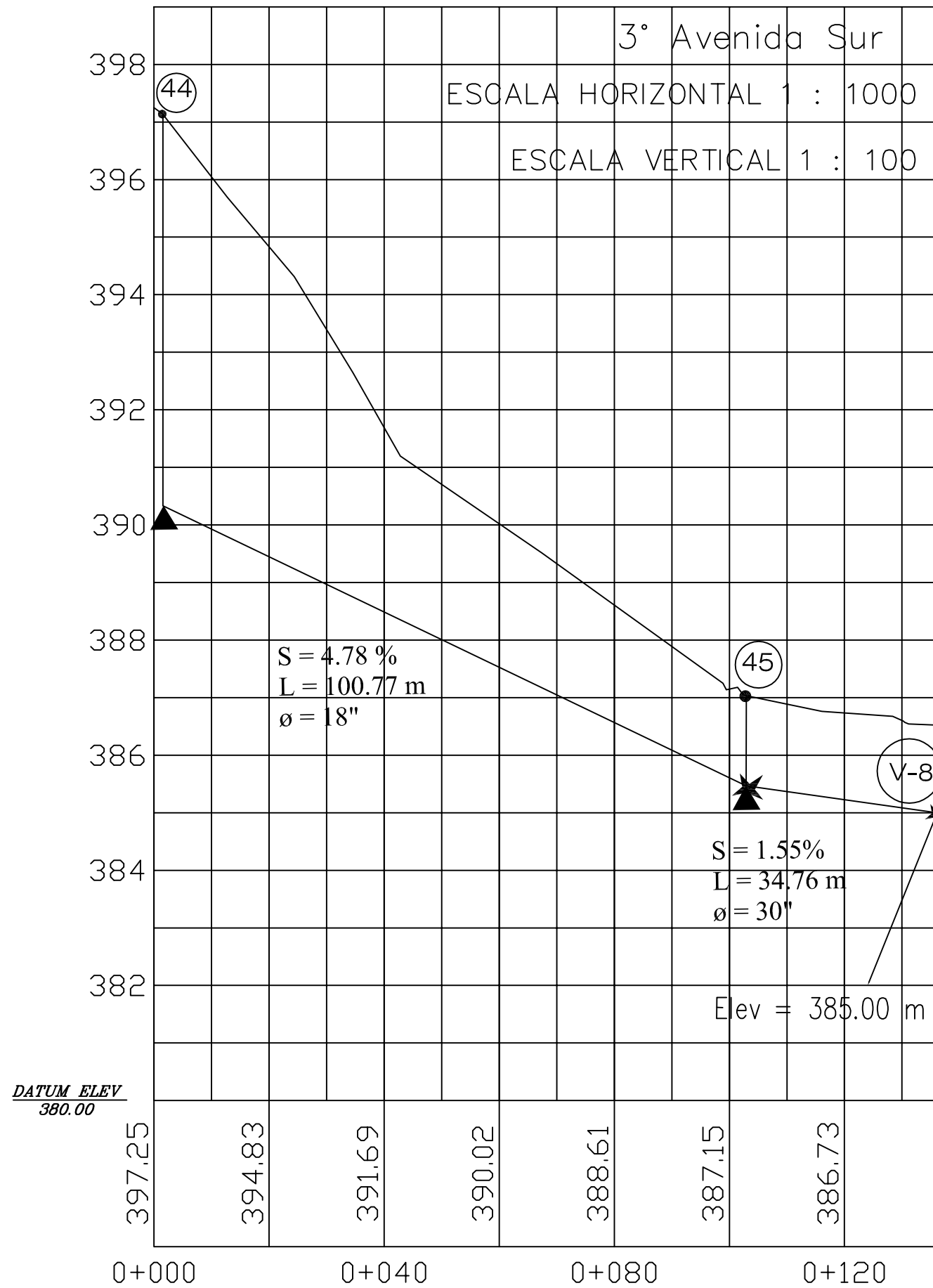
PRESENTA
 Alfaro Melgar, Jenny Mercedes
 Carranza Cisneros, José Luis
 González Reyes, Italo

DISEÑO DE RED DE AGUAS NEGRAS, AGUAS LLUVIAS
 Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
 PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE
 Ingeniero Civil
 CONTENIDO:
 Diseño de red de AA. LL

ESCALA:
 INDICADAS
 FECHA:
 Agosto 2012

No. DE HOJA	CORRELATIVO
AA. LL	15 de 20

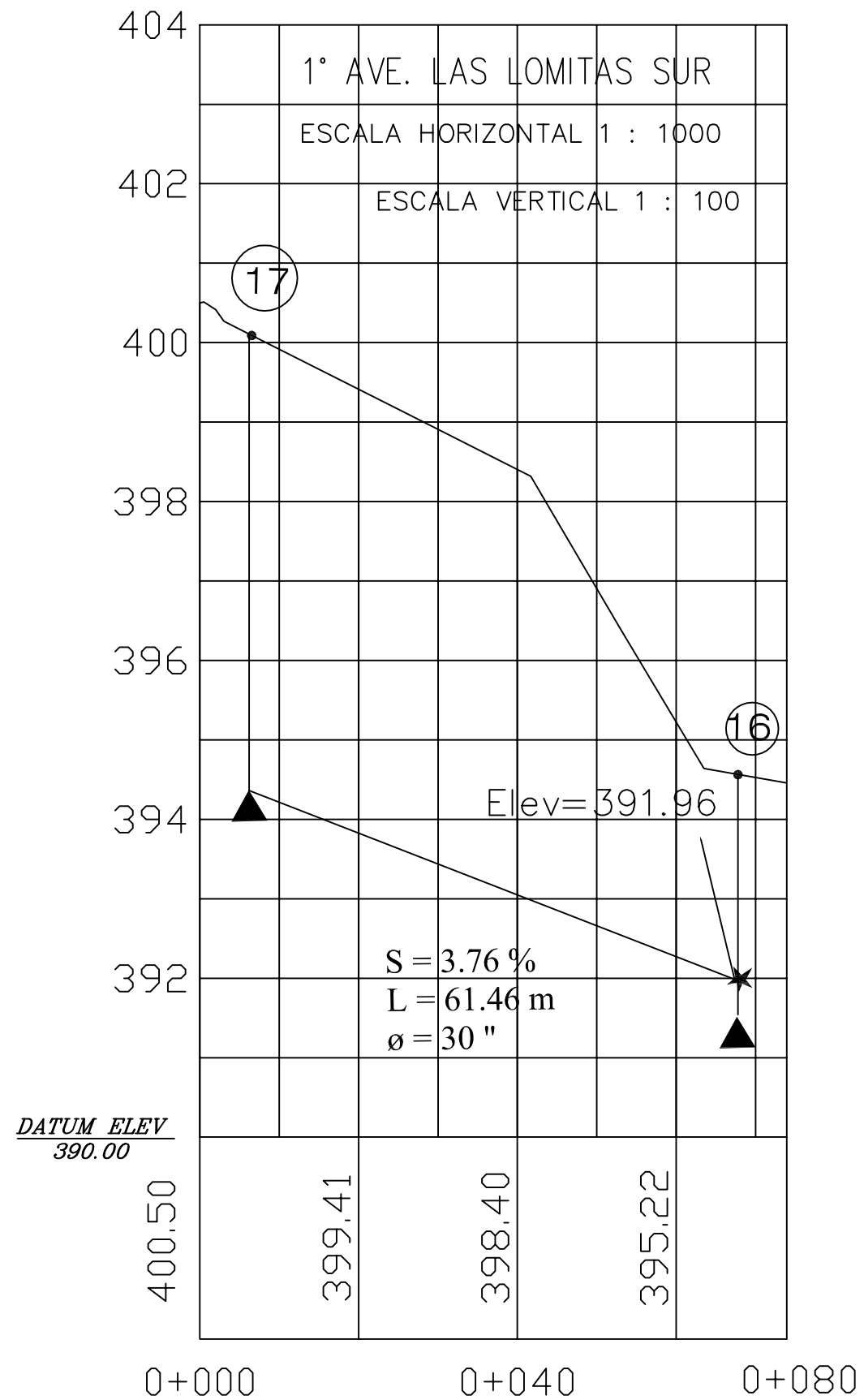


CUADRO DE POZOS			
N° DE POZO	COTA DE TAPADERA (m)	COTA DE FONDO (m)	ALTURA DE POZO
44	397.11	390.36	6.75
45	387.04	385.54	1.50

CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
#	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
---	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
★	DESCARGA A LA TUBERIA
→	DIRECCION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

TODOS LOS TRAMOS SON DE TUBERIA DE RIBLOC (PVC, $n=0.011$)
LA LINEA REPRESENTA EL NIVEL DE CAMA HIDRAULICA.
LAS TUBERIAS DE LLEGADA Y SALIDA, NO LINEALES DEBE HABER UNA DIFERENCIA DE NIVEL DE 0.30 m.

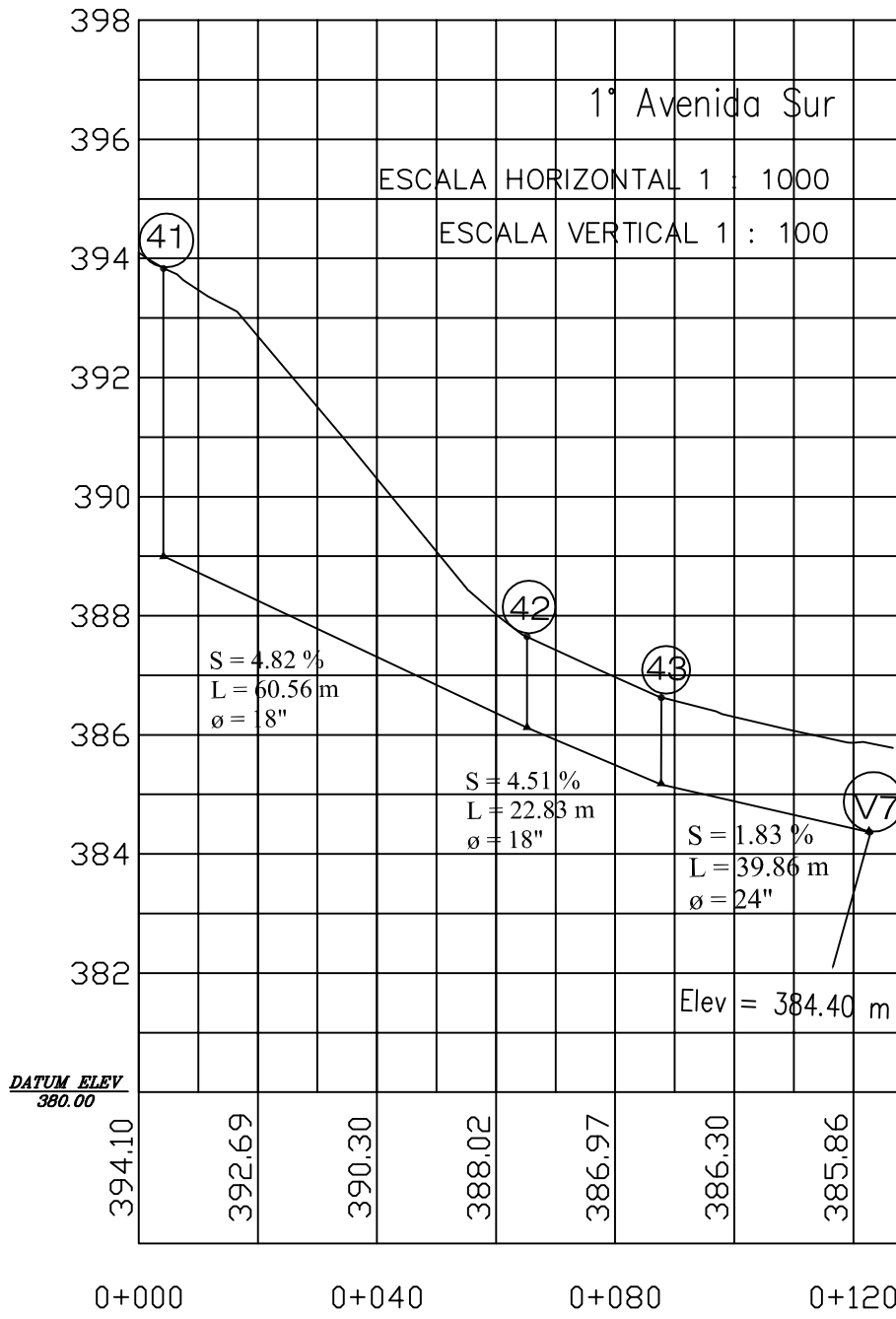




CUADRO DE POZOS			
N° DE POZO	COTA DE TAPADERA (m)	COTA DE FONDO (m)	ALTURA DE POZO
17	400.07	394.27	5.80
16	394.45	391.15	3.30

CUADRO DE SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
Ⓝ	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
- - - - -	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
★	DESCARGA A LA TUBERIA
→	DIRECCION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

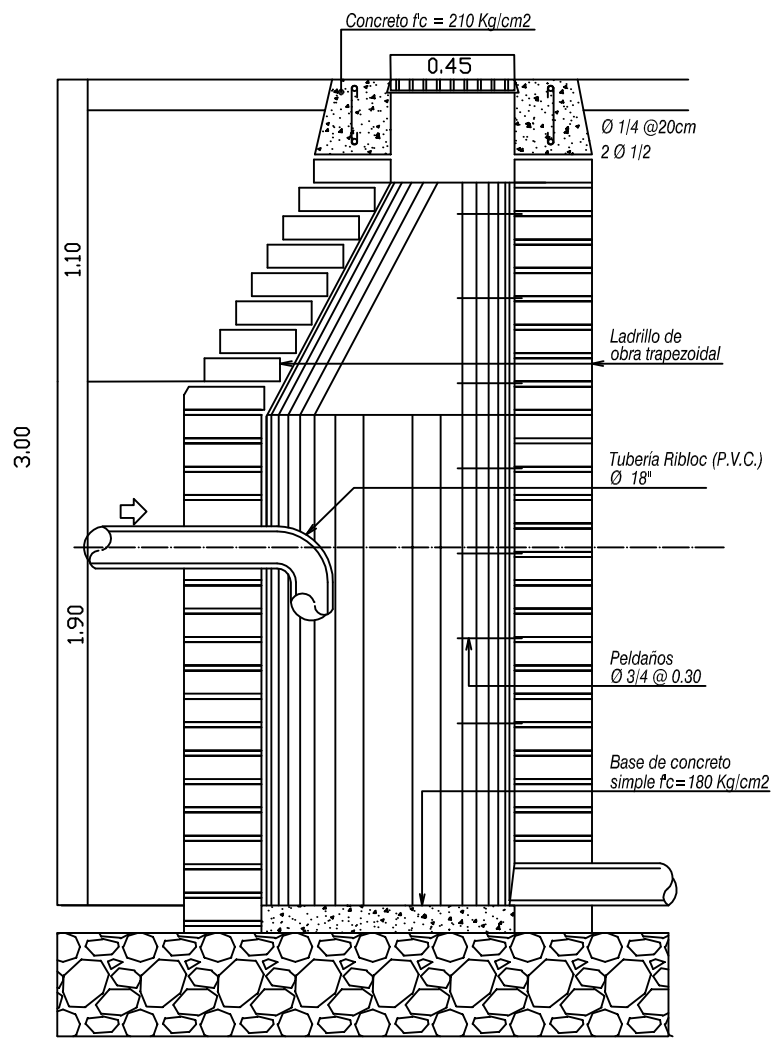
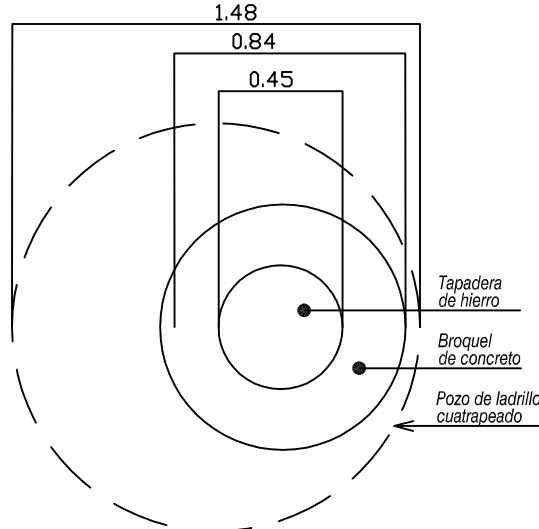
TODOS LOS TRAMOS SON DE TUBERIA DE RIBLOC (PVC, n=0.011)
 LA LINEA REPRESENTA EL NIVEL DE CAMA HIDRAULICA.
 LAS TUBERIAS DE LLEGADA Y SALIDA, NO LINEALES DEBE HABER UNA DIFERENCIA DE NIVEL DE 0.30 m .



N° DE POZO	COTA DE TAPADERA (m)	COTA DE FONDO (m)	ALTURA DE POZO
41	393.83	389.08	4.75
42	387.66	386.16	1.50
43	386.63	385.13	1.50

SIMBOLO	DESCRIPCION
⊕	NUMERO DE POZO DE VISITA
●	NIVEL DE TAPADERA DE POZO DE VISITA
▲	NIVEL DE FONDO DE POZO DE VISITA
---	PERFIL DE TERRENO O CALLE
—	LINEA PROYECTADA DE TUBERIA
★	DESCARGA A LA TUBERIA
→	DIRECCION DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

TODOS LOS TRAMOS SON DE TUBERIA DE RIBLOC (PVC, n=0.011)
 LA LINEA REPRESENTA EL NIVEL DE CAMA HIDRAULICA.
 LAS TUBERIAS DE LLEGADA Y SALIDA, NO LINEALES DEBE HABER UNA DIFERENCIA DE NIVEL DE 0.30 m.

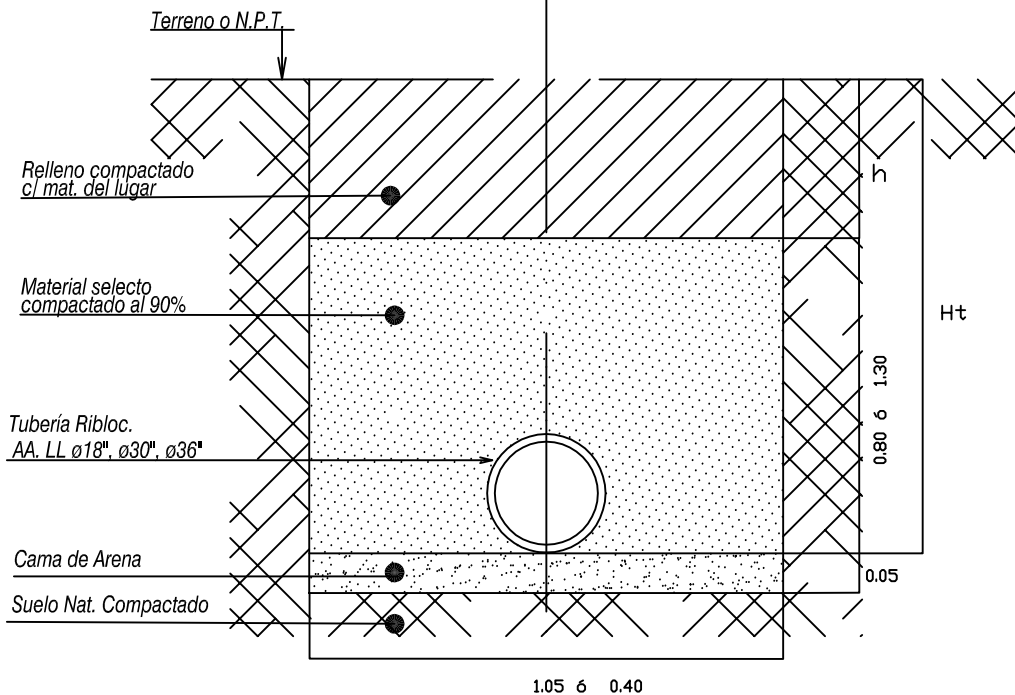


Sección de Pozo de Aguas Lluvias

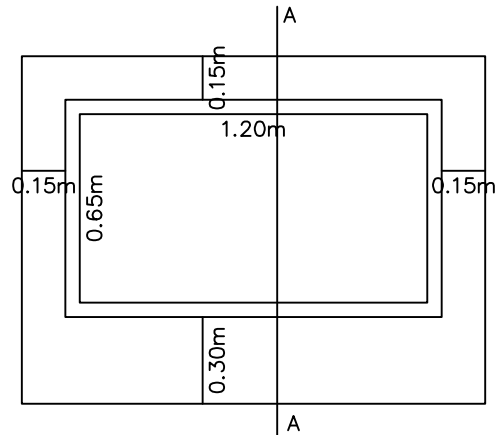
Esc 1:25

ESCALA: INDICADAS FECHA: Agosto 2012	No. DE HOJA AA. LL	CORRELATIVO 19 de 20
	CONTENIDO: Diseño de red de AA. LL	
DISEÑO DE RED DE AGUAS NEGRAS, AGUAS LLUVIAS Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO		
PRESENTA Alfaro Melgar, Jenny Mercedes Carrazza Torres, José Luis PARA OBTENER EL TÍTULO DE Ingeniero Civil		
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FAC. DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE ING. CIVIL		

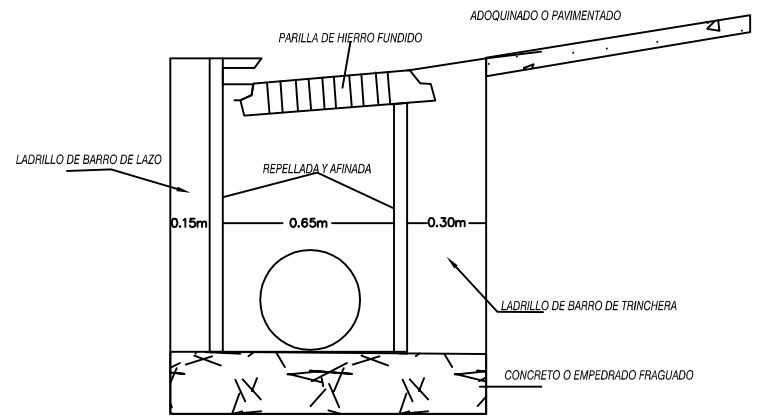




Excavación para tuberías
Detalle tipo Sin Esc.



Planta de caja tragante AA. LL
Detalle tipo Esc 1:25



Caja tragante de AA. LL
Detalle tipo Esc 1:25



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE ING. CIVIL

PRESENTA
Alfaro Melgar, Jenny Mercedes
Carranza Cisneros, José Luis
González Reyes, Ítalo

DISEÑO DE RED DE AGUAS NEGRAS, AGUAS LLUVIAS
Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE
Ingeniero Civil
CONTENIDO:
Diseño de red de AA. LL

ESCALA:
INDICADAS
FECHA:
Agosto 2012

No. DE HOJA	CORRELATIVO
AA. LL	20 de 20

5.9 PRESUPUESTO DE LA RED DE AGUAS LLUVIAS

Las cantidades de obras de las partidas se obtuvieron de los planos y detalles de los elementos diseñados y presentados en el apartado 5.8 de este capítulo.

Las áreas, volúmenes y longitudes se calcularon con ayuda de hojas electrónicas y un software de Dibujo Asistido por Computadora (CAD por sus siglas en inglés).

Los Costos Directos se obtuvieron de la lista de precios del FISDL para el año 2011 y de listados adicionales investigados.

El Costo Indirecto investigado es el 30% del Costo Directo ($CI = 0.30 * CD$).

El IVA es el 13% de la suma del Costo Directo mas el Costo Indirecto de la actividad correspondiente ($IVA = 0.13 (CD + CI)$).

El Costo Unitario corresponde a la suma del Costo Directo mas el Costo Indirecto mas el IVA ($Costo Unitario = CD + CI + IVA$).

El Total de la Partida se obtuvo de multiplicar la Cantidad de Obra por el costo unitario.

PRESUPUESTO DE LA RED DE AGUAS LLUVIAS					
ITEM	DESCRIPCION DE ACTIVIDADES	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARI	SUB-TOTAL
1	Trazo y nivelación	2387	ml	\$0.94	\$2,243.78
2	Remoción de pavimento de concreto	684.18	m2	\$1.75	\$1,197.32
3	Remoción de pavimento asfáltico	1188.18	m2	\$1.86	\$2,210.01
4	Remoción de adoquinado	1050	m2	\$2.01	\$2,110.50
5	Excavación para tubería, tragantes y pozos de aguas lluvias	10158.92	m3	\$8.24	\$83,709.50
6	desalojo de material	3423.4	m3	\$8.20	\$28,071.88
7	Suministro e instalación de tubería novafort 160 PSI, Ø 18" incluye cama de arena, ver detalle	958	ml	\$42.30	\$40,523.40
8	Suministro e instalación de tubería novafort 160 PSI, Ø 24" incluye cama de arena, ver detalle	747	ml	\$53.28	\$39,800.16
9	Suministro e instalación de tubería Novafort 160 PSI, Ø 30" incluye cama de arena, ver detalle	248	ml	\$58.41	\$14,485.68
10	Suministro e instalación de tubería Novafort 160 PSI, Ø 36" incluye cama de arena, ver detalle	382	ml	\$71.13	\$27,171.66
11	Suministro e instalación de tubería Novaloc 160 PSI, Ø 42" incluye cama de arena, ver detalle	52	ml	\$84.26	\$4,381.52
12	Relleno compactado manual con material selecto	800	m3	\$18.43	\$14,744.00
13	Relleno compactado mecánico con material del lugar	9342	m3	\$10.00	\$93,420.00
14	Suministro de pavimento de concreto	720.72	m2	\$13.82	\$9,960.35
15	Suministro de pavimento asfáltico	1215.9	m2	\$15.23	\$18,518.16
16	Suministro y hechura de Adoquinado	1077.3	m2	\$14.12	\$15,211.48
17	Suministro y Hechura de base de pozo	23	c/u	\$58.13	\$1,336.99
18	Suministro y Hechura de Cilindro de pozo	482	m2	\$43.98	\$21,198.36
19	suministro y hechura de losas de concreto p/pozos	18	c/u	\$197.43	\$3,553.74
20	Suministro y hechura de conos para pozos	45	m2	\$54.36	\$2,446.20
21	suministro y hechura de caja Tragante	90	c/u	\$429.54	\$38,658.60
22	Instalaciones Provisionales	6	meses	\$200.00	\$1,200.00
TOTAL:					\$466,153.28

CAPITULO VI

DISEÑO, ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y PRESUPUESTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO PARA AGUAS RESIDUALES

6.1 FUNDAMENTOS TEÓRICOS

6.1.1 AGUAS RESIDUALES

Es la combinación de los desechos líquidos procedentes de viviendas, instituciones y establecimientos comerciales e industriales, junto con las aguas subterráneas, superficiales y pluviales que puedan agregarse a las anteriores.

6.1.1.1 TIPOS DE AGUAS RESIDUALES

La composición de las aguas residuales resulta de la combinación de líquidos y residuos sólidos transportados por el agua, que proviene de diferentes actividades ya sean de residencias, oficinas, edificios comerciales e instituciones, junto con los residuos de las industrias y de recreo, así como de las aguas subterráneas, superficiales o de precipitación que también pueden agregarse eventualmente al agua residual.

Las aguas residuales pueden clasificarse de la siguiente manera:

- Aguas Residuales de Origen Doméstico.
- Aguas Residuales de Origen Industrial
- Aguas Residuales de Origen Agrícola.

Aguas residuales de origen domestico: Son aquellas aguas utilizadas con fines higiénicos (sanitarios, cocinas, lavado, etc.). Consistentes básicamente en residuos descargados por los humanos, que llegan a las redes de alcantarillado por medio de las descargas de las instalaciones hidráulicas de los hogares, establecimientos comerciales, públicos y similares.

Está compuesta por sólidos sedimentables (principalmente de materia inorgánica), nutrientes (Nitrógeno y fósforo) y organismos patógenos.

6.1.1.2 COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

Las aguas residuales domésticas están compuestas en un elevado porcentaje (en peso) por agua, cerca de 99,9 % y apenas 0,1 % de sólidos suspendidos, coloidales y disueltos. Esta pequeña fracción de sólidos es la que presenta los mayores problemas en el tratamiento y su disposición. El agua es apenas el medio de transporte de los sólidos. El agua residual está compuesta por elementos físicos, químicos y biológicos. Es una mezcla de materiales orgánicos e inorgánicos, suspendidos o disueltos en el agua.

La mayor parte de la materia orgánica consiste en residuos alimenticios, heces, material vegetal, sales minerales, materiales orgánicos y materiales diversos como jabones y detergentes sintéticos (Ver figura 6.1).

6.1.1.3 CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

Las Aguas residuales pueden caracterizarse de la siguiente manera:

1. Características Físicas.
2. Características Químicas.
3. Características Biológicas.

Es necesario analizar y comprender estas características sobre las demás aguas para optimizar su manejo: recolección, transporte, tratamiento y disposición final y minimizar los efectos adversos de su vertimiento a aguas naturales o al suelo, obteniendo así un mejor manejo ambiental de los desechos y la calidad del agua.

➤ CARACTERÍSTICAS FÍSICAS.

La característica física más importante del agua residual es su contenido total de sólidos, los cuales comúnmente se clasifican en: totales, suspendidos,

disueltos y sedimentables. Otras características físicas son la temperatura, color y olor.

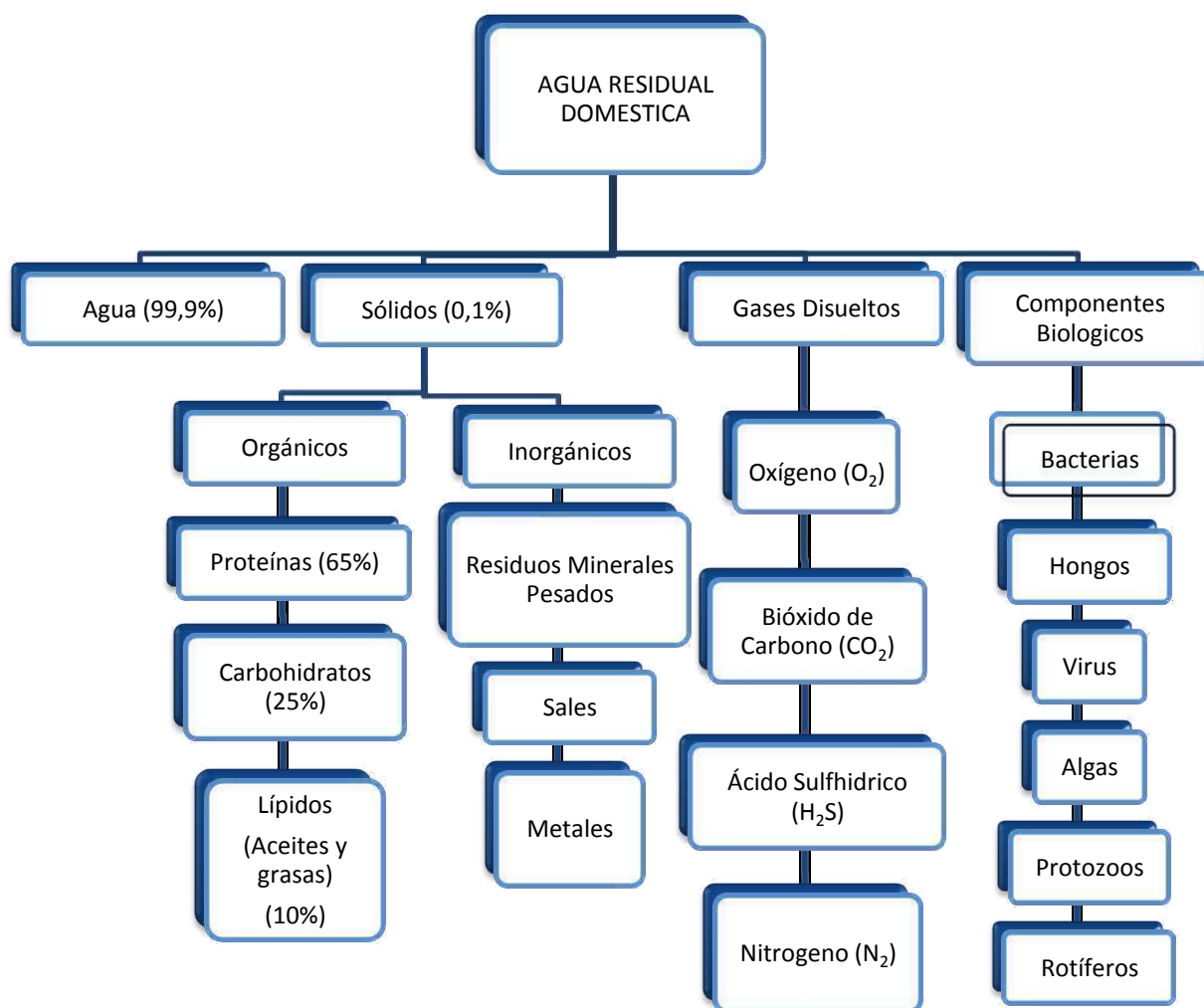


Figura 6.1 Esquema de la composición de las aguas residuales.

Clasificación de sólidos:

Sólidos totales: Se incluyen todos los sólidos existentes en las aguas residuales y que en promedio son un 50% orgánico. Es precisamente ésta

unidad orgánica de los sólidos presentes en las aguas residuales la que es sujeto de degradación y se constituye como requisito para una planta de tratamiento de aguas residuales. Se pueden clasificar en filtrables o no filtrables (sólidos en suspensión) haciendo pasar un volumen conocido de líquido por un filtro.

Sólidos suspendidos: Aquellos que son visibles y flotan en las aguas residuales entre superficie y fondo. Pueden ser removidos por medios físicos o mecánicos a través de procesos de filtración o de sedimentación. Dentro de esta categoría se incluyen la arcilla, sólidos fecales, restos de papel, madera en descomposición, partículas de basura y comida. Además los sólidos suspendidos se clasifican en sedimentables y coloidales.

Los sólidos en suspensión que por tamaño y peso pueden sedimentarse al lapso de una hora en el cono Imhoff se les denomina sedimentables y en promedio son 75% orgánicos y un 25% inorgánicos. Y a la diferencia entre sólidos sedimentables y sólidos suspendidos totales se les denomina coloidales.

Sólidos disueltos: Sólidos que se componen de moléculas orgánicas e inorgánicas encontrándose en disolución en el agua. Y por lo general son en un 40% orgánicos y un 60% inorgánicos.

Olor: Se define como el conjunto de sensaciones percibidas por el olfato al captar ciertas sustancias volátiles. Es un parámetro empleado para verificar la calidad de las aguas.

Los olores son debidos a los gases liberados durante el proceso de descomposición de la materia orgánica.

El olor más característico del agua residual séptica se debe a la presencia del sulfuro de hidrogeno (huevo podrido) que se produce al reducirse los sulfatos a sulfitos por acción de microorganismos anaerobios.

En la tabla 6.1 se presenta un resumen de algunos olores característicos del agua, de acuerdo con su origen.

Tabla 6.1 Tipos de Olores

NATURALEZA	ORIGEN
Olor balsámico	Flores
Dulzor	Coelosphaerium
Olor químico	Aguas residuales industriales
Olor a cloro	Cloro libre
Olor a hidrocarburo	Refinería de petróleo
Olor a Pescado	Fenol, yodoformo
Olor séptico	Acido sulfhídrico, H ₂ S
Olor a tierra	Pescado, mariscos
Olor fecaloide	Alcantarilla
Olor a moho	Cueva húmeda
Olor a legumbres	Hierbas, hojas en descomposición

Turbiedad

La turbiedad se debe al contenido de materias en suspensión como: arcilla, limo, materia orgánica finamente dividida, bacterias similares y organismos microscópicos, que en caso de alta concentración provocan problemas al paso de la luz solar y por consiguiente los fenómenos de fotosíntesis.

El aparato que mide la turbiedad se llama: Turbidímetro y su resultado es expresado en UTN ((Unidades de Turbidez Nefelométricas).

Color

Es la impresión ocular producida por las materias en el agua, como el hierro y el manganeso.

Las aguas residuales suelen tener color grisáceo, pero con el tiempo cambian de color gris a gris oscuro hasta adquirir un color negro.

En laboratorio el color se puede determinar por análisis colorimétricos o espectrofotométricos. Y sus resultados se expresan en (Unidades de Color Verdadero) en escala platino- cobalto (Pt-Co).

Temperatura

La temperatura de las aguas residuales varía ligeramente con las estaciones. Las temperaturas superiores a lo normal podrían indicar residuos industriales calientes, y temperaturas menores a lo normal, indican la incorporación de aguas subterráneas y superficiales.

➤ CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS

Las características químicas de las aguas residuales son principalmente el contenido de materia orgánica e inorgánica, y los gases presentes en el agua residual. La medición del contenido de la materia orgánica se realiza por separado por su importancia en la gestión de la calidad del agua y en el diseño de las instalaciones de tratamiento de aguas.

Materia Orgánica

Cerca del 75% de los sólidos en suspensión y del 40% de los sólidos filtrables de un agua residual de concentración media son de naturaleza orgánica. Son sólidos que provienen de los reinos animal y vegetal, así como de las actividades humanas relacionadas con la síntesis de compuestos orgánicos. Los compuestos orgánicos están formados por combinaciones de carbono, hidrógeno y oxígeno, con la presencia, en algunos casos de nitrógeno. También pueden estar presentes otros elementos como azufre, fósforo o hierro. Los principales grupos de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son las proteínas (40-60%), hidratos de carbono (25-50%) y grasas y aceites (10%).⁵ A lo largo de los años, se han desarrollado diferentes ensayos para la determinación del contenido orgánico de las aguas residuales. En general, los diferentes métodos pueden clasificarse en dos grupos, los empleados para determinar altas concentraciones de contenido orgánico, mayores a 1 mg/l, y

⁵ Fuente: Ingeniería de Aguas Residuales Tomo 1 Pág. 73, México 1996

los empleados para determinar las concentraciones de .001 mg/l a 1 mg/l. El primer grupo incluye los siguientes ensayos de laboratorio:

- a) Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)
- b) Demanda química de oxígeno (DQO)
- c) Carbono orgánico total (COT).

En el segundo grupo de ensayos, los empleados para determinar concentraciones a nivel de traza, por debajo de 1 mg/l, se emplean métodos instrumentales que incluyen la cromatografía de gases y la espectroscopia de masa.

Materia Inorgánica

La materia inorgánica presente en las aguas residuales está formada principalmente de arena y sustancias minerales disueltas. El agua residual también contiene pequeñas concentraciones de gases disueltos. Entre ellos, el más importante es el oxígeno proveniente del aire que eventualmente entra en contacto con las superficies del agua residual en movimiento. Además, del Oxígeno, el agua residual puede contener otros gases, como dióxido de Carbono, resultante de la descomposición de la materia orgánica, nitrógeno disuelto de la atmósfera, sulfuro de hidrógeno formado por la descomposición de compuestos orgánicos, gas amoníaco y ciertas formas inorgánicas del Azufre. Estos gases, aunque en pequeñas cantidades, se relacionan con la descomposición y el tratamiento de los componentes del agua residual.

➤ CARACTERÍSTICAS BIOLÓGICAS.

Las características biológicas de las aguas residuales son de fundamental importancia en el control de enfermedades causadas por organismos patógenos de origen humano, y por el papel activo y fundamental de las bacterias y otros microorganismos dentro de la descomposición y estabilización de la materia orgánica, bien sea en el medio natural o en las plantas de tratamiento de aguas residuales. Debido a la importancia de las características biológicas de un agua residual, se hace necesario conocer los principales grupos de

microorganismos que originan dichas características, estos grupos están conformados por bacterias, parásitos, hongos, algas, protozoos, rotíferos y virus.

6.1.2 TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS

Tratamiento de aguas residuales es el conjunto de operaciones unitarias de tipo físico, químico o biológico cuya finalidad es la eliminación o reducción de la contaminación o las características no deseables de las aguas residuales llamadas, en el caso de las urbanas, aguas negras.

La finalidad de estas operaciones es obtener unas aguas con las características adecuadas al uso que se les vaya a dar, por lo que la combinación y naturaleza exacta de los procesos varía en función tanto de las propiedades de las aguas de partida como de su destino final.

Al final del alcantarillado sanitario, es importante ubicar una planta de tratamiento.

Para escoger el tipo de tratamiento, es importante considerar:

- Las leyes nacionales.
- Las metas de protección de la salud y el ambiente.
- Factores económicos:
 - Recuperación de costos de construcción y operación.
 - Terrenos disponibles y valor de los mismos.
 - Capacidades de operación y mantenimiento.

El nivel de tratamiento recomendable dependerá del uso final de las aguas tratadas y también se relacionará con la economía. Además, es recomendable considerar y planificar un espacio físico para posibles ampliaciones de la

planta de tratamiento en el futuro, debido que puede existir un incremento en el caudal o puede necesitarse un nivel de tratamiento adicional.

6.1.2.1 PROCESOS DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS NEGRAS

Los contaminantes en suspensión, coloides y disueltos (orgánicos e inorgánicos) en las aguas residuales se pueden separar físicamente, transformarse por medios biológicos o someterse a modificaciones químicas. Sin embargo, en el proceso de diseño se debe seleccionar la combinación más apropiada de estos procesos, con el fin de transformar las características iniciales del agua residual a niveles aceptables para cumplir con las normas de vertimiento. Por consiguiente, se presentan combinaciones diversas de procesos unitarios en los distintos sistemas de tratamiento.

En el diagrama de flujo de las aguas residuales que se muestra en la Figura 6.2, se presenta una planta de tratamiento con una configuración que ilustra la combinación de diversas operaciones y procesos unitarios.

Proceso biológico:

Los objetivos del tratamiento biológico son reducir el contenido de materia orgánica de las aguas, disminuir su contenido en nutrientes, y eliminar los patógenos y parásitos. Los procesos biológicos se clasifican según la dependencia del oxígeno por parte de los microorganismos fundamentalmente responsables del tratamiento de los residuos como lo demuestra la tabla 6.2.

Entre los procesos aerobios podemos mencionar:

- 1) Lodos activados, que se usa casi exclusivamente en las grandes ciudades.
- 2) Filtros percoladores, más frecuentes en ciudades pequeñas y para aguas residuales industriales muy cargadas.
- 3) Estanque de estabilización aerobios, que se utilizan en ciudades pequeñas que disponen de grandes superficies de terreno.

Figura 6.2 Sistema de tratamiento compacto.

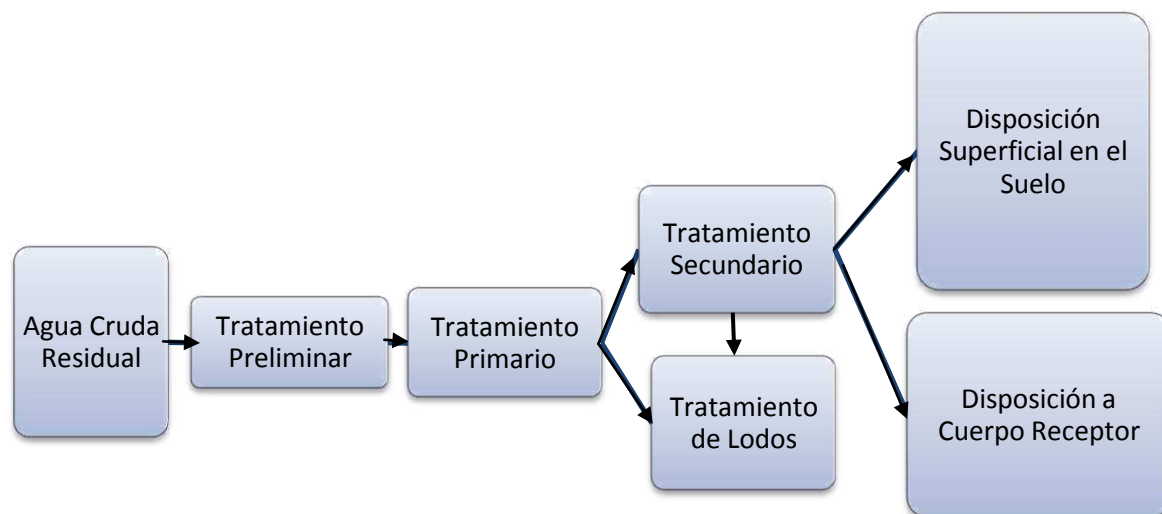


Tabla 6.2 Clasificación de los procesos individuales con respecto a su función metabólica.

PROCESOS UNITARIOS	DEFINICIÓN
Aerobios	Procesos en el tratamiento biológico que ocurren en presencia de oxígeno.
Anaerobios	Procesos en el tratamiento biológico que ocurren en ausencia de oxígeno.
Anóxicos	El proceso por medio del cual el nitrógeno de los nitratos se convierte biológicamente en nitrógeno gaseoso en ausencia de oxígeno. Este proceso se conoce también como denitrificación anóxica.
Facultativos	Procesos de tratamiento biológico en los cuales los organismos pueden actuar en presencia o ausencia de oxígeno molecular.
Combinados	Combinaciones diferentes de procesos aerobios, anaerobios y anóxicos agrupados con el fin de conseguir un objetivo particular.

FUENTE: Tratamiento de Aguas Residuales en pequeñas poblaciones, Crites & Tchobanoglous

El sistema de depuración de aguas residuales usado con mayor frecuencia desde la década del 60 es el tratamiento biológico, y de hecho se asume, demasiadas veces, como la única alternativa posible.

Los argumentos a su favor mencionan el bajo costo de mantenimiento y el ser considerado un proceso ecológico, a pesar de las enormes cantidades de recursos que se consumen (electricidad y obra civil).

Proceso físico

El objetivo del tratamiento físico es la remoción de residuos de gran tamaño de las aguas residuales provenientes de residencias, ya que éstos pueden interferir con los equipos y procesos de tratamiento de aguas abajo.

Entre las operaciones unitarias físicas que se aplican al tratamiento de aguas residuales se encuentran las siguientes:

Sedimentación:

Sedimentación es el término aplicado a la separación de las partículas suspendidas con peso específico mayor al del agua por acción de la fuerza de gravedad y es una de las operaciones unitarias más utilizadas en el tratamiento de aguas residuales.

La sedimentación se usa para la remoción de arenas en unidades de pretratamiento, de SST en sedimentadores primarios, de flóculos biológicos en sedimentadores de lodo activado y de flóculos químicos formados en el proceso de coagulación con agentes químicos. Asimismo se usa para la concentración de sólidos en espesadores de lodos. En la mayoría de los casos, el propósito fundamental es obtener un efluente clarificado, pero también es necesario producir un fango con una concentración de sólidos que pueda ser manejado y tratado con facilidad.

· *Tamizado Grueso:* Por lo general es la primera operación unitaria en las plantas de tratamiento de aguas residuales, en el cual se emplean equipos

para interceptar y retener sólidos gruesos presentes en el agua residual cruda; estos equipos constan, en esencia, de barras o varillas paralelas que conforman un reja, generalmente con una separación entre barras superior a 12.5 mm. Rejillas de limpieza manual se emplean con bastante frecuencia en plantas de tratamiento pequeñas; los sólidos que son removidos por las rejillas se colocan sobre una bandeja perforada para su deshidratación, están compuestos básicamente por gravas, ramas, trozos de madera, hojas de arboles, papel, raíces de arboles, plásticos y trapos; también puede quedar retenida materia orgánica. La cantidad y características de los residuos recolectados por el tamizado, para su posterior disposición, varía dependiendo del tipo de rejilla usada, la separación entre barras y la ubicación geográfica de la comunidad a la que se le tratan sus aguas residuales.

· *Flotación:*

La flotación es una operación unitaria usada para separar sólidos o líquidos contenidos en una fase líquida. La flotación al igual que la sedimentación es una forma de separación por gravedad, en la cual las partículas con peso específico menor al del agua flotarán, y serán removidas por barrido de la superficie. También puede conseguirse esta separación introduciendo finas burbujas de gas (generalmente aire) en la fase líquida, que se adhieren al material particulado y, gracias a la fuerza ascensional, el conjunto partícula-burbuja de gas sube hasta alcanzar la superficie del líquido.

De esta forma es posible lograr que floten partículas con densidad mayor a la del líquido; además, se favorece la ascensión a la superficie de partículas con densidad menor a la del líquido. El desempeño de la flotación se puede mejorar aplicando aditivos químicos.

En tanques sépticos y tanques Imhoff se usa la flotación natural no asistida en la remoción de grasas y aceites; aunque también ocurre algo de flotación asistida como consecuencia de la formación y liberación de gases.

6.1.3 MÉTODOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

El tratamiento de las aguas negras, es el conjunto de los recursos por medio de los cuales se realiza el proceso de autopurificación de una corriente, dentro de un área delimitada y bajo condiciones controladas.

Aunque hay muchos métodos de tratamiento de aguas residuales, todos se pueden incluir dentro de los procesos siguientes

1. Tratamiento Preliminar
2. Tratamiento Primario
3. Tratamiento Secundario
4. Tratamiento Terciario
5. Tratamiento de Lodos

La elección de los métodos y procesos de tratamiento depende de los constituyentes a remover así como también del grado de remoción requerido antes que el agua residual tratada pueda ser vertida al medio ambiente.

