



**Universidad de San Carlos de Guatemala**  
**Facultad de Ingeniería**  
**Escuela de Ingeniería Civil**

**DISEÑO DE PUENTE COLGANTE ALDEA PUEBLO NUEVO Y  
RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA  
TIZUBÍN, SAN JACINTO, CHIQUIMULA**

**José Manuel Quijada Barrera**

**Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta**

**Guatemala, noviembre de 2007**



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE COLGANTE ALDEA PUEBLO NUEVO Y  
RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA  
TIZUBÍN, SAN JACINTO, CHIQUIMULA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN  
PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

**JOSÉ MANUEL QUIJADA BARRERA**

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA.

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE  
**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2007



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruíz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Christa del Rosario Classon de Pinto
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas



## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

### **DISEÑO DE PUENTE COLGANTE ALDEA PUEBLO NUEVO Y RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA TIZUBÍN, SAN JACINTO, CHIQUIMULA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,  
el 31 julio de 2007.

---

José Manuel Quijada Barrera





## ACTO QUE DEDICO A:

- Dios:** Todopoderoso, reconociendo que toda la vida y todo don perfecto provienen de Él.
- Mis padres:** María Mercedes y Juan Ignacio, porque son el apoyo que siempre necesito para seguir adelante; este logro es de ustedes más que mío y no hubiera sido posible sin su amor y esfuerzo, muchas gracias.
- Mi esposa:** María Teresa, por ser un pilar fundamental en mi vida, gracias por ser mi fortaleza.
- Mi hijo:** José Ignacio, gracias por nacer, y con tu inocencia ser mi motivación y alegría.
- Mis hermanas:** Carolina y Ana Lucía, por su apoyo y cariño en todo momento.
- Mi sobrino:** Ernesto, con amor.
- Mis familiares:** Con los que comparto este triunfo y orgullo.
- Todos mis amigos de la universidad:** Por haberme acompañado y darme el apoyo para seguir adelante.



## **AGRADECIMIENTOS A:**

**La Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala.**

- Mis padres** Por el arduo trabajo realizado, con el fin de proporcionarme el recurso para alcanzar mis metas.
- Mi esposa** Por darme el privilegio de ser padre y estar conmigo en todo momento, gracias.
- Los ingenieros** Manuel Arrivillaga y Kenneth Estrada, por su gran apoyo y consejos, para la elaboración de este trabajo, pero sobre todo, muchas gracias por ser mis amigos.
- El Alcalde de San Jacinto** Juventino Antonio Morales Guerra, por haberme permitido la realización de mi E.P.S. en dicha municipalidad.
- San Jacinto** A la gente amable y de corazón bondadoso que habita en esta bella tierra.
- O.M.P.** A los miembros de la Oficina de Planificación Municipal de San Jacinto, por permitirme su amistad, comprensión y apoyo incondicional durante el lapso de tiempo compartido.
- Amigos** Que viven en San Jacinto, gracias por su amabilidad, amistad y apoyo

## ÍNDICE GENERAL

<b>ÍNDICE DE ILUSTRACIONES</b>	<b>VII</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS</b>	<b>IX</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b>	<b>XI</b>
<b>GLOSARIO</b>	<b>XIII</b>
<b>RESUMEN</b>	<b>XIX</b>
<b>OBJETIVOS</b>	<b>XXI</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>XXIII</b>

### **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

<b>1.1</b>	Monografía de San Jacinto, Aldea Pueblo Nuevo y Tizubín.	1
1.1.1	Localización geográfica	1
1.1.2	Accesos y comunicaciones	2
1.1.3	Topografía del lugar	2
1.1.4	Aspecto climáticos	2
1.1.5	Actividades y servicios públicos.	3

### **2 FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL**

<b>2.1</b>	Diseño de puente colgante.	5
2.1.1	Descripción del proyecto	5
2.1.2	Investigación preliminar	6
2.1.2.1	Hidrología	6
2.1.2.2	Suelos	9
2.1.2.3	Terreno disponible	10
2.1.3	Diseño arquitectónico	10

2.1.3.1	Ubicación del puente colgante	10
2.1.3.2	Distribución de las bases	11
2.1.3.3	Altura del puente colgante.	11
2.1.3.4	Selección del sistema estructural a usar	11
2.1.4	Análisis estructural	14
2.1.4.1	Carga viva	14
2.1.4.2	Carga muerta	15
2.1.4.3	Determinación de cargas últimas	16
2.1.5	Geometría de un puente colgante	16
2.1.6	Esfuerzo utilizado en el diseño	17
2.1.6.1	Madera	18
2.1.7	Análisis y diseño del sistema de piso	18
2.1.8	Análisis y diseño del cable principal	21
2.1.9	Análisis y diseño del anclaje	24
2.1.10	Análisis y diseño de las torres	28
2.1.11	Análisis y diseño de los tensores	35
2.1.12	Presupuesto	37
<b>2.2</b>	<b>Diseño de Red de Alcantarillado Sanitario</b>	<b>38</b>
2.2.1	Altimetría	38
2.2.2	Planimetría	38
2.2.3	Población futura	39
2.2.4	Período de diseño	39
2.2.5	Diseño del sistema de alcantarillado	40
2.2.5.1	Partes de un sistema de alcantarillado	40
2.2.5.2	Alcantarillas	40
2.2.5.3	Sistema de alcantarillado sanitario	40
2.2.5.4	Pozos de visita	40
2.2.5.5	Conexión domiciliar	41
2.2.6	Cálculo de caudales	41
2.2.6.1	Consideraciones generales	41

2.2.6.1.1	Caudal	41
2.2.6.1.2	Tirante	41
2.2.6.1.3	Velocidad de flujo	41
2.2.6.1.4	Velocidad de arrastre	42
2.2.7	Caudal domiciliar	42
2.2.8	Caudal de conexiones ilícitas	43
2.2.9	Caudal de infiltración	44
2.2.10	Caudal comercial	45
2.2.11	Caudal Industrial	45
2.2.12	Factor de caudal medio	46
2.2.13	Factor de Harmond	47
2.2.14	Caudal de diseño	47
2.2.15	Pendientes máximas y mínimas	48
2.2.16	Principios hidráulicos	48
2.2.17	Ecuación de manning	49
2.2.18	Ecuación a sección llena	50
2.2.19	Ecuación a sección parcialmente llena	51
2.2.20	Relaciones hidráulicas	52
2.2.21	Cálculo de cotas invert	55
2.2.22	Diámetro de tubería	56
2.2.23	Factor de rugosidad	56
2.2.24	Pozos de visita	57
2.2.24.1	Especificaciones de colocación	58
2.2.24.2	Especificaciones físicas	59
2.2.25	Conexiones domiciliarias	59
2.2.26	Profundidad de tuberías	60
2.2.26.1	Normas y recomendaciones	60
2.2.27	Volumen de excavación	61
2.2.28	Diseño de alcantarillado sanitario de aldea TIZUBÍN	62
2.2.28.1	Especificaciones técnicas	62

2.2.28.2	Ejemplo de cálculo	63
2.2.29	Presupuesto	66
2.2.30	Estudio de evaluación ambiental de los proyectos	66
2.2.31	Amenazas naturales	67
2.2.31.1	Desastres naturales	69
2.2.32	Vulnerabilidad de los proyectos	70
2.2.32.1	Concepto de vulnerabilidad	70
2.2.32.2	Calificación de la vulnerabilidad	70
2.2.32.3	Estimación de la vulnerabilidad	71
2.2.32.4	Identificación de la vulnerabilidad	72
2.2.32.5	Vulnerabilidad administrativa	72
2.2.32.6	Vulnerabilidad operativa	74
2.2.32.7	Vulnerabilidad física	74
2.2.33	Capacidad de respuesta del gobierno local	76
2.2.34	Importancia de la preparación para emergencias	76
2.2.35	Evaluación financiera de los proyectos	77
2.2.36	Valor actual neto (VAN)	78
2.2.37	Tasa de rendimiento mínima aceptada (TREMA)	78
	<b>CONCLUSIONES</b>	79
	<b>RECOMENDACIONES</b>	81
	<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	83
	<b>APÉNDICE</b>	85





## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1. Variaciones del suelo de Chiquimula	9
2. Análisis y diseño del anclaje	24
3. Cálculo del volumen de diseño para la cimentación	30
4. Altura de las torres	32
5. Sección del canal	49
6. Área de sección parcialmente llena	52
7. Partes de un pozo de visita	58

### TABLAS

I. Principales coeficientes de escorrentías	7
II. Determinación de la altura para un caudal específico	29
III. Libreta de nivelación	30
IV. Valores permitidos de factor de caudal medio	47
V. Relaciones hidráulicas sección circular	53
VI. Factores de rugosidad	57
VII. Profundidad mínima de la cota invert (m)	60
VIII. Ancho libre de zanja, según profundidad y diámetro	61



## LISTA DE ABREVIATURAS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>INFOM</b>	Instituto de Fomento Municipal
<b>DGOP</b>	Dirección General de Obras Públicas
<b>INE</b>	Instituto Nacional de Estadística
<b>Q dom</b>	Caudal domiciliar
<b>Q ci</b>	Caudal de conexiones ilícitas (lt/seg)
<b>C</b>	Coefficiente de escorrentía
<b>I</b>	Intensidad de lluvia (mm/hr)
<b>A</b>	Área
<b>Pf.</b>	Población futura
<b>Pa.</b>	Población actual
<b>EL.</b>	Elevación
<b>BM</b>	Banco de marca
<b>PVC</b>	Cloruro de polivinilo
<b>P.C.V.</b>	Principio de curva vertical
<b>P.T.V.</b>	Principio de tangente vertical
<b>P.B.C.V.</b>	Punto bajo de curva vertical
<b>P.A.C.V.</b>	Punto alto de curva vertical
<b>P.I.V.</b>	Punto de intersección vertical
<b>D. A.</b>	Diferencia aritmética
<b>P</b>	Pendiente
<b>Q inf.</b>	Caudal de infiltración
<b>FH</b>	Factor de Hardmond
<b>Mts.</b>	Metros
<b>Fqm</b>	Factor de caudal medio
<b>M/s</b>	Metros por segundo
<b>Pm</b>	Perímetro mojado (m)



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>Q</b>	Caudal (l/s)
<b>V</b>	Velocidad (m/s)
<b>S</b>	Pendiente (%)
<b>N</b>	Coefficiente de rugosidad
<b>Ci</b>	Cota Invert (m)
<b>H min.</b>	Profundidad mínima de la tubería (m)
<b>Et</b>	Espesor de la tubería
<b>Lt / Hab/ Dia</b>	Litros por habitante por día
<b>Ø</b>	Diámetro
<b>R</b>	Tasa de crecimiento
<b>N</b>	Período de diseño



## GLOSARIO

<b>Azimut:</b>	El azimut verdadero de una visual a un objeto terrestre, es el ángulo formado por su dirección horizontal y la del norte verdadero, determinado de forma astronómica. El azimut se mide en el plano horizontal en el sentido de las agujas del reloj.
<b>Aeróbico:</b>	Condición en la cual hay presencia de aire u oxígeno libre.
<b>Aguas servidas:</b>	Igual a aguas negras.
<b>Anaeróbico:</b>	Condición en la cual hay ausencia de aire u oxígeno libre.
<b>Bacteria:</b>	Grupo de organismos microscópicos unicelulares, rígidos y carentes de clorofila, que desempeñan una serie de procesos de tratamiento, incluyendo: oxidación biológica, digestión, nitrificación y desnitrificación.

<b>Banco de marca:</b>	Es el lugar que tiene un punto fijo, cuya elevación se toma como referencia para determinar la altura de otros puntos.
<b>Candela:</b>	Receptáculo donde se reciben las aguas negras provenientes del interior de la vivienda y que conduce al sistema de drenaje.
<b>Cimiento:</b>	Parte del edificio que está debajo de la tierra, sobre la cual descansa un elemento estructural encargado de recibir pesos de muros, techos, etc., los cuales son transmitidos al suelo.
<b>Canon de agua:</b>	Volumen de agua que se utiliza en un mes en una vivienda (establecido por la Municipalidad).
<b>Coagulación:</b>	Aglomeración de partículas coloidales (<0.001mm.) y dispersas (0.001 a 0.01 mm.) en coágulos visibles, con la adición de un coagulante.
<b>Colector:</b>	Conjunto de tuberías, canales, pozos de visita y obras



accesorias que sirven para el desalojo de aguas negras o aguas de lluvia (pluviales).

**Coliformes:**

Bacterias gram negativas, de forma alargada, capaces de fermentar lactosa, con producción de gas a la temperatura de 35 ó 37 °C (Coliformes totales). Aquellas que tienen las mismas propiedades a la temperatura de 44 ó 44.5 °C se denominan coliformes fecales.

**Costanera:**

Maderos largos como vigas menores o cuartones, que cargan sobre la viga principal, que forma el caballete de un cubierto o de un edificio

**Cota *Invert*:**

Cota o altura de la parte inferior interior del tubo ya instalado.

**Demanda bioquímica de oxígeno (DBO):**

Cantidad de oxígeno usado en la estabilización de la materia orgánica bajo condiciones de tiempo y temperatura especificados (generalmente cinco días y 20°C).

<b>Demanda química de oxígeno (DQO):</b>	Medida de la cantidad de oxígeno requerido para oxidación química de la materia orgánica (carbonácea) del agua residual, usando como oxidantes sales inorgánicas de permanganato o dicromato en una prueba que dura dos horas.
<b>Depuración de aguas residuales:</b>	Término usado para significar la purificación o remoción de sustancias objetables de las aguas residuales, como por ejemplo: DBO, DQO, bacterias, materiales tóxicos, etc. Se aplica exclusivamente a procesos de tratamiento de líquidos. El término tratamiento de aguas residuales es preferible para aplicación a líquidos y lodos.
<b>Descarga:</b>	Lugar donde se vierten las aguas negras provenientes de un colector; esta agua tiene que estar tratada para poder desfugarla.
<b>Desfogar:</b>	Salida del agua de desecho en un punto determinado.

<b>Efluente del emisario:</b>	Caudal de aguas negras que salen de la alcantarilla.
<b>Etareos:</b>	Clasificación por edades y sexos.
<b>Excretas:</b>	Residuos de alimento que después de hecha la digestión, despiden el cuerpo por el ano.
<b>Fétido:</b>	Que arroja mal olor.
<b>Filtro percolador:</b>	Proceso de tratamiento secundario, formado por un medio filtrante de piedra gruesa o de material sintético, sobre el cual se distribuye el agua residual que percola hacia abajo. La película de microorganismos que crece en el medio de contacto metaboliza la materia orgánica del desecho y se desprende, siendo removida en el proceso de sedimentación secundaria.
<b>Mampostería:</b>	Obra hecha con compuestos (bloque, ladrillo, etc.) colocados y ajustados unos con otros.

<b>Monografía:</b>	Breve descripción sobre las características físicas, económicas, sociales y culturales de una región o pueblo.
<b>Mortero:</b>	Argamasa o mezcla usados en albañilería (arena, cemento).
<b>Parásito:</b>	Organismos protozoarios y helmintos que habitando en el intestino pueden causar enfermedades. Los helmintos pueden ser de forma plana y redonda (nematodos). Estos últimos son los de mayor significación en aguas residuales.
<b>Porcentaje de escorrentía:</b>	Porcentaje del agua pluvial que va a la alcantarilla.
<b>Tirante:</b>	Altura de las aguas negras dentro de la alcantarilla.



## RESUMEN

Con las visitas a la aldea Pueblo Nuevo y Tizubín del municipio de San Jacinto en Chiquimula, se detectó la falta de condiciones sanitarias adecuadas en la comunidad de Tizubín; debido a que actualmente ya cuentan con un servicio normal de agua potable, este beneficio ha venido a intensificar la cantidad de aguas negras que corren a flor de tierra, a este problema se agrega la acumulación de lodo y polvo en la vía de acceso a la aldea. Es preciso mencionar que es necesaria la construcción de un puente colgante en la aldea Pueblo Nuevo, debido a que los pobladores tienen dificultades para transportarse hacia la cabecera municipal.

La población manifestó interés en buscar soluciones a los problemas de evacuación de aguas negras, para evitar enfermedades gastrointestinales, y en proporcionar una mejor accesibilidad a la aldea, la cual es la más cercana al pueblo.

El presente trabajo de graduación contiene en forma detallada el procedimiento que se llevó a cabo para el desarrollo de los proyectos de diseño de puente colgante aldea Pueblo Nuevo y red de alcantarillado sanitario para la aldea Tizubín, San Jacinto, Chiquimula.

El mismo contiene la descripción del servicio técnico profesional, que muestra las diferentes actividades realizadas, entre las cuales se mencionan: antecedentes del proyecto, levantamiento topográfico, diseño de caudales y parámetros de diseño, diseño hidráulico para el drenaje, parte fundamental del presente proyecto que describe el cálculo técnico realizado, llevando un orden y descripción de cada paso en el diseño de drenajes y diseño del puente colgante, así como la integración del presupuesto para cada proyecto.



# **OBJETIVOS**

## **Generales**

1. Diseñar la red de alcantarillado sanitario de las calles principales de la aldea Tizubín, del municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula.
2. El diseño del puente colgante de la aldea Pueblo Nuevo, del municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula.

## **Específicos**

1. Diseñar un sistema de alcantarillado sanitario adecuado y eficiente para la aldea, Tizubín, ya que actualmente no cuenta con dicho servicio, por lo cual las aguas negras no tienen una disposición final correcta.
2. Utilizar normas y reglamentos establecidos para el diseño del Puente Colgante, respaldándolo con los mismos, de modo que puedan ejecutarse dentro de los lineamientos establecidos en el diseño.





## INTRODUCCIÓN

El presente informe es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala, realizado en la Municipalidad de San Jacinto, departamento de Chiquimula.

La aldea Tizubín se ha caracterizado por el rápido aumento poblacional, y si se tiene en cuenta, que uno de los factores que contribuyen a la contaminación del agua superficial, subterránea y medio ambiental, es la mala disposición de las aguas negras, dando como consecuencia inmediata para el ser humano la propagación de enfermedades. Es bajo esta circunstancia en donde crece la necesidad de la aplicación de proyectos científicos que ayuden a reducir las condiciones desfavorables de vida y ambientales

El acceso a la aldea Pueblo Nuevo, es una carretera peatonal por la cual transitan los vecinos; en época seca se pueden movilizar sin ningún problema ya que el río se encuentra con un bajo caudal de agua, pero en época de invierno crece, lo cual hace casi imposible el acceso a la misma, ya que la única manera de pasar, es por medio de un cable al cual se amarran y por donde transportan sus productos básicos

El presente trabajo contiene una propuesta de solución al problema de evacuación de las aguas negras del área urbana de la aldea, Tizubín, así también, contiene una propuesta para una posible mejora del acceso a la aldea, Pueblo nuevo.

# 1. FASE DE INVESTIGACIÓN

## 1.1 Monografía de San Jacinto, aldea Pueblo Nuevo y Tizubín

La Aldea Tizubín se encuentra situada a 6 kilómetros de la cabecera municipal de San Jacinto, Chiquimula. Actualmente residen 1,550 habitantes, de los cuales el 100% pertenecen a la etnia ladina, La Aldea **Tizubín** se encuentra a una altura de 650 m. SNM. Fisiográficamente se encuentra en la región Nor-Oriente, la comunidad se encuentra caracterizada por terrenos tipo valle media. Su topografía es suavemente inclinada. Pertenecer a la zona de vida Boscosa, con una precipitación pluvial de 600 mm/año. Los tipos de bosque más comunes son zapotón, quebracho y madre cacao. El clima es templado, con temperatura media anual de 25°C. El período de lluvia va de junio a septiembre; y en los últimos 10 años, el período de sequía se ha prolongado de febrero a mayo.

### 1.1.1 Localización geográfica

Se encuentra en una latitud norte de 14° 40' 35'' y una longitud oeste de 89° 30' 08''. Se ubica a una distancia de 190 kilómetros de la ciudad capital y se comunica con ésta por la ruta al Atlántico y luego por la ruta CA-10.

La aldea Tizubín pertenece al municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula y está ubicada al sureste de la ciudad. Tizubín colinda al norte con San Juan Ermita y la ciudad de Chiquimula; al este con San Juan Ermita y Olopa; sur con Olopa y Quetzaltepeque; al oeste Ipala, San José La Arada y la ciudad de Chiquimula.

### **1.1.2 Accesos y comunicaciones**

El principal acceso es por carretera asfaltada por la ruta al Atlántico y por la ruta CA – 10, que conduce al municipio de Esquípuilas, luego encontrando un desvío a 2 km. antes de llegar al municipio de San Jacinto, que conduce hacia la Aldea Tizubín aproximadamente a 4 km.

La aldea Tizubín pertenece al municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula, se encuentra a una distancia de 14.3 kilómetros del Parque Ismael Cerna (Parque Central del Municipio).

La aldea Pueblo Nuevo pertenece al municipio de San Jacinto departamento de Chiquimula, se encuentra a una distancia de 4.5 kilómetros del parque central de San Jacinto.

### **1.1.3 Topografía del lugar**

Presenta una topografía suave mente inclinada, y la población está asentada la mayor parte sobre cerros.

### **1.1.4 Aspectos climáticos**

El clima es tropical seco; por lo tanto la temperatura suele ser relativamente altas en la cabecera departamental. Entre los meses de marzo y abril las medias máximas anuales están entre los 33° y 38° C, mientras que las mínimas están entre los 16° y los 20° C. No se conocen las heladas o temperaturas bajas extremas. Su precipitación pluvial es de 600 mm/año. El territorio presenta una altura promedio de 650 m sobre el nivel del mar.

### **1.1.5 Actividades y servicios públicos**

Las aldeas cuentan con el servicio de energía eléctrica domiciliar y alumbrado público. También cuentan con un manantial como fuente para abastecerse de agua potable.



## **2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL**

### **2.1 Diseño de puente colgante**

El principio de los puentes colgantes data de épocas prehistóricas. Los hombres prehistóricos utilizaban este principio para cruzar precipicios. Los mejores puentes de la era primitiva estaban en el sureste de Asia, América del Sur y África Ecuatorial. Los españoles que vinieron con Pizarro encontraron en los Andes del Perú muchos puentes que tenían el principio de los puentes colgantes, los cuales fueron componentes de las carreteras de los Incas. Las enredaderas tropicales eran utilizadas para fabricar cables, en algunos casos, hasta de 12" de diámetro.

Otras civilizaciones antiguas también recurrieron al principio de los puentes colgantes, pero fue hasta que se desarrolló el uso del hierro y del acero que el principio de suspensión empezó a tomarse en cuenta en gran escala.

#### **2.1.1 Descripción del proyecto**

Un puente colgante al igual que los otros tipos, es una estructura cuyo objeto es salvar una corriente de agua o una depresión del terreno de la carretera. Funcionalmente todos los puentes son iguales, aunque existen ciertos detalles que los hacen diferentes unos de otros, tal es el caso de los puentes suspendidos con los de otros tipos.

## **2.1.2 Investigación preliminar**

Se desea la construcción de dicho puente colgante para que los habitantes de dicha comunidad puedan comercializar y trasladar a sus enfermos de mejor manera, ya sea en invierno como en verano hacia la Cabecera Municipal o si es necesario hasta la cabecera departamental de Chiquimula.

### **2.1.2.1 Hidrología**

La hidrología es la ciencia que estudia las aguas superficiales desde el punto de vista geológico.

Para fines de análisis en los puentes lo que interesa de la hidrología, es el valor de la crecida máxima del río Chutake, para poder determinar la altura de las torres que sostendrán el puente.

#### **Crecida máxima**

Una crecida llega a su valor máximo, cuando al punto bajo estudio llega el mayor número de partículas de agua que llevan el volumen instantáneo del río; siendo este número función del tiempo de duración de la lluvia, de la intensidad de la misma y de la configuración de la cuenca.

Para determinar la crecida máxima, se usará el método racional el cual viene expresado en el sistema métrico por la siguiente fórmula:

$$Q = CIA / 360$$



Donde:

Q = caudal en m<sup>3</sup>/seg

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia en mm/hora

A = área de la cuenca en hectáreas

### Determinación de C

El coeficiente de escorrentía C es la relación entre la lluvia escurrida (escorrentía) y la lluvia caída. Mientras mayor sea la escorrentía mayor será C, por lo tanto su valor depende principalmente de las características del terreno. Se han determinado valores aproximados de C para diferentes tipos de suelos y se han tabulado en la siguientes tabla.

**Tabla I. Principales coeficientes de escorrentías**

Tipos de superficie	C
Techos	0.70 – 0.95
Pavimentos de concreto y asfalto	0.85 – 0.90
Pavimentos de piedra y ladrillo (malas y buenas condiciones)	0.40 – 0.85
Calles y aceras de grava	0.15 – 0.30
Calles sin pavimento, lotes desocupados	0.10 – 0.30
Parques, canchas, jardines, prados, etc.	0.05 – 0.25
Bosques y tierra cultivada	0.01 – 0.20

**Fuente: Bartolomé Torres Bernades. Estudio de los principales métodos para predecir crecidas.**

### **Determinación de I**

El valor de la intensidad de la lluvia (I) se obtiene a partir de las curvas de intensidad – duración de la lluvia (curvas I – t) que han sido elaboradas para el efecto. Las mismas dan la intensidad de la lluvia en función de la duración del aguacero y de su frecuencia de escurrimiento.

