

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE NICARAGUA

UNAN-MANAGUA

Recinto Universitario Rubén Darío

Facultad De Ciencias e Ingenierías

Departamento de Construcción



Trabajo de seminario de graduación para optar al título de:

INGENIERO CIVIL

Título del trabajo:

Diseño del sistema de drenaje pluvial para el casco urbano del municipio de La Concepción-Masaya.

ELABORADO POR:

**Br. Yorling Carolina García Hernández.
Br. Noel José Montoya López.
Br. Donald Ismael Rodríguez Hernández.**

TUTOR:

Msc. Edwin Nadir Castrillo.

ASESOR:

**Ing. Keyling Pérez Blandón.
Msc. Róger Aburto González.**

Managua, enero de 2013.

DEDICATORIA

Al Padre de las luces dedico la culminación de un nivel más en mi educación y preparación profesional, al que debo todo lo que ahora tengo: un hogar, una familia y una fe; su muestra de amor más infinita se me hace evidente en su protección incondicional, en la dádiva de mi vida, y al permitirme poder alcanzar la meta final de mis estudios superiores.

A mi querido padre: Luis García Moraga, quien ha sido la más grande bendición en mi vida, un verdadero instrumento de Dios para mí, que ha entregado más allá de sus fuerzas físicas para prepararme profesionalmente, dándome así la mejor herencia como padre, el derecho de mi educación.

A mi madre: Luz Hernández, por cuidar de mí todos estos años, dándome su apoyo y su amor, siendo un verdadero ejemplo de mujer a imitar.

A mis hermanos: Wilmer, Gerald, Norlan, Luis Alberto, Tonny y Yeisson García Hernández, quienes me han brindado su apoyo en momentos difíciles, y me han enseñado los verdaderos valores que tiene una familia, sin importar las crisis y las limitaciones que puedan existir.

A mis docentes: Ing. Bayardo Altamirano, Dr. Víctor Tirado, Ing. Adolfo Cordero, Ing. Ernesto Cuadra, y a todos aquellos que han contribuido en la formación de mi carácter como profesional.

A mis amigos(as) de la universidad, Silvia Sánchez, Sheila Morales, Éveling Tinoco, Maykelin Barahona, Juan Urbina, Sergio Ramírez, Noel Montoya, y en especial al matrimonio Molina Barba que me apoyaron incondicionalmente en todo lo que pudieron, todos ellos fueron parte de la motivación para culminar mis estudios.

Y por último, pero no menos importante quiero dedicar este triunfo a la memoria del Ob. Joaquín Gago, por haber cuidado de mí el tiempo que se le fue permitido.

Br. Yorling Carolina García Hernández.

A Dios por darme la fortaleza necesaria para no darme por vencido en los momentos más difíciles de mi vida, por darme la sabiduría para saber manejar los altibajos en todos los ambientes de mi vida, por mostrarme que las aspiraciones se pueden alcanzar con esfuerzo y dedicación, pero sobretodo con Fe.

A mi abuelita Francisca Rostrán, por sus sabios consejos que me han sido de mucha significancia, pero sobre todo por su amor incondicional.

A mi madre María de Los Ángeles Hernández, por su apoyo, amor y cariño de Madre y amiga.

A mi padre Luis Daniel Rodríguez, por su amistad y apoyo durante mis estudios, para poder lograr dar este paso en mi vida.

Br. Donald Rodríguez Hernández

A Dios por haberme permitido llegar hasta este punto, brindándome salud, sabiduría, amor, paciencia. Ayudándome en los momentos más difíciles, brindándome la fortaleza suficiente para poder culminar mis estudios superiores.

A mi madre, María Elsa Contreras López (q.e.p.d.) a quien le debo todo lo que tengo en esta vida, apoyándome en todo momento con sus consejos, sus valores, su amor, su motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien y cuyo esfuerzo ha hecho posible este logro, el cual no es mío sino suyo en realidad. Te amo mamá!!!

A mi hijo, Joan David Montoya Dubón por ser una luz en mi camino, motivo de querer conquistar mi meta final en mis estudios.

A mi esposa, Darling Jessenia Dubón por su cariño y comprensión, pero sobre todo por haberme ayudado a formarme como la persona que hoy soy.

A mis hermanos, Ubencio Antonio, Ivethe del Carmen, Darwing Danilo, Ivania Patricia, David Javier, por el apoyo que me brindaron durante años de estudios, estando ahí presentes cuando más los necesite para seguir adelante día a día logrando mi objetivo.

A la Sra. Eneyda Zambrano, Mario molina, María Barba. Amigos inolvidables que con sus consejos y motivación hoy forman parte de este logro alcanzado.

Br. Noel José Montoya López

AGRADECIMIENTOS

Damos gracias primeramente a Dios nuestro Señor, por darnos la sabiduría, fortaleza y paciencia para que podamos alcanzar esta meta de ser profesionales como una vez lo imaginamos.

A nuestros padres por su amor, sacrificio y entrega para que nunca nos faltase nada, por alentarnos y motivarnos cada vez que se nos presentan problemas y dificultades en nuestras vidas.

A nuestros maestros, Ingeniero Adolfo Cordero Andrade, Ingeniero Bayardo Altamirano, Ingeniero Víctor Tirado Picado, por transmitirnos sus conocimientos sin reservas para que hoy seamos unos profesionales con valores y principio humanos.

A nuestro tutor el Ingeniero Edwin Castrillo, por su ayuda y apoyo para el buen desarrollo de nuestro trabajo.

A los Ingenieros Róger Aburto González y Keyling Pérez Blandón por su asesoría brindada para la realización de nuestra tesis.

Br. Yorling García Hernández

Br. Noel Montoya López

Br. Donald Rodríguez Hernández

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Mapa de macrolocalización del proyecto.

Figura 2: Mapa de microlocalización del proyecto.

Figura 3: Parámetros hidráulicos en una conducción con superficie libre.

Figura 4: Tiempo de residencia en el Municipio de La Concepción.

Figura 5: Nivel de instrucción educativa.

Figura 6: Número de personas por viviendas.

Figura 7: Principales actividades económicas.

Figura 8: Población económicamente activa.

Figura 9: Categoría ocupacional.

Figura 10: Apreciación del problema.

Figura 11: Grado de afectación por inundaciones.

Figura 12: Riesgo a la salud poblacional.

Figura 13: Consecuencias físicas del problema.

Figura 14: Valoración poblacional sobre las medidas actuales de la alcaldía municipal contra las inundaciones.

Figura 15: Medidas de solución.

Figura 16: Ubicación de la cuenca en estudio.

Figura 17: Municipio La Concepción, casco urbano.

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Ficha Municipal de La Concepción.

Tabla 2: Frecuencia de diseño en función del tipo de zona.

Tabla 3: Frecuencia de diseño según el área drenada.

Tabla 4: Taludes recomendados para algunos materiales.

Tabla 5: Coeficiente de rugosidad de Manning para diferentes materiales.

Tabla 6: Velocidad máxima para tuberías de alcantarillados.

Tabla 7: Pendiente del talud (vertical: horizontal).

Tabla 8: Relaciones hidráulicas para conductos circulares.

Tabla 9: Coeficiente de rugosidad de Manning para diferentes materiales de las tuberías.

Tabla 10: Superficie por debajo de la curva.

Tabla 11: Clases de valores de compacidad.

Tabla 12: Clases de valores de forma.

Tabla 13: Clases de densidad de drenaje.

Tabla 14: Rangos de pendiente.

Tabla 15: Datos para determinar índice de alargamiento y altitud media de la cuenca.

Tabla 16: Rangos de I_a .

Tabla 17: Rangos de K_m .

Tabla 18: Características morfométricas de la cuenca hidrográfica.

Tabla 19: Datos de Intensidades de precipitación en orden decreciente, período 2000-2009 para la estación Campos Azules, Masatepe.

Tabla 20: Datos del cálculo de la media aritmética y desviación estándar.

Tabla 21: Datos del cálculo del período de retorno y la probabilidad empírica, período 2000-2009.

Tabla 22: Delta crítico.

Tabla 23: Comparación entre $\Delta_{\text{máx}}$ y $\Delta_{\text{crítico}}$.

Tabla 24: Datos para graficar las Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia. La Concepción-Masaya.

Tabla 25: Datos de la sumatoria del caudal de la cuenca. La Concepción-Masaya.

Tabla 26: Resultados de los cálculos del diseño hidráulico. Cálculo del caudal de cuneta. La Concepción-Masaya.

Tabla 27: Resultados de los cálculos del diseño hidráulico. Sistema de colectores. La Concepción-Masaya.

Tabla 28: Resultados de los cálculos del diseño hidráulico. Características de los PVP. La Concepción-Masaya.

Tabla 29: Resultados de los cálculos del diseño hidráulico, Característica de los tragantes. La Concepción-Masaya.

Tabla 30: Estimación del costo total de la inversión del proyecto.

Tabla 31: Estimación del tiempo de duración del proyecto.

Tabla 32: Intensidades máximas anuales de precipitación, periodo 2000-2009. Estación Campos Azules, Masatepe.

Tabla 33: Datos para una lluvia de 5 min de duración, con una distribución teórica $d=5\text{min}$; $\alpha=0.0854$ y $\beta=117.924$. Desviación máxima. La Concepción-Masaya.

Tabla 34: Datos para una lluvia de 10min de duración, con una distribución teórica $d=10\text{min}$; $\alpha=0.1225$ y $\beta=105.0088$. Desviación máxima. La Concepción-Masaya.

Tabla 35: Datos para una lluvia de 15min de duración, con una distribución teórica $d=15\text{min}$; $\alpha=0.087$ y $\beta=89.4424$. Desviación máxima.

Tabla 36: Datos para una lluvia de 30min de duración, con una distribución teórica $d=30\text{min}$; $\alpha=0.1417$ y $\beta=66.1867$. Desviación máxima.

Tabla 37: Datos para una lluvia de 60min de duración, con una distribución teórica $d=60\text{min}$; $\alpha=0.1456$ y $\beta=46.5744$. Desviación máxima.

Tabla 38: Datos para una lluvia de 120min de duración, con una distribución teórica $d=120\text{min}$; $\alpha=0.1811$ y $\beta=27.6024$. Desviación máxima.

Tabla 39: Parámetros para determinar coeficiente de escorrentía.

Tabla 40: Parámetros de diseño considerados para el cálculo hidráulico.

Tabla 41: Relaciones hidráulicas para conductos circulares.

Tabla 42: Diámetros de pozos, coeficiente K y valores para el cálculo de pérdidas.

Tabla 43: Ficha evaluativa del estado físico-estructural del drenaje superficial.

RESUMEN

La propuesta de “Diseño del sistema de drenaje pluvial para el casco urbano del municipio de La Concepción” fue debidamente planificada y diseñada para la mejora de la infraestructura y la gestión del drenaje urbano del municipio. Este proyecto permitirá mejorar las condiciones actuales de vida de los habitantes del casco urbano.

El presente estudio consiste en el diseño del sistema de drenaje pluvial, basado en normativas y criterios definidos en el área hidráulica. Adaptándose las condiciones que presenta la zona a los parámetros básicos del diseño de un drenaje pluvial, que complemente el drenaje superficial existente.

Para el desarrollo de este trabajo, se realizó en primera instancia un diagnóstico, donde se determinó el estado físico-estructural actual del drenaje superficial del municipio. Se realizó un estudio hidrológico para determinar las intensidades máximas, y el caudal que aportan las dos líneas de corrientes de agua que convergen al casco urbano. El caudal considerado para el diseño hidráulico de todos los componentes del sistema de drenaje pluvial, es el resultado de la sumatoria del caudal recibido por las dos líneas de corrientes más el caudal propio del área urbana del municipio. Luego se estimaron los costos que devengaría la ejecución del proyecto y el tiempo duración.

Finalmente se describe una serie de especificaciones técnicas que deberán cumplirse a cabalidad, previo y durante la ejecución del proyecto y algunas recomendaciones para la buena operación y funcionamiento del sistema propuesto. Del mismo modo, se presentan 16 láminas de planos en los que se detallan las condiciones topográficas de la zona en estudio y los detalles constructivos de las estructuras que componen el sistema de drenaje.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS	6
LISTA DE TABLAS	7
RESUMEN	10
ÍNDICE	11
CAPITULO 1: ASPECTOS GENERALES.	17
1.1. INTRODUCCIÓN.....	17
1.2. ANTECEDENTES.....	20
1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.	21
1.4. OBJETIVOS.....	22
1.4.1. Objetivo general.....	22
1.4.2. Objetivos específicos.....	22
1.5. JUSTIFICACIÓN.	23
1.6. MARCO TEÓRICO.	24
1.6.1. El diagnóstico.....	24
1.6.1.1. Elementos del diagnóstico.	24
1.6.1.2. Elementos a considerar para la recolección de la información.	25
1.6.2. Descripción del sistema de alcantarillado pluvial.....	25
1.6.3. Factores a considerar en el diseño del sistema de alcantarillado pluvial.....	26
1.6.3.1. Reconocimiento de campo.	26
1.6.3.2. Aspectos hidrológicos.....	26
1.6.3.3. Determinación del área de drenaje de la cuenca.....	26
1.6.3.4. Determinación del área de drenaje de cada colector.	27
1.6.3.5. Intensidad de lluvia y duración.....	27
1.6.3.6. Evaluación del caudal de diseño.	27
1.6.3.6.1. El Método Racional.....	28
1.6.3.6.2. El periodo de retorno (T_R).....	28
1.6.3.6.3. Frecuencia de lluvia.	29
1.6.3.7. Aspectos de hidráulica.....	30
1.6.3.7.1. Variables hidráulicas de interés.....	31
1.6.3.7.2. Sección hidráulica del canal.....	32

1.6.3.8. Cálculo hidráulico de canales para flujo uniforme.	33
1.6.4. Normas generales de diseño para alcantarillas.	34
1.6.4.1. Localización de los colectores.....	34
1.6.4.2. Velocidad.....	35
1.6.4.2.1. Velocidad mínima.	35
1.6.4.2.2. Velocidad máxima.....	35
1.6.4.3. Profundidad mínima de la clave de los colectores.	36
1.6.4.4. Diámetro mínimo.....	36
1.6.4.5. Borde libre en los colectores.....	36
1.6.4.6. Sumideros de aguas de lluvias.....	36
1.6.4.7. Canaletas de aguas de lluvias.....	37
1.6.4.8. Pendiente de los taludes.	37
1.6.5. Diseño hidráulico de tuberías de alcantarillado.	38
1.6.5.1. Fórmula y coeficiente de rugosidad.	38
CAPITULO 2: DIAGNÓSTICO SOCIO URBANO Y ESTRUCTURAL DEL DRENAJE SUPERFICIAL ACTUAL DEL MUNICIPIO DE LA CONCEPCIÓN.	42
2.1. Descripción del área de ubicación del proyecto.	42
2.2. Características socioeconómicas y urbanas.	44
2.2.1. Población y tiempo de residencia.	44
2.2.2. Infraestructura y carencias de la zona del proyecto.....	46
2.2.3. Desarrollo y aspectos económicos del municipio.....	47
2.2.4. Salud y bienestar comunitario.	48
2.3. Evaluación del estado físico y estructural del drenaje pluvial existente.	52
2.3.1. Cuerpo receptor y descarga final del sistema.	52
CAPITULO 3: ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL.	53
3.1. Metodología y caracterización de la cuenca en estudio.....	53
3.1.1. Ubicación del punto de interés.	53
3.1.2. Delimitación de la cuenca.	54
3.1.3. División de la cuenca en sub-cuencas.	54
3.1.4. Caracterización y determinación de índice y parámetros morfométricos de la cuenca. .	54
3.1.4.1. Cálculo y clasificación de los índices y parámetros utilizados.....	54
3.1.4.1.1. Superficie por debajo de la curva:	55
3.1.4.1.2. Forma de la cuenca:	55
3.1.4.1.3. Sistema de drenaje.	57
3.1.4.1.4. Características del relieve de la cuenca.....	57

3.2. Curvas intensidad duración frecuencia (IDF).....	61
3.2.1. Determinación de las intensidades máximas.....	61
3.2.1.1. Ajuste de los datos a la función de distribución de probabilidad de Gumbell.....	62
3.2.1.2. Obtención de las intensidades.....	65
3.2.2. Tiempo de concentración para cada sub-cuenca.....	66
3.2.3. Coeficiente de escorrentía C.....	67
3.2.4. Resultados del cálculo del caudal de diseño de la cuenca de estudio.....	67
3.3. Criterios adoptados para el diseño hidráulico del sistema.....	67
3.3.1. Caudal de cuneta, sistema de colectores y características de los PVP.....	67
3.3.2. Dimensionamiento de los tragantes.....	76
3.3.3. Diseño hidráulico del canal a cielo abierto trapecial.....	81
3.3.4. Eficiencia de las alcantarillas de cruce, ubicadas al final del canal.....	84
CAPITULO 4: ESTIMACIÓN DEL COSTO TOTAL DE LA INVERSIÓN Y TIEMPO DE DURACIÓN DEL PROYECTO.	85
4.1. Consideraciones generales.....	85
4.2. Estimación del tiempo de duración de la ejecución del proyecto.....	87
CAPÍTULO 5: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y PLANOS CONSTRUCTIVOS DEL DISEÑO PROPUESTO.	91
5.1. Alcances generales del Proyecto.....	91
5.2. Especificaciones Técnicas.....	91
5.2.1. Instalación de tuberías.....	91
5.2.1.1. Trazo y nivelación.....	91
5.2.2. Excavación.....	92
5.2.3. Plantilla o cama de arena.....	92
5.2.4. Instalación de tuberías.....	92
5.2.5. Relleno y compactación.....	92
5.2.6. Pruebas de tuberías.....	93
5.2.6.1. Pruebas de laboratorios.....	93
5.2.6.2. Pruebas de alineamiento.....	93
5.2.7. Materiales.....	94
5.2.7.1. Mortero.....	94
5.2.7.2. Concreto.....	94
5.2.7.3. Acero de refuerzo.....	95
5.2.8. Pozos de visita pluvial.....	95
5.2.8.1. Relleno y compactación.....	95
5.2.8.2. Construcción de los PVP.....	95
5.2.9. Tragantes.....	95
5.2.10. Excavación.....	96

5.2.10.1. Tragantes.....	96
5.2.10.2. Tuberías.....	96
5.2.11. Relleno y compactación.....	96
 JUEGO DE PLANOS CONSTRUCTIVOS.....	 97
Hoja 1: Carátula, Macro Localización, Localización, Índice.....	97
Hoja 2: Plano topográfico-curvas de nivel, áreas tributarias.....	98
Hoja 3: Cuenca hidrológica.....	99
Hoja 4: Planta de diseño hidráulico PVP1-PVP2, PVP3-PVP4, PVP5-PVP6, PVP7-PVP8.....	100
Hoja 5: Planta de diseño hidráulico PVP9-PVP10, PVP11-PVP12, PVP12-PVP27, PVP25-PVP 26, PVP26-PVP31.....	101
Hoja 6: Planta de diseño hidráulico PVP14, CAJA2-PVP17, PVP14-PVP21, PVP20-PVP21, PVP22-PVP23, PVP21- PVP26.....	102
Hoja 7: Planta de diseño hidráulico PVP29-PVP 31, CAJA1-PVP 4, PVP27-CAJA4.	103
Hoja 8: Perfiles del diseño hidráulico, el RETÉN PVP3- PVP21, CARRETERA INTERMUNICIPAL PVP21-CAJA4.	104
Hoja 9: Perfiles del diseño hidráulico CEMENTERIO GENERAL CAJA1-PVP8, PVP8-PVP27, PVP1-PVP2, PVP3-PVP4, PVP5-PVP6.....	105
Hoja 10: Perfiles del diseño hidráulico PVP7-PVP8, PVP9-PVP10, PVP11-PVP12, PVP20- PVP21, PVP22-PVP24, PVP25-PVP21, MONUMENTO JUAN DÁVILA CAJA2-PVP17, PVP29- PVP21.....	106
Hoja 11: Secciones transversales del canal.....	107
Hoja 12: Perfil del canal.....	108
Hoja 13: Detalles de PVP.....	109
Hoja 14: Detalles de tragante y zanja.....	110

Hoja 15: Sección del canal, cabezal y aletón.....	111
Hoja 16: Caja rejilla.....	112
CAPITULO 6: RESULTADOS.....	113
CAPITULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	115
7.1. Conclusiones.....	115
7.2. Recomendaciones.....	116
BIBLIOGRAFIA.....	117
GLOSARIO.....	119
ANEXOS.....	121
Anexo 1. Municipio de La Concepción, casco urbano.....	121
Anexo 2. Árbol de problema.....	122
Anexo 3. Intensidades máximas anuales de precipitación para diferentes tiempos de duración, periodo 2000-2009.	123
Anexo 4. Determinación de la probabilidad teórica (p_T) para duraciones de lluvia de 5, 10, 15, 30, 60, 120 min, (aplicación del Método de Gumbell).	124
Anexo 5. Parámetros para determinar coeficiente de escorrentía.....	128
Anexo 6. Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (idf) de la estación meteorológica Campos Azules, Masatepe.....	129
Anexo 7. Parámetros considerados para el cálculo hidráulico.....	130
Anexo 8. Relaciones hidráulicas para conductos circulares.....	131
Anexo 9. Diámetros de pozos, coeficiente k y valores para el cálculo de pérdidas.....	133
Anexo 10. Descripción del cuadro de cálculo, columna por columna.....	134

Anexo 11. Memoria de cálculo del diseño del canal	139
11.1. Diseño geométrico	139
11.2. Diseño hidráulico del canal	143
Anexo 12. Diseño de las rejillas.	154
Anexo 13. Encuesta socioeconómica	161
Anexo 14. Ficha de evaluación técnica del estado físico y estructural actual del drenaje superficial del municipio de La Concepción.	163

CAPITULO 1: ASPECTOS GENERALES.

1.1. INTRODUCCIÓN.

El municipio de La Concepción se encuentra ubicado a una distancia de 32 km de Managua, entre las coordenadas 11° 56' de latitud norte, 86° 11' de longitud oeste. Limita al norte con los municipios de Nindirí y Ticuantepe (Dpto. de Managua), al sur con el municipio de San Marcos (Dpto. de Carazo), al este con el municipio de Masatepe (Dpto. Masaya) y al oeste con el municipio de Managua, con una altitud sobre el nivel del mar de 460.00 m. Posee una extensión territorial de 73 km². La temperatura oscila entre 26.2° a 27.3° C, y cuenta con una población total¹ de 38,690 habitantes aproximadamente.

La actividad económica fundamental del municipio es eminentemente agrícola, se producen granos básicos como el arroz, frijoles, café, y cabe mencionar que ocupan un lugar importante en la economía del municipio el cultivo de cítricos y hortalizas, especialmente el cultivo de naranjas, chayote, piña, plátanos, bananos, pitahaya, etc.

Actualmente el municipio cuenta con 2 cascos urbanos y 13 comarcas o comunidades rurales y esta subdividido de la siguiente manera:

Casco urbano

- San Juan de la Concepción

Luis Alfonso Velásquez, Eliezer Gómez, Pedro Joaquín Chamorro, José Benito.

- La Concepción

Juan Dávila, Anexo Juan Dávila, Blanca Arauz, Reparto Covilaco, Francisco Reyes, San Antonio, Macario Brenes, La Mascota, Monte Flor, Santiago Paiz.

Zona Rural

El Rodeo, Los Encuentros, San Ignacio, Los Amadores, Los Martínez, Camilo Ortega, Temoá, Palo Solo, Los Moncadas, Las Gradadas, Daniel Roa P., Loma Negra, Santiago.

¹ Instituto Nacional de Información de Desarrollo (INIDE). (2008). *La Concepción en cifras. Managua, Nicaragua.*

La zona de este estudio se limita al casco urbano La Concepción, la cual cuenta con un área de 1.907km². El estudio comprende 6 de los 10 sectores del casco urbano de La Concepción los cuales son: sector Francisco Reyes, Juan Dávila, Anexo Juan Dávila, Reparto Covilaco, La Mascota, Santiago Paiz, (ver anexo 1).

Ante la problemática en la deficiencia del drenaje pluvial, surge la necesidad de un sistema eficiente que garantice la evacuación de las aguas pluviales hacia una zona segura de desagüe. Como alternativa de solución a dicha problemática, este documento presenta una propuesta de **“Diseño del sistema de drenaje pluvial para el casco urbano del municipio de La Concepción-Masaya”**.



Figura 1: Mapa de Macrolocalización del proyecto.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

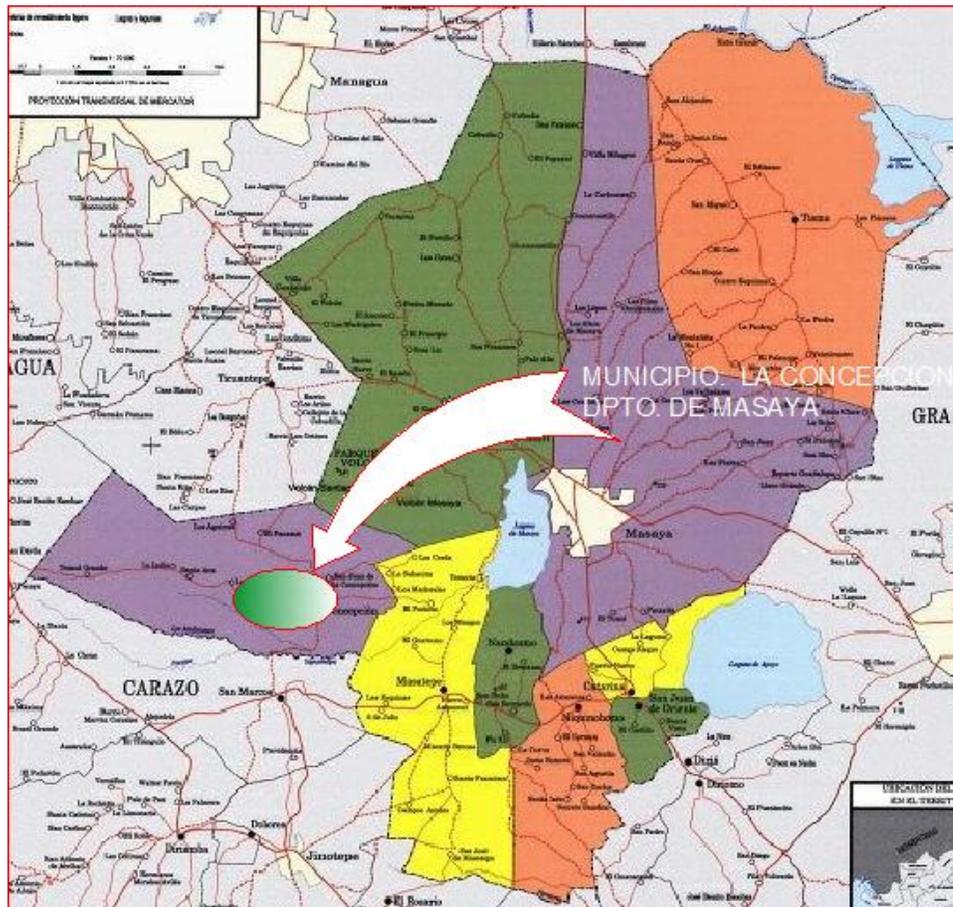


Figura 2: Mapa Microlocalización del proyecto.

Fuente: Instituto Nicaragüense de estudios territoriales (INETER), Agosto 2012

1.2. ANTECEDENTES.

Según INETER (2008)². La mayoría de los huracanes que han afectado a Nicaragua han sido mucho menos intensos y destructivos que el Mitch, el cual afectó al país en los últimos días de octubre de 1998 (24 de octubre-4 de noviembre), donde se registraron precipitaciones máximas de hasta 1,113 mm en la zona de occidente y de 616 mm en la zona central del Pacífico, también se registraron velocidades máximas de vientos de 290 km/h.

De acuerdo a la Alcaldía municipal de La Concepción (2012)³, anteriormente no se han registrado estudios que ayuden a formular soluciones y medidas de mitigación ante los problemas de inundación que se presentan en épocas de lluvia. Lo que ha generado un aumento en los efectos negativos que éstas causan tanto en la salud poblacional como en la infraestructura de la zona y al medio ambiente.

En épocas de lluvia, el municipio de La Concepción se ve afectado por las inundaciones, debido a la deficiencia del drenaje existente. En consecuencia, cada año las calles y caminos se deterioran, ya que estos tienen doble función: estructuras de rodamiento y calles cauces, las cuales en avenidas máximas sobrepasan el tirante crítico provocando el desborde de las aguas y ocasionando severas inundaciones. Otro de los problemas más comunes es la acumulación de desechos sólidos, ya que los pobladores aprovechan las corrientes de agua que fluyen en las calles para deshacerse de la basura de sus casas, además de los materiales que éstas arrastran y acumulan. Todo esto provoca el incremento de las enfermedades diarreicas, dengue, malaria, entre otras, por falta de higiene ambiental. De igual manera provoca inseguridad en la circulación de los peatones y vehículos, y genera gastos continuos de la alcaldía para la reparación y mantenimiento de las calles.

² Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER). (2008). *Datos de Intensidades máximas anuales de precipitación.*

www.ineter.gob.ni

³ Alcaldía La Concepción. (2012). *Informe de Obras Municipales. La Concepción, Nicaragua.*

De continuar el comportamiento de este problema por no tratarlo desde su origen, las consecuencias serían: calles de la zona intransitables, daños viales en calles aledañas, contaminación, riesgo a la salud pública, deterioro de la estética de la ciudad, aumento de inversión en reparación de calles.

1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

El casco urbano del municipio de La Concepción en época de invierno se ve afectado por las constantes inundaciones que se producen por la falta de un buen sistema de drenaje pluvial que evacue las aguas hacia una zona segura de descarga, (ver anexo 2).

El sector más afectado por las inundaciones es el tramo de la calle principal que va desde el Retén hasta el sector conocido como “El Mercadito”, el cual es considerado como el más crítico, con una longitud de 1.022 km. Dichas inundaciones son provocadas por la concentración de las aguas que proviene de los barrios: Juan Dávila, Anexo Juan Dávila, La Mascota y Francisco Reyes del sector Noroeste, y de las aguas que se escurren por los tramos de la calle del costado oeste que une al cementerio con la calle principal, las cuales descargan en un cauce natural a 588 metros de la calle principal.

Debido a la topografía del terreno, las pendientes de los tramos de las calles son muy pronunciadas y, las aguas alcanzan grandes velocidades que en algunos casos sobrepasan la altura máxima de la calle-cauce. La concentración de aguas de los sectores antes mencionados adquiere grandes velocidades provocando la saturación y asentamientos en los suelos y el daño en las estructuras de las calles.

Además de ocasionar daños en las calles, esto genera un atraso tanto a los peatones que circulan por las calles como a los vehículos, inseguridad e inconformidad en la población, riesgo a la salud pública por la proliferación de enfermedades y contaminación ambiental, entre otras.

1.4. OBJETIVOS.

1.4.1. Objetivo general.

- Diseñar el sistema de drenaje pluvial para el casco urbano del municipio de La Concepción-Masaya.

1.4.2. Objetivos específicos.

- Diagnosticar el estado físico-estructural del drenaje pluvial superficial existente.
- Determinar el caudal de diseño del sistema de drenaje pluvial.
- Diseñar hidráulicamente el sistema de drenaje pluvial.
- Estimar el costo total de la inversión y el tiempo de duración del proyecto.
- Presentar especificaciones técnicas y planos constructivos del sistema de drenaje pluvial.

1.5. JUSTIFICACIÓN.

Las inundaciones en las calles del casco urbano incrementan los riesgos en la salud de la población, daños en los tramos de calles e inseguridad en la circulación de vehículos y peatones. Por tal motivo es necesario implementar una alternativa que solucione de manera eficiente el drenaje de las aguas pluviales.

En atención a la urgencia y necesidad de las autoridades municipales por implementar una alternativa que se ajuste a los alcances económicos de su presupuesto, y sobre todo a la necesidad de la comunidad para manejar y controlar los excedentes hídricos proponemos el “**Diseño del sistema de drenaje para el casco urbano del municipio de La Concepción**”, el cual se ajustará de acuerdo a las características propias de la zona y beneficiará directamente a la población del municipio.

1.6. MARCO TEÓRICO.

1.6.1. El diagnóstico.

Según, Meza. B⁴. “Se puede definir al diagnóstico como un proceso analítico que permite conocer la situación real de la organización en un momento dado para descubrir problemas y áreas de oportunidad, con el fin de corregir los primeros y aprovechar las segundas”.

En el diagnóstico se examinan y mejoran los sistemas y prácticas de la comunicación interna y externa de una organización o grupo de interés en todos sus niveles. Para tal efecto se utiliza una gran diversidad de herramientas, dependiendo de la profundidad deseada, de las variables que se quieran investigar, de los recursos disponibles y de los grupos o niveles específicos entre los que se van a aplicar.

1.6.1.1. Elementos del diagnóstico.

Podemos dividir la organización del diagnóstico en tres etapas principales:

- a) **Generación de información**, la cual abarca a su vez tres aspectos:
 1. La forma en que se recolecta la información, las herramientas y los procesos utilizados.
 2. La metodología utilizada para recopilar la información, la cual sigue dos corrientes, los métodos usados para obtener información primaria y secundaria.
 3. La frecuencia con que se recolecta la información.

- b) **Organización de la información**, en donde es necesario considerar tres aspectos claves:
 1. El diseño de procedimientos para el proceso de la información.

⁴ Meza B. (s.f.). *Procesos Analíticos de Información*.

<http://www.infosol.com.mx/espacio/cont/investigacion/diagnostico.htm>

2. El almacenamiento apropiado de los datos.
 3. El ordenamiento de la información, de modo que sea fácil de consultar.
- c) **Análisis e interpretación de la información**, consiste en separar los elementos básicos de la información y examinarlos con el propósito de responder a las cuestiones planteadas al inicio de la investigación.