Los componentes básicos del tratamiento de aguas residuales se presentan en la siguiente figura 6.3:

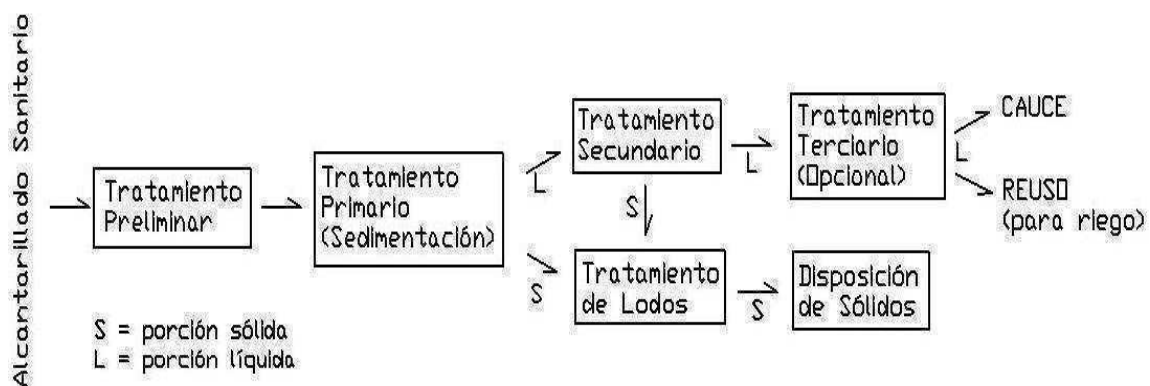


Figura 6.3 Componentes básicos del tratamiento de aguas residuales.

6.1.3.1 TRATAMIENTO PRELIMINAR.

Los tratamientos preliminares son destinados a preparar las aguas residuales para que puedan recibir un tratamiento subsiguiente sin perjudicar a los equipos mecánicos y sin obstruir tuberías y causar depósitos permanentes en tanques.

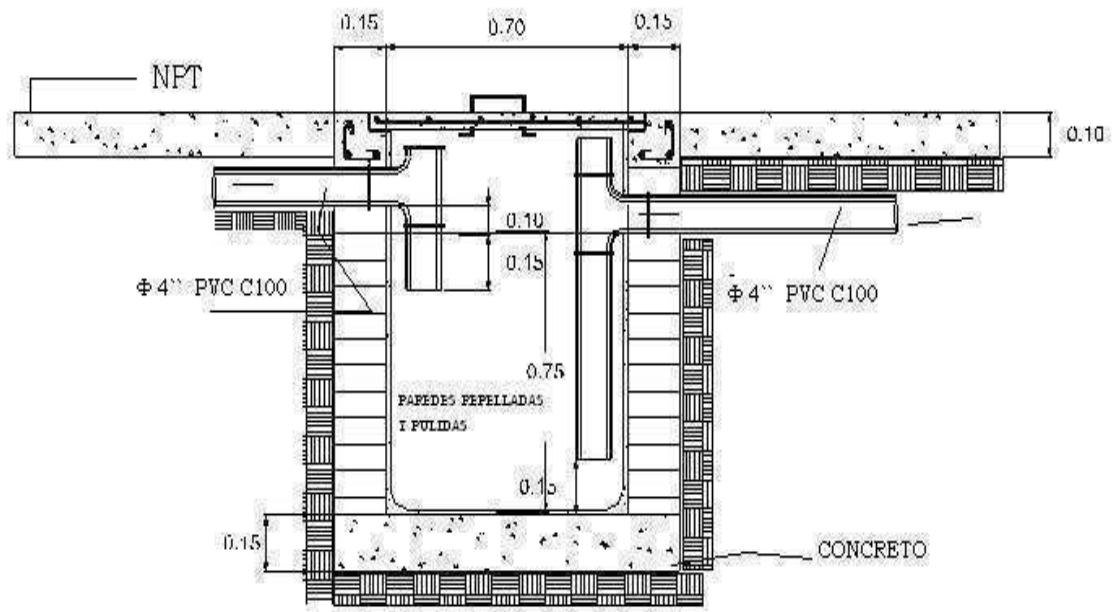
Sirven también para minimizar algunos efectos negativos al tratamiento tales como grandes variaciones de caudal y de composición y la presencia de materiales flotantes, como aceites, grasa y otros.

Las unidades de tratamiento preliminar más importantes son:

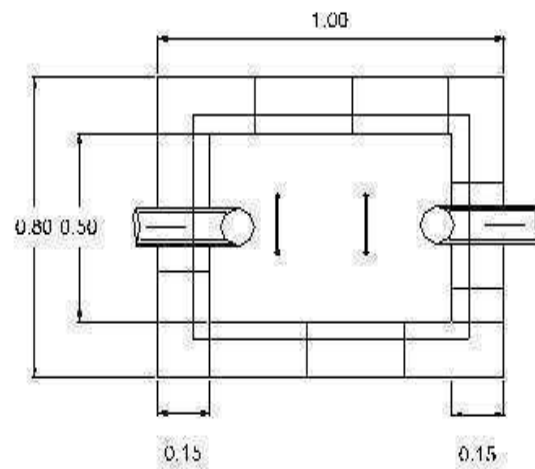
- Tanques de Homogenización.
- Trampas de Grasas y aceites (Figura 6.4)
- Rejas y canales afluentes (Figura 6.5)
- Desarenador (Figura 6.6)

De éstos, prácticamente todas las plantas de tratamiento incluyen rejas y desarenadores. Los demás tipos de unidades son frecuentemente empleadas para residuos líquidos industriales.

El tratamiento es físico, puesto que la remoción de éstos sólidos de mayor tamaño se lleva a cabo por el proceso de tamizado y por la sedimentación en el Desarenador a través de la interacción de fuerzas como la gravedad, diferencias de concentración y el tamaño de las partículas.

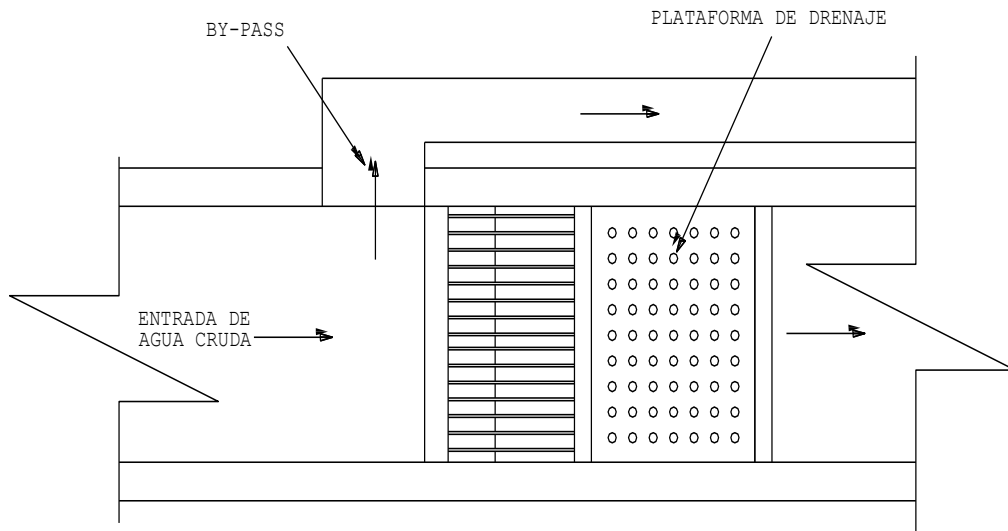


SECCION LONGITUDINAL

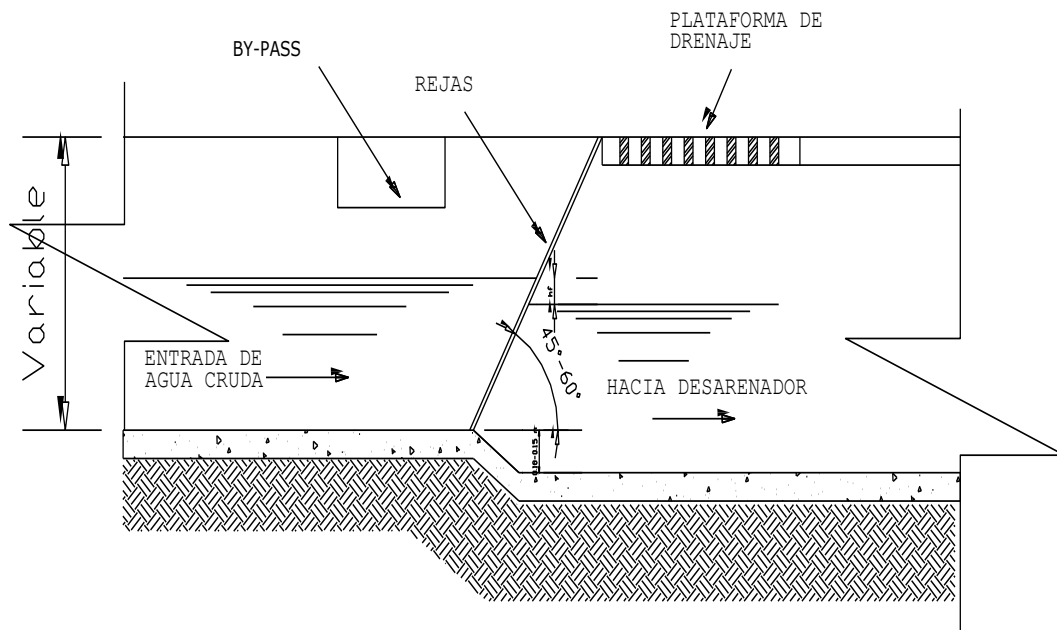


PLANTA

Figura 6.4 Trampa de Grasas y aceites



PLANTA DE DETALLE REJAS



SECCION DE REJAS

Figura 6.5 Reja típica de limpieza manual

6.1.3.2 TRATAMIENTO PRIMARIO.

El tratamiento primario persigue retener una buena parte de los sólidos en suspensión que lleva el agua residual (entre un 90 y 95% de los sólidos sedimentables). A fin de lograr lo anterior se emplea el efecto de la gravedad, para que se depositen los sólidos sedimentables en los sedimentadores o en las lagunas; y su finalidad es de remover sólidos suspendidos fácilmente sedimentables por medio de: sedimentación, filtración, flotación, precipitación.



Figura 6.6 Desarenador

Los parámetros de diseño apuntan a un tiempo de retención y velocidad del líquido lo más constante posible, impidiendo las variaciones de caudal, con la finalidad de que los lodos y la espuma recogida en el fondo y la superficie no se vuelvan a mezclar con el líquido y puedan separarse para ser enviados a tratamiento posteriores.

Otro propósito es conseguir un rendimiento suficiente para el correcto funcionamiento del tratamiento secundario. Normalmente el tratamiento primario se diseña para proporcionar un tiempo de retención de 90 a 150 minutos, para el caudal medio del agua residual. Si se emplea como paso

previo al tratamiento biológico pueden diseñarse con tiempos de retención menores (30 a 60 minutos), y por lo tanto se obtendrá una menor eliminación de sólidos suspendidos; los tanques de sedimentación primaria deberán eliminar del 50% al 70% de los sólidos suspendidos y del 25 al 40% de la DBO_5 .

En algunas ocasiones se potencia el tratamiento primario con la adición de reactivos de manera que aumenta la formación de sólidos sedimentables a partir de sólidos coloidales ó disueltos. En otras es necesario proceder a la neutralización del pH antes de la siguiente etapa de tratamiento. La actividad biológica no es particularmente importante en el tratamiento primario aunque la materia orgánica y los lodos residuales pueden sufrir una digestión parcial si el tiempo de retención es largo. Entre algunos de los elementos más empleados en el tratamiento primario están:

- Sedimentador Primario (Ver figura 6.7)
- Tanque Imhoff. (Ver figura 6.8)



Figura 6.7 Sedimentador tipo Dortmund

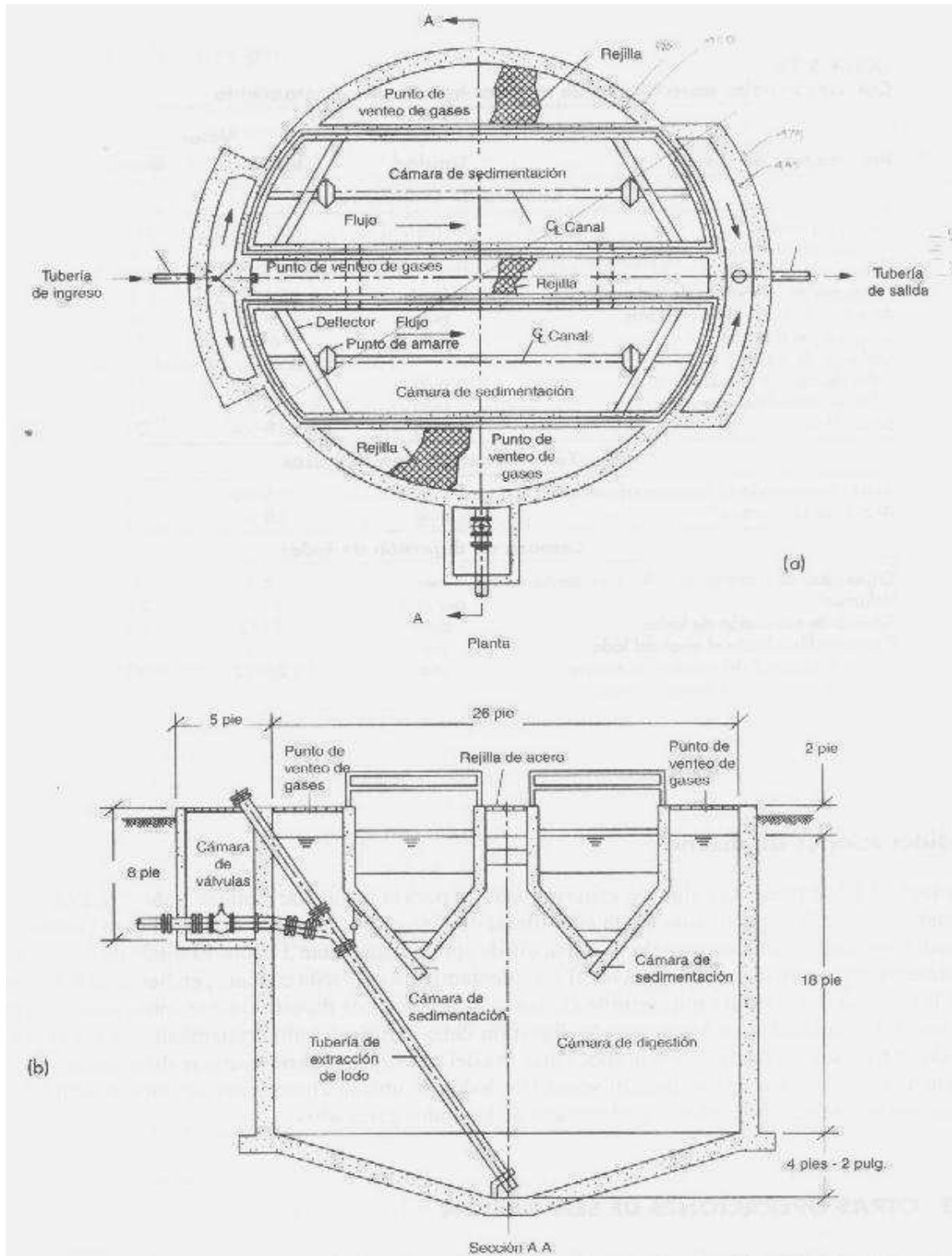


Figura 6.8 Tanque Imhoff circular. (a) Planta, (b) Sección transversal.

6.1.3.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO.

La aplicación de un tratamiento secundario tiene como finalidad de remover material orgánico en suspensión. Este tratamiento permite la aplicación de procesos biológicos, aprovechando la acción de microorganismos, que en su proceso de alimentación degradan la materia orgánica. La presencia o ausencia de oxígeno disuelto en el agua residual, define dos grandes grupos o procesos de actividad biológica, los aeróbicos (en presencia de oxígeno) y los anaerobios (en ausencia de oxígeno). A su vez se retienen también sólidos en suspensión y sólidos coloidales. En la zona de tratamiento secundario algunas veces se añaden reactivos para favorecer la eliminación de fósforo, o de sólidos coloidales. A este tratamiento químico no se le debe considerar un tratamiento secundario.

- Lagunas de estabilización (Ver fig.6.9)
- Aerobias.
- Anaerobias.
- Facultativas.
- Aireadas.
- Filtros Biológicos.
- Reactores Anaeróbico de Flujo Ascendente (RAFA).
- Lodos Activados.
- Sedimentadores Secundarios.



Figura 6.9 Laguna de estabilización

6.1.3.4 TRATAMIENTO TERCIARIO O AVANZADO

Es el grado de tratamiento necesario para alcanzar una alta calidad físico-química-biológica, al cual se le conoce como desinfección.

Normalmente el tratamiento terciario está dirigido a la reducción final de la DBO, metales pesados y/o contaminantes químicos específicos y la eliminación de patógenos y parásitos. Las metas de tratamiento varían de acuerdo al reuso que se le pretenda dar a esta agua. Generalmente no se utiliza este tipo de tratamiento para aguas residuales municipales, a menos que el reuso de las aguas tenga alguna aplicación en la industria y en algunos casos en protección de un área ecológicamente sensitiva.

6.1.3.5 TRATAMIENTO DE LODOS

El lodo proveniente de la sedimentación y de los procesos de tratamiento biológico debe estabilizarse o tratarse antes de disponer de él o de reutilizarlo. La necesidad de procesar el lodo es para eliminar olores desagradables, reducir o inhibir la putrefacción potencial y reducir su contenido de organismos patógenos.

Su ubicación por lo general es al final de la planta de tratamiento de aguas residuales, es decir que esta unidad proporciona el producto final en la depuración de aguas residuales domésticas. Luego de descargar los lodos en los patios y evacuar el vertido final a los cuerpos receptores no queda más que verificar si los efluentes cumplen con los requerimientos exigidos por la propuesta de norma nacional y requerimientos del medio ambiente.

Los lechos de secado son dispositivos que eliminan una cantidad de agua suficiente de los lodos para que el resto pueda manejarse como material sólido, con un contenido de humedad inferior al 70 %.

Luego de haberle proporcionado el tratamiento adecuado a las aguas residuales, a través de los diferentes procesos, en cada etapa de tratamiento como lo son el pre tratamiento, tratamiento primario y secundario, el residuo

final o lodo es colocado en los patios de lodos, los cuales se encargan de eliminar la humedad del lodo final.

Los lechos de secado de lodo son fáciles de manejar y producen un alto contenido de sólidos, son de bajo costo y requieren un mínimo de atención en su operación. El tratamiento de lodos pretende disminuir el volumen, mediante la eliminación del agua, para subsecuentes tratamientos o disposición final.

Los métodos más comunes de tratamiento de lodos para instalaciones pequeñas de aguas residuales son la digestión aerobia y las lagunas de lodos. La digestión anaerobia, la oxidación química y la estabilización con cal son los métodos menos utilizados.

6.1.4 MARCO NORMATIVO APLICABLE A LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Para el diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales se debe de considerar el siguiente marco normativo:

Normas técnicas para Abastecimiento de Agua Potable y alcantarillados de Aguas Negras (Normas técnicas de ANDA).

En el Capítulo II Se establece la carga máxima de DBO en 60 mg/l después de la depuración de las aguas residuales en una planta de tratamiento.

Reglamento sobre la calidad del agua, el control de Vertidos y Zonas de protección (Decreto 50).

En este reglamento se encuentran normas sobre depuración y tratamiento de aguas, normas de protección de aguas, consideraciones acerca de las aguas residuales domesticas, límites permisibles para el vertido en el sistema de alcantarillado.

Reglamento especial de Aguas Residuales (Decreto 39).

En este reglamento se encuentran las obligaciones de operación de plantas de tratamiento, análisis obligatorios, análisis complementarios, consideraciones acerca del muestreo, análisis e informes operacionales y consideraciones para el reúso de las aguas residuales.

Aguas Residuales Descargadas a un Cuerpo Receptor (NSO 13.07.03:02

CONACYT). En esta norma se encuentran los parámetros permisibles de aguas residuales descargadas a un cuerpo receptor, tanto ordinarias como especiales, requerimientos para toma de muestras y métodos de análisis para determinar los parámetros contemplados en la norma.

6.2 CARACTERÍSTICAS DEL LUGAR

El terreno donde se propone la instalación de la planta de tratamiento, se ubica al sur del casco urbano de San Isidro. El cual posee una superficie que permite que los componentes de la planta puedan ser ubicados de forma adecuada para que puedan funcionar correctamente, encontrándose cerca el lugar en el que se realizara la descarga del agua residual tratada. El área con que cuenta el inmueble es aproximadamente 12,118.2 m², y se muestra en la figura 6.10.



Figura 6.10 Ubicación del terreno propuesto para la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales domésticas.

6.3 CÁLCULO DEL CAUDAL Y CARACTERIZACIÓN DEL AGUA RESIDUAL

Para el cálculo del caudal se empleo el dato de población futura obtenido en la proyección de población estimada en capítulo II, para un periodo de 20 años.

$$Pop_{2031} = 5222 \text{ habitantes}$$

En el capítulo IV se calculó el caudal máximo horario en un valor de $Q_{\max h} = 40.65$ l/s, por tanto con la ayuda de la siguiente expresión conoceremos el valor del caudal medio diario según Norma de ANDA. Para la constante K_2 se tomó el valor de 2.4 para trabajar con el valor máximo de variación que se puede llegar a tener.

$$Q_{\max h} = K_2 \times Q_{md}$$

$$Q_{\max h} = 2.4 \times Q_{md}$$

Despejando Q_{md} tenemos lo siguiente:

$$Q_{md} = \frac{Q_{\max h}}{2.4}$$

$$Q_{md} = \frac{40.65}{2.4}$$

$$Q_{md} = 16.94 \text{ l/s}$$

Donde:

K_2 = Coeficiente de variación media horario

$Q_{\max h}$ = Caudal máximo horario

Q_{md} = Caudal medio diario

Se considero $K_3 = 0.3$, para trabajar con la variación mínima que se puede alcanzar a tener y así obtenemos el caudal mínimo (Q_{\min}):

$$Q_{\min h} = K_3 \times Q_{md}$$

Donde:

$Q_{\min h}$ = Caudal mínimo horario

K_3 = Coeficiente de variación mínima horario

$$Q_{\min h} = 0.3 \times Q_{md}$$

$$Q_{\min} = 0.3 \times 16.94$$

$$Q_{\min} = 5.08 \text{ l/s}$$

6.3.1 CARACTERIZACIÓN DEL AGUA RESIDUAL

Con el fin de no alterar el ecosistema de los cuerpos hídricos receptores, los diseños de planta de tratamiento de este trabajo de investigación, estarán regidos bajo la legislación que establece CONACYT. Dicha norma tiene como objetivo el establecimiento de los valores máximos permisibles, en la descarga de aguas residuales de origen domestico según se muestra en tabla 6.3.

Tabla 6.3 Parámetros Máximos Permitidos En El Efluente Del Sistema Para Aguas Residuales Domésticas

PARAMETRO	VALOR MAXIMO PERMISIBLE
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO ₅)	60 mg/l
Demanda química de oxígeno (DQO)	150 mg/l
Potencial de Hidrógeno (PH)	5-9
Sólidos suspendidos	60 mg/l
Sólidos sedimentables	1 mg/l
Aceites y grasas	20 mg /l
Fosforo Total	3 mg/l
Temperatura	30 ± 5 °C

Fuente: Norma de especificaciones de calidad del agua residual descargadas a un cuerpo receptor (CONACYT).

Debido a que en el área urbana de San Isidro cuenta de forma parcial con alcantarillado sanitario, fue posible para las autoridades que administran el servicio de agua potable y alcantarillado EMASIC, la obtención de muestras para establecer un análisis del agua residual así como la caracterización de éstas, con los siguientes datos que se muestran en la Tabla 6.4 .

6.3.2 PARAMETROS DE DISEÑO Y CARACTERISTICAS DEL EFLUENTE

Los datos del análisis se muestran en la tabla 6.4, que se presenta a continuación; y se comparan con los valores máximos permitidos por la Norma propuesta del CONACYT para aguas residuales de tipo ordinario:

Tabla 6.4 Valores de parámetros para estudio de efluente en estado crudo.

PARAMETRO	UNIDADES	RESULTADO OBTENIDO	LIMITES DE PROPUESTA CONACYT	OBSERVACIONES
Sólidos suspendidos	mg/l	365	60	El parámetro se encuentra fuera del rango
Sólidos sedimentables	mg/l	4	1	El parámetro se encuentra fuera del rango
DBO ₅	mg/l	314.92 mg/l	60	El parámetro se encuentra fuera del rango
DQO	mg/l	-	150	El parámetro no puede ser comparado
Aceites y grasas	mg/l	39.68	20	El parámetro se encuentra fuera del rango

Para propósitos de diseño se procede a calcular la DBO_5 tomando como referencia la DBO Última de 418 mg/l, a través de las siguientes expresiones matemáticas:

Se calcula la constante de reacción que se utilizará:

$$K_T = K_{20^\circ\text{C}} (\phi)^{T-20}$$

Donde:

T = temperatura de interés, °C

K_T = constante de reacción a la temperatura de interés, dia^{-1}

$K_{20^\circ\text{C}}$ = constante de reacción determinada a 20°C, dia^{-1}

ϕ = coeficiente de temperatura.

$$K_T = 0.23(1.025)^{28-20}$$

$$K_T = 0.23(1.025)^8$$

$$K_T = 0.28 \text{ dia}^{-1}$$

Luego se sustituye la constante de reacción de temperatura en la siguiente expresión:

$$\text{DBO}_5 = \text{DBO}_T(1 - e^{-kt})$$

Donde:

DBO_5 = Cantidad de oxígeno necesaria para la estabilización biológica de la materia orgánica biodegradable, mg/l

DBO_T = Es el máximo consumo de oxígeno posible cuando el desecho ha sido degradado por completo, mg/l

k = constante de reacción, dia^{-1}

t = Numero de días a que se realiza la prueba, días.

$$\text{DBO}_5 = 418 (1 - e^{-0.28(5)})$$

$$\text{DBO}_5 = 418(1 - e^{-1.4})$$

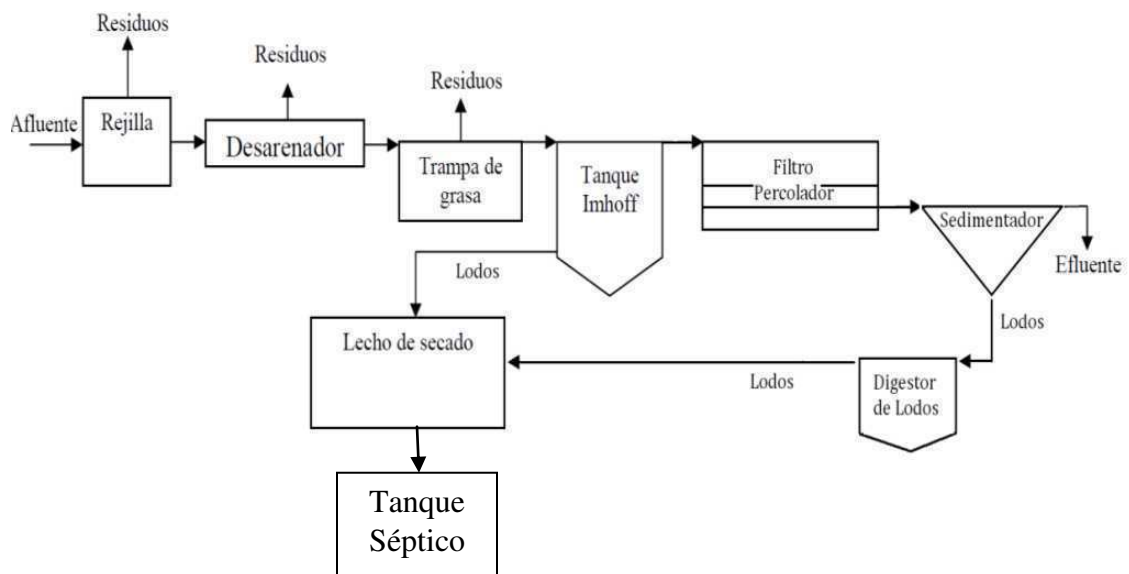
$$\text{DBO}_5 = 314.92 \text{ mg/l}$$

6.4 ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

6.4.1 ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO N° 1

Debido a la topografía que presenta la ciudad de San Isidro, La alternativa No.1 con el fin de llevar las aguas residuales domesticas del casco urbano por gravedad cuenta con los siguientes elementos según figura 6.11:

Figura 6.11 Diagrama de bloque de la planta de tratamiento # 1



Pre - tratamiento (común para alternativa N° 1 y N° 2)

- Sistema de rejas
- Desarenador
- Trampa de Grasa.
- Medidor de caudal Parshall

Tratamiento primario

- Tanque Imhoff

Tratamiento secundario

- Sistema de filtro percolador
- Sedimentador secundario (común para alternativa N° 1 y N°2)

Tratamiento de lodos

- Digestor de lodos
- Patio de secado de lodos
- Tanque Séptico

1- Diseño de canal de aproximación o de entrada:

El caudal máximo que tendremos en la planta de tratamiento será el caudal máximo horario, Por continuidad tenemos:

$$Q = V_a \times A$$

Donde:

Q = caudal de diseño

A = área de la sección del canal

V_a = velocidad de aproximación

Luego despejando el Área tenemos:

$$Q = V_a \times A$$

$$A = \frac{Q}{V_a}$$

Tenemos un caudal máximo de $0.0406 \text{ m}^3/\text{s}$ y una velocidad de aproximación de 0.60 m/s , velocidad propuesta por Metcalf – Eddy, para rejillas de limpieza manual, Pág. 447.

Al sustituir tenemos:

$$A = \frac{0.0406 \text{ m}^3/\text{s}}{0.60 \text{ m/s}}$$

$$A = 0.068 \text{ m}^2$$

Asumiendo un ancho “b” de canal se obtendrá el tirante “T” del canal (Ver figura 6.12).

Determinando el tirante o profundidad del flujo “T”:

$$A = T \times b$$

Donde:

A = Área transversal del canal (Ver figura 6.12)

T = Tirante o profundidad de flujo

b = ancho de canal

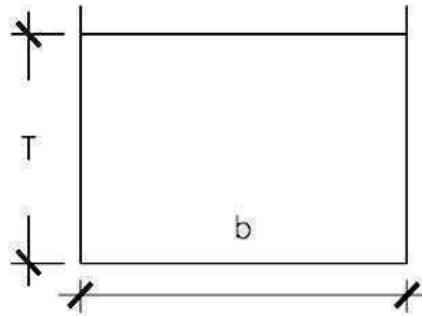


Figura 6.12 Canal de aproximación

En función que la tubería de emisario final posee un diámetro de 12 pulgadas (30.48 cm), se toma un ancho de canal b en metros de:

$$b = 0.35 \text{ m}$$

Se tiene la formula de área transversal:

$$A = T \times b$$

Y luego despejando para “T” y tenemos (Ver figura 6.13):

$$T = \frac{A}{b}$$

$$T = \frac{0.068 \text{ m}^2}{0.35 \text{ m}}$$

$$T = 0.19 \text{ m}$$

$$T \approx 20.0 \text{ cm}$$

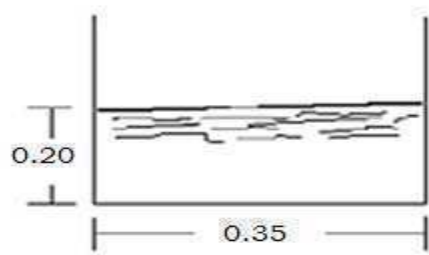


Figura. 6.13 Sección transversal del canal de entrada cotas en metros.

Para determinar la pendiente se usó la fórmula de Manning ($n = 0.015$ para concreto):

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

$$V = \frac{\left(\frac{b \times T}{b + 2T}\right)^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

$$V = \frac{\left(\frac{0.35 \times 0.20}{0.35 + 2(0.20)}\right)^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Sustituyendo y despejando la pendiente de la fórmula de Manning:

$$0.60 = \frac{\left(\frac{0.07}{0.75}\right)^{2/3} S^{1/2}}{0.015}$$

$$S = \left(\frac{0.60 \times 0.015}{\left(\frac{0.07}{0.75}\right)^{2/3}}\right)^2$$

Despejando y resolviendo la pendiente del canal (S):

$$S = 0.19 \% \approx 0.2 \%$$

Teniendo un tirante de 20 cm y considerando un borde libre de 15 cm.

DISEÑO DE REJAS: Para el diseño de las partes que componen las rejillas se utilizaron los parámetros presentados en las normas colombianas, bolivianas y mexicanas los cuales se muestran en la Tabla 6.5.

Tomando en cuenta los parámetros recomendados de la tabla 6.5 se deben definir las siguientes características de las rejillas:

- Espesor de la barra (b): 12.7 mm (varilla de $\frac{1}{2}$ pulg.)
- Espaciamento entre barras (e): e = 20 mm.
- Inclinación de las rejillas (δ): $\delta = 45^\circ$
- Coeficiente de sección (β): $\beta = 1.79$ (Sección circular)
- Ancho de canal de conducción: 35 cm
- Velocidad de aproximación (v): v = 0.6 m/s
- Profundidad del agua: h = 0.20 m (Tirante calculado anteriormente)

Tabla 6.5 Parámetros de comparación de Normas Internacionales

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según					
		Norma Boliviana		Norma Colombiana		Norma Mexicana	
Tipo de limpieza	-	Manual	Mecánica	Manual	Mecánica	Manual	Mecánica
Tipo de barra	-			Rectangular		Rectangular	
Espesor de barra	mm-	-	-	-	-	5 -15	-
Ancho de barra	mm.	-	-	-	-	30 - 75	-
Espaciamento entre barras	mm.			15 a 50	3 y 77	20 y 50	-
Velocidad entre barras Limpias	mm.	-	-	-	0.6 y 1.2	0,60 a 0,75	-
Velocidad de aproximación	m/s	-	-	0.3 y 0.6	0.3 y 0.9	0,30 y 0,60	-
Angulo de inclinación de las barras (con respecto a la horizontal)	grados	-	-	-	-	45 y 60	-

Fuente: Trabajo de Graduación, "Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador", UES.

Debido al espesor de las barras el ancho del canal tiene que ser ampliado aproximadamente un 40% en el sitio que se instala la tubería:

Incrementando la sección un 40%: $35 \times 1.4 = 49 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$

Por lo tanto el ancho de rejilla (B) es: 50 cm

La pérdida de la carga por la obstrucción de los barrotes será:

$$\Delta h = \beta \left(\frac{b}{e}\right)^{4/3} \left(\frac{v^2}{2g}\right) (\text{sen } \delta)$$

Donde:

Δh = Pérdida de carga en m

β = Coeficiente de sección

b = Espesor de la barra en mm

e = Espaciamiento entre barras en mm

v = Velocidad de aproximación en m/s

g = Aceleración de la gravedad en m/s^2

δ = Angulo de inclinación de la rejilla

$$\Delta h = 1.79 \left(\frac{12.7}{20}\right)^{4/3} \left(\frac{0.6^2}{2 \times 9.81}\right) (\text{sen}45^\circ)$$

$$\Delta h = 0.0127 \text{ m} = 1.3 \text{ cm}$$

Para condición de rejilla sucia en un 50%

Esta condición implica que el espacio libre entre barras (e') será el 50% que al estar limpias, implica también que el espesor de las barras (b') se verá incrementado en un valor igual a la mitad de la reducción del espacio libre a cada lado de ellas.

$$e' = 2.0 (0.5) = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

$$b' = 1.27 + 1 = 2.27 \text{ cm} = 22.7 \text{ mm}$$

Entonces la pérdida de carga será:

$$\Delta h' = 1.79 \left(\frac{22.7}{10} \right)^{\frac{4}{3}} \left(\frac{0.6^2}{2 \times 9.81} \right) (\text{sen } 45^\circ)$$

$$\Delta h' = 0.069 \text{ m} = 6.9 \text{ cm}$$

La pérdida de carga promedio (Δh_{prom}) es:

$$\Delta h_{prom} = \frac{1.3 + 6.9}{2}$$

$$\Delta h_{prom} = 4.1 \text{ cm}$$

Numero de barras (n):

$$n = \frac{B - S}{a + S} = \frac{50 - 2}{1.27 + 2} = 14.68 \text{ barras}$$

Por lo tanto serán 15 barras espaciadas cada 2 cm

DISEÑO DEL DESARENADOR

Para el diseño del Desarenador se tomaran en cuenta los parámetros recomendados en la tabla 6.6.

Sección transversal (S):

Para diseñar el desarenador se utiliza una velocidad de escurrimiento (v_{esc}) menor a 0.5 m/s, ya que se desea provocar sedimentación.

Se utilizará una velocidad de escurrimiento de 0.3 m/s (Velocidad que permite que la arena de 0.2 mm se sedimente, Metcalf – Eddy, Pág. 457) y teniendo que

$Q_{\max} = 0.04065 \text{ m}^3/\text{s}$ y diseñando para una profundidad del flujo (h) de 0.20 m, entonces:

$$S = \frac{Q_{\max}}{v_{\text{esc}}} = \frac{0.04065 \text{ m}^3/\text{s}}{0.3 \text{ m/s}} = 0.1355 \text{ m}^2$$

$$\text{Ancho} = \frac{S}{h} = \frac{0.1355 \text{ m}^2}{0.20 \text{ m}} = 0.68 \text{ m}$$

Tabla 6.6 Parámetros recomendados para el diseño de desarenadores.

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Número de cámaras desarenadoras	unidad	2	2	2
Velocidad en la cámara	m/s	0.20 – 0.40	0.20 – 0.40	0.30 – 0.36
Tiempo de retención hidráulico	minutos	20 segundos y 3 minutos	20 segundos y 3 minutos	-
Tasa de desbordamiento	m ³ /m ² /día	700 - 1600	700 - 1600	1080 - 1680
Tipo de limpieza	-	Manual para Q_{\max} inferiores a 50 l/s	Manual para Q_{\max} inferiores a 50 l/s	manual
Caudal de diseño	m ³ /día	Q_{\max} horario	Q_{\max} horario	Q_{\max} horario
Frecuencia mínima de limpieza	semana	-	-	1 vez
Estructuras de control de caudal	unidad	Sutro	Sutro	Sutro, Parshall o Palmer

Para $Q_{\min} = 0.00508 \text{ m}^3/\text{s}$ y diseñando para una profundidad de flujo (h) de 10 cm el área transversal (S) requerida es:

$$S = \frac{Q_{\min}}{v_{\text{esc}}} = \frac{0.00508 \text{ m}^3/\text{s}}{0.3 \text{ m/s}} = 0.017 \text{ m}^2$$

$$\text{Ancho} = \frac{S}{h} = \frac{0.017 \text{ m}^2}{0.10 \text{ m}} = 0.17 \text{ m}$$

El ancho que se utilizará será el ancho promedio obtenido con el caudal máximo y el caudal mínimo.

$$\text{Ancho}_{\text{prom}} = \frac{\text{Ancho}_{\text{max}} + \text{Ancho}_{\text{min}}}{2}$$

$$\text{Ancho}_{\text{prom}} = \frac{0.68 \text{ m} + 0.17 \text{ m}}{2} = 0.43 \text{ m}$$

Se usaran dos desarenadores de dimensiones teóricas de ancho de 45 cm y una altura de 55 cm para tener 20 cm de altura de flujo y 35 cm altura de borde libre.

Se utilizarán dos desarenadores en momentos de caudal máximo y se cerrara la compuerta de un desarenador en momentos de caudal mínimo.

Longitud del desarenador

La longitud será la necesaria para que se produzca la sedimentación de arena de un diámetro de 0.1 mm cuya velocidad de sedimentación se obtiene de la ley de Stokes:

$$V_s = \frac{g(Ss - 1)d^2}{18 \nu}$$

Donde:

V_s = Velocidad de sedimentación en m/s

$g = 9.81 \text{ m/s}$ (Aceleración de la gravedad)

$S_s = 1.9$ (Gravedad específica de la partícula)

$d = 0.1 \text{ mm}$ (Diámetro de la partícula)

$\nu = 0.893 \text{ E-6 m}^2/\text{s}$ (Viscosidad cinemática)

$$V_s = \frac{9.81(1.9 - 1)(0.0001)^2}{18 (0.893 \text{ E}^{-6})} = 0.005493 \text{ m/s}$$

El área superficial y la longitud se obtienen:

Debido a que se tendrán dos desarenadores en momentos de caudal máximo (Q_{max}), para dimensionar el desarenador se tiene que dividir el caudal a la mitad.

$$Q = \frac{Q_{max}}{2} = \frac{0.04065 \text{ m}^3/\text{s}}{2} = 0.020325 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_{superf} = \frac{Q}{V_s} = \frac{0.020325 \text{ m}^3/\text{s}}{0.005493 \text{ m/s}} = 3.7 \text{ m}^2$$

$$Long = \frac{A_{superf}}{ancho} = \frac{3.7 \text{ m}^2}{0.45 \text{ m}} = 8.22 \text{ m}$$

Para asegurar la remoción de las partículas escogidas y por la turbulencia que se produce a la entrada y salida del canal, se añade un 20% de longitud extra.

$$Largo = 10 \text{ m}$$

Almacenamiento de arena

Se genera un promedio de 5.0 l/hab-año

Diseñando una cuneta de almacenamiento de 25 x 20 cm

$$\text{Vol de Almac} = L \times \text{area} \times \text{No de desarenadores}$$

$$\text{Vol de Almac} = 2(0.25 \times 0.20 \times 10) = 1 \text{ m}^3$$

$$\text{Produccion Anual: } 5222 \text{ hab} \times 0.0050 \frac{\text{m}^3}{\text{hab} \times \text{año}} = 26.11 \text{ m}^3/\text{año}$$

$$\text{Limpieza por año: } \frac{26.11 \text{ m}^3/\text{año}}{1.0 \text{ m}^3} = 26.11 \text{ remociones al año}$$

$$\frac{365 \text{ días}}{26.11 \text{ remociones al año}} = 13.98 \text{ días/remocion}$$

⇒ **1 vez cada 14 días**

TRAMPA DE GRASAS

Parámetros a usar:

- Relación Largo/Ancho = 1.8: 1.0
- Tiempo de retención ver tabla 6.7:

Se tomará un tiempo de retención hidráulica (TRH) = 5 min = 300 s

- Tasa de aplicación: $4 \text{ l / s / m}^2 = 0.25 \text{ m}^2$ por cada l/ s

Según Manual de Dispositivo de Aguas Residuales (referencia bibliográfica N° 5, Pág. 476)

Tabla 6.7 Tiempo de retención según Caudales

TRH	Q diseño
3 min.	Hasta 10 l/s
4 min.	10 - 20 l/s
5 min.	Más de 20 l/s

- La salida del desarenador debe tener una cubierta contra malos olores de 60 mm. De espesor, pero no debe haber ninguna en la parte lateral de la entrada de agua.

$$Q = 40.65 \text{ l/s}$$

$$\text{Area Superficial} = \text{tasa de aplicacion} \times Q = 0.25 \frac{\text{m}^2}{\text{l/s}} \times 40.65 \text{ l/s}$$

$$\text{Area superficial} = 10.16 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = \left(\frac{Q}{1000} \right) \times \text{TRH} = \left(\frac{40.65 \text{ l/s}}{1000} \right) \times 300 \text{ seg}$$

$$\text{Volumen} = 12.20 \text{ m}^3$$

$$\text{Longitud} = \sqrt{\text{Area superficial} \times \text{relacion largo/ancho}} = \sqrt{10.16 \text{ m}^2 \times 1.8}$$

$$\text{Longitud} = 4.28 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = \frac{\text{Longitud}}{\text{Relacion largo/ancho}} = \frac{4.28 \text{ m}}{1.8} = 2.38 \text{ m}$$

$$h = \frac{2}{3} \left(\frac{\text{Volumen}}{\text{Area superficial}} \right) = \frac{2}{3} \left(\frac{12.20 \text{ m}^3}{10.16 \text{ m}^2} \right) = 0.80 \text{ m}$$

$$2h = 2(0.80) = 1.60 \text{ m}$$

Para facilitar el proceso constructivo las dimensiones teóricas calculadas se aproximarán a múltiplos de 5 cm, siendo las dimensiones de diseño las siguientes (Ver figura 6.14):

$$\text{Longitud} = 4.30 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 2.40 \text{ m}$$

$$h = 0.80 \text{ m} \quad \text{y} \quad 2h = 1.60 \text{ m}$$

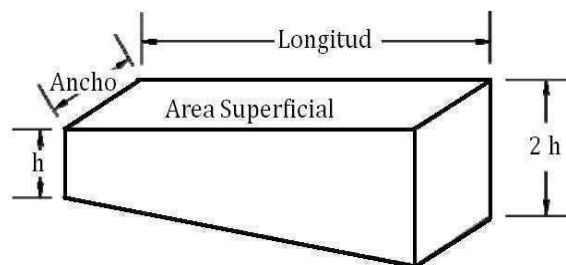


Figura 6.14 Representación de Trampa de grasas

MEDIDOR PARSHALL

Tenemos:

$$Q_{\max h} = 40.65 \text{ l/s}$$

$$Q_{\min} = 5.08 \text{ l/s}$$

Se selecciona un W de 3" o 7.6 cm con una capacidad mínima de 0.9 l/s y máxima de 53.8 l/s (Ver tabla 6.8). Las dimensiones para este ancho de garganta vienen de la tabla 6.9.

Las dimensiones en cm consideradas son las siguientes (Ver figura 6.15):

W		A	B	C	D	E	F	G	K	N
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7

a) Condiciones que debe de cumplir un medidor Parshall

Punto de medición (PM)

La medida de la carga H se recomienda tomarla a 2/3 A o 2/3 B (Manual de hidráulica, Azevedo Netto, Guillermo Acosta).

En este caso se tomara a 2/3 A, resultando:

$$PM = \left(\frac{2}{3}\right)(46.6 \text{ cm}) \cong 31 \text{ cm}$$

Medición del caudal: El caudal puede ser obtenido empleando la siguiente fórmula propuesta por R.L. Parshall:

$$Q = KH^n$$

Donde:

K= coeficiente que depende de la relación de estrechamiento

H= medida de la carga o altura en la zona de medición

n = es un exponente que depende del tamaño del medidor

Los valores de n y K son tomados de la tabla 6.10.

$$Q = 0.176 H^{1.547}$$

Tabla 6.8 Limites de aplicación, medidores Parshall con descarga libre

W (Garganta)		Capacidad (l / s)	
Pulg , Pie	cm	Mínimo	Máximo
3"	7.6	0.9	53.8
6"	15.2	1.5	110.4
9"	22.9	2.6	251.9
1'	30.5	3.1	455.6
1.5'	45.7	4.3	696.2
2'	61.0	11.9	936.7
3'	91.5	17.3	1426.3
4'	122.0	36.8	1921.5
5'	152.5	62.8	2422.0
6'	183.0	74.4	2929.0
7'	213.5	115.4	3440.0
8'	244.0	130.7	3950.0
10'	305.0	220.0	5660.0

Fuente: "MANUAL DE HIRAUICA" (J.M. DE AZEVEDO NETTO, GUILLERMO ACOSTA, PAG. 474, 1ª Edición, 1976)"

Tabla 6.9 Dimensiones típicas de medidores Parshall (cm)

	W	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	33.0	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	30.5	45.7	7.6	11.4
1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1.5'	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2'	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3'	91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4'	122.0	183.0	179.5	152.5	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5'	152.5	192.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6'	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7'	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8'	244.0	244.0	239.2	239.2	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
10'	305.0	274.5	427.0	427.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3

Fuente: "MANUAL DE HIRAUICA" (J.M. DE AZEVEDO NETTO, GUILLERMO ACOSTA, PAG. 472 1ª Edición, 1976)

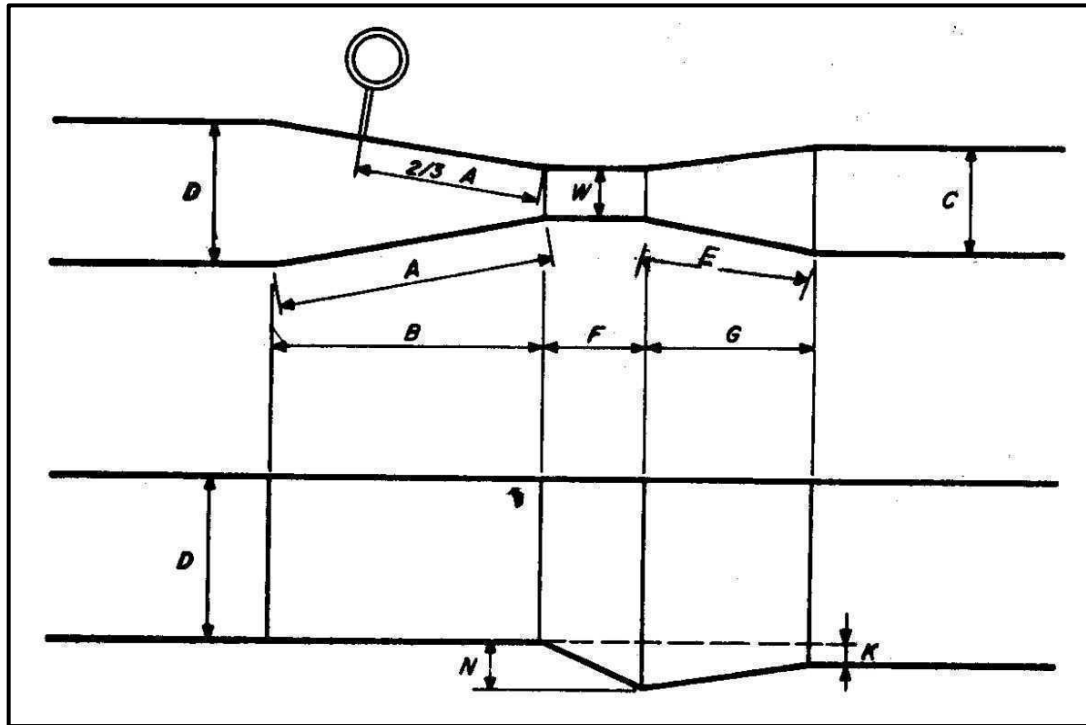


Figura 6.15 Dimensionamiento del medidor de caudal Parshall

Con los valores de caudal máximo y caudal mínimo encontramos los valores de H para ambas situaciones:

$$H_{\max} = \frac{1.574 \sqrt{Q_{\max}}}{\sqrt{0.176}} = \frac{1.574 \sqrt{0.04065}}{\sqrt{0.176}} = 0.394 \text{ m} \cong 39.4 \text{ cm}$$

$$H_{\min} = \frac{1.574 \sqrt{Q_{\min}}}{\sqrt{0.176}} = \frac{1.574 \sqrt{0.00508}}{\sqrt{0.176}} = 0.105 \text{ m} \cong 10.5 \text{ cm}$$

Condiciones de descarga

El flujo a través de un medidor Parshall se puede verificar en dos condiciones diferentes, que corresponden a dos regímenes distintos:

a) Flujo o Descarga libre (D.L.)