Estas curvas se construyen por medio de un análisis estadístico de los datos de intensidad de la lluvia de un gran número de años. Para poder determinar la intensidad de una lluvia por medio de las curvas I – t , es necesario calcular previamente la frecuencia y la duración de esa lluvia.

La frecuencia de escurrimiento se sabe como se determina, pues es el período de tiempo durante el cual se requiere que la lluvia sea igualada o excedida una sola vez.

### **Determinación de A**

Tanto si se trata del área total de una cuenca como de áreas parciales, su valor se toma de un mapa, plano o levantamiento topográfico. Debido a que la mayoría de los resultados hidrológicos no son valores exactos sino aproximados, esta última determinación no es necesaria, pues con el planimetrar el plano de la zona bajo estudio las áreas que se supone tienen diferente coeficiente de escorrentía, se obtienen valores lo suficientemente aproximados.

Obtenido el dato del caudal (Q), se sustituye en la fórmula de Manning, para determinar la altura que alcanzará el cauce del río con relación al caudal encontrado.

La fórmula de Manning viene expresada de la siguiente forma:

$$Q = 1/n \times A \times R^{2/3} \times S^{1/2}$$

Donde:

N = Constante que depende de las características del terreno

A = área de la cuenca o canal

R = se encuentra en función del área y el perímetro ( $R = A / P$ )

S = pendiente de la cuenca o canal

La altura (h) está en función del área y del perímetro, de acuerdo a la forma de la cuenca o canal bajo estudio.

### 2.1.2.2 Suelos

El municipio de San Jacinto posee en una gran parte de su territorio, un suelo altamente rocoso el cual es ideal para las cimentaciones de toda clase de estructuras.

**Figura 1. Variaciones del suelo de Chiquimula**



 Ab - Altombrán	Fase Quebrada
 Playa de Mar	 Jl - Jalapa
 As - Ansay	 Sub - Subinal
Fase Erosionada	 Jg - Jigua
 Chm - Champerico	 Ta - Tahuainj
 Gc - Guacalate	 Gu - Güija
 Chg - Chol	 Ac - Acasaguastlán

Fuente: Ministerio de Agricultura, Ganadería y alimentación (MAGA); Programa de Emergencia por Desastres Naturales (PEDN); Laboratorio de Información Geográfica. Guatemala, Octubre 2002, Mapa No. 8

### **2.1.2.3 Terreno disponible**

El terreno con el cual se cuenta para la construcción del puente colgante, se encuentra a la orilla del río, el cual es propiedad de la municipalidad y este mismo será donado para la obra de arte en mención

### **2.1.3 Diseño arquitectónico**

Le da vistosidad a todo el conjunto, además; por no tener columnas intermedias permite el paso libre a través del río, si este es el caso.

#### **2.1.3.1 Ubicación del puente colgante en el terreno**

Los puentes colgantes deben de ser ubicados, en lugares donde su construcción no se vea afectada por las corrientes de los ríos cuando estos estén crecidos y en donde el acceso no sea inconveniente para la transportación de los materiales, se debe de buscar una parte en donde el ancho del río no sea muy grande y el valor soporte del suelo lo permita.

### **2.1.3.2 Distribución de las bases**

Las bases son los miembros verticales sujetos a flexo compresión que están colocados en los extremos de la luz del puente colgante. La altura de las bases será de acuerdo con las condiciones topográficas del terreno o de la altura de la creciente máxima. Las bases serán colocadas en un mismo plano horizontal, la altura sobre el nivel del agua será:  $m_1 + f$ , donde la altura  $m_1$  será convencional y  $f$  es 0.5 de  $L$ .

### **2.1.3.3 Altura del puente colgante**

Para el diseño de las bases la altura dependerá de las condiciones topográficas del terreno y de la crecida máxima.

### **2.1.3.4 Selección del sistema estructural a usar**

Hay tres tipos o sistemas de puentes colgantes, según existan muchos, pocos, o ninguno de los órganos destinados a proporcionar al puente un cierto grado de rigidez.

#### **Puentes colgantes rígidos o reforzados**

Pertenece a Norte América el merito de haber logrado, en la construcción de puentes colgantes, una rigidez tal, que les ha permitido emplear en otras obras para salvar las luces excepcionales y dar paso a muchas vías.

### **Puentes colgantes semirígidos**

En este tipo de puentes es posible adoptar disposiciones especiales adecuadas para disminuir notablemente la deformidad que presentan, varios son los efectos.

- a) Reforzar el tablero mediante vigas robustas en el sentido longitudinal como largueros o bien emplear parapetos capaces de obrar como vigas resistentes a la deflexión.
- b) Colocar una serie de tirantes oblicuos, los cuales a partir de la cabeza del pilar, a la que están asegurados, se disponen a la manera de abanico sobre la pared de suspensión y van a fijarse en el tablero en diversos puntos, salvo un trozo central de él.
- c) Desarrollar debajo del tablero un sistema de arriostramiento eficaz formado por varias series horizontales que, dispuestas en modo de abanico enlazan los pilares en diferentes puntos del tablero. Si se adopta como ángulo de inclinación el que se forma por la horizontal con el peso que gravita en un cable y la máxima presión del viento sobre el puente, uno de los cables, por efecto de dos especies de fuerza, resultará extendido en su plano y experimentará una desviación mínima a causa del refuerzo que a él le transmite el otro cable.

### **Puentes colgantes deformables**

Son aquellos antiguos puentes colgantes de cadenas o gúmenas metálicas, en las que todas las vigas transversales o viguetas del tablero están sostenidas directamente por las barras o péndolas y todo el tramo del tablero no presenta más que una pequeñísima resistencia a la flexión.

Al pasar las sobrecargas, las gúmenas pueden alcanzar libremente varias situaciones de equilibrio correspondientes a las diversas posiciones de los pesos y de allí derivan, las oscilaciones y pandeo del conjunto. Las únicas resistencias que se oponen a estos movimientos previenen de la rigidez de las gúmenas, del rozamiento de los pernos de las cadenas y un cierto grado de rigidez, del entramado del tablero debido al material de revestimiento y a los largueros.

Si a una cadena flexible, cargada uniformemente respecto de su cuerda, se le imprime una pequeña oscilación contenida en su plano vertical, la duración de ésta resulta dada por la fórmula:

$$T = 1,806 f$$

En la que  $f$  es la flecha de la catenaria en estado de reposo, expresada en metros. Estas oscilaciones ejercen una influencia perjudicial en la resistencia de las cadenas en suspensión, fatigan notablemente al tablero y causan en el pasajero una sensación desagradable e inseguridad del puente.

#### 2.1.4 Análisis estructural

En el diseño de puentes colgantes se consideran dos tipos de cargas verticales; la carga muerta (Cm) que está compuesta por el peso de los cables, las piezas de tablón para la pasarela y barandal, el otro tipo de carga es la viva (Cv), ésta se compone del peso de una persona, el peso de su carga, el peso de animales equinos (mulas, caballos, bestias, burros) y el peso de su carga.

Por el tipo de puente que se va a construir en el área rural las cargas se integraron de la siguiente forma;

##### 2.1.4.1. Carga Viva

Las cargas vivas son las típicas utilizadas

Peso de la mula	=	700 lbs.
Peso de la carga de la mula	=	500 lbs.
Peso del hombre	=	200 lbs.
Peso de la carga del hombre	=	150 lbs.
<hr/>		
		1550 lbs.

$$\text{Entonces las } 1550 \text{ lbs.} \times \frac{1 \text{ kg}}{2.2 \text{ lbs.}} = 704.54 \text{ kg.}$$

El área donde se va a distribuir la carga viva se asume de un ancho del puente de 2.00 metros, se toma en consideración que en esta área el espaciamiento es permisible para un peatón y una mula.



**Area de distribución: 2.00 x 2.00 = 4.00 m<sup>2</sup>.**

$$C_v = \frac{704.54 \text{ Kg}}{4.00 \text{ m.}} = 176.13 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$C_v = 176.13 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

**2.1.4.2. Carga muerta:**

Para un metro del puente

6	cables de 1½"	x	13.62 lbs.	=	108.96
4	cables de ½"	x	05.00 lbs.	=	20.00
3	piezas de tablón	x	68.33 lbs.	=	204.99
2	metros de costaneras de 2"x 6"	x	03.74 lbs.	=	07.48
10	metros de costaneras de 2"x 4"	x	02.49 lbs.	=	24.90
130	metros de cable para barandal de 1 ½"	x	00.82 lbs.	=	24.60
60	metros de barras No. 3	x	01.32 lbs.	=	05.28
6	metros de varilla de 3/8"	x	00.82 lbs.	=	04.92

---

401.13 lbs.

Entonces  $401.13 \text{ lbs.} \times \frac{1 \text{ kg}}{2.2 \text{ lbs.}} = 182.33 \text{ kg.}$

**Área de distribución: 2.00 m. X 1.00 m. = 2.00 m<sup>2</sup>.**

$$C_m = \frac{182.33 \text{ kg.}}{2.00 \text{ m}^2}$$

$$Cm = 91.1659 \frac{kg}{m^2}$$

### 2.1.4.3. Determinación de cargas últimas:

$$Cu = 1.4 Cm + 1.7 Cv$$

$$Cu = 1.4 \left( 91.1659 \frac{kg}{m^2} \right) + 1.7 \left( 176.13 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$Cu = 127.631 \frac{kg}{m^2} + 299.421 \frac{kg}{m^2}$$

$$\mathbf{Cu = 427.052 \frac{kg}{m^2}}$$

Para un metro de puente el área de distribución, en la que actúa la carga última (Cu) será de 2.00 metros que es el ancho del puente, de donde:

$$W = 427.052 \frac{kg}{m^2} \times 2.00 \text{ m.}$$

$$\mathbf{W = 854.104 \frac{kg}{m^2}}$$

### 2.1.5. Geometría de un Puente colgante:

Es importante considerar en la geometría del puente la flecha, ya que sin ella los puentes carecen de un sistema que les proporcione rigidez, es conveniente que la flecha del cable sea la menor posible, esto con el objeto de reducir al mínimo las deflexiones del cable bajo carga viva.

La luz del claro del puente que se va a diseñar será de 60 mts. La Dirección General de Caminos, por tratarse de un puente peatonal colgante y paso de bestias recomienda una flecha del 2.5 % de la longitud del puente.

La altura de las torres variará de acuerdo con la topografía del lugar donde se construirá el puente peatonal colgante y la altura de la crecida máxima.

### 2.1.6. Esfuerzo utilizado en el diseño:

#### Concreto:

$$f'c = 210 \frac{kg}{m^2}$$

$$W_{\text{Concreto}} = 2400 \frac{kg}{m^3}$$

#### Acero:

$$f_y = 2810 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\text{Punto de fluencia } f_y = 40,000 \frac{lbs}{p1g^2}$$

$$\text{Esfuerzo de tensión } f_s = 20,000 \frac{lbs}{p1g^2}$$

**Cables:** para este caso se utilizará cable estructural con norma ASTM A603 con un esfuerzo nominal a la tensión de **220,000**  $\frac{lbs}{p1g^2}$  (ver manual de diseño de estructuras de acero segunda edición, tomo III, sección 14.3), este tipo de cable es el que se distribuye en Guatemala.

**2.1.6.1. Madera:** Pino o ciprés.

Compresión paralela a la tabla	=	1,100 $\frac{lbs}{plg^2}$
Compresión perpendicular a la fibra	=	325 $\frac{lbs}{plg^2}$
Peso seso aparente	=	50 $\frac{lbs}{plg^2}$
Elasticidad	=	1.6 E+6 $\frac{lbs}{plg^2}$
Esfuerzo de corte	=	100 - 120 $\frac{lbs}{plg^2}$
Esfuerzo de flexión	=	1,000 - 1,200 $\frac{lbs}{plg^2}$

(Ver diseño simplificado de armaduras de techos para arquitectos y constructores p. 152)

**2.1.7. Análisis y diseño del sistema de piso:**

Para el diseño de este puente se utilizará madera de pino, tomando en cuenta su durabilidad y resistencia, la madera deberá ser tratada contra la pudrición con carbólíneo o a presión (wolmanizada o creosotada). Se requiere de 0.40 de solución.

Se colocará en forma transversal y la medida utilizada será la siguiente:

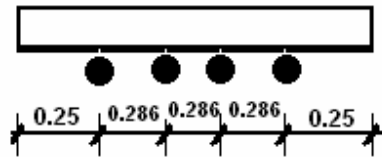
**2" x 12" x 8'**

$$W_{\text{madera}} = 50 \frac{lbs}{plg^3}$$

### Carga muerta:

$$\begin{aligned}\text{Peso propio: } W &= 2 \text{ plg} \times 12 \text{ plg} \times \frac{1 \text{ p}^2}{144 \text{ plg}^2} \times 50 \frac{\text{lbs}}{\text{p}^3} = 8.33 \frac{\text{lbs}}{\text{p}} \\ W &= 8.33 \frac{\text{lbs}}{\text{p}} = 12.42 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\end{aligned}$$

Luz de diseño para los cables del piso 0.286 m (luz entre cables).



$$M_1 = \frac{W l^2}{10} \quad (\text{En tramos continuos})$$

$$M_1 = \frac{12.42 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 0.286 \text{ m}^2}{10} = 0.102 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

### Carga viva (de la integración de cargas):

$$W_2 = \frac{W}{3 (\text{número de piezas})}$$

$$W_2 = \frac{854.104 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}{3 (\text{número de piezas})} = 284.701 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_2 = \frac{W_2 \times l^2}{10}$$

$$M_2 = \frac{284.701 \frac{kg}{m} \times (0.286 \text{ m})^2}{10} = 2.3287 \text{ kg} - m$$

**Momento total (M<sub>t</sub>) = m<sub>1</sub> + m<sub>2</sub>**

**M<sub>t</sub> = 0.102 kg - m + 2.3287 kg - m**

**M<sub>t</sub> = 2.4307 kg - m .**

**Verificación de la sección:**

$$V = (W_{cm} \times \frac{L}{2}) + (W_{cv} \times \frac{L}{2})$$

$$V = (12.42 \frac{kg}{m} \times \frac{0.286 \text{ m}}{2}) + (284.701 \frac{kg}{m} \times \frac{0.286 \text{ m}}{2})$$

$$V = 42.488 \text{ kg}.$$

**Por corte:**

$$V_c = \frac{\frac{3}{2} V}{\text{Área}} = \frac{1.5 V}{b \times h}$$

$$V_c = \frac{1.5 \times 42.488 \text{ kg}}{0.0508 \text{ m} \times 0.3048 \text{ m}}$$

$$V_c = 4,116.033 \frac{kg}{m^2}$$

V<sub>c</sub> < Esfuerzo de corte de la madera

**4,116.033  $\frac{kg}{m^2}$  < 84,502.34  $\frac{kg}{m^2}$**

**Por flexión:**

$$f = \frac{MC}{I}$$

$$f = \frac{2.4307 \text{ kg-m} \times 0.0254 \text{ m}}{\frac{1}{12}(0.3048) \times (0.0508)^3}$$

$$f = 18,540.4744 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

f < Esfuerzo de flexión

$$18,540.4744 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < 845,023.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Los esfuerzos de trabajo son mucho menores que los límites establecidos, por lo que la sección determinada es la que se utilizará.

### 2.1.8. Análisis y diseño del cable principal:

En el diseño de este puente colgante se utilizará cable estructural de Norma ASTM A603 con un esfuerzo de tensión de  $220,000 \frac{\text{lb}}{\text{plg}^2}$ .

De la fórmula de la tensión utilizada por la DGC se tiene:

$$T = \frac{W * L}{2} * \sqrt{\frac{1 + L^2}{16 f^2}}$$

Donde:

$$L = 60.00 \text{ mts.}$$

$$W = 854.104 \frac{\text{kg}}{\text{mts}}$$

$$f' = 0.025 \times 60.00 \text{ mts.}$$

$$\begin{aligned}
 f' &= 1.5 \text{ mts.} \\
 f &= 0.90 + f' \\
 f &= 0.90 + 1.5 \\
 f &= 2.4 \text{ mts.}
 \end{aligned}$$

$$T = \frac{854.104 * 60}{2} * \sqrt{\frac{1 + (60)^2}{16 (2.4)^2}}$$

$$T = 160,166.7407 \text{ kg.}$$

$$T = 176.5536 \text{ ton.}$$

$$\sigma \text{ del acero que debe utilizarse} = 220,000 \frac{lb}{plg^2}$$

$$\sigma = 220,000 \frac{lbs}{plg^2} * \frac{1 plg^2}{6.4516 cm^2} * \frac{1 kg}{2.2 lbs}$$

$$\sigma = 15,500.031 \frac{kg}{cm^2}$$

$\sigma$  del acero = esfuerzo x factor de seguridad

$$\sigma \text{ del acero} = 15,500.031 \frac{kg}{cm^2} \times 0.65$$

$$\sigma \text{ del acero} = 10,075.02 \frac{kg}{cm^2}.$$

$$\sigma \text{ de tensión} = \frac{P}{A}$$



$$A = \frac{P}{\sigma \text{ de tensión}}$$

Donde:

P = Tensión máxima de diseño

A = Área necesaria del cable

$$A = \frac{160,166.7407 \frac{kg}{cm^2}}{10,075.020 \frac{kg}{cm^2}} = 15.8974 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A = 15.8974 \text{ cm}^2}$$

Se utilizarán cuatro cables de diámetro 1½", cada cable tiene un área de 8.71 cm<sup>2</sup>.

$$8 \text{ cables} \times 8.71 \text{ cm}^2 = 69.68 \text{ cm}^2.$$

**Revisión:**

$$\sigma \text{ de tensión} = \frac{P}{A}$$

$$\sigma \text{ de tensión} = \frac{160,166.7407 \frac{kg}{cm^2}}{69.68 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma \text{ de tensión} = 2,298.604 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma \text{ que resiste el cable} = 10,075.02 \frac{kg}{cm^2}.$$

$$\sigma \text{ que se necesita} = 2,298.60 \frac{kg}{cm^2}.$$

Por lo tanto,

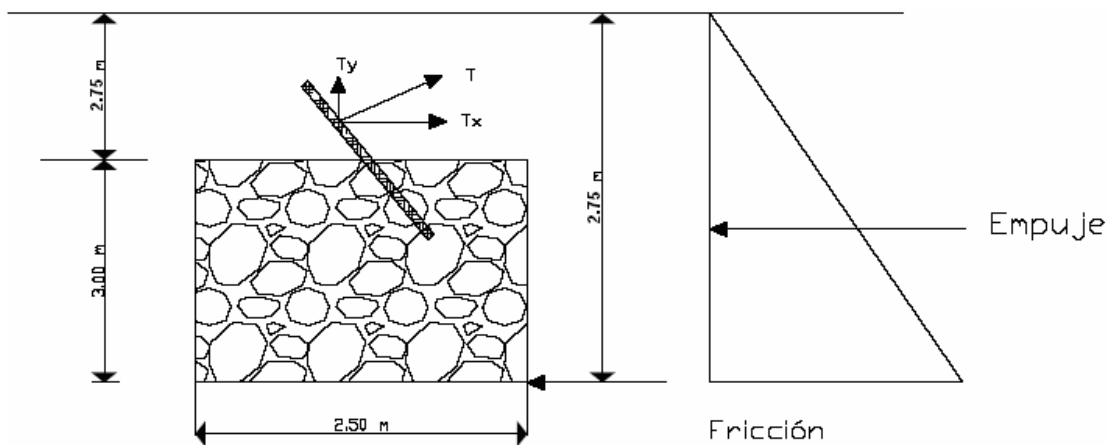
$\sigma$  que resiste el cable  $>$   $\sigma$  que se necesita

$$10,075.02 \frac{kg}{cm^2} > 2,298.60 \frac{kg}{cm^2}$$

### 2.1.9. Análisis y diseño del anclaje

Se asumen dimensiones de: 2.50 x 3.00 x 5.00 en metros. Es recomendable que H x B sea la sección mayor pues el empuje depende de manera directa de ésta, optimizando así las dimensiones del anclaje. Si se diseña el anclaje cúbico requerirá un mayor volumen de concreto y por lo tanto será más oneroso

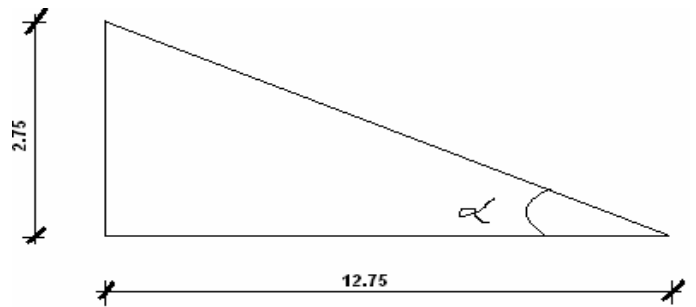
Figura 2. Análisis y diseño del anclaje



$$\begin{aligned}
 W \text{ del suelo} &= 1,600 \frac{\text{Kg.}}{\text{m}^3} \\
 W \text{ del concreto} &= 2,400 \frac{\text{Kg.}}{\text{m}^3} \\
 \text{F.S.} &= 2 \text{ (factor de seguridad)} \\
 \alpha &= 30^\circ \text{ (asumido)} \\
 K_p &= 3
 \end{aligned}$$

$$\text{Donde: } K_p = \frac{1 + \text{sen } 30^\circ}{1 - \text{sen } 30^\circ} = 3$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{2.75}{12.75}$$



$$\alpha = 12^\circ 10' 17.24''$$

$$\begin{aligned}
 T_{1x} &= T * \cos \alpha \\
 T_{1x} &= 176.5536 * \cos 12^\circ 10' 17.24'' \\
 T_{1x} &= 172.5848 \text{ ton.} \\
 T_{1x} &= 156566.3508 \text{ kg.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{1y} &= T * \text{sen } \alpha \\
 T_{1y} &= 176.5536 * \text{sen } 12^\circ 10' 17.24'' \\
 T_{1y} &= 37.2241 \text{ ton.} \\
 T_{1y} &= 33769.2129 \text{ kg.}
 \end{aligned}$$

Con las dimensiones asumidas de  $b = 5.00$ ,  $h=3.00$  y  $a = 2.50$  m, se calcula el empuje (E de la teoría de Rankine)

$$E = \frac{1}{2} * W * H^2 Kp * b$$

Donde:

E = Empuje

W = peso del suelo

H = altura del anclaje

b = largo del anclaje

$$E = \frac{1}{2} * 1600 \frac{kg}{m^3} * (7.00)^2 * 3 * 2.50$$

$$E = 294000.00 \text{ kg}$$

$$E = 324.079 \text{ ton}$$

Se calcula el peso del concreto (**Wc**):

$$Wc = (a \times b \times h) \times 2,400 \frac{Kg.}{m^3}$$

$$Wc = (5.00 \text{ m.} \times 3.00 \text{ m.} \times 2.50 \text{ m.}) \times 2,400 \frac{Kg.}{m^3}$$

$$Wc = 90000 \text{ kg.}$$

$$Wc = 99.208 \text{ ton.}$$

Se calcula el peso del suelo (**Ws**):

$$W_s = (a \times b \times h) \times 1,600 \frac{Kg.}{m^3}$$

$$W_s = (5.0 \text{ m.} \times 3.00 \text{ m.} \times 2.50 \text{ m.}) \times 1,600 \frac{Kg.}{m^3}$$

$$W_s = 60000 \text{ kg.}$$

$$W_s = 66.13 \text{ ton.}$$

Sumatoria de pesos (**Wt**):

$$W_t = W_c + W_s$$

$$W_t = 90000 \text{ kg} + 60000 \text{ kg}$$

$$W_t = 150000 \text{ kg}$$

$$W_t = 165.34 \text{ ton.}$$

Calculo de la fricción (**Fr**):

$$Fr = U \times (W_t - T1y)$$

Donde:

$$U = 0.5 \text{ (asumido)}$$

$$W_t = \text{sumatoria de pesos}$$

$$T1y = \text{Tensión del cable}$$

$$Fr = 0.5 \times (150000 - 33769.2129)$$

$$Fr = 58115.3935 \text{ kg.}$$

$$Fr = 64.061 \text{ ton.}$$

$$\text{Chequeo por deslizamiento} = \frac{E + F}{T1x} > 2$$

Donde:

E = valor del empuje

F = valor de la fricción

T1x = tensión del cable.

$$\text{Deslizamiento} = \frac{294000.00 \text{ kg} + 58115.3935 \text{ kg}}{156566.3508 \text{ kg}} > 2$$

$$\text{Deslizamiento} = 2.2489 \text{ kg} > 2$$

### **2.1.10. Análisis y diseño de las torres**

Para el diseño de las torres la altura dependerá de las condiciones Topográficas del terreno y de la crecida máxima.