1.6.1.2. Elementos a considerar para la recolección de la información.

La recolección de datos se refiere al uso de una gran diversidad de técnicas y herramientas que pueden ser utilizadas por el analista para desarrollar los sistemas de información, los cuales pueden ser: la entrevista, la encuesta, el cuestionario, la observación in situ, y el diccionario de datos. Todos estos instrumentos se aplicarán en un momento en particular, con la finalidad de buscar información que será útil para una investigación completa.

1.6.2. Descripción del sistema de alcantarillado pluvial.

De acuerdo al CNA (2007)⁵. Manual de drenaje pluvial, el alcantarillado tiene como principal función la conducción de aguas residuales y pluviales hasta sitios donde no provoquen daños e inconvenientes a los habitantes de poblaciones de donde provienen, o a las poblaciones cercanas.

Además el manual define un sistema de alcantarillado a aquel que está constituido por una red de conductos e instalaciones complementarias que permiten la operación, mantenimiento y reparación del mismo. Su objetivo es la evacuación de las aguas pluviales, que escurren sobre calles y avenidas, evitando con ello su acumulación y propiciando el drenaje de la zona a la que sirven. De ese modo se impide la generación y propagación de enfermedades relacionadas con aguas contaminadas.

⁵ Comisión Nacional Del Agua (CNA). (2007). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*. www.cna.bog.mx.

1.6.3. Factores a considerar en el diseño del sistema de alcantarillado pluvial.

1.6.3.1. Reconocimiento de campo.

Es indispensable para el diseñador realizar el recorrido del trazado del camino, poniendo atención en todos los elementos que identifican los cruces de los cursos de agua por la vía propuesta. Lo más adecuado es hacerlos durante el período de lluvia en donde las evidencias son mayores, sin embargo en el período seco también se pueden observar señales de los cruces de agua como son socavación, erosión, deposición de sedimentos y materiales de arrastre, etc.

1.6.3.2. Aspectos hidrológicos.

De acuerdo al PAS-DANIDA (2004)⁶. Los estudios hidrológicos permiten determinar el caudal de diseño de la estructura, el cual está en correspondencia con el tamaño y características de la cuenca, su cubierta de suelo y la tormenta de diseño.

1.6.3.3. Determinación del área de drenaje de la cuenca.

El trazado del área de drenaje de una cuenca debe partir del sitio de localización de la estructura propuesta. Lo primero que debe hacerse es el trazado de la red de drenaje, en un papel o lámina transparente, repintar los diferentes cursos de agua que pertenecen al cauce en estudio. Los cursos del agua se trazan siguiendo la parte cóncava de las curvas de nivel hacia arriba. La red hidráulica definirá los límites de la cuenca.

El trazado de la parte agua se inicia a partir de la estructura propuesta, el procedimiento del dibujo es opuesto al de la red hídrica, la línea de parte agua se traza siguiendo el medio de la forma convexa de las curvas de nivel cuando se aumenta de elevación y en el medio de las formas cóncavas de las curvas, cuando se baja de altura.

⁶ Programa de Apoyo al Sector Transporte (PAS-DANIDA). (2004). *Guía Hidráulica Para el Diseño de Obras de Drenaje en Camino Rurales.*

1.6.3.4. Determinación del área de drenaje de cada colector.

El trazado de la red de alcantarillado pluvial sigue la topografía del terreno y la dirección de las escorrentías, de acuerdo con las curvas de nivel de los planos topográficos de la localidad. La determinación del gasto para el diseño de cada colector se obtiene en función de su área aportadora, construyendo diagonales y bisectrices, determinando así el área.

1.6.3.5. Intensidad de lluvia y duración.

La intensidad de lluvia y la duración son dos conceptos asociados entre sí. La intensidad se expresa como el promedio de la lluvia en mm/hora para un periodo de retorno determinado y una duración igual al tiempo de concentración (T_c) de la cuenca, y se determina mediante la siguiente ecuación:

$$T_c = \left(\frac{3.28L_c}{\sqrt{S_c}} \right)^{0.77} \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde: T_c = Tiempo de concentración en minutos

L_c = Longitud del cauce (km).

S_c = Pendiente del cauce.

3.28 = Factor de conversión de Km a min.

La duración es simplemente el intervalo de tiempo en minuto.

1.6.3.6. Evaluación del caudal de diseño.

En general puede ser empleado cualquier modelo de lluvia-escorrentía. Para superficies menores de 1,300 Ha se recomienda utilizar el método racional, dada su simplicidad. Sin embargo, para áreas mayores de 1,300 Ha se deberá utilizar un modelo del hidrograma unitario u otro método similar.

1.6.3.6.1. El Método Racional.

Este método fue presentado por Emil Kuichling en 1889 y mejorado posteriormente por otros, debido a su sencillez es uno de los más utilizados, este se basa en considerar que sobre el área estudiada se tiene una lluvia uniforme durante un cierto tiempo, de manera que el escurrimiento en la cuenca se establezca y se tenga un gasto constante en la descarga. Este método permite determinar el gasto máximo provocado por una tormenta, suponiendo que esto se alcanza cuando la intensidad de lluvia es aproximadamente constante durante una cierta duración, que se considera es igual al tiempo de concentración de la cuenca. La fórmula racional se plantea como:

$$Q = 0.2778C * I * A \quad \text{m}^3/\text{s} \quad (\text{Ec. 2})$$

En donde:

Q = Caudal superficial (m^3/s).

C = Coeficiente de escorrentía (adimensional).

I = Intensidad promedio de la lluvia (mm/h).

A = Área de la cuenca en km o Ha.

1.6.3.6.2. El periodo de retorno (T_R).

Se define como periodo de retorno T_R de eventos hidrológicos máximos en obras de drenaje vial, el tiempo promedio expresado en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez.

Cuando se analizan registros históricos de un fenómeno, se les asigna un periodo de retorno de acuerdo a la frecuencia de cada evento. Para calcularlo, es común suponer que la frecuencia o intervalo de recurrencia de cada evento del grupo es similar a la

observada. La ecuación más usual para determinar el periodo de retorno es la fórmula de Weibull, la cual se define como:

$$T_R = \frac{1+n}{m} \quad (\text{Ec. 3}) \quad \text{Donde: } T_R: \text{Período de retorno}$$

m: Número de orden en una lista

n: Número de datos de la muestra

1.6.3.6.3. Frecuencia de lluvia.

En general, las frecuencias utilizadas varían entre 3 años como mínimo, hasta el orden de 100 años. La esorrentía de un valor dependerá de varios criterios tales como la importancia relativa de la zona y el área que se está drenando. De esta manera, se indican algunos valores que pueden ser utilizados como guías para esta determinación en los tramos o tuberías del alcantarillado pluvial.

Descripción de la zona	Frecuencia (años)
Zona residencial	3-10
Zona comercial e industrial	10-50
Colectores principales	10-100

Tabla 1: Frecuencia de diseño en función del tipo de zona.

Fuente: Diseño de acueductos y alcantarillados, Ricardo Alfredo López Cualla, 2 da edición.

Área drenada (Ha)	Frecuencia (años)
Menor de 3 Ha	3
Entre 3 Ha y 10 Ha	5
Mayor de 10 Ha	10

Tabla 2: Frecuencia de diseño según el área drenada.

Fuente: Diseño de acueductos y alcantarillados, Ricardo Alfredo López Cualla, 2 da edición.

Las frecuencias de diseño para los canales de aguas de lluvia son:

- **Canales que drenen áreas menores a 1000 Ha:**

Sección revestida en concreto: 10 años

Capacidad total: 25 años

- **Canales que drenen áreas mayores a 1000 Ha:**

Sección revestida en concreto: 10 años

Capacidad total: 50 años

Borde libre: 100 años

- **Canales interceptores de aguas de lluvias:**

Los canales interceptores mencionados anteriormente, cuyo desbordamiento ponga en peligro vidas humanas, deben diseñarse para un periodo de retorno de 100 años.

1.6.3.7. Aspectos de hidráulica.

La eficiencia del funcionamiento hidráulico de una red de alcantarillado para conducir ya sea aguas residuales, pluviales o ambas, depende de sus características físicas. Mediante el empleo de algunos de los principios de la hidráulica, se analizan y dimensionan desde estructuras sencillas tales como boca tormentas hasta otras más complicadas como son las redes de tuberías y de canales.

Los conceptos básicos de hidráulica, útiles para el diseño y revisión de una red de alcantarillado abarcan los siguientes: tipos de flujo, ecuaciones fundamentales de conservación de masa (o de continuidad), cantidad de movimiento y energía, conceptos de energía específica, perfiles hidráulicos, salto hidráulico, pérdidas de carga por fricción y locales.

1.6.3.7.1. Variables hidráulicas de interés.

Son aquellas características del flujo cuya determinación es básica para fines de diseño y de funcionamiento hidráulico.

Entre las variables hidráulicas más importantes se encuentran la velocidad media del flujo, el gasto Q , el tirante del flujo con superficie libre o la presión en conductos trabajando a presión.

Para su determinación puede requerirse el uso de ciertos parámetros hidráulicos básicos relativos a una sección transversal de una conducción definidos como:

a) Tirante (y): Se le denomina tirante a la distancia vertical medida desde el punto más bajo de la sección de la conducción hasta la superficie libre del agua (m). En ocasiones, se le confunde con el tirante de la sección (d), el cual se mide en forma perpendicular al fondo de la conducción (Figura 3). La relación entre ambos es:

$$d = y \cos \theta \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde θ es el ángulo formado entre el fondo del canal y la horizontal.

b) Nivel del agua (h): Es el nivel de la superficie libre del agua (m) con respecto a un plano horizontal de referencia (Figura 3).

c) Área hidráulica (A): Se le llama así al área que ocupa el agua en un corte transversal normal a la dirección del flujo y se mide en m^2 . Su cálculo se hace con base en la geometría del conducto (Figura 3).

d) Ancho de superficie libre (B): Es la distancia medida transversalmente al flujo a nivel de la superficie libre y se mide en m (Figura 3).

e) Perímetro mojado (P): Es la longitud del contorno de la sección transversal en la que el agua tiene contacto con las paredes y el fondo de la conducción y se mide en m (Figura 3).

f) Tirante hidráulico (Y): Se define como el cociente de dividir el área hidráulica entre el ancho de superficie libre y se mide en m (Figura 3):

$$Y = \frac{A}{B} \quad (\text{Ec. 5})$$

En algunos cálculos se prefiere al tirante hidráulico en lugar del tirante; por ejemplo, para obtener el número de Froude.

g) Radio hidráulico (R): Es la relación entre el área hidráulica y el perímetro mojado (m) (Figura 3):

$$R = \frac{A}{P} \quad (\text{Ec. 6})$$

1.6.3.7.2. Sección hidráulica del canal.

La sección hidráulica más eficiente es aquella que tiene la máxima capacidad para un área dada y un perímetro mojado mínimo (menores costos). Sin embargo, debido a problemas constructivos y costos, esta sección no es aplicable en la mayoría de los canales abiertos, por lo que se recurre a las secciones rectangulares o trapeciales (Figura 3).

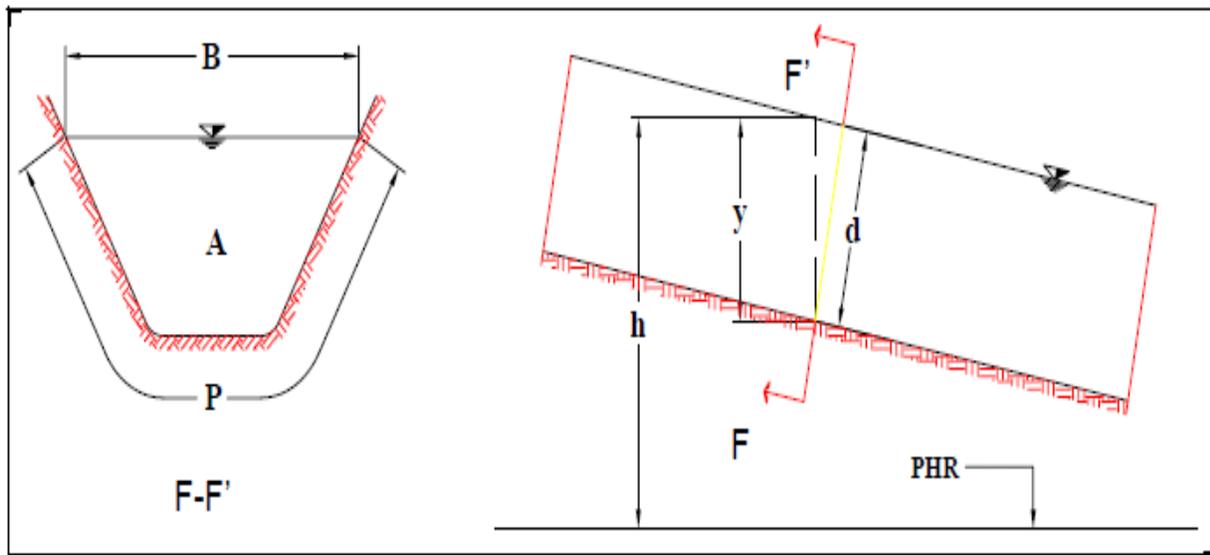


Figura 3. Parámetros hidráulicos en una conducción con superficie libre.

1.6.3.8. Cálculo hidráulico de canales para flujo uniforme.

El cálculo de canales, al igual que el de cualquier otra estructura en general, puede tener uno de estos objetivos: verificación o diseño. La verificación consiste en calcular el gasto que puede conducir un canal con una determinada sección hidráulica, pendiente y rugosidad. Mientras que el diseño, que también puede llamarse proyecto, consistirá en determinar la geometría de un canal para que pueda conducir un cierto gasto, llamado gasto de diseño.

Un concepto que es conveniente de introducir antes de presentar las rutinas de diseño es el de bordo o revancha, que juega un papel muy importante: es el margen de seguridad del canal frente a un exceso en la descarga o una imprecisión en el cálculo. Se llama bordo “r” a la distancia vertical entre la superficie libre y el nivel de coronamiento en las banquetas. La suma del tirante y el bordo se llama tirante total Y_t .

$$Y_t = y + r \quad (\text{Ec. 7})$$

Para definir una sección de canal trapecial se requiere de tres variables independientes: el ancho de fondo (b) y el talud (z), definen el contorno sólido y con el tirante Y se completa la sección hidráulica.

Material	Talud Z
Roca	Aproximadamente vertical
Estiércol y suelos de turba	¼: 1
Arcilla rígida o tierra con recubrimiento de concreto	½: 1 a 1:1
Tierra con recubrimiento de piedras o tierra en canales grandes	1:1
Arcilla firme o tierra en canales pequeños	1½: 1
Tierra arenosa suelta	2: 1
Marga arenosa o arcilla porosa	3: 1

Tabla 3: Taludes recomendados para algunos materiales
Fuente: Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow.

Una vez fijado el talud quedan dos variables, de manera que el camino podrá ser: adoptar un H y calcular b con la fórmula de Chezy-Manning:

$$Q = (1/n) * A * R^{2/3} * S^{1/2} \quad (\text{Ec. 8})$$

O a la inversa, adoptar b y calcular Y . Pero existe una tercera posibilidad que es la que generalmente se sigue: elegir una relación b/Y para luego calcular b y Y , con la finalidad de emplear la condición de máxima eficiencia hidráulica. Si se supone que el costo de construcción del canal, es aproximadamente proporcional al área hidráulica, entonces la sección más eficiente será la que con una cierta área A descargue el mayor gasto Q . Si se observa la ecuación de Chezy-Manning se comprenderá que esto se logra cuando el perímetro mojado es mínimo. De donde se deriva que:

$$b/Y = 2[\sqrt{1 + Z^2} - Z] \quad (\text{Ec. 9})$$

Al igual que en la red de tuberías, se debe verificar el número de Froude para determinar el tipo de flujo, recordando que la profundidad hidráulica en canales trapeciales es el área dividida por el ancho superior del canal. De manera similar, en la red de tuberías de los alcantarillados el número de Froude debe ser mayor de 1.1 para un régimen super-crítico y menor de 0.9 para un régimen sub-crítico.

$$NF = \frac{V}{\sqrt{gH}} \quad (\text{Ec. 10})$$

1.6.4. Normas generales de diseño para alcantarillas.

1.6.4.1. Localización de los colectores.

- Las tuberías del alcantarillado de aguas de lluvias deben extenderse por el eje de las calzadas.
- La tubería del acueducto deberá estar siempre por encima de la del alcantarillado y a una distancia vertical mínima de 0.20m entre la batea de la tubería del acueducto y la clave de la tubería del alcantarillado.

- La profundidad mínima entre rasante y clave de la tubería del alcantarillado es de 1m. En ocasiones, y solo para colectores iniciales, se puede adoptar un valor de 0.80m siempre que las conexiones domiciliarias lo permitan y el tráfico sea liviano.

1.6.4.2. Velocidad.

1.6.4.2.1. Velocidad mínima.

La velocidad mínima requerida en los alcantarillados pluviales depende de la norma exigida para el proyecto. La empresa de acueductos y alcantarillado de Nicaragua especifica 1.0 m/s como velocidad mínima admisible. Otras normas (INSFOPAL o INAS) recomiendan valores menores, del orden de 0.8 m/s a 0.9 m/s.

1.6.4.2.2. Velocidad máxima.

Para aguas con cantidades no significativas de sedimentos suspendidos, la velocidad máxima está en función del material de la tubería como se indica en la tabla 4.

Material de la Tubería	Agua con sedimentos coloidales	Agua con fragmentos de Arena y Grava
Ladrillo común	3.0	2.0
Ladrillo vetrificado y gres	5.0	3.3
Concreto de: 140 kg/cm ²	3.0	2.0
Concreto de: 210 kg/ cm ²	5.0	3.3
Concreto de: 250 kg/ cm ²	6.0	4.0
Concreto de: 280 kg/ cm ²	6.5	4.3
Concreto de: 315 kg/ cm ²	7.5	5.0
Concreto reforzado mayor de 280 kg/cm ² Y curado al vapor	10.0	6.6
Cloruro de Polivinilo	10.0	10.0

Tabla 4: Velocidad máxima para tuberías de alcantarillados

Fuente: Diseño de acueductos y alcantarillados, Ricardo Alfredo López Cualla, 2da edición.

1.6.4.3. Profundidad mínima de la clave de los colectores.

La red de colectores debe estar diseñada de tal manera que las aguas pluviales puedan drenar por gravedad. En general la profundidad mínima a la clave de la tubería debe ser de 1m con respecto a la rasante de la calzada. Sin embargo, en sistemas rurales es posible adoptar 0.80m para los colectores iniciales siempre y cuando el tráfico sea liviano.

1.6.4.4. Diámetro mínimo.

El diámetro mínimo de la sección de alcantarillas pluviales es de 10 plg (0.25 m).

1.6.4.5. Borde libre en los colectores.

A diferencia del alcantarillado sanitario, en el cual hay que tener en cuenta el coeficiente de utilización, el colector debe estar en capacidad de evacuar un caudal a tubo lleno igual o mayor que el caudal de diseño.

1.6.4.6. Sumideros de aguas de lluvias.

Los sumideros son las estructuras encargadas de recoger la escorrentía de las calles. Se ubican al lado de la calle y en la esquina, aguas debajo de cada manzana.

La entrada a la red del alcantarillado debe hacerse en los pozos de inspección. Cada sumidero estará conectado directamente o a través de otro sumidero con el pozo respectivo por medio de una tubería cuyo diámetro mínimo es de 8 plg (0.20m).

➤ Clasificación de los sumideros.

- Según el tipo de rejilla:

-Reja horizontal

-Reja vertical

-Reja horizontal y vertical

- Según el diseño de la caja:

-Sumidero con sello hidráulico

-Sumidero sin sello hidráulico

-Sumidero con desarenador

-Sumidero sin desarenador

1.6.4.7. Canaletas de aguas de lluvias.

Los canales son utilizados en combinación con las tuberías para la evacuación del agua de lluvia. Su sección puede ser rectangular o trapezoidal y pueden ser abiertos o cerrados. Un canal típico de agua de lluvias es un canal trapecial abierto de dos secciones. La sección inferior es revestida en concreto y la sección superior es revestida en grama. Se debe siempre dejar el acceso del equipo de limpieza a los canales.

Según el MTI (2008)⁷. La sección revestida en concreto se diseña para la escorrentía producida por un evento con frecuencia de 10 años, y la sección revestida en grama se diseña para una frecuencia de 25 años, si el área de drenaje es inferior a 1000 hectáreas.

1.6.4.8. Pendiente de los taludes.

La pendiente del talud apropiada depende del tipo de suelo. Como se indica en la tabla 5.

Material	1:m
Roca	Casi vertical
Arcilla con revestimiento en concreto	1:0-1:1
Tierra con revestimiento en piedra	1:1
Arcilla firme	1:1.5
Arena suelta	1:2
Limo arenoso o arcilla porosa	1:3

Tabla 5: Pendiente del talud (vertical: horizontal)

Fuente: Diseño de acueductos y alcantarillados, Ricardo Alfredo López Cualla, 2da edición.

⁷ Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). (2008). *Manual para la revisión de estudios hidrotécnicos de drenaje menor. Managua, Nicaragua: División general de planificación.*

1.6.5. Diseño hidráulico de tuberías de alcantarillado.

1.6.5.1. Fórmula y coeficiente de rugosidad.

El cálculo hidráulico de las alcantarillas se deberá hacer en base al criterio de la tensión de arrastre:

$$\tau_0 = \gamma * Rh * S_0 \quad (\text{Ec. 11})$$

τ_0 = Tensión de arrastre en Pa, se recomienda un valor mínimo de $\tau_0 = 1\text{Pa}$

γ = Peso específico del líquido en N/m^3

R = Radio hidráulico a gasto mínimo en m

S = Pendiente mínima en m/m

Las condiciones reales de funcionamiento de velocidades y profundidades de la lámina de agua de la tubería se determinan mediante la ecuación de diseño para conductos con flujo por gravedad, ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} A \quad (\text{Ec. 12})$$

En donde: Q = Caudal de diseño (m^3/s)

A = Área de la sección de flujo (m^2)

R = Radio hidráulico $R = \frac{A}{P} = \frac{\pi D^2}{4\pi D} = \frac{D}{4}$

P = Perímetro mojado (m)

D = Diámetro de la tubería (m)

S = Pendiente de la tubería (m/m)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

Del radio hidráulico igual a $D/4$, se sustituye en la ecuación 12 y se obtiene

$$D = 1.548 \left(\frac{n * Q}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (\text{Ec. 13})$$

Al calcular el diámetro de la tubería por medio de la ecuación 13, se tiene que seleccionar el diámetro comercial superior (máximo 6" (0.1524m)). Con este nuevo valor del diámetro, se calcula el caudal a tubo lleno, Q_0 , utilizando la ecuación:

$$Q = 0.312 \left(\frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} \right) \quad (\text{Ec. 14})$$

Y la velocidad a tubo lleno, V_0 , dividiendo el caudal a tubo lleno por el área de la sección del diámetro comercial.

Obtenida la relación de Q/Q_0 , utilizamos la tabla 6, de donde se obtienen las relaciones V/V_0 y d/D_0

- En donde:
- Q= caudal de diseño
 - Q₀= caudal a tubo lleno
 - V= velocidad de diseño
 - V₀= velocidad a tubo lleno
 - d= lámina de agua en la tubería
 - D= diámetro comercial de la tubería
 - R= radio hidráulico al caudal de diseño
 - R₀= radio hidráulico a tubo lleno
 - n= número de Manning a caudal de diseño
 - n₀= número de Manning a tubo lleno

Q/Qo	Rel.	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	V/Vo	0.000	0.292	0.362	0.400	0.427	0.453	0.473	0.492	0.505	0.520
	d/D	0.000	0.092	0.124	0.148	0.165	0.182	0.196	0.210	0.220	0.232
	R/Ro	0.000	0.239	0.315	0.370	0.410	0.449	0.481	0.510	0.530	0.554
0.1	V/Vo	0.540	0.553	0.570	0.580	0.590	0.600	0.613	0.624	0.634	0.645
	d/D	0.248	0.258	0.270	0.280	0.289	0.298	0.308	0.315	0.323	0.334
	R/Ro	0.586	0.606	0.630	0.650	0.668	0.686	0.704	0.716	0.729	0.748
0.2	V/Vo	0.656	0.664	0.672	0.680	0.687	0.695	0.700	0.706	0.713	0.720
	d/D	0.346	0.353	0.362	0.370	0.379	0.386	0.393	0.400	0.409	0.417
	R/Ro	0.768	0.780	0.795	0.809	0.824	0.836	0.848	0.860	0.874	0.886
0.3	V/Vo	0.729	0.732	0.740	0.750	0.755	0.760	0.768	0.776	0.781	0.787
	d/D	0.424	0.431	0.439	0.447	0.452	0.460	0.468	0.476	0.482	0.488
	R/Ro	0.896	0.907	0.919	0.931	0.938	0.950	0.962	0.974	0.983	0.992
0.4	V/Vo	0.796	0.802	0.806	0.810	0.816	0.822	0.830	0.834	0.840	0.845
	d/D	0.498	0.504	0.510	0.516	0.523	0.530	0.536	0.542	0.550	0.557
	R/Ro	1.007	1.014	1.021	1.028	1.035	1.043	1.050	1.056	1.065	1.073
0.5	V/Vo	0.850	0.855	0.860	0.865	0.870	0.875	0.880	0.885	0.890	0.895
	d/D	0.563	0.570	0.576	0.582	0.588	0.594	0.601	0.608	0.615	0.620
	R/Ro	1.079	1.087	1.094	1.100	1.107	1.113	1.121	1.125	1.129	1.132
0.6	V/Vo	0.900	0.903	0.908	0.913	0.918	0.922	0.927	0.931	0.936	0.941
	d/D	0.626	0.632	0.639	0.645	0.651	0.658	0.666	0.672	0.678	0.686
	R/Ro	0.136	1.139	1.143	1.147	1.151	1.155	1.160	1.163	1.167	1.172
0.7	V/Vo	0.945	0.951	0.955	0.958	0.961	0.965	0.969	0.972	0.975	0.980
	d/D	0.692	0.699	0.705	0.710	0.719	0.724	0.732	0.738	0.743	0.750
	R/Ro	1.175	1.179	1.182	1.184	1.188	1.190	1.193	1.195	1.197	1.200
0.8	V/Vo	0.984	0.987	0.990	0.993	0.997	1.001	1.005	1.007	1.011	1.015
	d/D	0.756	0.763	0.770	0.778	0.785	0.791	0.798	0.804	0.813	0.820
	R/Ro	1.202	1.205	1.208	1.211	1.214	1.216	1.219	1.219	1.215	1.214
0.9	V/Vo	1.018	1.021	1.024	1.027	1.030	1.033	1.036	1.038	1.039	1.040
	d/D	0.826	0.835	0.843	0.852	0.860	0.868	0.876	0.884	0.892	0.900
	R/Ro	1.212	1.210	1.207	1.204	1.202	1.200	1.197	1.195	1.192	1.190
1.0	V/Vo	1.041	1.042	1.042	1.042						
	d/D	0.914	0.920	0.931	0.942						
	R/Ro	1.172	1.164	1.150	1.136						

Tabla 6: Relaciones hidráulicas para conductos circulares.

Fuente: Diseño de acueductos y alcantarillados. López Cualla R.A., 2da edición.

Se pueden usar diferentes clases de tuberías, las cuales se seleccionarán de acuerdo a las condiciones en que funcionará el sistema y a los costos de inversión y de operación y mantenimiento.

Generalmente las colectoras hasta 375 mm (15”) de diámetro son diseñadas para trabajar, como máximo, a la media sección, destinándose la mitad superior de los conductos a la ventilación del sistema y a las imprevisiones y oscilaciones excepcionales.

Las colectoras mayores que reciben efluentes de redes relativamente extensas, que corresponden a mayor población tributaria, están sujetas a menores variaciones de caudal y por eso pueden ser dimensionadas para funcionar con tirantes de 0.70 a 0.80 del diámetro.

En la tabla 7, se indican valores del coeficiente de rugosidad “n” de Manning, para las tuberías de uso más corriente.

Material	Coeficiente “n”		Material	Coeficiente “n”
Concreto	0.013		Hierro galvanizado (H ^o G ^o)	0.014
Polivinilo (PVC)	0.009		Hierro Fundido (H ^o F ^o)	0.012
Polietileno (PE)	0.009		Fibra de vidrio	0.010
Asbesto-Cemento (AC)	0.010			

Tabla 7: Coeficiente de rugosidad de Manning para diferentes materiales de las tuberías.
Fuente: Diseño de acueductos y alcantarillados. López Cualla R.A., 2da edición.

EL fluente deberá ser estable y para ello el número de Froude debe estar en el rango: $0.9 < NF < 1.10$

El número de Froude se calcula mediante la expresión de la ecuación (Ec. 10) del acápite **1.6.3.8.**

CAPITULO 2: DIAGNÓSTICO SOCIO URBANO Y ESTRUCTURAL DEL DRENAJE SUPERFICIAL ACTUAL DEL MUNICIPIO DE LA CONCEPCIÓN.

2.1. Descripción del área de ubicación del proyecto.

El proyecto se ubica en el casco urbano del municipio de La Concepción-Masaya, y comprende seis de sus diez sectores oficiales los cuales son: Francisco Reyes, Reparto Covilaco, Juan Dávila, Anexo Juan Dávila, La Mascota y Santiago Paiz.

Nombre del municipio	La Concepción
Nombre del departamento	Masaya
Fecha de fundación	1889
Extensión territorial	73 Km ²
Referencia geográfica	La cabecera municipal se encuentra a una distancia de 32 Km de Managua, capital de la República de Nicaragua.
Posición geográfica	Se ubica entre las coordenadas 11°56' de latitud norte y 86°11' longitud oeste
Superficie	65.67 Km ²
Limites	Al norte con los municipios de Nindirí y Ticuantepe (Dpto. de Managua). Al sur con el municipio de San Marcos (Dpto. de Carazo). Al este con el municipio de Masatepe. Al oeste con el municipio de Managua.
Clima	Oscila entre 71 y 214 mm. La Temperatura oscila entre 26.2° a 27.3° C., lo que define como bosque húmedo sub-tropical, es decir, un clima agradable y fresco.
altitud sobre el nivel del mar	460.00 m
Población	Total: 38,690 hab. Población urbana: 13,154 hab. Población rural: 25,536 hab.

Tabla 8. Ficha Municipal de La Concepción.

Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

En esta etapa diagnóstica se recurrió a la elaboración de encuestas aplicadas a una muestra de 250 pobladores, dicha muestra es representativa, la cual permitió obtener una visualización general de la situación social, económica y práctica de los habitantes del municipio.

La encuesta se aplicó a pobladores que actualmente residen en la zona de interés, tanto en el área urbana como periurbana por sus cercanías al casco urbano. Además de la encuesta, también se realizaron entrevistas a profesionales que tienen conocimiento del tema o la problemática de las inundaciones.

Para determinar el tamaño de la muestra, y que ésta sea confiable, se realizó un proceso estadístico de la siguiente manera:

Hemos tomado como tamaño de población (universo N), la población urbana de La Concepción, que de acuerdo a los datos reflejados en el censo poblacional del año 2005 es de 13,154 habitantes, con un nivel de confianza del 95% y un error de estimación de 5%.

Con estos datos estimamos el tamaño de la muestra, que de acuerdo a Levin, R. (1988)⁸ se obtiene por la siguiente ecuación:

$$n = \frac{Z^2 pqN}{Ne^2 + Z^2 pq} \quad (\text{Ec. 15}) \quad \text{donde :}$$

- Z= Nivel de confianza
- P= probabilidad a favor
- q= probabilidad en contra
- N= universo
- e= error estimado

El valor de Z se determina mediante los niveles de confianza (es un valor constante) y se obtiene de la tabla 9.

⁸Levin R. (1988). *Estadística para administradores. México, Prentice-Hall Latinoamericana.*

TABLA DE APOYO AL CÁLCULO DEL TAMAÑO DE UNA MUESTRA POR NIVELES DE CONFIANZA									
Certeza	95%	94%	93%	92%	91%	90%	80%	62.27%	50%
Z	1.96	1.88	1.81	1.75	1.69	1.65	1.28	1	0.6745
Z ²	3.84	3.53	3.28	3.06	2.86	2.72	1.64	1.00	0.45
e	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.20	0.37	0.50
e ²	0.0025	0.0036	0.0049	0.0064	0.0081	0.01	0.04	0.1369	0.25

Tabla 9: Tabla de apoyo al cálculo del tamaño de una muestra por niveles de confianza.
Fuente: Estadística para administradores. Levin R. 2da ed.

$$n = \frac{(1.96)^2 * 0.5(1 - 0.5) * 13,154}{13,154(0.05)^2 + 1.96^2(0.5)(0.5)} = 373$$

$n = 373$ Hab.

De acuerdo a este resultado, el tamaño de la muestra de la población debe ser de 373 habitantes; sin embargo el tamaño adoptado de la muestra en este trabajo es de 250 pobladores por razones de tiempo y recursos económicos no disponibles.

Para definir el diagnóstico sobre el estado actual del drenaje superficial se hizo uso de fichas de evaluación técnica donde se describen y cuantifican las obras que se encuentran en buen y en mal estado. Esta etapa permitió valorar las fortalezas y debilidades que puede haber en el área del drenaje pluvial y como estas pueden influir en la ejecución del proyecto a futuro.

2.2. Características socioeconómicas y urbanas.

2.2.1. Población y tiempo de residencia.

Según los datos reflejados del análisis de la encuesta socioeconómica, se observa que el 27.20% de la población tiene de 11 a 15 años y el 64.40% de la población tiene más de 15 años de residir en el municipio, este dato indica que la mayor parte de la población tiene conocimiento del impacto de las inundaciones en dicho municipio.



Figura 4: Tiempo de residencia en el municipio de La Concepción.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

El nivel de instrucción educativa de los encuestados, en su mayoría alcanza el nivel de primaria 45.40% (generalmente incompleto), seguido del nivel de secundaria con un 30.20% (generalmente incompleto). Es importante destacar que según los datos reflejados del análisis de la encuesta existe un porcentaje de 14.80% de población que no han alcanzado ningún nivel de educación. El 48.40% de los hogares tienen de 5 a 10 miembros en sus casas.