Tabla 6.10 Valores del exponente n y el coeficiente K

W		n	K	
Pulg, Pie	m		U. Métricas	U. Inglesas
3"	0.076	1.547	0.176	0.0992
6"	0.152	1.580	0.381	2.06
9"	0.229	1.530	0.535	3.07
1'	0.305	1.522	0.690	4.00
1.5'	0.457	1.538	1.054	6.00
2'	0.610	1.550	1.426	8.00
3'	0.915	1.566	2.182	12.00
4'	1.220	1.578	2.935	16.00
5'	1.525	1.587	3.728	20.00
6'	1.830	1.595	4.515	24.00
7'	2.135	1.601	5.306	28.00
8'	2.440	1.606	6.101	32.00

Fuente: "MANUAL DE HIRAUICA" (J. M. DE AZEVEDO NETTO, GUILLERMO ACOSTA, PAG. 476)

b) Ahogamiento o Sumersión (S)

En el caso del flujo libre es suficiente medir la carga H para determinar el caudal (figura 6.16). Si el medidor es ahogado, será necesario medirse también, una segunda carga H_2 , en un punto próximo a la sección final de la garganta (figura 6.16).

La relación H_2 / H (grado de sumersión S) constituye la razón de sumersión:

Si $H_2/H \leq 0.60$ (60%) para los Parshall con $W = 3,6$ ó 9 pulgadas, \rightarrow D.L.

Si $H_2/H \leq 0.70$ (70%) para los Parshall con $W = 1$ a 8 pies, \rightarrow D.L.

Para nuestro caso la relación H_2/H deberá ser menor o igual a 0.6

Si los límites anteriores se exceden será entonces necesario, medir las dos alturas para calcular el caudal. La descarga real será inferior a la obtenida por la fórmula, siendo indispensable aplicar una corrección C negativa a la ecuación de caudal anterior.

$$Q = KH^n - C$$

Donde:

$$C = K \left[H \left(\frac{H_2}{H} \right) \right]^n$$

Luego:

$$Q = K(H^n - H_2^n)$$

De cualquier manera la sumergencia nunca deberá exceder el límite práctico de 95%, pues arriba de este valor, no se puede contar con la precisión deseable (Manual de Hidráulica, J. M. de Azevedo Netto & Guillermo Acosta, Pág. 473).

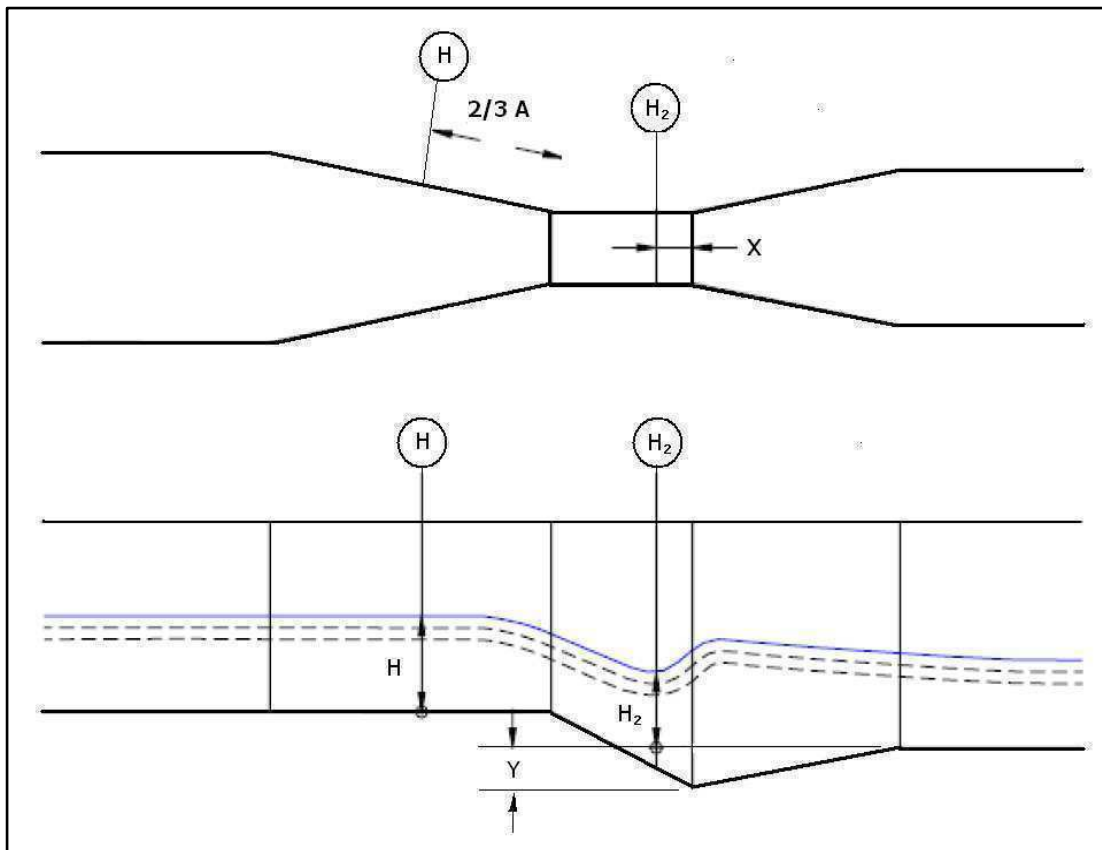


Figura 6.16 Punto de medición del medidor de caudal Parshall

Perdida de Carga

La pérdida de carga que tiene lugar en un medidor Parshall está en función de su tamaño W , del gasto Q y del grado de sumersión S con que trabaja la estructura. Para calcular la pérdida de carga se usó el siguiente nomograma figura 6.17 recomendado por J. M. de Azevedo Netto & Guillermo Acosta.

De acuerdo con el monograma de la figura 6.17 se obtienen las siguientes pérdidas:

$$hf \text{ para } Q_{\max} = 15.8 \text{ cm}$$

$$hf \text{ para } Q_{\min} = 3.4 \text{ cm}$$

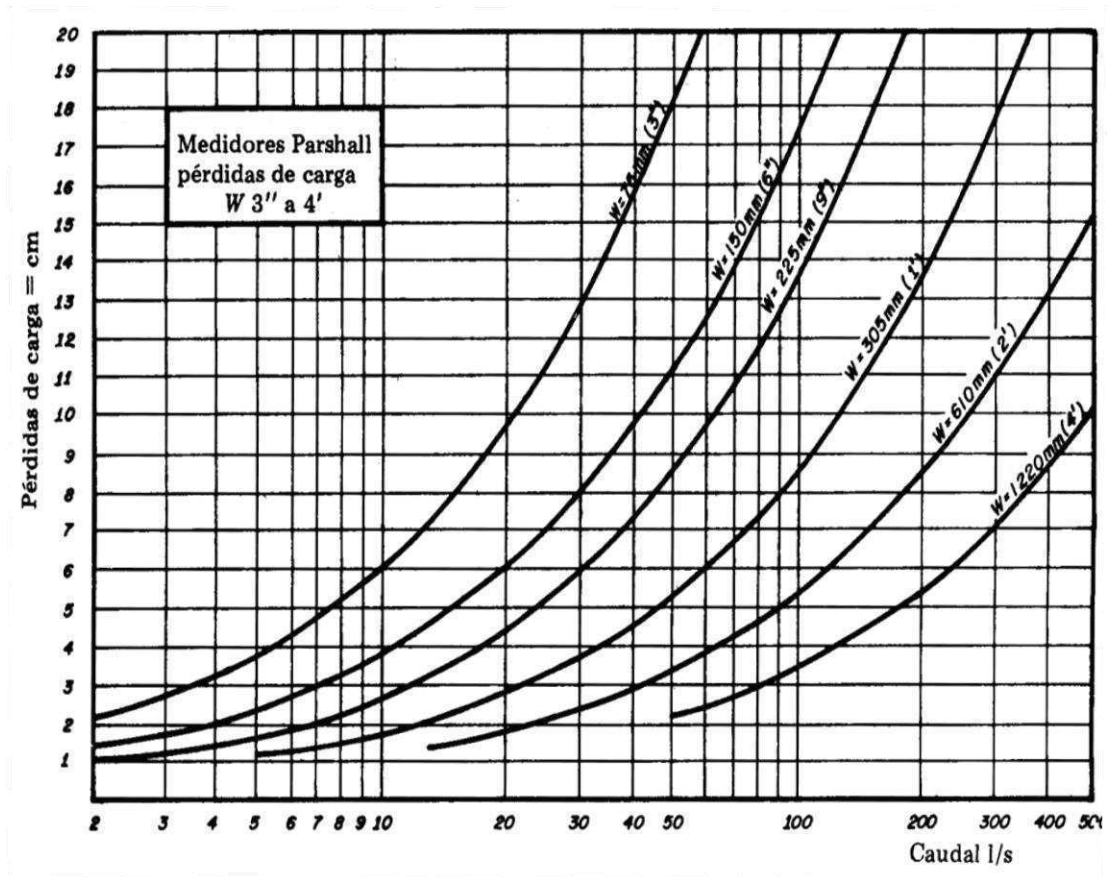


Figura 6.17 Nomograma de pérdida de carga en función del caudal para medidor de caudal Parshall

DISEÑO DE TANQUE IMHOFF RECTANGULAR

El tanque Imhoff es de forma rectangular el cual se divide en tres compartimentos:

- a) Cámara de sedimentación
- b) Área de ventilación y cámara de natas
- c) Cámara de digestión de lodos

Selección de parámetros:

- Relación Largo-Ancho de las cámaras de sedimentación (r) : 3:1
- Carga por unidad de superficie (C_s) ($m^3/m^2 \times \text{hora}$) :
 $32.6 \text{ m}^3 / m^2 / \text{día} = 1.358 \text{ m}^3 / m^2 / \text{hora}$
- Período de retención nominal (R) (horas) : 2.5 horas
- Número de cámaras a usar (#unid.) = 2 unidades

Utilizaremos el Caudal medio para el cálculo del área de cámaras de sedimentación según la Norma OS090 Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales:

$$Q_{md} = 16.94 \text{ l/s} \cong 1463.62 \text{ m}^3/\text{día}$$

Diseño del sedimentador (Ver figura 6.18)

Área Superficial (A_s): Se obtiene de dividir el caudal medio (Q_{md}) entre la carga superficial (C_s), que para nuestro caso usaremos $32.6 \text{ m}^3/m^2/\text{día}$ que corresponde al valor usual recomendado en el libro Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas poblaciones, Ron Crites, George Tchobanoglous, Mc Graw Hill.

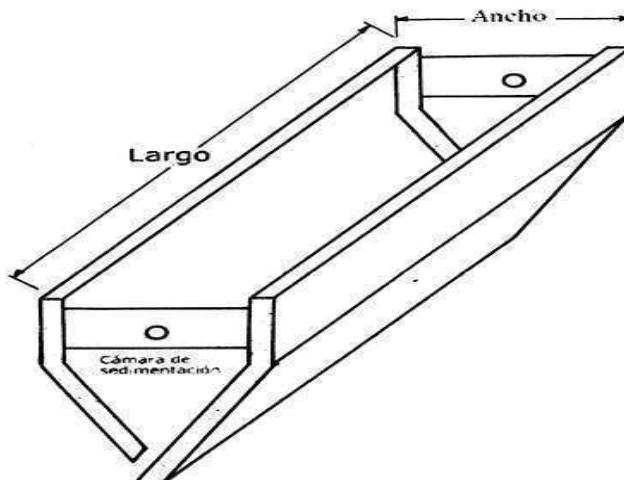


Figura 6.18 Figura del área superficial del sedimentador

$$A_s = \frac{Q_{md}}{C_s} = \frac{1463.62 \text{ m}^3/\text{dia}}{32.6 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}} = 44.90 \text{ m}^2$$

Ancho y largo de la cámara de sedimentación

Usando una relación largo-ancho 3:1 (Tomado de tabla 6.11)

$$A_s = \text{largo} \times \text{ancho} = (3 \text{ ancho}) \times \text{ancho} = (3)(\text{ancho}^2)$$

$$\text{Ancho} = \sqrt{\frac{A_s}{r}} = \sqrt{\frac{44.90 \text{ m}^2}{3}} = 3.87 \text{ m} \cong 3.90 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = r \times \text{Ancho} = 3 \times 3.87 \text{ m} = 11.61 \text{ m} \cong 11.65 \text{ m}$$

Donde:

r: Relación Largo Ancho de una cámara de sedimentación

A_s: Área superficial de una cámara de sedimentación

Volumen de cámaras sedimentadoras (V_s)

$$V_s = \frac{Q_{md} \times Tr}{\# \text{ de Unidades}}$$

Usando un periodo de retención (Tr) de 2.5 horas = 0.104 días y 2 cámaras de sedimentación se tiene:

$$V_s = \frac{1463.62 \text{ m}^3/\text{dia} \times 0.104 \text{ dia}}{2}$$

$$V_s = 76.11 \text{ m}^3$$

Dimensionamiento de las cámaras sedimentadoras (Ver figura 6.19)

El área transversal (A_{transversal}) será:

$$A_{\text{transversal}} = \frac{V_s}{\text{Largo}} = \frac{76.11 \text{ m}^3}{11.61 \text{ m}} = 6.56 \text{ m}^2$$

Tabla 6.11 Parámetros de diseño para cámaras de sedimentación de un Tanque Imhoff

PARÁMETRO	UNIDAD	VALOR DEL PARÁMETRO SEGÚN		
		NORMA BOLIVIANA	NORMA COLOMBIANA	NORMA MEXICANA
Carga superficial	m ³ /m ² /d	24	25 a 40	24
Periodo de retención	horas	1.5 a 2	2 a 4	1.5 a 2
Forma del fondo del tanque de sedimentación	-	Forma de V	Forma de V	Forma de V
Pendiente del fondo respecto de la horizontal	-	1.2:1 a 1.75:1	1.25:1 a 1.75:1	1.2:1 a 1.75:1
Abertura para paso de sólidos	m	0.15 a 0.20	0.15 a 0.30	0.15 a 0.20
Prolongación de Transición	m	0.15 a 0.20	0.15 a 0.30	0.15 a 0.20
Borde libre mínimo	m	0.30	-	0.30
Altura de la cámara de sedimentación	m	2.0 a 3.5	-	2.0 a 3.5
Relación Largo-Ancho	-	3:1 a 10:1	2:1 a 5:1	3:1 a 10:1
Relación Largo-Profundidad	-	5.0 a 30.0	-	5.0 a 30.0
Longitud máxima de la cámara de sedimentación	m	30.0	-	30.0

Altura del triángulo ($h_{\text{triángulo}}$) si $\Phi = 50^\circ$

$$h_{\text{triángulo}} = \frac{\text{Ancho}}{2} \times \text{tang } \Phi = \frac{3.90 \text{ m}}{2} \times \text{tang } 50$$

$$h_{\text{triángulo}} = 2.32 \text{ m} \cong 2.35 \text{ m}$$

El área del triángulo ($A_{\text{triángulo}}$) será:

$$A_{\text{triángulo}} = \frac{\text{Ancho} \times h_{\text{triángulo}}}{2} = \frac{3.90 \text{ m} \times 2.35 \text{ m}}{2} = 4.58 \text{ m}^2$$

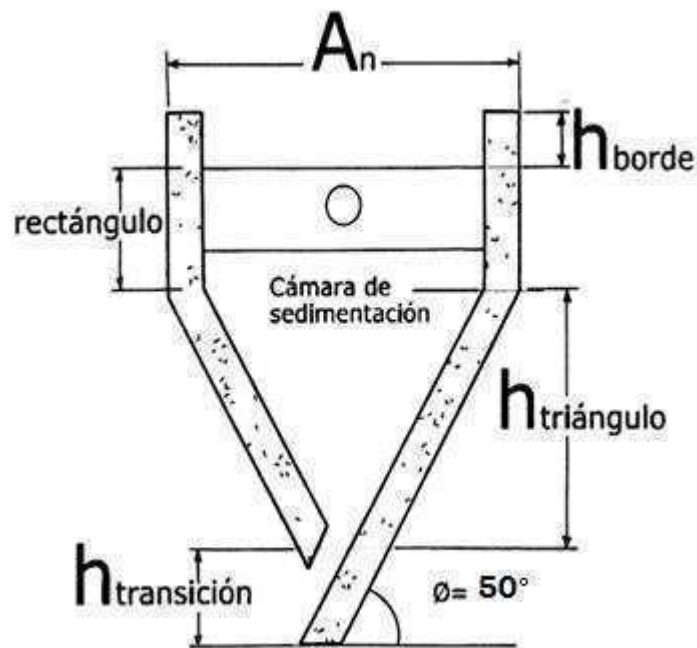


Figura 6.19 Dimensiones de cámara sedimentadora

El área del rectángulo ($A_{\text{rectángulo}}$) es:

$$A_{\text{rectángulo}} = A_{\text{transversal}} - A_{\text{triángulo}} = 6.56 \text{ m}^2 - 4.58 \text{ m}^2 = 1.98 \text{ m}^2$$

Altura del rectángulo ($h_{\text{rectángulo}}$):

$$h_{\text{rectángulo}} = \frac{A_{\text{rectángulo}}}{\text{Ancho}} = \frac{1.98 \text{ m}^2}{3.9 \text{ m}} = 0.51 \text{ m} \cong 0.55 \text{ m}$$

Altura de transición ($h_{\text{transición}}$):

$h_{\text{transición}} = 0.20 \text{ m}$; Tomado de parámetros de diseño (Ver figura 6.20)

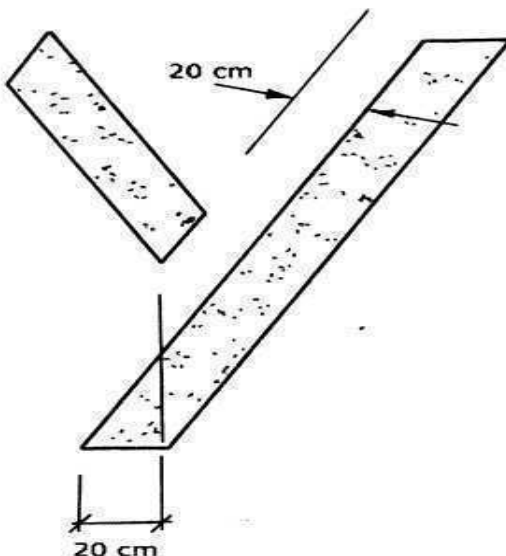


Figura 6.20 Dimensiones de la altura de transición

Altura total del sedimentador ($h_{\text{sedimentación}}$) dejando un borde libre de 0.3 m será:

$$h_{\text{sedimentación}} = h_{\text{borde}} + h_{\text{rectángulo}} + h_{\text{triángulo}} + h_{\text{transición}}$$

$$h_{\text{sedimentación}} = 0.30 \text{ m} + 0.55 \text{ m} + 2.35 \text{ m} + 0.20 \text{ m}$$

$$h_{\text{sedimentación}} = 3.40 \text{ m}$$

La altura anterior (altura calculada de sedimentación) debe de encontrarse en un rango cercano (ligeramente mayor) a la altura calculada con la siguiente relación:

$$h_{\text{sedimentación}} = C_s \times T_r = 32.6 \times 0.104 = 3.39 \text{ m}$$

El dimensionamiento es adecuado ya que $3.39 \text{ m} < 3.40 \text{ m}$

Diseño del área de ventilación y cámara de natas

Área de ventilación

En este caso como se han tomado 2 unidades o cámaras de sedimentación tenemos (Ver figura 6.21):

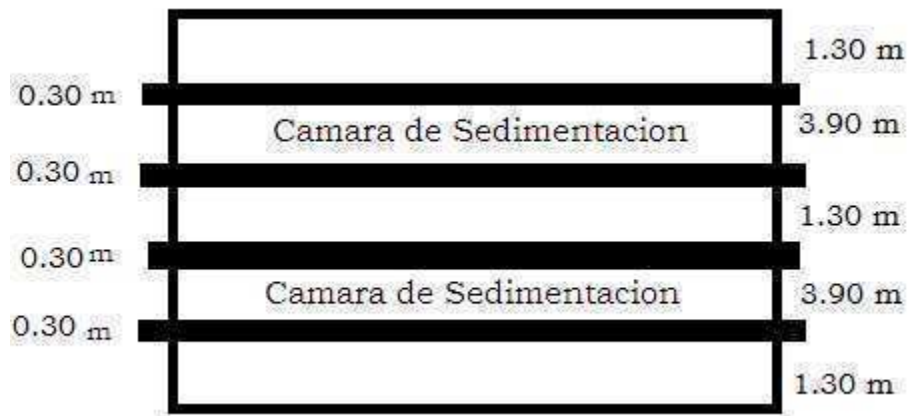


Figura 6.21 Dimensionamiento del área de ventilación

Ancho efectivo (A_{efectivo}):

$$A_{\text{efectivo}} = 0.30 \text{ m} \times 4 + 3.90 \text{ m} \times 2 + 1.30 \text{ m} \times 3 = 12.90 \text{ m}$$

Área superficial libre conocida también como área de ventilación y natas (A_{natas}):

$$A_{\text{natas}} = [A_{\text{efectivo}} - \# \text{ unid} \times (\text{Ancho} + 0.5)] \times \text{Largo}$$

Donde:

A_{natas} = Área de ventilación y natas

A_{efectivo} = Ancho efectivo del tanque Imhoff

Ancho = Ancho interno de la cámara de sedimentación

unid = Numero de cámaras de sedimentación

Largo = Largo del tanque Imhoff y cámaras de sedimentación

$$A_{\text{natas}} = [12.90 \text{ m} - 2 * (3.90 \text{ m} + 0.5)] * 11.65 \text{ m}$$

$$A_{\text{natas}} = 47.76 \text{ m}^2$$

Se debe de comprobar que el área que se encontró represente por lo menos el 30% del área total superficial del tanque Imhoff, de no ser así, se deberá dimensionar con un ancho mayor la zona de ventilación.

$$\frac{A_{\text{natas}} \times 100}{\text{Largo} \times A_{\text{efectivo}}} \% > 30\%$$

$$\frac{47.76 \text{ m}^2 \times 100}{11.65 \text{ m} \times 12.90 \text{ m}^2} > 30\%$$

31.8 % > 30 % Por lo cual se concluye que el área de ventilación está bien dimensionada.

Cámara de natas

Volumen de natas (V_{natas}):

$$V_{\text{natas}} = 30 \text{ l/hab} \times 5222 \text{ hab} = 156660 \text{ l} = 156.66 \text{ m}^3$$

Altura de natas y gases ($h_{\text{natas y gases}}$):

$$h_{\text{natas y gases}} = \frac{V_{\text{natas}}}{A_{\text{natas}}} = \frac{156.66 \text{ m}^3}{47.76 \text{ m}^2} = 3.28 \text{ m}$$

Esta altura debe compararse con la altura que se ha calculado para el sedimentador:

$$h_{\text{natas y gases}} < h_{\text{sedimentacion}}$$

3.28 m < 3.40 m ; El dimensionamiento de la cámara de sedimentación es la correcta.

Diseño de la cámara de digestión:

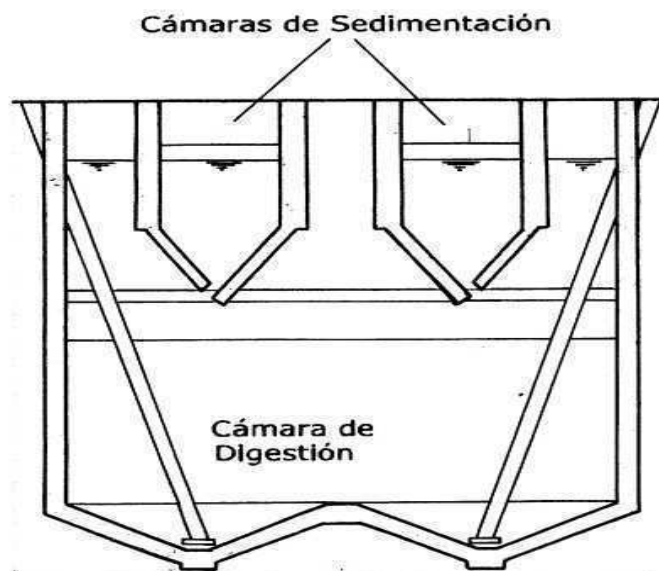


Figura 6.22 Cámaras de digestión y sedimentación

Volumen de almacenamiento y digestión (Ver figura 6.22):

Para el dimensionamiento del compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos (cámara inferior) se tendrá en cuenta la tabla 6.13 y el uso de la siguiente fórmula:

$$V_d = \frac{70 \times \text{Poblacion} \times f_{cr}}{1000}$$

Donde:

V_d = Volumen de almacenamiento y digestión

f_{cr} = Factor de capacidad relativa (Ver tabla 6.12)

Usando un f_{cr} de 0.5 (Tabla 6.12) se tiene:

$$V_d = \frac{70 \times 5222 \text{ hab} \times 0.50}{1000} = 182.77 \text{m}^3$$

Tabla 6.12 Factor de capacidad relativa de acuerdo a la temperatura

Temperatura (°C)	Factor de Capacidad Relativa (f_{cr})
5	2.00
10	1.40
15	1.00
20	0.70
>25	0.50

Tabla 6.13 Parámetros de diseño para cámaras de digestión de un Tanque Imhoff

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Distancia mínima desde el fondo del sedimentador al lodo	m		0.30 a 0.90	0.50
Forma de la tolva de lodos	-	Pirámide truncada	-	Pirámide truncada
Inclinación de las paredes del fondo	°	35 a 40	-	15 a 30
Tasa per cápita de acumulación de lodo para periodos de 6 meses	l/hab	50 a 100	55 a 100	-
Profundidad del tanque desde la superficie hasta el fondo	m	-	7 a 10	-
Diámetros mínimos de tubería de remoción de lodos	mm	200	-	200
Distancia mínima de la tubería de extracción de lodos con respecto al fondo del tanque	m	0.15	-	0.15
Carga hidráulica mínima para lograr la remoción de lodos	m	1.8	-	1.8

Dimensionamiento de tolvas

Numero de tolvas (# tolvas):

$$\# \text{ tolvas} = \frac{2L}{A_{\text{efectivo}}}$$

Donde:

L = Largo del tanque Imhoff (dimensión interna sin incluir paredes)

A_{efectivo} = Ancho efectivo del tanque Imhoff (sin incluir paredes)

tolvas = Numero de tolvas

Dimensionamiento de tolvas

Numero de tolvas (# tolvas):

$$\# \text{ tolvas} = \frac{2L}{A_{\text{efectivo}}}$$

Donde:

L = Largo del tanque Imhoff (dimensión interna sin incluir paredes)

A_{efectivo} = Ancho efectivo del tanque Imhoff (sin incluir paredes)

tolvas = Numero de tolvas

$$\# \text{ tolvas} = \frac{2L}{A_{\text{efectivo}}} = \frac{2 \times 11.65 \text{ m}}{12.90 \text{ m}} = 1.81 \cong 2 \text{ tolvas}$$

Se usaran dos líneas con dos tolvas cada una (Ver figura 6.23)

Ancho de tolvas (LT_2)(Ver figura 6.24):

$$LT_2 = \frac{A_{\text{efectivo}} - 0.25(\# \text{ unidades. sed} - 1)}{\# \text{ unidades. sed}}$$

$$LT_2 = \frac{12.90 - 0.25(2 - 1)}{2} = 6.33 \text{ m}$$

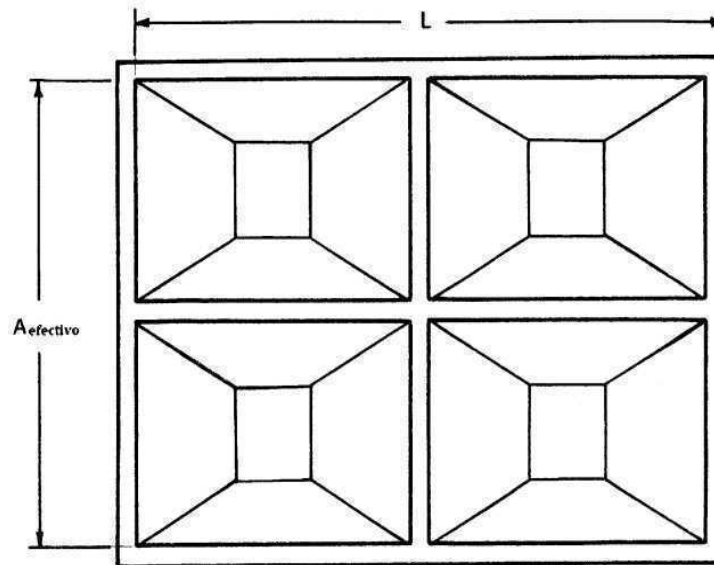


Figura 6.23 Número de tolvas

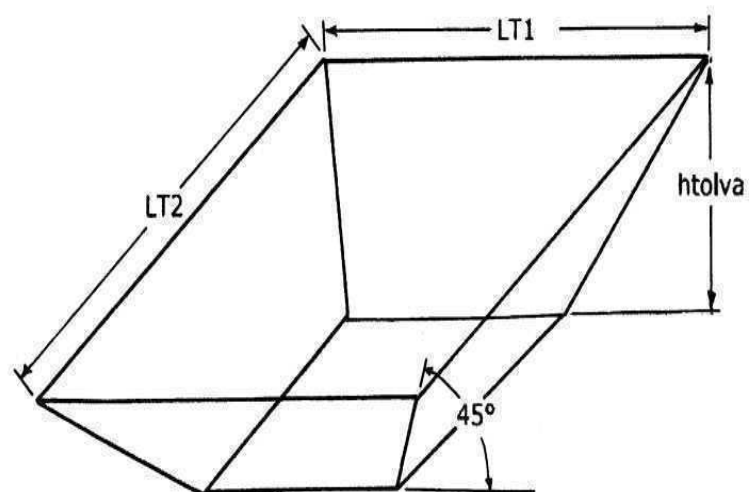


Figura 6.24 Anchos de tolva

Largo de tolvas (LT_1) (Ver figura 6.24):

$$LT_1 = \frac{L - 0.25(\# \text{ tolvas/linea} - 1)}{\# \text{ tolvas/linea}}$$

$$LT_1 = \frac{11.65 - 0.25(2 - 1)}{2} = 5.7 \text{ m}$$

Altura de tolvas (h_{tolvas}):

$$h_{\text{tolvas}} = \frac{LT_2}{4} = \frac{6.33}{4} = 1.58 \text{ m}$$

Calculo del volumen por tolva (V_{tolvas}):

$$V_{\text{tolvas}} = \frac{(LT_1)(LT_2)(h_{\text{tolvas}})}{3} = \frac{(5.7 \text{ m})(6.33 \text{ m})(1.58 \text{ m})}{3} = 19.00 \text{ m}^3$$

Volumen total de tolvas ($V_{\text{total tolvas}}$) usando fórmula para el cálculo del volumen de una pirámide:

$$V_{\text{total tolvas}} = \# \text{ tolvas} \times V_{\text{tolvas}} = 2 \times 19 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total tolvas}} = 38 \text{ m}^3$$

Dimensionamiento de la parte rectangular de la cámara de digestión:

$$V_{\text{rectangular}} = V_{\text{digestion}} - V_{\text{total tolvas}}$$

Donde:

$V_{\text{rectangular}}$ = Volumen en la parte rectangular de la cámara de digestión

$V_{\text{digestion}}$ = Volumen de almacenamiento y digestión

$V_{\text{total tolvas}}$ = Volumen total de tolvas

$$V_{\text{rectangular}} = 182.77 \text{ m}^3 - 38 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{rectangular}} = 144.77 \text{ m}^3$$

Altura de la parte rectangular de la cámara de digestión ($h_{\text{rectangular}}$):

$$h_{\text{rectangular}} = \frac{V_{\text{rectangular}}}{A_{\text{efectivo}} * \text{Largo}} = \frac{144.77 \text{ m}^3}{12.90 \text{ m} \times 11.65 \text{ m}} = 0.96 \text{ m}$$

$$h_{\text{rectangular}} \cong 1.0 \text{ m}$$

Altura de la zona neutra ($h_{\text{zona neutra}}$):

La altura máxima de los lodos deberá estar 0.50 m por debajo del fondo del sedimentador (Tomado de tabla 6.13).

$$h_{\text{zona neutra}} = 0.50 \text{ m}$$

Altura total del Tanque Imhoff ($h_{\text{tanque imhoff}}$) (Ver figura 6.25):

$$h_{\text{tanque imhoff}} = h_{\text{sedimentador}} + h_{\text{zona neutra}} + h_{\text{rectangular}} + h_{\text{tolvas}}$$

$$h_{\text{tanque imhoff}} = 3.39 \text{ m} + 0.50 \text{ m} + 1.00 \text{ m} + 1.58 \text{ m}$$

$$h_{\text{tanque imhoff}} = 6.47 \text{ m}$$

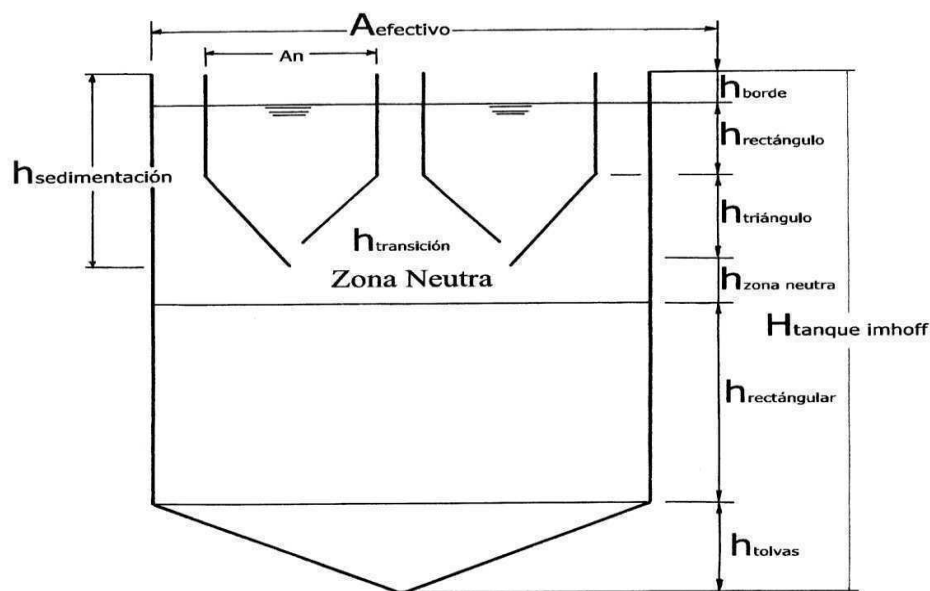


Figura 6.25 Esquema de dimensionamiento de un tanque Imhoff

8.- Determinación de la tasa de remoción.

$$R = \frac{t_0}{a + b \times t_0}$$

(Ecuación tomada de Tchobanoglous, Pág. 303,304)

Donde:

R = Porcentaje de Remoción esperado %

t_0 = Tiempo Nominal de retención,

a, b = Constantes Empíricas(Ver tabla 6.14).

Tabla 6.14 Valores de las constantes empíricas “a” y “b”

Variable	a,h	b
DBO	0.018	0.020
SST	0.0075	0.014

Fuente: Adaptado de Crites & Tchobanoglous, Pág. 304

Se utilizan las siguientes formulas para las remociones:

$$R_{DBO} = \frac{t_0}{a + b \times t_0} \quad \text{y} \quad R_{SST} = \frac{t_0}{a + b \times t_0}$$

Donde:

DBO = Demanda Bioquímica de Oxígeno

SST = Sólido Suspendidos Totales

En un tiempo $t_0 = 2.5$ horas.

$$R_{\text{DBO}} = \frac{2.5}{0.018 + 0.020 \times 2.5} = 36.76 \%$$

$$R_{\text{sst}} = \frac{2.5}{0.0075 + 0.014 \times 2.5} = 58.82 \%$$

Como la remoción de la DBO es de 36.76 % nos quedan:

$$\text{DBO salida de Imhoff} = 314.92 - \{314.92 (36.76 / 100)\}$$

$$\text{DBO salida de Imhoff} = 199.16 \text{ mg/l}$$

FILTROS PERCOLADORES SIN RECIRCULACION

Debido a la reducción de DBO del 36.76% en el tanque Imhoff se tiene una DBO de entrada al filtro percolador de 199.16 mg/l. Las características de diseño se tomaron de la tabla 6.15 presentada a continuación. Los filtros percoladores sin recirculación se diseñaran tomando en cuenta que serán en serie y con volúmenes iguales para ayudar a disminuir los costos de construcción.

Considerando que el límite máximo de la norma de CONACYT es de 60 mg/l de DBO, para nuestro caso diseñaremos para una DBO de 30 mg/l en la descarga del cuerpo receptor, para la cual obtenemos una eficiencia en la remoción de DBO (E_T) de:

$$E_T = \frac{\text{DBO}_{5 \text{ inicial}} - \text{DBO}_{\text{final}}}{\text{DBO}_{\text{inicial}}} \quad (\text{Tomado de Tchobanoglous Pág. 438})$$

$$E_T = \frac{199.16 - 30}{199.16} = 0.8494 \longrightarrow E_T = 84.94 \% = 85\%$$

Dimensionamiento:

Debido a que se hará el filtro percolador con volúmenes iguales se procederá de la siguiente manera.

Tabla 6.15 Características de diseño para diferentes tipos de filtros percoladores

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según					
		Norma Boliviana		Norma Colombiana		Norma Mexicana	
Tipo de carga		Baja	Alta	Baja	Alta	Baja	Alta
Carga hidráulica	m ³ /m ² /d	-	-	0.9 - 3.7	9.4 - 37.4	1.00-4.00	8.00-40.00
Carga orgánica	kg DBO/m ³ /d	0.20 y 0.40		0.1 y 0.4	0.5 - 1.0	0.08-0.40	0.40-4.80
Profundidad (lecho de piedra), m	m	1.50 - 3.50		0.9 - 1.80		1.50-3.00	1.00-2.00
medio plástico	m	-	-	-	-	Hasta 12	-
Razón de recirculación		Parte del efluente		0	1-2	0	1-2
Dosificación con sifones	minutos	-	-	-	-	5	Continua y con sifones 15 seg
Tamaño de piedra pequeña	cm	-		7.62		2.5 - 7.5	
Tamaño de piedra grande	cm	-		12.7		10 - 12	
Pendiente del fondo	%	1		-		1 y 2	
Canales de recolección con tirante max		Inferior al 50% de su sección transversal		-		50% de su max capacidad de conducción	
Superficie abierta de pozos	m ²	-		-		1 por cada 250 m ²	
Area de orificios de falso fondo	m ²	-		-		>15% del área total	
Medios de contacto		Carrizo o bambú, piedra triturada, escoria de alto horno o de material artificial		Roca escoria, piedra triturada, medio plástico manufacturado		Discos de madera, Mallas cilíndricas rellenas de material liviano,	
Velocidad periférica de rotación	m/s	0.60		-		0.30	
volumen mínimo de las unidades	Litros/m ²	-		-		4.88	
Eficiencia de Remoción de DBO5	%	80-90	65-85				
Recipiente cilíndrico	m	-		-		60	
Q _{diseño}		Qmedio		-		Qmedio	

Para determinar la eficiencia del Filtro 1 es de la siguiente manera.

$$E_1 = \frac{100}{1 + 0.4425 \sqrt{\frac{w_1}{v_1 F}}}$$

Donde:

E_1 = Eficiencia del primer filtro

w_1 = Carga de DBO del primer filtro

F = Factor de Recirculación

v_1 = volumen del primer filtro

Se despeja el v_1 de la ecuación de Eficiencia 1 del primer filtro percolador, su resultado en décimas:

$$E_1 = \frac{1}{1 + 0.4425 \sqrt{\frac{w_1}{v_1 F}}}$$

$$E_1 \left(1 + 0.4425 \sqrt{\frac{w_1}{v_1 F}} \right) = 1$$

$$E_1 + 0.4425 E_1 \sqrt{\frac{w_1}{v_1 F}} = 1$$

$$0.4425 E_1 \sqrt{\frac{w_1}{v_1 F}} = 1 - E_1$$

$$\sqrt{\frac{w_1}{v_1 F}} = \frac{1 - E_1}{0.4425 E_1}$$

$$\left(\sqrt{\frac{w_1}{v_1 F}}\right)^2 = \left(\frac{1 - E_1}{0.4425E_1}\right)^2$$

$$\frac{w_1}{v_1 F} = \left(\frac{1 - E_1}{0.4425E_1}\right)^2$$

$$\frac{w_1}{v_1 F} = \frac{(1 - E_1)^2}{(0.4425E_1)^2}$$

$$\frac{w_1(0.4425E_1)^2}{(1 - E_1)^2 \times F} = v_1$$

$$\frac{0.19581w_1E_1^2}{(1 - E_1)^2 \times F} = v_1 \quad \text{Ecuación (1)}$$

En el dimensionamiento del filtro 2 se procede obteniendo la eficiencia con la siguiente expresión:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.4425}{1 - \frac{E_1}{100}} \sqrt{\frac{W_2}{V_2 F}}}$$

Donde:

E_2 = Eficiencia del segundo filtro

w_2 = Carga de DBO del segundo filtro

F = Factor de Recirculación

v_2 = volumen del segundo filtro

Recordando que no hay recirculación en el sistema, es decir $R = 0$ y $F = 1$, con esto se realizan los cálculos del segundo filtro.

Se despeja v_2 de la ecuación solo que con resultado en décimas no en porcentaje:

$$E_2 = \frac{1}{1 + \frac{0.4425}{1 - E_1} \sqrt{\frac{w_2}{v_2 F}}}$$

$$E_2 \left(1 + \frac{0.4425}{1 - E_1} \sqrt{\frac{w_2}{v_2 F}} \right) = 1$$

$$E_2 + \frac{0.4425 E_2}{1 - E_1} \sqrt{\frac{w_2}{v_2 F}} = 1$$

$$\frac{0.4425 E_2}{1 - E_1} \sqrt{\frac{w_2}{v_2 F}} = 1 - E_2$$

$$\sqrt{\frac{w_2}{v_2 F}} = \frac{(1 - E_2)(1 - E_1)}{0.4425 E_2}$$

$$\left(\sqrt{\frac{w_2}{v_2 F}} \right)^2 = \left(\frac{(1 - E_2)(1 - E_1)}{0.4425 E_2} \right)^2$$

$$\frac{w_2}{v_2 F} = \left(\frac{(1 - E_2)(1 - E_1)}{0.4425 E_2} \right)^2$$

$$\frac{w_2}{v_2 F} = \frac{((1 - E_2)(1 - E_1))^2}{(0.4425 E_2)^2}$$

$$\frac{w_2 (0.4425 E_2)^2}{(1 - E_2)^2 (1 - E_1)^2 F} = v_2$$

$$\frac{0.19581w_2E_2^2}{(1 - E_2)^2(1 - E_1)^2F} = v_2 \quad \text{Ecuación (2)}$$

Si $v_1 = v_2$ entonces igualamos la Ecuación (1) y (2), quedando de la siguiente manera:

$$\frac{0.19581w_1E_1^2}{(1 - E_1)^2F} = \frac{0.19581w_2E_2^2}{(1 - E_2)^2(1 - E_1)^2F} \quad \text{Ecuación (3)}$$

Luego de la formula de Eficiencia Total despejamos E_2 :

$$E_1 + E_2(1 - E_1) = 0.8494$$

$$E_2 = \frac{0.8494 - E_1}{(1 - E_1)} \quad \text{Ecuación (4)}$$

Se determina la carga de DBO para el primer filtro percolador de la siguiente manera:

$$W_1 = \frac{C_{DBO} \times Q}{1000}$$

Donde:

W = Carga de DBO

C_{DBO} = Concentración de DBO en mg/l

Q = Caudal en $\frac{m^3}{s}$

Sustituyendo

$$W_1 = \frac{199.16 \frac{mg}{l} \times 0.01694 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{día}}{1000}$$

$$W_1 = 291.49 \text{ kg DBO/día}$$

La formula de Carga de DBO del segundo filtro percolador la colocamos en función de la Eficiencia 1 al sustituir el valor de la Carga de DBO del primer filtro percolador:

$$w_2 = (1 - E_1) w_1$$

$$w_2 = (1 - E_1) 291.49 \quad \text{Ecuación (5)}$$

Luego procedemos a sustituir la Ecuaciones (4) y (5) en la ecuación (3) y colocando que $F = 1$, queda de la siguiente manera:

$$\frac{57.07666 E_1^2}{(1 - E_1)^2(1)} = \frac{0.19581(291.49 - 291.49 E_1) \left(\frac{0.8494 - E_1}{(1 - E_1)} \right)^2}{\left(1 - \left(\frac{0.8494 - E_1}{(1 - E_1)} \right) \right)^2 (1 - E_1)^2(1)} \quad \text{Ecuación (6)}$$

Debido a que la ecuación 6 está en función solo de E_1 , podemos encontrar el valor de esta eficiencia 1, obteniéndose el siguiente resultado:

$$E_1 = 0.672451$$

En porcentaje sería $E_1 = 67.24 \%$

Con este valor podemos encontrar el volumen para ambos filtros percoladores, sustituyéndola en la ecuación (1)

$$v_1 = \frac{0.19581(291.49)(0.672451)^2}{(1 - 0.672451)^2 \times 1}$$

$$v_1 = 240.56 \text{ m}^3$$

Se debe asumir una profundidad (h en metros) comprendida en el rango propuesto, para obtener el área del filtro, por lo que tomaremos un $h = 1.80$ m que se encuentra dentro de los parámetros de las normas.

$$A_1 = \frac{V_1}{h} = \frac{240.56 \text{ m}^3}{1.80 \text{ m}} = 133.64 \text{ m}^2$$

Recordando que la geometría del filtro es cuadrada se tiene:

$$L_1 = \sqrt{A_1} \text{ en metros.}$$

$$L_1 = \sqrt{133.64 \text{ m}^2} = 11.56 \text{ m} \cong 11.60 \text{ m}$$

Se verifica con:

$$\text{Vol}_1 = L_1^2 \times h_1, \text{ en metros cúbicos}$$

$$\text{Vol}_1 = (11.60 \text{ m})^2 \times 1.80 \text{ m} = 242.21 \text{ m}^3$$

Como el V_1 es igual que el V_2 para este diseño de filtro percolador en serie. Ya podemos determinar el valor de la eficiencia 2 con la siguiente fórmula:

$$E_2 = \frac{1}{1 + \frac{0.4425}{1 - E_1} \sqrt{\frac{w_2}{v_2 F}}}$$

Antes de sustituir valores determinaremos el valor de w_2

$$w_2 = (1 - 0.672451) 291.49$$

$$w_2 = 95.48$$

Ahora sustituimos los valores conocidos quedando:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.4425}{1 - 0.672451} \sqrt{\frac{95.48}{240.56 \times 1}}}$$

$$E_2 = 54.02 \%$$

Comprobamos con la formula de Eficiencia Total:

$$E_T = E_1 + E_2 (1 - E_1)$$

$$E_T = 0.672451 + 0.5402(1 - 0.672451)$$

$$E_T = 0.8494$$

$$E_T \% = 0.8494 \times 100 = 84.94 \%$$

Verificando la carga hidráulica como el área es la misma para el filtro 1 y 2 tenemos entonces que:

$$\text{Carga Hidráulica } \frac{Q}{A_1} = \frac{0.01694 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{día}}}{133.64 \text{ m}^2} = 10.95 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \times \text{día}$$

Debido a la reducción de DBO del 84.94 % en los filtros percoladores en serie se obtiene una DBO final:

$$\text{DBO removida} = 199.16 (0.8494) = 169.17 \text{ mg/l}$$

$$\text{DBO al final de los filtros en serie} = 199.16 - 169.17 = 29.99 \text{ mg/l}$$

DISEÑO DE SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Los parámetros considerados para el diseño de este proceso son los indicados en la tabla 6.16 presentada en la página siguiente.

Considerando un período de retención (tr) de 1.2 horas (Valor usual recomendado en libro Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas poblaciones, Ron Crites, George Tchobanoglous, Mc Graw Hill), y diseñando con el caudal medio diario de 16.94 l/s.

El volumen del sedimentador se calcula considerando el volumen de almacenamiento de agua durante el período de retención seleccionada y el volumen necesario para almacenar durante 7 días los lodos.

El volumen de almacenamiento de agua (V_{ar}) se calcula así:

$$V_{ar} = Q \times tr$$

$$V_{ar} = 0.01694 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 3600 \frac{\text{s}}{\text{h}} \times 1.2 \text{ h} = 73.18 \text{ m}^3$$

Las cantidades de lodo producidas por el filtro percolador se toma de la tabla 6.17, siendo el correspondiente valor de 0.745 m³/1000 m³ de A.R.