#### **Determinación de la crecida máxima**

El valor de la crecida máxima se obtendrá con el método racional, el cual viene expresado por la siguiente fórmula:

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

El valor de C se obtiene de la tabla. Sabiendo que el área donde se va a construir el puente es para cultivos, se tiene un valor de C = 0.20.

Teniendo ya los valores de C, I y A se determina la crecida máxima o caudal máximo aplicando la fórmula racional para el sistema métrico.

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

$$Q = \frac{0.20 \times 24.4 \times 985}{360}$$

$$Q = 13.35 \frac{m^3}{seg.}$$

La siguiente tabla servirá para encontrar la altura de un caudal específico en este caso para un caudal  $Q = 13.35 \frac{m^3}{seg.}$

**Tabla II. Determinación de la altura para un caudal específico.**

D m	A = 175X d m <sup>2</sup>	P=175 + 2d m	R=A/P m	Q = 0.8571xAxR <sup>2/3</sup> m <sup>3</sup>
0.50	87.50	176.0	0.497	47.13
0.25	43.75	175.5	0.249	14.81
0.24	42.0	175.48	0.2393	13.87
0.2150	37.625	175.43	0.214	11.48
0.2153	37.68	175.43	0.215	11.53

La crecida máxima para un caudal de  $13.35 \frac{m^3}{seg.}$ , es de 0.24 mts. De acuerdo a los datos obtenidos en la tabla anterior.

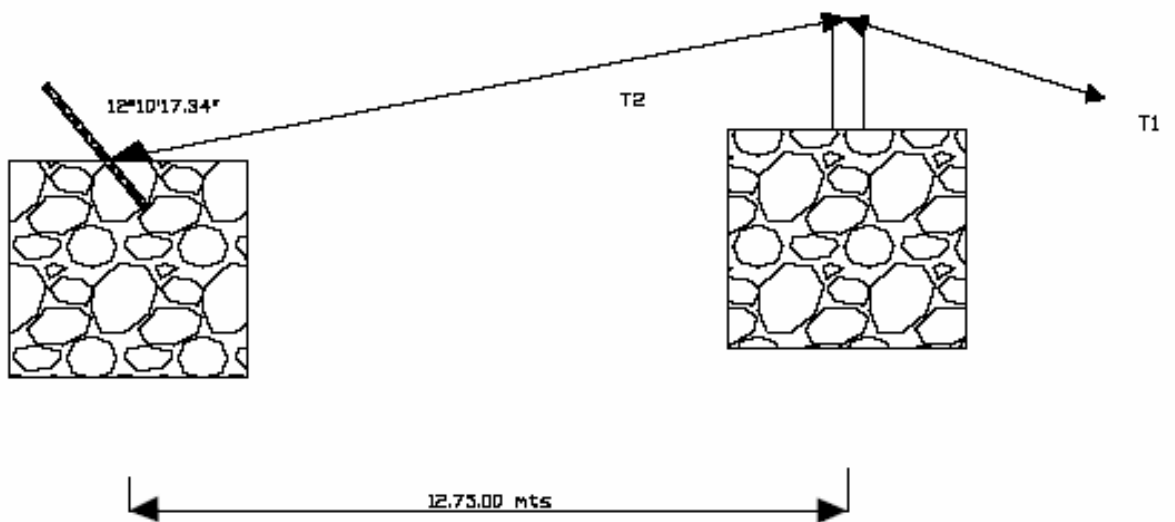
Para el análisis se ocupará la crecida máxima especificada en la siguiente tabla, la cual servirá para determinar la altura de las torres.

**Altimetría:**

**Tabla III. Libreta de nivelación.**

Distancia	Punto Observado	Cota
0+047	1	103.8
0+051.8	2	100.00
0+058.70	3	99.00
0+064	4	99.70
0+076	5	98.00
0+082	6	98.00
0+083.8	7	98.40
0+104	8	98.00
0+112	9	103.6

**Figura 3. Cálculo de volumen de diseño para la cimentación.**





Al realizar la sumatoria de fuerzas en X, se asume que  $T1 = T2$ .

$$R_x = 0 \rightarrow +$$

$$-T1 \times \cos \alpha + T2 \times \cos \alpha = 0$$

$$0 = 0$$

Al realizar la sumatoria de fuerza en Y, se asume que  $T1 = T2$

$$R_y = 0 \uparrow +$$

$$T1 \times \sin \alpha + T2 \times \sin \alpha = 0$$

$$2T \times \sin \alpha = 0$$

$$R_y = 2T \times \sin \alpha$$

$$R_y = 2 (176.5536 \text{ ton}) \times \sin (12^\circ 10'' 17.24'')$$

$$R_y = 74.4483 \text{ ton.}$$

$$R_y = 67538.411 \text{ kg.}$$

Se asume que  $W = R_y$

Donde:

$$W = W \text{ del concreto } \times \text{ volumen}$$

$$W_{\text{concreto}} \times \text{ volumen} = R_y$$

$$\text{Volumen} = \frac{R_y}{W_{\text{concreto}}}$$

$$\text{Volumen} = \frac{67538.411 \text{ kg}}{2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}$$

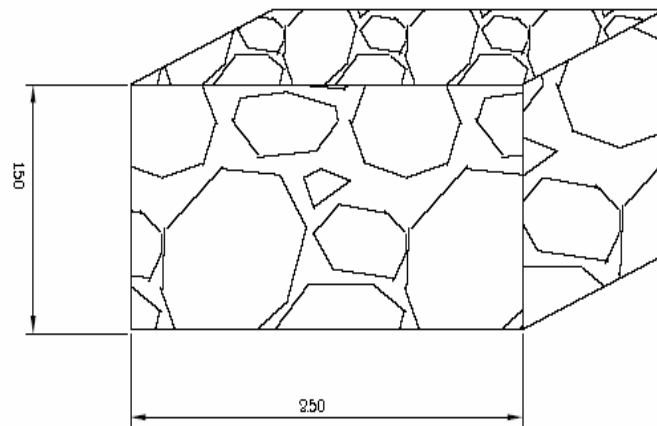
$$\text{Volumen} = 28.141 \text{ m}^3 = 3.51 \text{ m}^3$$

Revisión de volumen

Volumen de diseño =  $2.00 \times 2.50 \times 1.50 = 7.50 \text{ m}^3$ .

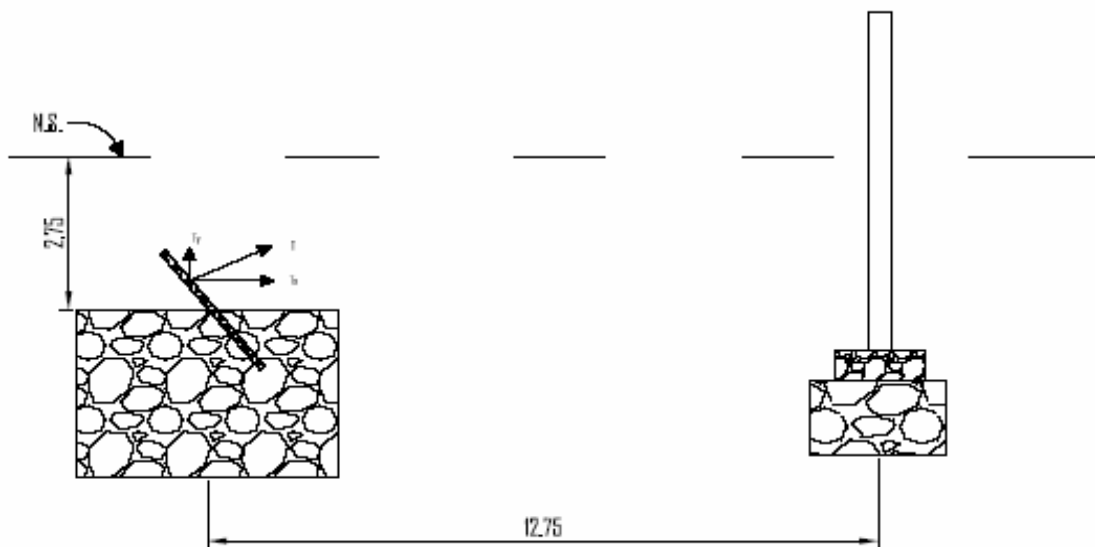
Volumen de diseño > volumen que se necesita

$$7.50 \text{ m}^3 > 3.51 \text{ m}^3$$



La altura de la torres analíticamente se obtuvo de la siguiente manera:

**Figura 4. Altura de las torres.**

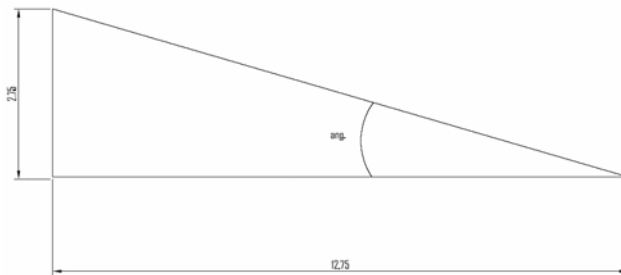


Encontrando el ángulo  $\alpha$

$Tg \alpha = \text{cateto opuesto} / \text{cateto adyacente}$

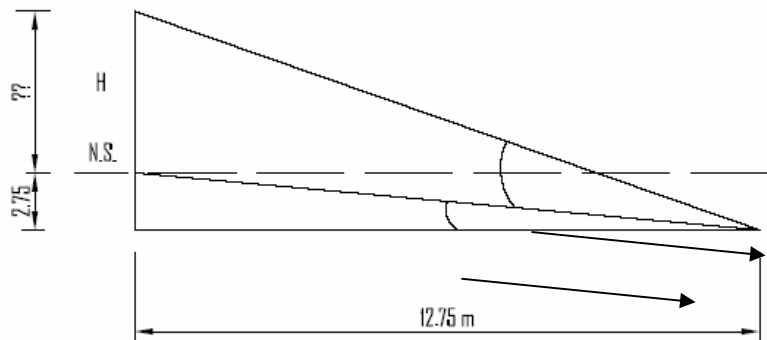
$$\alpha = \text{tg}^{-1} (2.75/12.759)$$

$$\alpha = 12^\circ 9' 47.26''$$



Por relación de triángulos semejantes el ángulo encontrado servirá para encontrar el valor del ángulo que servirá para determinar la altura de las columnas.

Entonces si  $\alpha$  es igual a  $12^\circ 9' 47.26''$ ,  $\beta$  es igual a ¿?



$$45^\circ 00' 00'' - \alpha = \beta$$

$$\beta = 32^\circ 50' 12.74''$$

$$H = \text{tg} (32^\circ 50' 12.74'') \times 12.75 \text{ m}$$

$$H = 8.22 \text{ mts.}$$

$$H = 8.22 + 2.75 \text{ m}$$

$$H = 10.9784 \text{ mts.}$$

El resultado da una altura de 10.98 metros de columna como máximo.

Determinación del área de acero.

$$A_s = \rho \times b \times d$$

Donde:

$$\rho = 200/f_y$$

b = base de la columna – recubrimiento (expresado en plg.)

d = peralte – recubrimiento (expresado en plg)

r = recubrimiento = 3 cms por lado

Sección de columna = 50 cms x 50 cms.

$$\rho = 200/40,000$$

$$\rho = 0.005$$

$$A_s = 0.005 (19.68 \times 19.68)$$

$$A_s = 1.936 \text{ plg}^2.$$

Colocar 4 varillas No. 7, el área de la varilla Núm. 7 es de 0.60 plg<sup>2</sup>.

$$4 \times = 2.40 \text{ plg}^2.$$

Chequeo por corte.

$$V_{act} = \frac{W \times L}{2}$$

$$V_{act} = \frac{427.052 \text{ kg} \times 2.5}{2}$$

$$V_{act} = 533.815 \text{ kg}.$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 50 \times 47$$

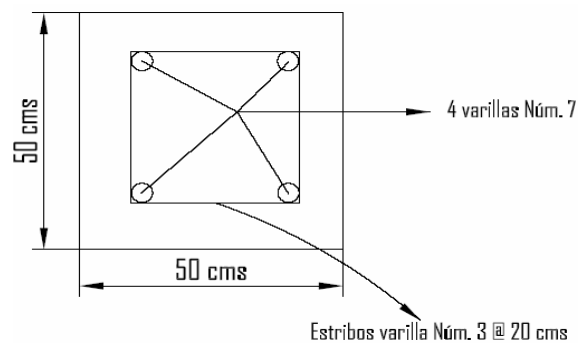
$$V_c = 15,341.65 \text{ kg.}$$

Para que el análisis estructural este equilibrado el valor del cortante ( $V_c$ ) debe ser mayor que el valor del actuante ( $V_{act}$ ).

$$V_c > V_{act} .$$

$$15,341.65 \text{ kg} > 533.815 \text{ kg.}$$

Se colocarán estribos con varilla Núm. 3 @  $d/2$  (20 cms) en toda la columna.



### 2.1.11. Análisis y diseño de los tensores

Los cables tensores son utilizados para darle estabilidad al puente contra cargas de viento, y según la DGC, para los tensores deben utilizarse los siguientes valores:

$$H < 9.00 \text{ m}$$

$$P_v = 100 \frac{\text{kg.}}{\text{m}^2}$$

$$H > 9.00 \text{ m}$$

$$P_v = 150 \frac{\text{kg.}}{\text{m}^2}$$

Donde H es la altura de las torres del puente.

Para este caso se utilizará la segunda opción que es  $H > 9.00$  m y un  $P_v = 150 \frac{\text{kg.}}{\text{m}^2}$  con un factor de seguridad de 1.6.

$$P_{vu} = 1.6 \times 150 \frac{\text{kg.}}{\text{m}^2}$$

$$P_{vu} = 240.00 \frac{\text{kg.}}{\text{m}^2}$$

$$W_{cu} = 1.4 \text{ Cm}$$

$$W_{cu} = 1.4 (91.1659 \frac{\text{kg.}}{\text{m}^2})$$

$$W_{cu} = 127.63 \frac{\text{kg.}}{\text{m}^2}$$

$$W_{total} = (P_{vu} + W_{cu} \text{ última}) \times 1.00 \text{ m}$$

$$W_{total} = (240 + 127.63) \times 1$$

$$W_{total} = 367.63 \frac{\text{kg.}}{\text{m}^2}$$

$$T'1 = W_t \times L/2$$

$$T'1 = 367.63 \frac{\text{kg.}}{\text{m}} \times 60 \text{ m}/2$$

$$T'1 = 11,028.9 \text{ kg}$$

$$\sigma \text{ del acero} = P / A$$

$$A = P / \sigma \text{ del acero}$$

$$A = 11028.9 \text{ kg} / 15,500.03 \frac{\text{kg.}}{\text{cm}^2}$$

$$A = 0.71 \text{ cm}^2, \text{ para la mitad del puente.}$$

Si se utilizan cuatro cables de diámetro de ½" por mitad del puente longitudinal se obtendrá:

$$\text{El área del cable de diámetro de } \frac{1}{2}'' = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ cables de diámetro de } \frac{1}{2}'' \times 0.96 \text{ cm}^2 = 3.84 \text{ cm}^2$$

Área de diseño > Área requerida

$$3.84 \text{ cm}^2 > 0.71 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán cuatro tensores por cada lado del puente, debido a lo largo del mismo y para poder contrarrestar el volteo a causa del viento.

#### **2.1.12. Presupuesto**

**Ver apéndice 1.**

## **2.2 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO**

### **Estudio topográfico**

#### **2.2.1. Altimetría**

El desarrollo del presente estudio requirió de un levantamiento topográfico del perfil del terreno, para determinar las diferentes elevaciones y pendientes del mismo. El levantamiento que se realizó en este caso fue de primer orden, por tratarse de un proyecto de drenajes, en el que la precisión de los datos es muy importante. Se realizó una nivelación trigonométrica para lo cual se utilizó un teodolito SOKKIA DT6 electrónico de  $0^{\circ}00'20''$  de precisión, plomada, estadía marca MYZOX, plegable en 4 partes de 1 metro y cinta métrica. El método de nivelación trigonométrica es funcional para distancias menores a 300 metros.

#### **2.2.2. Planimetría**

El levantamiento planimétrico sirve para localizar la red dentro de las calles, ubicar los pozos de visita y en general ubicar todos aquellos puntos de importancia.

Para el levantamiento planimétrico se utilizó el método de conservación de azimut con vuelta de campana, para poligonal abierta por tener la ventaja de que permite conocer el error de cierre.



### **2.2.3. Población futura**

El sistema de alcantarillado debe adecuarse a un funcionamiento eficiente durante un período determinado. En este caso se adoptó un período de diseño de 31 años. Para encontrar la cantidad de habitantes que utilizarán el servicio en el período establecido, se utilizó el método de incremento geométrico, por ser uno de los que más se aproxima a la realidad del crecimiento de poblaciones en vías de desarrollo, situación que se presenta en este poblado.

$$Pf = Po * (1 + r)^n$$

Donde:

$Pf$  = Población buscada

$Po$  = Población del último censo

$r$  = Tasa de crecimiento

$n$  = Período de diseño

Utilizando el método geométrico se evaluó el crecimiento de la población a servir, y se encontraron los porcentajes de las tasas de crecimiento a nivel de aldea, que según el Instituto Nacional de Estadística (INE), es de 2.47 % anual.

### **2.2.4. Período de diseño**

El período de diseño, como ya se mencionó, es de 31 años. Se adoptó este período de tiempo, tomando en cuenta los recursos económicos con los que cuentan la aldea, la vida útil de los materiales y las normas del Instituto de Fomento Municipal (INFOM).

## **2.2.5. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario**

### **2.2.5.1 Partes de un sistema de alcantarillado**

#### **2.2.5.2 Alcantarillas**

Son los conductos por donde corren las aguas negras, pluviales o ambas, que provienen de las calles, casas, industrias, comercios, etc.

Se tienen tres tipos de sistemas de alcantarillado, cuya elección dependerá de los estudios que se realicen y las condiciones que se presenten, tanto económicas, como físicas y funcionales y son alcantarillado sanitario, el pluvial y el combinado, aunque este último no es muy recomendable.

#### **2.2.5.3 Sistema de alcantarillado sanitario**

Es el que conduce las aguas que llevan los residuos provenientes de las viviendas; se pueden recolectar algunos desechos industriales, pero no está diseñado para las aguas provenientes de las lluvias. En el proyecto en estudio, es este tipo de alcantarillado el que se diseñará tomando en cuenta las necesidades y aspectos socioeconómicos de los beneficiarios, como la vías de acceso a la aldea, las posibilidades de mejoramiento de las vías de acceso, la necesidad primordial a sanar, como es el caso de la contaminación del ambiente, por la mala disposición de aguas residuales.

#### **2.2.5.4 Pozos de visita**

Son estructuras construidas con el objeto de conectar los distintos ramales de un sistema de alcantarillado; además, cumplen una función de acceso para limpieza e inspección en los mismos. Son de sección circular y la parte superior tiene forma de cono truncado y lleva una tapadera circular, que permite el acceso al interior del pozo.

### **2.2.5.5 Conexión domiciliar**

Instalaciones que unen las aguas provenientes de las viviendas o edificios, con el sistema municipal o público de drenaje. Están formadas por una tubería secundaria y una caja de registro.

## **2.2.6 Cálculo de caudales**

### **2.2.6.1 Consideraciones generales**

#### **2.2.6.1.1. Caudal**

El caudal que puede transportar el drenaje está determinado por el diámetro, pendiente y velocidad del flujo dentro de la tubería. Por norma el drenaje funciona como un canal abierto, es decir, que no funciona a presión.

#### **2.2.6.1.2. Tirante**

La altura del tirante del flujo deberá ser mayor de 10% del diámetro de la tubería y menor del 75% de la misma. Estos parámetros aseguran su funcionamiento como canal abierto, así como funcionalidad en el arrastre de los sedimentos.

#### **2.2.6.1.3. Velocidad de flujo**

La velocidad del flujo se determina por la fórmula de Manning y las relaciones hidráulicas de  $v/V$ , donde  $v$  es la velocidad del flujo y  $V$  es la velocidad a sección llena,  $v$  por norma ASTM F-3034, es la siguiente:

Mínima		Máxima
0.6 m/s	$\leq v \geq$	3.00 m/s

La velocidad mínima es para que no existan sedimentación y por consiguiente algún taponamiento, y la velocidad máxima es para evitar la erosión o desgaste del material. Estos parámetros se aplican para tubería de concreto, pero para tubería de P.V.C. de pared doble, lisa interiormente y corrugada externamente, norma ASTM F-949, se permiten velocidades máximas de 5.0 metros por segundo, ya que tiene mayor resistencia a la erosión y desgaste. También es importante considerar que para tramos iniciales con poco caudal se toleran velocidades mínimas de 0.40 metros por segundo.

#### **2.2.6.1.4. Velocidad de arrastre**

La velocidad de arrastre es la mínima velocidad del flujo, que evita que los sólidos se sedimenten y de esa manera destruyan el sistema. Por lo tanto, la velocidad de arrastre es la que asegura un buen funcionamiento del sistema, cuando éste se encuentra funcionando en su límite más bajo, es decir, cuando el valor de la relación  $d/D$  es igual a 0.10.

#### **2.2.7 Caudal domiciliar**

Es el agua que ha sido utilizada para limpieza, producción de alimentos o limpieza de las mismas personas, es desechada y conducida a la red de alcantarillado. El agua de desecho doméstico está relacionada con la dotación y suministro de agua potable. Una parte de ésta no será llevada al alcantarillado, como la de los jardines y lavado de vehículos, el valor del caudal domiciliar está afectado por un factor de retorno que varía entre 0.70 a 0.95.

$$Q_{dom} = \frac{Dot \times No.Hab. \times F.R.}{86,400}$$

Donde:

*Dot.* = Dotación (l/hab./día)

*No.Hab.* = Número de habitantes

$Q_{dom.}$  = Caudal domiciliar (l/s)

$F.R.$  = Factor de retorno

Para el diseño del alcantarillado sanitario de la aldea Tizubín, se utilizó una dotación de 100 litros/habitante/día, considerando diferentes factores como clima, costumbres, etc. El factor de retorno que se tomó como criterio para este proyecto fue de 0.85, considerando que el clima de la aldea es cálido, el agua que se utiliza, en su mayoría se utiliza para aseo personal y como mitigación de calor.

### 2.2.8 Caudal de conexiones ilícitas

Es producido por las viviendas que conectan las tuberías del sistema de agua pluvial al alcantarillado sanitario. Se estima un porcentaje de viviendas que pueden realizar conexiones ilícitas que varía de 0.5 a 2.5%.

Éste se calcula por medio de la fórmula del método racional, ya que tiene relación con el caudal producido por las lluvias.

$$Q_{c.i.} = \frac{CIA}{360} = \frac{CI(A\%) \times 100}{360}$$

Donde:

$Q_{c.i.}$  =Caudal de conexiones ilícitas ( $m^3/s$ ).

$C$  =Coeficiente de escorrentía, el que depende de las condiciones del suelo y la topografía del área a integrar.

$I$  =Intensidad de lluvia (mm / hora).

$A$  =Área que es factible de conectar (Ha).

Según investigaciones del Instituto de Fomento Municipal (INFOM), se ha establecido que el caudal de conexiones ilícitas para, un lugar como la aldea Tizubín del municipio de San Jacinto, Chiquimula, es de 120 l / hab. / día,

debido a la poca información hidrológica de la región, se calcula el caudal de conexiones ilícitas de la siguiente forma:

$$Q_{\text{conexiones ilícitas}} = \frac{\text{Dot. ilícita} \times \text{No. hab.}}{86,400}$$

Donde:

$Q_{\text{conexiones ilícitas}}$  = Caudal de conexiones ilícitas

$\text{Dot. ilícita}$  = Dotación propuesta para el lugar en estudio (120 l/hab./día)

$\text{No. hab.}$  = Número de habitantes a servir

### 2.2.9 Caudal de infiltración

Es el caudal que se infiltra en la alcantarilla, el cual depende de la profundidad del nivel freático del agua, de la profundidad y tipo de tubería y de la permeabilidad del terreno, el tipo de juntas y la calidad de mano de obra utilizada y de la supervisión técnica.

Puede calcularse de dos formas: en litros por hectárea o en litros diarios por kilómetro de tubería. Se incluye la longitud de la tubería de las conexiones domiciliarias aceptando un valor de 6.00 m por cada casa, la dotación de infiltración varía entre 12,000 y 18,000 litros/km/día.

$$Q_{\text{infiltración}} = \frac{\text{Dot.} \times (\text{m. tubo} + \text{No. Casas} \times 6 \text{ metros}) \times \frac{1}{1000}}{86,400}$$

Donde:

$Q_{\text{infiltración}}$  = Caudal de infiltración

$\text{Dotación.}$  = Dotación (l/kilómetro/día)

*No. Casas* = Número de casas

Para este proyecto no se consideró el caudal por infiltración por ser en su totalidad de P.V.C. la tubería que se utilizará.