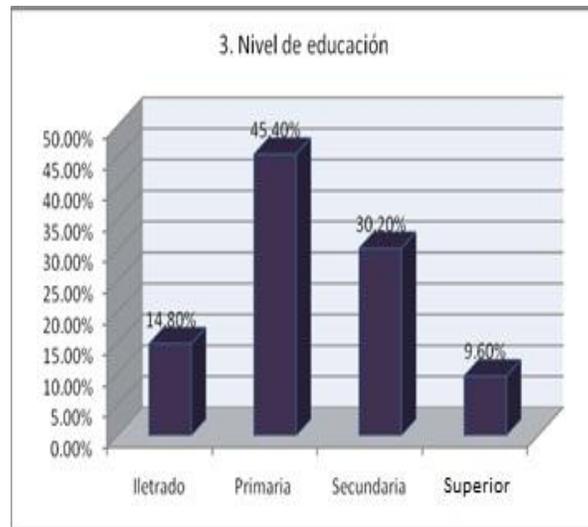


Figura 5: Nivel de instrucción educativa.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

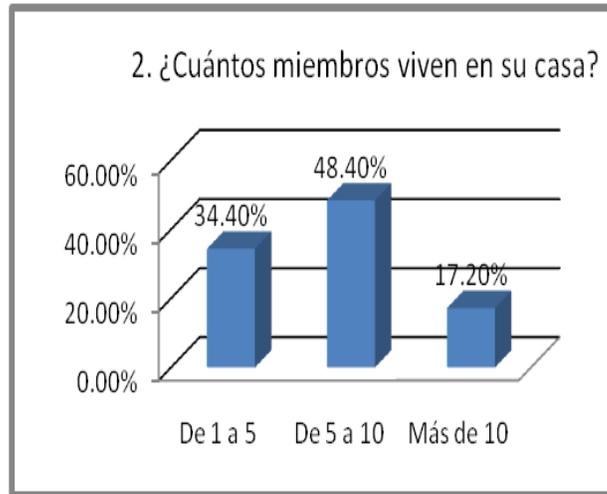


Figura 6: Número de personas por viviendas.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

2.2.2. Infraestructura y carencias de la zona del proyecto.

En la zona urbana del municipio existen servicios públicos y privados tales como: clínicas, puestos comerciales, cyber café, farmacias, estación policial, además de los servicios básicos de agua potable, energía y telecomunicaciones.

Existen templos religiosos y parques de recreación, siendo el templo religioso de La Concepción (cuyo nombre es el mismo del municipio) el de mayor valor cultural para los pobladores y visitantes, las calles del centro urbano se encuentran adoquinadas. Algunas de las cuales tienen tramos que funcionan como calle-cauces.

Además de estas obras que forman parte de la misma infraestructura del municipio, se integran otras estructuras como postes de tendido eléctrico y telefónicos.

El municipio no cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario por lo que la población utiliza letrinas y sumideros como única alternativa para deposición de las excretas. De igual manera no cuenta con un sistema de drenaje pluvial, lo que ocasiona que en el centro urbano, propiamente en la calle central se produzcan grandes inundaciones y el deterioro en varios tramos de la calle.

2.2.3. Desarrollo y aspectos económicos del municipio.

Según los datos de la encuesta, la población de La Concepción se dedica en su mayoría a las actividades económicas de la agricultura y comercio. El 80% de los encuestados trabajan por lo que se refleja que el nivel de desempleo es poco, el 42.40% realizan trabajos cuyas actividades le son remuneradas, mientras que tan solo el 27.60% tienen un trabajo permanente.

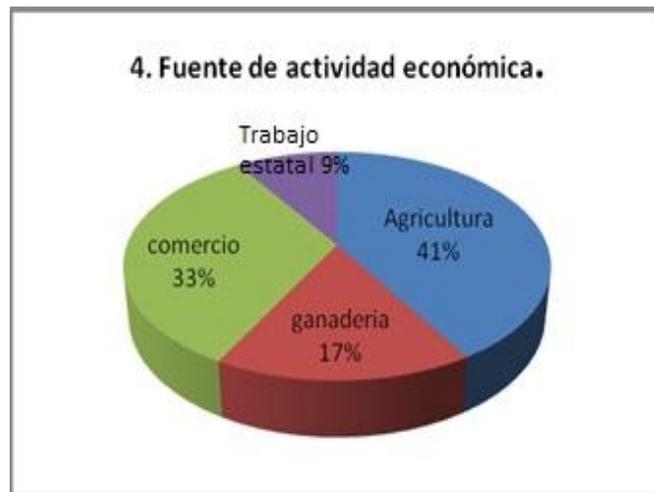


Figura 7: Principales actividades económicas. Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.



Figura 8: Población económicamente activa. Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

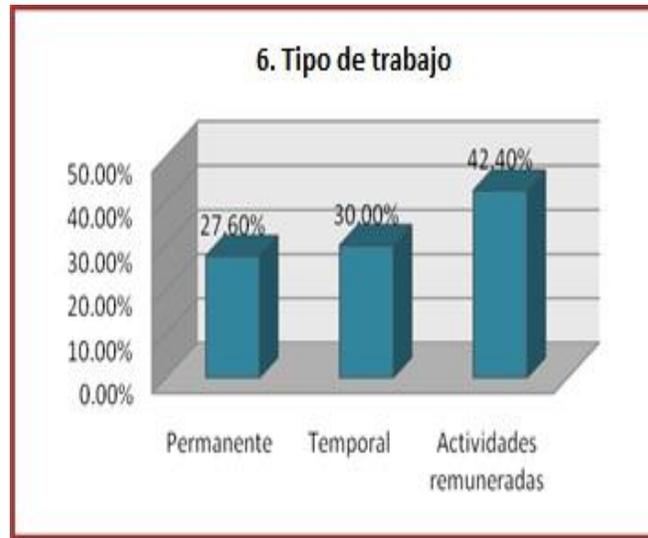


Figura 9: Categoría ocupacional.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

2.2.4. Salud y bienestar comunitario.

De la muestra de los 250 encuestados el 67.25% expresa que en temporada de lluvias se ven obligados a enfrentar inundaciones, principalmente en las calles. Siendo esto un problema que afecta al 44.80% de manera directa, mientras que al 23.60% de manera directa e indirectamente.

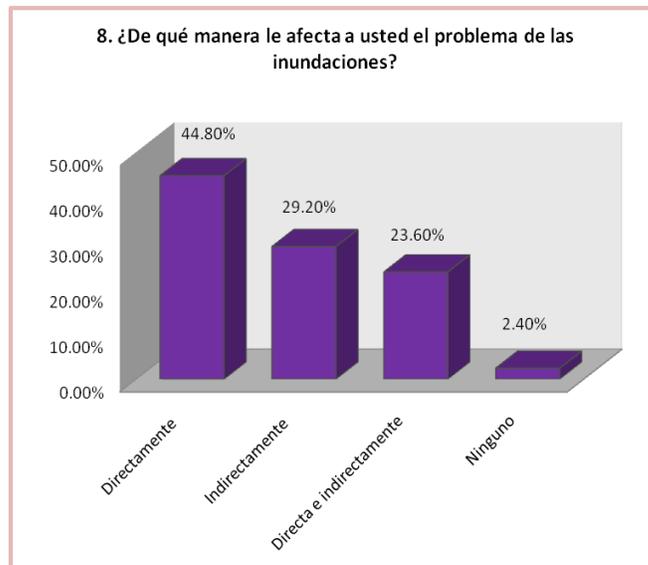


Figura 10: Apreciación del problema.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.



Figura 11: Grado de afectación por inundaciones.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

Según el 90% de los encuestados consideran que las inundaciones representan un riesgo para la salud de toda la comunidad, debido a que en época de invierno se incrementan las enfermedades diarreicas, dengue, malaria entre otras por falta de higiene ambiental, el 65.37% valora que las consecuencias físicas y lógicamente negativas se evidencian en los daños de las calles y caminos, en tanto que el 28.50% en la acumulación de desechos sólidos, ya que los pobladores aprovechan las corrientes de agua que fluyen en las calles para deshacerse de la basura de sus casas, además de los otros materiales que éstas arrastran y acumulan.



Figura 12: Riesgo a la salud poblacional.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

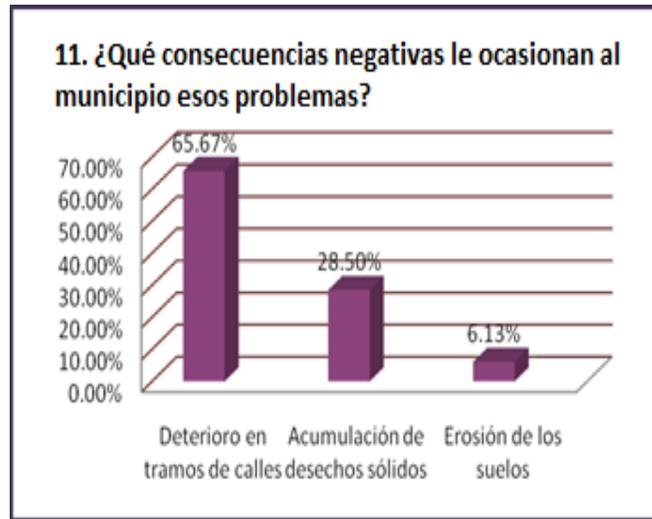


Figura 13: Consecuencias físicas del problema.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

Al continuar año con año con el mismo problema de las inundaciones, las consecuencias o impactos que éstas ocasionan tanto a la salud como a la infraestructura y el bienestar de la población que habitan tanto en la zona urbana como periurbana de La Concepción aumentan; el 52.40% de la muestra de los 250 encuestados valora como deficiente el trabajo que la Alcaldía Municipal ha venido realizando para mitigar este problema y tan sólo el 9.20% califica la labor como buena.

Según, Aburto (2012)⁹. La Alcaldía Municipal invertirá este año en Infraestructura Vial un monto de C\$14, 350,000.00 (Catorce millones, trescientos cincuenta mil córdobas), en servicios municipales un monto de C\$5, 305,000.00 (Cinco millones, trescientos cinco mil córdobas), servicios recreativos, sociales, culturales y religiosos un monto de C\$2,150,000.00 (Dos millones, ciento cincuenta mil córdobas), educación, salud y saneamiento un monto de C\$3, 556, 694.00 (Tres millones, quinientos cincuenta y seis mil, seiscientos noventa y cuatro córdobas). Sin embargo en dicho presupuesto no se refleja un monto específico para obras de drenaje, que controlen las corrientes de agua y reduzcan el impacto de las inundaciones.

⁹ Alcaldía La Concepción. (2012). *Plan de Inversión Anual 2012. Dirección de Obras Públicas. La Concepción, Nicaragua.*

Mendoza, G. (2012)¹⁰. Valora que es necesario implementar medidas estructurales, así como un buen sistema de alcantarillado que drene las aguas de manera cómoda y segura, al igual que medidas no estructurales a través de programas de concientización ciudadana, charlas sobre el uso de los suelos y los recurso hídricos.

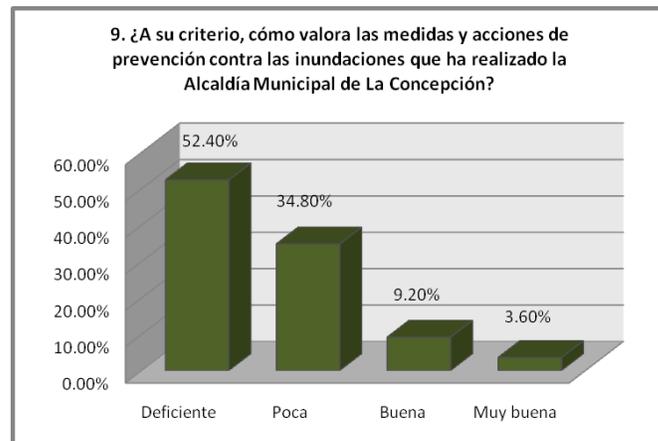


Figura 14: Valoración poblacional sobre las medidas actuales de la AM contra las inundaciones
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

Esta valoración es acertada con la opinión del 68.40% de los encuestados que piensan que la Alcaldía Municipal debería de ejecutar medidas tanto estructurales como no estructurales para prevenir las inundaciones.

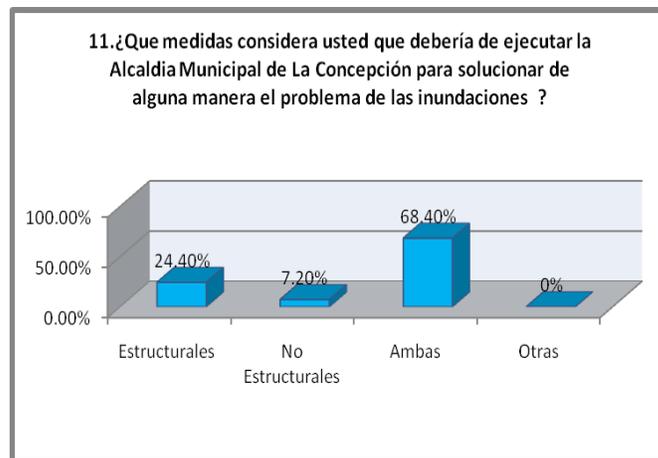


Figura 15: Medidas de solución.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

¹⁰ Mendoza, G. (2012). Encuesta Socioeconómica aplicada a pobladores y comerciantes de La Concepción. La Concepción.

2.3. Evaluación del estado físico y estructural del drenaje pluvial existente.

De acuerdo a las observaciones y datos levantados sobre el estado actual del drenaje superficial de toda el área de estudio; se aprecia que es en la calle principal donde se concentra el mayor daño, siendo el tramo que va desde el antiguo puesto El Retén hasta el mercadito de La Concepción, y que tiene como pendiente promedio el 2.26% y una longitud de 1, 022 metros. De esta longitud de tramo, 420 ml de cuneta se encuentran en mal estado, del área total de 8,176 m² de la estructura de rodamiento en ese tramo existen 625.00 m² en mal estado.

El segundo tramo más importante es el que va desde el cementerio hasta la intersección con la calle principal, en la dirección Oeste-Este y tiene una longitud de 934 metros de los cuales el 63.30% se encuentran en regular estado.

2.3.1. Cuerpo receptor y descarga final del sistema.

El sitio de descarga propuesto es un canal a cielo abierto trapecial, el cual reemplazará un cauce natural existente a 505 metros al sur del parque central, con una longitud de 290 metros, y de sección muy irregular, el cual se une a una estructura de cruce compuesta por dos alcantarillas de 42" de diámetro que permite el acceso del caudal a su disposición final.

La estructura de vertido propuesto será diseñada para un gasto de 5.6562 m³/s del nuevo sistema con el propósito de asegurar la descarga continua y segura.

Aunque la disposición final de las aguas captadas por el sistema de alcantarillado no es una estructura que forme parte del mismo, si representa una parte fundamental del proyecto. Su importancia radica en que si no se define con anterioridad a la construcción del proyecto el destino de las aguas pluviales, entonces se pueden provocar graves daños al medio ambiente.

CAPITULO 3: ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL.

3.1. Metodología y caracterización de la cuenca en estudio.

3.1.1. Ubicación del punto de interés.

Se localizó en el mapa geodésico proporcionado por el Instituto Nacional de Estudios Territoriales. El mapa de referencia utilizado, está a una escala de 1:50,000, y permite distinguir y visualizar con claridad las curvas de nivel (Figura 16).

- Curvas principales, distancia entre curvas 20m
- Curvas secundarias, distancia entre curvas 10m.



Figura 16: Ubicación de la cuenca en estudio.

Fuente: Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (2011). Latitud norte 11°56', Longitud oeste 86°11', Elevación 460m.

3.1.2. Delimitación de la cuenca.

Se delimitó la cuenca estableciendo como punto de control o de cierre el que corresponda a los sitios de interés de acuerdo al propósito del estudio, o sea la ubicación de las entradas de cada una de las líneas de drenaje de corrientes que aportan caudal al casco urbano del municipio y el inicio del canal.

3.1.3. División de la cuenca en sub-cuencas.

La cuenca se dividió en dos sub-cuencas (ver juego de planos, Hoja 3), que de acuerdo a la topografía, ésta drena a través de 2 líneas de corrientes cuyas áreas contribuyentes aportan caudal al casco urbano del municipio.

3.1.4. Caracterización y determinación de índice y parámetros morfométricos de la cuenca.

En el estudio de cuencas hidrográficas, no solamente interesa el volumen total a la salida de la cuenca, sino también su distribución espacial y temporal, para lo cual se necesita tener un buen conocimiento de sus características; sin embargo el movimiento del agua en la naturaleza es una función compleja en la cual intervienen diversos factores, entre los cuales se pueden resaltar su clima y sus características fisiográficas.

3.1.4.1. Cálculo y clasificación de los índices y parámetros utilizados.

Los parámetros de la cuenca se obtuvieron a partir del mapa digitalizado de la red de drenaje, haciendo uso del programa AutoCAD:

- Superficie de drenaje 2.0513 km²
- Perímetro 8.513 km
- Longitud de drenaje principal de la cuenca 3.006 km
- Longitud total de los cursos de agua de la hoya 5.723 km

3.1.4.1.1. Superficie por debajo de la curva:

Curva de nivel	Superficie debajo de la curva (Km ²)
680	2.0513
660	1.8141
640	1.5532
620	1.2901
600	0.9373
580	0.4442
560	0.0928

Tabla 10: Superficie por debajo de la curva
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

3.1.4.1.2. Forma de la cuenca:

Índice de compacidad de Gravelius

$$K_c = \frac{0.28P}{\sqrt{S}} \quad (\text{Ec. 16}) \quad ; \text{ Donde } K_c: \text{ Índice de compacidad de Gravelius}$$

P: Perímetro de la cuenca

S: Superficie de La cuenca

$$K_c = \frac{0.28 * 8.513 \text{ km}}{\sqrt{2.0513 \text{ km}^2}} \quad K_c = 1.66$$

El grado de aproximación de K_c a la unidad indicará la tendencia a concentrar fuertes volúmenes de aguas de escurrimiento, siendo más acentuado cuanto más cercano sea a la unidad, lo cual quiere decir que entre más bajo sea K_c , mayor será la concentración de agua.

Existen tres categorías para la clasificación según el valor de este parámetro, los cuales se muestran en la tabla 11.

Rangos de K_c	Clases de compacidad
-1.25	Redonda a oval redonda
1.25-1.50	De oval redonda a oval oblonga
1.50-1.75	De oval oblonga a rectangular oblonga

Tabla 11: Clases de valores de compacidad.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

Factor de forma

$$K_f = \frac{S}{L^2} \quad (\text{Ec. 17}) \quad ; \text{ Donde } K_f: \text{ Factor de forma}$$

S: Superficie de drenaje

L: Longitud de drenaje

$$K_f = \frac{2.0513 \text{ km}^2}{(3.006 \text{ km})^2} \quad K_f = 0.23$$

Un valor de K_f superior a la unidad nos proporciona el grado de achatamiento de la cuenca o el de un río principal corto. En consecuencia, con tendencia a concentrar el escurrimiento de una lluvia intensa formando fácilmente grandes crecidas.

En la tabla 12, se propone la siguiente clasificación:

Rangos de K_f	Clases de forma
0.01-0.18	Muy poco achatada
0.18-0.36	Ligeramente achatada
0.36-0.54	Moderadamente achatada

Tabla 12: Clases de valores de forma.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

3.1.4.1.3. Sistema de drenaje.

Densidad de drenaje

$$D_d = \frac{L}{S} \quad (\text{Ec. 18}) \quad ; \text{ Donde } D_d: \text{ Densidad de drenaje}$$

L: Longitud total de corriente de agua

S: Superficie de drenaje

$$D_d = \frac{5.723 \text{ km}}{2.0513 \text{ km}^2} \quad D_d = 2.79 \text{ km}^{-1}$$

Para valores de D_d próximos a 0.5 km^{-1} o mayores indican la eficiencia de la red de drenaje.

La red de drenaje toma sus características, influenciada por las lluvias y la topografía. Por esto se tiene que para un valor alto de D_d corresponden grandes volúmenes de escurrimiento, al igual que mayores velocidades de desplazamiento de las aguas, lo que producirá ascensos de las corrientes.

La tabla 13 muestra las clases de densidad de drenaje:

Rangos de densidad	Clases
0.01-1.8	Baja
1.9-3.6	Moderada
3.7-5.6	Alta

Tabla 13: Clases de densidad de drenaje.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

3.1.4.1.4. Características del relieve de la cuenca.

Pendiente de drenaje

$$I_{\text{drenaje}} = [(H_{\text{max}} - H_{\text{min}}) / L_{\text{drenaje}}]; \quad \text{Donde } I_{\text{drenaje}}: \text{ Pendiente de drenaje}$$

(Ec. 19)

H_{max} : Cota máxima

H_{min} : Cota mínima

L_{drenaje} : Longitud de drenaje

$$I_{\text{drenaje}} = \frac{680 \text{ m} - 549 \text{ m}}{3006 \text{ m}} \quad I_{\text{drenaje}} = 0.044$$

La tabla 14 muestra los valores agrupados en clases:

Rangos de pendiente	Clases
0.01 - 0.05	Suave
0.06 - 0.11	Moderada
0.12 - 0.17	Fuerte

Tabla 14: Rangos de pendiente.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

En la siguiente tabla 15, se muestran los datos para determinar el índice de alargamiento y la altitud media de la cuenca en estudio.

Intervalo de Cotas	Cota media (msnm)	Área entre Cotas (Km ²)	Área Acumulada (2.0513 Km ²)	% de Área	B	ΔH	% de Área acumulada descendente
549-560	554.5	0.0928	1.9585	4.52	0.0452	11	95.48
560-580	570	0.3514	1.6071	17.13	0.1713	20	78.35
580-600	590	0.4931	1.114	24.04	0.2404	20	54.31
600-620	610	0.3528	0.7612	17.20	0.1720	20	37.11
620-640	630	0.2631	0.4981	12.83	0.1283	20	24.28
640-660	650	0.2609	0.2372	12.72	0.1272	20	11.56
660-680	670	0.2372	0	11.56	0.1156	20	0
Σ		2.0513		100			

Tabla 15: Datos para determinar índice de alargamiento y altitud media de la cuenca.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

Rectángulo equivalente

$$L = \frac{P \pm \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$$

(Ec. 20);

Donde

L: Lado mayor

P: Perímetro de la cuenca

S: Superficie de drenaje

$$L = \frac{8.513Km + \sqrt{(8.513 Km)^2 - 16 * 2.0513Km^2}}{4} \quad L = 3.703 \text{ Km}$$

$$L = \frac{P - \sqrt{P^2 - 16S}}{4} \quad L = \frac{8.513Km - \sqrt{(8.513 Km)^2 - 16 * 2.0513Km^2}}{4} \quad L = 0.554 \text{ km}$$

Índice de alargamiento

$$I_a = \frac{1}{L} * \sum_{i=1}^n \sqrt{\frac{\Delta H.B}{1000}} \quad (\text{Ec. 21});$$

Donde I_a : Índice de alargamiento

L : Longitud del rectángulo equivalente

ΔH : Diferencia de altura entre 2 curvas de nivel

B : Tanto por uno de la superficie comprendida entre 2 curvas de niveles correspondientes, respecto a la superficie total de la cuenca.

$$I_a = \frac{1}{\sqrt{3.703}} * \left(\frac{11 * 0.0452}{1000} + \frac{20 * 0.1713}{1000} + \frac{20 * 0.2404}{1000} + \frac{20 * 0.1720}{1000} + \frac{20 * 0.1283}{1000} + \frac{20 * 0.1272}{1000} + \frac{20 * 0.1156}{1000} \right)$$

$$I_a = 0.0102$$

Cuando I_a toma valor mayor a la unidad, se trata de cuencas alargadas, mientras que para valores cercanos a 1, se trata de una cuenca cuya red de drenaje presenta la forma de abanico y puede tenerse un río principal corto.

La tabla 16 muestra los valores agrupados en clases:

Rangos de I_a	Clases
0.0 – 1.4	Poco alargada
1.5 – 2.8	Moderadamente alargada
2.9 – 4.2	Muy alargada

Tabla 16: Rangos de I_a .

Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

Altitud media

$$A_m = \frac{\sum_{i=1}^n H_i - S_i}{S_{total}} \quad (\text{Ec. 22});$$

Donde A_m : Elevación media de la cuenca (m)

S_i : Área de cada franja en (Km^2 o m^2) de acuerdo al tamaño de la cuenca

H_i : Promedio de las curvas de nivel que delimita cada franja

S_{total} : Área total de la cuenca en (Km^2 o m^2)

$$A_m = \frac{(554.5 \cdot 0.0928) + (570 \cdot 0.3514) + (590 \cdot 0.4931) + (610 \cdot 0.3528) + (630 \cdot 0.2631) + (650 \cdot 0.2609) + (670 \cdot 0.2372)}{2.0513}$$

$$A_m = 610.42 \text{ m}$$

Coficiente de masividad

$$K_m = \frac{A_m}{S_t} \quad (\text{Ec. 23}); \quad \text{Donde } K_m: \text{Coficiente de masividad}$$

A_m : Elevación media de la cuenca (m)

S_i : Área total de la cuenca en (km^2)

$$K_m = \frac{610.42 \text{ m}}{2.0513 \text{ km}^2} \quad K_m = 297.58$$

Este valor toma valores bajos en cuencas montañosas y altos en cuencas llanas.

La tabla 17 muestra los valores agrupados en clases:

Rangos de K_m	Clases de masividad
0 – 35	Muy montañosa
35 – 70	Montañosa
70 – 105	Moderadamente montañosa

Tabla 17: Rangos de K_m .
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

De acuerdo a los resultados del análisis de las características morfométricas de la cuenca hidrográfica, se obtiene la tabla 18.

Morfometría	Nombre de la Cuenca	Clasificación
Perímetro (km)	8.513	---
Longitud del cauce principal (km)	3.006	Corto
Ancho de cuenca (km)	0.554	---
Altitud media (msnm)	610.42	Baja
Área (km ²)	2.0513	Pequeña
Altitud mínima	549	---
Altitud máxima	680	---
Desnivel	131	---
Factor de forma	0.23	Ligeramente achatada
Índice de compacidad de Gravelius	1.66	De oval oblonga a rectangular oblonga
Índice de alargamiento	0.0102	Poco alargada
Coefficiente de masividad	297.58	Llana
Densidad de drenaje (km ⁻¹)	2.79	Moderada
Pendiente de drenaje principal	0.044	Suave

Tabla 18: Características morfométricas de la cuenca hidrográfica.

Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

3.2. Curvas intensidad duración frecuencia (IDF).

3.2.1. Determinación de las intensidades máximas.

De los datos obtenidos de la estación meteorológica más cercana Campos Azules, Masatepe, se tomó como referencia de análisis los años comprendido entre 2000 y 2009, y los diferente periodos de tiempos de 5, 10, 15, 30, 60 y 120 minutos, (ver anexo 3). Los datos obtenidos de las series en años se ordenaron de mayor a menor, luego se calcula directamente el promedio de las mismas \bar{X} y su desviación estándar S_x .

De los resultados obtenidos de \bar{X} y S_x se determinan los parámetros de α y β de la distribución de Gumbell con:

$$\alpha = 1.281/S_x \quad (\text{Ec. 24}) \quad \text{y} \quad \beta = \bar{X} - 0.4506S_x \quad (\text{Ec. 25})$$

En la tabla 19 se presentan los datos de Intensidades máximas anuales de precipitación en orden decreciente, período 2000-2009 para la estación Campos Azules, Masatepe.

5 minutos	10 minutos	15 minutos	30 minutos	60 minutos	120 minutos
156.0	120.4	114.4	80.8	66.1	45.9
146.4	117.6	114.0	78.4	62.9	37.9
126.0	116.4	113.2	76.8	56.8	32.3
121.2	115.8	104.0	76.2	54.3	31.8
121.2	115.8	97.6	76.2	45.7	31.5
120.0	115.2	90.4	69.2	45.1	29.8
118.8	110.4	88.0	67.2	44.8	27.3
112.8	99.0	84.8	63.4	44.1	26.0
112.8	94.8	77.6	62.0	43.7	23.3
111.6	91.8	76.8	52.4	41.9	22.1

Tabla 19: Datos de Intensidades de precipitación en orden decreciente, período 2000-2009 para la estación Campos Azules, Masatepe.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

3.2.1.1. Ajuste de los datos a la función de distribución de probabilidad de Gumbell.

Los datos obtenidos de \bar{X} , S_x y los parámetros de distribución de valores extremos tipo I o de Gumbell, α y β (tabla 20) se sustituyen en la ecuación:

$Fy = e^{-e^{\alpha(y-\beta)}}$ (Ec. 26) que expresa la función de distribución de Gumbell, con la cual se determinaron las probabilidades teóricas (P_t) para las diferentes duraciones de las lluvias (ver anexo 4. Tablas 33-38), y de esta manera encontrar la variación máxima

($\Delta_{\text{máx.}}$), y compararla con la variación crítica ($\Delta_{\text{crítico}}$), para un nivel de significancia de $\alpha=0.05$, el cual corresponde a un nivel de confianza de 0.95.

La tabla 20 presenta los datos resultantes del cálculo de los parámetros α y β de la distribución de Gumbell, para una duración de lluvia de 5, 10, 15, 30, 60, 120 min.

Duración en minutos						
Parámetro	5	10	15	30	60	120
\bar{X}	124.68	109.72	96.08	70.26	50.54	30.79
Sx	14.9933	10.4555	14.7305	9.0397	8.8008	7.0741
α	0.0854	0.1225	0.087	0.1417	0.1456	0.1811
β	117.924	105.0088	89.4424	66.1867	46.5744	27.6024

Tabla 20: Datos del cálculo de la media aritmética y desviación estándar.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

El $\Delta_{\text{máx}}$ se obtiene restándole a la probabilidad teórica (P_t) la probabilidad empírica (P_e). (Ver anexo 4. Tablas 33-38).

$$\Delta_{\text{máx}} = P_t - P_e \quad (\text{Ec. 27})$$

La probabilidad empírica (P_e) se obtiene a través del periodo de retorno según la ecuación:

$$T_R = \frac{n+1}{m} \quad (\text{Ec. 28}); \quad \text{Donde: } T_R: \text{Período de retorno}$$

n: Número de orden

m: Número total de muestras

En la tabla 21 se expresan los datos resultantes del periodo de retorno para el período 2000-2009, y sus correspondientes probabilidades empíricas determinadas por las ecuaciones:

$$P(x \leq X_m) = 1 - P(x > X_m) \quad (\text{Ec. 29}) \quad \quad P(x > X_m) = \frac{1}{T_R} \quad (\text{Ec. 30})$$

M	TR	$P(x > X_m)$	$P(x \leq X_m)$
1	11	0.0909	0.9091
2	5.50	0.1818	0.8182
3	3.67	0.2725	0.7275
4	2.75	0.3636	0.6364
5	2.20	0.4545	0.5455
6	1.83	0.5464	0.4536
7	1.57	0.6369	0.3631
8	1.38	0.7246	0.2754
9	1.22	0.8197	0.1803
10	1.10	0.9091	0.0909

Tabla 21: Datos del cálculo del período de retorno y la probabilidad empírica, Período 2000-2009.

Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

La tabla 22 muestra el valor crítico ($\Delta_{\text{crítico}}$) para los valores de N y α utilizados

N	α			
	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.18	0.23

Tabla 22: Delta crítico.

Fuente: Blanco Chávez. M. (2003). Curso de posgrado: Explotación de recursos hídricos. Universidad Nacional de Ingeniería. Managua, Nicaragua.

En la siguiente tabla 23, se resume la comparación de $\Delta_{\text{máx}}$ y $\Delta_{\text{crítico}}$ para el número de muestras de $N=10$ y $\alpha=0.05$.

Duración Horas	$\Delta_{\text{máx}}$	$\Delta_{\text{crítico, para N=10, } \alpha=0.05}$	Observaciones
1/12	0.0977	0.41	se acepta el ajuste
1/6	0.2969	0.41	se acepta el ajuste
¼	0.1536	0.41	se acepta el ajuste
½	0.2396	0.41	se acepta el ajuste
1	0.0932	0.41	se acepta el ajuste
2	0.0649	0.41	se acepta el ajuste

**Tabla 23: Comparación entre $\Delta_{\text{máx}}$ y $\Delta_{\text{crítico}}$.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.**

3.2.1.2. Obtención de las intensidades.

Por medio de la ecuación $y = \beta - \frac{\ln[-\ln(1-P)]}{\alpha}$ (Ec. 31) donde $P = \frac{1}{PR}$ (Ec. 32) se

encontraron las intensidades en mm/h para diferentes periodos de retornos de 5, 10, 25 y 100 años, y duraciones de lluvias de 5, 10, 15, 60 y 120 minutos.

Los valores de α y β (tabla 20), y P se sustituyen en la ecuación (Ec. 31), obteniendo directamente las intensidades (mm/h). Permittiéndonos construir de esta manera las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF).

En la tabla 24 se presentan los puntos para graficar las Curvas Intensidad- Duración- Frecuencia (IDF) de la estación meteorológica Campos Azules, Masatepe.

PR	Duración minutos						
	Años	5	10	15	30	60	120
5		135.4877	117.2532	106.6831	76.7721	56.8762	35.8848
10		144.2749	123.3791	115.3087	82.0679	62.0302	40.0285
25		155.3776	131.1193	126.2072	88.7593	68.5424	45.2641
50		163.6141	136.8614	134.2923	93.7233	73.3734	49.1482
100		171.7899	142.561	142.3177	98.6507	78.1688	53.0036

Tabla 24: Datos para graficar las Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia. La Concepción-Masaya.

Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

Con estos datos para cada una de las duraciones se procede a graficar las curvas IDF correspondientes a cada periodo de retorno, (ver anexo 6).

El caudal total que aporta la cuenca a través de las dos líneas de drenaje se determina mediante la intercepción del tiempo de concentración para cada una de dichas líneas, con el periodo de retorno (T_R) de 10 años tomado del “Manual de drenaje mayor del MTI”¹¹, se intercepta el tiempo de concentración en el eje de las abscisas, con la curva que corresponde al periodo de 10 años, la intercepción de este punto con el eje de las ordenadas nos da la intensidad calculada en mm/h. Con este último dato se procede a calcular el caudal que generan las dos líneas de drenaje, aplicando directamente la ecuación (Ec. 2) del acápite **1.6.3.6.1**.