Con este dato obtenemos el volumen de lodos producidos en el sedimentador secundario cada día (V_{lss}).

$$V_{lss} = \frac{0.745 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.01694 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}$$

$$V_{lss} = 1.09 \text{ m}^3/\text{d}$$

Tabla 6.16 Valores recomendados para diseño de sedimentadores

Parámetro	Intervalo
Carga superficial , m ³ /m ² /d	
Gasto medio	32 - 48
Gasto máximo	80 - 120
Dimensiones en metros	
Rectangular	
Profundidad	3 - 5
Longitud	15 - 90
Ancho	3 - 24
Circular	
Profundidad	3 - 5
Diámetro	3.6 - 60
Pendiente de fondo, mm/m	60 - 160

Fuente: Metcalf & Eddy

Considerando remociones cada 7 días, se obtiene un volumen de almacenamiento de lodos (V_{al}):

$$V_{al} = V_{lss} \times 7d = 1.09 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 7 \text{ d}$$

$$V_{al} = 7.63 \text{ m}^3$$

Tabla 6.17 Cantidad normal de lodo producido por distintos procesos de tratamiento

Procesos de tratamiento	Cantidad normal de fango			Humedad (%)	Peso específico de S. del fango	Peso específico del fango	Sólidos secos	
	m ³ /miles de m ³ de A.R.	t/miles de m ³ de A.R.	m ³ /1000 personas y día				Kg/miles de m ³ de A.R.	Kg/1000 personas y día
Sedimentación primaria								
Sin Digerir	2.950	3.300	1.090	95.0	1.4	1.02	150	56
Digeridos en tanques separados	1.450	1.650	0.530	94.0	-	1.03	90	34
Digerido y deshidratado en lechos de arena	-	0.250	0.160	60.0	-	-	90	34
Digerido y deshidratado en filtro de vacío	-	0.360	0.120	72.5	-	1	90	34
Filtro percolador	0.745	0.830	0.270	92.5	1.33	1.025	57	22
Precipitación química	5.120	5.800	1.900	92.5	1.93	1.03	396	150
Deshidratado en filtro de vacío	-	1.580	0.550	72.5	-	-	396	150
Sedimentación primaria y fango activado								
Sin Digerir	6.900	7.800	2.550	96.0	-	1.02	280	106
Sin digerir y deshidratado en filtro de vacío	1.480	1.550	0.560	80.0	-	0.95	280	106
Digerido en tanque separado	2.700	3.000	1.000	94.0	-	1.03	168	63
Digerido y deshidratado en lechos de arena	-	0.450	0.500	60.0	-	-	168	63
Digerido y deshidratado en filtros de vacío	-	0.920	0.330	80.0	-	0.95	168	63
Fango Activado								
Fango Húmedo	19.400	20.000	7.200	98.5	1.25	1.005	270	102
Deshidratado en filtro de vacío	-	1.500	0.530	80.0	-	0.95	270	102
Secado por calentadores térmicos	-	0.300	0.080	4.0	-	1.25	270	102
Fosas sépticas, digerido	0.900	-	0.320	90.0	1.4	1.04	97	37
Tanque Imhoff, digerido	0.500	-	0.180	85.0	1.27	1.04	83	31

El volumen del sedimentador (V) será:

$$V = V_{ar} + V_{al}$$

$$V = 73.18 \text{ m}^3 + 7.63 \text{ m}^3$$

$$V = 80.81 \text{ m}^3$$

Considerando una carga superficial de $45 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{d}$ (Tomado de tabla 6.16) y sabiendo que el área superficial (A_s) es igual al caudal (Q) entre la carga superficial (C_s) tenemos:

$$A_s = \frac{Q}{C_s} = \frac{0.01694 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}}{45 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{d}}}$$

$$A_s = 32.52 \text{ m}^2$$

Utilizando el área superficial se obtiene el diámetro (D), del sedimentador secundario:

$$D = \sqrt{\frac{4 A_s}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 32.52 \text{ m}^2}{\pi}}$$

$$D = 6.43 \text{ m} \approx 6.45 \text{ m}$$

Para calcular la altura del cono del sedimentador (hc) se utilizó el ancho efectivo del sedimentador (A_e); que corresponde al diámetro encontrado anteriormente más el ancho de las dos pantallas deflectoras (0.15 cm cada una), y la inclinación del fondo de 45° con respecto a la horizontal entonces:

$$hc = \frac{A_e}{2} = \frac{6.75 \text{ m}}{2} \times \tan 45^\circ$$

$$hc = 3.38 \text{ m}$$

Entonces el volumen del cono (V_c) es:

$$V_c = \frac{\pi r^2 \times hc}{3} = \frac{\pi(3.225 \text{ m})^2 \times 3.38 \text{ m}}{3}$$

$$V_c = 36.81 \text{ m}^3$$

Restando al volumen del sedimentador el volumen del cono se obtiene un volumen necesario para el almacenamiento adicional al cono (V_{cl}), que será proporcionado por un cilindro cuyo volumen y altura (h_{cl}) se determina así:

$$V_{cl} = V - V_c$$

$$V_{cl} = 80.81 \text{ m}^3 - 36.81 \text{ m}^3 = 44.0 \text{ m}^3$$

$$h_{cl} = \frac{V_{cl}}{A_s} = \frac{44.0 \text{ m}^3}{\pi(3.225 \text{ m})^2} = 1.35 \text{ m}$$

La profundidad total del sedimentador será de 4.75 m

El volumen del sedimentador es suficiente para almacenar al agua durante el periodo de retención considerado junto con el volumen de lodos producidos.

DISEÑO DE DIGESTOR DE LODOS

Para los diferentes cálculos utilizaremos el caudal medio diario (Q_{md}) con un valor de $0.01694 \text{ m}^3/\text{s}$.

Volumen Total de Lodos Producidos por Día (VTPD)

Volumen de Sedimentador Secundario por día (Vlss)

Retomando de Tabla 6.17 volumen de lodo producido después del filtro percolador, (VI) con un valor de $0.745 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de agua residual y su correspondiente cálculo será:

$$Vlss = VI \times Q_{md}$$

$$V_{lss} = \frac{0.745m^3}{1000m^3} \times 0.01694 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d}$$

$$V_{lss} = 1.10 \text{ m}^3/\text{d}$$

Volumen Total por día (VTPD)

$$V_{TPD} = V_{lfp}$$

$$V_{TPD} = 1.10 \frac{m^3}{d}$$

Periodo de Retención

De Tabla 6.18 calcularemos el tiempo de retención (T) para una temperatura promedio del lugar de 28°C

Tabla 6.18. Período de retención para digestión discontinua de los lodos de sedimentación libre a diferentes temperaturas.

Temp (°C)	15.6	21.1	26.7	32.2	37.8
Período (días)	56	42	30	25	24

Fuente: Fair, Geyer, Okun, Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales

Interpolando para (t) 28° tenemos:

$$T = T_1 + [t - t_1] \times \left[\frac{T_2 - T_1}{t_2 - t_1} \right]$$

Donde:

T_1 = periodo de retención para (temp. 1)= 30 días

t_1 = temperatura inferior a "t"=26.7 °C

T_2 = periodo de retención para (temp. 2)=25 días

t_2 = temperatura superior a "t"=32.2 °C

$$T = 30.0 + [28 - 26.7] \times \left[\frac{25 - 30}{32.2 - 26.7} \right]$$

$$T = 28.82 \text{ días} \cong 29 \text{ días}$$

Volumen de Digestor (V_d)

De lo anterior obtenemos que el cálculo del digestor sea:

$$V_d = V_{TPD} \times T = 1.10 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 29 \text{ días} = 31.90 \text{ m}^3$$

Área Superficial de Digestor (A_d)

Asumiendo para este caso una profundidad (h) de 3.0m

Con la profundidad y el volumen del digestor (V_d) podemos determinar que el área superficial (A_d) del digestor será:

$$A_d = \frac{V_d}{h} = \frac{31.90 \text{ m}^3}{3\text{m}} = 10.63 \text{ m}^2$$

Diámetro de Digestor Circular (D_d)

Consideraremos el diseño de un digestor circular cuyo diámetro será:

$$D_d = \sqrt{\frac{4 \times A_d}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 10.63 \text{ m}^2}{\pi}} = 3.68 \text{ m}$$

Altura de Cono (h_c)

Se considerará una pendiente de fondo(s) de 1:6

Para determinar el volumen del cono del fondo del digestor se calculó primero la altura de este cono (h_c) considerando una pendiente del fondo (m) de 1:6 (recomendación de “Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes” de La Subsecretaría de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias

y el Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias). El cálculo para determinar la altura del cono (h_c) será:

$$h_c = \frac{D_d}{2} \times s = \frac{3.68 \text{ m}}{2} \times \frac{1}{6} = 0.31 \text{ m}$$

DISEÑO PATIO DE SECADO DE LODOS (según figura 6.26)

Para el diseño de los patios de secado se considerarán las cantidades de lodos producidas por el digester de lodos (calculado anteriormente) más los producidos por el tanque Imhoff.

Volumen de Tanque Imhoff por día (V_{li})

De acuerdo a tabla 6.17 se obtiene el valor de 0.5 m^3 de lodos / 1000 m^3 de agua residual para lodos de Tanque Imhoff. Con este dato se calcula el volumen de lodos producidos en el tanque Imhoff cada día (V_{li}).

$$V_{li} = V_l \times Q_{md}$$

$$V_{li} = \frac{0.50 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.01694 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}$$

$$V_{li} = 0.73 \text{ m}^3/\text{d}$$

El volumen de lodos producidos por el tanque Imhoff ($V_{limhoff}$) para el periodo de digestión de 29 días es:

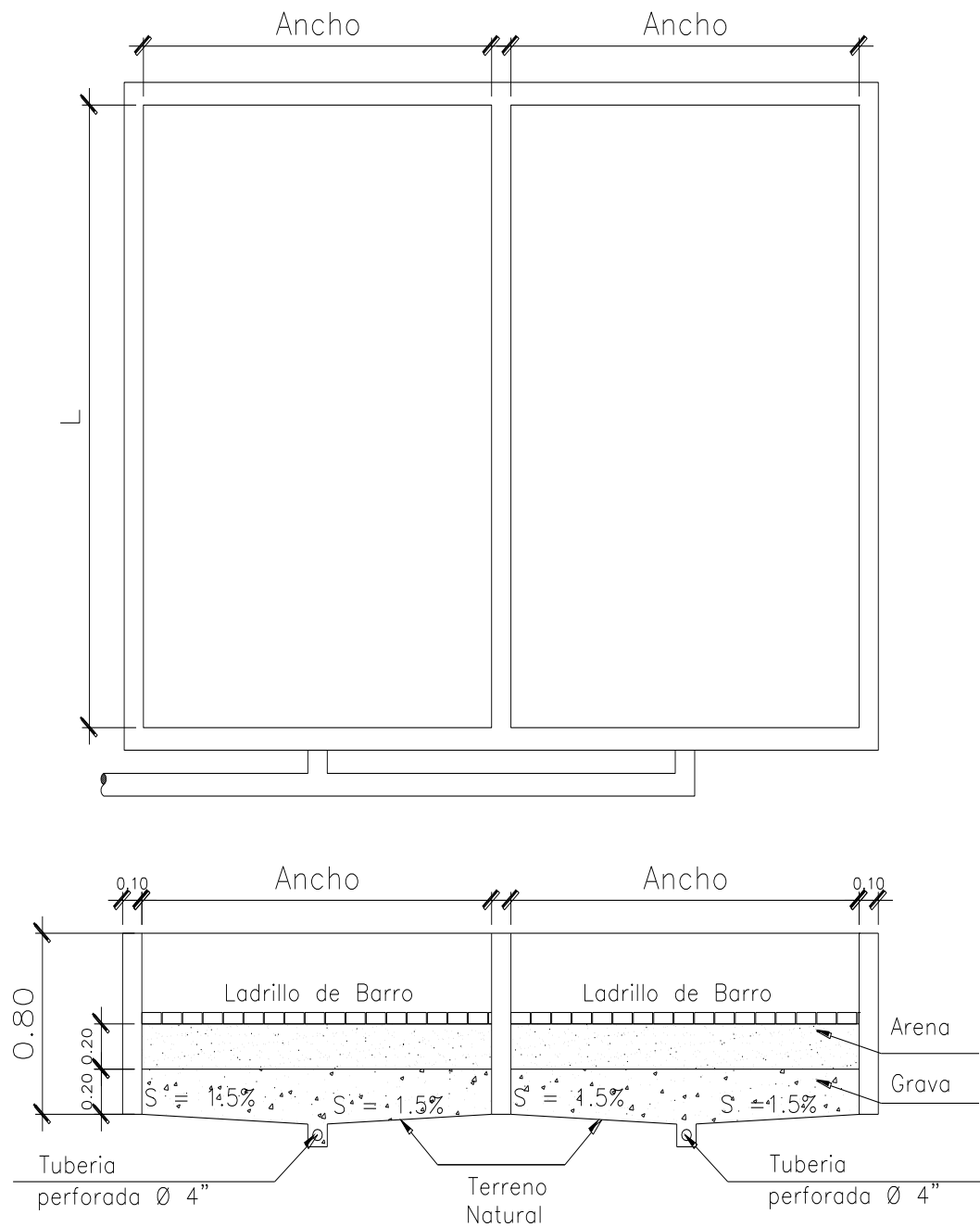
$$V_{limhoff} = (0.73 \text{ m}^3/\text{día}) (29 \text{ días})$$

$$V_{limhoff} = 21.17 \text{ m}^3$$

El volumen de lodos a verter en los patios de secado (V_{lps}) se obtiene de la suma de los lodos producidos por el tanque Imhoff ($V_{limhoff}$) y los lodos producidos en el digester de lodos ($V_{ldigester}$):

$$V_{lps} = V_{limhoff} + V_{ldigester}$$

$$V_{lps} = 21.17 + 31.90 \text{ m}^3 = 53.07 \text{ m}^3$$



PATIO DE SECADO DE LODOS

Figura 6.26 Patio de secado de lodos

Considerando que serán vertidos formando una capa (h) de 40 cm de espesor obtenemos un área superficial (As):

$$As = \frac{Vlps}{h} = \frac{53.07 \text{ m}^3}{0.40 \text{ cm}} = 132.68 \text{ m}^2$$

Considerando dos patios de secado de 66.34 m²

Y una relación largo ancho de 2:1

$$As = (l)(a) = (l)\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{l^2}{2}$$

$$l = \sqrt{(2)(66.34 \text{ m}^2)}$$

Entonces:

$$l = 11.52 \text{ m}$$

$$a = 5.76 \text{ m}$$

Se asumen 2 patios, cada uno con dimensiones de:

$$\text{Longitud} = 11.60 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 5.80 \text{ m}$$

Teniendo un área por patio real de 67.28 m²

DISEÑO DEL TANQUE SÉPTICO:

Para el tratamiento de las aguas drenadas en el patio de secado de lodos se usara un tanque séptico. De la tabla 6.19 se observa que el porcentaje de humedad de lodos provenientes de digestión en tanque Imhoff, digerido y después de filtro percolador son 85.0% y 92.5% respectivamente, con estos valores obtenemos el volumen de agua a tratar por día en el tanque séptico.

Calculo de lodos que se depositan en los patios de secado.

De tanque imhoff = 0.73 m³/día

De digestor de lodos = 1.10 m³/día

Tabla 6.19 Comparación de parámetros para el diseño de Sistemas de Fosa Séptica.

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Tanque Séptico				
Distancia de construcciones, límites de terrenos, sumideros y campos de infiltración	m		1.50	
Distancia de árboles y cualquier punto de redes públicas de abastecimiento de agua.	m		3.0	
Distancia de pozos subterráneos y cuerpos de agua de cualquier naturaleza	m		15.0	
Profundidad útil del tanque séptico	m	1.20 a 2.80*	1.20 a 2.80*	
Largo interno mínimo	m		0.80	
Relación Largo/ Ancho	-	2:1 a 4:1	2:1 a 4:1	
Número de cámaras	u	2	2	
Tiempo de retención	días	0.5 – 1.0 *		

* Ver “Manual para el diseño de unidades de tipo biológico y en planta de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador” Pág.247-253.

Calculando el volumen de agua

$$\text{Agua} = V_1 - \frac{V_1}{\left(1 + \frac{w}{100}\right)}$$

Donde: V_1 = Volumen de lodos m^3

w = humedad de lodos %

$$\text{Tanque Imhoff: Agua} = 0.73 - \frac{0.73}{\left(1 + \frac{85}{100}\right)} = 0.335 \text{ m}^3/\text{día.}$$

$$\text{Digestor de lodos: Agua} = 1.10 - \frac{1.10}{\left(1 + \frac{92.5}{100}\right)} = 0.529 \text{ m}^3/\text{día.}$$

$$\text{Volumen de agua} = 0.864 \text{ m}^3/\text{día.}$$

En ese caso según tabla 6.18 Se tendrá un periodo de retención de 24 horas.

$$T = 24 \text{ horas} = 1.0 \text{ días}$$

$$VTS = (\text{Agua}) (T) = (0.864 \text{ m}^3/\text{día}) (1.0 \text{ día.}) = 0.864 \text{ m}^3$$

Se considerara un volumen de 1.0 m³.

Se podrá disponer de un tanque séptico prefabricado igual al recomendado a sectores inaccesibles al alcantarillado sanitario, con una capacidad de 1,000 litros que se instalará para tratar el agua conjunta de ambos patios de la alternativa N°1.

6.4.2 ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO N° 2

Se mantienen los procesos de pre-tratamiento de alternativa 1:

- Rejas
- Desarenador
- Trampa de grasas

Diseño de sedimentador primario

1. Establecer el diámetro del sedimentador que puede variar, según las normas, de 3.0 m a 60.0 m.; en los tanques de sedimentación se proyectan para que proporcionen un tiempo de retención de 1.5 a 2.5 horas.
2. Determinar la carga superficial a usar. Según las normas y literatura analizada esta carga superficial puede variar en un rango de 30 a 60 m³/m²/día. Se tomará el valor de 50 m³/m²/día o 2.08 m³/m².h .
3. Calculo del área superficial. Al igual que en los tanques rectangulares esta área se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$Q / A = \text{carga (pagina 298 Metcalf – Eddy)}$$

Donde se deduce la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{Q_{md}}{V_s} = \frac{0.01694 \text{ m}^3/\text{s}}{2.08 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}} \times 3600 \text{ s/h} = 29.32 \text{ m}^2$$

Donde:

A_s : Área superficial

Q_{md} : Caudal medio diario

V_s : Carga superficial

4. Dimensionamiento de la zona de sedimentación (Figura 6.27):

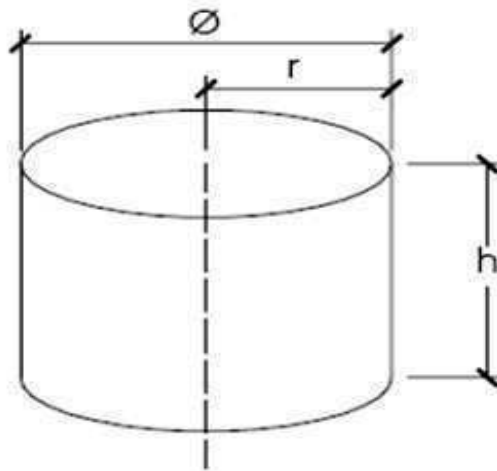


Figura 6.27 Dimensionamiento de zona sedimentador

Como el tanque es circular, con el área encontrada se debe determinar el radio y el diámetro del sedimentador.

$$\varnothing = 2 r = 2 \times \sqrt{\frac{A_s}{\pi}}$$

$$\varnothing = 2 \times \sqrt{\frac{29.32 \text{ m}^2}{\pi}} = 6.11 \text{ m} \cong 6.15 \text{ m}$$

Con este diámetro, se debe calcular el área de la superficie del sedimentador.

5. Cálculo del tiempo de retención.

Asumiendo una profundidad de 3.2 m se calcula:

$$t_0 = \frac{h}{V_s}$$

Donde:

t_0 : Tiempo de retención

h : Profundidad del tanque

V_s : Carga superficial

$$t_0 = \frac{3.2 \text{ m}}{50 \text{ m/día}} = 0.064 \text{ día} = 1.53 \text{ hora}$$

6. Calcular la velocidad de arrastre o velocidad crítica horizontal con la siguiente formula, que ya fue descrita en el presente texto (Tomado de Crites – Tchobanoglous, Pág. 312):

$$V_h = \left[\frac{8k(s-1)gd}{f} \right]^{\frac{1}{2}}$$

V_h = Velocidad horizontal a la cual se inicia el arrastre de las partículas de $\phi = 100 \mu\text{m}$ ó >.

k = constante de cohesión que depende de material arrastrado (0.04 para arena uní granular - 0.06 para partículas mas aglomeradas).

s = Gravedad especifica de las partículas

g = Aceleración debida a la fuerza de la gravedad

d = Diámetro de las partículas ϕ

f = Factor de fricción de Darcy – Weisbach (valores más usuales desde 0.02 hasta 0.03)

Sustituyendo la formula con los siguientes valores:

$K=0.05$, $s=1.05 \text{ kg / m}^3$, $g= 9.8 \text{ m/s}^2$, $d= 100 \text{ }\mu\text{m}$, $f=0.025$

$$V_h = \left[\frac{8 \times 0.05(1.05 - 1)9.8 \times 0.001}{0.025} \right]^{\frac{1}{2}} = 0.089 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

7. Comprobando la velocidad de arrastre con la velocidad horizontal "V_H" bajo condiciones del caudal máximo horario = Q máx. h.

$$V_H = \frac{Q_{\text{máxh}}}{A_{\text{flujo}}} = \frac{0.04065 \text{ m}^3 / \text{seg}}{28.98 \text{ m}^2} = 0.00140263 \text{ m/s}$$

Donde:

$Q_{\text{máxh}}$ = Caudal máximo horario

A_{flujo} = Es el área del flujo

$A = \pi \times r \times h$, para un cilindro perimetral

$$A = \pi \times 3.075 \times 3 = 28.98$$

$$A = 28.98 \text{ m}^2$$

Comentario: el valor de V_H es menor que la velocidad de arrastre razón por la cual el material sedimentado no será resuspendido.

8. Determinación de la tasa de remoción (Ver tabla 6.2).

$$R = \frac{t_0}{a + b \times t_0}$$

Donde:

R = Porcentaje de Remoción esperado % (Ecuación tomada de Tchobanoglous, Pág. 303,304)

T_0 = Tiempo Nominal de retención,

a, b = Constantes Empíricas (Ver tabla 6.14).

$$R_{\text{DBO}} = \frac{t_0}{a + b \times t_0}$$

$$R_{\text{DBO}} = \frac{1.53}{0.018 + 0.020 \times 1.53} = 31.48 \%$$

$$R_{\text{sst}} = \frac{t_0}{a + b \times t_0}$$

$$R_{\text{sst}} = \frac{1.53}{0.0075 + 0.014 \times 1.53} = 52.90 \%$$

Como la remoción del los sst es de 52.90 % nos quedan:

$$\text{sst final del sedimentador primario} = 365 - \{365(52.90 / 100)\}$$

sst final del sedimentador primario = 171.92 mg/l

Como la remoción de la DBO es de 31.48 % nos quedan:

$$\text{DBO final del sedimentador primario} = 314.92 - \{314.92 (31.48 / 100)\}$$

DBO final del sedimentador primario = 215.78 mg/l

Tabla 6.20 Concentraciones obtenidas

PARÁMETRO EN ESTUDIO	ENTRADA SEDIMENTADOR	REMOCIÓN %	SALIDA DEL SEDIMENTADOR
DBO	314.92 (mg/l)	31.48	215.78 (mg/l)
Sólidos Suspendidos	365 (mg/l)	52.90	171.92 (mg/l)

9. Calcular la altura de tolva (Ver figura 6.28)

$$h_{\text{tova}} = \tan \theta \times r = \tan 45^\circ \times 3.08 = 3.08 \text{ m} \cong 3.10 \text{ m}$$

Angulo respecto a la horizontal (θ) es de 45°

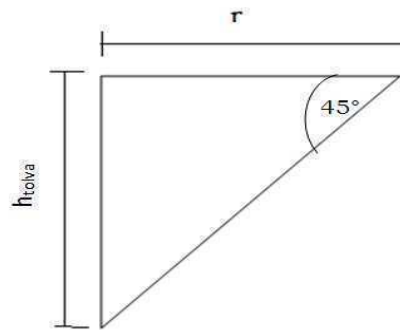


Figura 6.28 Altura de tolva

10. Diámetro de la zona de entrada en el centro del tanque:

$$\varphi_{\text{entrada}} = 0.20 \times 6.15 = 1.23 \text{ m (Ver figura 6.29)}$$

11. Altura total del sedimentador:

$$H_{\text{total}} = h_{\text{tova}} + h$$

$$H_{\text{total}} = 3.10 \text{ m} + 3.20 \text{ m} = 6.30 \text{ m}$$

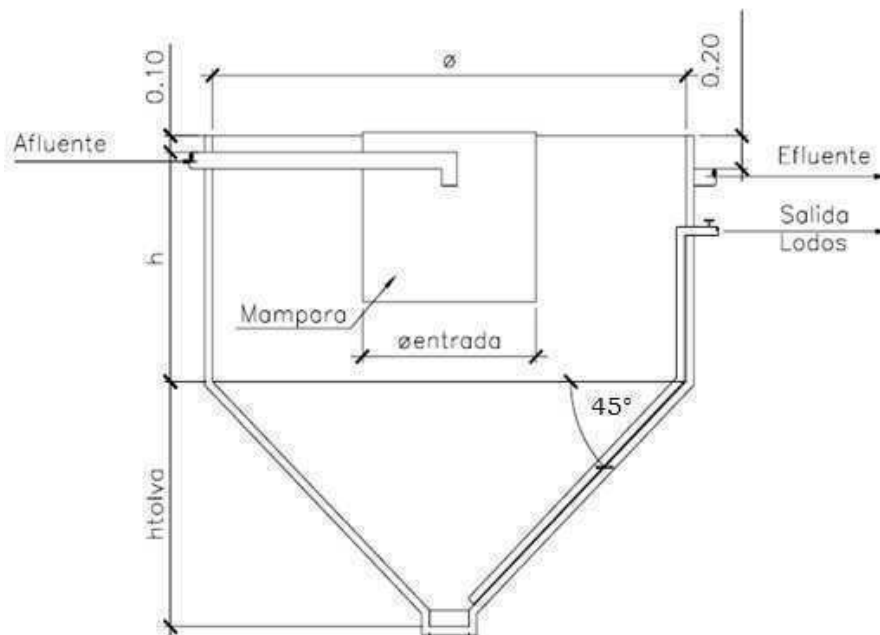


Figura 6.29 Dimensiones de sedimentador primario

FILTRO PERCOLADOR SIN RECIRCULACION

Debido a la reducción de DBO del 31.48% en el sedimentador primario se tiene una DBO de entrada al filtro percolador de 215.78 mg/l. Las características de diseño se tomaron de la tabla 6.15 que se encuentra en la Alternativa 1 en la parte de diseño de filtros percoladores sin recirculación.

Los filtros percoladores sin recirculación se diseñó tomando en cuenta que son en serie y con volúmenes iguales para ayudar a disminuir los costos de construcción.

Haciendo una consideración del límite mínimo de la propuesta de norma del CONACYT de 60 mg/l de DBO, hemos tomado una DBO de 30 mg/l en la descarga al cuerpo receptor, obtenemos una eficiencia en la remoción de DBO (E_T) de:

$$E_T = \frac{DBO_{5\text{ inicial}} - DBO_{\text{final}}}{DBO_{\text{inicial}}} \quad (\text{Tomado de Tchobanoglous Pág. 438. (18)})$$

$$E_T = \frac{215.78 - 30}{215.78} = 0.86098$$

$$E_T = 0.86098 \% = 86.1\%$$

Debido a que ya se tienen despejadas las formulas de volúmenes en la en las ecuaciones (1) y (2) se procede igualar los volúmenes como en la ecuación (3), ver ecuaciones en **Alternativa 1** parte de diseño de Filtros Percoladores sin recirculación.

$$\frac{0.19581w_1E_1^2}{(1 - E_1)^2F} = \frac{0.19581w_2E_2^2}{(1 - E_2)^2(1 - E_1)^2F} \quad \text{Ecuación (3)}$$

Luego de la formula de Eficiencia Total despejamos E_2 :

$$E_1 + E_2(1 - E_1) = 0.86098$$

$$E_2 = \frac{0.86098 - E_1}{(1 - E_1)} \quad \text{Ecuación (4b)}$$

Se determina la carga de DBO para el primer filtro percolador de la siguiente manera:

$$W_1 = \frac{C_{DBO} \times Q}{1000}$$

Donde:

W = Carga de DBO

C_{DBO} = Concentración de DBO en mg/lt

Q = Caudal en $\frac{m^3}{s}$

Sustituyendo

$$W_1 = \frac{215.78 \frac{mg}{l} \times 0.01694 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{día}}{1000}$$

$$W_1 = 315.82 \text{ kg DBO/día}$$

La formula de Carga de DBO del segundo filtro percolador la colocamos en función de la Eficiencia 1 al sustituir el valor de la Carga de DBO del primer filtro percolador:

$$w_2 = (1 - E_1) w_1$$

$$w_2 = (1 - E_1) 315.82 \quad \text{Ecuación (5b)}$$

Luego procedemos a sustituir la Ecuaciones (4b) y (5b) en la ecuación (3) y colocando que $F = 1$, queda de la siguiente manera:

$$\frac{61.84071 E_1^2}{(1 - E_1)^2 (1)} = \frac{0.19581 (315.82 - 315.82 E_1) \left(\frac{0.86098 - E_1}{(1 - E_1)} \right)^2}{\left(1 - \left(\frac{0.86098 - E_1}{(1 - E_1)} \right) \right)^2 (1 - E_1)^2 (1)} \quad \text{Ecuación (6b)}$$

Debido a que la ecuación (6b) está en función solo de E_1 , podemos encontrar el valor de esta eficiencia 1, obteniéndose el siguiente resultado:

$$E_1 = 0.689146$$

En porcentaje sería $E_1 = 68.91 \%$

Con este valor podemos encontrar el volumen para ambos filtros percoladores, sustituyéndola en la ecuación (1)

$$v_1 = \frac{0.19581(315.82)(0.689146)^2}{(1 - 0.689146)^2 \times 1}$$

$$v_1 = 303.94 \text{ m}^3$$

Se debe asumir una profundidad (h en metros) comprendida en el rango propuesto, para obtener el área del filtro, por lo que tomaremos un $h = 2.0 \text{ m}$ que se encuentra dentro de los parámetros de las normas.

$$A_1 = \frac{V_1}{h} = \frac{303.94 \text{ m}^3}{2.0 \text{ m}} = 151.97 \text{ m}^2$$

Recordando que la geometría del filtro es cuadrada se tiene:

$$L_1 = \sqrt{A_1} \text{ en metros.}$$

$$L_1 = \sqrt{151.97 \text{ m}^2} = 12.33 \text{ m} \cong 12.35 \text{ m}$$

Se verifica con:

$$\text{Vol}_1 = L_1^2 \times h_1, \text{ en metros cúbicos}$$

$$\text{Vol}_1 = (12.35 \text{ m})^2 \times 1.80 \text{ m} = 274.54 \text{ m}^3$$

Como el V_1 es igual que el V_2 para este diseño de filtro percolador en serie. Ya podemos determinar el valor de la eficiencia 2 con la siguiente fórmula:

$$E_2 = \frac{1}{1 + \frac{0.4425}{1 - E_1} \sqrt{\frac{w_2}{v_2 F}}}$$

Antes de sustituir valores determinaremos el valor de w_2

$$w_2 = (1 - 0.689146) 315.82$$

$$w_2 = 98.17$$

Ahora sustituimos los valores conocidos quedando:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.4425}{1 - 0.689146} \sqrt{\frac{98.17}{303.94 \times 1}}}$$

$$E_2 = 55.28 \%$$

Comprobamos con la formula de Eficiencia Total:

$$E_T = E_1 + E_2 (1 - E_1)$$

$$E_T = 0.689146 + 0.5528(1 - 0.689146)$$

$$E_T = 0.86099$$

$$E_T \% = 0.8610 \times 100 = 86.10 \%$$

Verificando la carga hidráulica como el área es la misma para el filtro 1 y 2 tenemos entonces que:

$$\text{Carga Hidráulica } \frac{Q}{A_1} = \frac{0.01694 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{día}}}{151.97 \text{ m}^2} = 9.63 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \times \text{día}$$

Debido a la reducción de DBO del 84.94 % en los filtros percoladores en serie se obtiene una DBO final:

$$\text{DBO removida} = 215.78 (0.8610) = 185.79 \text{ mg/l}$$

$$\text{DBO al final de los filtros en serie} = 215.78 - 185.79 = 29.99 \text{ mg/l}$$

DISEÑO DE SEDIMENTADOR SECUNDARIO:

Es el mismo de la alternativa 1 para el caso de la Alternativa 2, debido a que en ambos casos el elemento que le antecede es un filtro percolador sin recirculación.

DISEÑO DE DIGESTOR DE LODOS

De Tabla 6.17 se retoman la cantidad de lodo generado en los procesos. Y para los diferentes cálculos utilizaremos el caudal medio diario (Qmd) con valor de 0.01694 m³/s.

Volumen Total de Lodos Producidos por Día (VTPD)

Volumen de Sedimentador Primario por día (Vlsp)

Retomando de Tabla 6.17 un volumen de lodo sin digerir (Vl) con un valor de 2.950m³/1000 m³ de agua residual y su correspondiente cálculo será:

$$Vlsp = Vl \times Qmd$$

$$Vlsp = \frac{2.950m^3}{1000m^3} \times 0.01694 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d}$$

$$Vlsp = 4.32 \text{ m}^3/d$$

Volumen de Sedimentador Secundario por día (Vlss)

Retomando de Tabla 6.17 volumen de lodo producido después del filtro percolador, (Vl) con un valor de 0.745m³/1000 m³ de agua residual y su correspondiente cálculo será:

$$Vlss = Vl \times Qmd$$

$$Vlss = \frac{0.745m^3}{1000m^3} \times 0.01694 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d}$$

$$Vlss = 1.10 \text{ m}^3/d$$

Volumen Total por día (VTPD)

$$V_{TPD} = V_{Isp} + V_{Iss}$$

$$V_{TPD} = 4.32 \frac{m^3}{d} + 1.10 \frac{m^3}{d}$$

$$V_{TPD} = 5.42 \text{ m}^3/d$$

Periodo de Retención

De Tabla 6.21 Calcularemos el tiempo de retención (T) para una temperatura promedio del lugar de 28°C

Tabla 6.21 Período de retención para digestión discontinua de los lodos de sedimentación libre a diferentes temperaturas.

Temp (°C)	15.6	21.1	26.7	32.2	37.8
Período (días)	56	42	30	25	24

Fuente: Fair, Geyer, Okun, Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales

Interpolando para (t) 28° tenemos:

T1 = periodo de retención para (temp. 1)= 30 días

t1 = temperatura inferior a "t"=26.7 °C

T2 = periodo de retención para (temp. 2)=25 días

t2 = temperatura superior a "t"=32.2 °C

$$T = T_1 + [t - t_1] \times \left[\frac{T_2 - T_1}{t_2 - t_1} \right]$$

$$T = 30.0 + [28 - 26.7] \times \left[\frac{25 - 30}{32.2 - 26.7} \right]$$

$$T = 28.82 \text{ días} \cong 29 \text{ días}$$

Volumen de Digestor (Vd)

De lo anterior obtenemos que el cálculo del digestor sea:

$$V_d = V_{TPD} \times T = 5.42 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 29 \text{ dias} = 157.18 \text{ m}^3$$

Área Superficial de Digestor (Ad)

Asumiendo para este caso una profundidad (h) de 3.0m

Con la profundidad y el volumen del digestor (Vd) podemos determinar que el área superficial (Ad) del digestor será:

$$A_d = \frac{V_d}{h} = \frac{157.18 \text{ m}^3}{3\text{m}} = 52.39 \text{ m}^2$$

Diámetro de Digestor Circular (Dd)

Consideraremos el diseño de un digestor circular cuyo diámetro será:

$$D_d = \sqrt{\frac{4 \times A_d}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 52.39 \text{ m}^2}{\pi}} = 8.17 \text{ m}$$

Altura de Cono (hc)

Se considerará una pendiente de fondo(s) de 1:6

Para determinar el volumen del cono del fondo del digestor se calculó primero la altura de este cono (hc) considerando una pendiente del fondo (m) de 1:6 (recomendación de “Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes” de La Subsecretaría de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias y el Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias).

El cálculo para determinar la altura del cono (hc) será:

$$hc = \frac{D_d}{2} \times s = \frac{8.17 \text{ m}}{2} \times \frac{1}{6} = 0.68 \text{ m}$$

DISEÑO PATIO DE SECADO DE LODOS

El volumen de lodos a verter en los patios de secado (V_{lps}) se obtiene de la suma de lodos producidos por el sedimentador primario y secundario que son los lodos producidos en el digestor de lodos ($V_{ldigestor}$) retenidos por un periodo de 29 días:

$$V_{lps} = V_{ldigestor} = 157.18 \text{ m}^3$$

Considerando que serán vertidos formando una capa de 40 cm de espesor obtenemos un área superficial (A_s):

$$A_s = \frac{V_{lps}}{h} = \frac{157.18 \text{ m}^3}{0.40 \text{ m}} = 392.95 \text{ m}^2$$

Considerando dos patios de secado de 196.48 m^2

Y una relación largo ancho de 2:1 $A_s = (l)(a) = (l)\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{l^2}{2}$

$$l = \sqrt{(2)(196.48 \text{ m}^2)}$$

Entonces:

$$l = 19.82 \text{ m}$$

$$a = 9.91 \text{ m}$$

Se asumen 2 patios con dimensiones de:

$$\text{Longitud} = 19.90 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 10.0 \text{ m}$$

Teniendo un área por patio real de 199 m^2

DISEÑO DE TANQUE SÉPTICO:

Para el tratamiento de las aguas drenadas en el patio de secado de lodos se usaran tanques sépticos. De la tabla 6.19, se observa que el porcentaje de humedad de lodos provenientes de digestión en tanques separados y después

de filtro percolador son 94.0% y 92.5% respectivamente, con estos valores obtenemos el volumen de agua a tratar por día en el tanque séptico.

Cálculo de lodos que se depositan en los patios de secado.

De digester de lodos = 5.42 m³/día, humedad = 94.0 % (por ser combinada entre sedimentador primario y secundario).

Calculando el volumen de agua

$$\text{Agua} = V_l - \frac{V_l}{\left(1 + \frac{w}{100}\right)}$$

Donde: V_l = Volumen de lodos m³

w = humedad de lodos %

$$\text{Digester de Lodos: Agua} = 5.42 - \frac{5.42}{\left(1 + \frac{94.0}{100}\right)} = 0.529 \text{ m}^3/\text{día.}$$

En ese caso según tabla 6.19 se tendrá un periodo de retención de 22 horas.

$$T = 22 \text{ horas} = 0.92 \text{ días}$$

$$V_{\text{fosa}} = (\text{Agua}) (T) = (2.64 \text{ m}^3/\text{día}) (0.92 \text{ día.}) = 2.43 \text{ m}^3$$

Se considera un volumen de 3.0 m³.

Se podrá disponer de tres tanques sépticos prefabricados iguales a los recomendados a sectores inaccesibles al alcantarillado sanitario de un volumen igual a 1,000 litros cada uno, para tratar el agua proveniente de cada patio de la alternativa N° 2.

6.5 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE PLANTA DE TRATAMIENTO

Al contar con el diseño de las plantas de tratamiento ya definido, se procede a describir las especificaciones técnicas necesarias para la construcción de dicha obra. En esta parte se definen las normas, exigencias y procedimientos para ser empleados y aplicados en todas las actividades de construcción del proyecto.

6.5.1 OBRAS PRELIMINARES

En esta partida se incluye todas las operaciones necesarias para iniciar el proceso constructivo, tales como: limpieza del terreno, construcción de bodega y oficina, construcción de cerca de seguridad, instalaciones hidráulicas y sanitarias e instalaciones eléctricas provisionales etc.

Las bodegas del contratista serán de dimensiones adecuadas al volumen de equipos y materiales que se usarán en la obra. Se deberá construir con techo de lámina galvanizada: paredes y estructuras de madera o lámina; piso de mortero (cemento y arena). Sin embargo, debido a la cercanía de los terrenos a la Ciudad, es una opción factible rentar alguna casa para mantenerla como bodega y oficinas.

Se deberá proveer en todos los sitios de trabajo los servicios básicos que requieren tanto el personal como los procesos constructivos involucrados.

Debido a que las zonas donde se ejecutaran los trabajos no cuentan con instalaciones públicas para el suministro de agua potable, se proveerán todos los equipos, accesorios y mano de obra necesarias para abastecerse de agua potable para el consumo de su personal, asimismo los depósitos para el almacenamiento y distribución, así como el agua misma, deberán ser higiénicos y sanitariamente seguros.

Para el manejo y disposición de las aguas negras, se contratara, el servicio de sanitarios portátiles (un sanitario por cada 20 personas), lo cual tendrá que incluir la evacuación periódica y disposición final y adecuada de los desechos

fuera de los lugares de trabajo. La forma de evacuación y disposición final de las aguas residuales, será realizada por medio de camiones recolectores de la empresa contratista o subcontratista que preste los servicios de arrendamiento y deberá contar con todos los permisos exigidos por la legislación vigente para la República de El Salvador.

Si en la zona donde se desarrollaran los trabajos no se cuenta con un servicio público de energía eléctrica, el Contratista será el responsable de suministrar todo el material, equipo y mano de obra para conectarse a las instalaciones existentes, y en las aéreas que no se pudiese conectar deberá de proveerse de equipos de generación portátil para garantizar el suministro de este servicio para el desarrollo de los trabajos encomendados.

El material, equipo y servicios en general, serán de buena calidad y deberá estar en buen estado de funcionamiento.

6.5.2 LIMPIEZA, CHAPEO Y DESTRONQUE

No se removerá ningún árbol, aunque se haya incluido en la lista correspondiente, mientras no sea específicamente marcado por el Ingeniero.

La limpieza y chapeo deberá hacerse con cuadrillas de personal, utilizando herramientas manuales y no se permitirá el uso de maquinaria pesada, salvo para la operación de destronado, la cual se hará posteriormente al chapeo manual o cuando lo autorice el Ingeniero.

Todos los materiales, los troncos enterrados, las raíces, los matorrales, los troncos de desecho, las ramas y copas de los árboles o cualquier otro desperdicio resultante de las operaciones de limpieza y chapeo, se dispondrán según lo determine el Ingeniero, de manera que no se perjudique o ponga en peligro la propiedad pública o privada.

Medición y forma de pago.

Las instalaciones provisionales se pagarán por suma global al estar terminadas y recibidas a satisfacción por la supervisión de la obra.

6.5.3 TRAZO Y NIVELACIÓN

El contratista establecerá las referencias planimétricas y altimétricas (bancos de marca) necesarias para replantear ejes y niveles presentados en los planos. El trazo se realizará mediante el uso de teodolito y niveletas de madera.

El contratista desarrollara estos trabajos con procedimientos que garanticen la seguridad de las personas, evitando daños en las colindancias y sin menoscabo del medio ambiente.

Medición y forma de pago.

La forma de pago será por suma global, luego de haber sido inspeccionado y aprobado por la supervisión de la obra.

6.5.4 EXCAVACIÓN Y RELLENO

El trabajo de esta partida incluye el suministro de materiales, mano de obra, herramientas y equipo necesarios para la ejecución de los trabajos de excavación y relleno en la construcción de fundaciones, tuberías y demás instalaciones enterradas.

6.5.4.1 EXCAVACIÓN

La excavación llegará a las profundidades indicadas en los planos y se extenderá lo apropiado a cada lado de las paredes para permitir la colocación de encofrados, arriostramientos y la inspección de la obra terminada. Los suelos adecuados o material selecto, deberán reservarse para su uso en los rellenos, acopiándolos en sitios protegidos de la lluvia y contaminación orgánica o arcillosa. Los materiales inadecuados deberán desalojarse de la obra.

Si existieran suelos sueltos o inapropiados o mantos de rocas, el contratista deberá removerlos antes de realizar un colado, si así lo indica el supervisor. A la vez habrá que compactar un espesor de 20 cm con suelo cemento 1:20. El material para rellenos y compactación deberá estar libre de contaminación, y deberá ser evaluado por un laboratorio de control de calidad de suelos.

Estos volúmenes de sobreexcavación y compactado serán pagados al precio unitario aceptado en el plan de propuesta.

Las paredes de excavación se tomarán las precauciones necesarias para evitar derrumbes ocasionados por cortes y rellenos.

Para las tuberías, se deberá compactar en caso de que el suelo resulte suelto o inapropiado, una capa de suelo cemento de proporción 1:20, con un alto y ancho equivalente a 1.5 veces el diámetro de la tubería.

Medición y forma de pago:

La forma de pago será por m³ de excavación. En el costo se incluye la excavación, ademado y disposición final del material sobrante.

6.5.4.2 RELLENO, NIVELACIÓN Y COMPACTACIÓN

El material a utilizar en la compactación de fundaciones o tuberías deberá ser sometido a pruebas de laboratorio y al no ser adecuado, se utilizará limo arenoso o tierra blanca en su sustitución.

El relleno será depositado en capas no mayores de 15cm, compactando cada capa con el equipo aprobado por el supervisor. En caso de que se utilicen apisonadores manuales o mecánicos, se deberá tener cuidado de no dañar las estructuras o tuberías.

El compactado sobre estructuras se realizará después de 7 días de haber realizado el colado o cuando el supervisor lo estime conveniente.

El control de densidad y humedad de la compactación se efectuará hasta alcanzar el 90% de la densidad máxima, obtenida mediante la norma AASHTO T-180.

Cuando haya cambios de pendientes, se redondearán los bordes.

Medición y forma de pago:

La forma de pago será por metro cúbico medido de acuerdo a volúmenes realmente ejecutados.

6.5.4.3 SUELO CEMENTO

Cuando sea necesario la aplicación de suelo cemento se realizará con una proporción de 20 partes de tierra blanca y una parte de cemento, esta mezcla deberá realizarse en volumen suelto.

El control de densidad y humedad de la compactación deberá alcanzar el 90% de la densidad máxima, obtenida mediante la norma AASHTO T-180.

Medición y forma de pago:

La forma de pago será por metro cúbico e incluye acarreo y suministro de tierra blanca.

6.5.5 CONCRETO ESTRUCTURAL

En esta partida están comprendidas todas las obras de concreto indicadas en los planos y sus respectivos procesos de construcción, tales como: fabricación, colocación, curado y resanado de concreto.

6.5.5.1 MATERIALES

- Cemento

Todo el cemento debe ser del tipo Portland y cumplirá con las especificaciones ASTM C-150 Tipo I o II Portland bajo la norma ASTM C-1157 GU. El cemento

será entregado en el sitio en bolsas selladas por el fabricante, no se aceptará el cemento contenido en bolsas abiertas o rotas.

El cemento se almacenará en un lugar seco con suficientes previsiones para evitar que absorba humedad. Las bolsas deberán ser colocadas sobre plataformas de madera, levantadas 15cm sobre el piso. Además, no se dispondrán en pilas de más de diez sacos. No se permitirá el uso de cemento endurecido por almacenamiento o parcialmente fraguado, en ninguna parte de la obra. El contratista deberá usar el cemento que tenga más tiempo de estar almacenado antes de usar el almacenado recientemente.

- Agregados

Arena.

Estará formada por partículas sanas, duras, exentas de polvo, grasas, sales, álcalis, sustancias orgánicas y otros perjudiciales para el concreto. La granulometría de los agregados gruesos y finos quedará dentro de los límites indicados en la norma ASTM C-33, no deberá contener más del 1½ % de arcilla, no menos del 85% deberá pasar por la malla de ¼", no más del 30% deberá pasar por el cedazo #50 y no más del 5% pasar por el cedazo #100.

Grava.

Deberá ser roca dura y cristalina, libre de pizarra, lascas o piezas en descomposición, será sin material adherido y limpia. El tamaño máximo del agregado no será mayor de 1/5" de la dimensión menor entre los lados de los moldes de los miembros en el cual se va a usar el concreto y no mayor de ¾" de los espacios libres entre las barras, dicha grava es comúnmente conocida como Grava No.1. Además la granulometría deberá corresponder a una de las indicadas en la tabla No. 2 de las especificaciones ASTM C-33. Estos agregados se almacenarán y mantendrán en una forma tal manera que impida la segregación y contaminación.

- Agua

El agua al momento de usarse debe ser limpia y estar libre de aceite, ácidos, sales, álcalis, cloruros, materias orgánicas y otras sustancias.

- Acero de refuerzo

Todo el acero corrugado de refuerzo deberá cumplir con la norma para varilla de refuerzo en concreto armado ASTM A-615, y tendrán un límite de fluencia $f_y=2800 \text{ Kg/cm}^2$ (Grado 40). Se exceptúa el acero de refuerzo #2 ($\emptyset \frac{1}{4}$ ") que será liso.

El acero de refuerzo deberá estar libre de defectos de manufactura y su calidad garantizada por el fabricante.

En el armado de cualquier miembro estructural no se permitirán barras de refuerzo cuyo diámetro nominal difiera del indicado en los planos en más del 5%.

- Colocación del acero de refuerzo.

El Contratista cortará, doblará colocará todo el acero de refuerzo de acuerdo con lo que indiquen los planos y los criterios del reglamento ACI 318-95. Todo el refuerzo deberá estar libre de óxido suelto, de aceite, grasa u otro recubrimiento que pueda reducir su adherencia con el concreto. Se utilizarán cubos de concreto, separadores y amarres, para asegurar la posición correcta del refuerzo y evitar el desplazamiento durante el colado.