### **2.2.10 Caudal comercial**

Es el agua que se desecha de los comercios, restaurantes, hoteles, etc. La dotación comercial varía según el establecimiento a considerarse y puede estimarse entre 600 a 3000 litros/comercio/día.

$$Q_{com} = \frac{No.Com \times Dot}{86,400}$$

Donde:

*Q<sub>com.</sub>* = Caudal comercial

*Dotación* = Dotación (l/kilómetro/día)

*No.Com* = Número de comercios

### **2.2.11 Caudal industrial**

Es el agua negra proveniente de las industrias, como fábricas de textiles, licoreras, alimentos, etc. Si no se cuenta con un dato de dotación de agua suministrada se puede estimar entre 16,000 y 18,000 litros/industria/día, el cual dependerá del tipo de industria.

$$Q_{ind.} = \frac{No.Ind. \times Dot}{86,400}$$

Donde:

*Q<sub>ind.</sub>* = Caudal industrial

*Dotación* = Dotación (l/industria/día)

*No.Ind* = Número de industrias

### 2.2.12 Factor de caudal medio

Este factor se determina por medio de la suma de los caudales que contribuyen al sistema, dividida entre el tiempo total de un día, y se expresa en litros/habitante/segundo; estos caudales son:

- a. Caudal domiciliar
- b. Caudal comercial
- c. Caudal industrial
- d. Caudal de infiltración
- e. Caudal de conexiones ilícitas

Al realizar el cálculo de cada uno de los caudales anteriormente descritos, se procede a obtener el valor del caudal medio, que está dado por la siguiente expresión:

$$Q_{med} = Q_{dom} + Q_{com} + Q_{ind.} + Q_{inf.} + Q_{conexionesilicitas}$$

En el caso de la aldea Tizubín, no se tomó en cuenta el caudal comercial y tampoco el caudal de infiltración, ya que al sistema no se conectará comercio alguno y tampoco se consideró el caudal de infiltración ya que la tubería a utilizar en su totalidad será PVC. El valor del factor de caudal medio se calculó de la siguiente manera:

$$F.Q.M. = \frac{Q_{med}}{86,400}$$

Donde:

$Q_{med.}$  = Caudal medio

$F.Q.M.$  = Factor de caudal medio

Para facilitar la obtención del factor de caudal medio, las instituciones que se dedican al diseño de sistemas de alcantarillado sanitario han establecido



valores de este factor con base en la experiencia. Tales valores se presentan en la tabla I.

**Tabla IV. Valores permitidos de factor de caudal medio**

<b>FQM</b>	<b>INSTITUCIÓN</b>
0.0046	INFOM
0.0030	Municipalidad de Guatemala
0.002 – 0.005	DGOP

### **2.2.11 Factor de Harmond**

Es el valor estadístico, que determina la probabilidad del número de usuarios que estarán haciendo uso del servicio. Está dado de la siguiente manera:

$$F. H. = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde:

*F. H.* = Factor de Harmond

*P* = Población futura acumulada en miles.

### **2.2.14 Caudal de diseño**

Para realizar la estimación de la cantidad de agua negra que transportará el alcantarillado en los diferentes puntos donde aquella fluya, primero se tendrán que integrar los valores que se describen en la fórmula siguiente:

$$Q_{dis} = No.Hab. \times F.H. \times FQM$$

Donde:

$Q_{dis}$  = Caudal de diseño

$No. Hab.$  = Número de habitantes futuros acumulados

$F.H.$  = Factor de Harmond

$FQM.$  = Factor de caudal medio

### 2.2.15 Pendientes máximas y mínimas

Para reducir costos por excavación, la pendiente de la tubería deberá adaptarse a la pendiente del terreno. Sin embargo, en todos los casos se tiene que cumplir con las siguientes especificaciones hidráulicas que determinan la pendiente apropiada de la tubería:

a.  $q < Q$

Donde:

$q$  = Caudal de diseño

$Q$  = Caudal a sección llena

b.  $0.1 < d / D < 0.75$

Donde:

$d$  = Tirante

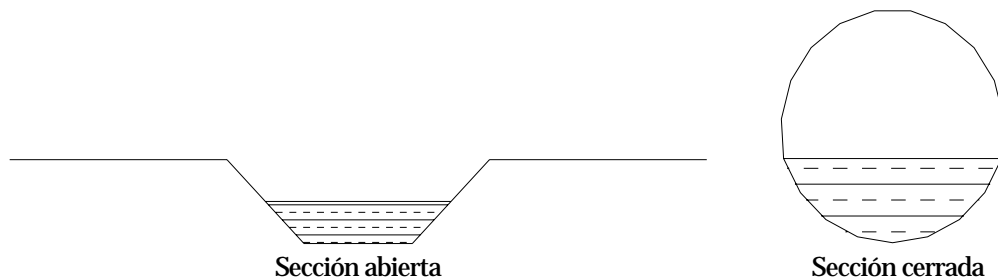
$D$  = Diámetro interno de la tubería

### 2.2.16 Principios hidráulicos

Las alcantarillas basan su funcionamiento en transportar el agua de desecho en conductos libres, que están en contacto del aire, a los cuales se les conoce como canales. El flujo queda determinado por la pendiente del canal y la superficie del material del cual está construido.

La sección del canal, como se muestra en la figura 1, puede ser abierta o cerrada. En el caso de los sistemas de alcantarillado se emplean canales cerrados circulares, en donde la superficie del agua está sometida a la presión atmosférica y, eventualmente, a presiones producidas por los gases que se forman en el canal.

**Figura 5. Sección del canal**



### 2.2.17 Ecuación de Manning para flujo en canales

Los valores de velocidad y caudal que ocurren en un canal se han estimado por medio de fórmulas desarrolladas experimentalmente, en las cuales se involucran los factores que más afectan al flujo de las aguas en el canal.

La ecuación que más se utiliza es la de Manning, que es:

$$v = \frac{\sqrt[3]{R^2}}{n} * \sqrt{S}$$

Donde:

v = Velocidad

$R$  = Radio hidráulico

$S$  = Pendiente

$n$  = Coeficiente de rugosidad, depende del material que se utiliza.

Debido a que normalmente los diámetros nominales de la tubería utilizada son dados en pulgadas, la fórmula anterior ha sido adaptada para poder ser usada de la siguiente forma:

$$V = \frac{0.03429 \times \theta^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

Donde:

$V$  = velocidad (m/s)

$\theta$  = diámetro en pulgadas

$S$  = Pendiente de la tubería (%)

$n$  = coeficiente de rugosidad, el cual depende del material que se utiliza.

Para este proyecto, por utilizar tubería PVC, se utilizó un coeficiente de rugosidad igual a 0.010.

### **2.2.18 Ecuación a sección llena**

Para el diseño del alcantarillado sanitario se debe contar con la información correspondiente a los valores de la velocidad y caudal de la sección llena de la tubería que se está utilizando.

Para el cálculo de la velocidad se emplea la fórmula siguiente:

$$v = \frac{\sqrt[3]{R^2}}{n} \times \sqrt{S}$$

Donde:

$v$  = Velocidad

$R$  = Radio hidráulico

$S$  = Pendiente

$n$  = Coeficiente de rugosidad, el cual depende del material que se utiliza.

El caudal que transportará:

$$Q = A \times V$$

Donde:

$Q$  = Caudal a sección llena (l/s)

$A$  = Área de la tubería (m<sup>2</sup>)

$V$  = Velocidad a sección llena (m/s)

### 2.2.19 Ecuación a sección parcialmente llena

Las ecuaciones para calcular las características hidráulicas de la sección parcialmente llena del flujo de una tubería circular se presentan a continuación:

$$a = \left(\frac{\theta^2}{4}\right) \times \left\{ \left( \pi \times \left(\frac{\theta}{360}\right) \right) \left( \text{sen}\left(\frac{\theta}{2}\right) \right) \right\}$$

$$p = \frac{\pi \times \theta^2}{360}$$

$$v = \left(\frac{1}{n}\right) \times \left(R^{\frac{2}{3}}\right) \times \left(S^{\frac{1}{2}}\right)$$

$$r = \left(\frac{D}{4}\right) \times \left\{ 1 - \left( 360 \times \left(\frac{\text{sen}\theta}{2\pi\theta}\right) \right) \right\}$$

$$q = a \times v$$

$$d = \left(\frac{D}{2}\right) \times \left[1 - \cos\left(\frac{D}{2}\right)\right]$$

Donde:

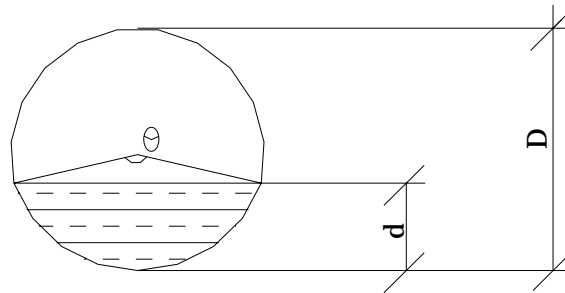
D = Diámetro del tubo

d = Tirante de la sección

v = Velocidad a sección parcial

q = Caudal a sección parcial

**Figura 6. Área de sección parcialmente llena**



Como se puede observar en la figura 2, “D” es el tirante a sección llena, y “d” es el tirante a sección parcial.

### 2.2.20 Relaciones hidráulicas

Al realizar el cálculo de las tuberías que trabajan a sección parcialmente llena y poder agilizar de alguna manera los resultados de velocidad, área y caudal, perímetro mojado y radio hidráulico, se relacionaron los términos de la sección totalmente llena con los de la sección parcial. De los resultados obtenidos se construyeron el gráfico y tablas, utilizando para esto la fórmula de Manning, los cuales se presentan más adelante.

Se deben considerar las siguientes especificaciones hidráulicas:

- $q_{\text{diseño}} < Q_{\text{lleno}}$
- La velocidad debe estar comprendida entre:  
 $0.60 \leq v \leq 3.00$  (m/seg.)
- El tirante debe estar entre:  
 $0.10 \leq d/D \leq 0.75$

Con los anteriores parámetros se evita que la tubería trabaje a presión.

**Tabla V. Relaciones hidráulicas sección circular**

d/D	a/A	v/V	q/Q	d/D	a/A	v/V	q/Q
0.0100	0.0017	0.088	0.00015	0.1025	0.05396	0.408	0.02202
0.0125	0.0237	0.103	0.00024	0.1050	0.05584	0.414	0.02312
0.0150	0.0031	0.116	0.00036	0.1075	0.05783	0.420	0.02429
0.0175	0.0039	0.129	0.00050	0.1100	0.05986	0.426	0.02550
0.0200	0.0048	0.141	0.00067	0.1125	0.06186	0.432	0.02672
0.0225	0.0057	0.152	0.00087	0.1150	0.06388	0.439	0.02804
0.0250	0.0067	0.163	0.00108	0.1175	0.06591	0.444	0.02926
0.0275	0.0077	0.174	0.00134	0.1200	0.06797	0.450	0.03059
0.0325	0.0099	0.194	0.00191	0.1250	0.07214	0.463	0.03340
0.0350	0.0110	0.203	0.00223	0.1275	0.07426	0.468	0.03475
0.0375	0.0122	0.212	0.00258	0.1300	0.07640	0.473	0.03614
0.0400	0.0134	0.221	0.00223	0.1325	0.07855	0.479	0.03763
0.0425	0.0147	0.230	0.00338	0.1350	0.08071	0.484	0.03906
0.0450	0.0160	0.239	0.00382	0.1375	0.08289	0.490	0.04062
0.0475	0.0173	0.248	0.00430	0.1400	0.08509	0.495	0.04212
0.0500	0.0187	0.256	0.00479	0.1425	0.08732	0.501	0.04375
0.0525	0.0201	0.264	0.00531	0.1450	0.08954	0.507	0.04570

0.0550	0.0215	0.273	0.00588	0.1475	0.09129	0.511	0.04665
0.0575	0.0230	0.271	0.00646	0.1500	0.09406	0.517	0.04863
0.0600	0.0245	0.289	0.00708	0.1525	0.09638	0.522	0.05031
0.0625	0.0260	0.297	0.00773	0.1550	0.09864	0.528	0.05208
0.0650	0.0276	0.305	0.00841	0.1575	0.10095	0.533	0.05381
0.0675	0.0292	0.312	0.00910	0.1600	0.10328	0.538	0.05556
0.0700	0.0308	0.320	0.00985	0.1650	0.10796	0.548	0.05916
0.0725	0.0323	0.327	0.01057	0.1700	0.11356	0.560	0.06359
0.0750	0.0341	0.334	0.01138	0.1750	0.11754	0.568	0.06677
0.0775	0.0358	0.341	0.01219	0.1800	0.12241	0.577	0.07063
0.0800	0.0375	0.348	0.01304	0.1850	0.12733	0.587	0.07474
0.0825	0.0392	0.355	0.01392	0.1900	0.13229	0.696	0.07885
0.0850	0.0410	0.361	0.01479	0.1950	0.13725	0.605	0.08304
0.0875	0.0428	0.368	0.01574	0.2000	0.14238	0.615	0.08756
0.0900	0.0446	0.375	0.01672	0.2050	0.14750	0.624	0.09104
0.0925	0.0464	0.381	0.01792	0.2100	0.15266	0.633	0.09663
0.2200	0.1631	0.651	0.10619	0.5900	0.6140	1.07	0.65488
0.2250	0.1684	0.659	0.11098	0.6000	0.6265	1.07	0.64157
0.2300	0.1436	0.669	0.11611	0.6100	0.6389	1.08	0.68876
0.2350	0.1791	0.676	0.12109	0.6200	0.6513	1.08	0.70537
0.2400	0.1846	0.684	0.12623	0.6300	0.6636	1.09	0.72269
0.2450	0.1900	0.692	0.13148	0.6400	0.6759	1.09	0.73947
0.2500	0.1955	0.702	0.13726	0.6500	0.6877	1.10	0.75510
0.3000	0.2523	0.776	0.19580	0.7000	0.7477	1.12	0.85376
0.3100	0.2640	0.790	0.20858	0.7100	0.7596	1.12	0.86791
0.3200	0.2459	0.804	0.22180	0.7200	0.7708	1.13	0.88384
0.3300	0.2879	0.817	0.23516	0.7300	0.7822	1.13	0.89734



0.3400	0.2998	0.830	0.24882	0.7400	0.7934	1.13	0.91230
0.3500	0.3123	0.843	0.26327	0.7500	0.8045	1.13	0.92634
0.3600	0.3241	0.856	0.27744	0.7600	0.8154	1.14	0.93942
0.3700	0.3364	0.868	0.29197	0.7700	0.5262	1.14	0.95321
0.3800	0.3483	0.879	0.30649	0.7800	0.8369	1.39	0.97015
0.3900	0.3611	0.891	0.32172	0.7900	0.8510	1.14	0.98906
0.4000	0.3435	0.902	0.33693	0.8000	0.8676	1.14	1.00045
0.4100	0.3860	0.913	0.35246	0.8100	0.8778	1.14	1.00045
0.4200	0.3986	0.921	0.36709	0.8200	0.8776	1.14	1.00965
0.4400	0.4238	0.943	0.39963	0.8400	0.8967	1.14	1.03100
0.4500	0.4365	0.955	0.41681	0.8500	0.9059	1.14	1.04740
0.4600	0.4491	0.964	0.43296	0.8600	0.9149	1.14	1.04740
0.4800	0.4745	0.983	0.46647	0.8800	0.9320	1.13	1.06030
0.4900	0.4874	0.991	0.48303	0.8900	0.9401	1.13	1.06550
0.5000	0.5000	1.000	0.50000	0.9000	0.9480	1.12	1.07010

### 2.2.16 Cálculo de cotas invert

Las cotas del terreno, al igual que los puntos de entrada y salida de la tubería del alcantarillado, deben calcularse de la siguiente manera:

$h_{\min}$  = Altura mínima, que depende del tráfico que circule por las calles

CI = Cota invert inicial

CT<sub>i</sub> = Cota del terreno inicial

CT<sub>f</sub> = Cota del terreno final

CIS = Cota invert de la tubería de salida

CIE = Cota invert de la tubería de entrada

D = Distancia horizontal

S% = Pendiente del terreno o tubería

Et = Espesor de la tubería

$$CT_f = Ct_i - (Do * S\% \text{ terreno})$$

$$S\% = ((Ct_i - CT_f)/D_o) * 100 = \%$$

$$Et = (\emptyset * 0.30)/100 = m$$

$$CI = CT - (H_{\text{mínima}} + Et + \text{Diámetro tubo})$$

$$CIE_2 = CI - Do * S\%_{\text{tubo}}$$

$$CIE_3 = CIS_2 - D1 * S\%_{\text{tubo}}$$

$$H_{\text{pozo}} = CT - CIS$$

### 2.2.22 Diámetros de tubería

El diámetro mínimo de tubería que se utiliza para el diseño de alcantarillado sanitario es de 8 pulgadas cuando se trabaja con tubería de concreto; esto se debe a requerimientos de flujo, limpieza, con lo cual se evitan las obstrucciones en la tubería. En tubería de cloruro de polivinilo (P.V.C.), el diámetro mínimo es de 6 pulgadas; para este proyecto, se utilizó este tipo de tubería, sin embargo, en tramos iniciales con muy poco caudal, se utilizó tubería de 4 pulgadas, considerando que es únicamente con este diámetro de tubería, que permite cumplir con las condiciones generales para el diseño de alcantarillado sanitario, como son la velocidad a sección parcial “v” y la relación de tirantes “d/D”.

### 2.2.23 Factor de rugosidad

Es un valor adimensional y experimental, que indica cuán lisa o rugosa es la superficie interna de la tubería que se va a utilizar. Varía de un material a otro y se altera con el tiempo.

Los valores de factor de rugosidad de algunas de las tuberías más empleadas en nuestro medio, son:

**Tabla VI. Factores de rugosidad (n)**

<b>MATERIAL</b>	<b>RUGOSIDAD</b>
Superficie de mortero de cemento	0.011 – 0.030
Mampostería	0.017 – 0.030
Tubo de concreto Ø < 24"	0.011 – 0.016
Tubo de concreto Ø > 24"	0.013 – 0.018
Tubería de asbesto cemento	0.009 – 0.011
Tubería de PVC	0.006 – 0.011

#### **2.2.24 Pozos de visita**

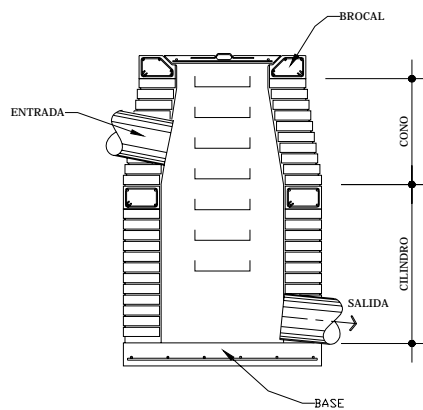
Forman parte del sistema de alcantarillado, y proporcionan acceso a éste, con el fin de realizar trabajos de inspección y limpieza. Están contruidos de concreto o mampostería.

La forma en la cual se construyen está establecida por algunas instituciones que tienen a su cargo las construcciones de sistemas de alcantarillas. Un pozo de visita está constituido por las siguientes partes:

El ingreso es circular; tiene un diámetro entre 0.60 a 0.75 metros; la tapadera descansa sobre un brocal, ambos contruidos de concreto reforzado; el cono tiene una altura de 0.6 metros, el cual termina en la parte cilíndrica del pozo con un diámetro de 1.20 metros. La altura del cilindro dependerá de la profundidad en la que se encuentre la alcantarilla. Las paredes del pozo están impermeabilizadas por repello y por un cernido liso. El fondo está conformado de concreto, dejándole la pendiente necesaria para que corra el agua. La dirección en la cual se dirigirá estará determinada por medio de canales que son contruidos por tubería cortada transversalmente. Para realizar la

inspección o limpieza de pozos profundos se deben dejar escalones, los cuales serán de hierro y estarán empotrados a las paredes del pozo.

**Figura 7. Partes de un pozo de visita.**



#### **2.2.24.1 Especificaciones de colocación**

Se colocarán pozos de visita en los siguientes puntos:

- a. En el inicio de cualquier ramal.
- b. En intersecciones de dos o más tuberías colectoras.
- c. Donde exista cambio de diámetro.
- d. En distancias no mayores de 100 m en línea recta en diámetros hasta de 24''.
- e. En cambios de dirección horizontal para diámetro menor de 24''
- f. A distancias no mayores de 300 m en diámetros superiores a 24''.
- g. En las curvas no más de 30 m.
- h. Cambio de pendiente.

### **2.2.24.2 Especificaciones físicas**

Al diseñar el sistema de alcantarillado sanitario se deben considerar aspectos referentes a las cotas invert de entrada y salida de las tuberías en los pozos de visita, así como una serie de especificaciones que deben tomarse en consideración para que el sistema funcione adecuadamente.

### **2.2.25 Conexiones domiciliarias**

Tienen la finalidad de descargar las aguas provenientes de las casas o edificios y llevarlas al alcantarillado central.

Consta de las siguientes partes:

- a. Caja de registro (candela domiciliar o acometida domiciliar)
- b. Tubería secundaria

#### **a. Caja o candela**

La conexión se realiza por medio de una caja de inspección, construida de mampostería o con tubos de concreto colocados verticalmente. El lado menor de la caja será de 45 centímetros. Si fuese circular, tendrá un diámetro no menor de 12 pulgadas. Deben estar impermeabilizadas por dentro y tener una tapadera para realizar inspecciones.

#### **b. Tubería secundaria**

La conexión de la candela domiciliar con la tubería central se hará por medio de la tubería secundaria, la cual tiene un diámetro de 6 pulgadas en tubería de concreto y de 4 pulgadas en tubería de PVC. Debe tener una pendiente mínima del 2%, a efecto de evacuar adecuadamente el agua. La conexión con la alcantarilla

central se hará en el cuarto superior, a un ángulo de 45° grados aguas abajo

## 2.2.26 Profundidad de tubería

La colocación de la tubería debe hacerse a una profundidad en la cual no sea afectada por las inclemencias del tiempo y principalmente por las cargas transmitidas por el tráfico y evitar con esto rupturas en los tubos.

La profundidad mínima de la tubería, desde la superficie del suelo hasta la parte superior de la tubería, en cualquier punto de su extensión, será determinada de la siguiente manera:

Para tráfico normal (menor a 200 quintales) = 1.00 metros

Para tráfico pesado (mayor a 200 quintales) = 1.20 metros

La cota invert mínima se calcula sumando la profundidad por tráfico + espesor del tubo + diámetro del tubo:  $\text{Invert mínima} = h \text{ tráfico} + t + D$

### 2.2.26.1 Normas y recomendaciones

En las tablas IV y V se presentan los valores de profundidad de tubería y ancho de la zanja, la que depende del diámetro de tubería y de la profundidad.

**Tabla VII. Profundidad mínima de la cota invert (m)**

Diámetro	4"	6"	8"	10"	12"	16"	18"	21"	24"	30"	36"	42"
Tráfico Normal	1.11	1.17	1.22	1.28	1.38	1.41	1.50	1.58	1.66	1.84	1.99	2.14
Tráfico Normal	1.31	1.37	1.42	1.48	1.58	1.51	1.70	1.78	1.86	2.04	2.19	2.34

**Tabla VIII. Ancho libre de zanja según profundidad y diámetro**

Prof. De Zanja (cm.)	De 0.00 a 1.30	De 1.31 a 1.85	De 1.86 a 2.35	De 2.36 a 2.85	De 2.86 a 3.35	De 3.36 a 3.85	De 3.86 a 4.35	De 4.38 a 4.85	De 4.86 a 5.35	De 5.36 a 5.85	De 5.86 a 6.35
6"	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80
8"	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80
10"		70	70	70	70	70	75	75	75	80	80
12"		75	75	75	75	75	75	75	75	80	80
18"		110	110	110	110	110	110	110	110	110	110
21"		110	110	110	110	110	135	110	110	110	110
24"		135	135	135	135	135	155	135	135	135	135
30"		155	155	155	155	155	175	155	155	155	155
36"			175	175	175	175	180	175	175	175	175

### 2.2.27 Volumen de excavación

La cantidad de tierra que se removerá para colocar la tubería, está dada a partir de la profundidad de los pozos de visita, del ancho de la zanja.

$$V = \left( \frac{H1 + H2}{2} \right) * d * t$$

Donde:

V = Volumen de excavación (m<sup>3</sup>)

H1 = Profundidad del primer pozo (m)

H2 = Profundidad del segundo pozo (m)

d = Distancia entre pozos (m)

t = Ancho de la zanja (m)

## **2.2.28      Diseño del sistema de alcantarillado sanitario de la aldea                   “Tizubín”**

### **2.2.28.1      Especificaciones técnicas**

Para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario se tomaron como base las normas ASTM F-949 y las normas que establece La Dirección General de Obras Públicas (Normas utilizadas por el Instituto de Fomento Municipal – INFOM -).