3.2.2. Tiempo de concentración para cada sub-cuenca.

El tiempo de concentración de cada una de las líneas de drenaje se obtuvo por la ecuación (Ec. 1) del acápite **1.6.3.5**. Siendo el tiempo de concentración para la sub-cuenca 1 y 2 de 14.60 y 17.70 minutos respectivamente.

¹¹ *Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). (2008). Manual para la revisión de estudios hidrotécnicos de drenaje mayor. Managua, Nicaragua: División general de planificación.*

3.2.3. Coeficiente de escorrentía C.

El coeficiente de escorrentía C se obtuvo mediante la ecuación $C = Us*Ts*Pt$ (Ec. 33), cuyos parámetros de cálculos se obtuvieron de la tabla 39, (ver anexo 5).

Donde: Us: es el uso del suelo.

Ts: es el tipo de suelo.

Pt: es la pendiente del terreno.

3.2.4. Resultados del cálculo del caudal de diseño de la cuenca de estudio.

La siguiente tabla 25, presenta los resultados del cálculo del caudal de la cuenca, a través del método racional, descrito anteriormente, los datos descritos en esta tabla fueron sustituidos en la Ec. 2 descrita en el acápite 1.6.3.6.1.

SUB CUENCA	ÁREA	LONG	Hmax	Hmin	Sc		Tc	I	Coeficiente de escorrentía				Caudal m3/s
	km2	M	M	M	m/m	%	Min	mm/h	Us	Ts	Pt	C	
1	1.4294	2705.4	675	549	0.0466	4.66%	14.6	110	0.04	1.25	1.5	0.075	3.276
2	0.6219	3015.1	678	571	0.0355	3.55%	17.7	104	0.04	1.25	1.5	0.075	1.347
SUMA	2.0513												4.623

Tabla 25: Datos de la sumatoria del caudal de la cuenca. La Concepción, Masaya.
Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

La sumatoria del caudal total de la cuenca es de 4.623 m³/s, al cual se le sumará el caudal generado en el casco urbano del municipio para efectos del diseño hidráulico del sistema de drenaje pluvial.

3.3. Criterios adoptados para el diseño hidráulico del sistema.

3.3.1. Caudal de cuneta, sistema de colectores y características de los PVP.

En este acápite se presentan las tablas correspondientes a los cálculos del diseño de los componentes del sistema del alcantarillado.

Para efectos de cálculos y diseño del sistema de colectores se han tomado los parámetros del Reglamento Drenaje Pluvial para el área del Municipio de Managua (2004)¹², (ver anexo 7, tabla 40).

La tabla 26 presenta los resultados de los cálculos para el caudal de cuneta para cada pozo, en la tabla 27 se presentan los resultados de los cálculos de los parámetros del diseño hidráulico de los colectores y sus respectivos diámetros comerciales, la tabla 28 muestra las características hidráulicas de los pozos de visita y empates de sus colectores.

El procedimiento de cálculo de cada columna se presenta en el anexo 10. El trazado de la línea principal de la red se muestra en juego de planos, Hoja 8; en donde se verifican los pozos de la misma línea principal.

Para el cálculo de la pendiente, no existen rangos de pendiente mínima o máxima. Por lo que se tomó como pendiente de la tubería, la pendiente del terreno, las cuales se verificaron de acuerdo a los criterios de velocidades máximas permisibles de 4 m/s, tensión de arrastre no menor de 1.5 Pa, y tirante crítico. Según el caso, en algunos tramos fue necesario incrementar o reducir las pendientes de las mismas, sin embargo en su mayoría se adoptaron las mismas pendientes del terreno, ya que la topografía así lo permitía.

¹² *Ministerio de la Vivienda y Asentamientos Humanos. (2004). Reglamento de Drenaje pluvial. Managua, Nicaragua. Documento: Reglamento de Drenaje pluvial para el área del Municipio de Managua.*

CÁLCULO DEL CAUDAL DE CUNETA																		
Pozo		Área			Longitud	H _{máx} terreno de escurrimiento	H _{mín} terreno de escurrimiento	Sc del Terreno		Us	Ts	Pt	Pt	C	tc	I	Q _t	
De	A	m ²	Km ²	Ha	(m)	(m)	(m)	m/m	%			%		(min)	mm/hr	m ³ /s	l/s	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14					
CAJA 1	PVP 0	1429400	1.4294	142.940	2705.4	675	549	0.0466	4.66	0.04	1.25	4.66	1.5	0.075	14.64	110	3.2760	3275.97
		809.72	0.0008	0.081	30.9	101.62	100.9	0.0233	2.33	0.3	1.25	2.33	1	0.375	0.61	4.59	0.0004	0.39
		1616.48	0.0016	0.162	70.53	103	101	0.0284	2.84	0.3	1.25	2.84	1	0.375	1.07	8.03	0.0014	1.35
																3.2777	3277.71	
PVP 0	PVP 2	448.45	0.0004	0.045	30.52	100.9	100.2	0.0229	2.29	0.3	1.25	2.29	1	0.375	0.61	4.57	0.0002	0.21
		1036.57	0.0010	0.104	37.57	101	100.1	0.0240	2.40	0.3	1.25	2.40	1	0.375	0.70	5.28	0.0006	0.57
																0.0008	0.78	
PVP 1	PVP 2	782.33	0.0008	0.078	43.23	107.29	106.2	0.0252	2.52	0.3	1.25	2.52	1	0.375	0.77	5.76	0.0005	0.47
		261.14	0.0003	0.026	28.16	105.52	104.41	0.0394	3.94	0.3	1.25	3.94	1.5	0.5625	0.46	3.49	0.0001	0.14
		1946.53	0.0019	0.195	81.85	107.46	104.23	0.0395	3.95	0.3	1.25	3.95	1.5	0.5625	1.06	7.93	0.0024	2.41
		2546.98	0.0025	0.255	94.44	104.23	100	0.0448	4.48	0.3	1.25	4.48	1.5	0.5625	1.12	8.43	0.0034	3.36
		1952.68	0.0020	0.195	97.68	104.23	100.2	0.0413	4.13	0.3	1.25	4.13	1.5	0.5625	1.19	8.93	0.0027	2.73
																0.0091	9.11	
PVP 2	PVP 4	2237.4	0.0022	0.224	99.62	100	98.56	0.0145	1.45	0.3	1.25	1.45	1	0.375	1.81	13.58	0.0032	3.17
		2745.43	0.0027	0.275	104.55	100.1	98.43	0.0160	1.60	0.3	1.25	1.60	1	0.375	1.81	13.57	0.0039	3.88
																0.0070	7.05	
PVP 3	PVP 4	6054.91	0.0061	0.605	220.46	104.34	99.7	0.0210	2.10	0.3	1.25	2.10	1	0.375	2.88	21.67	0.0137	13.67
		2986.19	0.0030	0.299	115.3	104.23	101.6	0.0228	2.28	0.3	1.25	2.28	1	0.375	1.70	12.75	0.0040	3.97
		2562.28	0.0026	0.256	93.78	104.23	98.56	0.0605	6.05	0.3	1.25	6.05	2	0.75	0.99	7.47	0.0040	3.99
		2300.69	0.0023	0.230	93.08	101.32	98.6	0.0292	2.92	0.3	1.25	2.92	1	0.375	1.31	9.83	0.0024	2.36
																0.0240	23.98	
PVP 4	PVP 6	2400.57	0.0024	0.240	97.11	98.59	96.51	0.0214	2.14	0.3	1.25	2.14	1	0.375	1.52	11.45	0.0029	2.86
		2762.35	0.0028	0.276	102.45	98.5	96.41	0.0204	2.04	0.3	1.25	2.04	1	0.375	1.62	12.15	0.0035	3.50
																0.0064	6.36	
PVP 5	PVP 6	10517.95	0.0105	1.052	247.68	106.1	102.17	0.0159	1.59	0.3	1.25	1.59	1	0.375	3.52	26.42	0.0289	28.95
		5416.1	0.0054	0.542	237.74	105.52	102.41	0.0131	1.31	0.3	1.25	1.31	1	0.375	3.67	27.58	0.0156	15.56
		1645.04	0.0016	0.165	84.84	102.5	99.72	0.0328	3.28	0.3	1.25	3.28	1.5	0.5625	1.17	8.76	0.0023	2.25
		1929.65	0.0019	0.193	87.88	102.1	99.53	0.0292	2.92	0.3	1.25	2.92	1	0.375	1.25	9.40	0.0019	1.89
		2331.71	0.0023	0.233	95.74	101.32	99.69	0.0170	1.70	0.3	1.25	1.70	1	0.375	1.65	12.37	0.0030	3.00
		2414.02	0.0024	0.241	95.26	99.69	96.5	0.0335	3.35	0.3	1.25	3.35	1.5	0.5625	1.26	9.50	0.0036	3.58
		2149.16	0.0021	0.215	95.43	99.5	96.26	0.0340	3.40	0.3	1.25	3.40	1.5	0.5625	1.26	9.46	0.0032	3.18
																0.0584	58.41	

Tabla 26: Resultados de los cálculos del diseño hidráulico. Cálculo del caudal de cuneta. La Concepción-Masaya.

Fuente: Elaboración propia, Septiembre 2012.

CÁLCULO DEL CAUDAL DE CUNETA																		
Pozo		Área			Longitud	H _{máx} terreno de escurrimiento	H _{mín} terreno de escurrimiento	Sc del Terreno		Us	Ts	Pt	Pt	C	tc	I	Q _t	
De	A	m ²	Km ²	Ha	(m)	(m)	(m)	m/m	%			%		(min)	mm/hr	m ³ /s	l/s	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
PVP 6	PVP 8	2184.3	0.0022	0.218	87.59	96.26	94.95	0.0150	1.50	0.3	1.25	1.50	1	0.375	1.62	12.14	0.0028	2.76
		2795.02	0.0028	0.280	95.76	96.41	94.9	0.0158	1.58	0.3	1.25	1.58	1	0.375	1.70	12.74	0.0037	3.71
																0.0065	6.47	
PVP 7	PVP 8	4271.83	0.0043	0.427	93.69	102.17	99.58	0.0276	2.76	0.3	1.25	2.76	1	0.375	1.34	10.09	0.0045	4.49
		1897.74	0.0019	0.190	84.31	102.1	99.63	0.0293	2.93	0.3	1.25	2.93	1	0.375	1.21	9.10	0.0018	1.80
		1942.93	0.0019	0.194	87.88	99.63	97.08	0.0290	2.90	0.3	1.25	2.90	1	0.375	1.26	9.43	0.0019	1.91
		2041	0.0020	0.204	88.53	99.45	97	0.0277	2.77	0.3	1.25	2.77	1	0.375	1.29	9.66	0.0021	2.05
		1949.69	0.0019	0.195	84.94	99.54	97.08	0.0290	2.90	0.3	1.25	2.90	1	0.375	1.22	9.19	0.0019	1.87
		2039.66	0.0020	0.204	84.63	99.45	97.06	0.0282	2.82	0.3	1.25	2.82	1	0.375	1.23	9.26	0.0020	1.97
		2104.58	0.0021	0.210	93.83	96.94	94.95	0.0212	2.12	0.3	1.25	2.12	1	0.375	1.49	11.19	0.0025	2.45
		2180.8	0.0022	0.218	93.24	96.93	94.71	0.0238	2.38	0.3	1.25	2.38	1	0.375	1.42	10.65	0.0024	2.42
																0.0190	18.96	
PVP 8	PVP 10	2186.65	0.0022	0.219	88.92	95	93.02	0.0223	2.23	0.3	1.25	2.23	1	0.375	1.40	10.54	0.0024	2.40
		2951.17	0.0030	0.295	97.7	94.9	92.95	0.0200	2.00	0.3	1.25	2.00	1	0.375	1.57	11.82	0.0036	3.63
																0.0060	6.03	
PVP 9	PVP 10	4317.37	0.0043	0.432	96.31	99.58	97.51	0.0215	2.15	0.3	1.25	2.15	1	0.375	1.51	11.36	0.0051	5.11
		2002.43	0.0020	0.200	88.19	99.45	97.62	0.0208	2.08	0.3	1.25	2.08	1	0.375	1.43	10.76	0.0022	2.24
		2026.02	0.0020	0.203	88.29	97.62	95.2	0.0274	2.74	0.3	1.25	2.74	1	0.375	1.29	9.67	0.0020	2.04
		1982.49	0.0020	0.198	88.44	97.45	95	0.0277	2.77	0.3	1.25	2.77	1	0.375	1.28	9.65	0.0020	1.99
		2025.78	0.0020	0.203	87.76	96.9	95.2	0.0194	1.94	0.3	1.25	1.94	1	0.375	1.46	11.01	0.0023	2.32
		2158.65	0.0022	0.216	87.9	96.91	95.08	0.0208	2.08	0.3	1.25	2.08	1	0.375	1.43	10.72	0.0024	2.41
		2153.12	0.0022	0.215	92.54	95.08	93.02	0.0223	2.23	0.3	1.25	2.23	1	0.375	1.45	10.87	0.0024	2.44
		2139.4	0.0021	0.214	93.05	94.97	92.94	0.0218	2.18	0.3	1.25	2.18	1	0.375	1.46	11.00	0.0025	2.45
																0.0210	21.01	
PVP 10	PVP 12	2116.37	0.0021	0.212	86.3	92.94	91.52	0.0165	1.65	0.3	1.25	1.65	1	0.375	1.54	11.57	0.0026	2.55
		2426.39	0.0024	0.243	91.93	92.95	91.5	0.0158	1.58	0.3	1.25	1.58	1	0.375	1.64	12.35	0.0031	3.12
																0.0057	5.67	
PVP 11	PVP 12	1958.48	0.0020	0.196	88.12	94.79	93.13	0.0188	1.88	0.3	1.25	1.88	1	0.375	1.49	11.16	0.0023	2.28
		2122.8	0.0021	0.212	88.29	94.72	93.05	0.0189	1.89	0.3	1.25	1.89	1	0.375	1.49	11.16	0.0025	2.47
		2004.02	0.0020	0.200	87.03	95	93.13	0.0215	2.15	0.3	1.25	2.15	1	0.375	1.40	10.51	0.0022	2.19
		2077.22	0.0021	0.208	85.65	94.97	92.93	0.0238	2.38	0.3	1.25	2.38	1	0.375	1.33	9.98	0.0022	2.16
		2101.73	0.0021	0.210	92.53	92.93	91.52	0.0152	1.52	0.3	1.25	1.52	1	0.375	1.67	12.57	0.0028	2.75
		2201.76	0.0022	0.220	92.38	92.93	91.35	0.0171	1.71	0.3	1.25	1.71	1	0.375	1.60	12.01	0.0028	2.75
																0.0146	14.60	

Tabla 26: Resultados de los cálculos del diseño hidráulico. Cálculo del caudal de cuneta. La Concepción-Masaya. (Continuación).

Fuente: Elaboración propia, Septiembre 2012.

CÁLCULO DEL CAUDAL DE CUNETA																		
Pozo		Área			Longitud	H _{máx} terreno de escurrimiento	H _{mín} terreno de escurrimiento	Sc del Terreno		Us	Ts	Pt	Pt	C	tc	I	Q _t	
De	A	m ²	Km ²	Ha	(m)	(m)	(m)	m/m	%			%		(min)	mm/hr	m ³ /s	l/s	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
PVP 12	PVP 13	2134.61	0.0021	0.213	88.86	91.35	87.95	0.0383	3.83	0.3	1.25	3.83	1.5	0.5625	1.14	8.55	0.0029	2.85
		1811.94	0.0018	0.181	90.07	91.31	87.81	0.0389	3.89	0.3	1.25	3.89	1.5	0.5625	1.14	8.59	0.0024	2.43
		2117.43	0.0021	0.212	91.17	90.59	87.95	0.0290	2.90	0.3	1.25	2.90	1	0.375	1.29	9.71	0.0021	2.14
		2154.85	0.0022	0.215	93.79	90.48	87.76	0.0290	2.90	0.3	1.25	2.90	1	0.375	1.32	9.92	0.0022	2.23
																0.0097	9.65	
CAJA 3	PVP 14	621900	0.6219	62.190	3015.1	678	571	0.0355	3.55	0.04	1.25	3.55	1.5	0.075	17.67	104.00	1.3475	1347.45
		4015.64	0.0040	0.402	148.91	122.23	117.33	0.0329	3.29	0.2	1.25	3.29	1.5	0.375	1.79	13.49	0.0056	5.64
		4139.94	0.0041	0.414	148.78	121.77	117.27	0.0302	3.02	0.2	1.25	3.02	1	0.25	1.85	13.92	0.0040	4.00
		13892.82	0.0139	1.389	485.35	117.33	102.73	0.0301	3.01	0.2	1.25	3.01	1	0.25	4.61	34.67	0.0335	33.45
		38823.11	0.0388	3.882	478.16	117.12	102.57	0.0304	3.04	0.2	1.25	3.04	1	0.25	4.54	34.12	0.0920	92.00
																1.4825	1482.54	
CAJA 2	PVP 18	7769.85	0.0078	0.777	266.43	117.27	111.09	0.0232	2.32	0.2	1.25	2.32	1	0.25	3.21	24.15	0.0130	13.03
		15351.57	0.0154	1.535	264.01	117.12	110.79	0.0240	2.40	0.2	1.25	2.40	1	0.25	3.15	23.67	0.0252	25.24
		11964.37	0.0120	1.196	353.13	111.09	99.48	0.0329	3.29	0.3	1.25	3.29	1.5	0.5625	3.49	26.23	0.0490	49.03
		36707.87	0.0367	3.671	345.21	110.79	99.71	0.0321	3.21	0.3	1.25	3.21	1.5	0.5625	3.46	26.01	0.1492	149.20
																0.2365	236.50	
PVP 14	PVP 17	3267	0.0033	0.327	135.86	106.31	102.73	0.0264	2.64	0.3	1.25	2.64	1	0.375	1.82	13.69	0.0047	4.66
		3386.31	0.0034	0.339	134.63	106.38	102.74	0.0270	2.70	0.3	1.25	2.70	1	0.375	1.79	13.46	0.0047	4.75
		16321.05	0.0163	1.632	312.63	102.25	94.96	0.0233	2.33	0.3	1.25	2.33	1	0.375	3.63	27.26	0.0463	46.34
		2624.04	0.0026	0.262	97.98	102.23	100	0.0228	2.28	0.3	1.25	2.28	1	0.375	1.50	11.26	0.0031	3.08
		2465.15	0.0025	0.247	100.34	100	98	0.0199	1.99	0.3	1.25	1.99	1	0.375	1.61	12.07	0.0031	3.10
		3058.71	0.0031	0.306	125.02	98	95	0.0240	2.40	0.3	1.25	2.40	1	0.375	1.77	13.31	0.0042	4.24
																0.0662	66.16	
PVP 18	PVP 17	4023.57	0.0040	0.402	120.71	102.32	101.56	0.0063	0.63	0.3	1.25	0.63	1	0.375	2.89	21.68	0.0091	9.09
		21708.51	0.0217	2.171	418.71	102.42	99.71	0.0065	0.65	0.3	1.25	0.65	1	0.375	7.44	55.91	0.1264	126.43
		16504.42	0.0165	1.650	288.53	101.56	99.67	0.0066	0.66	0.3	1.25	0.66	1	0.375	5.56	41.78	0.0718	71.82
		5357.47	0.0054	0.536	188.82	99.67	94.96	0.0249	2.49	0.3	1.25	2.49	1	0.375	2.40	18.01	0.0101	10.05
		390.65	0.0004	0.039	36.77	98.57	97.83	0.0201	2.01	0.3	1.25	2.01	1	0.375	0.74	5.55	0.0002	0.23
		2086.21	0.0021	0.209	87.91	97.89	94.86	0.0345	3.45	0.3	1.25	3.45	1.5	0.5625	1.17	8.83	0.0029	2.88
																0.2205	220.49	
PVP 17	PVP 21	2112.12	0.0021	0.211	91.78	94.89	92.51	0.0259	2.59	0.3	1.25	2.59	1	0.375	1.36	10.18	0.0022	2.24
		2485.28	0.0025	0.249	101.43	95	92.52	0.0245	2.45	0.3	1.25	2.45	1	0.375	1.50	11.25	0.0029	2.91
																0.0052	5.15	

Tabla 26: Resultados de los cálculos del diseño hidráulico. Cálculo del caudal de cuneta. La Concepción-Masaya. (Continuación).

Fuente: Elaboración propia, Septiembre 2012.

CÁLCULO DEL CAUDAL DE CUNETA																		
Pozo		Área			Longitud	H _{máx} terreno de escurrimiento	H _{mín} terreno de escurrimiento	Sc del Terreno		Us	Ts	Pt	Pt	C	tc	I	Q _t	
De	A	m ²	Km ²	Ha	(m)	(m)	(m)	m/m	%			%		(min)	mm/hr	m ³ /s	l/s	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
PVP 20	PVP 21	1836.74	0.0018	0.184	89.21	99.37	97.41	0.0220	2.20	0.3	1.25	2.20	1	0.375	1.41	10.62	0.0020	2.03
		609.19	0.0006	0.061	51.67	97.41	97.3	0.0021	0.21	0.3	1.25	0.21	1	0.375	2.28	17.13	0.0011	1.09
		405.32	0.0004	0.041	35.14	97.06	96.21	0.0242	2.42	0.3	1.25	2.42	1	0.375	0.66	4.99	0.0002	0.21
		2148.59	0.0021	0.215	94.1	97.22	95.94	0.0136	1.36	0.3	1.25	1.36	1	0.375	1.77	13.31	0.0030	2.98
		564.23	0.0006	0.056	52.56	99.37	98.67	0.0133	1.33	0.3	1.25	1.33	1	0.375	1.14	8.57	0.0005	0.50
		1844.67	0.0018	0.184	89.87	98.67	97.3	0.0152	1.52	0.3	1.25	1.52	1	0.375	1.64	12.29	0.0024	2.36
		1350.44	0.0014	0.135	90.54	98.57	97.06	0.0167	1.67	0.3	1.25	1.67	1	0.375	1.59	11.94	0.0017	1.68
		1284.33	0.0013	0.128	90.66	97.83	96.21	0.0179	1.79	0.3	1.25	1.79	1	0.375	1.55	11.64	0.0016	1.56
		2042.35	0.0020	0.204	90.89	98.04	95.95	0.0230	2.30	0.3	1.25	2.30	1	0.375	1.41	10.58	0.0023	2.25
		2048.36	0.0020	0.205	87.14	95.95	92.51	0.0395	3.95	0.3	1.25	3.95	1.5	0.5625	1.11	8.32	0.0027	2.66
2016.92	0.0020	0.202	87.52	95.73	92.36	0.0385	3.85	0.3	1.25	3.85	1.5	0.5625	1.12	8.43	0.0027	2.66		
																0.0200	19.98	
PVP 21	PVP 24	1993.87	0.0020	0.199	87.76	92.36	90.72	0.0187	1.87	0.3	1.25	1.87	1	0.375	1.49	11.16	0.0023	2.32
		3267	0.0033	0.327	93.03	92.52	90.47	0.0220	2.20	0.3	1.25	2.20	1	0.375	1.46	10.95	0.0037	3.73
																0.0060	6.05	
PVP 22	PVP 23	3544.89	0.0035	0.354	97.73	99.5	97.31	0.0224	2.24	0.3	1.25	2.24	1	0.375	1.50	11.30	0.0042	4.17
		3196.84	0.0032	0.320	92	97.31	94.97	0.0254	2.54	0.3	1.25	2.54	1	0.375	1.37	10.28	0.0034	3.42
		2119.44	0.0021	0.212	87.75	97.23	94.86	0.0270	2.70	0.3	1.25	2.70	1	0.375	1.29	9.68	0.0021	2.14
		2903.58	0.0029	0.290	88.93	97.51	94.97	0.0286	2.86	0.3	1.25	2.86	1	0.375	1.27	9.58	0.0029	2.90
		1901.5	0.0019	0.190	84.76	97.45	94.79	0.0314	3.14	0.3	1.25	3.14	1.5	0.5625	1.18	8.90	0.0026	2.64
		2085.59	0.0021	0.209	92.35	94.86	92.28	0.0279	2.79	0.3	1.25	2.79	1	0.375	1.32	9.94	0.0022	2.16
		2089.13	0.0021	0.209	91.72	94.72	92.29	0.0265	2.65	0.3	1.25	2.65	1	0.375	1.34	10.09	0.0022	2.20
																0.0196	19.63	
PVP 23	PVP 24	2081.95	0.0021	0.208	87.14	95.94	92.28	0.0420	4.20	0.3	1.25	4.20	1.5	0.5625	1.08	8.13	0.0026	2.64
		1946.86	0.0019	0.195	87.14	95.73	92.16	0.0410	4.10	0.3	1.25	4.10	1.5	0.5625	1.09	8.20	0.0025	2.50
		1937.25	0.0019	0.194	86.42	92.16	90.72	0.0167	1.67	0.3	1.25	1.67	1	0.375	1.53	11.53	0.0023	2.33
		1341.33	0.0013	0.134	86.82	92.32	90.36	0.0226	2.26	0.3	1.25	2.26	1	0.375	1.37	10.29	0.0014	1.44
																0.0089	8.90	
PVP 24	PVP 26	507.15	0.0005	0.051	39.83	92.32	91.66	0.0166	1.66	0.3	1.25	1.66	1	0.375	0.85	6.36	0.0003	0.34
		1356.59	0.0014	0.136	86.02	91.66	89.76	0.0221	2.21	0.3	1.25	2.21	1	0.375	1.37	10.30	0.0015	1.46
		1211.81	0.0012	0.121	86.65	91.47	89.51	0.0226	2.26	0.3	1.25	2.26	1	0.375	1.37	10.27	0.0013	1.30
		517.84	0.0005	0.052	40.63	90.36	89.65	0.0175	1.75	0.3	1.25	1.75	1	0.375	0.84	6.33	0.0003	0.34
		475.96	0.0005	0.048	36.51	89.51	88.7	0.0222	2.22	0.3	1.25	2.22	1	0.375	0.71	5.32	0.0003	0.26
		1918.99	0.0019	0.192	86.23	90.32	88.7	0.0188	1.88	0.3	1.25	1.88	1	0.375	1.46	10.99	0.0022	2.20
																0.0059	5.89	

Tabla 26: Resultados de los cálculos del diseño hidráulico. Cálculo del caudal de cuneta. La Concepción-Masaya. (Continuación)

Fuente: Elaboración propia, Septiembre 2012.

CÁLCULO DEL CAUDAL DE CUNETA																		
Pozo		Área			Longitud	H _{máx} terreno de escurrimiento	H _{mín} terreno de escurrimiento	Sc del Terreno		Us	Ts	Pt	Pt	C	tc	I	Q _t	
De	A	m ²	Km ²	Ha	(m)	(m)	(m)	m/m	%			%		(min)	mm/hr	m ³ /s	l/s	
1		2			3	4	5	6		7	8	9	10	11	12	13	14	
PVP 25	PVP 26	2035.23	0.0020	0.204	90.76	93.05	90.95	0.0231	2.31	0.3	1.25	2.31	1	0.375	1.40	10.55	0.0022	2.24
		2205.75	0.0022	0.221	89.88	92.93	90.79	0.0238	2.38	0.3	1.25	2.38	1	0.375	1.38	10.35	0.0024	2.38
		2020.11	0.0020	0.202	86.52	92.29	90.95	0.0155	1.55	0.3	1.25	1.55	1	0.375	1.58	11.87	0.0025	2.50
		433.85	0.0004	0.043	35.98	91.47	90.78	0.0192	1.92	0.3	1.25	1.92	1	0.375	0.74	5.56	0.0003	0.25
		1225.13	0.0012	0.123	86.24	90.78	88.7	0.0241	2.41	0.3	1.25	2.41	1	0.375	1.33	9.98	0.0013	1.27
		1973.83	0.0020	0.197	84.46	90.54	88.55	0.0236	2.36	0.3	1.25	2.36	1	0.375	1.32	9.91	0.0020	2.04
																0.0107	10.67	
PVP 26	PVP 27	2074.12	0.0021	0.207	91.78	88.55	85.41	0.0342	3.42	0.3	1.25	3.42	1.5	0.5625	1.22	9.15	0.0030	2.97
		1990.35	0.0020	0.199	88.85	88.23	85.32	0.0328	3.28	0.3	1.25	3.28	1.5	0.5625	1.21	9.08	0.0028	2.82
																0.0058	5.79	
PVP 13	PVP 27	2030.05	0.0020	0.203	85.49	87.56	85.41	0.0251	2.51	0.3	1.25	2.51	1	0.375	1.30	9.76	0.0021	2.06
		1757.72	0.0018	0.176	86.8	87.56	85.39	0.0250	2.50	0.3	1.25	2.50	1	0.375	1.32	9.89	0.0018	1.81
																0.0039	3.87	
PVP 27	PVP 31	5825.29	0.0058	0.583	169.81	85.39	81.88	0.0207	2.07	0.3	1.25	2.07	1	0.375	2.38	17.85	0.0108	10.83
		6689.58	0.0067	0.669	176.34	85.36	81.68	0.0209	2.09	0.3	1.25	2.09	1	0.375	2.44	18.30	0.0128	12.75
																0.0236	23.58	
PVP 29	PVP 30	5176.28	0.0052	0.518	194.32	91.5	86.42	0.0261	2.61	0.3	1.25	2.61	1	0.375	2.41	18.09	0.0098	9.75
		6474.66	0.0065	0.647	182.29	91.2	87.03	0.0229	2.29	0.3	1.25	2.29	1	0.375	2.41	18.13	0.0122	12.22
		1993.67	0.0020	0.199	87.19	87.03	84.35	0.0307	3.07	0.3	1.25	3.07	1.5	0.5625	1.22	9.17	0.0029	2.86
		1764.38	0.0018	0.176	85.01	86.8	84.63	0.0255	2.55	0.3	1.25	2.55	1	0.375	1.29	9.66	0.0018	1.77
																0.0266	26.61	
PVP 30	PVP 31	6203.31	0.0062	0.620	175.99	87.81	84.35	0.0197	1.97	0.3	1.25	1.97	1	0.375	2.49	18.70	0.0121	12.08
		5920.32	0.0059	0.592	173.63	87.58	83.99	0.0207	2.07	0.3	1.25	2.07	1	0.375	2.42	18.15	0.0112	11.19
		1776.35	0.0018	0.178	84.42	83.99	81.88	0.0250	2.50	0.3	1.25	2.50	1	0.375	1.29	9.68	0.0018	1.79
		1933.98	0.0019	0.193	92.51	84.42	81.69	0.0295	2.95	0.3	1.25	2.95	1	0.375	1.30	9.75	0.0020	1.96
																0.0270	27.03	
PVP 31	CAJA 4	5721.02	0.0057	0.572	166.41	81.69	78.45	0.0195	1.95	0.3	1.25	1.95	1	0.375	2.39	17.98	0.0107	10.71
		5982.67	0.0060	0.598	156.21	81.68	78.68	0.0192	1.92	0.3	1.25	1.92	1	0.375	2.29	17.21	0.0107	10.73
																0.0214	21.44	

Tabla 26: Resultados de los cálculos del diseño hidráulico. Cálculo del caudal de cuneta. La Concepción-Masaya. (Continuación),

Fuente: Elaboración propia, Septiembre 2012.

DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE COLECTORES																											
Pozo		Longitud (L _a)	H _{max} de la Alcantarilla Fondo	H _{min} de la Alcantarilla Fondo	S _a de la Alcantarilla		Q _d		Diámetro Calculado		Diámetro Comercial		Q _{II}		V _{II}	Q/Q _{II}	V/V _{II}	d/D	V	V ² /2g	d	H/D	H	NF	E	Radio Hidraulico	Tension de arrastre
De	A	m	m	m	m/m	%	m ³ /s	l/s	(m)	(pulg)	(pulg)	(m)	m ³ /s	l/s	(m/s)				(m/s)	(m)	(m)		(m)		(m)	RH(m)	τ(Pa)
1		15	16	17	18		19		20		21		22		23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35
CAJA 1	PVP 0	31.219	100.23	99.76	0.0151	1.51	3.2777	3277.7	1.041	40.97	42	1.07	3.5043	3504.3	3.920	0.94	1.03	0.86	4.04	0.83	0.92	1.027	1.10	1.2	1.75	0.63	93.3
PVP 0	PVP 2	37.091	99.76	98.8	0.0259	2.59	3.2785	3278.5	0.941	37.03	42	1.07	4.5894	4589.4	5.135	0.71	0.951	0.699	4.88	1.22	0.75	0.633	0.68	1.9	1.96	0.94	238.2
PVP 1	PVP 2	100.31	102.93	98.8	0.0412	4.12	0.0091	9.1	0.095	3.73	15	0.38	0.3715	371.5	3.259	0.02	0.362	0.124	1.18	0.07	0.05	0.067	0.03	2.4	0.12	2.83	1143.2
PVP 2	PVP 4	103.252	98.8	97.22	0.0153	1.53	3.2946	3294.6	1.040	40.95	42	1.07	3.5274	3527.4	3.946	0.93	1.027	0.852	4.05	0.84	0.91	0.995	1.06	1.3	1.75	0.65	97.3
PVP 3	PVP 4	99.458	100.09	97.22	0.0289	2.89	0.024	24	0.146	5.74	15	0.38	0.3112	311.2	2.729	0.08	0.505	0.22	1.38	0.10	0.08	0.151	0.06	1.8	0.18	1.37	388.4
PVP 4	PVP 6	106.116	97.22	95.18	0.0192	1.92	3.325	3325	1.000	39.37	42	1.07	3.9515	3951.5	4.421	0.84	0.997	0.785	4.41	0.99	0.84	0.798	0.85	1.5	1.83	0.79	148.3
PVP 5	PVP 6	102.127	98.24	95.18	0.03	3	0.0584	58.4	0.202	7.95	15	0.38	0.3170	317.0	2.781	0.18	0.634	0.323	1.76	0.16	0.12	0.236	0.09	1.9	0.28	0.74	216.6
PVP 6	PVP 8	95.794	95.18	93.54	0.0171	1.71	3.3899	3389.9	1.030	40.53	42	1.07	3.7291	3729.1	4.172	0.91	1.021	0.835	4.26	0.92	0.89	0.94	1.00	1.4	1.82	0.68	114.6
PVP 7	PVP 8	99.541	95.55	93.54	0.0202	2.02	0.019	19	0.143	5.62	15	0.38	0.2601	260.1	2.282	0.07	0.492	0.21	1.12	0.06	0.08	0.14	0.05	1.6	0.14	1.48	294.2
PVP 8	PVP 10	98.78	93.54	91.71	0.0185	1.85	3.4149	3414.9	1.017	40.05	42	1.07	3.8788	3878.8	4.339	0.88	1.011	0.813	4.39	0.98	0.87	0.871	0.93	1.5	1.85	0.73	132.7
PVP 9	PVP 10	99.976	93.8	91.71	0.0209	2.09	0.021	21	0.147	5.80	15	0.38	0.2646	264.6	2.321	0.08	0.505	0.22	1.17	0.07	0.08	0.151	0.06	1.6	0.15	1.37	280.8
PVP 10	PVP 12	95.553	91.71	90.09	0.017	1.7	3.4416	3441.6	1.037	40.81	42	1.07	3.7182	3718.2	4.160	0.93	1.027	0.852	4.27	0.93	0.91	0.995	1.06	1.3	1.84	0.65	108.2
PVP 11	PVP 12	98.971	91.67	90.09	0.016	1.6	0.0146	14.6	0.135	5.32	15	0.38	0.2315	231.5	2.031	0.06	0.473	0.196	0.96	0.05	0.07	0.128	0.05	1.4	0.12	1.61	252.2
PVP 12	PVP 13	97.458	90.09	86.39	0.038	3.8	3.4659	3465.9	0.894	35.19	42	1.07	5.5590	5559.0	6.219	0.62	0.908	0.639	5.65	1.63	0.68	0.55	0.59	2.4	2.31	1.03	383.1
CAJA 3	PVP 14	10.012	101.65	101.33	0.032	3.2	1.4825	1482.5	0.671	26.43	30	0.76	2.0795	2079.5	4.560	0.71	0.951	0.699	4.34	0.96	0.53	0.633	0.48	2.0	1.49	0.67	210.2
CAJA 2	PVP 18	8.195	98.34	98.19	0.0183	1.83	0.2365	236.5	0.375	14.74	15	0.38	0.2476	247.6	2.172	0.96	1.036	0.876	2.25	0.26	0.33	1.202	0.46	1.1	0.59	0.19	34.6
PVP 14	PVP 17	335.394	101.33	93.76	0.0226	2.26	1.5487	1548.7	0.728	28.68	30	0.76	1.7476	1747.6	3.832	0.89	1.015	0.82	3.89	0.77	0.62	0.892	0.68	1.5	1.40	0.51	113.4
PVP 18	PVP 17	197.968	98.19	93.76	0.0224	2.24	0.457	457	0.462	18.17	24	0.61	0.9595	959.5	3.288	0.48	0.84	0.55	2.76	0.39	0.34	0.443	0.27	1.7	0.72	0.67	146.7
PVP 17	PVP 21	104.981	93.76	91.01	0.0262	2.62	2.0109	2010.9	0.781	30.76	36	0.91	3.0599	3059.9	4.660	0.66	0.927	0.666	4.32	0.95	0.61	0.585	0.53	1.9	1.56	0.85	217.7
PVP 20	PVP 21	97.295	94.64	91.01	0.0373	3.73	0.02	20	0.130	5.11	15	0.38	0.3535	353.5	3.101	0.06	0.473	0.196	1.47	0.11	0.07	0.128	0.05	2.1	0.18	1.61	588.0
PVP 21	PVP 24	96.301	91.01	89.03	0.0206	2.06	2.0369	2036.9	0.821	32.34	36	0.91	2.7133	2713.3	4.132	0.75	0.965	0.724	3.99	0.81	0.66	0.677	0.62	1.6	1.47	0.77	154.9
PVP 22	PVP 23	99.24	93.51	90.89	0.0264	2.64	0.0196	19.6	0.137	5.41	15	0.38	0.2974	297.4	2.609	0.07	0.492	0.21	1.28	0.08	0.08	0.14	0.05	1.8	0.16	1.48	384.6
PVP 23	PVP 24	96.325	90.89	89.03	0.0193	1.93	0.0285	28.5	0.168	6.60	15	0.38	0.2543	254.3	2.230	0.11	0.553	0.258	1.23	0.08	0.10	0.179	0.07	1.5	0.18	1.10	208.0
PVP 24	PVP 26	96.931	89.03	87.06	0.0203	2.03	2.0713	2071.3	0.829	32.63	36	0.91	2.6935	2693.5	4.102	0.77	0.972	0.738	3.99	0.81	0.67	0.7	0.64	1.6	1.48	0.75	148.9
PVP 25	PVP 26	95.7	89.34	87.06	0.0238	2.38	0.0107	10.7	0.112	4.40	15	0.38	0.2824	282.4	2.477	0.04	0.427	0.165	1.06	0.06	0.06	0.102	0.04	1.7	0.12	1.84	430.1
PVP 26	PVP 27	96.32	87.06	83.92	0.0326	3.26	2.0878	2087.8	0.761	29.94	36	0.91	3.4133	3413.3	5.198	0.61	0.903	0.632	4.69	1.12	0.58	0.542	0.50	2.1	1.70	0.89	284.3
PVP 13	PVP 27	95.99	86.39	83.92	0.0257	2.57	3.4698	3469.8	0.962	37.88	42	1.07	4.5717	4571.7	5.115	0.76	0.969	0.732	4.96	1.25	0.78	0.688	0.73	1.8	2.03	0.88	222.8
PVP 27	PVP 31	180	83.92	80.21	0.0206	2.06	5.5812	5581.2	1.199	47.19	48	1.22	5.8440	5844.0	5.006	0.96	1.036	0.876	5.19	1.37	1.07	1.202	1.47	1.4	2.44	0.62	124.8
PVP 29	PVP 30	93.329	85.45	82.63	0.0302	3.02	0.0266	26.6	0.150	5.92	15	0.38	0.3181	318.1	2.790	0.08	0.505	0.22	1.41	0.10	0.08	0.151	0.06	1.9	0.18	1.37	405.8
PVP 30	PVP 31	95.124	82.63	80.21	0.0254	2.54	0.0536	53.6	0.202	7.95	15	0.38	0.2917	291.7	2.559	0.18	0.634	0.323	1.62	0.13	0.12	0.236	0.09	1.7	0.26	0.74	183.4
PVP 31	CAJA 4	112.452	80.21	77.56	0.0236	2.36	5.6562	5656.2	1.174	46.23	48	1.22	6.2550	6255.0	5.358	0.90	1.018	0.826	5.45	1.52	1.01	0.915	1.12	1.6	2.52	0.80	185.2

Tabla 27: Resultados de los cálculos del diseño hidráulico. Sistema de colectores. La Concepción-Masaya.

Fuente: Elaboración propia, Septiembre 2012.

CARACTERISTICAS DE LOS POZOS DE VISITA											EMPATES DE COLECTORES									
D _e		D _p	Perdidas (m)				D _s		D _p /D _s	K	Cota Rasante		Cota Clave		Cota Batea		Cota Energía		Profundidad a Clave	
(pulg)	(m)	(m)	rc/D	Hc	0.2Hv	Perd	(pulg)	(m)		De	A	De	A	De	A	De	A	De	A	
36		37	38	39	40	41	42		43	44	45		46		47		48		50	
42	1.07	1.67	0.835	0.208		0.22	42	1.07	1.56	1.4	101.48	101.06	100.23	99.76	99.16	98.69	100.91	100.44	1.25	1.3
42	1.07	1.67	0.835	0.304		0.318	42	1.07	1.56	1.4	101.06	100.1	99.76	98.8	98.69	97.73	100.65	99.69	1.3	1.3
					0.037	0.037					104.23	100.1	102.93	98.8	102.55	98.42	102.67	98.54	1.3	1.3
42	1.07	1.67	0.835	0.209		0.23	42	1.07	1.56	1.4	100.1	98.57	98.8	97.22	97.73	96.15	99.48	97.90	1.3	1.35
					0.036	0.036					101.44	98.57	100.09	97.22	99.71	96.84	99.89	97.02	1.35	1.35
42	1.07	1.67	0.835	0.248		0.283	42	1.07	1.56	1.4	98.57	96.53	97.22	95.18	96.15	94.11	97.98	95.94	1.35	1.35
					0.053	0.053					99.59	96.53	98.24	95.18	97.86	94.80	98.14	95.08	1.35	1.35
42	1.07	1.67	0.835	0.231		0.28	42	1.07	1.56	1.4	96.53	94.94	95.18	93.54	94.11	92.47	95.93	94.29	1.35	1.4
					0.031	0.031					96.95	94.94	95.55	93.54	95.17	93.16	95.31	93.30	1.4	1.4
42	1.07	1.67	0.835	0.245		0.31	42	1.07	1.56	1.4	94.94	93.11	93.54	91.71	92.47	90.64	94.32	92.49	1.4	1.4
					0.032	0.032					95.2	93.11	93.8	91.71	93.42	91.33	93.57	91.48	1.4	1.4
42	1.07	1.67	0.835	0.233		0.288	42	1.07	1.56	1.4	93.11	91.54	91.71	90.09	90.64	89.02	92.48	90.86	1.4	1.45
					0.02	0.02					93.07	91.54	91.67	90.09	91.29	89.71	91.41	89.83	1.4	1.45
42	1.07	1.67	0.835	0.406		0.553	42	1.07	1.56	1.4	91.54	87.84	90.09	86.39	89.02	85.32	91.33	87.63	1.45	1.45
30	0.76	1.36	0.68	0.240		0.288	30	0.76	1.79	1.3	102.9	102.58	101.65	101.33	100.89	100.57	102.38	102.06	1.25	1.25
15	0.46	1.2	0.6	0.065		0.15	18	0.46	2.61	1.3	99.69	99.54	98.34	98.19	97.96	97.81	98.55	98.40	1.35	1.35
30	0.76	1.36	0.68	0.193		0.255	30	0.76	1.79	1.5	102.58	95.11	101.33	93.76	100.57	93.00	101.96	94.39	1.25	1.35
					0.091	0.091					99.54	95.11	98.19	93.76	97.58	93.15	98.30	93.87	1.35	1.35
36	0.91	1.51	0.755	0.238		0.383	36	0.91	1.66	1.4	95.11	92.36	93.605	91.01	92.69	90.10	94.25	91.66	1.35	1.35
					0.048	0.048					95.99	92.36	94.64	91.01	94.26	90.63	94.44	90.81	1.35	1.35
36	0.91	1.51	0.755	0.203		0.335	36	0.91	1.66	1.4	92.36	90.43	91.01	89.03	90.10	88.12	91.57	89.59	1.35	1.4
15	0.38	1.2	0.6	0.021		0.093	15	0.38	3.16	1.3	94.91	92.29	93.51	90.89	93.13	90.51	93.29	90.67	1.4	1.4
					0.035	0.035					92.29	90.43	90.89	89.03	90.51	88.65	90.68	88.82	1.4	1.4
36	0.91	1.51	0.755	0.203		0.343	36	0.91	1.66	1.4	90.43	88.51	89.03	87.06	88.12	86.15	89.60	87.63	1.4	1.45
					0.024	0.024					90.79	88.51	89.34	87.06	88.96	86.68	89.08	86.80	1.45	1.45
36	0.91	1.51	0.755	0.281		0.402	36	0.91	1.66	1.5	88.51	85.37	87.06	83.92	86.15	83.01	87.85	84.71	1.45	1.45
					0.118	0.118					87.84	85.37	86.39	83.92	85.32	82.85	87.36	84.89	1.45	1.45
48	1.22	1.82	0.91	0.343		0.372	48	1.22	1.49	1.4	85.37	81.71	83.77	80.21	82.55	78.99	84.99	81.43	1.45	1.5
15	0.38	1.2	0.6	0.025		0.093	15	0.38	3.16	1.3	86.9	84.13	85.45	82.63	85.07	82.25	85.25	82.43	1.45	1.5
					0.046	0.046					84.13	81.71	82.63	80.21	82.25	79.83	82.51	80.09	1.5	1.5
48	1.22	1.82	0.91	0.379	0.213	0.568	48	1.22	1.49	1.4	81.71	79.11	80.21	77.56	78.99	76.34	81.51	78.86	1.5	1.55

Tabla 28: Resultados de los cálculos del diseño hidráulico. Características de los PVP. La Concepción-Masaya.

Fuente: Elaboración propia, Septiembre 2012.

De los resultados de los cálculos del diseño hidráulico, se obtiene la cantidad de 3,180 ml de tubería colectoras, divididas en 293 ml de Ø 48", 762 ml de Ø 42", 395 ml de Ø 36", 346 ml de Ø 30", 198 ml de Ø 24" y 1,186 ml de Ø 15". Con un total de 31 pozos de visita pluvial (ver juego de planos, Hoja 4-7).

Las secciones de los pozos de visita pluvial PVP se determinaron de acuerdo a la profundidad y diámetros de los colectores que convergen a cada PVP de acuerdo los parámetros de diseño del "Reglamento de Diseño para el área del Municipio de Managua", (ver anexo 9. Tabla 42).

En la tabla 29 se muestran los resultados del cálculo de cada uno de los PVP, con sus correspondientes tragantes aportadores de caudales, la longitud de las tuberías hacia sus PVP y el diámetro de las mismas, con un total de 76 tragantes para todo el sistema de drenaje pluvial y tuberías de conducción de Ø 8", 12", 15", 18".

3.3.2. Dimensionamiento de los tragantes.

El parámetro adoptado para el dimensionamiento de los tragantes del sistema fue el gasto máximo acumulado que recibe el tragante T75 de 126.40 l/s. Según Las Normas de Diseño y Construcción de Drenaje Pluvial para el Municipio de Managua, se tiene que en un área urbanizada de 1 Ha el caudal de escurrimiento es de 170 l/s, por tanto el gasto que recibiría cada tragante es de 85 l/s.

Para un tragante de parrilla estándar 40 x 26 pulgadas, este puede captar el caudal generado en 1 Ha, con una pendiente máxima de 4% y el tragante tipo gaveta, su capacidad de captación es de 94 l/s. Debido a que de manera individual estos tipos de tragantes no son capaces de captar el gasto de 170 l/s se opta por la combinación de ambos para un tragante de gaveta con parrilla.

Características de Tragantes													
POZO	Nº Tragantes	Área tributaria	Q de cuadras	Q.acumulado	Q.acumulado	Hmáx.	Hmin.	Long. hacia pozo	Pendiente	Pendiente	Diámetro		Diámetro Comercial
		m ²	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(L/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	%	Calculado		
											(m)	(pulg)	
PVP 0	T 1	1616.48	0.0014	0.0014	1.4	101	100.63	5.617	0.0659	6.59	0.072	2.8	8
	T 2	809.72	0.0004	0.0004	0.4	100.93	100.63	2.232	0.134	13.4	0.034	1.33	8
PVP 1	T 3	1946.53	0.0024	0.0024	2.4	104.23	104.15	3.403	0.0235	2.35	0.129	5.1	8
	T 4	782.33	0.0005	0.0006	0.6	104.35	104.15	6.003	0.0333	3.33	0.067	2.6	8
		261.14	0.0001										
PVP 2	T 5	448.45	0.0002	0.0059	5.9	100.48	100.1	7.273	0.0522	5.22	0.134	5.3	8
		1952.68	0.0057										
	T 6	2546.98	0.0034	0.0034	3.4	100.26	100.1	2.165	0.0739	7.39	0.096	3.8	8
	T 7	1036.57	0.0006	0.0006	0.6	100.21	100.1	6.141	0.0179	1.79	0.085	3.3	8
PVP 3	T 8	6054.91	0.0137	0.0177	17.7	101.5	101.44	4.093	0.0147	1.47	0.326	12.8	15
		2986.19	0.004										
PVP 4	T 9	2562.28	0.004	0.0072	7.2	98.7	98.57	3.178	0.0409	4.09	0.158	6.22	8
		2237.4	0.0032										
	T 10	2300.69	0.0024	0.0024	2.4	98.66	98.57	5.216	0.0173	1.73	0.145	5.7	8
	T 11	2745.43	0.0039	0.0039	3.9	98.69	98.57	6.024	0.0199	1.99	0.165	6.5	8
PVP 5	T 12	1645.04	0.0023	0.0468	46.8	99.74	99.59	4.798	0.0313	3.13	0.353	13.9	15
		5416.1	0.0156										
		10517.95	0.0289										
	T 13	1929.65	0.0019	0.0019	1.9	99.71	99.59	6.094	0.0197	1.97	0.126	5	8
PVP 6	T 14	2331.71	0.003	0.0095	9.5	96.65	96.53	3.698	0.0324	3.24	0.192	7.6	8
		2414.02	0.0036										
		2400.57	0.0029										
	T 15	2149.16	0.0032	0.0032	3.2	96.69	96.53	5.378	0.0298	2.98	0.132	5.2	8
T 16	2762.35	0.0035	0.0035	3.5	96.59	96.53	4.406	0.0136	1.36	0.183	7.2	8	
PVP 7	T 17	4271.83	0.0045	0.0101	10.1	97.08	96.95	6.267	0.0207	2.07	0.232	9.1	15
		1897.74	0.0018										
		1942.93	0.0019										
		1949.69	0.0019										
	T 18	2041	0.0021	0.0021	2.1	97.14	96.95	7.587	0.025	2.5	0.12	4.7	8

Tabla 29: Resultados de los cálculos del diseño hidráulico. Características de los tragantes. La Concepción, Masaya.

Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

Características de Tragantes													
POZO	Nº Tragantes	Área tributaria	Q de cuadras	Q.acumulado	Q.acumulado	Hmáx.	Hmin.	Long. hacia pozo	Pendiente	Pendiente	Diámetro Calculado		Diámetro Comercial
		m ²	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(L/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	%	(m)	(pulg)	(pulg)
PVP 8	T 19	2039.66	0.002	0.0073	7.3	94.99	94.94	2.865	0.0175	1.75	0.219	8.6	12
		2104.58	0.0025										
		2184.3	0.0028										
	T 20	2180.8	0.0024	0.0024	2.4	95.11	94.94	5.821	0.0292	2.92	0.119	4.7	8
	T 21	2795.02	0.0037	0.0037	3.7	95.11	94.94	5.016	0.0339	3.39	0.132	5.2	8
PVP 9	T 22	4317.37	0.0051	0.0116	11.6	95.35	95.2	5.589	0.0268	2.68	0.222	8.7	12
		2002.43	0.0022										
		2026.02	0.002										
		2025.78	0.0023										
	T 23	1982.49	0.002	0.002	2	95.37	95.2	6.821	0.0249	2.49	0.118	4.6	8
PVP 10	T 24	2158.65	0.0024	0.0072	7.2	93.16	93.11	3.603	0.0139	1.39	0.237	9.3	12
		2153.12	0.0024										
		2186.65	0.0024										
	T 25	2139.4	0.0025	0.0025	2.5	93.19	93.11	5.356	0.0149	1.49	0.156	6.1	8
	T 26	2951.17	0.0036	0.0036	3.6	93.17	93.11	4.65	0.0129	1.29	0.188	7.4	8
PVP 11	T 27	1958.48	0.0023	0.0045	4.5	93.15	93.07	6.1	0.0131	1.31	0.203	8	12
		2004.02	0.0022										
	T 28	2122.8	0.0025	0.0025	2.5	93.17	93.07	6.845	0.0146	1.46	0.157	6.2	8
PVP 12	T 29	2077.22	0.0022	0.0076	7.6	91.67	91.54	3.654	0.0356	3.56	0.17	6.7	8
		2101.73	0.0028										
		2116.37	0.0026										
	T 30	2201.76	0.0028	0.0028	2.8	91.64	91.54	5.397	0.0185	1.85	0.15	5.9	8
	T 31	2426.39	0.0031	0.0031	3.1	91.67	91.54	5.751	0.0226	2.26	0.144	5.7	8
PVP 13	T 32	2117.43	0.0021	0.005	5	87.95	87.84	3.35	0.0328	3.28	0.15	5.9	8
		2134.61	0.0029										
	T 33	2154.85	0.0022	0.0022	2.2	87.92	87.84	5.701	0.014	1.4	0.152	6	8
	T 34	1811.94	0.0024	0.0024	2.4	87.92	87.84	5.861	0.0136	1.36	0.158	6.2	8
PVP 14	T 35	3267	0.0047	0.0047	4.7	102.71	102.58	4.701	0.0277	2.77	0.156	6.1	8
	T 36	3386.31	0.0047	0.0047	4.7	102.73	102.58	7.599	0.0197	1.97	0.177	7	8
PVP 15	T 37	2624.04	0.0031	0.0031	3.1	100.36	100.21	4.209	0.0356	3.56	0.122	4.8	8
PVP 16	T 38	2465.15	0.0031	0.0031	3.1	98.26	98.1	3.703	0.0432	4.32	0.113	4.4	8

Tabla 29: Resultados de los cálculos del diseño hidráulico. Características de los tragantes. La Concepción, Masaya.

Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

Características de Tragantes													
POZO	Nº Tragantes	Área tributaria	Q de cuerdas	Q.acumulado	Q.acumulado	Hmáx.	Hmin.	Long. hacia pozo	Pendiente	Pendiente	Diámetro Calculado		Diámetro Comercial
		m ²	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(L/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	%	(m)	(pulg)	
PVP 17	T 39	3058.71	0.0042	0.0042	4.2	95.18	95.11	5.08	0.0138	1.38	0.194	7.6	8
	T 40	16321.05	0.0463	0.0564	56.4	95.21	95.11	4.04	0.0248	2.48	0.413	16.3	18
		5357.47	0.0101										
T 41	2086.21	0.0029	0.0029	2.9	95.29	95.11	7.842	0.0229	2.29	0.14	5.5	8	
PVP 19	T 42	390.65	0.0002	0.0002	0.2	98.23	98.06	5.228	0.0325	3.25	0.045	1.8	8
PVP 20	T 43	1284.33	0.0016	0.0095	9.5	96.07	95.99	4.794	0.0167	1.67	0.246	9.7	12
		405.32	0.0002										
		1350.44	0.0017										
		1844.67	0.0024										
		609.19	0.0011										
		1836.74	0.002										
	564.23	0.0005											
T 44	2042.35	0.0023	0.0023	2.3	96.24	95.99	8.324	0.03	3	0.116	4.6	8	
T 45	2148.59	0.003	0.003	3	96.15	95.99	3.558	0.045	4.5	0.11	4.3	8	
PVP 21	T 46	2485.28	0.0029	0.0029	2.9	92.52	92.36	5.769	0.0277	2.77	0.13	5.1	8
	T 47	2112.12	0.0022	0.0049	4.9	92.54	92.36	6.185	0.0291	2.91	0.156	6.1	8
		2048.36	0.0027										
T 48	2016.92	0.0027	0.0027	2.7	92.41	92.36	3.892	0.0128	1.28	0.169	6.7	8	
PVP 22	T 49	2903.58	0.0029	0.0105	10.5	95.13	94.91	5.524	0.0398	3.98	0.184	7.2	8
		3544.89	0.0042										
		3196.84	0.0034										
T 50	2119.44	0.0021	0.0021	2.1	95.05	94.91	5.233	0.0268	2.68	0.117	4.6	8	
T 51	1901.5	0.0026	0.0026	2.6	95.1	94.91	5.834	0.0326	3.26	0.118	4.6	8	
PVP 23	T 52	1946.86	0.0025	0.0025	2.5	92.38	92.29	7.32	0.0123	1.23	0.167	6.6	8
	T 53	2081.95	0.0026	0.0052	5.2	92.36	92.29	5.172	0.0135	1.35	0.212	8.3	12
		2085.59	0.0026										
T 54	2089.13	0.0026	0.0026	2.6	92.36	92.29	4.672	0.015	1.5	0.157	6.2	8	
PVP 24	T 55	3267	0.0037	0.0037	3.7	90.66	90.43	7.707	0.0298	2.98	0.139	5.5	8
	T 56	1993.87	0.0029	0.0052	5.2	90.72	90.43	6.19	0.0468	4.68	0.133	5.2	8
		1937.25	0.0023										
T 57	1341.33	0.0014	0.0014	1.4	90.55	90.43	4.56	0.0263	2.63	0.101	4	8	

Tabla 29: Resultados de los cálculos del diseño hidráulico. Características de los tragantes. La Concepción, Masaya.

Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

Características de Tragantes													
POZO	Nº Tragantes	Área tributaria	Q de cuadras	Q.acumulado	Q.acumulado	Hmáx.	Hmin.	Long. hacia pozo	Pendiente	Pendiente	Diámetro		Diámetro Comercial
		m ²	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(L/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	%	(m)	(pulg)	
PVP 25	T 58	433.85	0.0003	0.0003	0.3	90.99	90.79	8.855	0.0226	2.26	0.06	2.4	8
	T 59	2020.11	0.0025	0.0047	4.7	90.95	90.79	6.809	0.0235	2.35	0.166	6.5	8
		2035.23	0.0022										
T 60	2205.75	0.0024	0.0024	2.4	90.86	90.79	3.797	0.0184	1.84	0.142	5.6	8	
PVP 26	T 61	1918.99	0.0022	0.0022	2.2	88.81	88.51	9.156	0.0328	3.28	0.11	4.3	8
	T 62	1225.13	0.0013	0.005	5	88.75	88.51	6.701	0.0358	3.58	0.145	5.7	8
		475.96	0.0003										
		1211.81	0.0013										
		507.15	0.0003										
		1356.59	0.0015										
	517.84	0.0003											
T 63	1973.83	0.002	0.002	2	88.58	88.51	3.873	0.0181	1.81	0.133	5.2	8	
PVP 27	T 64	1990.35	0.0028	0.0028	2.8	85.51	85.37	6.665	0.021	2.1	0.143	5.6	8
	T 65	2074.12	0.003	0.0051	5.1	85.44	85.37	4.136	0.017	1.7	0.193	7.6	8
		2030.05	0.0021										
T 66	1757.72	0.0018	0.0018	1.8	85.48	85.37	6.061	0.0181	1.81	0.128	5	8	
PVP 29	T 67	6474.66	0.0122	0.0122	12.2	87.03	86.9	5.797	0.0224	2.24	0.242	9.5	12
	T 68	5176.28	0.0098	0.0098	9.8	87.03	86.9	4.84	0.0269	2.69	0.208	8.2	12
PVP 30	T 69	5920.32	0.0112	0.0112	11.2	84.31	84.13	7.381	0.0244	2.44	0.227	8.9	12
	T 70	6203.31	0.0121	0.0141	14.1	84.35	84.13	4.983	0.0442	4.42	0.198	7.8	8
		1993.67	0.002										
T 71	1764.38	0.0018	0.0018	1.8	84.63	84.13	9.187	0.0544	5.44	0.085	3.3	8	
PVP 31	T 72	6689.58	0.0128	0.0128	12.8	81.77	81.71	3.303	0.0182	1.82	0.266	10.5	12
	T 73	5825.29	0.0108	0.0126	12.6	81.88	81.71	7.422	0.0229	2.29	0.243	9.6	12
		1776.35	0.0018										
T 74	1933.98	0.002	0.002	2	81.85	81.71	8.763	0.016	1.6	0.139	5.5	8	
PVP 18	T 75	21708.51	0.1264	0.1264	126.4	99.88	99.54	8.147	0.0417	4.17	0.46	18	18
	T 76	4023.57	0.0091	0.0809	80.9	99.83	99.54	6.704	0.0433	4.33	0.384	15.11	15
		16504.42	0.0718										

Tabla 29: Resultados de los cálculos del diseño hidráulico. Características de los tragantes. La Concepción, Masaya.

Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

3.3.3. Diseño hidráulico del canal a cielo abierto trapezoidal.

La red de colectores tendrá su descarga en un canal trapezoidal. El criterio adoptado para el diseño del canal es el de máxima eficiencia hidráulica, debido a que hemos supuesto que el costo de construcción es aproximadamente proporcional al área hidráulica del canal. En base a esto la sección más eficiente será la que con cierta área se descargue el mayor gasto posible.

El canal será revestido de concreto con resistencia a la compresión de 21 MPa con un espesor de 10 cm, se asumen pérdidas de filtración por día de $0.02 \text{ m}^3/\text{día} \cdot \text{m}^2$.

El gasto que recibirá el canal será el caudal del colector de transición al canal de $Q_d = 5.6562 \text{ m}^3/\text{s}$.

Las dimensiones de cada tramo del canal se presentan en el juego de planos, Hoja 15.

De acuerdo a la configuración y características geométricas del cauce existente, fue necesario dividir la longitud total del cauce 290 metros en 5 tramos de longitudes variables.

Tramo 1:

Estación 0+000-0+062.

$L = 62 \text{ m}$.

Cota mayor = 76.21 m

Cota menor = 75.20 m

Pendiente del fondo del canal $S = 1.63\%$

Pendiente de talud $Z = 0.5$

El coeficiente de rugosidad adoptado es de $n = 0.013$ para canales revestidos.

El cálculo hidráulico del tramo 1 se muestra en el anexo 11.2

Tramo 2:

Estación 0+063-0+083.

L= 20 m.

Cota mayor= 74.24 m

Cota menor= 73.85 m

Pendiente del fondo del canal S= 2.00%

Pendiente de talud Z= 0.5

El coeficiente de rugosidad adoptado es de $n= 0.013$ para canales revestidos.

El cálculo hidráulico del tramo 2 se muestra en el anexo 11.2

Tramo 3:

Estación 0+084-0+105

Longitud L= 21 m.

Cota mayor= 72.90 m

Cota menor= 73.45 m

Pendiente del fondo del canal S= 2.14%

Pendiente de talud Z= 0.5

El coeficiente de rugosidad adoptado es de $n= 0.013$ para canales revestidos.

El cálculo hidráulico del tramo 3 se muestra en el anexo 11.2

Tramo 4:

Estación 0+106 – 0+230

Longitud L=124m

Cota mayor=71.50m

Cota menor=69.40m

Pendiente de fondo de canal S= 0.0169~1.69%

Pendiente de talud Z=0.5

El coeficiente de rugosidad adoptado es de $n= 0.013$ para canales revestidos.

El cálculo hidráulico del tramo 4 se muestra en el anexo 11.2

Tramo 5:

Estación 0+231 – 0+290

Longitud L= 59 m

Cota mayor= 68.450 m

Cota menor= 67.60m

Pendiente de fondo de canal S= 0.0144~1.44%

Pendiente de talud Z=0.5

El coeficiente de rugosidad adoptado es de $n= 0.013$ para canales revestidos.

El cálculo hidráulico del tramo 5 se muestra en el anexo 11.2

3.3.4. Eficiencia de las alcantarillas de cruce, ubicadas al final del canal.

El sistema de drenaje pluvial tendrá su descarga en 2 alcantarillas de 42", que es continuación del canal trapezoidal, para descargar finalmente en un cauce natural ubicado a 830 metros al sur del parque central del municipio.

Partiendo de la Ec.13 con un coeficiente de Manning de 0.013 y D= 1.07 cm

$$D = 1.548 \left(\frac{n * Q}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}, \text{ se determina la capacidad de la alcantarilla por:}$$

$$Q = \left(\frac{D}{1.548} \right)^{\frac{8}{3}} * \frac{Sc^{0.5}}{n} = \left(\frac{1.07}{1.548} \right)^{\frac{8}{3}} * \left(\frac{0.014^{0.5}}{0.013} \right)$$

$$Q = 3.40 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como el canal aporta un caudal máximo de 5.6562 m³/s, esto indica que éstas 2 alcantarillas transportan un caudal de 6.80 m³/s, las cuales permiten con un amplio margen de seguridad la evacuación de las aguas a su disposición final.

CAPITULO 4: ESTIMACIÓN DEL COSTO TOTAL DE LA INVERSIÓN Y TIEMPO DE DURACIÓN DEL PROYECTO.

4.1. Consideraciones generales.

La elaboración del presupuesto del sistema de alcantarillado pluvial, se realizó tomando en cuenta la siguiente metodología:

- Determinación del ancho de excavación según normas técnicas es de $0.45 \pm D$; para el caso tenemos zanjas de 70 cm para tubería de 8". Con la finalidad de facilitar la excavación, el uso de equipos adecuados y para que haya una mayor ventilación y claridad para el operario.
- Determinación de la altura de compactación con material selecto, distribuyéndose de la siguiente manera:
 - Encamado de arena igual a 0.05 m
 - Compactación con material selecto igual a 0.50 m
- Cálculo de los volúmenes de obra de acuerdo a los planos de diseño.
- Cálculo de precios unitarios de cada una de las etapas involucradas en el presupuesto; tomando como referencia el "Catálogo de Etapas y Sub -etapas del Nuevo FISE al 15 de Agosto de 2008"¹³, para proyectos de Rodamiento y Drenaje Pluvial. A partir del "Maestro de Costos Unitarios Primarios"¹⁴ y del "Maestro de Costos Unitarios Complejos del FISE"¹⁵, se determinó el costo relacionado a cada unidad específica. Para la mano de obra y para los materiales se consultó con diferentes empresas.
- Para calcular los volúmenes tanto de excavación y relleno, se tomó un factor de abundamiento de 1.30.

¹³ Fondo de Inversión Social de Emergencia (Nuevo FISE). (2008). *Catálogo de etapas y sub-etapas*. Managua, Nicaragua: División de desarrollo institucional.

⁸ Fondo de Inversión Social de Emergencia (Nuevo FISE). (2008). *Maestro de Costos Unitarios Primarios*. Managua, Nicaragua: División de desarrollo institucional.

⁹ Fondo de Inversión Social de Emergencia (Nuevo FISE). (2008). *Maestro de Costos Unitarios Complejos*. Managua, Nicaragua: División de desarrollo institucional.