Todos los dobleces (inclusive coronas, estribos, ganchos) serán hechos en frío sobre una espiga de diámetro no menor de cuatro (4) veces el diámetro de la barra que se dobla, en el caso de estribos; ni menor de seis (6) veces el diámetro de la barra que se dobla, en el caso del refuerzo principal.

Los traslapes serán desplazados entre sí a una longitud no menor de 30 veces el diámetro nominal para varilla corrugada, y 40 diámetros de longitud para

varilla lisa. Los cierres de las coronas y estribos contiguos deberán quedar alternados.

- Aditivos

Los aditivos deberán ser usados en las proporciones indicadas en las instrucciones impresas de los fabricantes. El Supervisor autorizará caso por caso el uso de los aditivos. No habrá pago adicional cuando los aditivos sean usados a opción del Contratista o cuando sean requeridos por el Supervisor como medida de emergencia para remediar las negligencias, errores, o atrasos en el progreso de la obra imputables al Contratista.

6.5.5.2 DOSIFICACIÓN Y CONTROL DE MEZCLA

El contratista proporcionará concreto con resistencia mínima a la ruptura por compresión a los 28 días de 210 kg/cm², cuya proporción es de una parte de cemento, 3.25 partes de arena y 3.5 partes de grava.

El diseño será efectuado por un laboratorio que posea la experiencia en este campo, y lo efectuará usando materiales que el contratista haya acopiado en el lugar de la obra, con el cemento y el agua que realmente empleará en la construcción.

El concreto será dosificado preferiblemente por peso, pero se podrá también dosificar por volumen, de acuerdo a las proporciones por peso estipuladas en el diseño de las mezclas.

El contratista deberá obtener la resistencia del concreto especificada, las cuales deberán comprobarse por medio de especímenes preparados curados y sometidos a prueba, de conformidad con las normas ASTM C-31 y C-39. Estas pruebas se harán en seis cilindros por cada muestreo.

Se hará un muestreo por día de colado por cada 10 m³ o menos de concreto vaciado o de acuerdo a la necesidad que establezca el laboratorio. Los cilindros

serán tomados de la siguiente manera: 2 para ensayar a los 7 días y 2 para ensayar a los 28 días.

Se asume que la resistencia a los 7 días corresponde al 70% de la resistencia a los 28 días.

Una prueba de resistencia debe ser el promedio de la resistencia de tres cilindros hechos de la misma muestra de concreto y probados ambos a la misma edad.

Cabe mencionar, que antes de la colocación deben tomarse las muestras de concreto necesarias para realizar las pruebas de revenimiento, el cual deberá de tener entre 4 y 5 pulgadas sin el uso de aditivos. Si los resultados de estas pruebas caen fuera de las tolerancias permitidas, el Supervisor podrá rechazar el concreto u ordenar las medidas correctivas necesarias.

6.5.5.3 PREPARACIÓN DEL CONCRETO

Se usarán mezcladores del tipo apropiado y se preparará el concreto sólo en la cantidad que sea necesaria para el uso inmediato. Ninguna mezcladora se operará más allá de su capacidad indicada. El contenido total de la mezcladora deberá ser removido del tambor antes de colocar allí los materiales para la carga siguiente.

No se podrá utilizar el concreto que no haya sido colocado en su sitio a los 30 minutos de haberse agregado el cemento al agua para la mezcla, o el cemento al agregado. El concreto premezclado que haya sido entregado en la obra en camiones mezcladores o agitadores podrá colocarse en el término de 60 minutos, calculados desde el momento en que se ha agregado el agua al cemento.

6.5.5.4 COLOCACIÓN DEL CONCRETO

El concreto se depositará hasta donde sea posible, en su posición final. Los colados se harán a tal velocidad y altura (menor de 1.00 m) que el concreto se

conserve todo el tiempo en estado plástico y se evite la segregación. Donde las operaciones de colocación impliquen verter el concreto directamente desde una altura de más de 1.00 m, se deberá depositar a través de tubos o canales de metal u otro material aprobado.

No se depositará concreto que se haya endurecido parcialmente o que esté contaminado con sustancias extrañas, ni se revolverá nuevamente a menos que el Supervisor dé su aprobación.

El recubrimiento mínimo para el acero de refuerzo en estructuras de concreto en contacto con el terreno deberá ser de 5 cm., y en los demás elementos 2.5 cm.

El concreto se consolidará con ayuda de un equipo vibrador adecuado.

.5.5.5 ENCOFRADOS

El Contratista colocará los moldes de tal manera que produzcan alineamientos correctos del concreto y que no permitan filtraciones. Los encofrados serán construidos con suficiente rigidez para soportar el concreto y las cargas de trabajo, sin dar lugar a desplazamientos después de su colocación y para lograr la seguridad de los trabajadores. Los encofrados deberán ser firmes y bien ajustados a fin de evitar escurrimiento de la lechada y en tal forma que permanezcan sin deformarse, ni pandearse. Se utilizará madera de pino o moldes metálicos, con una estructuración adecuada.

El Contratista será el único responsable por el desencofrado de las estructuras, por lo que debe cumplir con los plazos mínimos siguientes, contados a partir del fraguado del concreto:

- Sedimentadores: 3 días
- Pedestales: 2 días

6.5.5.6 CURADO

El concreto deberá protegerse de la pérdida de humedad durante un período mínimo de 7 días, cubriéndolo permanentemente con una capa de agua o con algún recubrimiento que garantice un curado efectivo durante el proceso de fraguado.

6.5.5.7 REPARACIÓN DE DEFECTOS DEL COLADO

Todos los defectos superficiales que resulten en el concreto al retirar los moldes deberán ser corregidos. Las colmenas cuya profundidad no exceda de 1/5 de la sección de concreto, así como las rajaduras y delaminaciones superficiales, deberán picarse hasta encontrar concreto compacto, después serán lavadas y resanadas con un mortero epóxico. En caso de agrietamiento se podrá realizar una inyección con resina epóxica de baja viscosidad.

Si la colmena excede 1/5 de la sección transversal se procederá a la demolición total o parcial del elemento colado. En caso que sea parcial, la zona demolida será restaurada con un concreto de igual resistencia, pero se aplicará una resina epóxica para unir concreto nuevo con viejo y un estabilizador volumétrico de buena calidad.

Medición y forma de pago.

Todas las estructuras de concreto armado se medirán en m³ y se pagarán en proporción a los volúmenes de concreto endurecidos.

6.5.6 ALBAÑILERÍA Y ACABADOS

En esta partida están incluidas todas las obras de albañilería y acabados, el Contratista proveerá materiales, equipo y servicios necesarios para ejecutar las obras que indiquen los planos y especificaciones.

6.5.6.1 MORTEROS

- Materiales

Todo el cemento a utilizar para mortero será Portland, tipo I, según especificaciones ASTM C-150 o Portland bajo la norma ASTM C-1157 GU. El agregado fino, arena, deberá cumplir la norma ASTM C-144 Y C-40.

El agua al momento de usarse debe estar limpia, libre de aceite, ácidos, sales, álcalis, cloruros o cualquier otro material o sustancia que la contamine. La cantidad de agua que se usará en la mezcla será la mínima necesaria para obtener un mortero plástico y trabajable.

No se permitirá el uso de mortero que haya permanecido 30 minutos sin usar después de agregar el cemento; no podrá retemplarse el mortero por medio de adición de más cemento.

- Proporciones

Los materiales a usar tendrán proporciones en volumen según el siguiente cuadro tabla 6.22:

Tabla 6.22 Clasificación de proporciones de mortero según el uso

DESCRIPCION	PROPORCION
Mampostería de ladrillo de barro o de concreto	1:4
Repellos	1:4
Afinados	1:2
Mampostería de piedra	1:3

No se permitirá por ningún motivo batir mezcla en el suelo de tierra.

6.5.6.2 MAMPOSTERÍA DE BLOQUES DE CONCRETO

Las paredes del tipo de bloque de concreto deberán cumplir con los requisitos de la norma ASTM C-90, para el tipo de bloque hueco, y deberá de ser del grado estructural (N), con una resistencia última a la rotura por compresión de 70 kg/cm² en promedio de 3 unidades.

Las paredes especificadas en los planos como bloque de concreto serán de 20X20X40. Los bloques se colocarán con refuerzos verticales y horizontales tal como se muestra en los planos.

El contratista debe incluir todos los movimientos de materiales y personas para la correcta instalación de las piezas. Deberá incluir andamios, reglas y cualquier otro material o equipo necesario.

Los bloques serán almacenados en la obra en un lugar seco, sin contacto con el suelo y serán protegidos de la lluvia y de la humedad. Las paredes se dejarán a plomo, alineadas correctamente para que la junta horizontal sea uniforme. Los bloques se colocarán sin mojarse, con un mortero de proporción 1:4, las juntas no podrán ser mayores de 1.5 cm., ni menores de 0.5 cm. El trabajo será ejecutado en forma limpia y nítida, debiendo removerse diariamente las rebabas, derrames, chorretes y cualquier otro exceso de mortero. No se permitirán bloques que no tengan como mínimo 28 días de edad. El acero de refuerzo será conforme a lo especificado en los Planos.

- Grout (lechada de relleno)

El ACI define el grout como una mezcla de material cementicio (cementante) y agua, con o sin agregados, dosificados para obtener una consistencia que permita su colocación sin que se produzca la segregación de los constituyentes.

El grout se utiliza para rellenar los huecos de los bloques de concreto y éste debe cumplir con la norma ASTM C 476 y tener una consistencia fluida, con un revenimiento mínimo de 15cm, y un tamaño máximo de agregados de 3/4".

Para evitar la segregación en los huecos de los bloques se deberá vibrar mediante el uso de una varilla de hierro en forma vertical.

Medición y forma de pago.

El trabajo realizado se medirá en m² y se pagará por la cantidad de paredes construidas, una vez verificado su alineamiento y verticalidad.

6.5.6.3 Mampostería de ladrillo de barro

Los ladrillos a utilizar serán de mampostería confinada de barro cocido, del tipo calavera; las dimensiones mínimas serán de 9X14X28 cm y deben presentar una resistencia última por compresión de 40 Kg/cm².

El mortero a utilizar para el pegamento de ladrillos de barro cocido deberá cumplir con la especificación ASTM C-270, con una proporción de 1:4.

En las paredes de ladrillo las hiladas deberán asentarse completamente sobre un lecho de mortero, debiendo estar perfectamente alineadas, niveladas y a plomo. Entre ladrillo y ladrillo habrá siempre una capa de mortero que cubrirá completamente las caras adyacentes. Las juntas deberán quedar completamente llenas, siendo su espesor no menor de 10mm ni mayor de 15mm. El mortero de las juntas deberá quedar bien compactado y se removerá inmediatamente todo el excedente, dejando una superficie limpia y bien perfilada. Los ladrillos serán humedecidos por inmersión antes de su colocación, hasta su completa saturación.

Medición y forma de pago.

El trabajo realizado se medirá en m² y se pagará por la cantidad de paredes construidas, una vez verificado su alineamiento y verticalidad

6.5.6.4 ACABADOS DE PAREDES

Los repellos se harán con mortero de cemento Pórtland tipo I y arena de río de granos menores de 1/16", en una proporción volumétrica 1:4. Los afinados se harán con llana metálica aplicando un mortero de cemento Pórtland tipo I y arena con granos menores de 1/64", en proporción volumétrico 1:2.

Antes de repellar deberán limpiarse y mojarse las paredes y cuando haya que repellar estructuras de concreto, deberá picarse previamente para mayor adherencia del repello, deberán formarse fajas verticales de mezcla de 0.15 m de ancho a cada 2 metros, que sirvan de referencia para la superficie a repellar. Después de 24 horas se deberá azotar la mezcla de mortero en capas hasta lograr el espesor requerido y se eliminarán los excesos por medio del codal apoyado en las fajas de referencia.

El repello deberá curarse por lo menos durante tres días, después de los cuales podrá procederse al afinado con llana metálica, hasta lograr una superficie tersa y uniforme. El afinado deberá curarse por lo menos durante 5 días.

Cualquier desperfecto o falta de adherencia de los repellos obligará al supervisor a ordenar su reparación, por lo cual se demolerá la zona afectada y se repetirá el proceso.

Medición y forma de pago.

El pago del repello y afinado se será por m².

6.5.7 ESTRUCTURAS METÁLICAS

El alcance del trabajo incluye la construcción de los elementos estructurales metálicos, con la combinación de perfiles metálicos y varillas de acero indicados en los planos, para formar elementos de alma abierta o llena. Se incluyen los detalles de conexión.

- Material

Todos los perfiles metálicos indicados en estos planos deberán cumplir con los requisitos de calidad de la designación ASTM A-36.

- Requerimientos constructivos

Para la fabricación y montaje de la estructura metálica se deberá desarrollar planos de taller y en la ejecución deberá garantizarse la estabilidad de la estructura por medio de puntales y arriostramientos laterales.

Las soldaduras se realizarán con el proceso de arco eléctrico con electrodo protegido del tipo E-7018.

Medición y forma de pago.

Los elementos estructurales se medirán por metro lineal construido, y se pagará en proporción a la cantidad de elementos colocados en su ubicación final, con sus conexiones revisadas y aprobadas por el supervisor.

6.5.8 INSTALACIÓN DE TUBERÍAS

Se incluyen todas las instalaciones de tuberías mostradas en el plano, así como sus accesorios, cajas, pozos y cualquier otro elemento indicado.

- Material

Los planos constructivos indicarán el tipo de tubería y diámetro que se emplearán. En el caso de usarse tuberías de PVC deberán ser fabricadas bajo norma para una presión de 100 PSI.

- Requerimientos constructivos

En el caso de tuberías enterradas, la excavación deberá tener un ancho mínimo de 30cm, en tuberías de diámetros menores a 6", y en diámetros mayores según la tabla 6.23.

El relleno sobre tuberías deberá realizarse con material limo arenoso, depositado en capas de 15cm, y compactado hasta tener un 80% de la densidad máxima.

Tabla 6.23 Ancho de excavación a partir de diámetros de tuberías

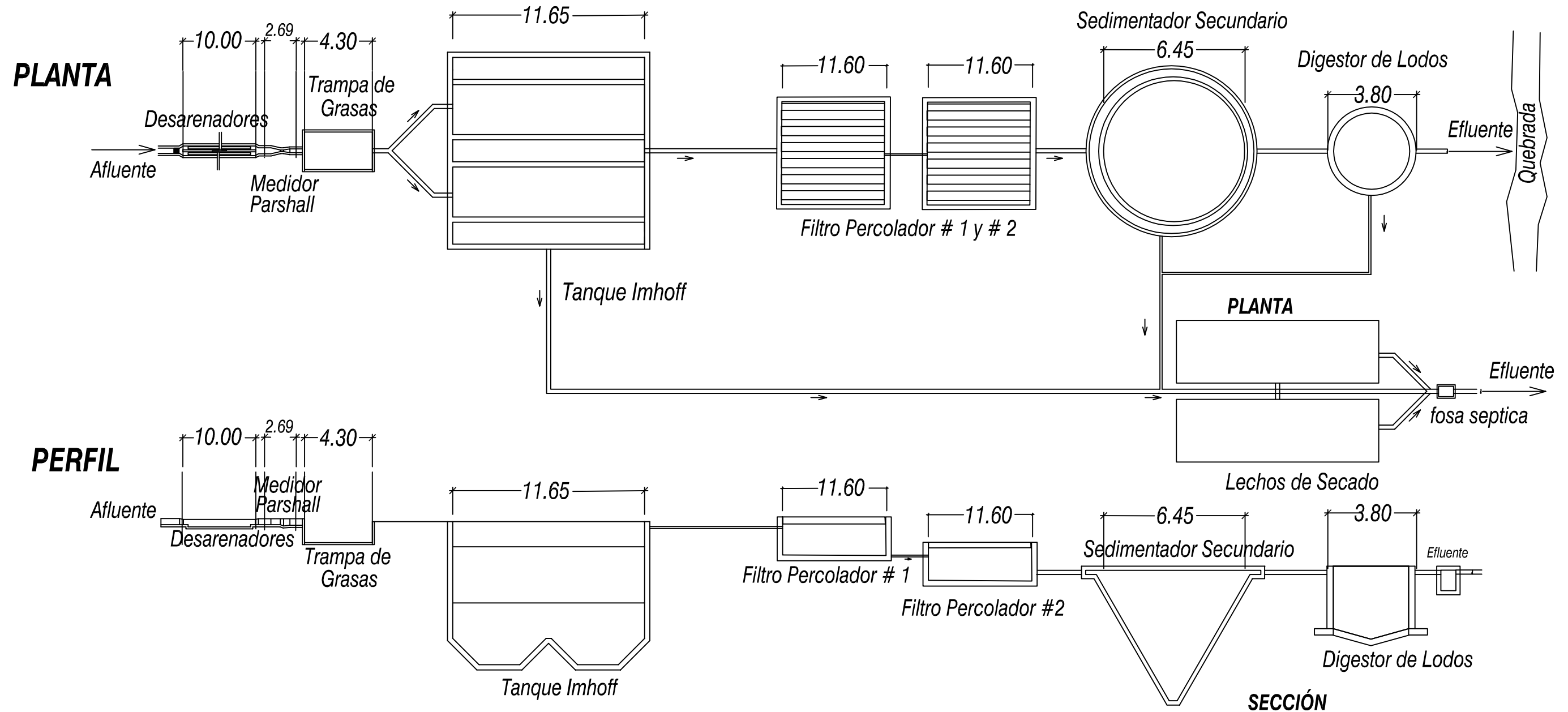
<i>Diámetros de la tubería</i>	<i>Ancho de la excavación</i>
6"	60 cm
8"	70 cm
10"	75 cm
12"	80 cm

En el caso de ser necesario la construcción de cajas y pozos se hará de acuerdo a lo establecido en las Normas Técnicas de ANDA.

Medición y forma de pago.

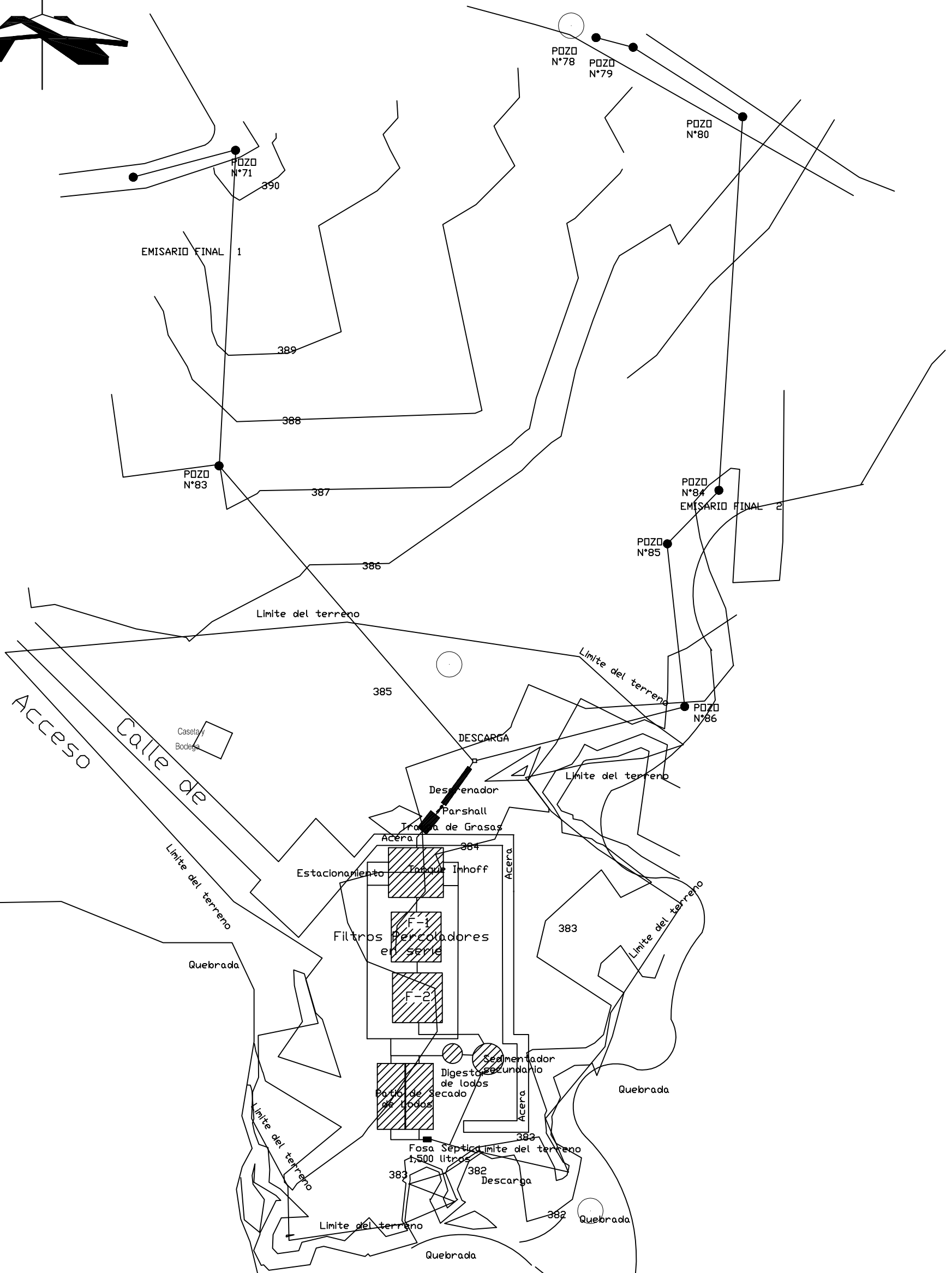
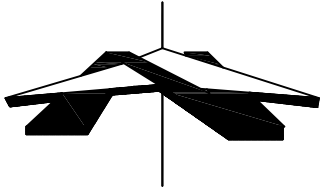
El pago se realizará en base a la cantidad de metros lineales de tubería debidamente instalada y probada por la supervisión, incluyendo sus accesorios. Las válvulas se medirán por unidad.

6.6 PLANOS Y DETALLES CONSTRUCTIVOS DE LAS
ALTERNATIVAS DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES

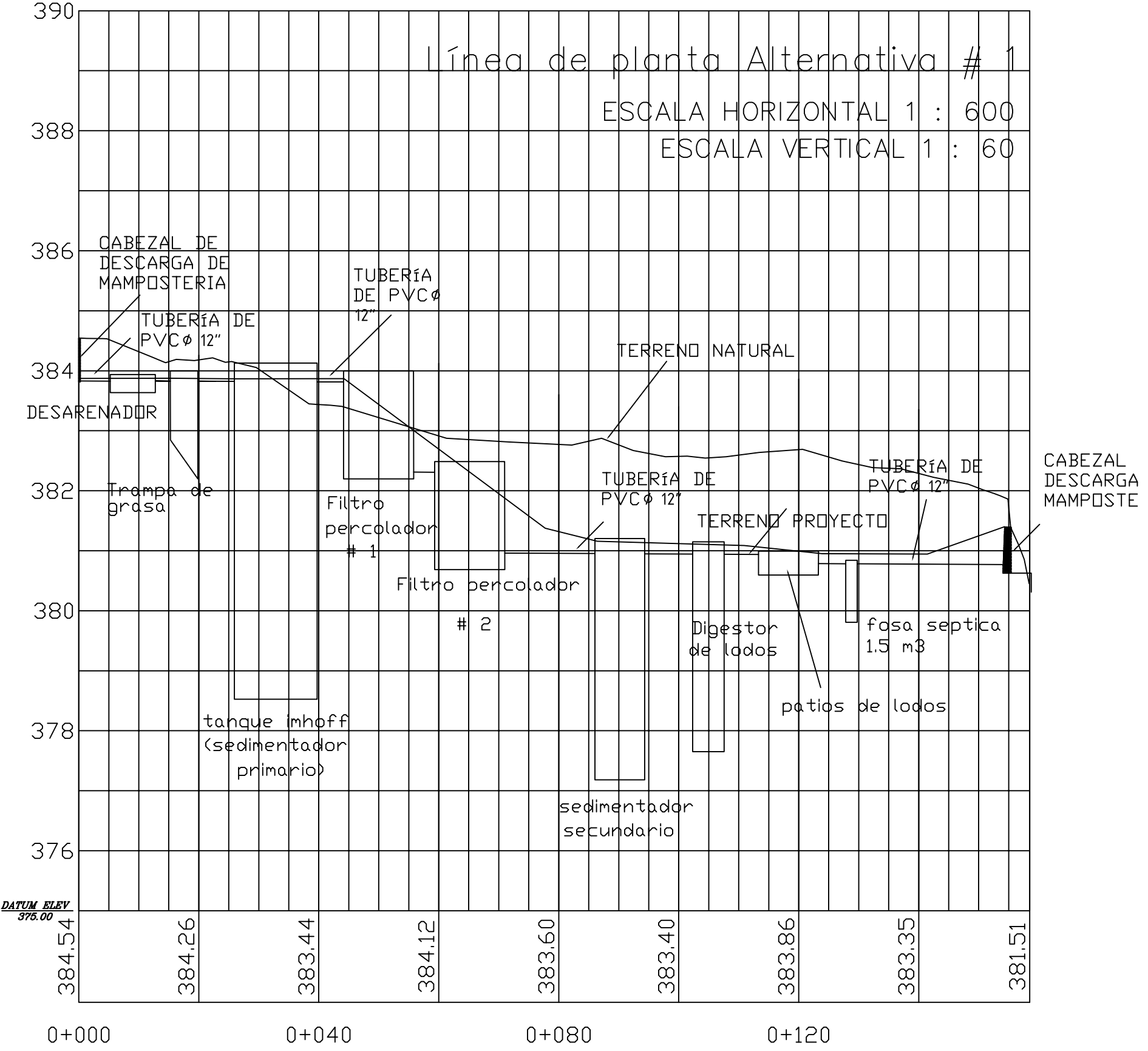


ESQUEMA GENERAL DE PLANTA DE TRATAMIENTO

ALTERNATIVA # 1

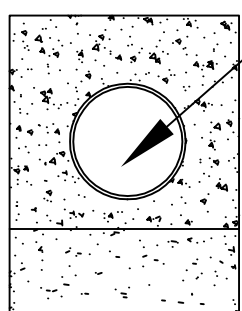


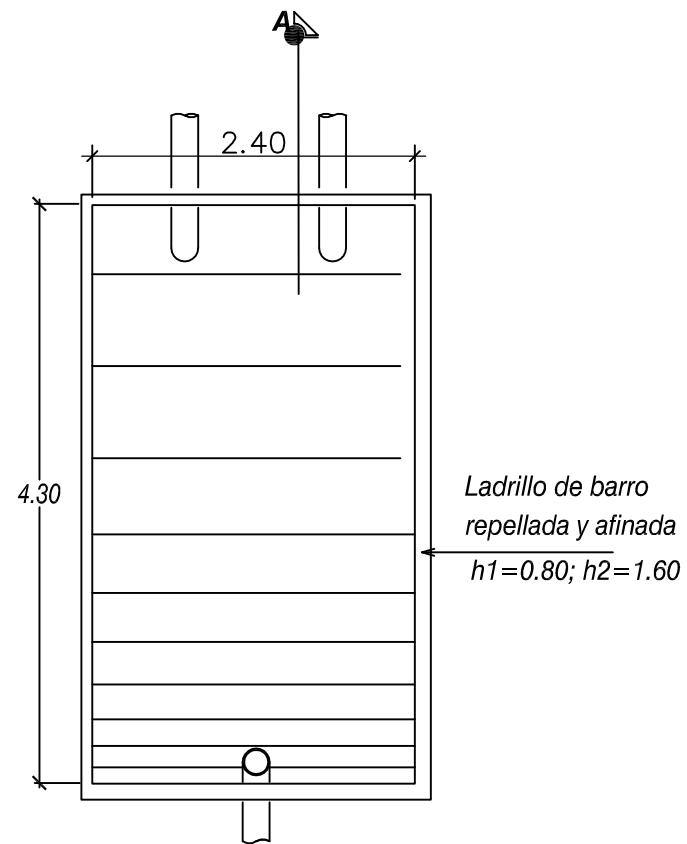
Distribucion en terreno de elementos de planta de tratamiento alternativa 1
esc: 1:100



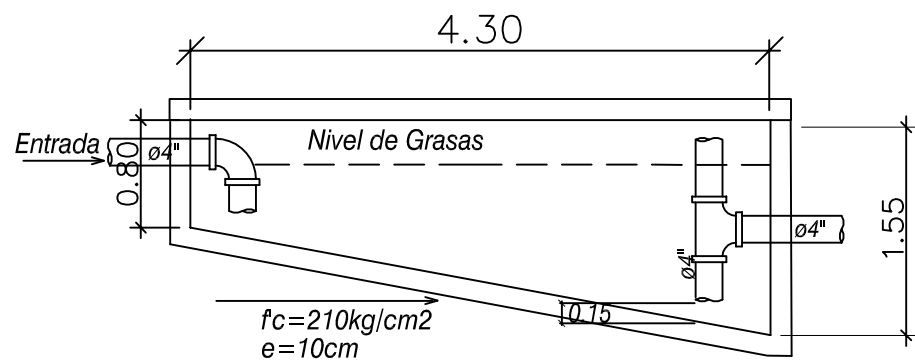
CABEZAL DE MAMPOSTERIA EN PUNTO DE DESCARGA

TUBERIA DE SALIDA DE 12"

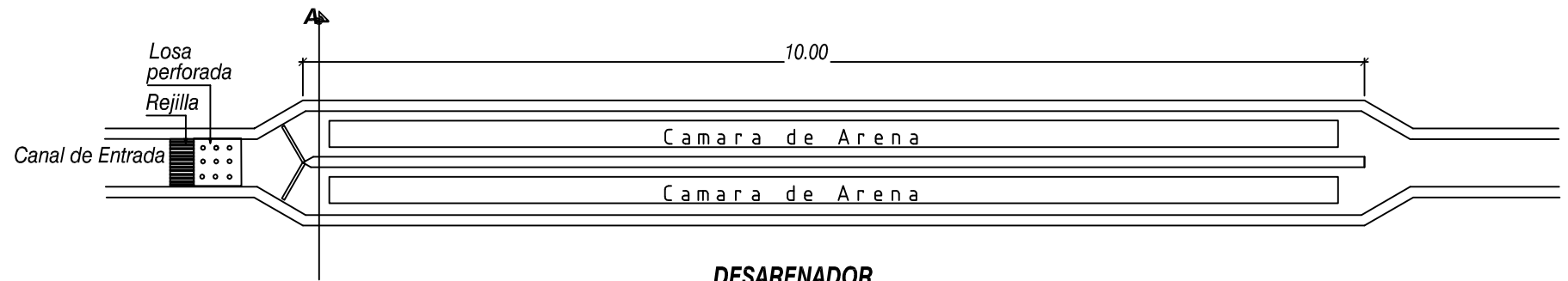




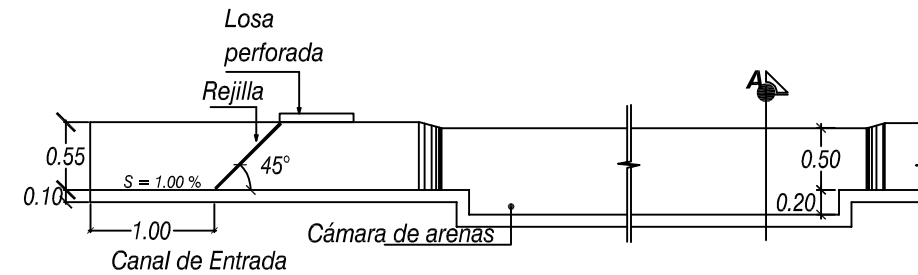
TRAMPA DE GRASAS
Planta tipo Esc 1:50



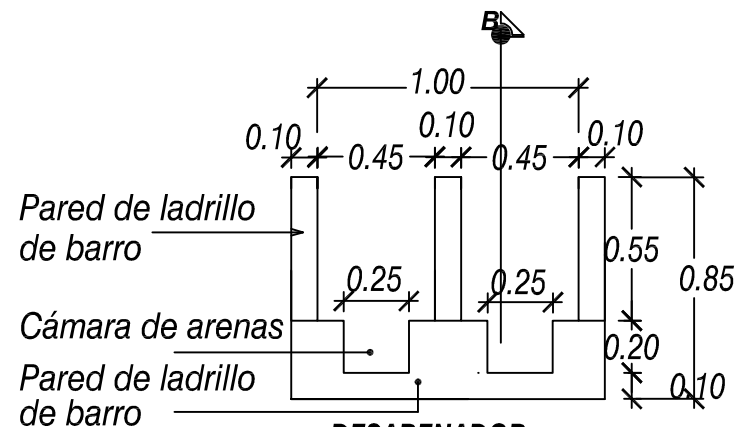
TRAMPA DE GRASAS
Sección A-A Esc 1:50



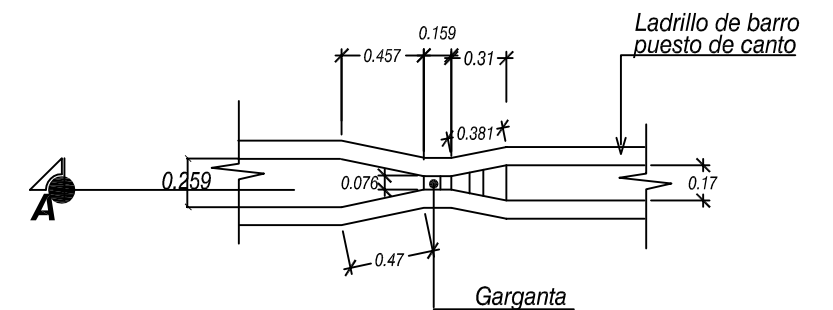
DESARENADOR
Planta tipo Esc 1:50



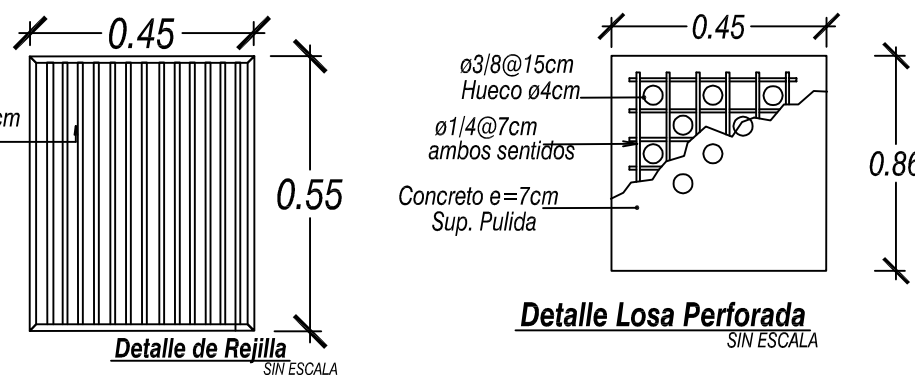
DESARENADOR
Sección B-B Esc 1:50



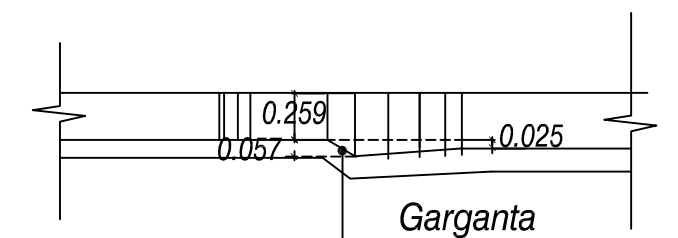
DESARENADOR
Sección A-A Esc 1:25



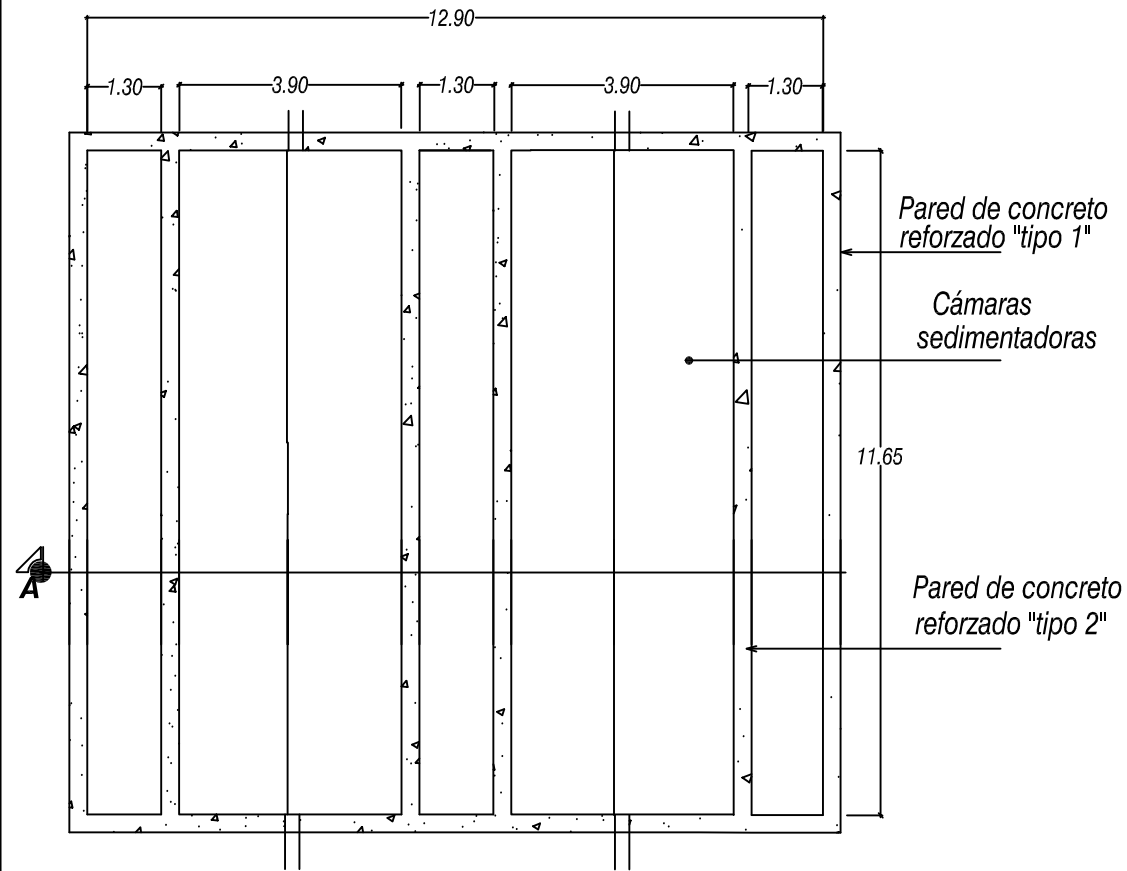
MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL
Planta Esc 1:25



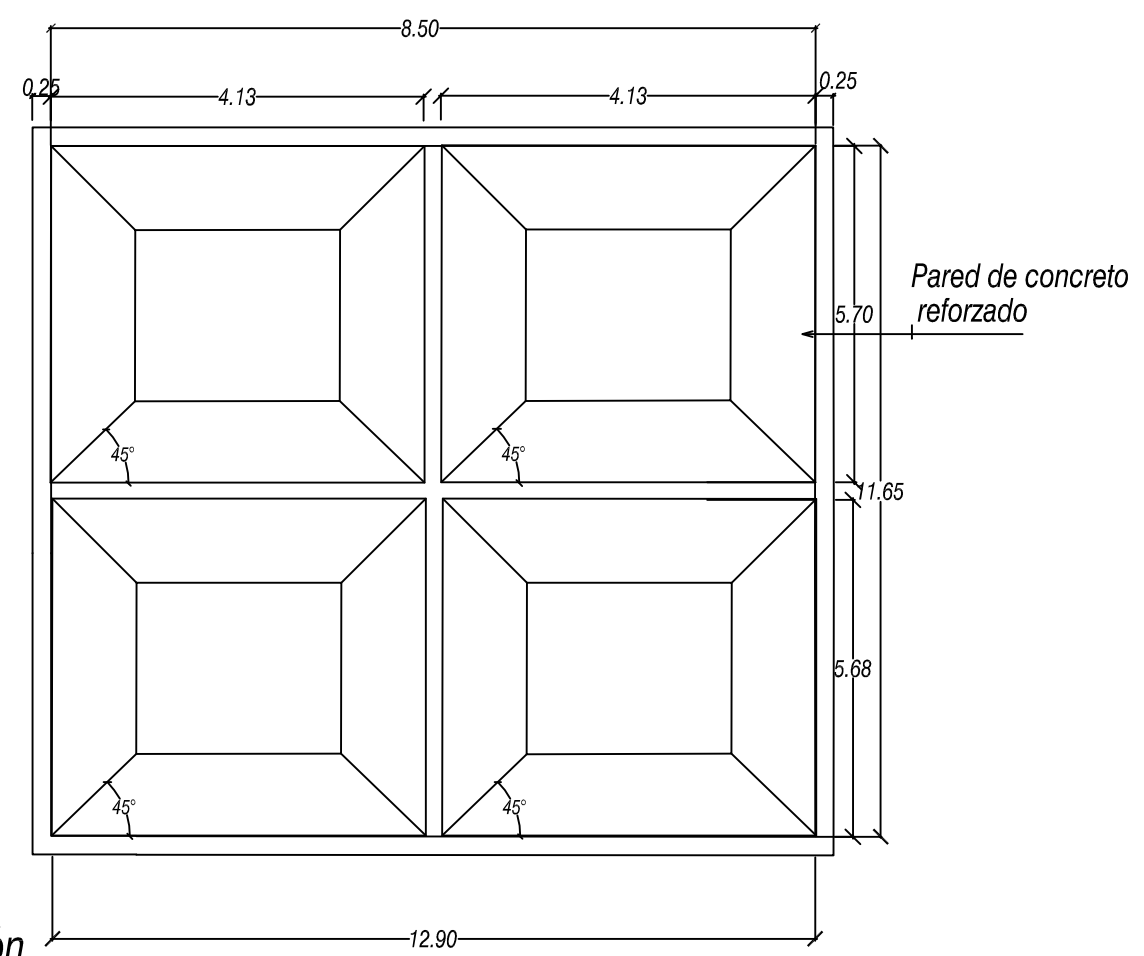
Detalle Losa Perforada
SIN ESCALA



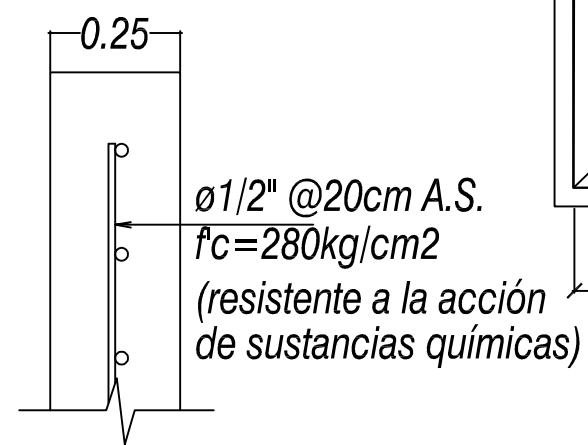
MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL
Sección A-A Esc 1:25



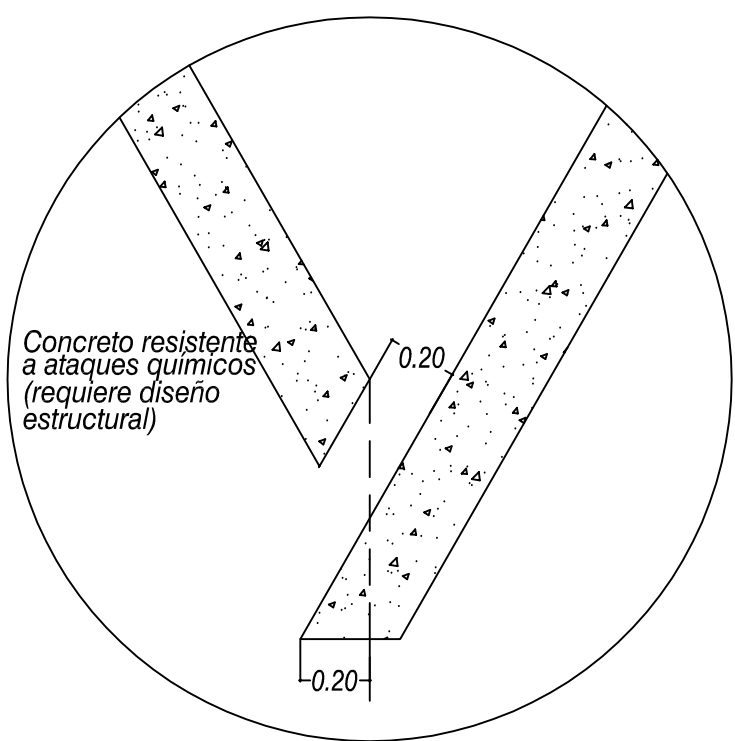
TANQUE IMHOFF
Planta Esc 1:100



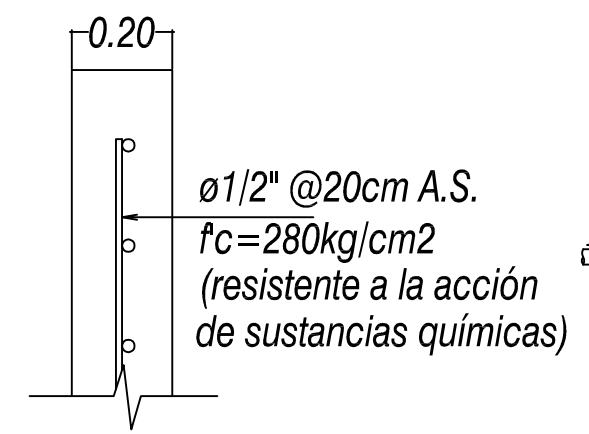
TANQUE IMHOFF
Sección B-B Esc 1:100



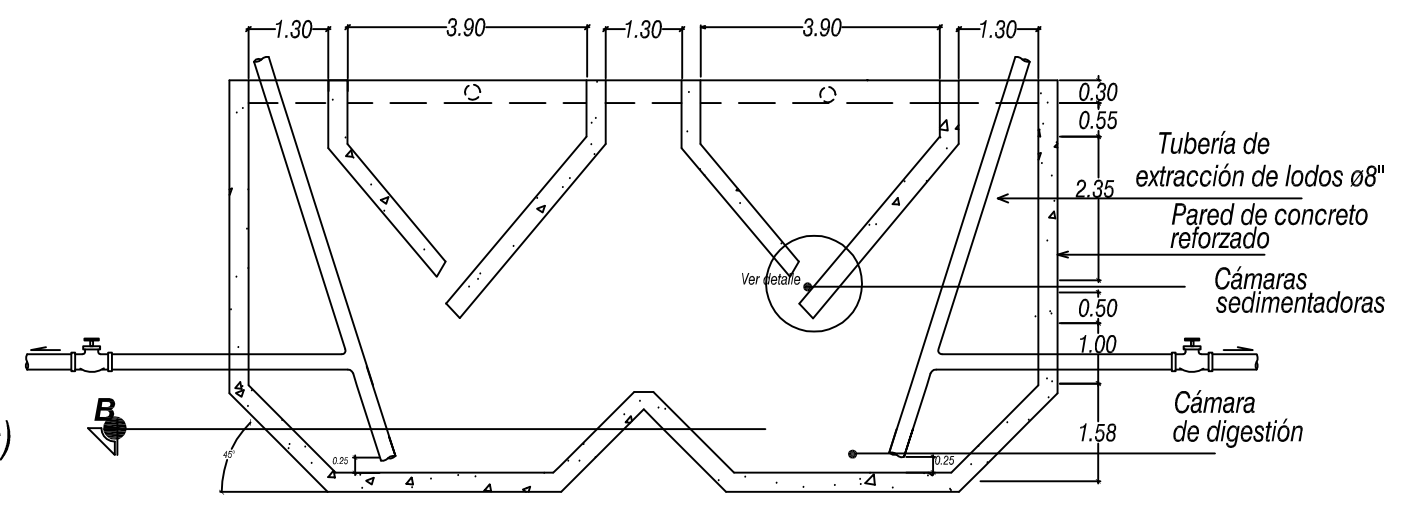
Detalle de Pared "tipo 1"
SIN ESCALA



DETALLE
SIN ESCALA



Detalle de Pared "tipo 2"
SIN ESCALA



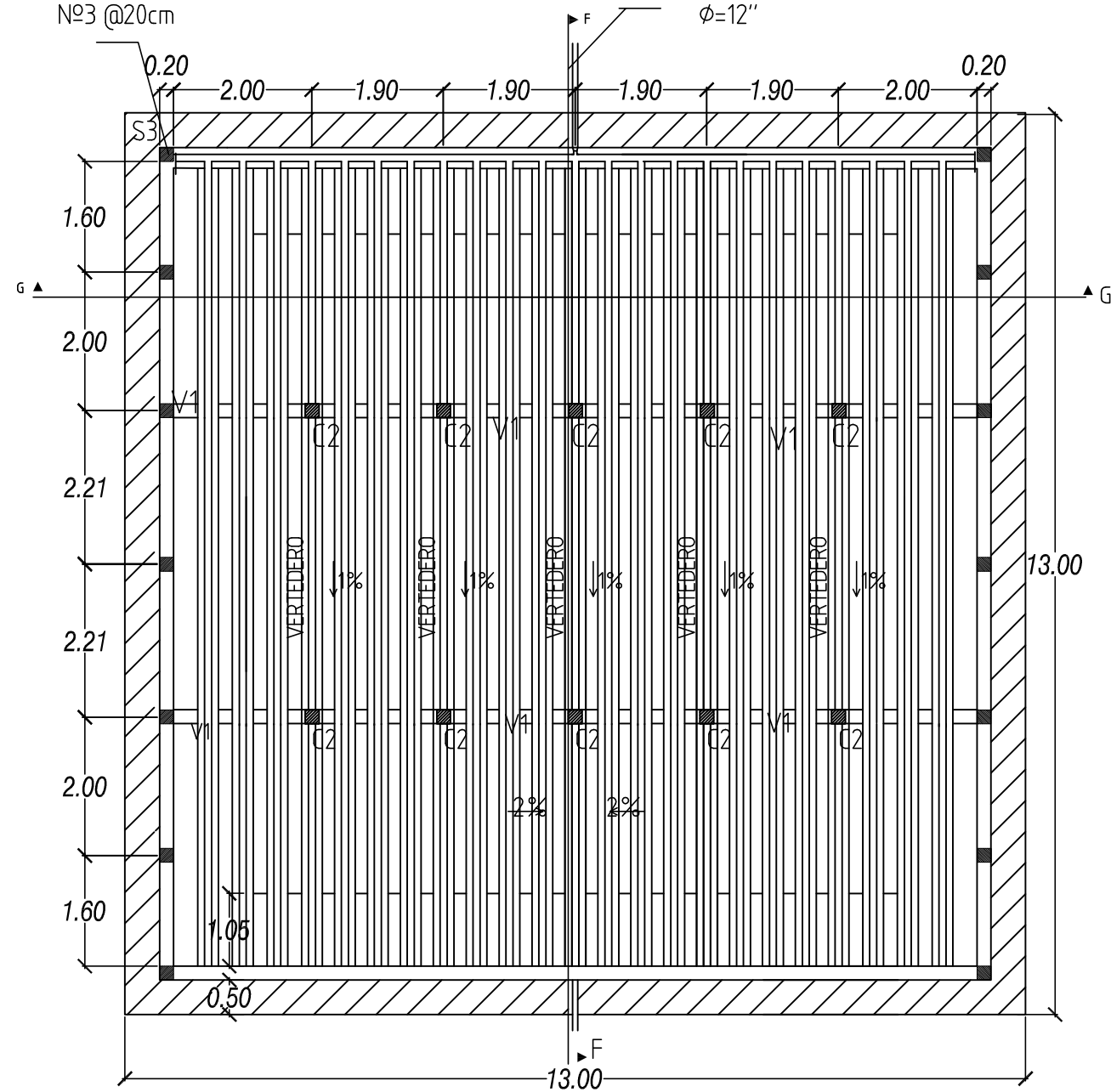
TANQUE IMHOFF
Sección A-A Esc 1:100

FILTRO PERCOLADOR

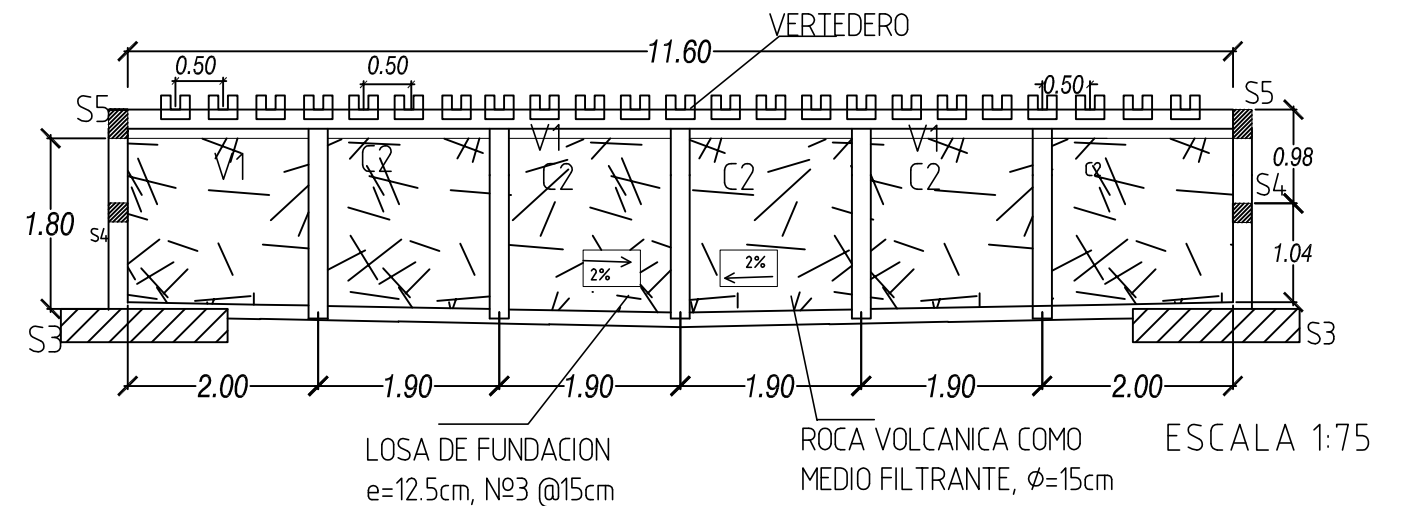
SECCION G - G

PARED DE BLOQUE 20X20X40cm
Nº3 @20cm

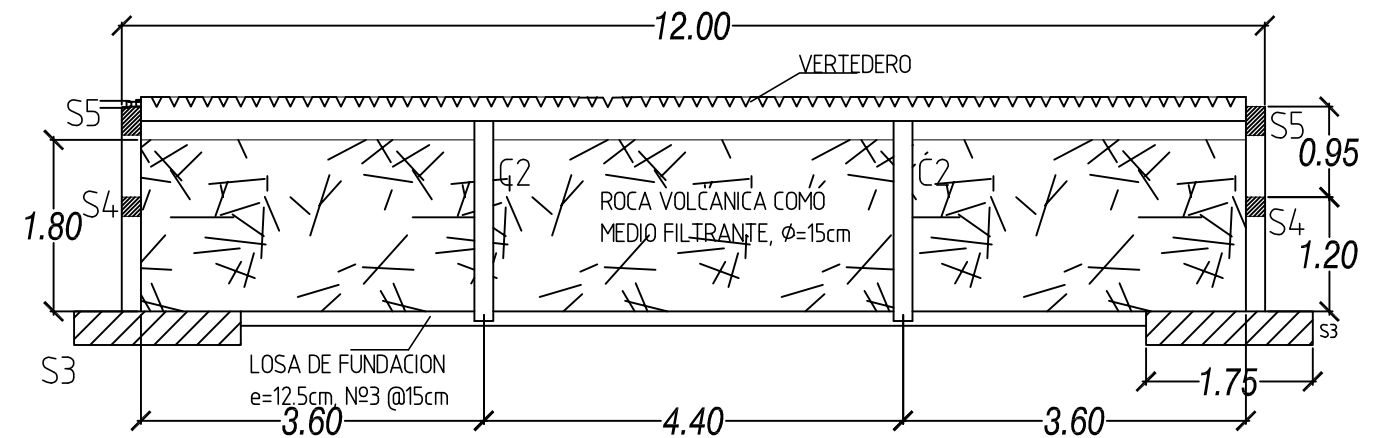
TUBERIA PVC
Ø=12"