#### **RAMAL I**

Tipo de sistema:	Alcantarillado sanitario.
Período de diseño:	31 años.
Población actual:	1550 habitantes.
Tasa de crecimiento:	3.00 % anual.
Población de diseño:	3875 habitantes.
Forma de evacuación:	Gravedad.
Tipo y diámetro de tubería:	Tubería NOVAFORT PVC de 4”, 6” y 8”
Conexión domiciliar:	Tubería NOVAFORT PVC 4”
Pendiente mínima 2 %	
Pozos de visita:	Construcción en intersecciones de calle
Altura cono: 0.6 m	
Diámetro superior mínimo: 0.75 m	Diámetro inferior mínimo: 1.20 m
Altura:	variable
Dotación:	100 litros/habitante/día
Factor de retorno:	0.85
Velocidad mínima:	0.60 m/s
Velocidad máxima:	3.00 m/s

#### **RAMAL II**

Tipo de sistema:	Alcantarillado sanitario.
Período de diseño:	31 años



Población actual:	1550 habitantes
Tasa de crecimiento:	3.00 % anual
Población de diseño:	3875 habitantes
Forma de evacuación:	Gravedad
Tipo y diámetro de tubería:	Tubería NOVAFORT PVC de 4", 6" y 8"
Conexión domiciliar:	Tubería NOVAFORT PVC 4" Pendiente mínima 2 %
Pozos de visita:	Construcción en intersecciones de calle
Altura cono:	0.6 m
Diámetro superior mínimo:	0.75 m
Diámetro inferior mínimo:	1.20 m
Altura:	variable
Dotación:	100 litros/habitante/día
Factor de retorno:	0.85
Velocidad mínima:	0.60 m/s
Velocidad máxima:	3.00 m/s

### 2.2.28.2 Ejemplo de cálculo de un tramo

Se diseñara el tramo comprendido entre el pozo de visita PV 1 y PV 2 del ramal I; los datos son los siguientes:

- **Cotas del terreno:**

Cota inicial: 204.23 m

Cota final: 202.64 m

- **Distancia entre pozos:**

Distancia entre PV 1 y PV 2 = 39.04 m.

- **Pendiente del terreno:**

$$P = \left( \frac{\text{cot } a \text{ inicial} - \text{cot } a \text{ final}}{\text{dis tan cia}} \right) \times 100$$

$$P = \left( \frac{204.23 \text{ m} - 202.64 \text{ m}}{39.04 \text{ m}} \right) \times 100$$

$$P = 4.07 \quad \%$$

- **Población de diseño**

Viviendas del tramo: 22

Viviendas acumuladas: 22

Se tomaron en cuenta las poblaciones actuales y futuras, para que el sistema funcione correctamente al inicio y al final del periodo de diseño, cumpliendo con los criterios adoptados.

#### Análisis de situación actual

$$Q_{\text{dom}} = \frac{(150 \text{ lit/hab/dia} * 132 \text{ hab} * 0.8)}{86400} = 0.18 \text{ lit/seg}$$

$$Q_{\text{inf}} = \frac{109000 * (29.68 + (15X6))}{86400 * 1000} = 0.1505 \text{ lit/seg}$$

$$Q_{\text{ilic}} = 1.8002 * 0.0863 = 0.1505 \text{ lit/seg}$$

$$Q_{\text{sanitario}} = 0.179 + 0.1505 + 0.1505 = 0.48 \text{ lit/seg}$$

$$F_{qm} = 0.48 / 105 = 0.0046$$

Chequeo  $F_{qm} > 0.002$  OK

$$FH = \left( \frac{18 + (105/1000)^{1/2}}{4 + (105/1000)^{1/2}} \right) = 1.29$$

$$Q_{\text{dis}} = 0.0046 * 1.29 * 105 = 0.92 \text{ lit/seg}$$

### Análisis de situación futura

$$FH = \left( \frac{18 + (220/1000)^{1/2}}{4 + (220/1000)^{1/2}} \right) = 0.98$$

$$Q_{dis} = 0.0046 * 0.98 * 220 = 0.99 \text{ lit/seg}$$

$$v = \frac{0.0254 * D^{2/3} * S^{1/2}}{n} = \frac{0.00254 * (6)^{2/3} * (0.0638)^{1/2}}{0.013} = 2.1996 \text{ m/seg}$$

$$Q = V * A = 2.1996 * (\pi * (6/2)^2) * 0.64516 = 40.12 \text{ lit/seg}$$

$$q/Q \text{ actual} = 0.01500$$

$$q/Q \text{ futuro} = 0.0248$$

$$V_{actual} = 0.36 * 2.1996 = 0.80 \text{ m/seg}$$

$$V_{futuro} = 0.42 * 2.1996 = 0.93 \text{ m/seg}$$

De acuerdo con estos resultados, se comprueba que se cumplen los rangos de velocidades máximas y mínimas.

Cota invert inicial = Cota de terreno inicial – h altura de pozo

$$\text{Cota invert inicial} = 204.23 - 1.20 = 203.03$$

Cota invert final = Cota final – h altura de pozo

$$\text{Cota invert final} = 202.64 - 1.20 \text{ m} = 201.44$$

El ancho de zanja se toma dependiendo de las alturas de los pozos.

El volumen de excavación es igual al producto del ancho de zanja, por el promedio de altura de pozos por la distancia horizontal.

$$\text{Volumen} = [(1.2 + 1.20) * 29.68 * 0.90] / 2 = 32.05 \text{ m}^3$$

### **2.2.29 Presupuesto**

Ver apéndice

### **2.2.30 Estudio de evaluación ambiental de los proyectos**

La evaluación del peligro de esta zona o región es esencial para estimar la vulnerabilidad y los daños posibles de los componentes de riesgo, tomando en cuenta que la geología representa un factor que ilustra el potencial del deslizamiento de taludes.

En el ámbito regional, controla los aspectos genéricos de relieve y la topografía de un área, lo cual permite estimar su susceptibilidad al movimiento. En general, los deslizamientos pueden ocurrir en cualquier tipo de relieve si las condiciones están dadas. Sin embargo, la experiencia de trabajar y observar distintos tipos de terreno ha demostrado que los deslizamientos son más comunes en ciertos tipos de geografía y menos comunes en otros. Las zonas inicialmente estables pueden volverse inestables con la construcción de infraestructura, la deforestación u otras razones.

La mayoría de impactos en la infraestructura del sistema de alcantarillado y de los pavimentos en lugares susceptibles a inundaciones se deben a los excedentes de lluvia que se extienden por largos períodos del invierno.

Los más importantes son los siguientes:

- Hinchamiento del pavimento.
- Deslizamiento de las capas.
- Derrumbes.
- Colapso de colectores por residuos sólidos.
- Daño en los elementos del sistema por recarga de acuíferos.
- Arrastre de tubería y cámaras debido al empuje de aguas subterráneas.
- Rebosamiento y arrastre de letrinas y de pozos sépticos.

Desde luego, el colapso de los elementos del sistema (letrinas, pozos sépticos, colectores de aguas negras, lagunas de oxidación, etc.) tiene efectos sobre la salud al producir nuevas amenazas, como la generación de focos de contaminación. Igual situación ocurre con la red de alcantarillado para el drenaje de las aguas pluviales. En algunos casos se detectan intercambios entre los sistemas de drenaje y los de alcantarillado sanitario, el que origina una contaminación incontrolada. La obstrucción de la infraestructura por las inundaciones, el taponamiento por sedimentos, etc., hacen colapsar varios sistemas y producen anegamientos que afectan sectores de las poblaciones involucradas.

### **2.2.31. Amenazas naturales**

Las amenazas naturales son de tipo geológico o de tipo meteorológico. En esta región las principales amenazas son de tipo geológico (sismos) y de tipo meteorológico (huracanes, marejadas, ciclones tropicales, vientos fuertes, otras tormentas severas, tornados, inundaciones), otras. Como incendios forestales y las humaredas resultantes, sequías e infestaciones.

Las amenazas pueden estar interrelacionadas y sus efectos, magnificados. Por ejemplo, los vientos huracanados provocan lluvias internas, las cuales pueden ocasionar inundaciones; asimismo provocan deslizamientos, los cuales pueden ocasionar refregamiento de ríos e inundaciones progresivas y la rotura de las represas, que causan inundaciones turbulentas y crecidas.

El fin primordial es conocer la vulnerabilidad del alcantarillado sanitario y sus componentes, en los aspectos físico, operativo, administrativo y organizativo, ya que el funcionamiento ideal de este sistema depende tanto del diseño y de la calidad de los componentes físicos, como de la forma en que es operada, teniendo una constante supervisión, un mantenimiento apropiado y una buena administración en la que se aprovechen al máximo los recursos, a manera de cubrir en forma organizada la mayor parte de la población.

El impacto de las amenazas es directo con los componentes físicos del sistema e indirecto con los aspectos organizativos, administrativos y capacidad de operación. Es directo con los componentes físicos, ya que están expuestos a cualquier amenaza natural y es indirecto, porque la capacidad de operación se ve reducida. Si no se cuenta con los suficientes recursos, deberá solicitarse algún tipo de ayuda externa para llevar a cabo la reparación.

En lo que respecta a sismos y huracanes, se utilizan datos estadísticos para dar a conocer la tolerancia al riesgo, tomando, para el efecto, medidas de alto valor técnico para reducir dicho riesgo.

### **2.2.31.1. Desastres naturales**

Un desastre natural sucede cuando la ocurrencia de un fenómeno natural afecta a un sistema vulnerable. Los fenómenos naturales en sí no provocan necesariamente desastres. Es solo su interacción con el sistema y su entorno lo que genera impactos que pueden llegar a tener dimensiones catastróficas, dependiendo de la vulnerabilidad de la zona.

Aunque el mundo siempre ha estado expuesto a los desastres naturales, sus efectos se están volviendo cada vez más severos.

Esta tendencia mundial esta directamente vinculada a otros fenómenos, como la creciente pobreza, el mayor crecimiento demográfico, el deterioro ambiental y el cambio climático. Puesto que la vulnerabilidad a los desastres es el resultado de la acciones humanas, es posible modificarlas para reducir la vulnerabilidad y, con ella, las pérdidas humanas y materiales.

Según su magnitud, los terremotos pueden producir fallas en las rocas y en el sub-suelo, hundimientos de la superficie del terreno, derrumbes, deslizamientos de tierras y avalanchas de todo; pueden asimismo reblandecer los suelos saturados (debido a la vibración); reducen la capacidad de sustentación de fenómenos combinados con la ondulación del suelo; producen destrucción y otros daños directos en cualquier parte de los sistemas de abastecimiento de agua, ubicados dentro del área afectada por el sismo.

Entre los principales efectos producidos por los terremotos se puede mencionar:

- Destrucción parcial o total de estructura recolectoras, tratamiento, etc.
- Ruptura de las tuberías, además de daños en las uniones, con la consiguiente filtración de aguas negras al suelo.
- Interrupción de la corriente eléctrica, de las comunidades y de las vías de acceso.

## **2.2.32. Vulnerabilidad de los proyectos**

### **2.2.32.1. Concepto de vulnerabilidad**

Se entiende por vulnerabilidad, la susceptibilidad a la pérdida de un elemento o conjunto de elementos como resultado de la ocurrencia de un desastre. Indica el grado en que un sistema está expuesto o protegido de las amenazas naturales. Esto depende del estado de los asentamientos humanos su infraestructura, la manera en que la administración pública y las políticas manejan la gestión del riesgo, y el nivel de información y educación de que dispone una sociedad sobre los riesgos existentes y como debe de enfrentarlos.

### **2.2.32.2. Calificación de la vulnerabilidad**

La vulnerabilidad de un determinado componente o sistema, se expresa como la probabilidad de alcanzar un determinado estado, dado que ocurra  $A_i$ , se expresa como:  $P(E_j/A_i)$ .

Los estados  $E_j$  son previamente definidos a conveniencia y descritos en forma explícita. En lo que se refiere a daños y operatividad de equipos es frecuente adoptar los cuatro estados de daño siguientes:



E1 = no daños

E2 = daños leves; equipos operativos

E3 = daños reparables; equipo no operativo

E4 = daños graves o ruina; equipo fuera de servicio

Sea:

P = Probabilidad

E<sub>j</sub> = Sistema

A<sub>i</sub> = Amenaza

Debe realizarse un estudio de análisis de vulnerabilidad de aquellas instalaciones y obras infraestructura cuyo mal funcionamiento o ruina (debido a los efectos de los desastres considerados pueda generar situaciones de emergencia o demandas que excedan la capacidad de atención.

### **2.2.32.3. Estimación de la vulnerabilidad**

En diversos trabajos, la vulnerabilidad de sistemas de tuberías a las acciones sísmicas que se expresa por el número esperado de fallas por kilómetro de longitud. Tomando en consideración las estadísticas disponibles, resulta ventajoso emplear como referencia el número de fallas por sismo en tuberías de PVC, para diferentes grados de la intensidad de Mercalli.

#### **2.2.32.4. Identificación de la vulnerabilidad**

El análisis de los sistemas de agua y alcantarillado es realizado por un equipo de profesionales expertos en la evaluación de peligros naturales, salud ambiental e ingeniería civil, en conjunto con el personal de la empresa de servicio de agua encargado del funcionamiento y mantenimiento del mismo. Ese equipo centra su atención en el funcionamiento y mantenimiento, la administración y los impactos potenciales sobre el servicio, tal como se señala a continuación.

#### **2.2.32.5. Vulnerabilidad administrativa**

Con el fin de tratar de manera integral los problemas que afectan a los aspectos administrativos / funcionales se recomienda analizar los aspectos que tengan relación en la administración de los sistemas (vulnerabilidad administrativa) por separado de aquellos que tengan referencia con los aspectos operativos de los mismos (vulnerabilidad operativa).

El departamento de servicios públicos de la municipalidad, que es la sección encargada de supervisar el funcionamiento del sistema de agua potable y drenajes sanitarios. Y el coordinador de la oficina municipal de planificación, que se encarga de la operación directa del sistema, están alertas constantemente respecto de cada una de las situaciones que se pudieran suscitar en torno a alguna falla o desperfecto que ocasione la suspensión del servicio. Su función radica principalmente en corregir fallas menores, tales como la reparación del equipo y la infraestructura física. Toda reparación mayor o cambio en la distribución física debe ser estudiado y aprobado por el Consejo Municipal.

Los principales factores de vulnerabilidad administrativa tienen relación en el nivel de capacitación en los temas referentes a las amenazas naturales, la capacidad del personal administrativo para desempeñar sus obligaciones y con las debilidades de la organización institucional.

Algunos indicadores de vulnerabilidad administrativa son: falta de capacitación del personal, altos porcentajes de morosidad de los usuarios en el pago de cuotas, saldos contables negativos, ausencia de comunicación con los usuarios, ausencia de fondos de capitalización y de herramientas para la operación del sistema.

La coordinación interinstitucional es fundamental en la atención de emergencias y desastres, porque si no hay coordinación, el resultado es un caos que afectara a los clientes del sistema y a la capacidad de rehabilitación.

En el nivel de la organización institucional, las debilidades son: escasa o nula comunicación entre los niveles organizacionales, ausencia de coordinación, información, incumplimiento de responsabilidades e incertidumbre en las competencias de las acciones.

El objetivo del estudio de la vulnerabilidad administrativa es identificar las debilidades de la organización institucional y de la administración local que impiden contar con una buena gestión para disponer de recursos humanos capacitados, recursos materiales y económicos suficientes, así como de una correcta organización del trabajo para el funcionamiento del sistema en condiciones normales, la implementación de medidas de mitigación y la respuesta oportuna en caso de impacto de un fenómeno natural.

La capacitación de las personas encargadas de la operación de la línea principal es indispensable, ya que las fallas pueden ser de diferentes índoles.

Debido a un descontrol en la organización y designación del personal capacitado para realizar dichas tareas, se ha incurrido en el atraso de la realización de estas, por la falta de información, asignación de mas personal y falta de transporte, pues la extensión a cubrir es muy grande. La falta de fondos asignados para mejorar el servicio, también ha sido una causa muy grande, por lo que los sistemas sufren fallas, y al no ser corregidas su deterioro es indudable.

#### **2.2.32.6. Vulnerabilidad operativa**

Los principales factores de vulnerabilidad operativa tienen relación con la cantidad, calidad y continuidad, las rutinas de operación, mantenimiento y la capacitación del operador para el cumplimiento de sus funciones.

Algunos indicadores de vulnerabilidad operativa son la poca o ninguna capacitación del operador, mal estado de equipos, herramientas, operación y mantenimiento defectuoso, ausencia de registros de caudales, del monitoreo de la calidad de agua, tratamientos defectuosos del agua.

El objetivo del estudio de la vulnerabilidad operativa es identificar las debilidades que ocasionan deficiencias en la prestación del servicio en cuanto a cantidad, continuidad y calidad del agua, por rutinas de operación de mantenimiento y por capacidad del personal, durante la operación normal.

#### **2.2.32.7. Vulnerabilidad física**

Los factores de vulnerabilidad física tienen relación con las condiciones desfavorables actuales de los componentes y del sistema en su conjunto, de

acuerdo a su ubicación en relación con las amenazas naturales; luego, la vulnerabilidad física puede presentarse por condición y/o por ubicación.

Para identificar las condiciones favorables del estado actual se deben inspeccionar los elementos, equipos y accesorios de cada componente y señalar su estado, su conformidad con las normas de diseño, su utilidad dentro del funcionamiento del sistema y su necesidad. Este proceso es el que permite determinar los elementos y componentes deficientes para el funcionamiento normal del sistema.

Para estimar los daños potenciales provocados por los fenómenos naturales, se debe primero identificar las amenazas: se prioriza para comenzar su análisis, con base en la recurrencia y magnitud de los efectos esperados. Luego se cuantifican los efectos, se puede utilizar el parámetro denominado factor de daño o cualquier otro procedimiento disponible, como la utilización de los daños observados por el impacto de amenazas ocurridas en el pasado. Llegar a valores numéricos de los efectos solo se justifica cuando el riesgo del sistema es muy alto.

La población guatemalteca es susceptible a sufrir daños a su salud debido a que al ocurrir este tipo de catástrofes, existe el riesgo de contaminación del agua, por lo que aumenta la tasa e incidencia de enfermedades como la diarrea, el cólera, las infecciones respiratorias, las enfermedades infecto-contagiosas, entre otras.

La vulnerabilidad física ante huracanes y sismos es evidente, porque los componentes están expuestos directamente al medio, por lo que según sea la intensidad del huracán o sismo, podrán sufrir daños graves o destrucción total.

Los daños esperados por el impacto de este tipo de amenazas, deben ser tomados en cuenta en el momento en que ocurra otro siniestro; para ello se toman las debilidades que provocan daños físicos en los sistemas en relación con las siguientes amenazas:

### **2.2.33. Capacidad de respuesta del gobierno local**

En el ámbito de gobierno municipal, en caso de bienes y servicios para reparar, rehabilitar, reconstruir y reemplazar elementos de infraestructura por la ocurrencia de un fenómeno natural, se recurre a maquinaria y empleados de instituciones públicas o empresas privadas locales. Sin embargo se considera que, como en el caso de infraestructura vial, las autoridades no se restringen a mencionar aquellos elementos que solo pueden ser suministrados a nivel del gobierno central.

El municipio de San Jacinto, cuenta con personal técnico capacitado, maquinaria y materiales para llevar adelante las tareas de reparación, rehabilitación, reconstrucción y reemplazo de componentes esenciales de la red de alcantarillado; y requiere, en cambio, ayuda financiera externa cuando las tareas son de gran magnitud.

### **2.2.34. Importancia de la preparación para emergencias a nivel local.**

La vulnerabilidad no solamente representa un asunto geográfico; también es causada por la falta de preparación de los individuos para reaccionar cuando algo anormal esta sucediendo.

Es muy probable que aquellas comunidades que si están conscientes de los peligros, y que saben como responder ante los mismos, sufran menos pérdidas humanas y daños a la propiedad. La coordinación mas efectiva de los servicios de respuesta también contribuye a reducir la vulnerabilidad es decir, el mejoramiento en la preparación de los especialistas. Todo esto es obvio, pero no siempre se refleja en la realidad. Todas las personas relacionadas con las respuestas de emergencias deben obedecer a una sola orden, guiarse por procedimientos comunes y mantener una comunicación transparente.

Las acciones de respuesta deben practicarse de vez en cuando para confirmar que funcionaran en la práctica y no solamente cuando están plasmadas en el papel.

### **2.2.35 Evaluación financiera de los proyectos**

Es el proceso de medir los resultados de un proyecto, con la finalidad de determinar si este es rentable y si las expectativas de ganancia de las inversiones se cumplen. El objetivo que se persigue al evaluar un proyecto es medir los riesgos de inversión, de tal manera que los inversionistas tengan la certeza que a un alto grado el mismo tenga éxito, desechando otras opciones.

**Período de recuperación de la inversión:** Cuando se conocen todos los resultados posibles y sus probabilidades de ocurrencia. Es decir, que el riesgo puede ser medido mediante indicadores de los resultados previstos. En estas condiciones el inversionista podrá tomar una decisión bajo riesgo. En el caso de proyectos productivos, el riesgo en sus resultados se puede medir mediante un análisis de los indicadores siguientes:

- Valor actual neto (VAN)
- Relación Beneficio Costo (RBC)
- Tasa Interna de Retorno (TIR)

### **2.2.36 Valor actual neto (VAN)**

El VAN es uno de los métodos básicos que toma en cuenta la importancia de los flujos de efectivo en función del tiempo. Consiste en encontrar la diferencia entre el valor actualizado de las corrientes de ingresos y el valor actualizado de las corrientes de egresos, incluyendo la inversión total.

La tasa que se utiliza para descontar los flujos es la tasa de rendimiento mínima aceptada –TREMA-, por debajo de la cual un proyecto no debe efectuarse.

### **2.2.37 Tasa de rendimiento Mínima aceptada (TREMA)**

Conocida como TREMA, es la tasa de rendimiento mínima que un inversionista espera recibir al llevar a cabo un proyecto. La TREMA establece el límite inferior sobre lo que se puede invertir.



## CONCLUSIONES

1. El drenaje sanitario que se propuso es muy importante porque será un proyecto que le permitirá a la Aldea un gran desarrollo y los habitantes de la misma dejarán de padecer muchas enfermedades respiratorias y gastrointestinales.
2. En una comunidad tan cercana al municipio de San Jacinto como la aldea Tizubín, una obra de alcantarillado sanitario se hace necesaria e importante para el aislamiento y disposición de las aguas negras, en un lugar donde no se dañe a la comunidad.
3. Con la construcción de un puente colgante se estará mejorando la calidad de vida de los pobladores de la aldea Pueblo Nuevo, pues los niños y ancianos dejarán de correr peligro cuando se trasladen fuera de la misma, ya que les tocaba hacerlo por medio de un cable con una garrucha.
4. El trabajo realizado en la investigación y el diseño de un puente colgante, en la aldea Pueblo Nuevo facilitará el intercambio comercial y cultural de esta región. El cálculo de la superestructura de un puente colgante es más sencillo que el cálculo de la superestructura de otros puentes

5. Como en toda obra de ingeniería, en el diseño de los puentes colgantes peatonales, deberá tenerse cuidado en el análisis estructural ya que por la forma en que trabajan los cables sobre una polea. Estos trabajan a tensión, y transmiten a las torres cargas principales de compresión, las cuales deberán tomarse en cuenta en el diseño del mismo
  
6. La construcción de un puente colgante, referente al costo de mano de obra y materiales, es mucho más económica que la construcción de otros tipos de puentes. Este es uno de los factores más importantes que se consideran en la toma de decisión para la construcción de un puente colgante en comparación con otros puentes.

## RECOMENDACIONES

1. Asignar un orden de prioridades a los proyectos requeridos por la población, para realizarlos en un marco real, en donde se puedan conjugar las necesidades con la factibilidad a corto plazo. De lo contrario, será obsoleto debido a que transcurrió tanto tiempo desde su diseño que ya no se apega a la realidad de la población.
2. Para el mantenimiento y funcionabilidad del puente, se debe brindar información por medio de folletos, cursillos, conferencias y talleres para los vecinos de la comunidad y para los técnicos de las UTM (Unidad Técnica Municipal) para que de esta manera los elementos empleados conserven sus características originales y propiedades para lo que fueron diseñadas.
3. Para lograr un buen funcionamiento de el alcantarillado sanitario se debe hacer conciencia a todos los vecinos de la aldea, para que le den el uso adecuado al alcantarillado, explicándoles que no deben de permitir que ningún vecino bote basura dentro de los pozos de visita o tubería y sobre todo que no deben de conectar las aguas de lluvia de sus viviendas al sistema de alcantarillado



## BIBLIOGRAFÍA

1. BAY ABAJ, Víctor Manuel. Diseño de un puente peatonal de hamaca, de 180 metros de largo y 2 metros de ancho, en el caserío Pasulup, del municipio de Cubulco, departamento de Baja Verapaz. Trabajo de graduación, Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, julio de 2002. p. 110
2. CABRERA CORTEZ, José Ricardo. Investigación respecto de puentes colgantes recomendables en el área rural, diseño y construcción de un puente colgante de 35 metros de luz en el caserío Chimchalum Chiantla. Trabajo de graduación, Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, septiembre de 1994. p. 101
3. FREDDERICK S. Merritt, **Manual del Ingeniero Civil**. 4<sup>a</sup> Ed. México, MacGraw – Hill, 1999. p. 387
4. ROMERO ROJAS, Jairo Alberto. **“Tratamiento de aguas residuales teoría y principios de diseño”**. Primera edición, enero de 2000. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.