- El material sobrante se depositará en los terrenos del vertedero municipal localizado en el barrio San Caralampio, ubicado a 4km del sitio del proyecto.
- Cada precio unitario está integrado por Costos Directos y Costos Indirectos, que constituye el precio de cada concepto de obra. Para obtenerlo se analizaron sus componentes: Los materiales, mano de obra, herramientas y equipos (costos directos), además de los gastos por administración de oficinas, impuestos y utilidad (costos Indirectos).

◆ **Costos Directos**

- ✓ Materiales: Se consultó la Guía de Costos y el Catálogo de Precios de la empresa CONCRETERA TOTAL, algunos precios ya están totalizados por componente. Al igual que los precios de los proveedores de la alcaldía municipal.
- ✓ Mano de obra: Se determinó como un porcentaje del costo unitario de la actividad (material + equipo). Este costo es de forma individual.
- ✓ Equipos y Herramientas: Se obtuvo a partir de la Guía de Costos del FISE mencionada anteriormente, de acuerdo a la unidad de medida reflejada.

◆ **Costos indirectos**

Para la determinación de los costos indirectos se aplicaron factores del total de costos directos de la obra:

- ✓ Se considerará un 10% de imprevisto aplicado al costo directo (CD).
- ✓ Los costos de administración serán un 10% del costo directo.
- ✓ Los costos de supervisión será de 8% del costo directo.
- ✓ Se calculó las utilidades de la siguiente manera:
Utilidades: 10% de CD+ADM.+IMPREVISTOS.
- ✓ El impuesto municipal es de 1% del CD+CI.
- Las prestaciones sociales se estiman en un 39.6% del total devengado directo en mano de obra, desglosada de la siguiente manera:
 - ✓ Aguinaldo: $1/12 = 8.33\%$
 - ✓ Vacaciones: $1/12 = 8.33\%$
 - ✓ 7° día: $1/6 = 16.66\%$

✓ INSS Patronal= 6.28%

En la Tabla 30 se muestra la Estimación del Costo del Proyecto, cuyo monto estimado es de **C\$18, 688, 525.91** (Dieciocho millones, seiscientos ochenta y ocho mil, quinientos veinticinco córdobas con 91/100 centavos).

4.2. Estimación del tiempo de duración de la ejecución del proyecto

Para determinar el tiempo aproximado que duraría la ejecución, nos hemos auxiliado del programa de Microsoft Project 2010. El tiempo de duración se calculó utilizando la expresión matemática siguiente:

$D = \frac{A}{(B * C)}$, Donde A es el metrado o cantidad total de cada actividad con su respectiva unidad, tomada de la tabla del presupuesto (Tabla 30), B es el rendimiento unitario por día de cada cuadrilla, y C es el número que conforman la cuadrilla de trabajo.

De los resultados obtenidos por el programa de Microsoft Project 2010, se obtiene que el proyecto tendrá una duración aproximada de 248 días laborables (Tabla 31). Dentro de la programación hemos tomado como días laborables los días de la semana de lunes a sábado excluido los días feriados nacionales y locales.

Propuesta del Diseño de Drenaje Pluvial para el casco urbano del municipio de La Concepción-Masaya.												
Presupuesto final de Materiales, Mano de obra, Equipos y Transporte.												
Descripción	U/M	Cantidad	Costo unitario	Costos unitarios				Subtotales				Total
				Materiales	M/Obra	Equipos	Transporte	Materiales	M/Obra	Equipos	Transporte	
Preliminares	GLB	1.00	126 163.00					43 188.00	57 720.00	12 600.00	12 655.00	126 163.00
Limpieza inicial	m2	1 500.00	9.60	0.00	9.60	0.00	0.00	0.00	14 400.00	0.00	0.00	14 400.00
Rótulo alusivo al Proyecto(incluye instalación)	c/u	1.00	13 400.00	8 900.00	3 300.00	0.00	1 200.00	8 900.00	3 300.00	0.00	1 200.00	13 400.00
Instalaciones provisionales de energía eléctrica	glb	1.00	11 568.00	7 680.00	3 000.00	0.00	888.00	7 680.00	3 000.00	0.00	888.00	11 568.00
Instalaciones provisionales de agua potable	glb	1.00	1 620.00	1 008.00	420.00	0.00	192.00	1 008.00	420.00	0.00	192.00	1 620.00
Facilidades temporales (Champas)	glb	1.00	30 400.00	25 600.00	3 000.00	0.00	1 800.00	25 600.00	3 000.00	0.00	1 800.00	30 400.00
Trazo y Nivelación	ml	3 500.00	15.65	0.00	9.60	3.60	2.45	0.00	33 600.00	12 600.00	8 575.00	54 775.00
Red de Alcantarillado	ML	3 704.00	3 360.14					8198 835.35	1429 856.20	2402 735.60	414 548.96	12445 976.11
Drenaje superficial	M2	266.86	946.59					163 658.30	50 521.94	38 427.84	0.00	252 608.07
Demolición y Reposición de andén de concreto	m2	266.86	946.59	613.27	189.32	144.00	0.00	163 658.30	50 521.94	38 427.84	0.00	252 608.07
Suministro y colocación de tubería	ML	3 186.00	2 930.36					6610 672.20	785 496.20	1548 816.91	391 143.64	9336 128.95
Desadoquinado	m2	4 398.00	60.00	0.00	60.00	0.00	0.00	0.00	263 880.00	0.00	0.00	263 880.00
Excavación para tubería	m3	10 875.65	91.26	0.00	21.06	70.20	0.00	0.00	229 041.19	763 470.63	0.00	992 511.82
Tubería de concreto 15" de Ø (incluye transporte)	ml	1 188.00	994.79	950.54	35.85	8.40	0.00	1129 241.52	42 589.80	9 979.20	0.00	1181 810.52
Tubería de concreto 24" de Ø (incluye transporte)	ml	198.00	1 631.66	1 580.87	41.23	9.56	0.00	313 012.26	8 163.54	1 892.88	0.00	323 068.68
Tubería de concreto 30" de Ø (incluye transporte)	ml	348.00	2 054.50	2 001.09	43.02	10.39	0.00	696 379.32	14 970.96	3 615.72	0.00	714 966.00
Tubería de concreto 36" de Ø (incluye transporte)	ml	396.00	2 477.32	2 421.30	44.81	11.21	0.00	958 834.80	17 744.76	4 439.16	0.00	981 018.72
Tubería de concreto 42" de Ø (incluye transporte)	ml	762.00	3 000.83	2 941.52	46.72	12.59	0.00	2241 438.24	35 600.64	9 593.58	0.00	2286 632.46
Tubería de concreto 48" de Ø (incluye transporte)	ml	294.00	3 324.11	3 261.74	48.40	13.97	0.00	958 951.56	14 229.60	4 107.18	0.00	977 288.34
Cama de arena	m3	417.76	490.50	450.00	16.50	14.00	10.00	187 992.00	6 893.04	5 848.64	4 177.60	204 911.28
Relleno y compactación de Material Selecto	m3	2 269.50	98.93	55.00	17.93	16.00	10.00	124 822.50	40 692.14	36 312.00	22 695.00	224 521.64
Relleno y compactación de Material Excavado	m3	4 266.00	155.35	0.00	11.95	143.40	0.00	0.00	50 978.70	611 744.40	0.00	662 723.10
Botar Material Sobrante	m3	8 432.20	62.00	0.00	7.20	11.60	43.20	0.00	60 711.84	97 813.52	364 271.04	522 796.40
Pozos de visita	c/u	31.00	26 550.66					429 478.80	281 915.97	104 478.55	7 197.18	823 070.50
Excavación para Pozos	m3	809.35	164.80	0.00	152.80	12.00	0.00	0.00	123 668.68	9 712.20	0.00	133 380.88
Pozos de visita de 0.00 - 1.68m	c/u	1.00	10 378.16	7 480.00	2 354.16	367.20	176.80	7 480.00	2 354.16	367.20	176.80	10 378.16
Pozos de visita de 0.00 - 1.73m	c/u	1.00	10 682.58	7 700.00	2 423.40	378.00	181.18	7 700.00	2 423.40	378.00	181.18	10 682.58
Pozos de visita de 0.00 - 1.8m	c/u	2.00	10 987.79	7 920.00	2 492.64	388.80	186.35	15 840.00	4 985.28	777.60	372.70	21 975.58
Pozos de visita de 0.00 - 1.83m	c/u	1.00	11 170.92	8 052.00	2 534.18	395.28	189.46	8 052.00	2 534.18	395.28	189.46	11 170.92
Pozos de visita de 0.00 - 1.85m	c/u	4.00	11 293.01	8 140.00	2 561.88	399.60	191.53	32 560.00	10 247.52	1 598.40	766.12	45 172.04
Pozos de visita de 0.00 - 1.9m	c/u	3.00	11 598.23	8 360.00	2 631.12	410.40	196.71	25 080.00	7 893.36	1 231.20	590.13	34 794.69
Pozos de visita de 0.00 - 2.16m	c/u	3.00	13 185.35	9 504.00	2 991.17	466.56	223.62	28 512.00	8 973.50	1 399.68	670.86	39 556.04
Pozos de visita de 0.00 - 2.26m	c/u	3.00	13 795.79	9 944.00	3 129.65	488.16	233.98	29 832.00	9 388.94	1 464.48	701.94	41 387.36
Pozos de visita de 0.00 - 2.47m	c/u	1.00	15 077.69	10 868.00	3 420.46	533.52	255.71	10 868.00	3 420.46	533.52	255.71	15 077.69
Pozos de visita de 0.00 - 2.52m	c/u	2.00	15 382.91	11 088.00	3 489.70	544.32	260.89	22 176.00	6 979.39	1 088.64	521.78	30 765.81
Pozos de visita de 0.00 - 2.57m	c/u	3.00	15 688.13	11 308.00	3 558.94	555.12	266.07	33 924.00	10 676.81	1 665.36	798.21	47 064.38
Pozos de visita de 0.00 - 2.62m	c/u	3.00	15 993.37	11 528.00	3 628.18	565.92	271.27	34 584.00	10 884.53	1 697.76	813.81	47 980.10
Pozos de visita de 0.00 - 2.67m	c/u	2.00	16 298.56	11 748.00	3 697.42	576.72	276.42	23 496.00	7 394.83	1 153.44	552.84	32 597.11
Pozos de visita de 0.00 - 2.73m	c/u	1.00	16 664.82	12 012.00	3 780.50	589.68	282.64	12 012.00	3 780.50	589.68	282.64	16 664.82
Pozos de visita de 0.00 - 3.12m	c/u	1.00	19 045.50	13 728.00	4 320.58	673.92	323.00	13 728.00	4 320.58	673.92	323.00	19 045.50
Relleno para pozo de Visita	m3	209.84	329.28	0.00	156.00	173.28	0.00	0.00	32 735.04	36 361.08	0.00	69 096.12
Botar Material Sobrante	m3	789.36	54.97	0.00	0.00	54.97	0.00	0.00	0.00	43 391.12	0.00	43 391.12
Tapas con aro de hierro para PVP	c/u	30.00	5 096.32	4 121.16	975.16	0.00	0.00	123 634.80	29 254.80	0.00	0.00	152 889.60

Tabla 30. Estimación del costo total de la inversión del proyecto.

Fuente: Elaboración propia, Octubre 2012.

Cajas	c/u	4.00	13 181.10					32 405.83	16 507.13	1 099.69	2 711.75	52 724.39
Excavación para Cajas	m3	40.28	164.80	0.00	152.80	12.00	0.00	0.00	6 154.78	483.36	0.00	6 638.14
Caja 5.20m*0.82m*1.60m	c/u	1.00	11 984.41	9 025.75	2 784.37	9.56	164.73	9 025.75	2 784.37	9.56	164.73	11 984.41
Caja 2.26m*0.36m*1.10m	c/u	1.00	6 524.78	4 923.14	1 518.75	10.39	72.50	4 923.14	1 518.75	10.39	72.50	6 524.78
Caja 4.19m*0.63m*1.10m	c/u	1.00	10 676.73	8 031.47	2 477.65	11.21	156.40	8 031.47	2 477.65	11.21	156.40	10 676.73
Caja 7.80m*0.89m*1.60m	c/u	1.00	13 840.01	10 425.47	3 216.18	12.59	185.77	10 425.47	3 216.18	12.59	185.77	13 840.01
Botar Material Sobrante	m3	49.36	62.00	0.00	7.20	11.60	43.20	0.00	355.39	572.58	2 132.35	3 060.32
Tragantes	c/u	76.00	9 062.96					558 129.56	113 007.99	13 081.39	4 565.92	688 784.86
Excavación para Tragantes	m3	80.68	74.70	0.00	6.95	67.75	0.00	0.00	560.73	5 466.07	0.00	6 026.80
Tragantes	c/u	76.00	4 489.26	3 693.28	738.66	57.32	0.00	280 689.28	56 138.16	4 356.32	0.00	341 183.76
Relleno para Tragantes con Material Excavado	m3	15.60	155.35	0.00	11.95	143.40	0.00	0.00	186.42	2 237.04	0.00	2 423.46
Botar Material Sobrante	m3	88.10	62.00	0.00	7.20	11.60	43.20	0.00	634.32	1 021.96	3 805.92	5 462.20
Rejilla de Hierro	c/u	76.00	4 390.64	3 650.53	730.11	0.00	10.00	277 440.28	55 488.36	0.00	760.00	333 688.64
Tubería Tragante - PVP	ML	518.00	737.47					306 277.36	16 959.67	56 199.02	2 574.47	382 010.52
Excavación	m3	277.00	74.70	0.00	6.95	67.75	0.00	0.00	1 925.15	18 766.75	0.00	20 691.90
Tubería de concreto 8" de Ø (incluye transporte)	ml	420.00	532.62	506.95	20.19	5.48	0.00	212 919.00	8 479.80	2 301.60	0.00	223 700.40
Tubería de concreto 12" de Ø (incluye transporte)	ml	60.00	793.47	760.43	26.32	6.72	0.00	45 625.80	1 579.20	403.20	0.00	47 608.20
Tubería de concreto 15" de Ø (incluye transporte)	ml	24.00	994.79	950.54	35.85	8.40	0.00	22 812.96	860.40	201.60	0.00	23 874.96
Tubería de concreto 18" de Ø (incluye transporte)	ml	14.00	1 193.75	1 140.65	43.00	10.10	0.00	15 969.10	602.00	141.40	0.00	16 712.50
Cama de arena	m3	19.89	490.50	450.00	16.50	14.00	10.00	8 950.50	328.19	278.46	198.90	9 756.05
Relleno con Material Excavado	m3	233.39	155.35	0.00	11.95	143.40	0.00	0.00	2 789.01	33 468.13	0.00	36 257.14
Botar Material Sobrante	m3	54.99	62.00	0.00	7.20	11.60	43.20	0.00	395.93	637.88	2 375.57	3 409.38
Adoquinado	M2	4 998.00	182.20					98 213.30	165 447.31	640 632.20	6 356.00	910 648.81
Cama de arena	m3	160.14	490.50	450.00	16.50	14.00	10.00	72 063.00	2 642.31	1 601.40	1 601.40	77 908.11
Relleno y compactación de base	m3	475.46	98.93	55.00	17.93	16.00	10.00	26 150.30	8 525.00	8 525.00	4 754.60	47 954.90
Colocación de adoquín	m2	4 408.00	178.40	0.00	35.00	143.40	0.00	0.00	154 280.00	632 107.20	0.00	786 387.20
Limpieza y entrega final	ML	3 499.74	8.89					6 700.00	35 000.00			41 700.00
Limpieza Final	ml	3 500.00	10.00	0.00	10.00	0.00	0.00	0.00	35 000.00	0.00	0.00	35 000.00
Entrega y Detalles	GLB	1.00	6 700.00	6 700.00	0.00	0.00	0.00	6 700.00	0.00	0.00	0.00	6 700.00
Prestaciones sociales 39.6% de mano de obra												602 940.18
Subtotal Costo Directo												13216 779.28
Administración 10% del Costo Directo												1321 677.93
Imprevistos 10% del Costo Directo												1321 677.93
Utilidades 10% del CD+ADMON+IMPREVISTOS												1586 013.51
Supervisión 8% del Costo Directo												1057 342.34
Total costos indirectos												5286 711.71
Total Costos Directos+Indirectos												18503 491.00
Impuestos 1% CD+CI												185 034.91
Total estimado C\$												18688 525.91

Tabla 30. Estimación del costo total de la inversión del proyecto, (Continuación).

Fuente: Elaboración propia, Octubre 2012.

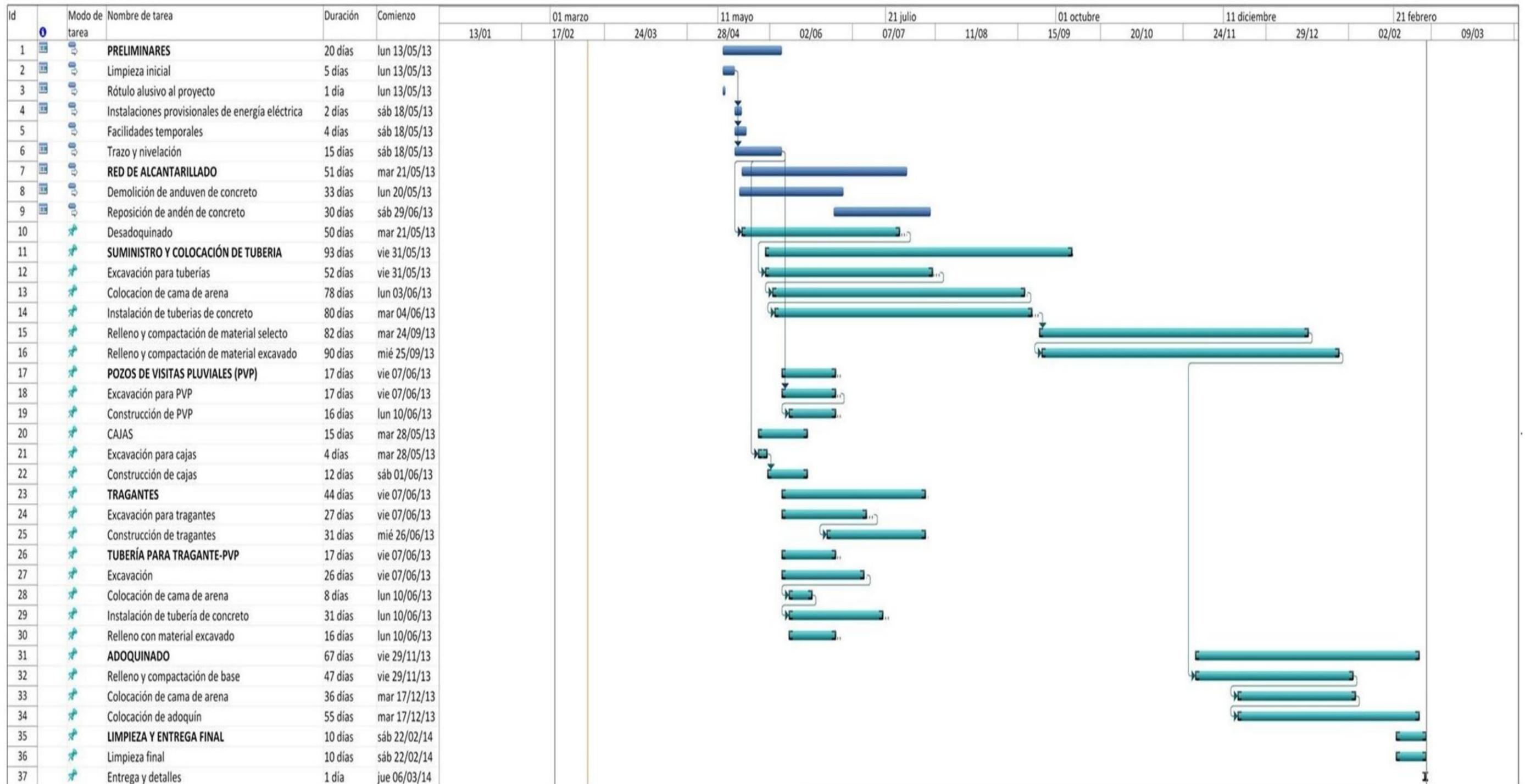


Tabla 31. Estimación del tiempo de duración de la ejecución del proyecto.

Fuente: Elaboración propia, Febrero 2013.

CAPÍTULO 5: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y PLANOS CONSTRUCTIVOS DEL DISEÑO PROPUESTO.

5.1. Alcances generales del Proyecto.

El proyecto comprende:

Instalación de 1,188 ml de tuberías de conducción de Ø 15”.

Instalación de 198 ml de tuberías de conducción de Ø 24”.

Instalación de 348 ml de tuberías de conducción de Ø 30”.

Instalación de 396 ml de tuberías de conducción de Ø 36”.

Instalación de 762 ml de tuberías de conducción de Ø 42”.

Instalación de 294 ml de tuberías de conducción de Ø 48”.

Construcción de 31 PVP de mampostería de ladrillo cuarterón.

Construcción de 76 tragantes combinados de gaveta y parrilla.

Instalación de 420 ml de tuberías de conducción de Ø 8” (Tragante-PVP).

Instalación de 60 ml de tuberías de conducción de Ø 12” (Tragante-PVP).

Instalación de 24 ml de tuberías de conducción de Ø 15” (Tragante-PVP).

Instalación de 14 ml de tuberías de conducción de Ø 18” (Tragante-PVP).

Construcción de 4 rejillas.

5.2. Especificaciones Técnicas.

5.2.1. Instalación de tuberías.

5.2.1.1. Trazo y nivelación.

Se colocarán niveletas debidamente espaciadas para el buen control de los alineamientos verticales y horizontales. El equipo a utilizar para la nivelación deberá garantizar una buena precisión.

5.2.2. Excavación.

La excavación se realizará de acuerdo a la alineación y dimensiones que indiquen los planos constructivos. Previo a la excavación se deberá considerar una distancia adicional a la profundidad de la tubería de 10 cm para la colocación de la cama de arena.

Los taludes que requieran una inclinación fuera de la vertical deberán de ser autorizados previamente por la supervisión.

5.2.3. Plantilla o cama de arena.

El material a utilizar deberá ser arena o material de excavación (de banco), libre totalmente de piedras ni material de despilme. La plantilla se colocará en el fondo de la excavación con un espesor de 10 cm dándole un acomodo, de manera que proporcione una superficie uniforme.

5.2.4. Instalación de tuberías.

La tubería deberá de apoyarse completamente en toda su longitud, penetrando las campanas de conexión en la plantilla, para evitar cualquier tipo de variación en la pendiente.

5.2.5. Relleno y compactación.

Se realizará en dos etapas, en la primera etapa se realizará el relleno perimetral a la tubería a una altura de 30 cm sobre el lomo de la misma. El relleno se hará de forma manual y simultáneamente a ambos lados de la tubería, con el fin de evitar presiones laterales no uniformes.

La compactación se hará en capas de 15 cm de espesor, a una densidad no menor de 85% de la densidad máxima obtenida. El material a usar deberá ser fino, libre totalmente de piedras.

En la segunda etapa, se podrá realizar el relleno a volteo en las zanjas que no recibirán carga vehicular posterior.

En caso de zanjas que tendrán paso vehicular posterior, el material será compactado. El material para este relleno podrá ser seleccionado producto de la excavación o material de banco.

El relleno en esta etapa será de acuerdo a las especificaciones de la ASTM D 698-58 T¹⁶. El equipo de compactación que se emplee deberá ser mecánico de operación manual. En caso de presentarse sobre-excavaciones, abatimientos de taludes o balcones en la excavación, originadas por el tipo de material y que sean aprobadas previamente por la supervisión se pagará el relleno adicional al mismo precio establecido originalmente.

El material de excavación deberá ser colocado en un sitio en donde no se obstaculice el tránsito y cause el mínimo de inconveniente en la circulación peatonal.

El contratista estará en la obligación de realizar pruebas de densidad en el área de relleno a una distancia no mayor de 100 m.

5.2.6. Pruebas de tuberías.

5.2.6.1. Pruebas de laboratorios.

Los tubos serán probados de acuerdo con los requisitos del ASTM C-1474¹⁷, las pruebas de los tubos y de cualquier otro material serán hechas en el laboratorio o designadas por la supervisión y el costo de las pruebas será pagado por el Contratista.

5.2.6.2. Pruebas de alineamiento.

Se usará una linterna entre pozos de visitas para comprobar el alineamiento de las tuberías. Desde el extremo de cada sección de la alcantarilla deberá verse un círculo completo de luz. Se revisará también profundidad y pendiente de tubería.

¹⁶ American Society for Testing and Materias (ASTM). (Sf). ASTM D 698 -58T. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort.

¹⁷ American Society for Testing and Materias (ASTM). (Sf). ASTM C 1474. Standard Test Methods for Indentation Hardness of Organic Coatings.

El Contratista deberá hacer todas las correcciones necesarias por su cuenta hasta dejar las tuberías con los alineamientos y pendientes indicados en los planos.

5.2.7. Materiales.

- Los ladrillos de barro cuarterón deberán ser perfectamente acabados, bien cocidos, libres de quemaduras y cualquier tipo de fisuras.
- El cemento a utilizar será Portland Tipo I el cual deberá cumplir con las especificaciones ASTM C-150¹⁸.
- La arena a utilizar para la elaboración de morteros deberá ser libre de arcilla y de cualquier tipo de materia orgánica.
- El agua a utilizar deberá ser potable, libre de cualquier agente químico o material orgánico.

5.2.7.1. Mortero.

En las uniones de mampostería se usará una mezcla de arena - agua - cemento, con una resistencia a la compresión no menor de 140 kg/cm² (2000 PSI).

5.2.7.2. Concreto.

La proporción a utilizar para la elaboración del concreto será de 1:2:3 con agregado grueso de Ø ½" el cual tendrá una resistencia mínima a la compresión de $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (3000 PSI), a los 28 días de edad, a dicho concreto se le realizará la prueba de resistencia de cilindro.

Los agregados componentes del concreto (arena y grava) deberán estar bien graduados y limpios de tierra, grasa o cualquier otro material que pueda perjudicar la calidad del concreto.

El colado del concreto no deberá de ser mayor a 1.20m de altura de caída, para que no haya segregación de sus componentes, se debe vibrar el concreto a fin de evitar cualquier hueco o ratonera en el concreto.

¹⁸ American Society for Testing and Materias (ASTM). (Sf). ASTM C 150/C 150 M-12. *Specificatios Normaliced for Portland Cement.*

5.2.7.3. Acero de refuerzo.

El acero de refuerzo será del tipo ASTM Grado – 40 con un límite de fluencia de $F_y=40,000$ PSI, (2800 kg/cm²), las varillas de refuerzo deberán estar limpias, libres de corrosión y de cualquier material que pueda afectar la buena adherencia.

5.2.8. Pozos de visita pluvial.

5.2.8.1. Relleno y compactación.

La excavación será de acuerdo al diámetro de cada PVP más 90 cm a cada lado para permitir su fácil construcción. El relleno deberá ser según lo especificado en la sección 5.2.5 compactado en capas de 15 cm de espesor.

5.2.8.2. Construcción de los PVP.

El inicio de construcción de cada pozo de visita pluvial se realizará una vez que hayan sido definidas las rasantes de los colectores que llegan a los PVP. De ninguna manera se deberá iniciar la construcción sin antes cumplir con lo indicado en esta sección.

5.2.9. Tragantes.

Los tragantes se componen de combinación parilla-gaveta. Las dimensiones y detalles se indican en los planos constructivos en anexos.

La orientación de la barras de la parrilla serán paralelas al eje de la cuneta, siguiendo el curso del flujo.

La losa de base será de concreto simple con un espesor mínimo de 15 cm.

La caja del tragante será de ladrillo de barro cuarterón con un recubrimiento de mortero mínimo de 1 cm de espesor.

El mortero a utilizar en la pegada de los ladrillos será de una proporción 1:4, una parte de cemento y cuatro de arena.

5.2.10. Excavación.

5.2.10.1. Tragantes.

La excavación se realizará con sección adecuada para el buen manejo de los materiales y la facilidad de operación.

5.2.10.2. Tuberías.

Las tuberías a instalar serán Ø 8", 12", 15", 18", para lo cual se deberá considerar una distancia adicional de 10 cm de espesor para la colocación de la plantilla de arena.

5.2.11. Relleno y compactación.

Se realizarán en capas no mayores de 15 cm de espesor con material selecto o el indicado por la supervisión.

JUEGO DE PLANOS CONSTRUCTIVOS

Hoja 1: Carátula, Macro Localización, Localización, Índice.

Hoja 2: Plano topográfico-curvas de nivel, Áreas tributarias.

Hoja 3: Cuenca hidrológica.

Hoja 4: Planta de diseño hidráulico PVP1-PVP2, PVP3-PVP4, PVP5-PVP6, PVP7-PVP8.

**Hoja 5: Planta de diseño hidráulico PVP9-PVP10, PVP11-PVP12, PVP12-PVP27,
PVP25-PVP26, PVP26-PVP31.**

Hoja 6: Planta de diseño hidráulico PVP14, CAJA2-PVP17, PVP14-PVP21, PVP20-PVP21, PVP22-PVP23, PVP21-PVP26.

Hoja 7: Planta de diseño hidráulico PVP29-PVP31, CAJA1-PVP4, PVP27-CAJA4.

**Hoja 8: Perfiles del diseño hidráulico, EL RETÉN CAJA3-PVP21, CARRETERA
INTERMUNICIPAL PVP21-CAJA4.**

**Hoja 9: Perfiles del diseño hidráulico CEMENTERIO GENERAL CAJA1-PVP8, PVP8-
PVP27, PVP1-PVP2, PVP3-PVP4, PVP5-PVP6.**

Hoja 10: Perfiles del diseño hidráulico PVP7-PVP8, PVP9-PVP10, PVP11-PVP12, PVP20-PVP21, PVP22-PVP24, PVP25-PVP21, MONUMENTO JUAN DÁVILA CAJA2-PVP17, PVP29-PVP21.

Hoja 11: Secciones transversales del canal.

Hoja 12: Perfil del canal.

Hoja 13: Detalles de PVP.

Hoja 14: Detalles de tragante y zanja.

Hoja 15: Sección del canal, cabezal y aletón.

Hoja 16: Caja rejilla.

CAPITULO 6: RESULTADOS.

- ◆ De acuerdo a las observaciones y datos levantados sobre el estado actual del drenaje superficial de toda el área de estudio; se aprecia que es en la calle principal donde se concentra el mayor daño, siendo el tramo que va desde el antiguo puesto El Retén hasta el mercadito de La Concepción, y que tiene como pendiente promedio el 2.26% y una longitud de 1,022.00 metros. De esta longitud del tramo, 420 m de cuneta se encuentran en mal estado, del área total de 8,176.00 m² de la estructura de rodamiento en ese tramo existen 625.00 m² en mal estado.
- ◆ El segundo tramo más importante es el que va desde el cementerio hasta la intersección con la calle principal en la dirección Oeste-Este y tiene una longitud de 934 metros del cual el 63.30% de cunetas se encuentran en regular estado.
- ◆ Según el resultado del estudio hidrológico, la cuenca hidrológica aporta un caudal al área urbana del municipio de 4.623 m³/s, a través de dos líneas de corrientes. Una línea que se unen a la calle del cementerio con orientación Oeste-Este y la otra que se une a la calle que va hacia el Retén con orientación Oeste-Este.
- ◆ El caudal de diseño del canal trapezoidal fue el recibido por la cuenca hidrológica de 4.623 m³/s para un evento hidrológico de 10 años, más el caudal propio del casco urbano de 1.033 m³/s, resultando el caudal de diseño de 5.656 m³/s.
- ◆ En el diseño del sistema de alcantarillado se proponen 31 pozos de visita pluvial, 76 tragantes combinados de parrilla con gaveta, y diámetros de tuberías colectoras que van de 15", 24", 30", 36", 42" y 48". El diámetro calculado para las tuberías que van de los tragantes a los pozos de visita pluvial son de 8", 12", 15", 18", 4 rejillas con las siguientes dimensiones:
 - Rejilla 1: Caudal de diseño de 3.276 m³/s, largo de rejilla de 5.2 m, ancho de rejilla de 0.82 m, altura de rejilla de 1.60 m.

- Rejilla 2: Caudal de diseño de $0.2365 \text{ m}^3/\text{s}$, largo de rejilla de 2.26 m, ancho de rejilla de 0.36 m, altura de rejilla de 1.10 m.
 - Rejilla 3: Caudal de diseño de $1.4825 \text{ m}^3/\text{s}$, largo de rejilla de 4.19 m, ancho de rejilla de 0.63 m, altura de rejilla de 1.10 m.
 - Rejilla 4: Caudal de diseño de $5.656 \text{ m}^3/\text{s}$, largo de rejilla de 7.8 m, ancho de rejilla de 0.89 m, altura de rejilla de 1.60 m.
- ◆ Siguiendo la topografía del terreno, todo el sistema de drenaje pluvial trabajará por gravedad, con orientación Noroeste-Sureste.
- ◆ En el diseño del canal se propone una sección trapezoidal con un ancho en el fondo del canal de 1.30 m desde el inicio del canal en la estación 0+000 a la estación 0+060, posteriormente el canal tendrá un ancho en el fondo de 1.20 m hasta empatar con dos alcantarillas de 0.61 m de diámetros, en la estación 0+290.
- ◆ La estimación del costo general del proyecto es de **C\$18, 688, 525.91** (Dieciocho millones, seiscientos ochenta y ocho mil, quinientos veinticinco córdobas con 91/100 centavos).

CAPITULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

7.1. Conclusiones.

- ◆ El costo total del proyecto se estimó en **C\$18, 688, 525.91** (Dieciocho millones, seiscientos ochenta y ocho mil, quinientos veinticinco córdobas con 91/100 centavos) y una duración aproximada de 248 días. El financiamiento para la construcción de esta obra social, traerá beneficios a los diferentes sectores de la población. El proyecto mejorará la calidad de vida de los pobladores, disminuirá la proliferación de las enfermedades, generando un mayor desarrollo en la comunidad.

- ◆ Se propone reparar 420 ml de cunetas y 625 m² de carpeta de rodamiento distribuido en el tramo que va desde el Retén hasta el mercadito.