ESCALA 1:75

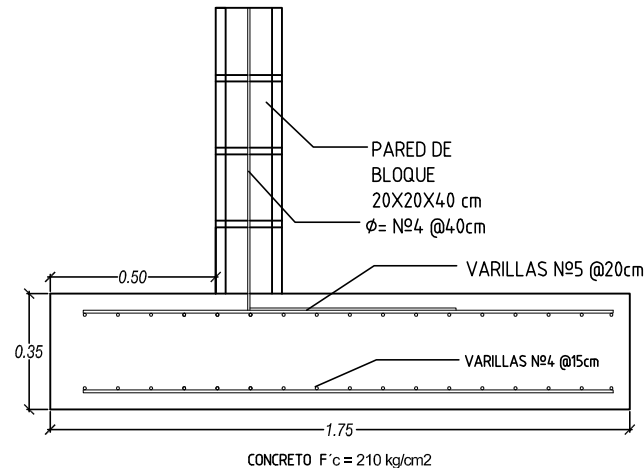


SECCION F - F

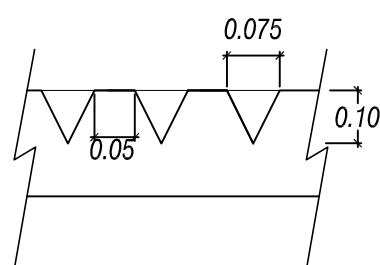


ESCALA 1:75

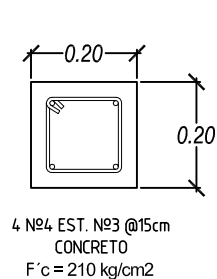
DETALLE DE SOLERA DE FUNDACION (S3)



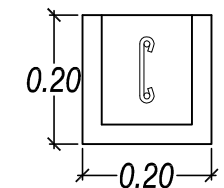
DETALLE DE VERTEDERO



DETALLE DE COLUMNA (C2)

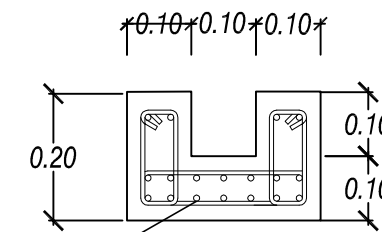


DETALLE DE SOLERA (S4)

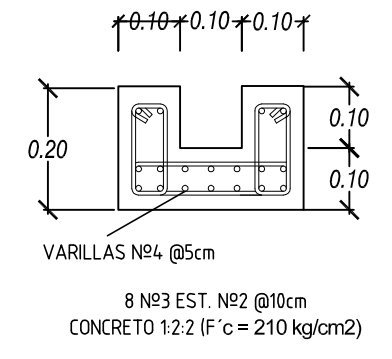
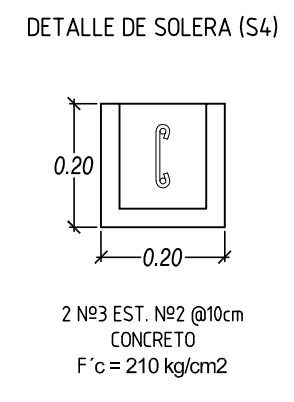
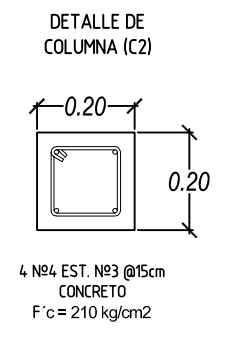
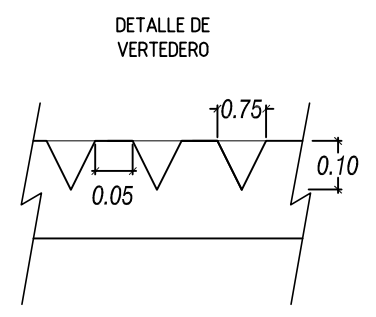
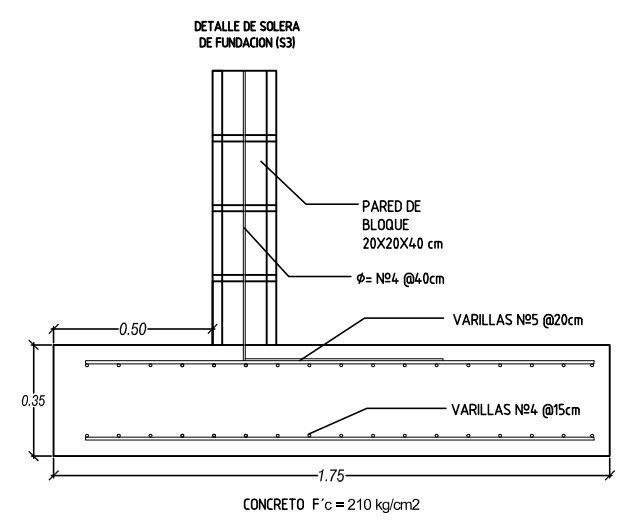
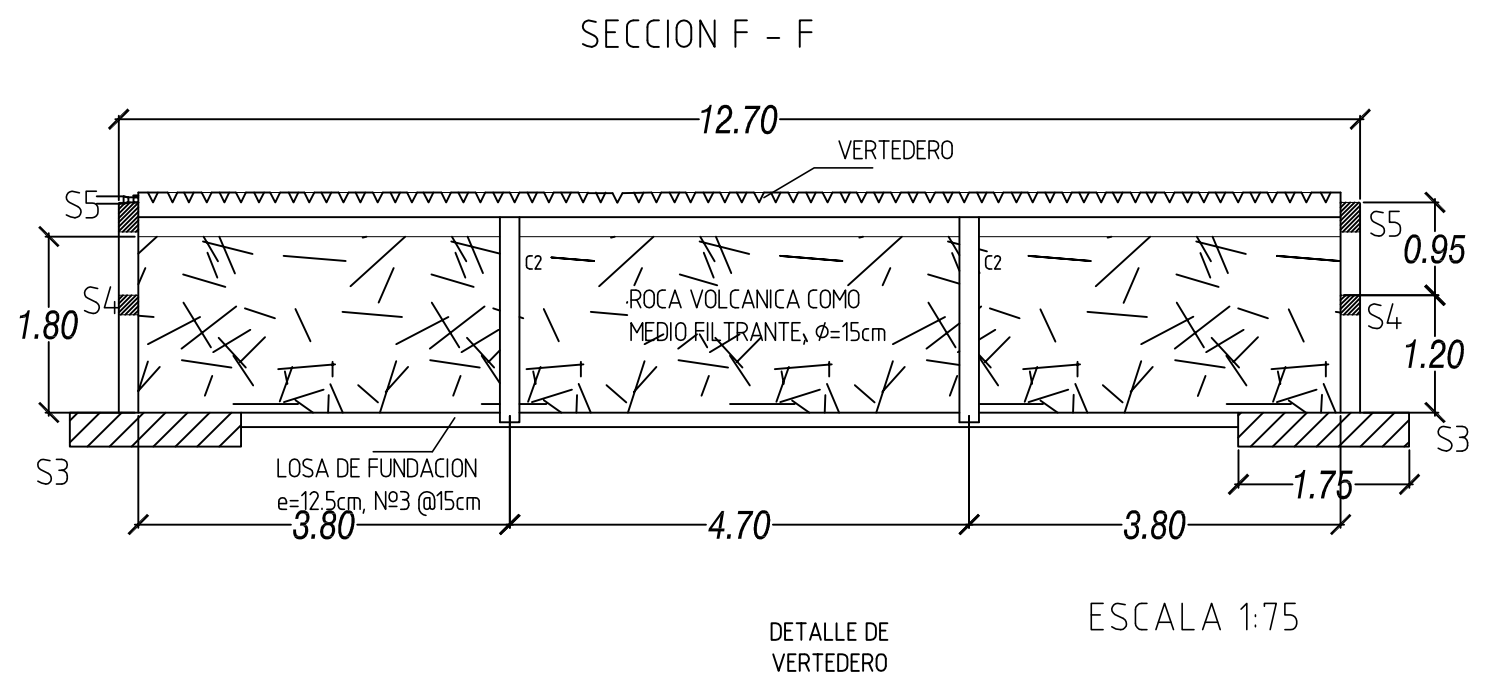
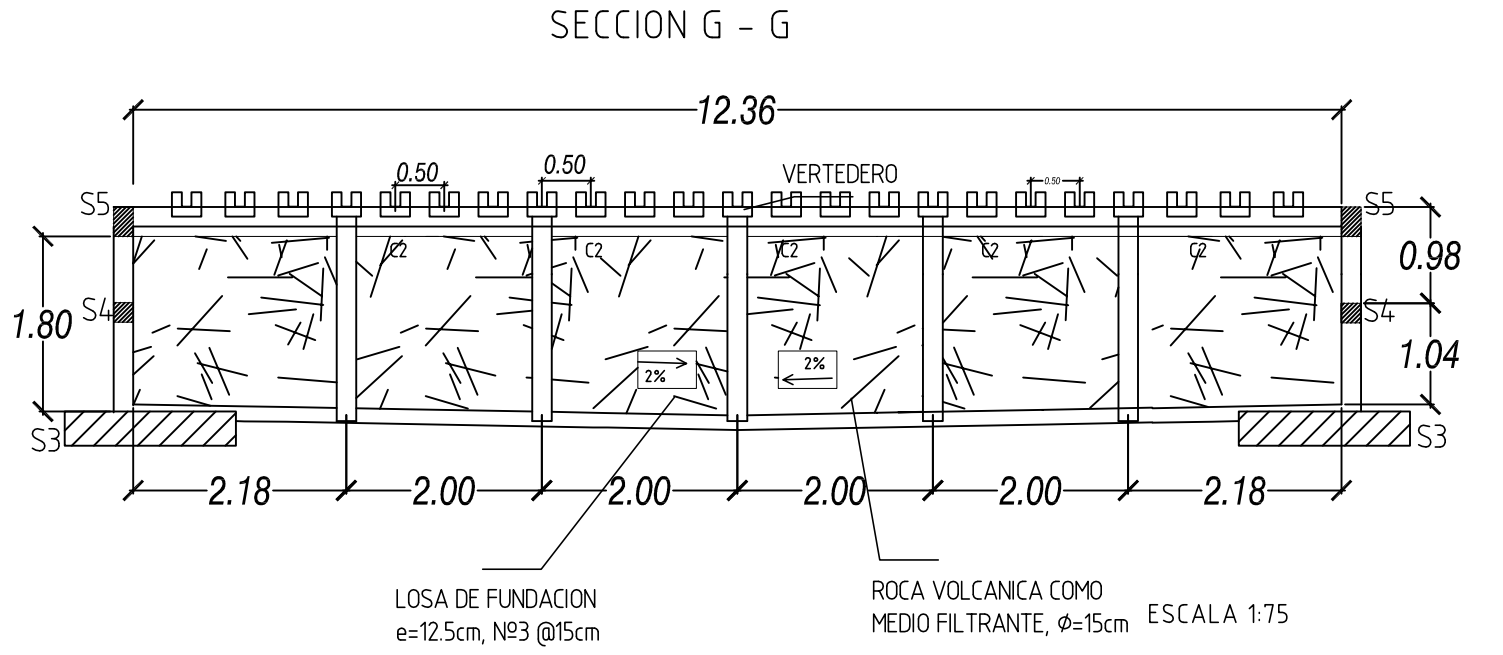
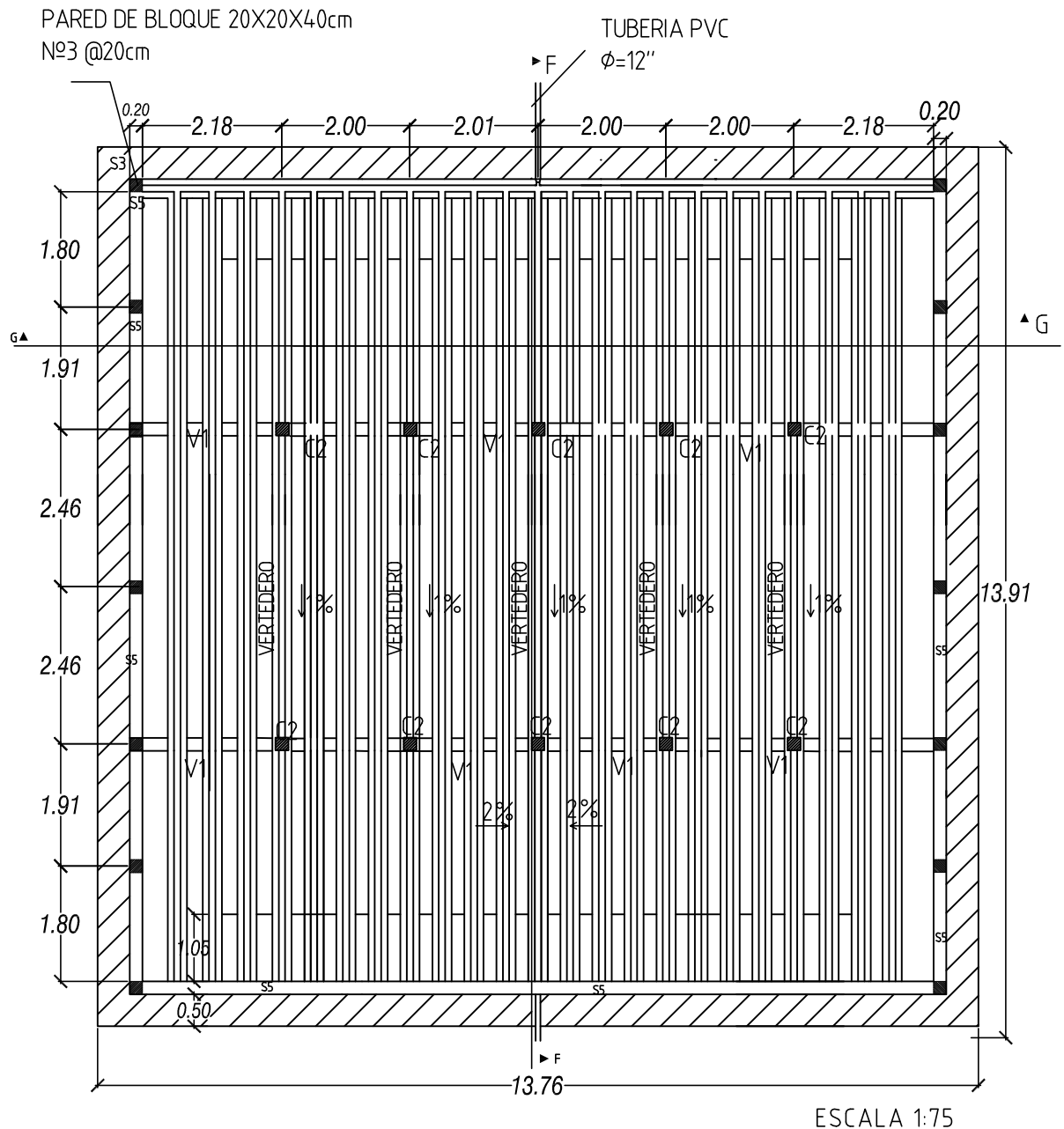


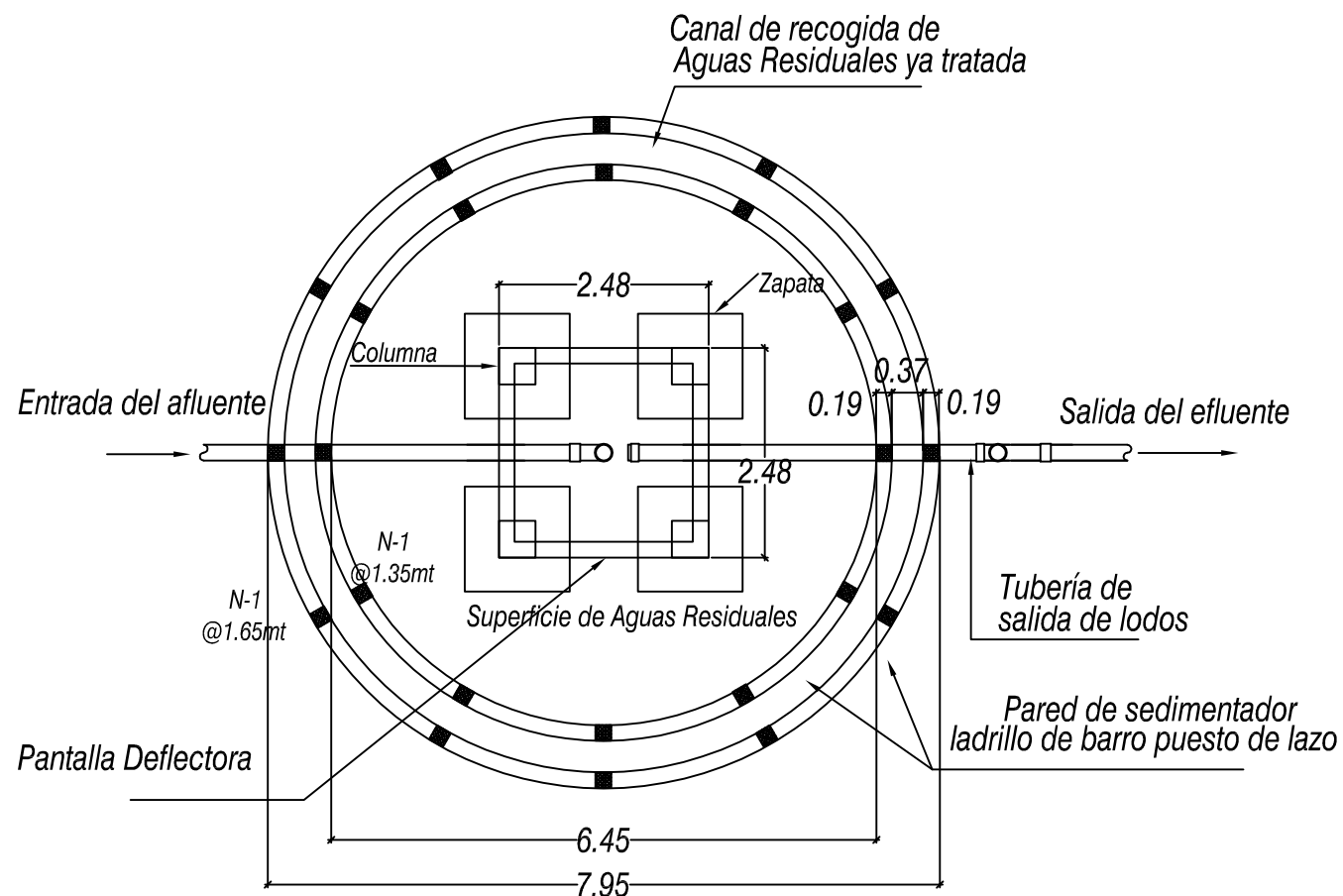
2 Nº3 EST. Nº2 @10cm
CONCRETO
F'c = 210 kg/cm2

DETALLE DE VERTEDERO



VARILLAS Nº4 @5cm
8 Nº3 EST. Nº2 @10cm
CONCRETO 1:2:2 (F'c = 210 kg/cm2)



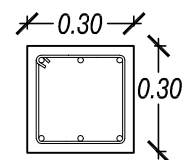


SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Planta

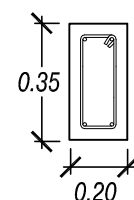
ESC 1:125

DETALLE DE COLUMNA (C1)

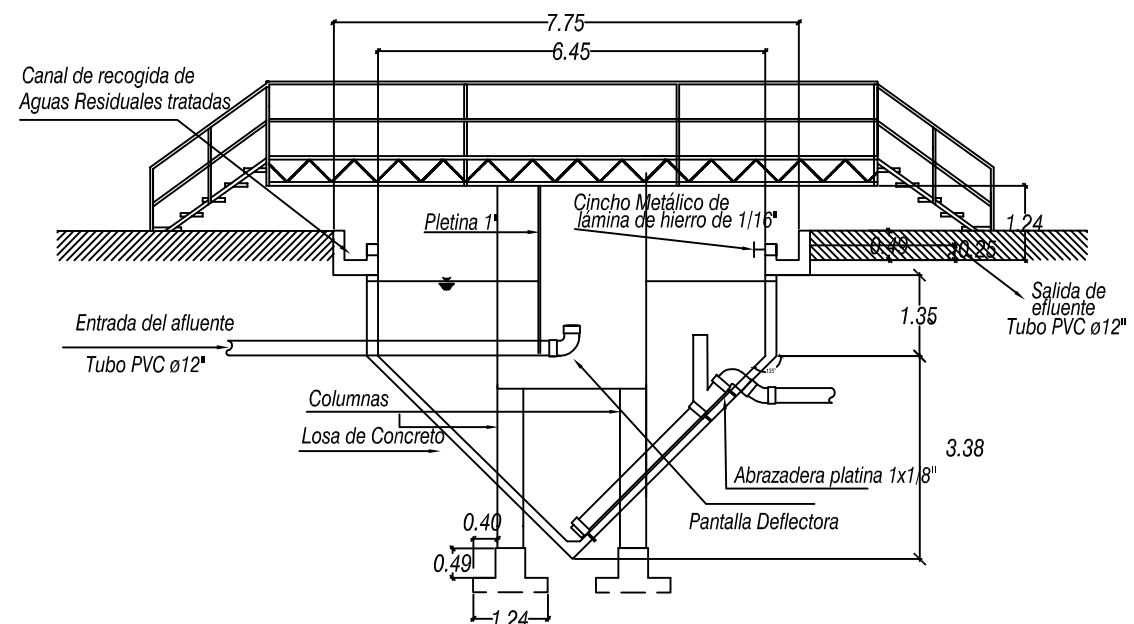


6 N°3 EST. N°2 @15cm
CONCRETO
(F'c = 210 kg/cm2)

DETALLE DE VIGA (V1)



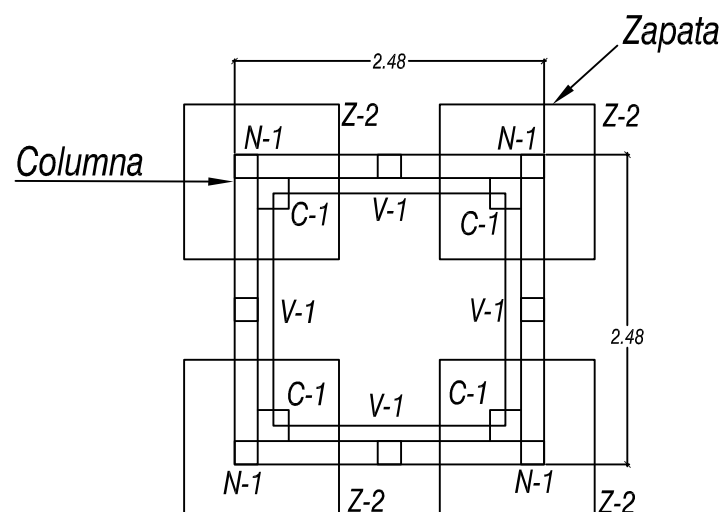
4 N°3 EST. N°2 @15cm
CONCRETO (F'c = 210 kg/cm2)



SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Sección

ESC 1:125



PANTALLA DEFLECTORA

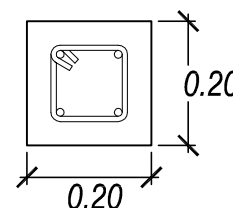
Sedimentador Secundario

Esc 1:75



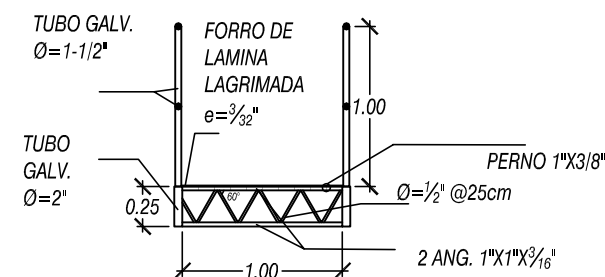
12 N°5 EST. N°3 @15cm
CONCRETO (F'c = 210 kg/cm2)

DETALLES DE SOLERAS DE CORONAMIENTO Y FUNDACION (S1) Y DE NERVIOS (N1)



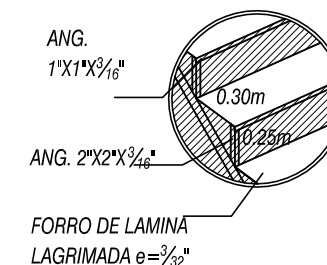
4 N°3 EST. N°2 @15cm
(F'c = 210 kg/cm2)

DETALLE DE PASARELA SECCION TRANSVERSAL



ESCALA 1:30

DETALLE DE ESCALERA

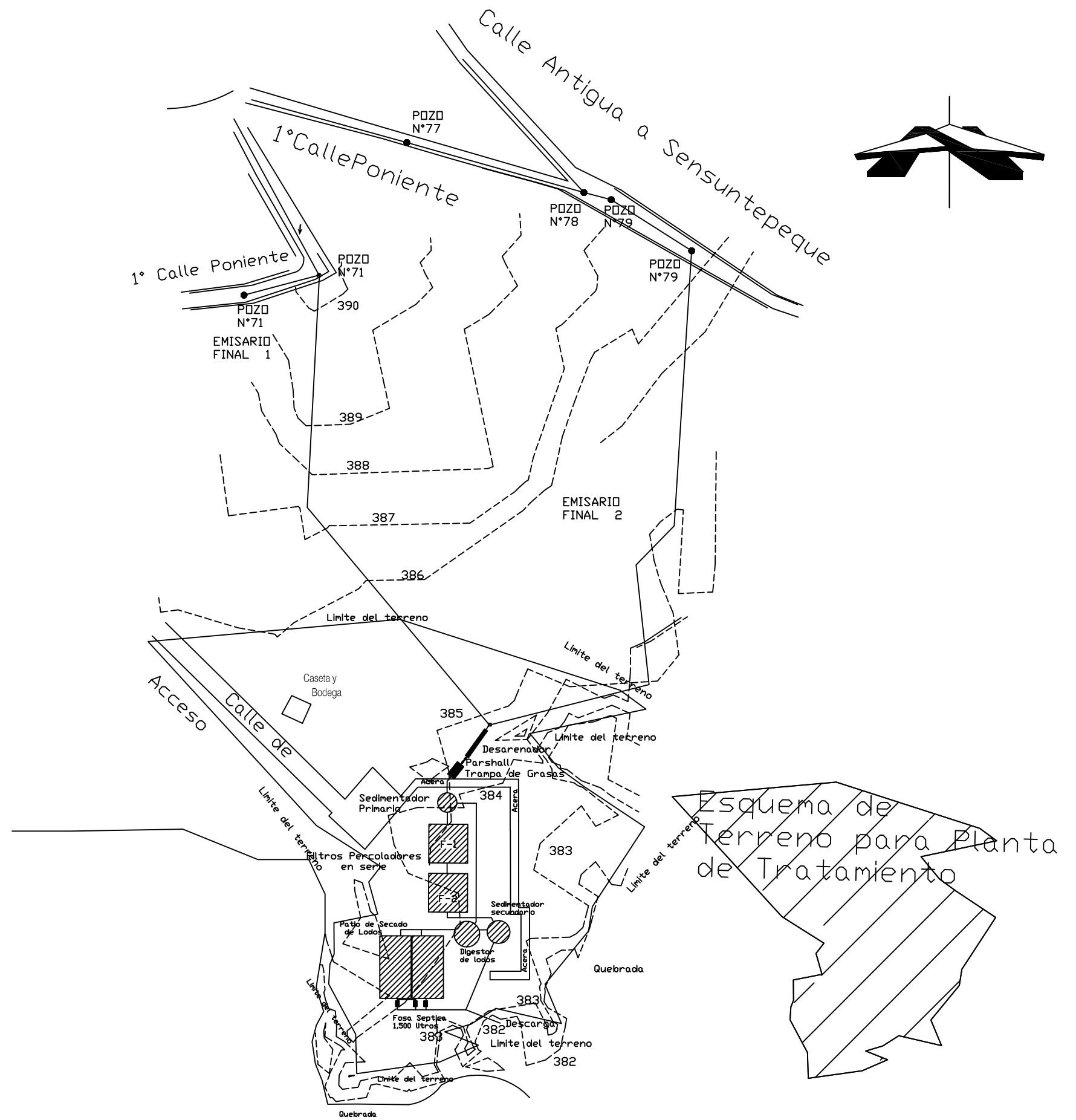


ESCALA 1:30

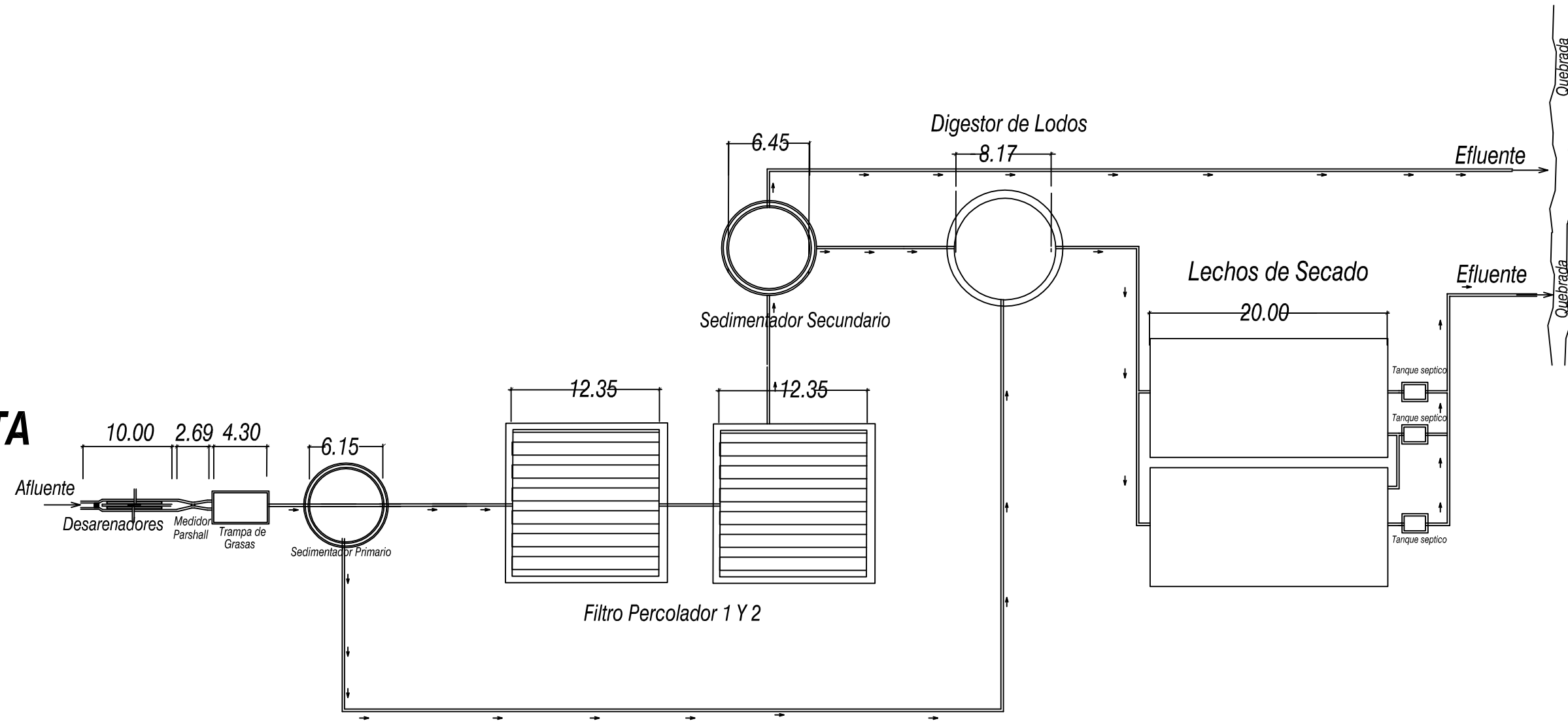
CUADRO DE CONSTRUCCION

LADO		RUMBO	DISTANCIA	V
EST	PV			
				1
1	2	N 84°56'06.35" E	80.87	2
2	3	S 72°08'35.48" E	74.10	3
3	4	S 53°49'27.85" E	10.26	4
4	5	S 78°09'05.79" O	37.92	5
5	6	S 39°43'45.86" E	14.27	6
6	7	S 53°48'59.53" E	9.83	7
7	8	S 56°24'01.27" E	23.56	8
8	9	S 33°09'13.68" O	30.47	9
9	10	S 09°03'32.07" O	7.92	10
10	11	S 39°21'11.80" O	22.03	11
11	12	S 22°46'47.81" E	13.65	12
12	13	N 77°02'29.49" O	21.57	13
13	14	S 57°26'56.48" O	9.36	14
14	15	S 73°41'49.99" O	8.78	15
15	16	S 68°15'03.64" E	11.56	16
16	17	S 66°41'29.92" O	13.50	17
17	18	S 81°57'24.00" O	26.76	18
18	19	N 01°50'26.13" O	12.64	19
19	20	N 28°09'55.27" O	18.17	20
20	21	N 03°14'44.47" E	6.31	21
21	22	N 22°22'45.81" E	3.63	22
22	23	N 00°30'44.52" O	9.97	23
23	24	N 78°47'26.57" E	14.30	24
24	25	N 15°50'31.11" O	10.64	25
25	26	N 37°49'01.72" E	6.34	26
26	27	N 57°38'06.05" O	24.41	27
27	1	N 42°29'10.77" O	79.82	1

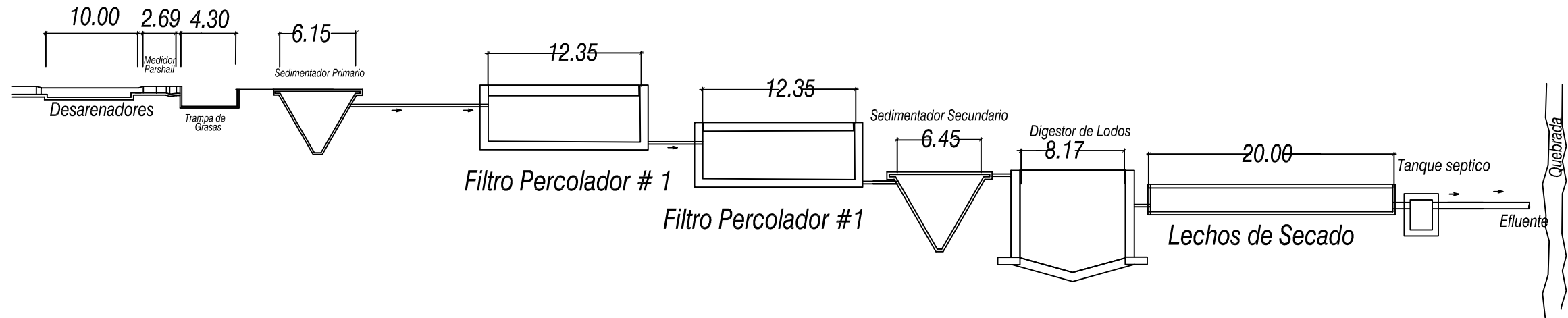
SUPERFICIE = 12,118.20 m²



PLANTA



PERFIL



ESQUEMA GENERAL DE PLANTA DE TRATAMIENTO

ALTERNATIVA # 2

Esc 1:250



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE ING. CIVIL

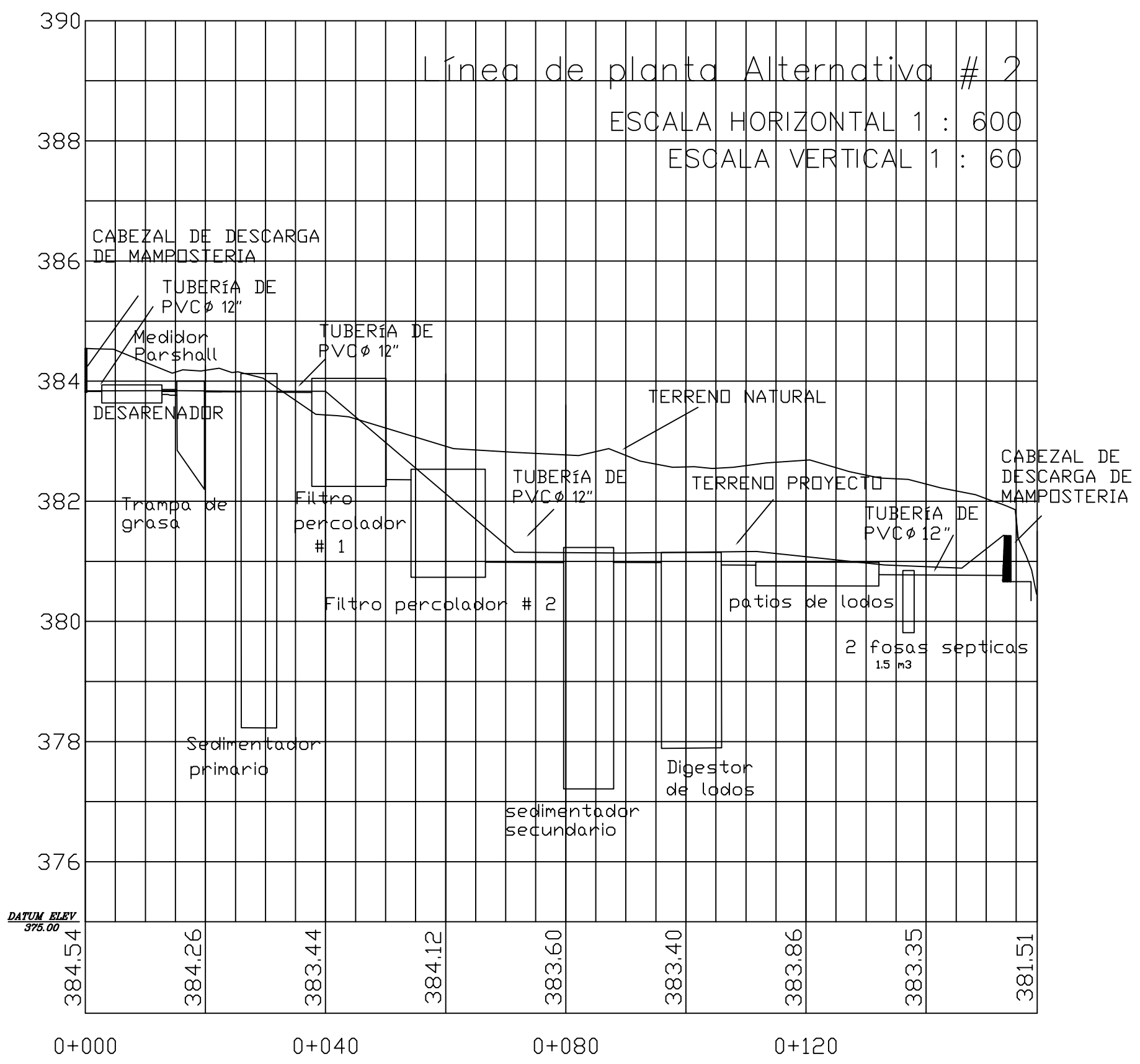
PRESENTA
Alfaro Melga, Jenny Mercedes
Carranza Cisneros, José Luis
González Reyes, Italo
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
Ingeniero Civil

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS
Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS

CONTENIDO:
Esquema de Planta
de Tratamiento-Alternativa 2

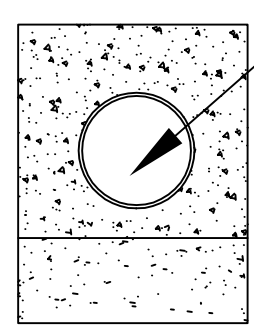
ESCALA:
1:250
FECHA:
AGOSTO 2012

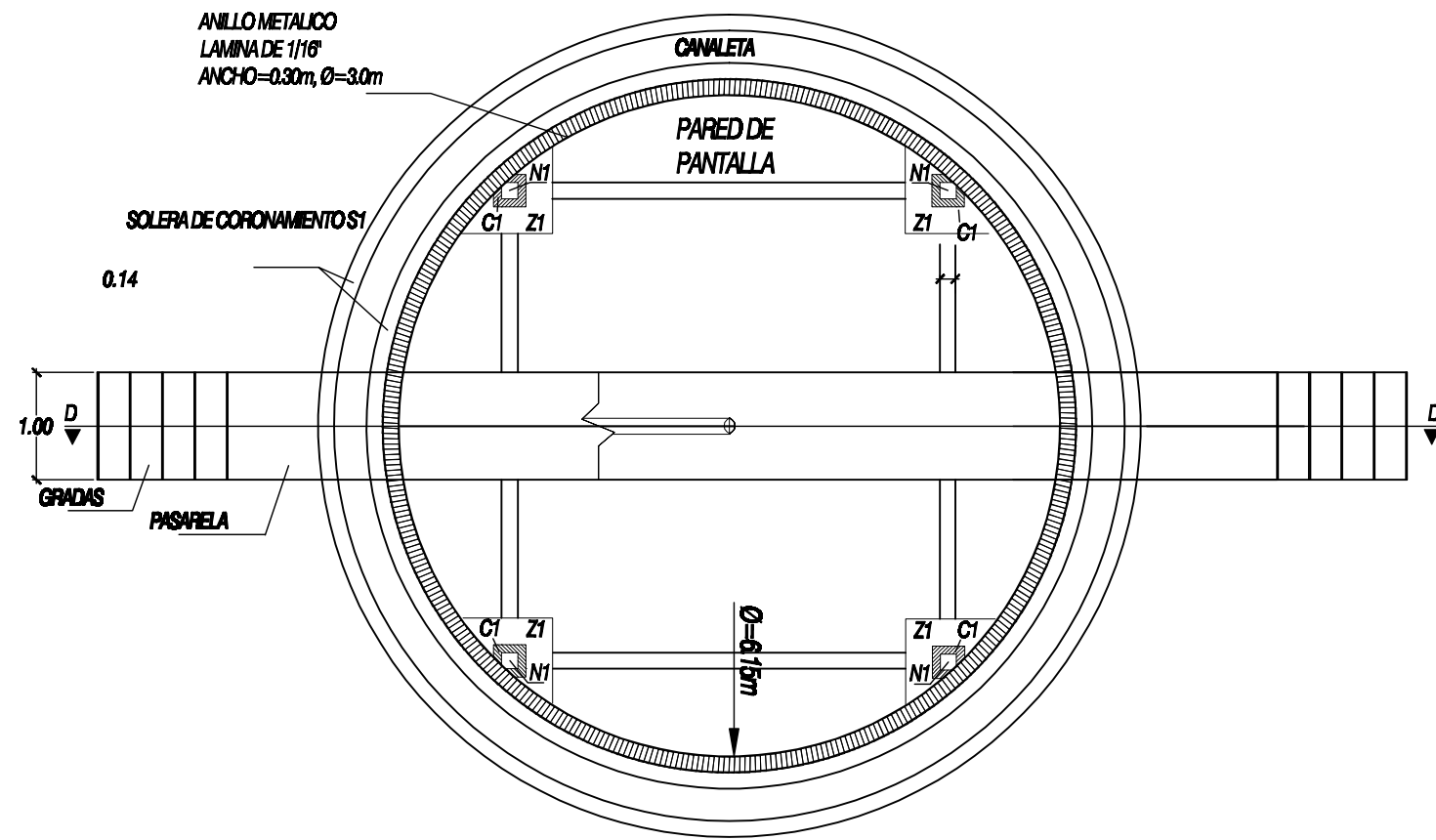
No. DE HOJA CORRELATIVO
P.T. 10 de 15



CABEZAL DE MAMPOSTERIA
EN PUNTO DE DESCARGA

TUBERIA DE SALIDA DE 12"