## **APÉNDICE**





## Presupuesto de drenaje sanitario para aldea Tizubín.

<b>PRESUPUESTO</b>					
<b>RAMAL I</b>					
<b>LÍNEA CENTRAL</b>					
<b>MATERIALES</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>P. U.</b>		<b>Sub- Total</b>
Tubo PVC 4" Norma ASTM F-949	unidad	17,00	Q	185,25	Q 3.149,25
Tubo PVC 6" Norma ASTM F-949	unidad	232,00	Q	431,18	Q 100.033,76
Empaque 4"	unidad	6,00	Q	3,24	Q 19,44
Empaque 6"	unidad	70,00	Q	5,25	Q 367,50
<b>Sub-Total</b>			<b>\$</b>	<b>12.874,45</b>	<b>Q 100.420,70</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>P. U.</b>		<b>Sub- Total</b>
Excavación (maquinaria)	m <sup>3</sup>	1112,00	Q	16,24	Q 18.058,88
Relleno	m <sup>3</sup>	1087,00	Q	40,00	Q 43.480,00
Retiro de sobrante	m <sup>3</sup>	33,00	Q	43,75	Q 1.443,75
Colocación de tubería	Unidad	232,00	Q	14,00	Q 3.248,00
<b>Sub-Total</b>			<b>\$</b>	<b>8.491,11</b>	<b>Q 66.230,63</b>
<b>TOTAL LÍNEA CENTRAL</b>			<b>\$</b>	<b>21.365,56</b>	<b>Q 166.651,33</b>

<b>CONEXIONES DOMICILIARES</b>					
<b>MATERIALES</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>P. U.</b>		<b>Sub- Total</b>
Tubo PVC 4" Norma ASTM F-949	unidad	30,00	Q	185,25	Q 5.557,50
Empaque 4"	unidad	9,00	Q	3,24	Q 29,16
Codo 4" 90°	unidad	4,00	Q	45,00	Q 180,00
Codo 4" 45°	unidad	24,00	Q	45,40	Q 1.089,60
Cabo reductor de PVC 4" x 3"	unidad	28,00	Q	95,00	Q 2.660,00
"Y" 6" x 4"	unidad	15,00	Q	143,00	Q 2.145,00
"T" 6" x 4"	unidad	5,00	Q	143,00	Q 715,00
Silleta "Y" 10" x 4"	unidad	15,00	Q	200,00	Q 3.000,00
Silleta "T" 10" x 4"	unidad	5,00	Q	200,00	Q 1.000,00
Tubo 14" (concreto)	unidad	26,00	Q	50,00	Q 1.300,00
Cemento	bolsa	24,00	Q	49,00	Q 1.176,00
Arena de río	m <sup>3</sup>	2,00	Q	150,00	Q 300,00
Piedrín (¾")	m <sup>3</sup>	2,00	Q	160,00	Q 320,00
Hierro No. 2	varilla	48,00	Q	280,00	Q 13.440,00
Alambre de amarre	lb	7,00	Q	5,00	Q 35,00
<b>Sub-Total</b>			<b>\$</b>	<b>4.224,01</b>	<b>Q 32.947,26</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>P. U.</b>		<b>Sub- Total</b>
Excavación (maquinaria)	m <sup>3</sup>	116,00	Q	16,24	Q 1.883,84
Relleno	m <sup>3</sup>	114,00	Q	40,00	Q 4.560,00
Retiro de sobrante	m <sup>3</sup>	2,00	Q	43,75	Q 87,50
Instalación de acometida completa	Unidad	26,00	Q	150,00	Q 3.900,00
<b>Sub-Total</b>			<b>\$</b>	<b>1.337,35</b>	<b>Q 10.431,34</b>
<b>TOTAL CONEX. DOMICILIAR</b>			<b>\$</b>	<b>5.561,36</b>	<b>Q 43.378,60</b>

<b>POZOS DE VISITA</b>				
<b>MATERIALES</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>P. U.</b>	<b>Sub- Total</b>
Ladrillo tayuyo 6.5 x 11 x 23 cm	Unidad	32242	Q 2,25	Q 72.544,50
Cal	bolsa	77	Q 25,00	Q 1.925,00
Cemento	bolsa	370	Q 49,00	Q 18.130,00
Arena de río	m <sup>3</sup>	50	Q 150,00	Q 7.500,00
Piedrín (¾")	m <sup>3</sup>	7	Q 160,00	Q 1.120,00
Hierro No. 3	varilla	117	Q 290,00	Q 33.930,00
Hierro No. 4	varilla	41	Q 290,00	Q 11.890,00
Hierro No. 6 (escalones)	varilla	13	Q 350,00	Q 4.550,00
Alambre de amarre	lb	31	Q 5,00	Q 155,00
Alquiler de madera	pt	471	Q 3,20	Q 1.507,20
Clavo	lb	94	Q 2,50	Q 235,00
<b>Sub-Total</b>			<b>\$ 19.677,78</b>	<b>Q 153.486,70</b>
<b>MANO DE OBRA</b>				
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>P. U.</b>	<b>Sub- Total</b>
Excavación (hombre)	m <sup>3</sup>	141,00	Q 45,00	Q 6.345,00
Relleno	m <sup>3</sup>	43,00	Q 25,00	Q 1.075,00
Retiro de sobrante	m <sup>3</sup>	129,00	Q 25,00	Q 3.225,00
Pozos de visita (completo) < 5 m	unidad	33,00	Q 1.100,00	Q 36.300,00
Pozos de visita (completo) > 5 m	unidad	0,00	Q 1.225,00	Q -
<b>Sub-Total</b>			<b>\$ 6.018,59</b>	<b>Q 46.945,00</b>
<b>TOTAL POZOS DE VISITA</b>			<b>\$ 25.696,37</b>	<b>Q 200.431,70</b>

<b>REGLONES VARIOS</b>				
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>P.U.</b>	<b>COSTO</b>
Reparación pavimento de concreto	m <sup>2</sup>	300	Q 450,00	Q 135.000,00
Replanteamiento topográfico	ml	2400,00	Q 2,50	Q 6.000,00
<b>TOTAL</b>			<b>\$ 18.076,92</b>	<b>Q 141.000,00</b>

<b>OBRAS ACCESORIAS</b>			
<b>PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES</b>			
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>unidad</b>	<b>P.U.</b>	
		<b>DÓLAR</b>	<b>QUETZAL</b>
Obra civil (obra gris)	Global	Q0,00	Q0,00
Equipamiento	Global	Q0,00	Q0,00
<b>TOTAL</b>			<b>Q0,00</b>

**RESUMEN DE RENGLONES**

<b>Descripción</b>	<b>Sub-Total</b>		<b>Sub-Total</b>
	<b>MATERIAL</b>	<b>M.O.</b>	
Línea central	Q 100.420,70	Q 66.230,63	Q 166.651,33
Conexiones domiciliars	Q 32.947,26	Q 10.431,34	Q 43.378,60
Pozos de visita	Q 153.486,70	Q 46.945,00	Q 200.431,70
Transporte	<b>3%</b>		Q 8.605,64
Renglones varios			Q 141.000,00
Obras accesorias (P.T.A.R.)			Q -
<b>Total</b>	<b>\$ 71.803,50</b>	<b>Q 560.067,27</b>	

<b>PRESUPUESTO</b>					
<b>RAMAL II</b>					
<b>LÍNEA CENTRAL</b>					
<b>MATERIALES</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>P. U.</b>		<b>Sub- Total</b>
Tubo PVC 4" Norma ASTM F-949	unidad	16,00	Q	185,25	Q 2.964,00
Tubo PVC 6" Norma ASTM F-949	unidad	153,00	Q	431,18	Q 65.970,54
Empaque 4"	unidad	5,00	Q	3,24	Q 16,20
Empaque 6"	unidad	46,00	Q	5,25	Q 241,50
<b>Sub-Total</b>			<b>\$</b>	<b>8.490,80</b>	<b>Q 66.228,24</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>P. U.</b>		<b>Sub- Total</b>
Excavación (maquinaria)	m <sup>3</sup>	788,00	Q	16,24	Q 12.797,12
Relleno	m <sup>3</sup>	772,00	Q	40,00	Q 30.880,00
Retiro de sobrante	m <sup>3</sup>	22,00	Q	43,75	Q 962,50
Colocación de tubería	Unidad	153,00	Q	14,00	Q 2.142,00
<b>Sub-Total</b>			<b>\$</b>	<b>5.997,64</b>	<b>Q 46.781,62</b>
<b>TOTAL LÍNEA CENTRAL</b>			<b>\$</b>	<b>14.488,44</b>	<b>Q 113.009,86</b>

<b>CONEXIONES DOMICILIARES</b>					
<b>MATERIALES</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>P. U.</b>		<b>Sub- Total</b>
Tubo PVC 4" Norma ASTM F-949	unidad	26,00	Q	185,25	Q 4.816,50
Empaque 4"	unidad	8,00	Q	3,24	Q 25,92
Codo 4" 90°	unidad	3,00	Q	45,00	Q 135,00
Codo 4" 45°	unidad	20,00	Q	45,40	Q 908,00
Cabo reductor de PVC 4" x 3"	unidad	24,00	Q	95,00	Q 2.280,00
"Y" 6" x 4"	unidad	16,00	Q	143,00	Q 2.288,00
"T" 6" x 4"	unidad	4,00	Q	143,00	Q 572,00
Silleta "Y" 10" x 4"	unidad	16,00	Q	200,00	Q 3.200,00
Silleta "T" 10" x 4"	unidad	4,00	Q	200,00	Q 800,00
Tubo 14" (concreto)	unidad	22,00	Q	50,00	Q 1.100,00
Cemento	bolsa	20,00	Q	49,00	Q 980,00
Arena de río	m <sup>3</sup>	2,00	Q	150,00	Q 300,00
Piedrín (¾")	m <sup>3</sup>	2,00	Q	160,00	Q 320,00
Hierro No. 2	varilla	41,00	Q	280,00	Q 11.480,00
Alambre de amarre	lb	6,00	Q	5,00	Q 30,00
<b>Sub-Total</b>			<b>\$</b>	<b>3.748,13</b>	<b>Q 29.235,42</b>

<b>MANO DE OBRA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>P. U.</b>		<b>Sub- Total</b>
Excavación (maquinaria)	m <sup>3</sup>	108,00	Q	16,24	Q 1.753,92
Relleno	m <sup>3</sup>	107,00	Q	40,00	Q 4.280,00
Retiro de sobrante	m <sup>3</sup>	2,00	Q	43,75	Q 87,50
Instalación de acometida completa	Unidad	22,00	Q	150,00	Q 3.300,00
<b>Sub-Total</b>			<b>\$</b>	<b>1.207,87</b>	<b>Q 9.421,42</b>
<b>TOTAL CONEX. DOMICILIAR</b>			<b>\$</b>	<b>4.956,01</b>	<b>Q 38.656,84</b>

<b>POZOS DE VISITA</b>					
<b>MATERIALES</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>P. U.</b>		<b>Sub- Total</b>
Ladrillo tayuyo 6.5 x 11 x 23 cm	Unidad	19165	Q	2,25	Q 43.121,25
Cal	bolsa	46	Q	25,00	Q 1.150,00
Cemento	bolsa	217	Q	49,00	Q 10.633,00
Arena de río	m <sup>3</sup>	30	Q	150,00	Q 4.500,00
Piedrín (¾")	m <sup>3</sup>	4	Q	160,00	Q 640,00
Hierro No. 3	varilla	67	Q	290,00	Q 19.430,00
Hierro No. 4	varilla	22	Q	290,00	Q 6.380,00
Hierro No. 6 (escalones)	varilla	7	Q	350,00	Q 2.450,00
Alambre de amarre	lb	17	Q	5,00	Q 85,00
Alquiler de madera	pt	303	Q	3,20	Q 969,60
Clavo	lb	61	Q	2,50	Q 152,50
<b>Sub-Total</b>			<b>\$</b>	<b>11.475,81</b>	<b>Q 89.511,35</b>

<b>MANO DE OBRA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>P. U.</b>		<b>Sub- Total</b>
Excavación (hombre)	m³	87,00	Q	45,00	Q 3.915,00
Relleno	m³	26,00	Q	25,00	Q 650,00
Retiro de sobrante	m³	79,00	Q	25,00	Q 1.975,00
Pozos de visita (completo) < 5 m	unidad	17,00	Q	1.100,00	Q 18.700,00
Pozos de visita (completo) > 5 m	unidad	0,00	Q	1.225,00	Q -
<b>Sub-Total</b>		<b>\$</b>	<b>3.235,90</b>		<b>Q 25.240,00</b>
<b>TOTAL POZOS DE VISITA</b>		<b>\$</b>	<b>14.711,71</b>		<b>Q 114.751,35</b>

<b>OBRAS ACCESORIAS</b>			
<b>PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES</b>			
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>unidad</b>	<b>P.U.</b>	
		<b>DÓLAR</b>	<b>QUETZAL</b>
Obra civil (obra gris)	Global	Q0,00	Q0,00
Equipamiento	Global	Q0,00	Q0,00
<b>TOTAL</b>			<b>Q0,00</b>

<b>RESUMEN DE RENGLONES</b>			
<b>Descripción</b>	<b>Sub-Total</b>		<b>Sub-Total</b>
	<b>MATERIAL</b>	<b>M.O.</b>	
Línea central	Q 66.228,24	Q 46.781,62	Q 113.009,86
Conexiones domiciliarias	Q 29.235,42	Q 9.421,42	Q 38.656,84
Pozos de visita	Q 89.511,35	Q 25.240,00	Q 114.751,35
Transporte	3%		Q 5.549,25
Renglones varios			Q -
Obras accesorias (P.T.A.R.)			Q -
<b>Total</b>	<b>\$</b>	<b>34.867,60</b>	<b>Q 271.967,30</b>

## CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES DE TRABAJO

N <sup>o</sup>	DESCRIPCIÓN	FASE I																FASE II															
		MES1				MES2				MES3				MES4				MES5				MES6				MES5				MES6			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	Replanteamiento topográfico																																
2	Transporte																																
3	Línea central																																
4	Reparación pavimento de adoquín																																
5	Reparación asfalto																																
6	Reparación pavimento de concreto																																
7	Reparación de bordillo y cuneta																																
8	Pozos de visita																																
9	Conexión domiciliar																																





## Diseño hidráulico de drenaje sanitario:

### DISEÑO DE CALCULO HIDRAULICO RAMAL I

**Nombre del Proyecto:** Alcantarillado sanitario para la aldea Tizubín, San Jacinto.  
**Departamento:** Chiquimula

TRAMO No.	De P.V.	A P.V.	TUBERIA								POZOS DE VISITA	
			DIAMETRO (PULG)	PENDIENTE (%)	LONG. (M)	SECCION LLENA		VELOCIDAD DE DISEÑO (m/seg)	COTA INVERT		H. PV. INICIO	H. PV. FINAL
						Vel. (m/seg.)	Q (lts/seg.)		INICIO	FINAL		
1	1	2	4	4,00	39,04	1,92	15,57	0,61	203,03	201,47	1,20	2,91
2	2	3	4	5,00	53,52	2,15	17,40	0,85	199,73	197,05	2,91	2,92
3	3	4	6	1,50	58,32	1,54	28,11	0,61	195,14	194,27	2,92	2,59
4	4	5	6	3,00	88,05	2,18	39,75	0,89	192,75	190,11	2,59	2,82
5	5	6	6	6,00	73,3	3,08	56,21	1,23	188,36	183,96	2,82	4,21
6	6	7	6	9,00	66,04	3,77	68,85	1,49	180,82	174,88	4,21	1,20
7	7	8	6	10,50	76,03	4,08	74,36	1,67	174,75	166,77	1,20	1,20
8	8	9	6	11,50	72,02	4,27	77,82	1,79	166,70	158,42	1,20	1,21
9	9	10	6	3,50	45,02	2,35	42,93	1,21	158,43	156,85	1,21	1,20
10	10	11	6	2,00	25,12	1,78	32,45	1,01	156,72	156,22	1,20	1,10
11	11	12	6	9,50	53,12	3,88	70,73	1,78	156,25	151,20	1,10	1,20
12	12	13	6	14,00	20,12	4,71	85,87	2,06	151,11	148,29	1,20	1,20
13	13	14	6	13,00	22,14	4,54	82,74	2,02	148,10	145,22	1,20	1,20
14	14	15	6	13,00	25,97	4,54	82,74	2,02	148,10	145,22	1,20	1,20
15	15	16	6	9,50	17,2	3,88	70,73	1,82	145,00	142,53	1,20	1,20
16	16	17	6	13,00	20,1	4,54	82,74	2,04	142,26	140,02	1,20	1,20
17	17	18	6	9,50	13,45	3,88	70,73	1,82	123,26	116,06	1,20	1,20
18	18	19	6	13,00	21,1	4,54	82,74	2,04	115,55	110,12	1,20	1,20
19	19	20	6	13,00	16,2	4,54	82,74	2,04	109,92	105,71	1,20	1,20
20	20	21	6	13,00	43,62	4,54	82,74	2,04	109,92	105,71	1,20	1,20
21	21	22	6	14,00	60	4,71	85,87	2,10	105,46	99,39	1,20	0,00
22	22	23	6	14,00	40,2	4,71	85,87	2,11	0,00	0,00	0,00	36,96
23	23	24	6	14,00	31,2	4,71	85,87	2,12	0,00	0,00	0,00	0,00
24	24	PTAR	6	14,00	44,98	4,71	85,87	2,10	105,46	99,39	1,20	0,00

## DISEÑO DE CALCULO HIDRAULICO RAMAL II

**Nombre del Proyecto:** Alcantarillado sanitario para la aldea Tizubín, San Jacinto.  
**Departamento:** Chiquimula

TRAMO No.	De P.V.	A P.V.	TUBERIA							POZOS DE VISITA		
			DIAMETRO (PULG)	PENDIENTE (%)	LONG. (M)	SECCION LLENA		VELOCIDAD DE DISEÑO (m/seg)	COTA INVERT		H. PV. INICIO	H. PV. FINAL
						Vel. (m/seg.)	Q (lts/seg.)		INICIO	FINAL		
1	1	2	4	5,00	66,23	2,15	17,40	0,74	201,75	198,44	2,48	1,44
2	2	3	4	5,00	32,97	2,15	17,40	0,83	199,33	197,68	1,44	3,12
3	3	4	4	5,50	55,37	2,25	18,25	0,99	195,90	192,85	3,12	3,08
4	4	5	4	4,75	66,45	2,09	16,96	1,04	192,78	189,62	3,08	3,67
5	5	6	4	8,50	44,54	2,80	22,69	1,34	188,85	185,06	3,67	3,79
6	6	7	4	8,50	70,15	2,80	22,69	1,44	184,79	178,83	3,79	1,22
7	7	8	4	7,00	52,23	2,54	20,59	1,40	181,13	177,47	1,22	3,27
8	8	9	4	11,50	36,66	3,26	26,40	1,72	175,27	171,05	3,27	1,41
9	9	10	6	8,50	50,73	3,67	66,91	1,51	172,73	168,42	1,41	1,20
10	10	11	6	9,50	52,34	3,88	70,73	1,61	168,61	163,64	1,20	1,20
11	11	12	6	4,50	30,62	2,67	48,68	1,27	163,61	162,23	1,20	1,20
12	12	13	6	4,00	40,89	2,52	45,90	1,24	162,05	160,41	1,20	1,20
13	13	14	6	14,00	39,05	4,71	85,87	1,96	160,31	154,84	1,20	1,20
14	14	15	6	15,50	23,1	4,95	90,35	2,05	154,63	151,05	1,20	1,20
15	15	16	6	14,50	26,89	4,79	87,38	2,01	151,00	147,10	1,20	1,20
16	16	17	6	13,50	30,82	4,62	84,32	1,98	147,02	142,86	1,20	1,20
17	17	18	6	12,50	38,74	4,45	81,13	1,94	142,75	137,91	1,20	1,20
18	18	19	6	14,50	53,2	4,79	87,38	2,05	137,75	130,04	1,20	1,20
19	19	20	6	12,00	41,2	4,36	79,50	1,95	129,88	124,94	1,20	1,20
20	20	21	6	14,00	57,14	4,71	85,87	2,11	124,84	116,84	1,20	1,20
21	21	22	6	13,50	55,52	4,62	84,32	2,11	116,61	109,11	1,20	1,20
22	22	23	6	6,00	36,42	3,08	56,21	1,61	109,00	106,81	1,20	1,20
23	23	24	6	12,00	50,71	4,36	79,50	2,09	106,67	100,58	1,20	1,20
24	24	25	6	12,50	45,01	4,45	81,13	2,14	100,51	94,88	1,20	1,20
25	25	26	6	5,30	23,5	2,90	52,83	1,60	94,81	93,56	1,20	1,20
26	26	27	6	1,80	29,86	1,69	30,79	1,10	93,41	92,87	1,20	1,20
27	27	28	6	0,75	18,82	1,09	19,87	0,81	92,81	92,67	1,20	1,20
28	28	29	6	1,30	44,88	1,43	26,17	1,00	92,61	92,03	1,20	1,20
29	29	30	6	2,00	67,81	1,78	32,45	1,18	91,82	90,46	1,20	1,20
30	30	31	6	1,80	62,1	1,69	30,79	1,15	90,36	89,24	1,20	1,20
31	31	32	6	2,00	36,45	1,78	32,45	1,21	89,06	88,33	1,20	1,20
32	32	33	6	3,30	54,69	2,29	41,69	1,46	88,25	86,45	1,20	1,20
33	33	34	6	3,40	7,77	2,32	42,31	1,48	86,32	86,06	1,20	1,20
34	34	PTAR	6	11,20	25,3	4,21	76,80	2,25	86,04	83,21	1,20	0,00

**PRESUPUESTO DE PUENTE COLGANTE, ALDEA PUEBLO NUEVO**

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	TOTAL EN \$
1	Cemento	2034	Sacos	Q 49,00	Q 99.666,00	\$ 12.777,69
2	Arena	136	m³	Q 150,00	Q 20.400,00	\$ 2.615,38
3	Piedrín	131	m³	Q 160,00	Q 20.960,00	\$ 2.687,18
4	Madera para construcción de 1"x12"x10'	185	piezas	Q 60,00	Q 11.100,00	\$ 1.423,08
5	Cable tensor de ½"	360	ml	Q 25,00	Q 9.000,00	\$ 1.153,85
6	Cable trenzado con alma de acero de 1 ½"	600	ml	Q 45,00	Q 27.000,00	\$ 3.461,54
7	Cable trenzado con alma de acero de 1 "	720	ml	Q 20,00	Q 14.400,00	\$ 1.846,15
8	Cable trenzado con alma de acero para barandal de ½"	260	ml	Q 30,00	Q 7.800,00	\$ 1.000,00
9	Tubo de HG de 4" de Ø	4	unidad	Q 250,00	Q 1.000,00	\$ 128,21
10	Barras para barandal No. 3	200	unidad	Q 25,00	Q 5.000,00	\$ 641,03
11	Malla Galvanizada para cerco	130	ml	Q 30,00	Q 3.900,00	\$ 500,00
12	Hierro No. 3 para estribos	2,5	qq	Q 295,00	Q 737,50	\$ 94,55
13	Hierro No. 7 para columnas	1,4	qq	Q 325,00	Q 455,00	\$ 58,33
14	Abrazaderas de Ø ½"	48	unidad	Q 25,00	Q 1.200,00	\$ 153,85
15	Abrazaderas de Ø 1 ½"	72	unidad	Q 35,00	Q 2.520,00	\$ 323,08
16	Poliducto para aislar el cable	10	ml	Q 47,00	Q 470,00	\$ 60,26
17	Barras de acero No. 11	6	unidad	Q 55,00	Q 330,00	\$ 42,31
18	Barras de acero No. 8	20	unidad	Q 85,00	Q 1.700,00	\$ 217,95
19	Tablon de 1½"x12"x8'	200	unidad	Q 15,00	Q 3.000,00	\$ 384,62
20	Clavo de 3"	1	global	Q 50,00	Q 50,00	\$ 6,41
21	Tabla de 2" x 12" x 8' 6"	150	unidad	Q 65,00	Q 9.750,00	\$ 1.250,00
Total					Q 240.438,50	\$ 30.825,45

Nota: Se debera fundir 8 sacos por metro cúbico  
la proporción para la fundición es de 1:2:3:

**PRESUPUESTO DE PUENTE COLGANTE, ALDEA PUEBLO NUEVO**

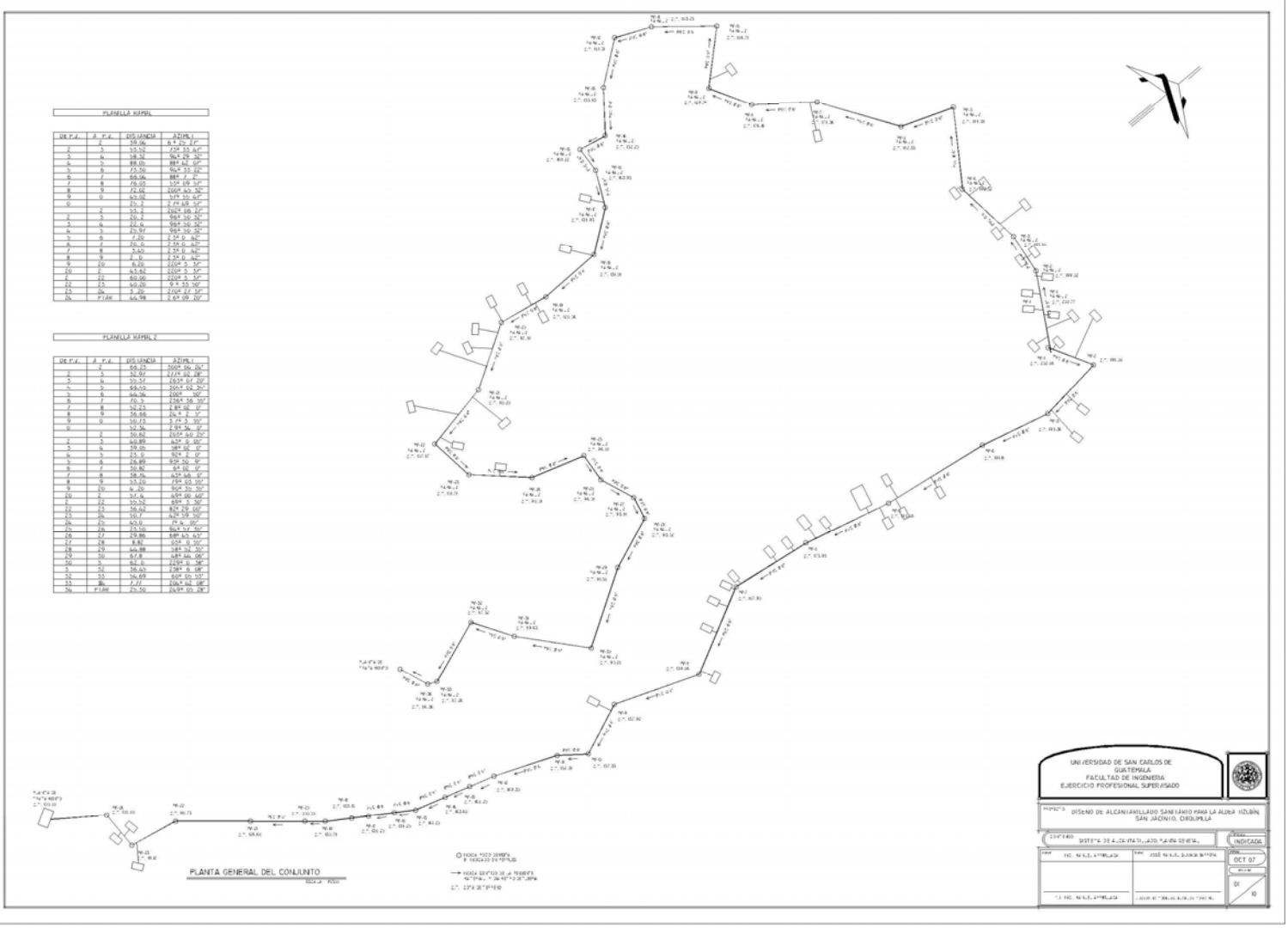
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	TOTAL EN \$
1	Trazado	200	ml	Q 6,00	Q 1.200,00	\$ 153,85
2	Excavación	280	m³	Q 18,00	Q 5.040,00	\$ 646,15
3	Elaboracion de armadura para cimientos	80	m³	Q 15,00	Q 1.200,00	\$ 153,85
4	Centrado de cimientos	60	ml	Q 10,00	Q 600,00	\$ 76,92
5	Formaleteado de cimientos	240	ml	Q 8,00	Q 1.920,00	\$ 246,15
6	Fundición de cimientos	90	m³	Q 35,00	Q 3.150,00	\$ 403,85
7	Desformaleteado	240	ml	Q 10,00	Q 2.400,00	\$ 307,69
8	Relleno y compactación	5	m³	Q 310,00	Q 1.550,00	\$ 198,72
9	Colocación de cable 1 ½"	6	unidad	Q 185,00	Q 1.110,00	\$ 142,31
10	Colocación de cable 1"	720	ml	Q 85,00	Q 61.200,00	\$ 7.846,15
11	Colocación de Malla Galvanizada para cerco	130	ml	Q 50,00	Q 6.500,00	\$ 833,33
12	Colocación de Tensores de ½"	4	unidad	Q 160,00	Q 640,00	\$ 82,05
13	Colocación y estabilización de piso	150	m²	Q 85,00	Q 12.750,00	\$ 1.634,62
14	Armado de barandal	120	ml	Q 120,00	Q 14.400,00	\$ 1.846,15
15	Armado de Anclaje	16	unidad	Q 120,00	Q 1.920,00	\$ 246,15
<b>Total de Mano de Obra</b>					Q 115.580,00	\$ 14.817,95
<b>Total de Mano de Obra + Total de Materiales</b>					Q 356.018,50	\$ 45.643,40

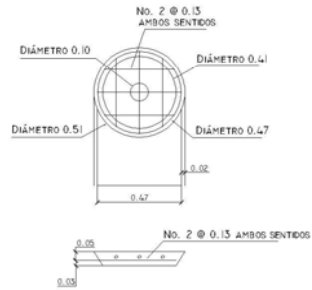
No.	DESCRIPCIÓN	% DE INTEGRACIÓN DE COSTOS	TOTAL	TOTAL EN \$
1	Supervisión	6%	Q 21.361,11	\$ 2.738,60
2	Utilidad	10%	Q 35.601,85	\$ 4.564,34
3	Gastos administrativos	5%	Q 17.800,93	\$ 2.282,17
4	Imprevistos	3%	Q 10.680,56	\$ 1.369,30
<b>Total de Gastos Indirectos</b>			Q 85.444,45	\$ 10.954,42
<b>TOTAL DE COSTOS INTEGRADOS = Gastos Indirectos + Gastos Directos</b>			Q 441.462,94	\$ 56.597,81

**El costo por metro lineal del puente es de: Q 7.356,68**

## CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES DE TRABAJO

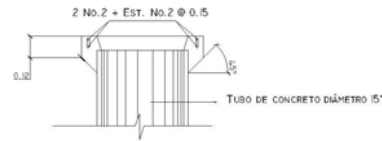
No.	DESCRIPCIÓN	FASE I																FASE II															
		MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5				MES 6				MES 5				MES 6			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	Trazado	■	■																														
2	Excavación		■	■	■																												
3	Elaboración de armadura para cimientos	■	■	■	■																												
4	Centrado de cimientos					■	■	■	■																								
5	Formaleteado de cimientos									■	■	■	■																				
6	Fundición de cimientos													■	■	■	■																
7	Desformaleteado																					■	■	■	■								
8	Relleno y compactación																					■	■	■	■								
9	Colocación de cable 1 ½"																					■	■	■	■	■	■	■	■				
10	Colocación de cable 1"																					■	■	■	■	■	■	■	■				
11	Colocación de Malla Galvanizada para cerco																															■	■
12	Colocación de Tensores de ½"																					■	■	■	■								
13	Colocación y estabilización de piso																											■	■	■	■	■	■
14	Armado de barandal																											■	■	■	■	■	■
15	Armado de Anclaje																																





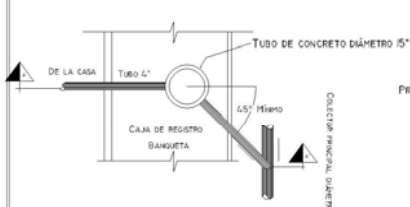
DETALLE DE TAPADERA

ESCALA 1/20



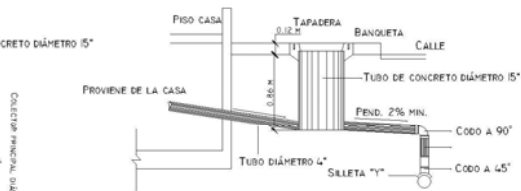
CAJA DE REGISTRO

ESCALA 1/20



PLANTA

ESCALA 1/40



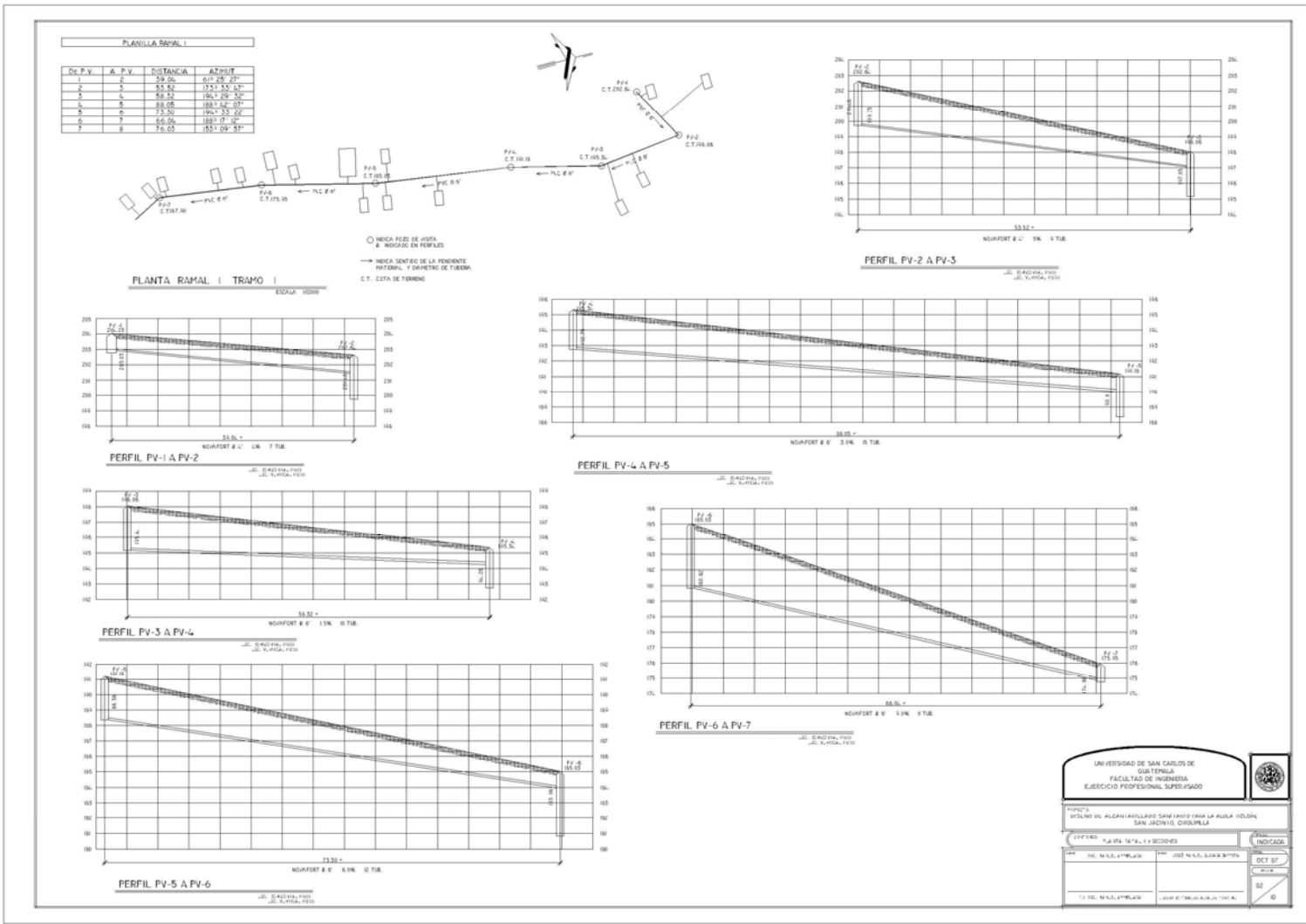
SECCION A-A

ESCALA 1/40

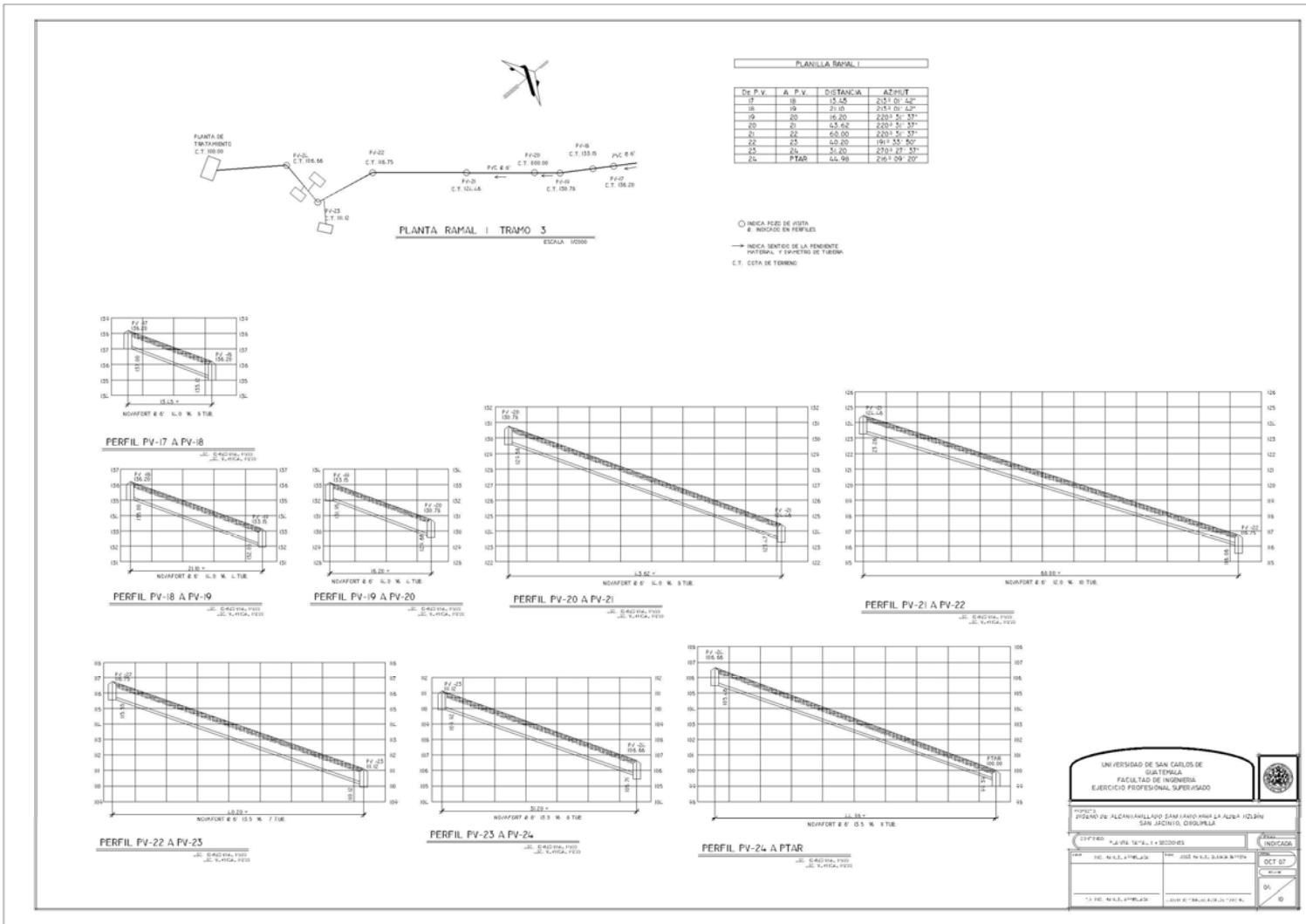
**ESPECIFICACIONES**

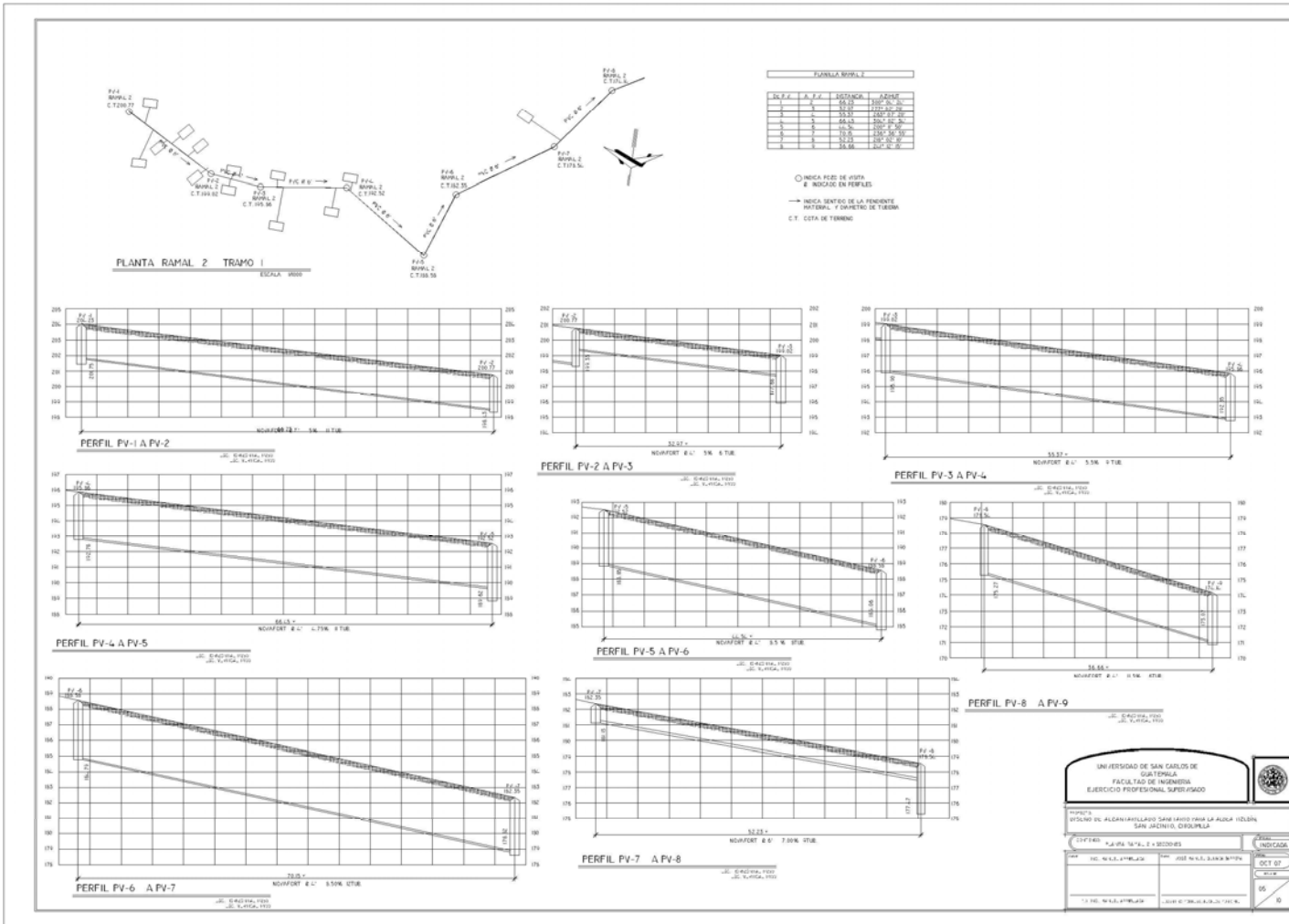
1. LA TUBERÍA PARA LA CONDUCCIÓN DE AGUAS RESIDUALES DEBEN SER DE POLIETILENO ALTA DENSIDAD (PEAD) O DE HIERRO CON UN GRADO DE ACABADO INTERIOR LISO.
2. EL CONCRETO DEBE TENER UNA PROPORCIÓN COMO SIGUE: CEMENTO 350 KG/M<sup>3</sup>, ARENA 1200 KG/M<sup>3</sup>, AGUA 180 L/M<sup>3</sup> DE AGUA. DEBE SER DE CALIDAD Y DEBEN USARSE TUBOS DE CALIDAD DE MARCA.
3. LA CAJA DE REGISTRO DEBE SER UN TUBO DE CONCRETO DE 15" DE DIÁMETRO CON UNOS 10 CM DE BATE, BRONCE Y TUBERÍA.
4. EL ACERO A UTILIZAR DEBE SER DE CALIDAD.

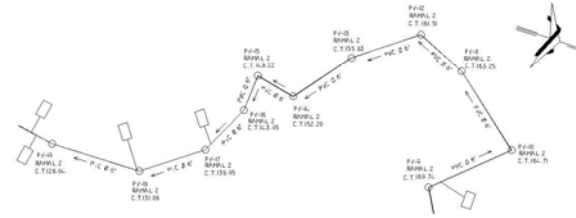
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA TIZUBÍN, SAN JACINTO, CHIGUAPILLA		
CONTENIDO: DETALLES HOJA 2		INDICADA
PROF: ING. PABLO ARRILLAGA	PROF: JOSÉ PABLO GUZMÁN BARRERA	FECHA: OCT 07
F. J. ING. PABLO ARRILLAGA		FECHA: 10







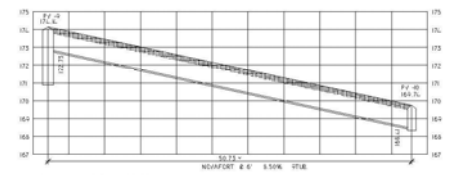




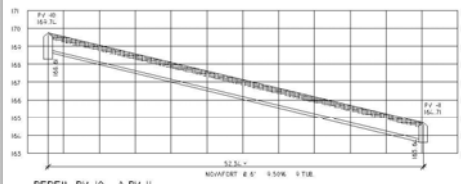
PLANTA RAMAL 2 TRAMO 2  
ESCALA: 1/5000

ST. P.V.	A. P.V.	INSTANCIA	P. (M)
0	0	112.76	1212.50
10	10	112.76	1252.50
20	20	112.76	1292.50
30	30	112.76	1332.50
40	40	112.76	1372.50
50	50	112.76	1412.50
60	60	112.76	1452.50
70	70	112.76	1492.50
80	80	112.76	1532.50
90	90	112.76	1572.50
100	100	112.76	1612.50
110	110	112.76	1652.50
120	120	112.76	1692.50

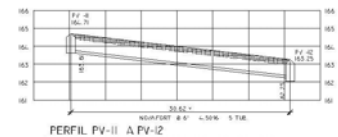
○ INDICA PICO DE VISTA  
E INDICADO EN PERFILES  
→ INDICA SENTIDO DE LA PENDIENTE  
INICIAL Y DIAMETRO DE TABLERO.  
C.T. COTA DE TERRENO



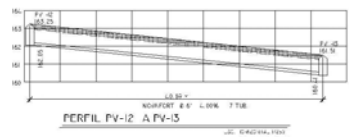
PERFIL PV-9 A PV-10  
NOAUFORT E 6' 6.50% 5TUB.  
J.C. GARCÍA, 1993  
J.C. V. FIGUEROA, 1993



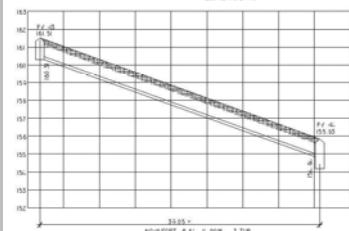
PERFIL PV-10 A PV-11  
NOAUFORT E 6' 6.50% 5TUB.  
J.C. GARCÍA, 1993  
J.C. V. FIGUEROA, 1993



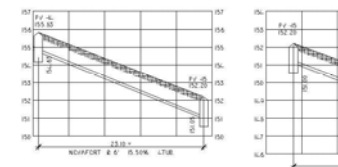
PERFIL PV-11 A PV-12  
NOAUFORT E 6' 4.50% 5TUB.  
J.C. GARCÍA, 1993  
J.C. V. FIGUEROA, 1993



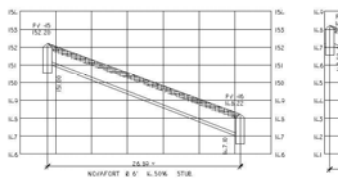
PERFIL PV-12 A PV-13  
NOAUFORT E 6' 4.50% 7TUB.  
J.C. GARCÍA, 1993  
J.C. V. FIGUEROA, 1993