- ◆ Debido a que la pendiente del terreno es irregular y muy pronunciada el canal se diseñó con estructuras de caída con el propósito de disminuir las pendientes y recuperar cada tanto el nivel del terreno.

- ◆ De acuerdo a los resultados del diagnóstico y a la evaluación del estado actual del sistema de drenaje del municipio podemos concluir que la población considera que las inundaciones es un problema inmediato a resolver, ya que en épocas de lluvias se ven obligados a enfrentar inundaciones en las calles, viviendas y el deterioro en los tramos de las calles, lo que significa difícil acceso y movilización.

- ◆ De acuerdo a los datos reflejados del levantamiento topográfico y las curvas de nivel mostrados en los planos, se concluye que el terreno del área de ubicación del proyecto, tiene su pendiente en la dirección Noroeste-Suroeste, permitiendo el funcionamiento del sistema únicamente por gravedad.

- ◆ De acuerdo a los resultados de los cálculos del diseño hidráulico del sistema del alcantarillado, se proponen la cantidad de 1,188 ml de tuberías de conducción de 15" de diámetro, 198 ml de tuberías de conducción de 24" de diámetro, 348 ml de ml de tuberías de conducción de 30" de diámetro, 396 ml de tuberías de conducción de 36" de diámetro, 762 ml de tuberías de conducción de 42" de diámetro y 294 ml de tuberías de conducción de 48" de diámetro, 31 pozos de visita, 76 tragantes y 4 rejillas, que evacuarán las aguas de forma eficiente y segura.

7.2. Recomendaciones.

- ◆ La alcaldía municipal deberá trabajar en conjunto con las instituciones del municipio que se relacionan directamente con educación y medio ambiente, para concientizar a la población a través de un programa de educación sobre el buen uso y cuidado del sistema de drenaje pluvial.
- ◆ Se deben realizar operaciones de mantenimiento periódicos a todo el sistema de alcantarillado, con el fin de garantizar una vida útil mayor a la proyectada.
- ◆ Realizar un estudio de factibilidad para la construcción del sistema del drenaje pluvial.
- ◆ Realizar un estudio de impacto ambiental para la ejecución del sistema de drenaje pluvial.
- ◆ Desarrollar todas las actividades de ejecución de la obra bajo la buena práctica ingenieril.

BIBLIOGRAFIA.

- Aburto Rivas, C. (2011). *Encuesta Socioeconómica aplicada a pobladores y comerciantes de La Concepción*. La Concepción.
- Alcántara, G (2007). *Topografía y sus aplicaciones*. México.
- Alcaldía Municipal de La Concepción. (2005). *Plan de desarrollo urbano 2005 – 2015 La Concepción*. Masaya, Nicaragua: Ficha municipal.
- American Society for Testing and Materias (ASTM). (Sf). ASTM C 150/C 150 M-12. Specificatios Normaliced for Portland Cement.
- American Society for Testing and Materias (ASTM). (Sf).ASTM D 698 -58T. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort.
- American Society for Testing and Materias (ASTM). (Sf). ASTM C 1474. Standard Test Methods for Indentation Hardness of Organic Coatings.
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. Colombia: Mc Graw Hill Interamericana, Santa Fé de Bogotá.
- Comisión Nacional Del Agua (CNA). (2007). *Manual de agua potable, Alcantarillado y Saneamiento*. Recuperado el 15 de noviembre de 2011, de <http://www.cna.bog.mx>
- Fondo de inversión social de emergencia (FISE). (2010). *Guía de costos-Nuevo FISE*. Managua, Nicaragua: Nuevo FISE.
- Fondo de inversión social de emergencia (FISE). (2010). *Catálogo de etapas y sub-etapas*. Managua, Nicaragua: Nuevo FISE.
- González Castillo, J. (1978). *Guía práctica para diseño de canales pluviales revestidos en Managua*. Tesis de Ingeniero no publicada. Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua, Nicaragua.
- Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER). (2008). *Datos de Intensidades máximas anuales de precipitación*. Recuperado el 15 de febrero de 2012, de <http://www.ineter.gob.ni>
- Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER). (2008). *Intensidades máximas anuales de precipitación*. Masatepe, Masaya, Nicaragua: Estación Meteorológica
- Instituto Nacional de Información de Desarrollo (INIDE). (2008). *La Concepción en cifras*. Managua, Nicaragua.
- Levin R. (1988). *Estadística para administradores*. México, Prentice-Hall Latinoamericana.

López Cualla, R. (1999). *Diseño de Acueductos y Alcantarillados: Alcantarillado Pluvial*. (2ª Edición). México, D.F: ALFAOMEGA GRUPO EDITOR S.A. de C.V.

Mendoza, G. (2011). *Encuesta Socioeconómica aplicada a pobladores y comerciantes de La Concepción*. La Concepción.

Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). (2008). *Manual para la revisión de estudios hidrotécnicos de drenaje mayor*. Managua, Nicaragua: División general de planificación.

Ministerio de la Vivienda y Asentamientos Humanos. (2004). *Reglamento de Drenaje pluvial*. Managua, Nicaragua. Documento: Reglamento de Drenaje pluvial para el área del Municipio de Managua.

Programa de Apoyo al Sector Transporte (PAS-DANIDA). (2004). *Guía Hidráulica Para el Diseño de Obras de Drenaje en camino rurales*.

Tirado V.R. (2010). *Apuntes de Ingeniería Sanitaria*. Managua, Nicaragua

GLOSARIO.

Erosión. Proceso físico o químico mediante el cual la superficie de la tierra sufre desgaste por lluvia, viento, escorrentía, hielo, gravedad, u otros agentes geológicos.

Caudal: Flujo de agua que pasa por una sección en una unidad de tiempo.

Diseño: Actividad creativa y técnica encaminados a idear objetos útiles y estéticos que pueden llegar a producirse en series.

Eficiencia: Capacidad con la que opera un sistema.

Alcantarillado Pluvial: Conjunto de estructuras que acarrean aguas de lluvia, drenaje superficial, lavado de calles y otras aguas de lavado, pero se excluyen alcantarillado sanitario y desechos industriales.

Escorrentía Superficial. Precipitación que fluye sobre las superficies de los techos, calles, el suelo, etc., y no se infiltra al subsuelo y no se evapotranspira o retiene por esa superficie que la hace escurrir.

Duración de lluvia. La longitud de tiempo que el agua puede estar almacenada en cualquier instalación de control de agua de lluvia, calculada desde el primer tiempo y que el agua comenzó a ser almacenada de lluvia que corre sobre la tierra en su pre estado de desarrollo.

Frecuencia de Lluvia. El intervalo de tiempo entre lluvias mayores de intensidad predeterminada y volúmenes de escorrentía de lluvia de 5-años, 10-años o 20-años.

Tormenta de Diseño. Un evento seleccionado, descrito en términos de probabilidad de ocurrencia una vez dentro de un número dado de años, para el cual se ha diseñado y construido el drenaje o mejorado los controles de flujo.

Área de Drenaje. El área drenada dentro de una corriente en un punto dado. Puede ser de diferentes tamaños por escorrentía superficial, flujo sub superficial y flujo base, pero generalmente el área de escorrentía de superficie es considerada como el área de drenaje.

Pozo de Visita Pluvial (PVP): Estructura utilizada para cambio de alineación horizontal o vertical en la tubería, en todo cambio de diámetro y en las intersecciones de dos o más alcantarillas.

Canal. Una porción de un curso de agua natural o artificial que periódicamente o continuamente contiene agua en movimiento, o el cual forma una conexión entre dos cuerpos de agua. Tiene un lecho definido y paredes o taludes que sirven para confinar el agua.

Bordo libre: Distancia vertical entre el nivel máximo del agua, generado por una creciente de diseño y el borde de un canal o la cresta de la cortina de la presa o de otra estructura hidráulica.

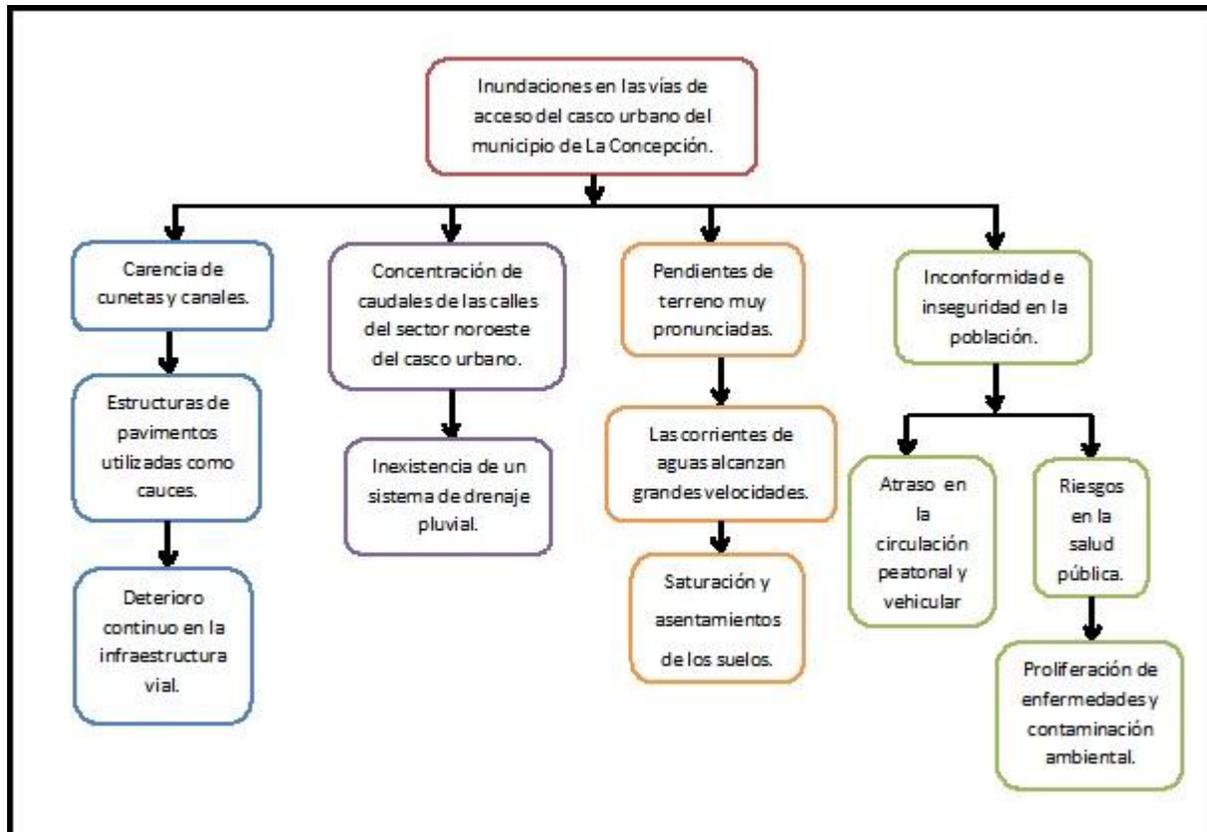
Flujo Uniforme. Un estado de flujo uniforme cuando la velocidad media y el área de la sección transversal permanece constante en todas las secciones de un tramo.

Presupuesto: Cantidad de dinero que se calcula o se dispone para un fin.

ANEXOS.

Anexo 1. Municipio de La Concepción, casco urbano.

Anexo 2. Árbol de problema.



Anexo 3. Intensidades máximas anuales de precipitación para diferentes tiempos de duración, periodo 2000-2009.

Tabla 32: Intensidades máximas anuales de precipitación, periodo 2000-2009. Estación Campos Azules, Masatepe.

INSTITUTO NICARAGÜENSE DE ESTUDIOS TERRITORIALES								
		INETER						
		INTENSIDADES MÁXIMAS ANUALES DE PRECIPITACIÓN (mm)						
ESTACIÓN: Masatepe(Campos Azules)		Latitud: 11° 53' 59''		Longitud: 86° 08' 59''				
CÓDIGO:O69 129		Elevación: 470msnm		Tipo: AG				
Período:1971-2009								
AÑO	5	10	15	30	60	120	320	720
2000	146.4	120.4	114.0	63.4	41.9	22.1	-	-
2001	120.0	115.8	114.4	76.2	54.3	31.8	12.5	-
2002	121.2	99.0	76.8	52.4	44.1	31.5	12.3	-
2003	112.8	94.8	77.6	62.0	44.8	27.3	7.6	-
2004	121.2	115.2	84.8	80.8	66.1	37.9	12.7	-
2005	118.8	115.8	104.0	76.8	45.7	29.8	15.1	3.9
2006	111.6	91.8	90.4	67.2	43.7	23.3	1.9	-
2007	126.0	117.6	113.2	78.4	62.9	32.3	8.4	-
2008	112.8	110.4	88.0	69.2	56.8	45.9	18.6	-
2009	156.0	116.4	97.6	76.2	45.1	26.0	-	-

Fuente: INETER. (2012). Datos de Intensidades máximas anuales de precipitación. Managua, Nicaragua.

Anexo 4. Determinación de la probabilidad teórica (P_t) para duraciones de lluvia de 5, 10, 15, 30, 60, 120 min, (Aplicación del método de Gumbell).

Método Gumbell

$$Fy = e^{-e^{-\alpha(y-\beta)}}$$

Tabla 33. Datos para una lluvia de 5 min de duración, con una distribución teórica $d=5\text{min}$; $\alpha=0.0854$ y $\beta=117.924$. Desviación máxima.

mm/h	$Pe(I \leq Im)$	$Pt(I \leq Im)$	$\Delta = Pt - Pe$
156.0	0.9091	0.962	0.0529
146.4	0.8182	0.9159	0.0977= $\Delta_{\text{máx}}$
126.0	0.7275	0.6055	-0.122
121.2	0.6364	0.4696	-0.1668
121.2	0.5455	0.4696	-0.0759
120.0	0.4536	0.4328	-0.0208
118.8	0.3631	0.3954	0.0323
112.8	0.2754	0.2125	-0.0629
112.8	0.1803	0.2125	0.0322
111.6	0.0909	0.1798	0.0889

Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

Tabla 34. Datos para una lluvia de 10min de duración, con una distribución teórica d=10min; $\alpha=0.1225$ y $\beta=105.0088$. Desviación máxima.

mm/h	$Pe(I \leq Im)$	$Pt(I \leq Im)$	$\Delta = Pt - Pe$
120.4	0.9091	0.8592	-0.0499
117.6	0.8182	0.8075	-0.0107
116.4	0.7275	0.7806	0.0531
115.8	0.6364	0.766	0.1296
115.8	0.5455	0.766	0.2205
115.2	0.4536	0.7505	0.2969= Δ_{max}
110.4	0.3631	0.5965	0.2334
99.0	0.2754	0.124	-0.1514
94.8	0.1803	0.0304	-0.1499
91.8	0.0909	0.0065	-0.0844

Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

Tabla 35. Datos para una lluvia de 15min de duración, con una distribución teórica d=15min; $\alpha=0.087$ y $\beta=89.4424$. Desviación máxima.

mm/h	$Pe(I \leq Im)$	$Pt(I \leq Im)$	$\Delta = Pt - Pe$
114.4	0.9091	0.8922	-0.0169
114.0	0.8182	0.8886	0.0704
113.2	0.7275	0.8811	0.1536= Δ_{max}
104.0	0.6364	0.7544	0.118
97.6	0.5455	0.6115	0.066
90.4	0.4536	0.3985	-0.0551
88.0	0.3631	0.3218	-0.0413
84.8	0.2754	0.2237	-0.0517
77.6	0.1803	0.0607	-0.1196
76.8	0.0909	0.0496	-0.0413

Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

Tabla 36. Datos para una lluvia de 30min de duración, con una distribución teórica $d=30\text{min}$; $\alpha=0.1417$ y $\beta=66.1867$. Desviación máxima.

mm/h	$Pe(I \leq Im)$	$Pt(I \leq Im)$	$\Delta = Pt - Pe$
80.8	0.9091	0.8815	-0.0276
78.4	0.8182	0.8376	0.0194
76.8	0.7275	0.8007	0.0732
76.2	0.6364	0.7851	0.1487
76.2	0.5455	0.7851	0.2396= Δ_{\max}
69.2	0.4536	0.5208	0.0672
67.2	0.3631	0.4205	0.0574
63.4	0.2754	0.2267	-0.0487
62.0	0.1803	0.1637	-0.0166
52.4	0.0909	0.0086	-0.0823

Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

Tabla 37. Datos para una lluvia de 60min de duración, con una distribución teórica $d=60\text{min}$; $\alpha=0.1456$ y $\beta=46.5744$. Desviación máxima.

mm/h	$Pe(I \leq Im)$	$Pt(I \leq Im)$	$\Delta = Pt - Pe$
66.1	0.9091	0.9434	0.0343
62.9	0.8182	0.9114	0.0932= Δ_{\max}
56.8	0.7275	0.798	0.0705
54.3	0.6364	0.7227	0.0863
45.7	0.5455	0.3212	-0.2243
45.1	0.4536	0.2895	-0.1641
44.8	0.3631	0.274	-0.0891
44.1	0.2754	0.2384	-0.037
43.7	0.1803	0.2188	0.0385
41.9	0.0909	0.1388	0.0479

Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

Tabla 38. Datos para una lluvia de 120min de duración, con una distribución teórica $d=120\text{min}$; $\alpha=0.1811$ y $\beta=27.6024$. Desviación máxima.

mm/h	$Pe(I \leq Im)$	$Pt(I \leq Im)$	$\Delta = Pt - Pe$
45.9	0.9091	0.9643	0.0552
37.9	0.8182	0.8565	0.0383
32.3	0.7275	0.6524	-0.0751
31.8	0.6364	0.6265	-0.0099
31.5	0.5455	0.6104	0.0649= Δ_{\max}
29.8	0.4536	0.5109	0.0573
27.3	0.3631	0.3477	-0.0154
26.0	0.2754	0.2627	-0.0127
23.3	0.1803	0.1131	-0.0672
22.1	0.0909	0.0666	-0.0243

Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.

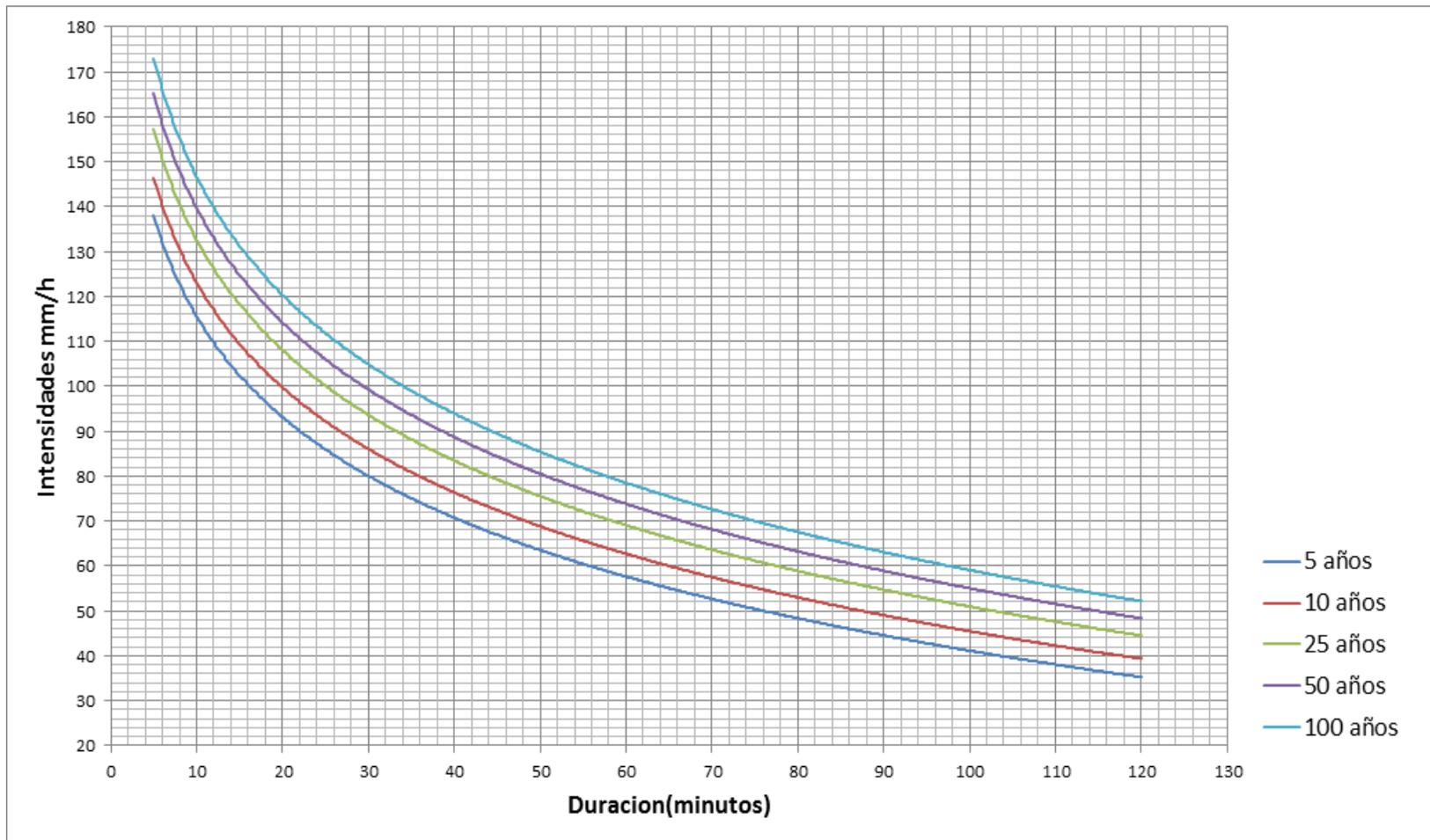
Anexo 5. Parámetros para determinar coeficiente de escorrentía.

Tabla 39: Parámetros para determinar coeficiente de escorrentía.

Uso del suelo	<i>Us</i>
Vegetación densa, bosques, cafetal con sombras, pastos.	0.04
Malezas, arbustos, solar baldío, cultivos perennes, parques, cementerios, campos deportivos	0.06
Sin vegetación o con cultivos anuales	0.10
Zonas suburbanas(viviendas, negocios)	0.20
Casco urbano y zonas industriales	0.30 – 0.50
Tipo de suelo	<i>Ts</i>
Permeable(terreno arenoso, ceniza volcánica, pómez)	1.00
Semipermeable (terreno arcilloso arenoso)	1.25
Impermeable (terreno arcilloso, limoso ,marga)	1.50
Pendiente del terreno (%)	<i>Pt</i>
0.0 – 3.0	1.00
3.1 – 5.00	1.50
5.1 – 10.00	2.00
10.1- 20.00	2.50
20.1 y más	3.0

Fuente: Lanzas Mejía. N. (2010). Diseño y construcción de Drenaje Vial. Maestría en vías de transporte. Universidad Nacional de Ingeniería. Managua, Nicaragua.

Anexo 6. Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) de la estación meteorológica Campos Azules Masatepe.



Anexo 7. Parámetros considerados para el cálculo hidráulico.

Tabla 40: Parámetros de diseño considerados para el cálculo hidráulico.

Criterio	Norma vigente según Reglamento de Drenaje Pluvial para el área del municipio de Managua	Criterio Propuesto
Periodo de retorno	Arto 31, capítulo V: 10 años para una colectora primaria de tránsito	25 años
Velocidad mínima y máxima	Acápitem 3.3 de Arto 3, capítulo I: La velocidad mínima será 0.75 m/s. La velocidad máxima deberá ser 4 m/s. En casos especiales se permitirá velocidades hasta 5.00 m/s para PVC.	Mínima: 0.75 m/s. Máxima: 4.0 m/s.
Diámetro mínimo de tubería de conducción	Acápitem 3.3 de Arto 3, capítulo I: El diámetro mínimo permisible en tuberías pluvial, será de 15" pulgadas, siempre que se justifique a través de los criterios de diseño establecidos.	15"
Diámetro de conexión tragante – pozo de visita pluvial PVP	La conexión entre tragantes y pozos de visita que podrá ser de 10" cuando se justifique a través de su cálculo correspondiente.	8"
Profundidad o cobertura sobre la tubería	Acápitem 3.5 de Arto 3, capítulo I: vías de tránsito vehicular, profundidad mínima del alcantarillado pluvial, será de 1.00 m. sobre la corona. Se aceptarán profundidades máximas hasta de 5.00 metros siempre, que se provean las obras de defensa.	Iniciales 1.0 m, Resto: mayores de 1.0 m.
Velocidad máxima para canales	Arto 4, capítulo I: No debe exceder los 7 m/s	7.00 m/ s
Ubicación de PVP	Acápitem 6.1 inciso a, de Arto 6, capítulo I: Se colocarán pozos de visita pluvial (P.V.P) en todo cambio de alineación, pendiente, diámetro y elevación, también en los arranques y en las intersecciones con otras alcantarillas. Arto 2, capítulo 2: se ubicarán al centro de la vía.	PVP en cada cuadra al centro de la intercepción
Tensión tractiva mínima admisible		Para alcantarillado pluvial deberá ser mayor o igual a 1.5 Pa en todo el tramo
Tipo de Tubería		Tubería de Concreto con n de Manning de 0.013
Aceleración de la Gravedad		9.81 m/s ²

Fuente: Elaboración propia. Septiembre 2012.

Anexo 8. Relaciones hidráulicas para conductos circulares

Tabla 41: Relaciones hidráulicas para conductos circulares.

Q/Qo	Rel.	Rel.	Rel.	Rel.	Q/Qo	Rel.	Rel.	Rel.	Rel.
	V/Vo	d/D	R/Ro	H/D		V/Vo	d/D	R/Ro	H/D
0.00	0.000	0.000	0.000		0.29	0.645	0.417	0.886	0.314
0.01	0.292	0.092	0.239	0.041	0.30	0.729	0.424	0.896	0.321
0.02	0.362	0.124	0.315	0.067	0.31	0.732	0.431	0.907	0.328
0.03	0.400	0.148	0.370	0.086	0.32	0.740	0.439	0.919	0.334
0.04	0.427	0.165	0.410	0.102	0.33	0.750	0.447	0.931	0.341
0.04	0.427	0.165	0.410	0.102	0.33	0.750	0.447	0.931	0.341
0.05	0.453	0.182	0.449	0.116	0.34	0.755	0.452	0.938	0.348
0.06	0.473	0.196	0.481	0.128	0.35	0.760	0.460	0.950	0.354
0.07	0.492	0.210	0.510	0.140	0.36	0.768	0.468	0.962	0.361
0.08	0.505	0.220	0.530	0.151	0.37	0.776	0.476	0.974	0.368
0.09	0.520	0.232	0.554	0.161	0.38	0.781	0.482	0.983	0.374
0.10	0.540	0.248	0.586	0.170	0.39	0.787	0.488	0.992	0.381
0.11	0.553	0.258	0.606	0.179	0.40	0.796	0.498	1.007	0.388
0.12	0.570	0.270	0.630	0.188	0.41	0.802	0.504	1.014	0.395
0.13	0.580	0.280	0.650	0.197	0.42	0.806	0.510	1.021	0.402
0.14	0.590	0.289	0.668	0.205	0.43	0.810	0.516	1.028	0.408
0.15	0.600	0.298	0.686	0.213	0.44	0.816	0.523	1.035	0.415
0.16	0.613	0.308	0.704	0.221	0.45	0.822	0.530	1.043	0.422
0.17	0.624	0.315	0.716	0.229	0.46	0.830	0.536	1.050	0.429
0.18	0.634	0.323	0.729	0.236	0.47	0.834	0.542	1.056	0.436
0.19	0.645	0.334	0.748	0.244	0.48	0.840	0.550	1.065	0.443
0.20	0.540	0.346	0.768	0.251	0.49	0.845	0.557	1.073	0.450
0.21	0.553	0.353	0.780	0.258	0.50	0.850	0.563	1.079	0.458
0.22	0.570	0.362	0.795	0.266	0.51	0.855	0.570	1.087	0.465
0.23	0.580	0.370	0.809	0.273	0.52	0.860	0.576	1.094	0.472
0.24	0.590	0.379	0.824	0.280	0.53	0.865	0.582	1.100	0.479
0.25	0.600	0.386	0.836	0.287	0.54	0.870	0.588	1.107	0.487
0.26	0.613	0.393	0.848	0.294	0.55	0.875	0.594	1.113	0.494
0.27	0.624	0.400	0.860	0.300	0.56	0.880	0.601	1.121	0.502
0.28	0.634	0.409	0.874	0.307	0.57	0.885	0.608	1.125	0.510

Fuente: Relaciones Hidráulicas para conductos circulares. López Cualla. R. (1999). Diseño de acueductos y alcantarillados. : Alcantarillado Pluvial. (2ª Edición).México, D.F: ALFAOMEGA GRUPO EDITOR S.A. de C.V

Tabla 41: Relaciones hidráulicas para conductos circulares. (Continuación).

Q/Qo	Rel.	Rel.	Rel.	Rel.	Q/Qo	Rel.	Rel.	Rel.	Rel.
	V/Vo	d/D	R/Ro	H/D		V/Vo	d/D	R/Ro	H/D
0.59	0.895	0.620	1.132	0.526	0.88	1.011	0.813	1.215	0.871
0.60	0.900	0.626	0.136	0.534	0.89	1.015	0.820	1.214	0.892
0.61	0.903	0.632	1.139	0.542	0.90	1.018	0.826	1.212	0.915
0.62	0.908	0.639	1.143	0.550	0.91	1.021	0.835	1.210	0.940
0.63	0.913	0.645	1.147	0.559	0.92	1.024	0.843	1.207	0.966
0.64	0.918	0.651	1.151	0.568	0.93	1.027	0.852	1.204	0.995
0.65	0.922	0.658	1.155	0.576	0.94	1.030	0.860	1.202	1.027
0.66	0.927	0.666	1.160	0.585	0.95	1.033	0.868	1.200	1.063
0.67	0.931	0.672	1.163	0.595	0.96	1.036	0.876	1.197	1.103
0.68	0.936	0.678	1.167	0.604	0.97	1.038	0.884	1.195	1.149
0.69	0.941	0.686	1.172	0.614	0.98	1.039	0.892	1.192	1.202
0.70	0.945	0.692	1.175	0.623	0.99	1.040	0.900	1.190	1.265
0.71	0.951	0.699	1.179	0.633	1.00	1.041	0.914	1.172	1.344
0.72	0.955	0.705	1.182	0.644	1.01	1.042	0.920	1.164	1.445
0.73	0.958	0.710	1.184	0.654	1.02	1.042	0.931	1.150	1.584
0.74	0.961	0.719	1.188	0.665	1.03	1.042	0.942	1.136	
0.75	0.965	0.724	1.190	0.677	1.04	0.000	0.000	0.000	
0.76	0.969	0.732	1.193	0.688	1.05	0.000	0.000	0.000	
0.77	0.972	0.738	1.195	0.700	1.06	0.000	0.000	0.000	
0.78	0.975	0.743	1.197	0.713	1.07	0.000	0.000	0.000	
0.79	0.980	0.750	1.200	0.725	1.08	0.000	0.000	0.000	
0.80	0.984	0.756	1.202	0.739	1.09	0.000	0.000	0.000	
0.81	0.987	0.763	1.205	0.753					
0.82	0.990	0.770	1.208	0.767					
0.83	0.993	0.778	1.211	0.783					
0.84	0.997	0.785	1.214	0.798					
0.85	1.001	0.791	1.216	0.815					
0.86	1.005	0.798	1.219	0.833					

Fuente: Relaciones Hidráulicas para conductos circulares. López Cualla. R. (1999). Diseño de acueductos y alcantarillados. : Alcantarillado Pluvial. (2ª Edición).México, D.F: ALFAOMEGA GRUPO EDITOR S.A. de C.V

Anexo 9. Diámetros de pozos, coeficiente K y valores para el cálculo de pérdidas

Tabla 42: Diámetros de pozos, coeficiente K y valores para el cálculo de pérdidas.

<p style="text-align: center;">Diámetro de pozo de acuerdo del ϕ colector de salida en Plg.</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th style="width: 50%;">Diámetro del colector de salida</th> <th style="width: 50%;">Diámetro del pozo de</th> </tr> <tr> <th>plg</th> <th>m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>8</td> <td>1.20</td> </tr> <tr> <td>24</td> <td>1.20</td> </tr> <tr> <td>27</td> <td>1.50</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>1.50</td> </tr> <tr> <td>33</td> <td>1.80</td> </tr> <tr> <td>36</td> <td>1.80</td> </tr> </tbody> </table>	Diámetro del colector de salida	Diámetro del pozo de	plg	m	8	1.20	24	1.20	27	1.50	30	1.50	33	1.80	36	1.80	<p style="text-align: center;">Para calcular pérdidas a partir del tipo flujo</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th style="width: 15%;">Régimen</th> <th style="width: 15%;">Rc/D</th> <th colspan="2" style="width: 70%;">ΔH_c</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">subcrítico</td> <td>3.0</td> <td>0.05</td> <td>$V^2/2g$</td> </tr> <tr> <td>1.5</td> <td>0.20</td> <td>$V^2/2g$</td> </tr> <tr> <td>1.0</td> <td>0.40</td> <td>$V^2/2g$</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">supercrítico</td> <td>6.0</td> <td>0.40</td> <td>$V^2/2g$</td> </tr> <tr> <td>8.0</td> <td>0.20</td> <td>$V^2/2g$</td> </tr> <tr> <td>10.0</td> <td>0.05</td> <td>$V^2/2g$</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">Valor de K a partir de la relación ϕ de pozo/ ϕ tubería saliente</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th style="width: 50%;">D_p/D_s</th> <th style="width: 50%;">K</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>1.6</td> <td>1.3</td> </tr> <tr> <td>1.3</td> <td>1.4</td> </tr> <tr> <td>1.2</td> <td>1.5</td> </tr> </tbody> </table>	Régimen	Rc/D	ΔH_c		subcrítico	3.0	0.05	$V^2/2g$	1.5	0.20	$V^2/2g$	1.0	0.40	$V^2/2g$	supercrítico	6.0	0.40	$V^2/2g$	8.0	0.20	$V^2/2g$	10.0	0.05	$V^2/2g$	D _p /D _s	K	2	1.2	1.6	1.3	1.3	1.4	1.2	1.5
Diámetro del colector de salida	Diámetro del pozo de																																																		
plg	m																																																		
8	1.20																																																		
24	1.20																																																		
27	1.50																																																		
30	1.50																																																		
33	1.80																																																		
36	1.80																																																		
Régimen	Rc/D	ΔH_c																																																	
subcrítico	3.0	0.05	$V^2/2g$																																																
	1.5	0.20	$V^2/2g$																																																
	1.0	0.40	$V^2/2g$																																																
supercrítico	6.0	0.40	$V^2/2g$																																																
	8.0	0.20	$V^2/2g$																																																
	10.0	0.05	$V^2/2g$																																																
D _p /D _s	K																																																		
2	1.2																																																		
1.6	1.3																																																		
1.3	1.4																																																		
1.2	1.5																																																		

Fuente: López Cualla. R. (1999). Diseño de acueductos y alcantarillados: Alcantarillado Pluvial. (2ª Edición). México, D.F: ALFAOMEGA GRUPO EDITOR S.A. de C.V.