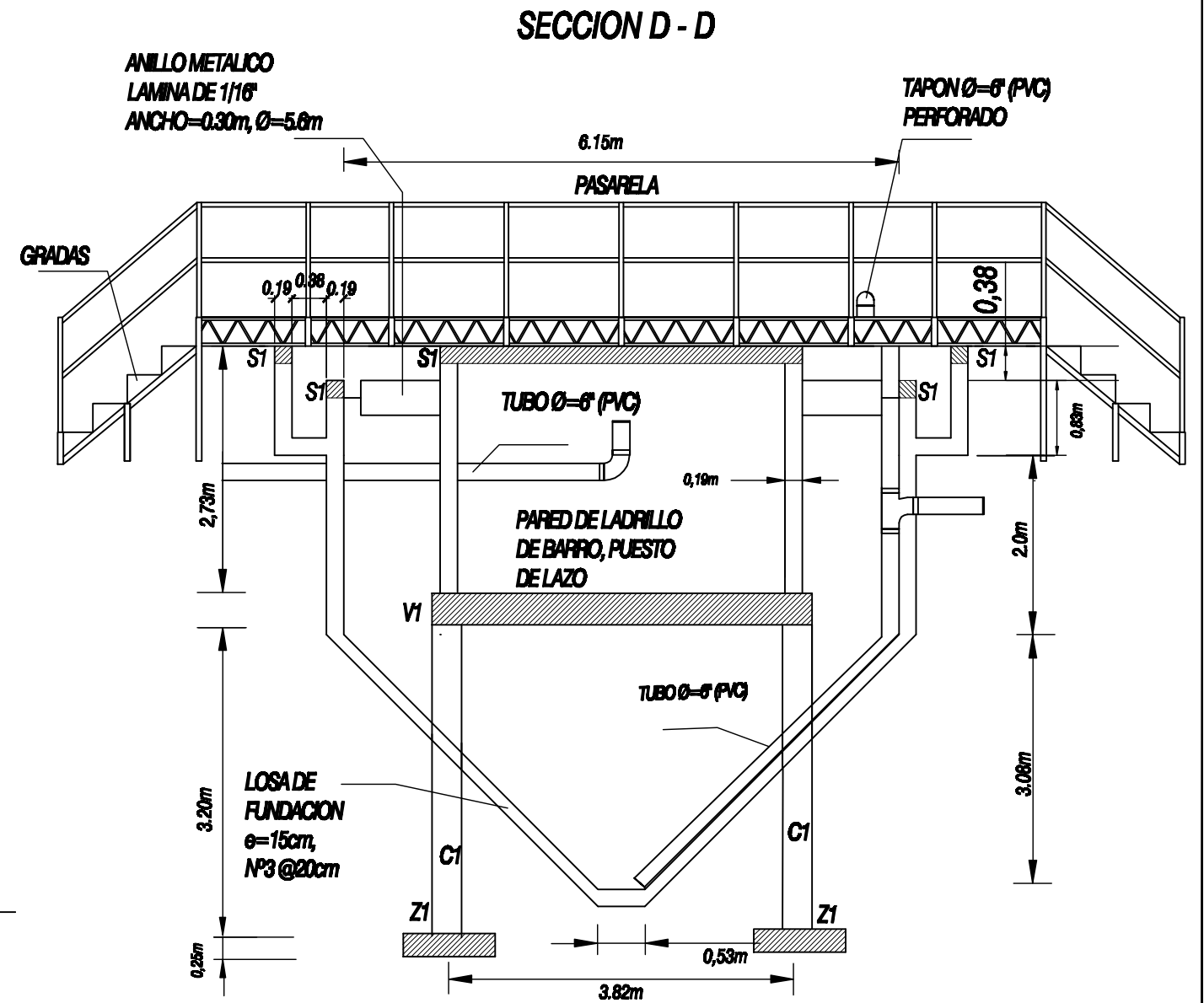




SEDIMENTADOR PRIMARIO

Planta

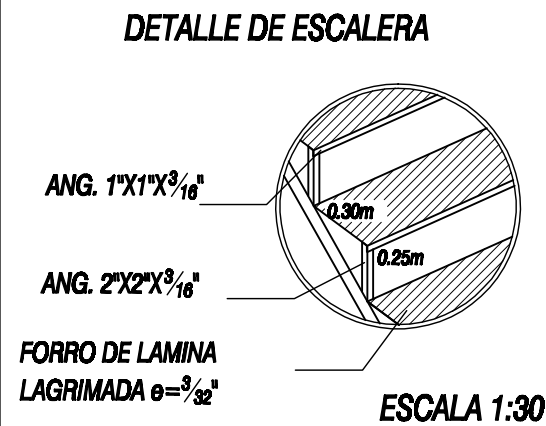
ESC 1:100



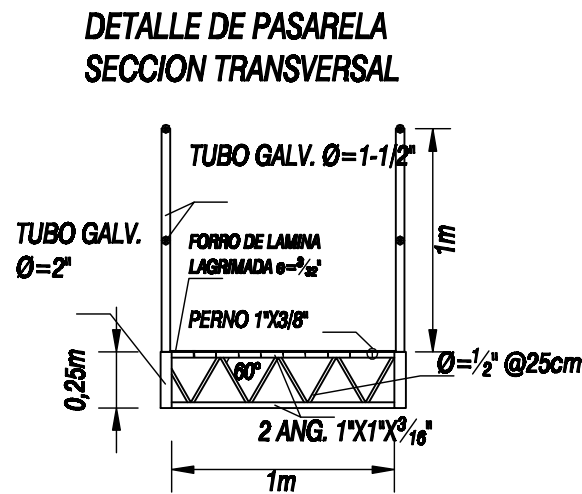
SEDIMENTADOR PRIMARIO

Sección

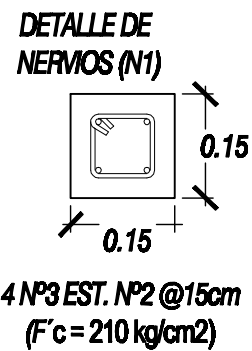
ESC 1:100



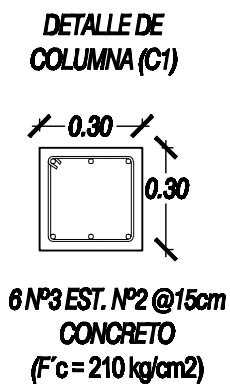
ESCALA 1:30



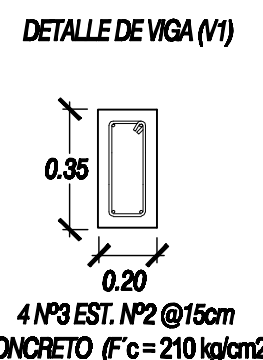
ESCALA 1:30



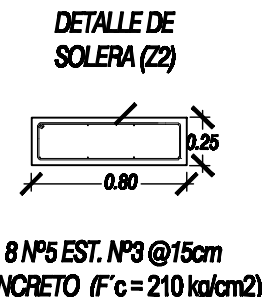
4 N#3 EST. N#2 @15cm
(F'c = 210 kg/cm2)



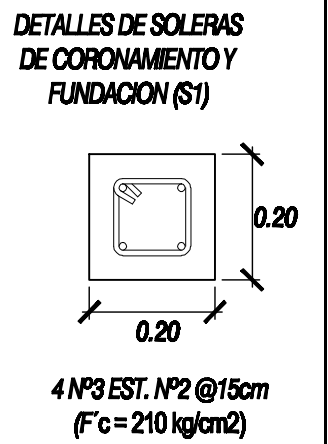
6 N#3 EST. N#2 @15cm
CONCRETO
(F'c = 210 kg/cm2)



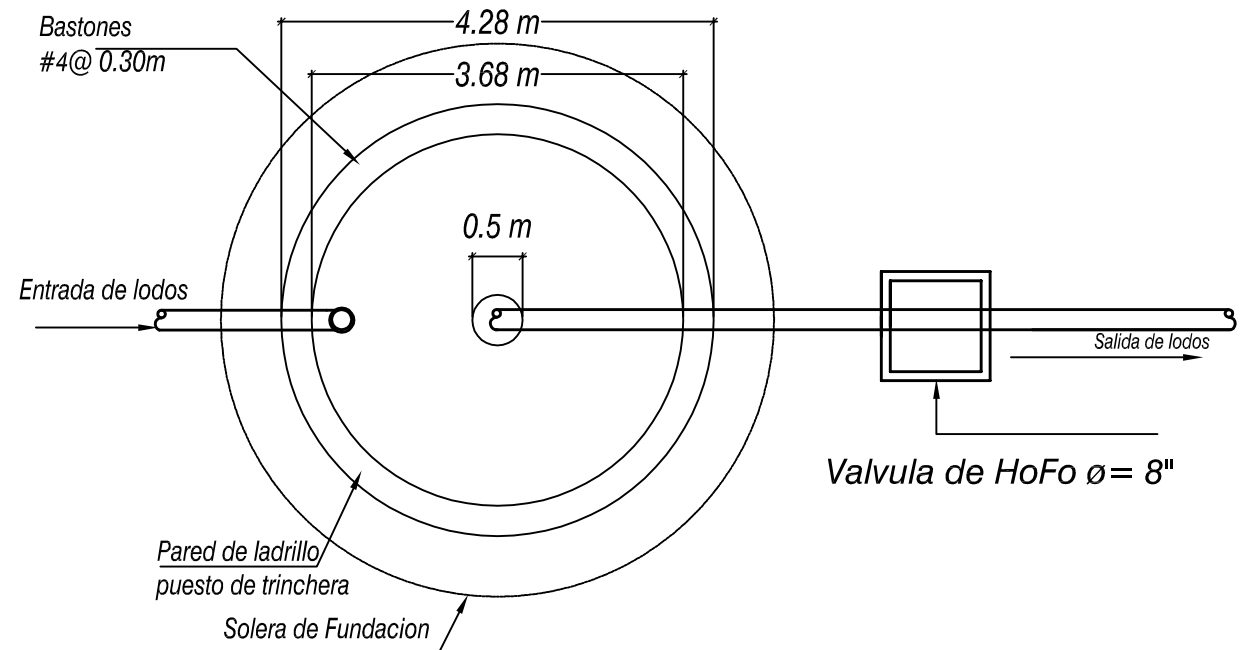
4 N#3 EST. N#2 @15cm
CONCRETO (F'c = 210 kg/cm2)



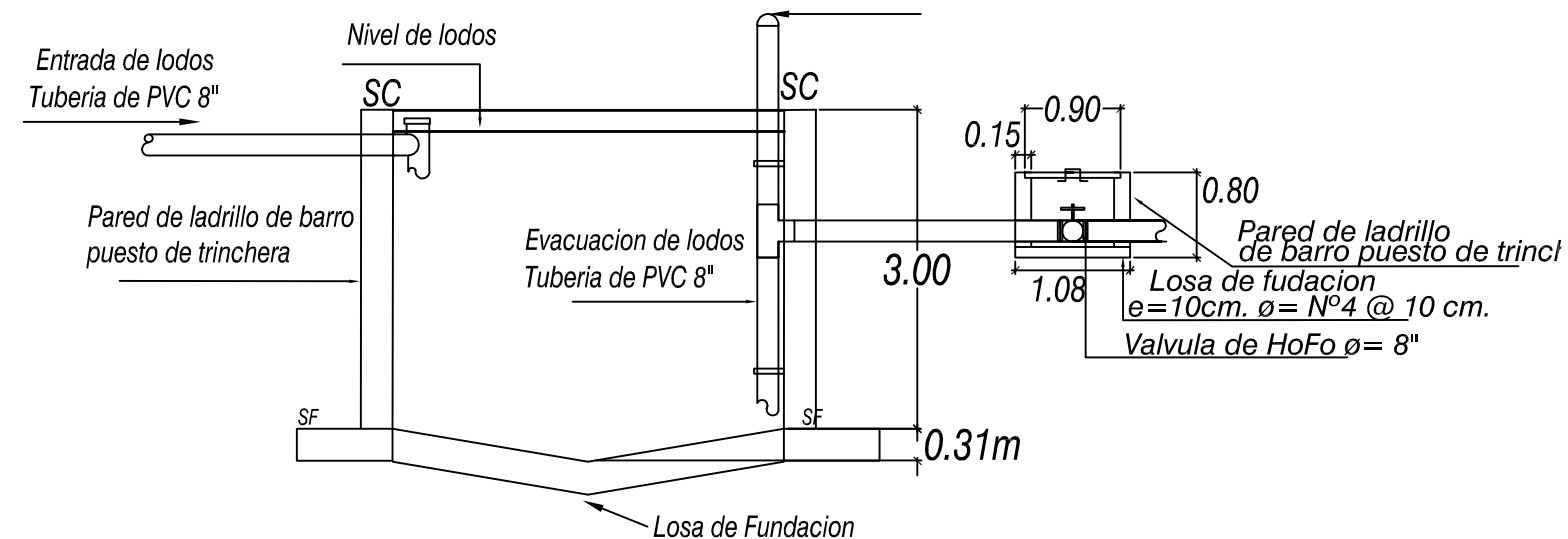
8 N#5 EST. N#3 @15cm
CONCRETO (F'c = 210 kg/cm2)



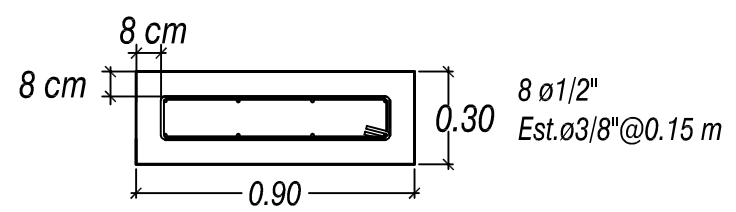
4 N#3 EST. N#2 @15cm
(F'c = 210 kg/cm2)



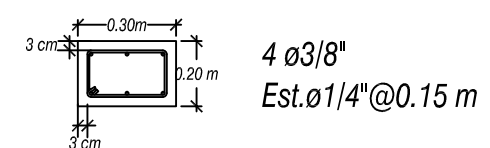
DIGESTOR DE LODOS (Alternativa -1)
Planta Esc 1:100



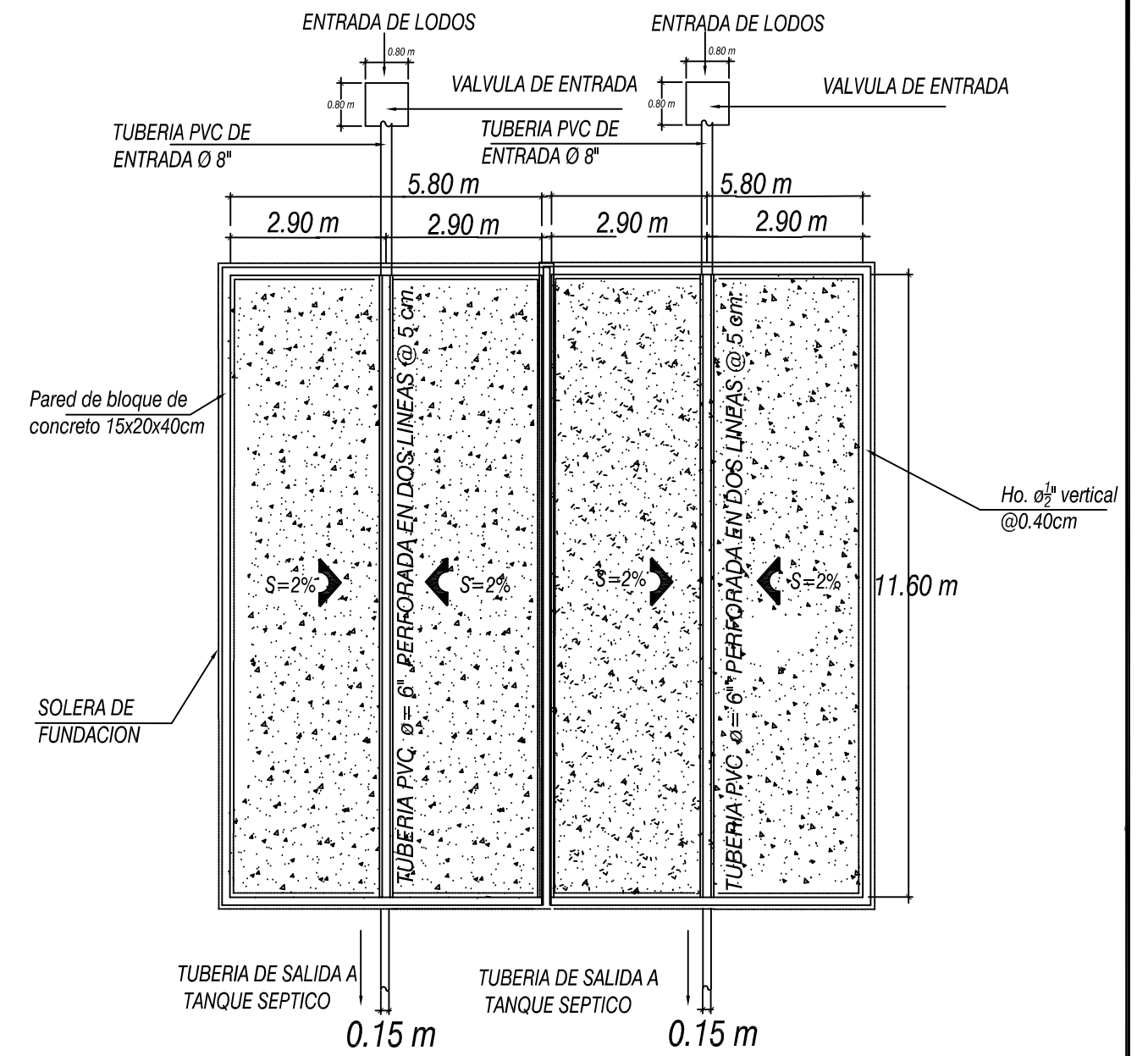
DIGESTOR DE LODOS (Alternativa-1)
Sección Esc 1:100



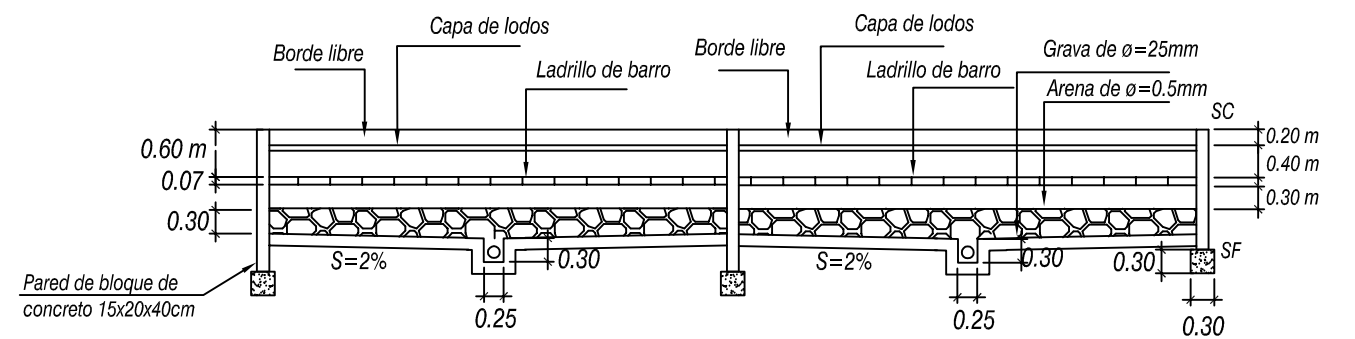
Solera de Fundación SF
Sin Escala



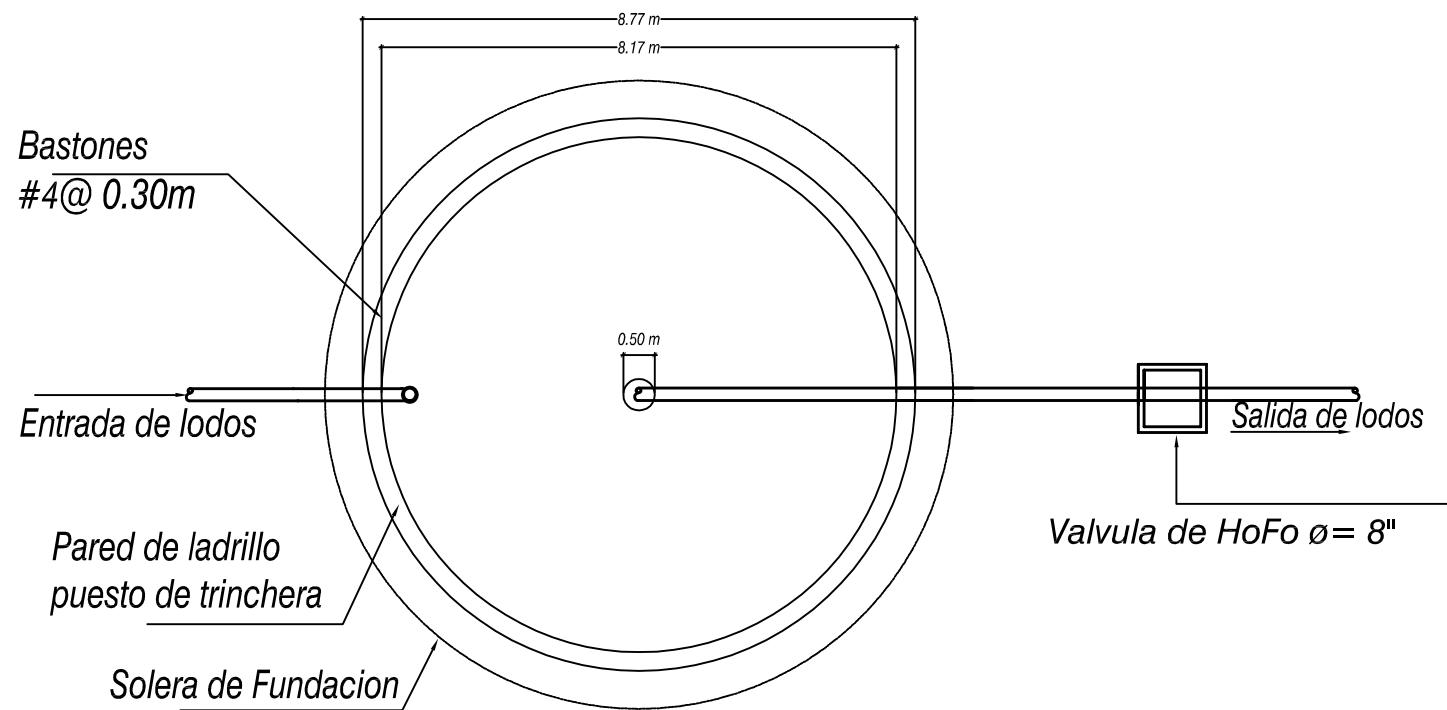
Solera de Corona SC
Sin Escala



PATIO DE SECADO DE LODOS
Planta (Alternativa 1) Esc 1:100

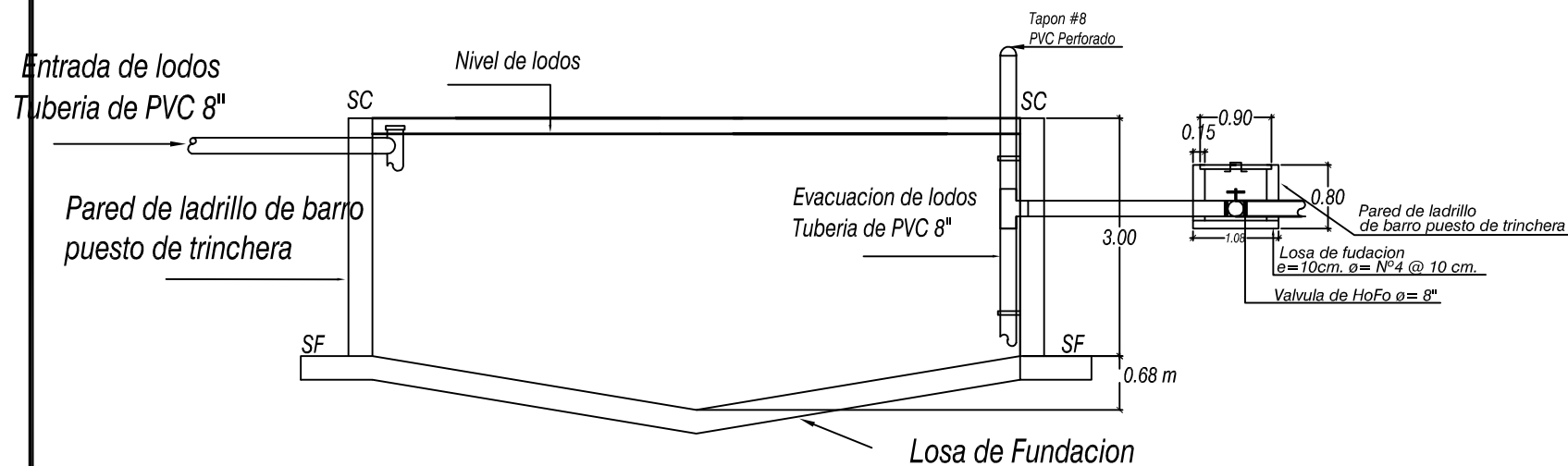


PATIO DE SECADO DE LODOS
Sección Tipo Esc 1:100



DIGESTOR DE LODOS (Alternativa-2)

Planta Esc 1:100

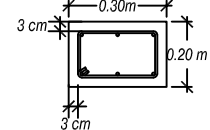


DIGESTOR DE LODOS (Alternativa 2)

Sección Esc 1:100



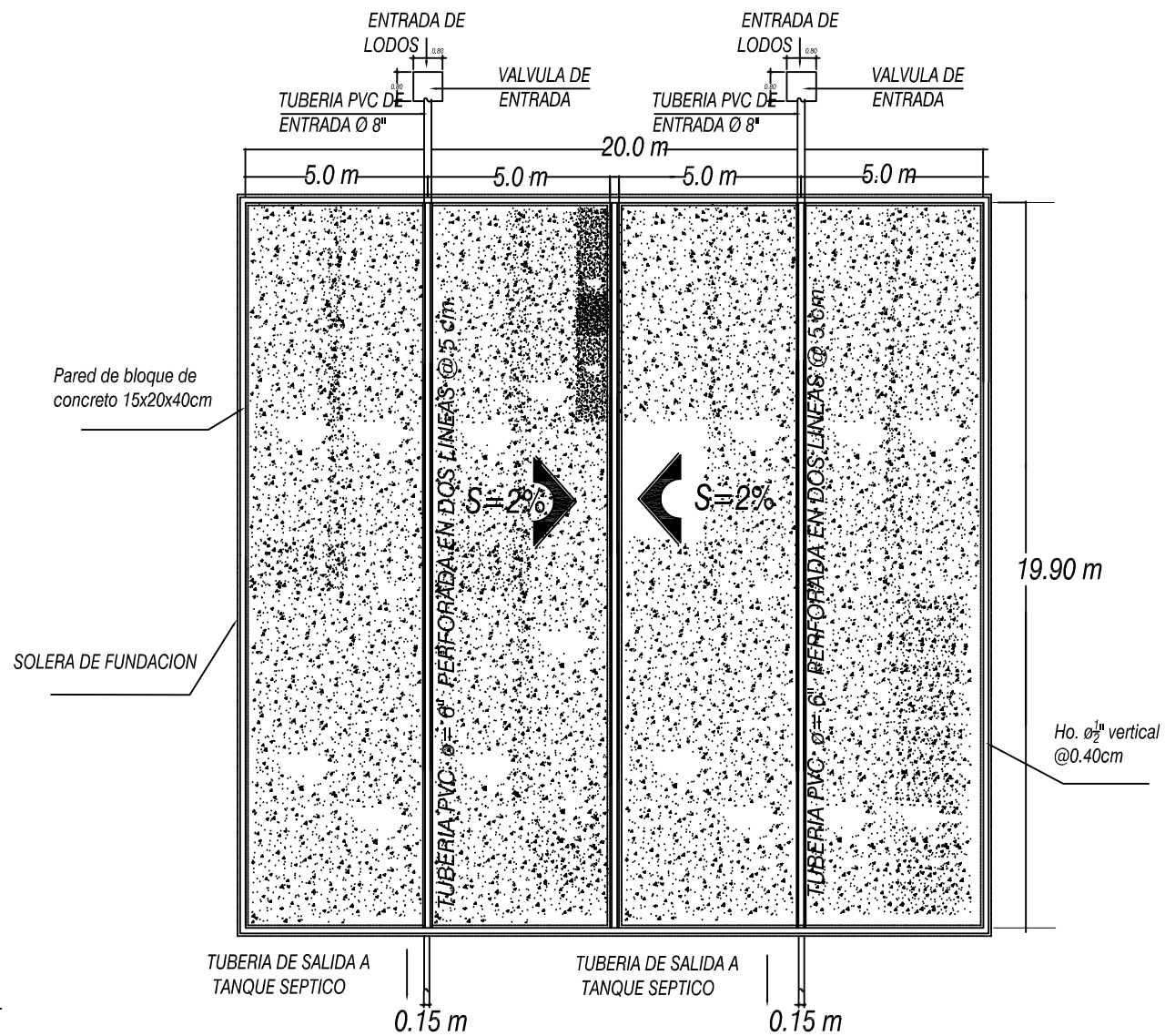
8 ø1/2"
Est. ø3/8" @ 0.15 m



4 ø3/8"
Est. ø1/4" @ 0.15 m

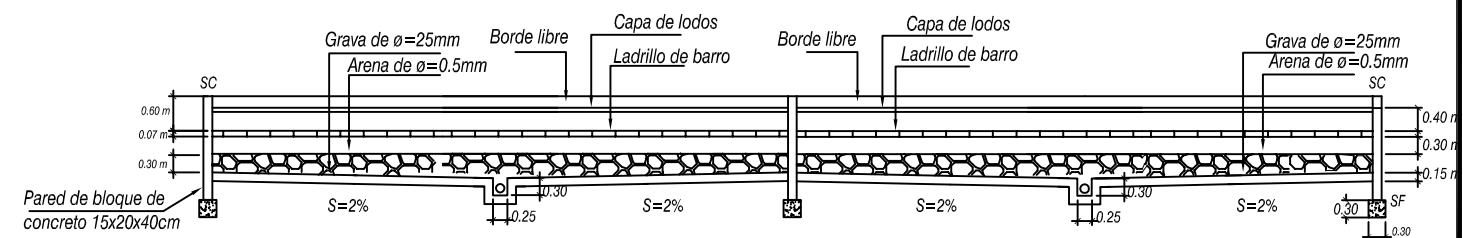
Solera de Corona SC

Sin Escala



PATIO DE SECADO DE LODOS

Planta (Alternativa 2) Esc 1:100



PATIO DE SECADO DE LODOS

Sección Tipo Esc 1:100

Solera de Fundación SF

Sin Escala



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FAC. DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE ING. CIVIL

PRESENTA
Alfaro Melga, Jenny Mercedes
Carranza Cisneros, José Luis
González Reyes, Italo
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
Ingeniero Civil

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS
Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PARA EL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABANAS

CONTENIDO:
Digestor de Lodos y
Patio de Secado
Alternativa 2

ESCALA:
INDICADAS
FECHA:
AGOSTO 2012

No. DE HOJA CORRELATIVO
P.T. 14 de 15



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FAC. DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE ING. CIVIL

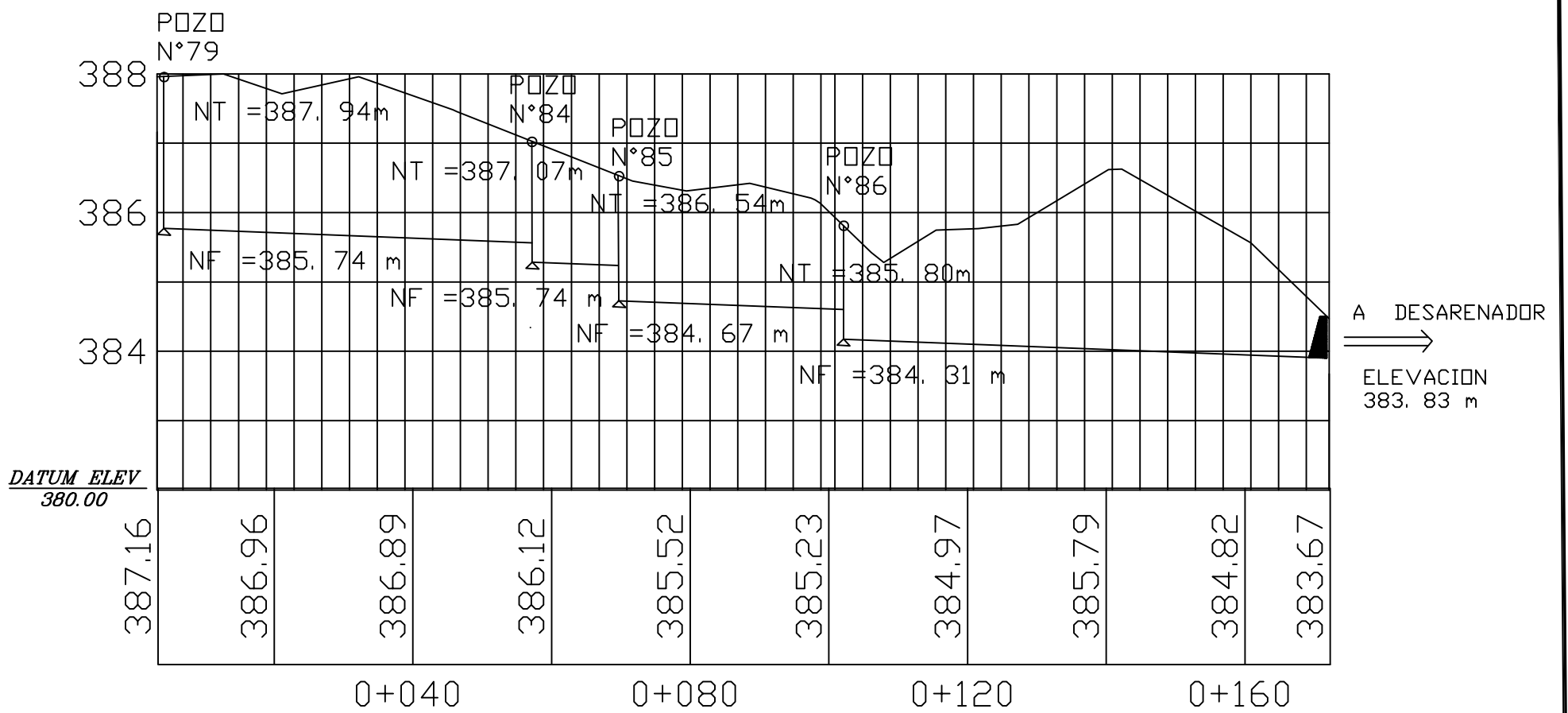
PRESENTA
Afrajo Melgar, Jenny Mercedes
Garranza Cisneros, José Luis
González Reyes, Italo
PARA OBTENER AL TÍTULO DE
Ingeniero Civil

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO, AGUAS LLUVIAS
Y DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, DEPARTAMENTO DE CABANAS

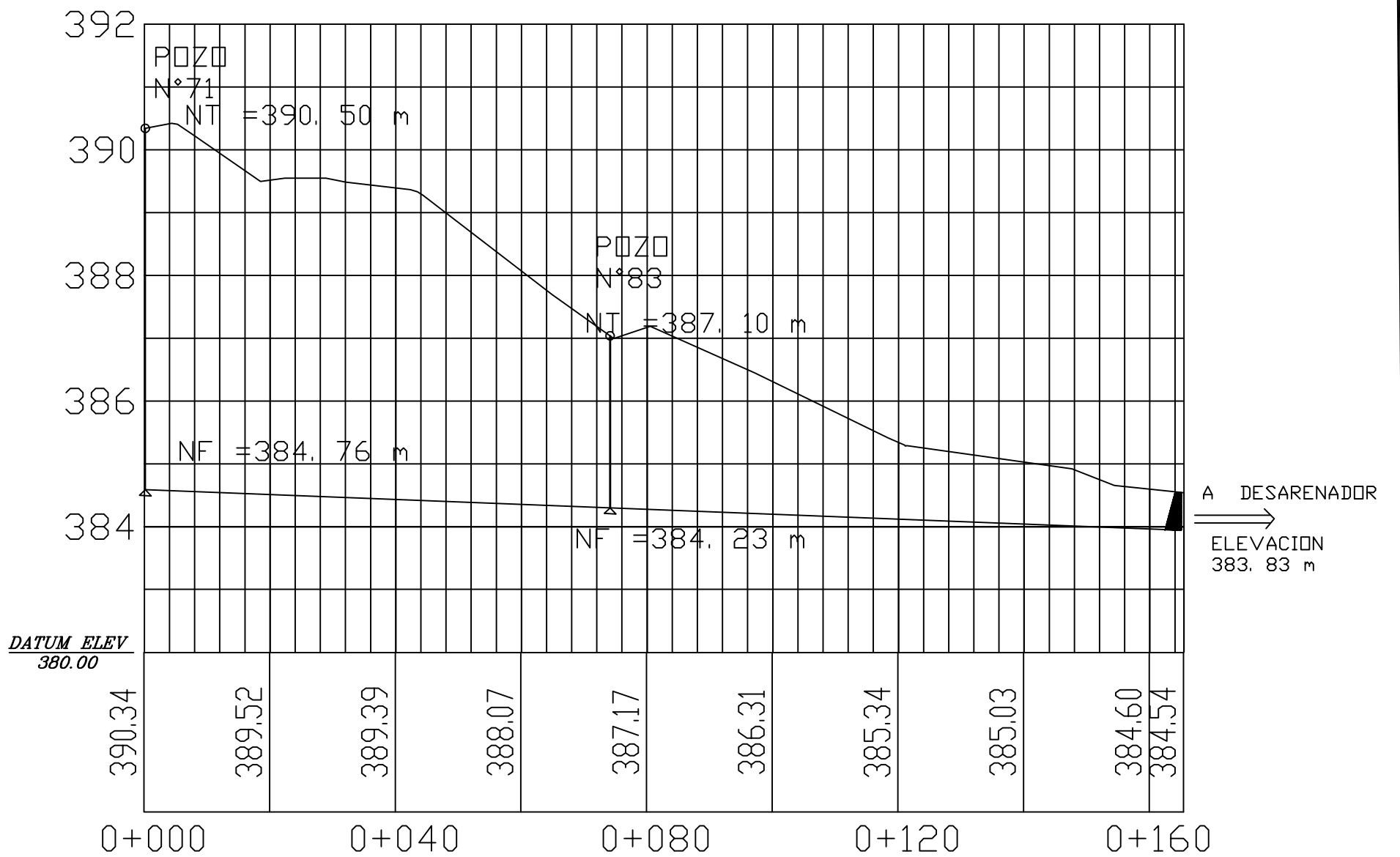
CONTENIDO:
Perfiles de
Emisarios

ESCALA:
1:500
FECHA:
AGOSTO 2012

No. DE HOJA
P.T. 15 de 15
CORRELATIVO



Emisario 2
Escala vertical 1 :100 Escala
Horizontal 1:1000



Emisario 1
Escala vertical 1 :100 Escala
Horizontal 1:1000

6.7 PRESUPUESTOS DE LAS ALTERNATIVAS DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Las cantidades de obras de las partidas se obtuvieron de los planos y detalles de los elementos diseñados y presentados en el apartado 6.6 de este capítulo.

Las áreas, volúmenes y longitudes se calcularon con ayuda de un software de Dibujo Asistido por Computadora (CAD por sus siglas en inglés).

Los Costos Directos se obtuvieron de la lista de precios del FISDL para el año 2011 y de investigación propia del grupo.

El Costo Indirecto investigado es el 30% del Costo Directo ($CI = 0.30 * CD$).

El IVA es el 13% de la suma del Costo Directo mas el Costo Indirecto de la actividad correspondiente ($IVA = 0.13 (CD + CI)$).

El Costo Unitario corresponde a la suma del Costo Directo mas el Costo Indirecto mas el IVA ($Costo\ Unitario = CD + CI + IVA$).

El Total de la Partida se obtuvo de multiplicar la Cantidad de Obra por el costo unitario.

Tabla 6.24 Presupuesto de la planta de tratamiento alternativa N° 1

PRESUPUESTO ALTERNATIVA DE PLANTA DE TRATAMIENTO N° 1					
ITEM	DESCRIPCION DE ACTIVIDADES	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	SUB-TOTAL
1	Compra de terreno	1	SG	\$35,000.00	\$35,000.00
2	Instalaciones provisionales	1	SG	\$1,500.00	\$1,500.00
3	Terracería general, área verde y de circulación	1	SG	\$27,243.45	\$27,243.45
4	Tubería de entrada a la planta	1	SG	\$15,417.51	\$15,417.51
5	Canal de entrada y rejillas	1	SG	\$976.23	\$976.23
6	Desarenadores	1	SG	\$670.89	\$670.89
7	Medidor tipo parshall	1	SG	\$300.97	\$300.97
8	Trampa de grasas	1	SG	\$961.92	\$961.92
9	Tanque imhoff	1	SG	\$70,856.16	\$70,856.16
10	Filtro percolador	1	SG	\$54,271.81	\$54,271.81
11	Sedimentador secundario	1	SG	\$52,273.70	\$52,273.70
12	Digestor de lodos	1	SG	\$35,387.55	\$35,387.55
13	Patios de secado de lodos + Tanque séptico	1	SG	\$20,787.50	\$20,787.50
14	Tuberías de conexión y descarga	1	SG	\$12,918.27	\$12,918.27
15	Protección perimetral	1	SG	\$31,252.15	\$31,252.15
16	Caseta del operador	1	SG	\$6,010.50	\$6,010.50
				\$365,828.61	

Tabla 6.25 Presupuesto de la planta de tratamiento alternativa N° 2

PRESUPUESTO ALTERNATIVA DE PLANTA DE TRATAMIENTO N° 2					
ITEM	DESCRIPCION DE ACTIVIDADES	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	SUB-TOTAL
1	Compra de terreno	1	SG	\$35,000.00	\$35,000.00
2	Instalaciones provisionales	1	SG	\$1,500.00	\$1,500.00
3	Terracería general, área verde y de circulación	1	SG	\$26,731.74	\$26,731.74
4	Tubería de entrada a la planta	1	SG	\$15,417.51	\$15,417.51
5	Canal de entrada y rejillas	1	SG	\$976.23	\$976.23
6	Desarenadores	1	SG	\$670.89	\$670.89
7	Medidor tipo parshall	1	SG	\$300.97	\$300.97
8	Trampa de grasas	1	SG	\$961.92	\$961.92
9	Sedimentador Primario	1	SG	\$69,855.29	\$69,855.29
10	Filtro percolador	1	SG	\$56,985.40	\$56,985.40
11	Sedimentador secundario	1	SG	\$69,855.29	\$69,855.29
12	Digestor de lodos	1	SG	\$40,323.45	\$40,323.45
13	Patios de secado de lodos + Tanque séptico	1	SG	\$20,640.29	\$20,640.29
14	Tuberías de conexión y descarga	1	SG	\$12,918.27	\$12,918.27
15	Protección perimetral	1	SG	\$31,252.15	\$31,252.15
16	Caseta del operador	1	SG	\$6,010.50	\$6,010.50
				\$389,399.90	

Tabla 6.26 Costo total de alternativa N° 1

PROYECTO	COSTO
ALCANTARILLADO SANITARIO	\$ 551,588.07
ALCANTARILLADO PLUVIAL	\$ 466,153.28
PLANTA DE TRATAMIENTO	\$365,828.61
COSTO TOTAL	\$ 1,383,569.96

Tabla 6.27 Costo total de alternativa N° 2

PROYECTO	COSTO
ALCANTARILLADO SANITARIO	\$ 551,588.07
ALCANTARILLADO PLUVIAL	\$ 466,153.28
PLANTA DE TRATAMIENTO	\$389,399.90
COSTO TOTAL	\$ 1,407,141.25

6.8 MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

6.8.1 GENERALIDADES

Las operaciones de mantenimiento tienen lugar debido a la constante amenaza que implica la ocurrencia de una falla o error en un sistema o equipo debido al abandono en que se mantienen luego de su construcción. Además de existir una necesidad de optimizar el rendimiento de las unidades de los procesos dentro de las instalaciones de una planta de tratamiento.

El objetivo buscado por el mantenimiento es contar con instalaciones en óptimas condiciones en todo momento, para asegurar una correcta operación del sistema, lo cual está basado en la carencia de errores y fallas.

El mantenimiento debe procurar un desempeño continuo y operando bajo las mejores condiciones técnicas, sin importar las condiciones externas (ruido, polvo, humedad, calor, etc.) del ambiente al cual este sometido el sistema.

El mantenimiento además debe estar destinado a:

- Optimizar la producción del sistema.
- Reducir los costos por averías.
- Disminuir el gasto por nuevos equipos.
- Maximizar la vida útil de los equipos.

Dentro de las plantas de tratamiento el mantenimiento requiere que sea preventivo y correctivo. Llamamos "Mantenimiento Preventivo o Mantenimiento Planificado", a aquellas actividades antes de que ocurra una falla o avería, se efectúa bajo condiciones controladas sin la existencia de algún error en el sistema. Se realiza a razón de la experiencia y pericia del personal a cargo, los cuales son los encargados de determinar el momento necesario para llevar a cabo dicho procedimiento. Y llamamos "Mantenimiento Correctivo o

Mantenimiento Reactivo", a aquel que tiene lugar luego que ocurre una falla o avería, es decir, solo actuará cuando se presenta un error en el sistema.

6.8.2 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL SISTEMA PRELIMINAR

Cámara de rejas

Operación

Permiten retener sólidos orgánicos grandes que flotan o están suspendidos.

· Las aguas residuales contienen trapos, desperdicios, pedazos de madera, arena, etc., que deben ser removidos antes de ingresar a las unidades de tratamiento debido a que pueden obstruir cañerías, canaletas, orificios, entre otros elementos que una vez admitidas en la planta, son de difícil remoción y pueden afectar posteriormente el proceso de tratamiento.

Mantenimiento diario:

· Los residuos atrapados en las rejas deben extraerse tantas veces al día como sea necesario para prevenir inconvenientes al libre escurrimiento del líquido. Por lo tanto se recomienda la limpieza como mínimo dos veces al día una por la mañana y la otra por la tarde. La remoción del material atrapado en la rejilla constituye una función clave para mantener el caudal interrumpido.

· Los residuos retenidos en las rejas serán removidos con rastrillos de mango largo, los que deben ser livianos para facilitar su manejo.

· Al final de cada jornada, los obreros deben lavar los utensilios empleados (pala, rastrillos, carretillas) a fin de evitar la proliferación de insectos y malos olores por la descomposición de la materia orgánica depositada en éstos.



Figura 6.30 Limpieza de rejillas.

- Se debe pintar las rejillas cada 6 meses con pintura anticorrosiva.
- El material retenido en las rejillas deberá ser transportado a un sitio dentro de la planta con ayuda de una carretilla de mano.
- Se recomienda que el material retirado de las rejillas sea colocados en un depósito de basura o en un contenedor y cubrirlos con cal para evitar malos olores y posteriormente sean enterrados siempre para evitar malos olores y la atracción de vectores como insectos.

El material debe ser recubierto con una capa de tierra de 0.1 a 0.3 m de espesor. Además se aconseja excavar un lugar para enterrar dicho material poco a poco, cubriéndolo diariamente con cal o tierra.

- Lavar las rejillas y paredes con agua a presión.

Mantenimiento anual:

- Revisar las rejillas si presentan corrosión para proceder a lijarlas y pintarlas. También se debe revisar las paredes y el fondo para reparar dichas estructuras.



Figura 6.31 Canal de rejillas con obstrucción.

Desarenador.

Operación

El agua residual que pasa por sistema de rejillas llega a las cámaras desarenadores donde las cantidades de sólidos inorgánicos se sedimentan.

Mantenimiento diario:

- Estos deberán limpiarse por la mañana. En periodos de invierno se sugiere que se revise el canal después de un aguacero. En casos cuando el agua sea muy turbia deberá realizarse una limpieza con mayor frecuencia.
- Podrá aislarse uno de los desarenadores con el fin de realizar su respectiva limpieza dejando la otra cámara en funcionamiento.
- Con palas, cubetas, baldes, tablas y carretilla, remover los sedimentos de la cámara, y llevándolos fuera del lugar.
- La limpieza se efectuará en forma manual y el material extraído será transportado por carretillas hacia los patios de secado.



Figura 6.32 Limpieza de desarenador.

Mantenimiento semanal:

- Desprender el material adherido al fondo y paredes de la cámara.
- Enjuagar completamente la cámara antes de restaurar su funcionamiento.

Mantenimiento mensual:

- Engrasar los tornillos y partes que sirven para la abertura y cierre de las compuertas

Mantenimiento anual:

- Se deberán revisar por lo menos una vez por año las placas que trabajan como compuertas evitando así que se oxiden y pintar los posibles puntos de corrosión.

Medición de caudales.

Operación

Para la medición de caudal se utilizara un medidor Parshall en las diferentes plantas. El agua pasa atreves de él, se mide con una regla la altura del agua (tirante) en el punto de medición y así se conoce un indicio para determinar el valor del caudal.