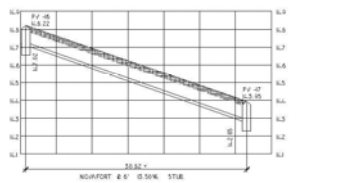
PERFIL PV-13 A PV-14  
NOAUFORT E 6' 4.50% 7TUB.  
J.C. GARCÍA, 1993  
J.C. V. FIGUEROA, 1993



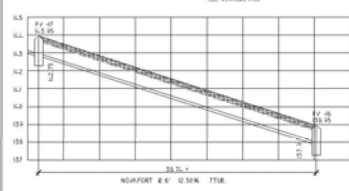
PERFIL PV-14 A PV-15  
NOAUFORT E 6' 4.50% 4TUB.  
J.C. GARCÍA, 1993  
J.C. V. FIGUEROA, 1993



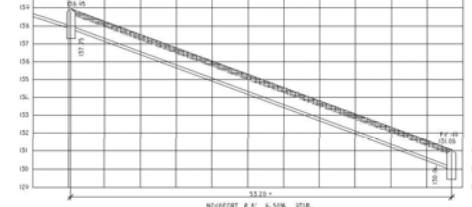
PERFIL PV-15 A PV-16  
NOAUFORT E 6' 4.50% 5TUB.  
J.C. GARCÍA, 1993  
J.C. V. FIGUEROA, 1993



PERFIL PV-16 A PV-17  
NOAUFORT E 6' 4.50% 5TUB.  
J.C. GARCÍA, 1993  
J.C. V. FIGUEROA, 1993



PERFIL PV-17 A PV-18  
NOAUFORT E 6' 4.50% 7TUB.  
J.C. GARCÍA, 1993  
J.C. V. FIGUEROA, 1993



PERFIL PV-18 A PV-19  
NOAUFORT E 6' 4.50% 5TUB.  
J.C. GARCÍA, 1993  
J.C. V. FIGUEROA, 1993

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE ALGARRANILLAGO PARA UNO DE LOS ALUJOS DEL RÍO SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA

FECHA: 14 DE MARZO DE 2008

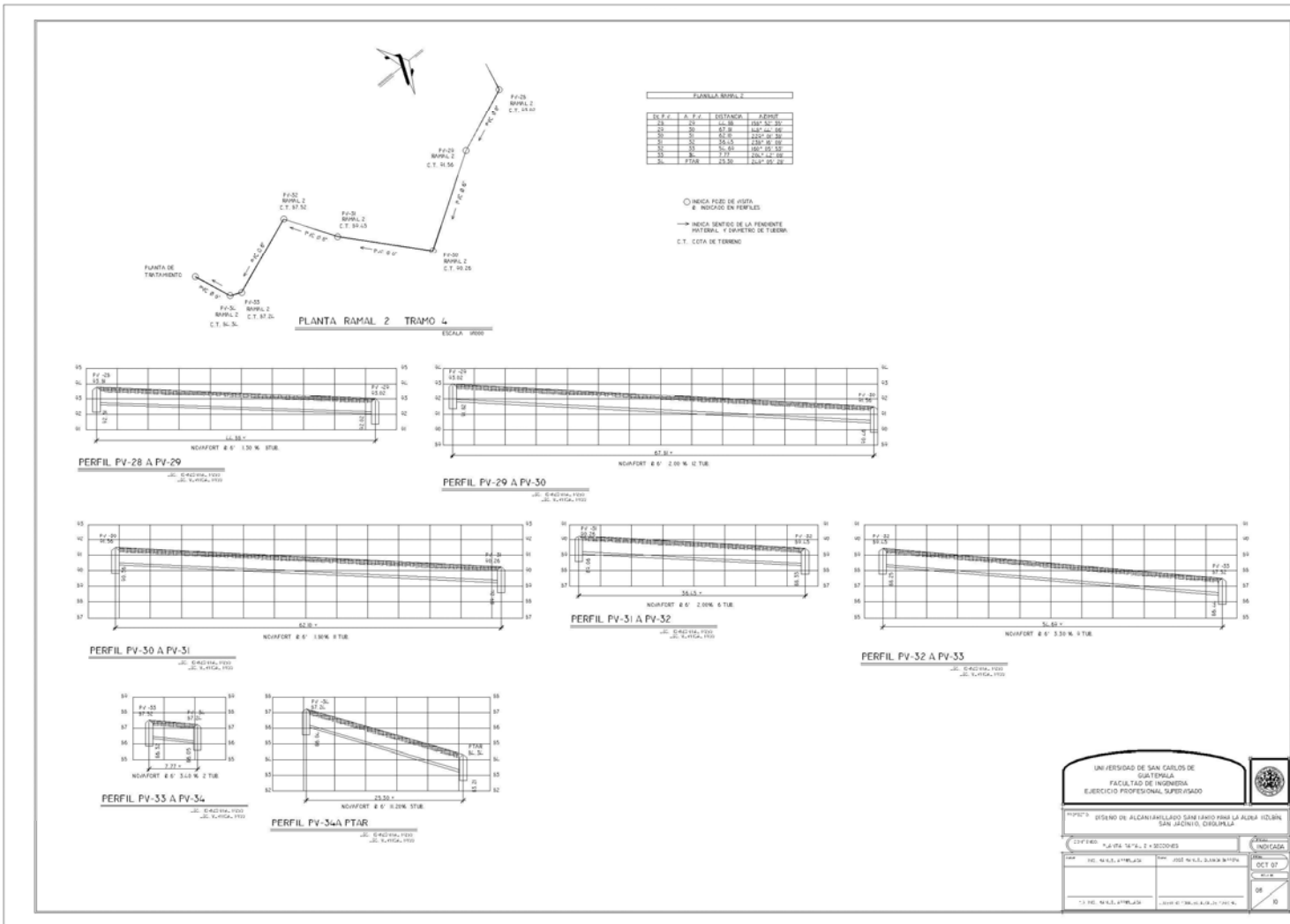
INDICACIONES

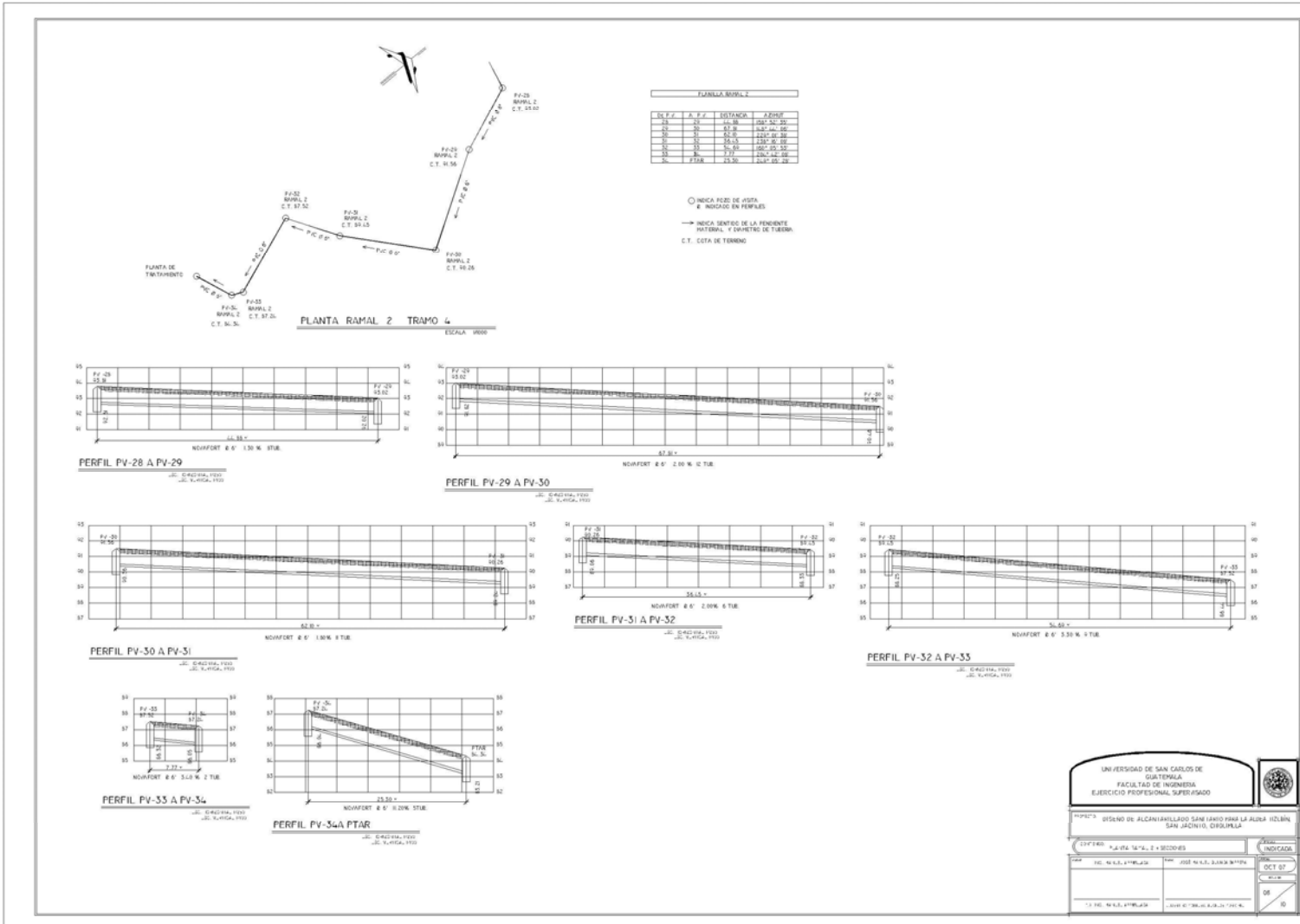
ELABORADO POR: J.C. GARCÍA, 1993  
REVISADO POR: J.C. V. FIGUEROA, 1993

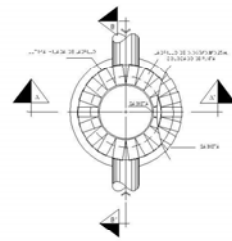
FECHA: OCT 07

ESCALA: 1/5000

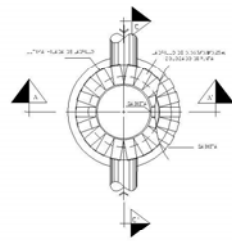
HOJA: 05 DE 05



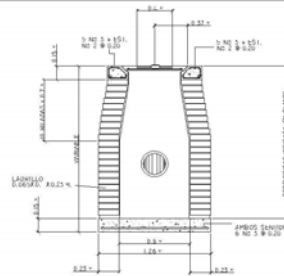




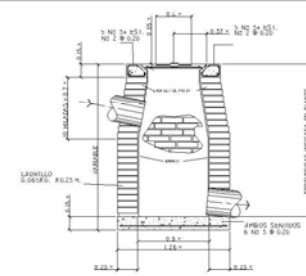
PLANTA POZO DE VISITA



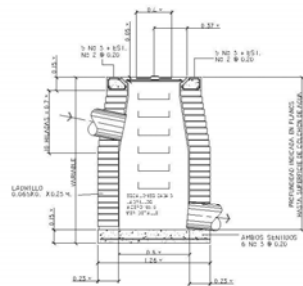
PLANTA POZO DE VISITA



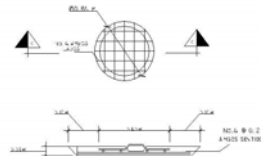
SECCION A-A



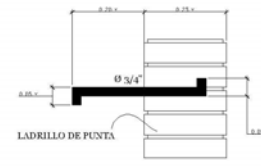
SECCION B-B



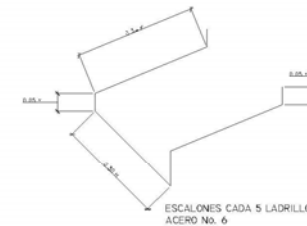
SECCION C-C



DETALLE DE TAPADERA



DETALLE DE ESCALONES

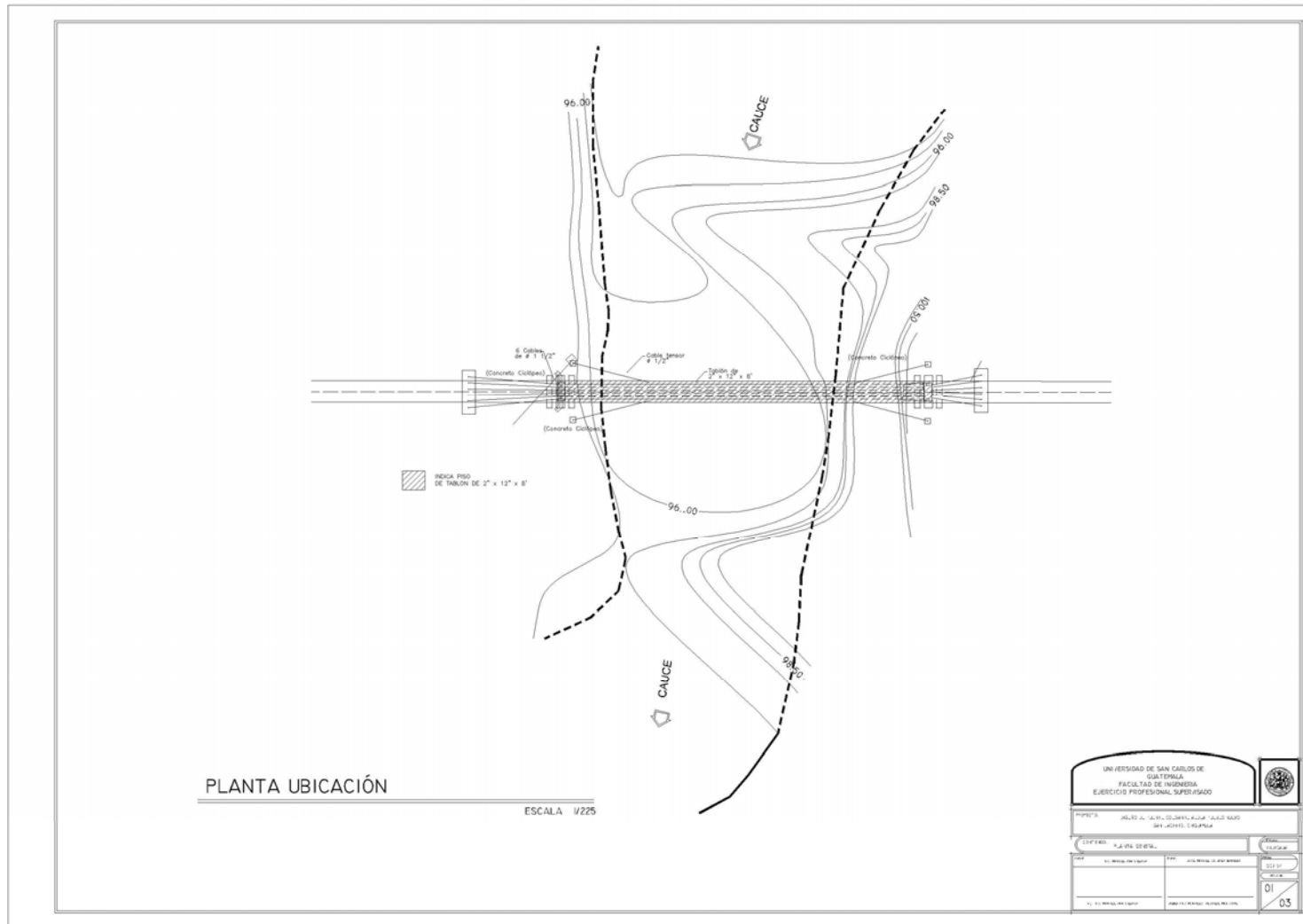


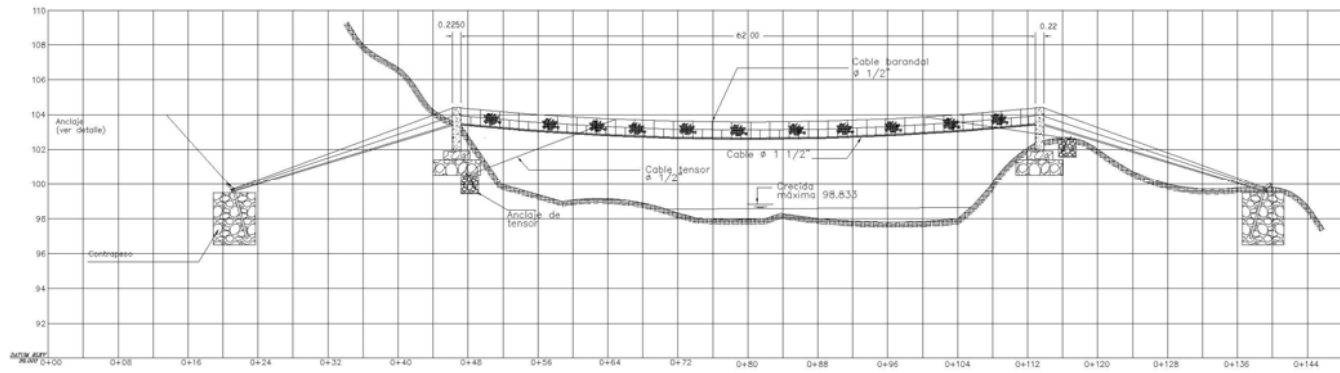
ESCALONES CADA 5 LADRILLOS ACERO No. 6

**ESPECIFICACIONES**

1. LAS TAPADERAS DE LOS POZOS DEBERÁN IDENTIFICARSE CON LA NOMENCLATURA DEL PLANO DE RÍO GENERAL.
2. EL CONCRETO DEBERÁ TENER UNA PROPORCIÓN 1:2:4 DE SACOS DE CEMENTO / 5.6 CARRETELLAS DE ARENA DE RÍO, 5.5 CARRETELLAS DE FIERRO DE 1/2 PULG Y 18 CUBICAS DE 5 GALONES DE AGUA.
3. LA SARETA DEBERÁ SER DE CAL Y ARENA DE RÍO CON PROPORCIÓN 1:3. 0' SACOS DE CAL a 6.5 CARRETELLAS DE ARENA DE RÍO.
4. LA MEZCLA PARA EL FRIGADO DE LADRILLOS DEBERÁ SER DE CAL Y ARENA DE RÍO PROPORCIÓN 1:3. (7 SACOS DE CAL a 10 CARRETELLAS DE ARENA DE RÍO).
5. EL ACERO A UTILIZAR SERÁ  $\phi = 3.810 \text{ kg/cm}^2$ .

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA TIZUBÍN, SAN JACINTO, CHIGUMULA		
CONTENIDO: DETALLES HOJA 1	INDICADA	
FECHA: 09 MAR 2011	PROY: 002 MAR 2011	FECHA: OCT 07
PROY: ING. HANSEL ARRILLAGA	PROY: ING. HANSEL GILJAN BARRENECHE	HOJA: 09
PROY: ING. HANSEL ARRILLAGA	PROY: ING. HANSEL GILJAN BARRENECHE	10



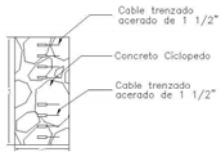


ELEVACION LATERAL

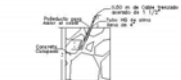
ESCALA HORIZONTAL 1/200  
 ESCALA VERTICAL 1/400

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE PLANTA COLGANTE PARA PASEO PEATONAL SAN JACINTO, CIBUCHELA		
CATEDRA: SECCION DE PUENTES		FECHA: 15/02/2018
PROF. ASESOR:	PROF. ESTUDIANTE:	02
FECHA:	FECHA:	03

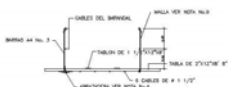




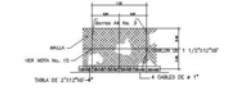
PLANTA DEL ANCLAJE D  
Escala: 1/20



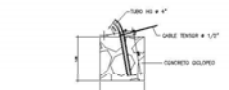
ELEVACION DEL ANCLAJE D  
Escala: 1/20



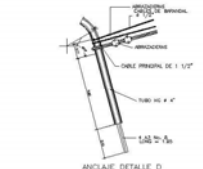
SECCION B-B  
Escala: 1/20



ELEVACION LATERAL  
Escala: 1/20



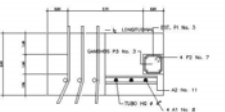
ANCLAJE DEL TENSOR  
Escala: 1/20



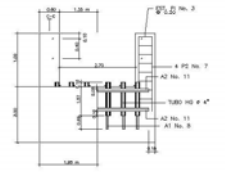
ANCLAJE DETALLE D  
ESCALA 1:10



PLANTA DE SOLDADURA  
ESCALA 1:5



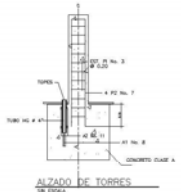
GEOMETRIA REFUERZO PLANTA  
Escala: 1:20



GEOMETRIA REFUERZO ELEVACION  
Escala: 1:20

NOTAS

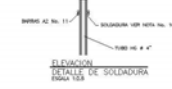
1. LA LONGITUD DEL CABLE L APOYOS, SE DETERMINA MEDIANTE LA SIGUIENTE EXPRESION : LONGITUD DEL CABLE = 1.00166 L. LA FLECHA MAXIMA EN L TRANSVERSAL SERA IGUAL A 0.025 L.
2. CADA CABLE PRINCIPAL DEBERA TENER UN ANCLAJE EN LAS PUNTAS O EXTREMOS.
3. EL ANCLAJE (VER DETALLE D) SE COLOCARA FORMANDO UN ANGULO DE 90° CON EL CABLE PRINCIPAL.
4. LAS BARRAS DEL BARANDAL DEBERAN ESTAR A 10 cms ENTRE SI DEBIENDO ABSORBERSE LA DIFERENCIA EN LOS TRAMOS EXTREMOS.
5. PARA UNIR EL CABLE DE BARANDAL Y LAS BARRAS No.3 SE USARA ALAMBRE GALVANIZADO PARA AMARRAR. LA UNION DEBERA SER FUERTE, DE MANERA QUE NO PERMITA EL DESLIZAMIENTO.
6. PARA SUJETAR LAS VIGAS DE MADERA A CADA UNO DE LOS CABLES PRINCIPALES A CADA LADO DE UN CABLE SE USARA UNA PLATINA DE 1 1/2" Y 1/4" DE ESPESOR, SUJETADA CON TORNILLOS # 3/8. (VER SECCION B- B).
7. LOS CABLES Y LOS TENSORES, SE FIJARAN POR MEDIO DE ABRAZADERAS.
8. TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS, SALVO DONDE SE INDIQUE OTRA COSA.
9. EN LA PARTE EXTERIOR DEL PUENTE SE COLOCARA MALLA DE ALAMBRE GALVANIZADO PARA CERCO. LA MALLA SE SUJETARA A LOS TUBOS Y LOS CABLES DE BARANDAL POR MEDIO DE AMARRAS DE ALAMBRE GALVANIZADO.
10. LA MADERA DEBERA SER TRATADA CONTRA LA PUTRIDICION CON CARBOLINO O A PRESION (BOLMANZAJA O CREOSOTADA) O MADERAS COMO PINO Y CEDRO A ESTAS APLICABLES PENTACLOROFENOL.
11. SI LA ALTURA DE TORRES ES MAYOR QUE LA MOSTRADA HABRA QUE DISEÑARLAS DE ACUERDO A LAS CIRCUNSTANCIAS.
12. LOS TOPES A COLOCAR EN LAS TORRES SERAN LAS NECESARIAS PARA EL NUMERO DE CABLES QUE CAMBIEN DE DIRECCION.
13. LOS CABLES DEBEN SER GALVANIZADOS Y CON UNA BUENA RESISTENCIA A LA RUPTURA.
14. LOS CABLES SE DEBEN TENSAR EN UNA FORMA SIMETRICA A PARTIR DEL CENTRO, PARA EVITAR LA FORMACION DE MOMENTOS EN LOS MUERTOS.
15. PARA UNIR EL CABLE DE BARANDAL Y LAS BARRAS No.3 SE USARA ALAMBRE GALVANIZADO PARA AMARRAR. LA UNION DEBERA SER FUERTE, DE MANERA QUE NO PERMITA EL DESLIZAMIENTO.
16. LAS BARRAS No.11 DEBEN LLEVAR SOLDADURA DE 3/4" EN UNA LONGITUD DE 4" (VER DETALLE DE SOLDADURA).



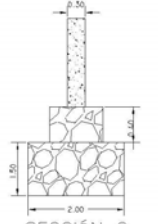
ALZADO DE TORRES  
Escala: 1:20



AMARRÉ DE CABLE  
Escala: 1:10



ELEVACION DETALLE DE SOLDADURA  
Escala: 1:5



SECCION C  
Escala: 1:10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: REFORZO DE PLANTAS VOLCANTICAS ALVARO PUEBLO NUEVO SAN JACINTO, CERRITOS, GUATEMALA		
PROFESOR: [ ]	ESTUDIANTE: [ ]	FECHA: [ ]
PROFESOR: [ ]	ESTUDIANTE: [ ]	FECHA: [ ]
PROFESOR: [ ]	ESTUDIANTE: [ ]	FECHA: [ ]
03		03