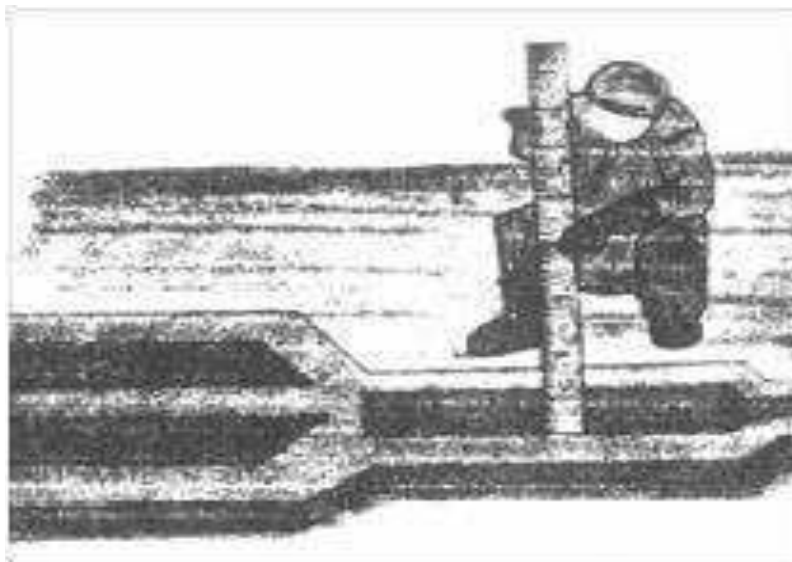


Figura 6.33 Medición del caudal.

Mantenimiento diario:

- Se recomienda realizar las mediciones del caudal una vez por la mañana y la otra por la tarde o podrán realizarse las lecturas, a las siguientes horas: 07:00, 09:00, 12:00, 13:00, 15:00, 17:00, 18:00 y 20:00.
- De no contarse con una regla graduada para realizar las mediciones podrá utilizarse una cinta métrica en forma vertical en el punto de medición.

Mantenimiento semanal:

- Realizar limpieza en las paredes, piso y cinta de medición. Esto evitara la acumulación de sedimentos y residuos y proliferación de insectos. Esto puede realizarse con una escoba o un cepillo plástico de mango largo.

Mantenimiento mensual:

- Deberá revisarse el dispositivo por si presenta algún deterioro.

6.8.3. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL TRATAMIENTO PRIMARIO

Tanque sedimentador primario

Operación

Permite eliminar el material flotante que contiene el agua residual, permitiendo reducir el contenido de sólidos sedimentables y en suspensión.



Figura 6.34 Sedimentador Primario.

- Las descargas de lodos del sedimentador primario hacia el digester de lodos se harán según lo establecido en el diseño hidráulico.

Mantenimiento diario:

- Por medio de un colador de malla de alambre galvanizado, retirar las natas, espumas y sólidos flotantes que se acumulan en la superficie (como se muestra en la figura 6.35) y luego deberán trasladarse a los patios de secado para su escurrimiento.

Revisar las tuberías o canales de entrada para verificar que no haya obstrucciones. De existir alguna obstrucción, limpiar con agua y retirar los sólidos.



Figura 6.35 Remoción de natas.

- Limpiar el canal perimetral con una escoba plástica. Así esta área se encontrara libre de sedimentos y que se vuelva resbalosa.
- Verificar la altura de lodos sedimentados introduciendo una varilla de acero forrada de una tela blanca (o un palo de madera pintado de color blanco) cuya altura será según la profundidad del tanque diseñado.

Mantenimiento semanal:

- Limpiar con agua a presión la caja de inspección, distribuidora y de conexión al digestor y así evitar alguna obstrucción.

Mantenimiento anual:

- Verificar si se encuentran puntos de corrosión y aplicarles pinturas anticorrosivas
- Revisión de las estructuras de concreto, ya que estas pueden dañarse por los gases generados en el proceso.

6.8.4. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL TRATAMIENTO SECUNDARIO

Filtro percolador.

Operación

Permite que las aguas residuales procedentes del tratamiento primario estén en contacto con cultivos biológicos, fijados en materiales como: basalto, granito, piedra volcánica u otro tipo de piedra (Ver figura 6.36).



Figura 6.36 Filtro percolador pequeño.

Mantenimiento diario:

- Al comenzar las actividades diarias se debe limpiar los vertederos de distribución y retirar los sólidos que se encuentren en ellos, de esta manera se evitara que se obstruyan, o el flujo no se distribuya de forma uniforme.
- Mantener las paredes mojadas. Esto evitara la presencia de moscas en el filtro.
- Remover cualquier acumulación de hojas u otras basuras presentes en la superficie del medio filtrante.
- Limpiar las tuberías de entrada y salida, con agua a presión para retirar la basura que pueda encontrarse en éstas.

- Los desechos recolectados de la limpieza se deben depositar en los patios de secado para escurrirse antes de su disposición final.
- Observar el nivel del agua sobre la superficie del lecho filtrante. Si esta encima de la superficie puede indicar taponamiento.



Figura 6.37 Limpieza de canales del filtro percolador.

Mantenimiento semanal:

- Revisar la tubería principal que se localiza a la salida del filtro y quitar el lodo presente para mantenerlo limpia.
- Con agua a presión limpiar la superficie del filtro logrando desprender parte de la biomasa de las piedras, y en las zonas donde se pueda observar una tendencia al encharcamiento penetrar unos 30 cm sin remover la piedra de la superficie.

Mantenimiento anual:

- Revisar las estructuras de concreto y metálica, para verificar aquellos puntos de corrosión y así proceder a lijar y aplicar pintura anticorrosiva.

Sedimentador secundario

La operación y mantenimiento será la misma descrita en el sedimentador del tratamiento primario.

6.8.5. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL TRATAMIENTO DE LODOS

Digestor de lodos

Operación

Dispositivo diseñado para estabilizar los lodos provenientes del sedimentador primario y secundario.

Mantenimiento diario:

- Limpiar las tuberías o canaletas utilizadas para transportar el lodo del digestor a los patios para evitar posibles obstrucciones y verificar el nivel de lodos para evitar que sobrepase el nivel de descarga.

Mantenimiento semanal:

- Limpiar la superficie del digestor para evitar capas espesas de lodo flotante en la superficie del digestor y lavar con agua a presión las paredes de este elemento.

- Después de cada descarga debe revisarse que no quede lodo en la tubería o canaletas para evitar taponamientos.

Mantenimiento anual:

- Vaciar el digestor para una limpieza completa y revisar su estructura.

- Revisar canaletas, válvulas, tuberías y demás elementos, y repararlos si se encuentran dañados.

Patios de secado

Operación

Permite el secado de los lodos digeridos procedentes de tanques de sedimentación, digestores de lodos y otros elementos que produzcan lodos, antes de su disposición final.

Mantenimiento:

- Limpiar los patios de secado antes de ser vaciado el lodo para evitar que se mezcle el lodo viejo con el fresco.
- Los lodos descargados deben esparcirse sobre los lechos de secado en capas de un espesor de 20 a 25 centímetros, y en época de lluvias, no deben ser mayores de 15 centímetros; para lograr esto pueden marcarse las paredes de los patios y verificar que la capa sea uniforme, (Ver figura 6.38).



Figura 6.38 Distribución de lodos en capas en los patios de secado.

- Aproximadamente una semana después de haber esparcido los lodos en los patios de secado, estos deben removerse hasta formar pequeños promontorios y luego dejar que se siga secando.
- Remover los lodos de los patios aproximadamente después de tres semanas de haber formado los promontorios o cuando estos se agrieten.

- En caso que se observen encharcamientos en los patios de secado debe revisarse el lecho de arena, pues puede estar obstruido y si se encuentra muy sucia la arena debe cambiarse.
- No retener los lodos en los lechos de secado en tiempos muy prolongados para evitar crecimientos de plantas.
- Revisar y limpiar las tuberías de drenado de lecho para evitar que estas sean obstruidas y el lecho de secado se llene y no se sequen.

6.8.6. EQUIPO DE TRABAJO Y HERRAMIENTAS RECOMENDADO PARA OPERADORES DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS

Hay muchos peligros para considerar alrededor de una planta de tratamiento de aguas residuales y un sistema de recolección, entre los que podemos mencionar:

- Heridas corporales, resbalones, o caídas
- Enfermedades contagiosas
- Deficiencias de oxígeno
- Gases o vapores tóxicos o explosivos
- Productos químicos tóxicos y peligrosos
- Entre otros

Las plantas de tratamiento deben poseer elementos de seguridad de manera que los trabajadores puedan realizar las actividades cotidianas sin riesgos, evitando así accidentes tanto para estos como para los visitantes.

Por lo tanto se hace necesario la utilización de equipo de protección para operadores de plantas de tratamiento.

A continuación se detalla en la Tabla 6.28a y 6.28b el equipo de protección personal para operadores en plantas de tratamientos.


EQUIPO	ACTIVIDAD	FIGURA
<p>Protección Para Los Pies:</p> <p>*Botas De Hule</p> <p>*Zapatos De Cuero</p>	<ul style="list-style-type: none"> • La superficie del canal donde se realiza el tratamiento preliminar. • La superficie de los filtros, cuando se limpian los canales • distribuidores de caudal, y canales de entrada y salida. • Los tanques de sedimentación cuando se remueven • natas y sólidos flotantes. • Al contacto con agua o desechos húmedos. • Para prevenir fracturas en los pies, por el golpe de • objetos o contra objetos, los zapatos deben ser de punta • reforzada, además deben ser de amarrar y de suela de • goma. • Necesarios en toda actividad 	

Tabla 6.28a Equipo de protección personal


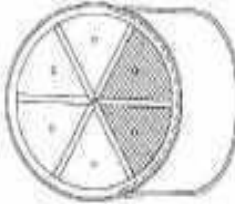

<p>Protección Para Las Manos:</p> <p>*Guantes</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Recoger basuras o desperdicios. • Manipular herramientas. • Hacer uso del equipo de limpieza. • Disposición final de las basuras, natas u otros desperdicios. 	
<p>Protección Contra Los Rayos Solares:</p> <p>*Gorras</p> <p>*Sombreros</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Como medida de protección contra los rayos solares al realizar labores al aire libre. 	
<p>Otros:</p> <p>*Mascarillas</p> <p>Desechables</p> <p>*Uniforme</p> <p>*Lentes</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Siempre que se realice la extracción de lodos de algún elemento, así como también, cuando se inspeccione o se realicen trabajos en tanques cerrados a través de sus compuertas. • Deberá ser de tela resistente, la camisa debe ser manga larga y debe tener el distintivo de la institución en un lugar visible; el pantalón debe tener bolsos grandes, con porta cincho y sin dobleces en el ruedo. 	

Tabla 6.28b Equipo de protección personal.

La Tabla 6.29 nos muestra algunas herramientas útiles para el desarrollo de actividades para el mantenimiento de las plantas de tratamiento.

HERRAMIENTAS	ACTIVIDAD
Rastrillo metálico	Limpieza de rejillas, recolección de hojas y basura
Vara metálica con gancho un extremo	Limpieza de rejillas
Manguera con un largo superior a los 30 m y diámetro que puede ir desde 3/8 de pulgada de material resistente que puede ser plástico o con algún refuerzo metálico	Lavado de paredes de las rejillas, de los desarenadores, las ventanas de aireación; los canales de entrada y salida; el riego de el césped y plantas
Pala metálica Palas con agujeros	Limpieza de desarenadores, la recolección y disposición de lodos en los patios de secado; para el manejo de lodos, natas y basuras
Baldes	Recolección de arenas, lodos, natas y basuras; recolección de agua
Carretilla	Transporte de lodos, arenas, basuras y otros desechos; transporte de materiales
Colador	Recolección de natas, lodos y basuras flotantes en tanques
Escoba plástica	Limpieza de locales y aceras, limpieza de canaletas de conducción y distribución en los filtros y tanques
Pala plástica	Recolección de basuras provenientes de locales
Pico	Excavación para el entierro de desechos
Machete	Para evitar la propagación de malezas, o arbustos no deseados
Barra puntiaguda	Recolección de basuras
Botiquín de emergencia	En el caso de registrarse algún incidente menor gravedad

Tabla 6.29 Herramientas utilizadas en la limpieza de la planta de tratamiento.

6.8.7. PROGRAMA DE MEDICIÓN DE PARÁMETROS DE CONTROL

Cualquier planta de tratamiento y re-uso de las aguas residuales debe cumplir con las normas vigentes en el país sobre la calidad de los procesos de depuración de los vertidos tratados. Realizar un monitoreo es muy importante para determinar la eficiencia de los procesos de tratamiento, identificar problemas para tomar acciones correctivas y el cumplimiento de los parámetros establecidos.

6.8.7.1 MUESTREO

La frecuencia y el punto de la toma de la muestra, así como los parámetros a analizar, debe ser programada tomando en cuenta los fondos disponibles y el cumplimiento con la ley.

El propósito del muestreo es recoger una porción de las aguas residuales de volumen adecuado, para ser manejada convenientemente en el laboratorio. Debe de realizarse de tal forma que no se agregue, ni se pierda nada en la porción tomada y que no se produzca ningún cambio durante el tiempo que transcurra desde la recolección hasta el examen en el laboratorio, evitando además su contaminación. En caso de no cumplir estas condiciones, los resultados obtenidos serán engañosos y de peores consecuencias que la falta de ellos.

Existen 2 tipos de muestras recolectadas, dependiendo del tiempo disponible y del propósito de los análisis. A una se le llama “muestra instantánea o puntual” y consiste en una porción de aguas residuales que se toma de una sola vez, el cual representa las condiciones en el momento del muestreo. La otra se llama “muestra compuesta o integrada” y consiste de porciones de aguas residuales que se toman a intervalos regulares de tiempo, siendo proporcional el volumen de cada porción al volumen del recipiente, las que al mezclarse forman una muestra final representativa de las aguas residuales durante cierto periodo.

PARÁMETROS	CAUDAL $m^3/día$		
	< 50	> 50	> 100
pH, sólidos sedimentales y caudal	mensual	semanal	diario
Grasa y aceites	anual	semestral	trimestral
DBO ₅	trimestral	trimestral	trimestral
Sólidos suspendidos totales	anual	semestral	trimestral
Coliformes fecales	trimestral	trimestral	trimestral

Tabla 6.30 Frecuencia mínima de muestreo y análisis de aguas residuales de tipo ordinario.

Los puntos del muestreo en las unidades de tratamiento estarán situados a la salida y el último punto deberá localizarse cerca del punto de la descarga, para efectos de realizar un buen muestreo se instalara una caja de acceso donde el efluente se encuentre más aireado procurando resultados favorables.

La frecuencia mínima de muestreo y análisis según caudal y componentes característicos, de los efluentes de los sistemas de tratamiento de aguas residuales de tipo ordinario, se realizara según se establece en la tabla 6.30.

6.8.7.2 PRUEBAS IN SITU.

Siempre que se toma una muestra, se debe anotar la temperatura del agua de donde se tomó la muestra. En lo que respecta a la toma de muestra de los Sólidos sedimentables de las aguas residuales, se recomienda lo siguiente:

- a) Llenar el cono Imhoff con la muestra a analizar hasta la marca de 1,000 ml.
- b) Colocar el cono en la gradilla, la cual deberá estar a nivel horizontal.
- c) Dejar 45 minutos para que se asienten los sólidos.
- d) Empujar hasta el fondo los sólidos adheridos a las paredes del cono y esperar 15 minutos más.

- e) Anotar la lectura de los sólidos acumulados al fondo del cono.
- f) Después de cada procedimiento lavar el cono con agua limpia y secarlo con una franela. Para limpiarlo puede quitarse el tapón del fondo.
- g) No usar solventes, ni limpiadores abrasivos, puede usarse detergente suave.
- h) Almacenar el cono en un lugar apropiado y protegido (Ver figura 6.39).



Figura 6.39 Conos Imhoff para determinar la cantidad de Sólidos sedimentables (SS).

Fuente: Guía para el Manejo de Excretas y Aguas Residuales Municipales, PROARCA/SIGMA.

6.8.7.3 INFORMES OPERACIONALES

Los titulares deben elaborar y presentar al Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales informes operacionales de los sistemas de tratamiento de aguas residuales y de las condiciones de sus vertidos, que reflejen la frecuencia del muestreo.

El contenido de dichos informes operacionales periódicos deberá tener como mínimo la siguiente información:

- a) Registro de aforos.

- b) Registro de análisis de laboratorio efectuados por el titular y los efectuados por laboratorios acreditados, según la legislación pertinente.
- c) Registro de daños a la infraestructura, causados por situaciones fortuitas o accidentes en el manejo y funcionamiento del sistema.
- d) Situaciones fortuitas o accidentes en el manejo y el funcionamiento del sistema que originen descargas de aguas residuales con niveles de contaminantes que contravengan los límites permitidos por las normas técnicas respectivas.
- e) Evaluación del estado actual del sistema.
- f) Acciones correctivas y de control.

CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

7.1 CONCLUSIONES RESPECTO AL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.

- a)** La implementación del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial es de gran importancia, ya que con él, se mitigarán los impactos negativos, generados por las aguas residuales producto de la actividad humana, que actualmente se descargan sin ningún tratamiento a las quebradas que circundan el área urbana de San Isidro y por la escorrentía superficial generada en las tormentas.
- b)** Ambos sistemas de red de alcantarillado, se han logrado desarrollar de tal forma que trabajen enteramente por gravedad, sin necesidad de elementos de bombeo en ningún punto.
- c)** Con la red de alcantarillado sanitario se ha logrado cubrir el 83% de la totalidad de las viviendas existentes, en todos los sectores del área urbana del municipio de San Isidro y el restante 17% se cubrirá con los sistemas alternativos de fosas sépticas, letrina abonera seca familiar (LASF) y letrina solar.
- d)** Dada la topografía del lugar, para el sistema de alcantarillado pluvial es necesario contar con derechos de servidumbre en algunos puntos de descarga, la mayoría son de fácil evacuación, debido a la cercanía de las quebradas; para el alcantarillado sanitario se hace necesario contar con los derechos de servidumbre para evacuar las aguas residuales hasta el lugar propuesto, para la ubicación de la planta de tratamiento, que ha sido el lugar más favorable encontrado.

- e)** La red de alcantarillado sanitario constituye un factor determinante para evitar que las aguas provenientes de lavaderos y cocinas sigan siendo evacuadas en las calles y avenidas del área urbana del municipio de San Isidro, contribuyendo a prolongar la vida útil de la red vial, y en el caso de las que utilizan el alcantarillado parcial existente, evitar verter desechos a las quebradas.
- f)** La ejecución de un proyecto de sistema de alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial lleva implícito un aumento en la calidad de vida de la población del municipio de San Isidro y una disminución de la proliferación de las enfermedades ocasionadas por vectores y bacterias que se desarrollan en las aguas residuales.
- g)** El sistema más adecuado para los casos que no puedan conectarse al alcantarillado sanitario, es el uso de fosa séptica; por dar un tratamiento primario a las aguas negras como las aguas grises (agua de lavaderos, cocina, lavaplatos) al utilizar trampas de grasa. Sin embargo, este sistema requiere mucho espacio, por lo que también puede construirse cualquiera de las letrinas sin arrastre de agua que se describen en el capítulo 4.
- h)** El monto estimado para la realización del proyecto de alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial asciende a: Alcantarillado Sanitario \$551,588.07 dólares y Alcantarillado Pluvial \$466,153.28 dólares. Este monto es el resultado de tomar en cuenta todos los rubros que se consideran necesarios para una ejecución satisfactoria del proyecto, además se ha considerado e incluye un 30% de costos indirectos.
- i)** El presupuesto estimado de la obra, es para el período en el cual se ha desarrollado este estudio, por lo que tendría que ser ajustado en el futuro al momento de realizar el proyecto.

7.2 CONCLUSIONES RESPECTO AL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

- a)** Los sistemas de tratamiento de las aguas residuales serán por medio de plantas convencionales, que consta de: Pre-tratamiento, el cual consiste en la aplicación de un sistema de rejillas, desarenador y Medidor de caudal Parshall; seguido de un tratamiento primario por medio de un tanque Imhoff y/o sedimentador primario; posteriormente un tratamiento secundario que incorpora un sistema de filtro percolador y un sedimentador secundario; finalmente se realiza un tratamiento de lodos a través de un digestor de lodos, un patio de secado de lodos y un tanque séptico.
- b)** El punto propuesto para la construcción de la planta depuradora de aguas residuales está ubicado a más de 170 metros del límite urbano al sur de este, ya que en ese lugar pueden ser colectadas por gravedad las aguas residuales, permitiendo construir una infraestructura que funcione sin necesidad de equipos de bombeo.
- c)** El sistema de tratamiento de aguas residuales propuesto está diseñado para una vida útil de 20 años. Cumplido su período de diseño podrá seguir funcionando tratando caudales mayores que los de diseño aunque a una eficiencia menor, por lo que es necesario una revisión en del mismo.
- d)** El efluente de la planta de tratamiento de aguas residuales será descargado directamente a la quebrada La Ceiba. Dicho efluente tendría parámetros por debajo de la norma propuesta por el CONACYT: “Aguas Residuales Descargadas a un Cuerpo Receptor” (NSO 13.07.03:02 CONACYT).
- e)** El monto estimado para la realización del proyecto de la planta de tratamiento asciende a \$ 365,828.61 para la alternativa N°1 y \$ 389,399.90 para la alternativa N° 2, este monto es el resultado de tomar en cuenta todos los rubros que se consideran necesarios para una ejecución satisfactoria del proyecto.

- f)** El presupuesto estimado de la obra, es para el período en el cual se ha desarrollado este estudio, por lo que tendría que ser ajustado en el futuro al momento de realizar el proyecto.

RECOMENDACIONES

7.3 RECOMENDACIONES RESPECTO AL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.

- a)** Primeramente se recomienda realizar un estudio de suelos, previo al inicio de la construcción de las redes de alcantarillados.
- b)** Se recomienda respetar los diámetros y pendientes, así como calidad de materiales establecidas en el diseño, pues cualquier variación cambiará las condiciones hidráulicas del diseño, lo que podría originar rebalses en la red u obstrucciones en sectores específicos.
- c)** Se recomienda a la Alcaldía Municipal de San Isidro crear ordenanzas, en las que se prohíba el depósito de cualquier tipo de desechos en la quebrada La Ceiba, y que se exija que las viviendas que tengan acceso a la red de alcantarillado sanitario, se integren a ésta; y que aquellas viviendas que no tengan dicho acceso, utilicen los sistemas alternativos de fosa séptica o un tipo de propuestas en esta tesis.
- d)** Para un funcionamiento eficiente de la red de alcantarillado sanitario y pluvial, es necesario que se capacite personal para darle un mantenimiento adecuado.
- e)** Para la satisfactoria ejecución del proyecto de alcantarillado sanitario, se recomienda tomar en cuenta la implementación de los servicios de un laboratorio de control de calidad de los materiales y suelos. El laboratorio también deberá brindar apoyo a la supervisión en la selección del material de compactación, ensayo de materiales de construcción y apego en los procesos constructivos a sus respectivos diseños de mezclas.

- f)** En vista de que los costos de mano de obra es uno de los factores que encarecen el proyecto, se recomienda recurrir al recurso de participación de la comunidad y contratación de personal de la zona.

7.4 RECOMENDACIONES RESPECTO AL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

- a)** Se recomienda realizar una revisión periódica de cada uno de los elementos constitutivos de la planta de tratamiento, para garantizar un buen estado de los mismos o realizar las reparaciones necesarias además de realizar monitoreos periódicos de la planta de tratamiento para conocer la eficiencia de la misma.
- b)** Cuando la red de alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento de aguas residuales cumplan con su período de diseño se recomienda que su diseño sea revisado, con el fin de determinar si el sistema de alcantarillado satisface las especificaciones hidráulicas para un funcionamiento adecuado y si la planta de tratamiento es capaz de depurar las aguas residuales al nivel requerido por la reglamentación vigente.
- c)** Se recomienda que antes del desarrollo del proyecto se lleve a cabo una Evaluación de Impacto Ambiental.

ANEXOS

ANEXO A

TABLAS DE VALORES REQUERIDOS PARA EDITAR PROPIEDADES DE OBJETOS EN SWMM

Tabla A.1 Coeficiente *n* de Manning para Escorrentía Superficial

Superficie	<i>n</i>
Asfalto liso	0,011
Hormigón liso	0,012
Revestimiento de hormigón basto	0,013
Madera pulida	0,014
Ladrillo con mortero de cemento	0,014
Arcilla vitrificada	0,015
Fundición de hierro	0,015
Tuberías de metal corrugado	0,024
Superficie de escombrera	0,024
Terreno improductivo (libre de residuos)	0,05
Terreno cultivado	
Cubierta de residuos < 20%	0,06
Cubierta de residuos > 20%	0,17
Pasto natural	0,13
Hierba	
Corta, pradera	0,15
Densa	0,24
Hierba <i>Bermuda</i>	0,41
Bosque	
Con cubierta ligera de arbustos	0,40
Con cubierta dense de arbustos	0,80

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

Tabla A.2 Valores del Coeficiente n de Manning para Flujo en Conductos Cerrados.

Material del conducto	n
Fibro cemento	0,011 - 0,015
Ladrillo	0,013 - 0,017
Fundición con revestimiento de cemento y junta recubierta	0,011 - 0,015
Hormigón (en bloques):	
Acabado liso	0,012 - 0,014
Acabado basto	0,015 - 0,017
Hormigón (tubo)	0,011 - 0,015
Metal corrugado ($\frac{1}{2}$ " \times $2\frac{2}{3}$ ")	
Sin revestimiento interior	0,022 - 0,026
Solera recubierta	0,018 - 0,022
Revestido de asfalto centrifugado	0,011 - 0,015
Tubería de plástico liso	0,011 - 0,015
Cerámica vitrificada (gres)	
tubería de gres	0,011 - 0,015
revestimiento por placas	0,013 - 0,017

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

Tabla A.3 Definiciones de Tipo de Suelos.

Tipo	Descripción	K (mm/h)
A	Bajo potencial de escorrentía. Suelos con una alta tasa de infiltración incluso cuando están completamente mojados. Consisten principalmente en arenas y gravas con drenaje profundo entre bueno y excesivo.	≥ 11
B	Suelos con tasa de infiltración media cuando están completamente mojados. Consisten principalmente en suelos con drenaje profundo a moderado y textura de grano mediano. Ejemplos: marga arenosa o <i>loess</i> poco profundo.	3,75 – 7,5
C	Suelos con tasa de infiltración baja cuando están completamente mojados. Consisten principalmente en suelos con una capa que impide el flujo de agua hacia abajo, o suelos con textura de grano fino. Ejemplos: marga arcillosa o marga arenosa poco profunda.	1,25 – 3,75
D	Alto potencial de escorrentía. Suelos con tasa de infiltración muy baja cuando están completamente mojados. Consisten principalmente en suelos arcillosos con un alto potencial de expansión, con un nivel freático permanentemente alto, con cubierta de arcilla en o cerca de la superficie y suelos poco profundos con una capa impermeable cerca de la superficie.	$\leq 1,25$

K = Conductividad hidráulica saturada (mm/h)

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

Nota: Para determinar el número de curva para una cuenca es necesario primero definir el tipo de suelo según la tabla A.3, para luego asignar el número de curva según el tipo de uso del suelo.

En la tabla A.4 se encuentra el número de curva para cada tipo de usos del suelo.

Tabla A.4 Número de Curva (CN) para escorrentía según el tipo de uso del suelo

Descripción del Uso del Suelo	Tipo de Suelos			
	A	B	C	D
Tierra cultivada				
Sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
Con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastos y prados				
En malas condiciones	68	79	86	89
En buenas condiciones	39	61	74	80
Pradera				
En buenas condiciones	30	58	71	78
Terreno boscoso				
Poco denso, cubierta forestal pobre o inexistente	45	66	77	83
Buena cubierta forestal	25	55	70	77
Espacios abiertos (césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.)				
En buenas condiciones (75% o más de hierba)	39	61	74	80
En pobres condiciones (50-75% de hierba)	49	69	79	84
Zonas comerciales (85% impermeable)	89	92	94	95
Polígonos industriales (72% impermeable)	81	88	91	93
Zona residencial				
Tamaño medio de la parcela (% Impermeabilidad)				
< 500 m ² (65%)	77	85	90	92
1000 m ² (38%)	61	75	83	87
1500 m ² (30%)	57	72	81	86
2000 m ² (25%)	54	70	80	85
4000 m ² (20%)	51	68	79	84
Aparcamientos pavimentados, tejados, caminos asfaltados, etc.	98	98	98	98
Calles y carreteras				
Pavimentados, con cunetas y colectores de drenaje	98	98	98	98
Caminos de grava	76	85	89	91
Sucios	72	82	87	89

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

TABLAS DE DESCRIPCION DE PROPIEDADES DE LOS OBJETOS EN SWMM

Tabla B.1 Propiedades de los pluviómetros

Property	Value	Nombre	Nombre asignado por el usuario al pluviómetro
Name	LLUVIA1	Coordenada X	Ubicación horizontal del pluviómetro en el Mapa. Si se deja en blanco el pluviómetro no aparecerá en el mapa.
X-Coordinate	1335.40	Coordenada Y	Ubicación vertical del pluviómetro en el Mapa. Si se deja en blanco el pluviómetro no aparecerá en el mapa.
Y-Coordinate	7391.30	Descripción	Descripción opcional del pluviómetro
Description		Etiqueta	Etiqueta opcional utilizada para clasificar el pluviómetro
Tag		Formato de lluvia	Formato de los datos de lluvia suministrados: INTENSITY (Hietograma). Cada valor de precipitación es la intensidad media de lluvia (en mm/h o in/h) a lo largo del intervalo de registro. VOLUMEN (Pluviograma). Cada valor de precipitación es el volumen de lluvia que recogido durante el intervalo de registro (en mm o in) CUMULATIVE (Pluviograma acumulado). Cada valor de precipitación representa la precipitación acumulada desde el inicio de la lluvia (en mm o in)
Rain Format	INTENSITY	Intervalo de tiempo	El intervalo de tiempo transcurrido entre cada lectura del pluviómetro en formato bien decimal, bien como hh:mm.
Rain Interval	1:00	Factor de Nieve	Factor que corrige las lecturas por nieve en el pluviómetro.
Snow Catch Fac	1.0	Origen de datos	Fuente de datos de lluvia: TIMESERIES . Serie temporal suministrada por el usuario. FILE . Archivo externo de datos.
Data Source	TIMESERIES	TIMESERIES (Serie Temporal)	
TIME SERIES:		Nombre de la serie	Nombre de la serie temporal con los datos de lluvia si el origen de datos es una serie temporal (deje en blanco en cualquier otro caso). Haga doble clic para editar la serie.
- Series Name		FILE (Archivo Externo)	
DATA FILE:		Nombre de archivo	Nombre del archivo externo que contiene los datos de lluvia
- File Name		Nº Estación	Identificador de la estación donde está el pluviómetro cuyos datos se van a utilizar.
- Station No.		Unidades de lluvia	Unidades en que están expresados los datos de lluvia del fichero (mm o in)
- Rain Units	IN		
User-assigned name of rain gage			

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

Tabla B.2 Propiedades de las cuencas

Property	Value	Nombre	Nombre asignado por el usuario a la cuenca
Name	S1	Coordenada X	Ubicación horizontal del centroide del área de la cuenca en el Mapa. Si se deja en blanco la subcuenca no aparecerá en el mapa.
X-Coordinate	4751.55	Coordenada Y	Ubicación vertical del centroide del área de la cuenca en el Mapa. Si se deja en blanco la subcuenca no aparecerá en el mapa.
Y-Coordinate	7204.97	Descripción	Descripción opcional de la cuenca.
Description		Etiqueta	Etiqueta opcional utilizada para clasificar la cuenca.
Tag		Pluviómetro	Nombre del pluviómetro asociado a la cuenca.
Rain Gage	Lluvia1	Descarga	Nombre del nudo o subcuenca que recibirá la escorrentía de la cuenca actual.
Outlet	C1	Área	Área de la cuenca (hectáreas o acres)
Area	1.616	Ancho	Anchura característica del flujo debido a la escorrentía superficial (m o ft). (*)
Width	122	Pendiente (%)	Pendiente media de la cuenca, en %
% Slope	0.5	Area impermeable(%)	Porcentaje de cuenca cuyo suelo es impermeable
% Imperv	50	Coef. n – Suelo impermeable	Coef. n de Manning para el flujo superficial sobre el área impermeable de la cuenca (ver A.6 para valores típicos)
N-Imperv	0.01	Coef. n – Suelo permeable	Coef. n de Manning para el flujo superficial sobre el área permeable de la cuenca (ver A.6 para valores típicos)
N-Perv	0.1	Alm. Dep. – Suelo imperm.	Altura de almacenamiento en depresión sobre el área impermeable de la cuenca (ver A.5 para valores típicos)
Dstore-Imperv	0.05	Alm. Dep. – Suelo perm.	Altura de almacenamiento en depresión sobre el área permeable de la cuenca (ver A.5 para valores típicos)
Dstore-Perv	0.05	% Alm. Dep. 0	Porcentaje de suelo impermeable que no presenta almacenamiento en depresión.
%Zero-Imperv	25	Flujo entre subáreas	Selección del sentido del flujo interno entre las áreas impermeable y permeable de la cuenca: IMPerv. Flujo desde permeable hacia impermeable. PERv. Flujo desde impermeable hacia permeable. OUTLET. Ambas áreas aportan directamente a la descarga
Subarea Routing	OUTLET	% Flujo	Porcentaje de escorrentía entre las distintas áreas.
Percent Routed	100	Infiltración	Pulse <input type="checkbox"/> o [Enter] para editar los parámetros de infiltración de la cuenca
Infiltration	GREEN_AMPT	Aguas subterráneas	Pulse <input type="checkbox"/> o [Enter] para editar los parámetros de flujo subterráneo de la cuenca
Groundwater	NO	Nieve	Nombre del conjunto de parámetros de nieve asignados a la cuenca (si existen)
Snow Pack		Acumulación inicial	Pulse <input type="checkbox"/> o [Enter] para especificar cantidades iniciales de acumulación de comntaminantes sobre la cuenca
Land Uses	0	Usos del suelo	Pulse <input type="checkbox"/> o [Enter] para asignar usos del suelo a la cuenca
Initial Buildup	NONE	Long. Cauce	Longitud total de cunetas o cauces en la cuenca (en m o ft). Se utiliza cuando la acumulación de contaminantes se define por unidad de longitud del cauce.
Curb Length	0		
User-assigned name of subcatchment			

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

Tabla B.3 Propiedades de los nudos o conexiones

Property	Value
Name	C3
X-Coordinate	3185.62
Y-Coordinate	6254.18
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	28.34
Max. Depth	1.22
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Ponded Area	0
User-assigned name of junction	

Nombre	Nombre asignado por el usuario a la conexión
Coordenada X	Ubicación horizontal de la conexión en el Mapa. Si se deja en blanco la conexión no aparecerá en el mapa.
Coordenada Y	Ubicación vertical de la conexión en el Mapa. Si se deja en blanco la conexión no aparecerá en el mapa.
Descripción	Descripción opcional de la conexión.
Etiqueta	Etiqueta opcional utilizada para clasificar la conexión.
Aportes	Pulse <input type="checkbox"/> o [Enter] para asignar una serie temporal, caudal de tiempo seco o aportes por infiltración en la red (RDII)
Tratamiento	Pulse <input type="checkbox"/> o [Enter] para editar el conjunto de funciones que describen el tratamiento de contaminantes en la conexión.
Cota del fondo	Cota de la solera o fondo de la conexión (en m o ft).
Profundidad	Profundidad o nivel máximo en la conexión (medido desde la cota del terreno, en m o ft)
Nivel Inicial	Nivel del agua al comienzo de la simulación (m o ft)
Sobrepresión	Altura adicional de agua por encima del máximo antes de que aparezca la inundación (m o ft). Se utiliza para simular pozos con la tapa soldada o cubierta.
Área de inundación	Área ocupada por el agua acumulada sobre la conexión en caso de inundación (m ² o ft ²). Si se ha seleccionado la opción <i>Allow Ponding Simulation</i> (Permitir Estancamiento), un valor no nulo permitirá acumular el agua y reingresarla en la red cuando la capacidad de ésta lo permita.

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

Tabla B.4 Propiedades de los nudos de vertido

Property	Value
Name	DESCARGA
X-Coordinate	-1000.00
Y-Coordinate	5445.38
Description	Punto de Vi...
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	27.4
Tide Gate	NO
Type	FREE
Fixed Outfall	
Fixed Stage	0
Tidal Outfall	
Curve Name	
Time Series Outf	
Series Name	
Optional comment or description	

Nombre	Nombre asignado por el usuario al vertido
Coordenada X	Ubicación horizontal de la descarga en el plano. Si se deja en blanco la descarga no aparecerá en el plano.
Coordenada Y	Ubicación vertical de la descarga en el plano. Si se deja en blanco la descarga no aparecerá en el plano.
Descripción	Descripción opcional de la descarga.
Etiqueta	Etiqueta opcional utilizada para clasificar la descarga.
Aportes	Pulse <input type="checkbox"/> o [Enter] para asignar una serie temporal, caudal de tiempo seco o aportes por infiltración en la red (RDII)
Tratamiento	Pulse <input type="checkbox"/> o [Enter] para editar el conjunto de funciones que describen el tratamiento de contaminantes en la descarga.
Cota Fondo	Cota de la solera o fondo del punto de vertido (en m o ft).
Compuerta	YES. Existe compuerta para prevenir flujo inverso NO. No existe compuerta
Tipo	Condición de contorno en la descarga: FREE. Nivel de descarga determinado por el mínimo entre el calado crítico y el calado uniforme del conducto. NORMAL. Nivel de descarga basado en el calado uniforme del conducto. FIXED. Nivel de descarga constante. TIDAL. Nivel de descarga dado por una curva de nivel de la marea a cada hora del día. TIMESERIES. Nivel de descarga a un nivel aportado en forma de serie temporal.
FIXED OUTFALL (Descarga a nivel constante)	
Nivel	Nivel del agua fijo para descarga de tipo FIXED (en m o ft)
TIDAL OUTFALL (Descarga en función de la marea)	
Nombre de Curva	Nombre de la curva que representa el nivel de agua a cada hora del día para descargas del tipo TIDAL . (Haga doble clic para editar la curva).
TIMESERIES (Serie Temporal)	
Nombre de la Serie	Nombre de la serie temporal con los datos de nivel de agua para descargas del tipo TIMESERIES . (Haga doble clic para editar la serie).

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

Tabla B.5 Propiedades de las conducciones

Property	Value
Name	C-8
Inlet Node	P-8
Outlet Node	P-9
Description	
Tag	
Shape	TRAPEZOIDAL
Max. Depth	2
Length	92
Roughness	0.015
Inlet Offset	0
Outlet Offset	0
Initial Flow	0
Maximum Flow	0
Entry Loss Coeff.	0
Exit Loss Coeff.	0
Avg. Loss Coeff.	0
Flap Gate	NO
User-assigned name of Conduit	

Nombre	Nombre asignado por el usuario a la conducción
Nudo Inicial	Nombre del nudo inicial de la conducción (que será normalmente el de mayor cota).
Nudo Final	Nombre del nudo final de la conducción (que será normalmente el de menor cota).
Descripción	Descripción opcional de la conducción.
Etiqueta	Etiqueta opcional utilizada para clasificar la conducción.
Forma	Pulse <input type="checkbox"/> o [Enter] para editar las características geométricas de la sección transversal de la conducción.
Longitud	Longitud de la conducción (en m o ft)
Rugosidad	Coef. de rugosidad n de Manning (ver valores en secciones A.7 para conductos cerrados y A.8 para canales abiertos)
Desnivel Ent.	Desnivel entre la base del nudo inicial y la de la conducción.
Desnivel Sal.	Desnivel entre la base del nudo final y la de la conducción.
Caudal Inicial	Caudal inicial en la conducción al comienzo de la simulación (en unidades de caudal).
Caudal Máximo ¹¹	Máximo caudal permitido en simulación mediante Onda Dinámica en condiciones de sobrecarga (en unidades de caudal). Use 0 si no es aplicable.
Coef. Pérd. Ent.	Coficiente de pérdidas menores debidas a la entrada en la conducción.
Coef. Pérd. Sal.	Coficiente de pérdidas menores debidas a la salida de la conducción.
Coef. Pérd. Medio	Coficiente de pérdidas menores a lo largo de la conducción.
Compuerta	YES. La conducción dispone de compuerta para evitar flujo inverso. NO. La conducción no dispone de compuerta.

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

ANEXO B: FORMULARIOS PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO**F-1 CONDICIONES GENERALES DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO**

NOMBRE DE LA PLANTA: _____

OPERADOR/A CARGO _____ DIA: _____ MES: _____ AÑO: _____

caudal, pH y temperatura de entrada a la planta

PRIMERA MEDICION			
PROFUNDIDAD (m)	CAUDAL (de tablas)	pH	TEMPERATURA °C
PRIMERA MEDICION			
PROFUNDIDAD (m)	CAUDAL (de tablas)	pH	TEMPERATURA °C

NOTA: Realizar la primera medición al iniciar el turno y la segunda al finalizarlo.

· Condiciones generales a la salida de la planta de tratamiento

CONSUMO DIARIO DE ENERGIA ELECTRICA KW/H:	
HORA/TIEMPO DE DESCARGA DE LODOS:	
CALIDAD DEL EFLUENTE	
DBO (mg/l)	
DQO (mg/l)	
SOLIDOS SEDIMENTABLES (mg/l)	
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES (ml/l)	
ACEITES Y GRASAS (mg/l)	

DAÑOS EN LA INFRAESTRUCTURA DETECTADOS EN LAS UNIDADES:
CASOS FORTUITOS:
ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA Y ACCIONES CORRECTIVAS QUE TENGAN QUE REALIZARSE DE INMEDIATO:

NOTA: Para controlar el volumen de lodo purgado, se debe observar este en la caja de registro, el lodo sedimentado tendrá consistencia pastosa, cuando se observe que sale más agua que lodo del tanque deben cerrarse las válvulas.

FORMULARIO
REGISTRO DEL TIEMPO DE DESCARGA DE LODOS
PRIMARIO _____ **SECUNDARIO** _____

NOMBRE DE LA PLANTA _____ OPERADOR _____

TURNO DE _____ A _____ SEMANA DEL _____ AL _____ DE _____
 DE _____
 MES AÑO

HORA/TIEMPO DE DESCARGA	L	M	M	J	V	S	D
PRIMERA DESCARGA: _____							
SEGUNDA DESCARGA: _____							

FORMULARIO
REGISTRO DEL TIEMPO DE DESCARGA DE LODOS (PURGA
DE LODOS)
DIGESTORES

NOMBRE DE LA PLANTA _____ OPERADOR _____

TURNO DE _____ A _____ SEMANA DEL _____ AL _____ DE _____
 DE _____
 MES AÑO

HORA/TIEMPO DE DESCARGA	L	M	M	J	V	S	D
PRIMERA DESCARGA: _____							
SEGUNDA DESCARGA: _____							

FORMULARIO PARA ENVÍO MUESTRA A LABORATORIO**Información para acompañar el frasco o recipiente con la muestra recolectada de aguas residuales.**

Institución (municipalidad): _____

Dirección: _____,

Teléfonos: _____, fax: _____

Nombre de persona que remite la muestra: _____ ,

Cargo: _____

Nombre / Identificación de Planta: _____Punto de colección de la muestra:

Temperatura: _____

Tipo de agua residual colectado:

Cruda o sin tratar _____ Tratada _____

Tipo de muestra:

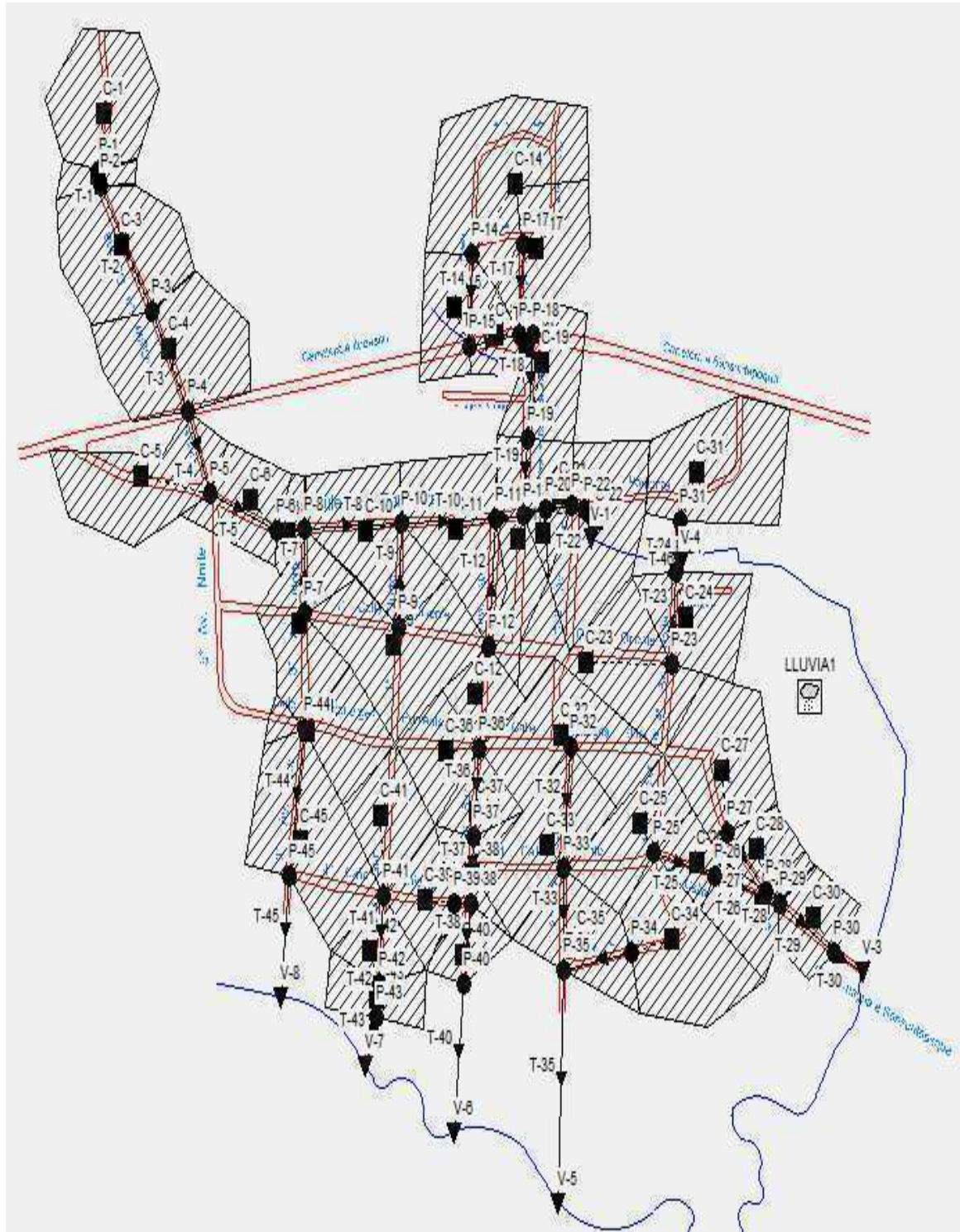
Puntual _____ Compuesta _____ Otro tipo: _____

Fecha de toma de la muestra: _____

Fecha de remisión de la muestra: _____

Información adicional:

ANEXO C: ASPECTO DEL MAPA DEL ÁREA DE ESTUDIO EN SWMM.



BIBLIOGRAFIA

- Abastecimiento de Agua y Alcantarillado, Ingeniería Ambiental. Terence J. McGhee. Sexta Edición, 1999.
- “Aguas residuales: tratamiento por humedales artificiales, fundamentos científicos, tecnologías. Diseños”. Mariano Seoáñez Calvo; colaboración de Ana Gutiérrez de Ojesto. Editorial Mundi-Prensa, Madrid, 1999.
- “Guía para el Diseño de Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización”, OPS/ CEPIS, Lima 2005
- “Guías Técnicas para El Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales” del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados.
- "Ingeniería de aguas residuales: Tratamiento, vertido y reutilización", Volúmenes 1 y 2, Metcalf & Eddy, Editorial McGraw-Hill. Tercera Edición, México D.F., 1997.
- “Manual de Alcantarillado Sanitario” de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) y la Secretaria del Medio Ambiente y Recursos Naturales, México, 2007.
- “Manual de Alcantarillado Pluvial” de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) y la Secretaria del Medio Ambiente y Recursos Naturales, México, 2007.
- Manual de Hidráulica, J.M. de Azevedo Netto, Guillermo Acosta, 1ª Edición, 1976.
- “Norma Salvadoreña, sobre la Descarga a un Cuerpo Receptor”. Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), Art. 13
- Normas para el Diseño de Fosas Sépticas, Departamento de Evacuación de ANDA.

- Normas Técnicas Para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado de Aguas Negras, A.N.D.A. 1998.
- Reglamento Especial de Aguas Residuales (Decreto 39). El Salvador, 2000.
- Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET).
- Trabajo de Graduación “Diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales para el municipio de Atiquizaya, Departamento de Ahuachapán”, Universidad de El Salvador.
- Trabajo de Graduación: “Diseño de la Red de Aguas Residuales para la Ciudad de Santo Tomás del Departamento de San Salvador”. Universidad de El Salvador, 2005.
- Trabajo de graduación “Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domesticas en El Salvador”. Universidad de El Salvador, 2008.
- Trabajo de Graduación: “Propuesta de Diseño de Alcantarillado Sanitario para la Zona Urbana del Municipio de San Buenaventura, Departamento de Usulután”. Universidad de El Salvador, 2003.
- Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas Poblaciones, George Tchobanoglous, Ron Crites. Editorial McGraw Hill, 2000.