Anexo 10. Descripción del cuadro de cálculo, columna por columna.

➤ **Caudal de Cunetas**

En las tablas 26 y 27, se presentan los resultados de los cálculos realizados para determinar el caudal de cuneta, el diseño hidráulico para cada colector, mediante una Hoja de Cálculo en Microsoft Excel.

Columna 1: Identificación de colectores.

Columna 2: Área drenada (ver juego de planos, Hoja 2).

Columna 3: Longitud del tramo, en metros (ver juego de planos, Hoja 4-7).

Columna 4: Altura máxima del terreno de escurrimiento, en metros.

Columna 5: Altura mínima del terreno de escurrimiento, en metros.

Columna 6: Pendiente del terreno

$$Sc = \frac{\text{col}[4] - \text{col}[5]}{\text{col}[3]} * 100 = \%$$

$$Sc \text{ del PVP } 0 - \text{PVP}2 = \frac{100.9\text{m} - 100.2\text{m}}{30.52\text{m}} * 100 = 2.3\%$$

Columna 7: Uso del suelo del tramo, Anexo 5, tabla 39

Us= 0.3

Columna 8: Tipo de suelo del tramo, Anexo 5, tabla 39

Ts=1.25

Columna 9: Pendiente del terreno del tramo, en % = Col [6]

Columna 10: Factor de la pendiente del terreno, Anexo 5, tabla 39

Pt= 1

Columna 11: Coeficiente de escorrentía, se calculó mediante:

$$C = \text{col}[7] * \text{col}[8] * \text{col}[10]$$

$$C = 0.3 * 1.25 * 1 = 0.375$$

Columna 12: Tiempo de concentración (tc), en minutos.

$$tc = 0.0041 \left(\frac{3.28 * \text{col} [3]}{\sqrt{\text{col} [6]}} \right)^{0.77}$$

$$tc = 0.0041 \left(\frac{3.28 * 30.52}{\sqrt{0.023}} \right)^{0.77} = 0.61\text{min}$$

Columna 13: Intensidad de diseño, corresponde al valor de intensidad en (mm/h), obtenido de la gráfica de Curva IDF (ver anexo 6) cuyo valor obtenido resulta de interceptar el tiempo de concentración (tc), con la frecuencia de diseño que para este proyecto se consideró de 10 años.

Columna 14: Caudal del tragante, producido según la Ecuación Racional

$$Q = 0.2778 * \text{col [2]} * \text{col [11]} * \text{col [13]} = \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0.2778 * 0.0008 * 0.375 * 4.59 = 0.0004\text{m}^3/\text{s}$$

Se hizo sumatoria del Caudal que aporta cada una de las áreas tributarias que drenan al colector aferente.

➤ **Diseño Hidráulico.**

Columna 15: Longitud entre colectores, en metros.

Columna 16: Altura máxima de la alcantarilla hasta el fondo, en metros.

Columna 17: Altura mínima de la alcantarilla hasta el fondo, en metros.

Columna 18: Pendiente de la alcantarilla Sa.

$$Sa = \frac{\text{col [16]} - \text{col [17]}}{\text{col [15]}} * 100 = \%$$

$$Sa = \frac{99.76 - 98.8}{37.091} * 100 = 2.59\%$$

Columna 19: Caudal de diseño = Col [6]

Columna 20: Diámetro calculado.

$$Dc = 1.548 * \left(\frac{n * \text{col [19]}}{\text{col [18]}^{1/2}} \right)^{3/8} = \text{m}$$

$$Dc = 1.548 * \left(\frac{0.013 * 3.2785}{[0.0259]^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.941\text{m}$$

Columna 21: Diámetro comercial, en pulgadas.

Columna 22: Caudal a tubo lleno.

$$Q_{ll} = 0.312 \frac{[\text{col [21]}]^{8/3} [\text{col [18]}]^{1/2}}{n} = \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{II} = 0.312 \frac{[1.07]^{8/3} [0.0259]^{1/2}}{0.013} = 4.5894 \text{m}^3/\text{s}$$

Columna 23: Velocidad a tubo lleno.

$$V_{II} = \frac{4 * \text{col} [22]}{\pi * \text{col} [21]^2} = \text{m/s}$$

$$V_{II} = \frac{4 * [4.5894]}{\pi * [1.07]^2} = 5.135 \text{m/s}$$

Columna 24: Relación de caudal de diseño a caudal a tubo lleno, adimensional.

$$Q/Q_{II} = \frac{\text{col} [19]}{\text{col} [22]}$$

$$Q/Q_{II} = \frac{3.2785}{4.5894} = 0.71$$

Columna 25: Relación de velocidad real y la velocidad a tubo lleno, adimensional.
Encontrada en el Anexo 8, tabla 41.

$$\frac{v}{v_{II}} = \text{Según Tabla } \frac{Q}{Q_{II}} \rightarrow 0.71 \rightarrow \frac{v}{v_{II}} = 0.951$$

Columna 26: Relación entre lámina de agua y diámetro de la tubería, adimensional.
Encontrada en el Anexo 8, tabla 41.

$$\frac{d}{D} = \text{Según Tabla } \frac{Q}{Q_{II}} \rightarrow 0.71 \rightarrow \frac{d}{D} = 0.699$$

Columna 27: Velocidad real, en m/s.

$$V = \text{col} [23] * \text{col} [25] = \text{m/s}$$

$$V = [5.135] * [0.951] = 4.88 \text{m/s}$$

Columna 28: Altura de velocidad, en metros.

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{\text{col} [27]^2}{2 * g}$$

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{[4.88]^2}{2 * 9.81} = 1.2$$

Columna 29: Lámina o tirante de agua, en metros.

$$d = \text{col} [21] * \text{col} [26] = \text{m}$$

$$d = [1.07] * [0.699] = 0.75 \text{m}$$

Columna 30: H/D se encuentra en el Anexo 8, tabla 41, a partir de la Relación Q/Q_{II}.

$$\frac{Q}{Q_{II}} = \text{según tabla} \rightarrow \frac{H}{D} = \text{según tabla}$$

$$\frac{Q}{Q_{II}} = 0.71 \rightarrow \frac{H}{D} = 0.633$$

Columna 31: Profundidad Hidráulica o carga total, en metros.

$$H = \text{col}[21] * \text{col}[30] =$$

$$H = [1.07] * [0.633] = 0.68\text{m}$$

Columna 32: Número de Froude

$$NF = \frac{\text{col}[27]}{\sqrt{g * \text{col}[31]}} = \text{m}$$

$$NF = \frac{[4.88]}{\sqrt{9.81 * [0.68]}} = 1.9\text{m}$$

Columna 33: Energía específica, en metros.

$$E = \text{col}[28] + \text{col}[29] = \text{m}$$

$$E = [1.2] + [0.75] = 1.97\text{m}$$

Columna 34: Radio Hidráulico

Columna 35: Tensión de arrastre

$$\tau = \rho * g * \text{col}[18] * \text{col}[34] = \text{Pa}$$

$$\tau = 1000 * 9.81 * 0.0259 * 0.94 = 238.8\text{Pa}$$

➤ Características de los Pozos de Visita

Columna 36: Diámetro de entrada al pozo = *Col* [21]

Columna 37: Diámetro del Pozo, seleccionado en el Anexo 9, tabla 42, de acuerdo al valor de la columna 36.

Columna 38: Relación del radio de curvatura con el diámetro de la tubería saliente. Se adopta un diámetro de curvatura mínimo igual a la mitad del diámetro del pozo.

$$\frac{rc}{D} = \frac{\text{col}[37]}{2}$$

$$\frac{rc}{D} = \frac{[1.67]}{2} = 0.835$$

Columna 39: Pérdidas por cambio de dirección ($K V^2/2g$), el valor de K se obtiene de la Tabla 42, en función de la relación $rc/D = \text{Col}$ [32]

Columna 40: Pérdidas por la intersección.

Como el NF se encuentra entre 0.9 y 1.10 entonces: Columna 32 = columna 28 * 0.2.

Columna 41: Pérdidas totales en el régimen subcrítico.

$$\text{Perd} = \text{col [39]} + \text{col [40]}$$

Columna 42: Diámetro de salida

$$D_s = \text{col [39]} * 2 + \text{col [36]}$$

$$D_s = [0.304 * 2] + [1.07] = 1.7$$

Columna 43: Relación entre el diámetro del pozo y el diámetro de la tubería saliente.

$$\frac{D_p}{D_s} = \frac{[37]}{[42]}$$

$$\frac{D_p}{D_s} = \frac{[1.67]}{[1.07]} = 1.56$$

Columna 44: Coeficiente K se obtiene a partir del valor encontrado de la columna 38 en la tabla 42.

Columna 45: Cota rasante en el pozo inicial y final.

Columna 46: Cota de clave, elevación a la profundidad del tubo.

En el pozo inicial = columna [16] y en el pozo final = columna [17]

Columna 47: Cota de batea, elevación al invert o profundidad en la base del tubo, columna [46] menos la columna [21] en metros.

Columna 48: Cota de energía en los pozos inicial y final, columna [47] más la columna [33].

Columna 49: Profundidad a la clave de las tuberías, columna [45] menos la columna [46].

Anexo 11. Memoria de cálculo del diseño del canal

11.1. Diseño geométrico

Curva #1 $\Delta_1 = 12^\circ$ $T_1 = 7$ m

Inicio de curva: Est. 0+031m Fin de la curva: Est. 0+045m

Radio de la curva

➤ $T_1 = R_1 \tan \Delta_1 / 2$ $R_1 = (7 \text{ m}) / (\tan 12/2) = 66.6 \text{ m}$ $OE = 12^\circ$

Grado de curvatura

➤ $Gc_1 = 1145.92 / R_1$ $Gc_1 = (1145.92) / (66.6 \text{ m}) = 17.206^\circ$

Externa

➤ $E_1 = R_1 (\sec \Delta_1 / 2 - 1)$ $E_1 = 66.6 \text{ m} (\sec 12/2 - 1) = 0.37 \text{ m}$

Mediana

➤ $M_1 = R_1 (1 - \cos \Delta_1 / 2)$ $M_1 = 66.6 \text{ m} (1 - \cos 12/2) = 0.36 \text{ m}$

Cuerda máxima

➤ $CM_1 = 2 R_1 \sin \Delta_1 / 2$ $CM_1 = 2(66.6 \text{ m})(\sin 12/2) = 13.92 \text{ m}$

Desarrollo

➤ $D_1 = 20 \Delta_1 / Gc_1$ $D_1 = 20(12^\circ) / (17.206^\circ) = 13.95 \text{ m}$

Curva #2 $\Delta_2 = 15^\circ$ $T_2 = 6$ m

Inicio de curva: Est. 0+113m Fin de la curva: Est. 0+125m

Radio de la curva

➤ $T_2 = R_2 \tan \Delta_2 / 2$ $R_2 = (6 \text{ m}) / (\tan 15/2) = 45.57 \text{ m}$ $OE = 15^\circ$

Grado de curvatura

➤ $G_{C_2} = 1145.92 / R_2$ $G_{C_2} = (1145.92) / (45.57m) = 25.146^\circ$

Externa

➤ $E_2 = R_2 (\sec \Delta_2 / 2 - 1)$ $E_2 = 45.57 \text{ m} (\sec 15 / 2 - 1) = 0.39 \text{ m}$

Mediana

➤ $M_2 = R_2 (1 - \cos \Delta_2 / 2)$ $M_2 = 45.57 \text{ m} (1 - \cos 15 / 2) = 0.39 \text{ m}$

Cuerda máxima

➤ $CM_2 = 2 R_2 \text{ sen} \Delta_2 / 2$ $CM_2 = 2(45.57 \text{ m})(\text{sen} 15 / 2) = 11.90 \text{ m}$

Desarrollo

➤ $D_2 = 20 \Delta_2 / G_{C_2}$ $D_2 = 20(15^\circ) / (25.146^\circ) = 11.93 \text{ m}$

Curva #2'' $\Delta_{2''} = 14^\circ$ $T_{2''} = 6.833 \text{ m}$

Inicio de curva: Est. 0+125m Fin de la curva: Est. 0+138.6m

Radio de la curva

➤ $T_{2''} = R_{2''} \text{ tang} \Delta_{2''} / 2$ $R_{2''} = (6.833 \text{ m}) / (\tan 14 / 2) = 55.65 \text{ m}$ $OE = 14^\circ$

Grado de curvatura

➤ $G_{C_{2''}} = 1145.92 / R_{2''}$ $G_{C_{2''}} = (1145.92) / (55.65 \text{ m}) = 20.592^\circ$

Externa

➤ $E_{2''} = R_{2''} (\sec \Delta_{2''} / 2 - 1)$ $E_{2''} = 55.65 \text{ m} (\sec 14 / 2 - 1) = 0.42 \text{ m}$

Mediana

➤ $M_{2''} = R_{2''} (1 - \cos \Delta_{2''} / 2)$ $M_{2''} = 55.65 \text{ m} (1 - \cos 14 / 2) = 0.41 \text{ m}$

Cuerda máxima

$$\text{➤ } CM_2 = 2 R_2 \text{ sen} \Delta_2 / 2 \quad CM_2 = 2(55.65 \text{ m})(\text{sen} 14 / 2) = 13.564 \text{ m}$$

Desarrollo

$$\text{➤ } D_2 = 20 \Delta_2 / Gc_2 \quad D_2 = 20(14^\circ) / (20.592^\circ) = 13.598 \text{ m}$$

Curva #3 $\Delta_3 = 21^\circ$ $T_3 = 11 \text{ m}$

Inicio de curva: Est. 0+180m Fin de la curva: Est. 0+202m

Radio de la curva

$$\text{➤ } T_3 = R_3 \text{ tang} \Delta_3 / 2 \quad R_3 = (11 \text{ m}) / (\text{tan } 21 / 2) = 59.35 \text{ m} \quad OE = 21^\circ$$

Grado de curvatura

$$\text{➤ } Gc_3 = 1145.92 / R_3 \quad Gc_3 = (1145.92) / (59.35 \text{ m}) = 19.308^\circ$$

Externa

$$\text{➤ } E_3 = R_3 (\text{sec} \Delta_3 / 2 - 1) \quad E_3 = 59.35 \text{ m} (\text{sec} 21 / 2 - 1) = 1.01 \text{ m}$$

Mediana

$$\text{➤ } M_3 = R_3 (1 - \text{cos} \Delta_3 / 2) \quad M_3 = 59.35 \text{ m} (1 - \text{cos} 21 / 2) = 0.99 \text{ m}$$

Cuerda máxima

$$\text{➤ } CM_3 = 2 R_3 \text{ sen} \Delta_3 / 2 \quad CM_3 = 2(59.35 \text{ m})(\text{sen} 21 / 2) = 21.63 \text{ m}$$

Desarrollo

$$\text{➤ } D_3 = 20 \Delta_3 / Gc_3 \quad D_3 = 20(21^\circ) / (19.308^\circ) = 21.75 \text{ m}$$

Curva #4 $\Delta_1 = 25^\circ$ $T_4 = 15$ m

Inicio de curva: Est. 0+210m Fin de la curva: Est. 0+239.5m

Radio de la curva

➤ $T_4 = R_4 \tan \Delta_4 / 2$ $R_4 = (15 \text{ m}) / (\tan 25/2) = 67.66 \text{ m}$ $OE = 25^\circ$

Grado de curvatura

➤ $G_{C_4} = 1145.92 / R_4$ $G_{C_4} = (1145.92) / (67.66 \text{ m}) = 16.936^\circ$

Externa

➤ $E_4 = R_4 (\sec \Delta_4 / 2 - 1)$ $E_4 = 67.66 \text{ m} (\sec 25/2 - 1) = 1.64 \text{ m}$

Mediana

➤ $M_4 = R_4 (1 - \cos \Delta_4 / 2)$ $M_4 = 67.66 \text{ m} (1 - \cos 25/2) = 1.60 \text{ m}$

Cuerda máxima

➤ $CM_4 = 2 R_4 \sin \Delta_4 / 2$ $CM_4 = 2(67.66 \text{ m})(\sin 25/2) = 29.29 \text{ m}$

Desarrollo

➤ $D_4 = 20 \Delta_4 / G_{C_4}$ $D_4 = 20(25^\circ) / (16.936^\circ) = 29.52 \text{ m}$

Curva #5 $\Delta_1 = 11^\circ$ $T_1 = 7$ m

Inicio de curva: Est. 0+249m Fin de la curva: Est. 0+263m

Radio de la curva

➤ $T_5 = R_5 \tan \Delta_5 / 2$ $R_5 = (7 \text{ m}) / (\tan 11/2) = 72.7 \text{ m}$ $OE = 11^\circ$

Grado de curvatura

➤ $G_{C_5} = 1145.92 / R_5$ $G_{C_5} = (1145.92) / (72.7 \text{ m}) = 15.762^\circ$

Externa

$$\text{➤ } E_5 = R_5 (\sec \Delta_5 / 2 - 1) \quad E_5 = 72.7 \text{ m} (\sec 11/2 - 1) = 0.34 \text{ m}$$

Mediana

$$\text{➤ } M_5 = R_5 (1 - \cos \Delta_5 / 2) \quad M_5 = 72.7 \text{ m} (1 - \cos 11/2) = 0.33 \text{ m}$$

Cuerda máxima

$$\text{➤ } CM_5 = 2 R_5 \sin \Delta_5 / 2 \quad CM_5 = 2(72.7 \text{ m})(\sin 11/2) = 13.94 \text{ m}$$

Desarrollo

$$\text{➤ } D_5 = 20 \Delta_5 / G C_5 \quad D_5 = 20(11^\circ) / (15.762^\circ) = 13.96 \text{ m}$$

11.2. Diseño hidráulico del canal

Tramo 0+000 – 0+062

Longitud=62m

cota mayor=76.21m

cota menor=75.20m

$$s = \frac{\text{cota mayor} - \text{cota menor}}{\text{longitud}}$$

$$Q_d: 5.6562 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pendiente de fondo de canal(s)= 0.0163~1.63%

Pendiente de talud (Z)=0.5

Coefficiente de rugosidad del concreto (n)= 0.013

El canal será revestido de concreto con resistencia a la compresión de 21 MPa y de 100 mm de espesor, el cual tendrá pérdidas de filtración por día de $0.02 \text{ m}^3/\text{día} \cdot \text{m}^2$

Diseño por sección óptima

Z=0.5

$$\frac{b}{y} = 2(\sqrt{1 + Z^2} - Z) = 2(\sqrt{1 + 0.5^2} - 0.5) = 1.236$$

Proponiendo un ancho de canal (b)=1.3m

$$\frac{b}{y} = 1.236 \quad y = \frac{b}{1.236} = 1.05m$$

Área (A)

$$A = by + Zy^2$$

$$A = (1.3m * 1.05m) + 0.5 * (1.05m)^2 = 1.92 m^2$$

Perímetro (P)

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

$$P = 1.3m + (2 * 1.05m)\sqrt{1 + 0.5^2} = 3.65 m$$

Radio hidráulico (Rh)

$$Rh = \frac{A}{P}$$

$$Rh = \frac{1.92}{3.65} = 0.53$$

Ancho superficial (T)

$$T = b + 2Zy = 1.3m + 2(0.5)(1.05m) = 2.35m$$

$$Q = \frac{1}{n} (Rh)^{2/3} (s)^{1/2} (A)$$

$$Q = \frac{1}{0.013} (0.53)^{2/3} (0.0163)^{1/2} (1.92) = 12.349 \frac{m^3}{s}$$

Las dimensiones del canal propuesto son aceptables porque el caudal de diseño es menor que el caudal permitido por el canal.

Velocidad límite para canal de concreto de 21MPa= 7.4 m/s

$$V = \frac{1}{n} * Rh^{2/3} * s^{1/2} = \frac{1}{0.013} * (0.53)^{2/3} * (0.0163)^{1/2} = 6.43 m/s \quad \dots ok$$

Ahora recalculemos el nuevo tirante del canal

$$Y_1 = Y * (Q/Q_1)^{0.4}$$

$$Y_1 = 1.05 * (5.6562/12.349)^{0.4} = 0.77 m$$

Los parámetros físicos del canal son

A= 1.29m² P= 3.02m R_h= 0.43 T= 2.07m Q= 7.21m³/s V=5.59m/s

Número de Froude

$$NF = \frac{V}{\sqrt{g * H}} = \frac{5.59 \text{ m/s}}{\sqrt{9.81 * 0.77\text{m}}} = 2.03 \text{ flujo supercrítico}$$

Tensión de arrastre

$$\tau = s * \gamma * Y_2$$

$$\tau = (0.0163)(1000 \text{ kg/m}^3 * 9.81)(0.77\text{m}) = 123.1\text{Pa}$$

$$\tau = 1\text{Pa} < 123.1\text{Pa} < 780\text{Pa} \dots\text{OK}$$

Asumiendo el criterio de Ven Te Chow, el borde libre (BL) será de un (5%-30%) del tirante (y). Para este diseño se asumió un borde libre de un 50% del tirante propuesto.

$$BL = y * 1.30 = 0.77\text{m} * 1.50 = 1.16\text{m}$$

Tramo 0+063 – 0+083

Longitud=20m cota mayor=74.25m cota menor=73.85m

$$s = \frac{\text{cota mayor} - \text{cota menor}}{\text{longitud}}$$

Q_d: 5.6562 m³/s

Pendiente de fondo de canal(s)= 0.02~2%

Pendiente de talud (Z)=0.5

Coefficiente de rugosidad del concreto (n)= 0.013

El canal será revestido de concreto con resistencia a la compresión de 21 MPa y de 100mm de espesor, el cual tendrá pérdidas de filtración por día de 0.02m³/día*m²

Diseño por sección óptima

Z=0.5

$$\frac{b}{y} = 2(\sqrt{1 + Z^2} - Z) = 2(\sqrt{1 + 0.5^2} - 0.5) = 1.236$$

Proponiendo un ancho de canal (b)=1.2m

$$\frac{b}{y} = 1.236 \quad y = \frac{b}{1.236} = 0.97m$$

Área (A)

$$A = by + Zy^2$$

$$A = (1.2m * 0.97m) + 0.5 * (0.97m)^2 = 1.63 m^2$$

Perímetro (P)

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

$$P = 1.2m + (2 * 0.97m)\sqrt{1 + 0.5^2} = 3.37 m$$

Radio hidráulico (Rh)

$$Rh = \frac{A}{P}$$

$$Rh = \frac{1.63}{3.37} = 0.48$$

Ancho superficial (T)

$$T = b + 2Zy = 1.2m + 2(0.5)(0.97m) = 2.17m$$

$$Q = \frac{1}{n} (Rh)^{2/3} (s)^{1/2} (A)$$

$$Q = \frac{1}{0.013} (0.48)^{2/3} (0.02)^{1/2} (1.63) = 10.871 \frac{m^3}{s}$$

Las dimensiones del canal propuesto son aceptables porque el caudal de diseño es menor que el caudal permitido por el canal.

Velocidad límite para canal de concreto de 21MPa= 7.4 m/s

$$V = \frac{1}{n} * Rh^{2/3} * s^{1/2} = \frac{1}{0.013} * (0.48)^{2/3} * (0.02)^{1/2} = 6.66 m/s \quad \dots$$

Ahora recalculemos el nuevo tirante del canal

$$Y_1 = Y^*(Q/Q_1)^{0.4}$$

$$Y_1 = 0.97*(5.6562/10.871)^{0.4} = 0.75 \text{ m}$$

Los parámetros físicos del canal son:

$$A = 1.18\text{m}^2 \quad P = 2.88\text{m} \quad R_h = 0.41 \quad T = 1.95\text{m} \quad Q = 7.08\text{m}^3/\text{s} \quad V = 6.00\text{m/s}$$

Número de Froude

$$NF = \frac{V}{\sqrt{g * H}} = \frac{6.00 \text{ m/s}}{\sqrt{9.81 * 0.75\text{m}}} = 2.21 \text{ flujo supercrítico}$$

Tensión de arrastre

$$\tau = s * \gamma * Y_2$$

$$\tau = (0.02)(1000 \text{ kg/m}^3 * 9.81)(0.75\text{m}) = 147.2\text{Pa}$$

$$\tau = 1\text{Pa} < 147.2\text{Pa} < 780\text{Pa} \dots \text{OK}$$

Asumiendo el criterio de Ven Te Chow, el borde libre (BL) será de un (5%-30%) del tirante (y). Para este diseño se asumió un borde libre de un 30% del tirante propuesto.

$$BL = y * 1.30 = 0.75\text{m} * 1.30 = 0.98\text{m}$$

Tramo 0+084 – 0+105

$$\text{Longitud}=21\text{m} \quad \text{cota mayor}=72.90\text{m} \quad \text{cota menor}=72.45\text{m}$$

$$s = \frac{\text{cota mayor} - \text{cota menor}}{\text{longitud}}$$

$$Q_d: 5.6562 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Pendiente de fondo de canal}(s) = 0.0214 \sim 2.14\%$$

$$\text{Pendiente de talud } (Z) = 0.5$$

$$\text{Coeficiente de rugosidad del concreto } (n) = 0.013$$

El canal será revestido de concreto con resistencia a la compresión de 21 MPa y de 100 mm de espesor, el cual tendrá pérdidas de filtración por día de $0.02\text{m}^3/\text{día}\cdot\text{m}^2$.

Diseño por sección óptima

$$Z=0.5$$

$$\frac{b}{y} = 2(\sqrt{1 + Z^2} - Z) = 2(\sqrt{1 + 0.5^2} - 0.5) = 1.236$$

Proponiendo un ancho de canal (b)=1.2m

$$\frac{b}{y} = 1.236 \quad y = \frac{b}{1.236} = 0.97\text{m}$$

Área (A)

$$A = by + Zy^2$$

$$A = (1.2\text{m} * 0.97\text{m}) + 0.5 * (0.97\text{m})^2 = 1.63 \text{ m}^2$$

Perímetro (P)

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

$$P = 1.2\text{m} + (2 * 0.97\text{m})\sqrt{1 + 0.5^2} = 3.37 \text{ m}$$

Radio hidráulico (Rh)

$$Rh = \frac{A}{P}$$

$$Rh = \frac{1.63}{3.37} = 0.48$$

Ancho superficial (T)

$$T = b + 2Zy = 1.2\text{m} + 2(0.5)(0.97\text{m}) = 2.17\text{m}$$

$$Q = \frac{1}{n} (Rh)^{2/3} (s)^{1/2} (A)$$

$$Q = \frac{1}{0.013} (0.48)^{2/3} (0.0214)^{1/2} (1.63) = 11.245 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Las dimensiones del canal propuesto son aceptables porque el caudal de diseño es menor que el caudal permitido por el canal.

Velocidad límite para canal de concreto de 21MPa= 7.4 m/s

$$V = \frac{1}{n} * Rh^{2/3} * s^{1/2} = \frac{1}{0.013} * (0.48)^{2/3} * (0.0214)^{1/2} = 6.90 \text{ m/s} \quad \dots$$

Ahora recalculemos el nuevo tirante del canal

$$Y_1 = Y * (Q/Q_1)^{0.4}$$

$$Y_1 = 0.97 * (5.6562/11.245)^{0.4} = 0.74 \text{ m}$$

Los parámetros físicos del canal son

$$A = 1.16\text{m}^2 \quad P = 2.85\text{m} \quad R_h = 0.41 \quad T = 1.94\text{m} \quad Q = 7.20\text{m}^3/\text{s} \quad V = 6.21\text{m/s}$$

Numero de Froude

$$NF = \frac{V}{\sqrt{g * H}} = \frac{6.21 \text{ m/s}}{\sqrt{9.81 * 0.74\text{m}}} = 2.30 \text{ flujo supercritico}$$

Tensión de arrastre

$$\tau = s * \gamma * Y_2$$

$$\tau = (0.0214)(1000 \text{ kg/m}^3 * 9.81)(0.74\text{m}) = 155.4\text{Pa}$$

$$\tau = 1\text{Pa} < 155.4\text{Pa} < 780\text{Pa} \dots \text{OK}$$

Asumiendo el criterio de Ven Te Chow, el borde libre (BL) será de un (5%-30%) del tirante (y). Para este diseño se asumió un borde libre de un 30% del tirante propuesto.

$$BL = y * 1.30 = 0.74\text{m} * 1.30 = 0.96\text{m}$$

Tramo 0+106 – 0+230

$$\text{Longitud}=124\text{m} \quad \text{cota mayor}=71.50\text{m} \quad \text{cota menor}=69.40\text{m}$$

$$s = \frac{\text{cota mayor} - \text{cota menor}}{\text{longitud}}$$

$$Q_d: 5.6562 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pendiente de fondo de canal(s)= 0.0169~1.69%

Pendiente de talud (Z)=0.5

Coefficiente de rugosidad del concreto (n)= 0.013

El canal será revestido de concreto con resistencia a la compresión de 21 MPa y de 100 mm de espesor, el cual tendrá pérdidas de filtración por día de $0.02\text{m}^3/\text{día}\cdot\text{m}^2$

Diseño por sección óptima

Z=0.5

$$\frac{b}{y} = 2(\sqrt{1 + Z^2} - Z) = 2(\sqrt{1 + 0.5^2} - 0.5) = 1.236$$

Proponiendo un ancho de canal (b)=1.2m

$$\frac{b}{y} = 1.236 \quad y = \frac{b}{1.236} = 0.97\text{m}$$

Área (A)

$$A = by + Zy^2$$

$$A = (1.2\text{m} * 0.97\text{m}) + 0.5 * (0.97\text{m})^2 = 1.63 \text{ m}^2$$

Perímetro (P)

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

$$P = 1.2\text{m} + (2 * 0.97\text{m})\sqrt{1 + 0.5^2} = 3.37 \text{ m}$$

Radio hidráulico (Rh)

$$Rh = \frac{A}{P}$$

$$Rh = \frac{1.63}{3.37} = 0.48$$

Ancho superficial (T)

$$T = b + 2Zy = 1.2\text{m} + 2(0.5)(0.97\text{m}) = 2.17\text{m}$$

$$Q = \frac{1}{n} (Rh)^{2/3} (s)^{1/2} (A)$$

$$Q = \frac{1}{0.013} (0.48)^{2/3} (0.0169)^{1/2} (1.63) = 9.99 \frac{m^3}{s}$$

Las dimensiones del canal propuesto son aceptables porque el caudal de diseño es menor que el caudal permitido por el canal.

Velocidad límite para canal de concreto de 21MPa= 7.4 m/s

$$V = \frac{1}{n} * Rh^{2/3} * s^{1/2} = \frac{1}{0.013} * (0.48)^{2/3} * (0.0169)^{1/2} = 6.13 \text{ m/s}$$

Ahora recalculemos el nuevo tirante del canal

$$Y_1 = Y * (Q/Q_1)^{0.4}$$

$$Y_1 = 0.97 * (5.6562/9.99)^{0.4} = 0.77 \text{ m}$$

Los parámetros físicos del canal son

$$A = 1.22m^2 \quad P = 2.92m \quad R_h = 0.42 \quad T = 1.97m \quad Q = 6.84m^3/s \quad V = 5.61m/s$$

Número de Froude

$$NF = \frac{V}{\sqrt{g * H}} = \frac{5.61 \text{ m/s}}{\sqrt{9.81 * 0.77m}} = 2.04 \text{ flujo supercritico}$$

Tensión de arrastre

$$\tau = s * \gamma * Y_2$$

$$\tau = (0.0169)(1000 \text{ kg/m}^3 * 9.81)(0.77m) = 127.7Pa$$

$$\tau = 1Pa < 127.7Pa < 780Pa \dots OK$$

Asumiendo el criterio de Ven Te Chow, el borde libre (BL) será de un (5%-30%) del tirante (y). Para este diseño se asumió un borde libre de un 30% del tirante propuesto.

$$BL = y * 1.30 = 0.77m * 1.30 = 1.00m$$

Tramo 0+231 – 0+290

Longitud=59m

cota mayor=68.45m

cota menor=67.60m

$$s = \frac{\text{cota mayor} - \text{cota menor}}{\text{longitud}}$$

Q_d: 5.6562 m³/s

Pendiente de fondo de canal(s)= 0.0144~1.44%

Pendiente de talud (Z)=0.5

Coefficiente de rugosidad del concreto (n)= 0.013

El canal será revestido de concreto con resistencia a la compresión de 21 MPa y de 100 mm de espesor, el cual tendrá pérdidas de filtración por día de 0.02m³/día*m²

Diseño por sección óptima

Z=0.5

$$\frac{b}{y} = 2(\sqrt{1 + Z^2} - Z) = 2(\sqrt{1 + 0.5^2} - 0.5) = 1.236$$

Proponiendo un ancho de canal (b)=1.2m

$$\frac{b}{y} = 1.236 \quad y = \frac{b}{1.236} = 0.97m$$

Área (A)

$$A = by + Zy^2$$

$$A = (1.2m * 0.97m) + 0.5 * (0.97m)^2 = 1.63 m^2$$

Perímetro (P)

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

$$P = 1.2m + (2 * 0.97m)\sqrt{1 + 0.5^2} = 3.37 m$$

Radio hidráulico (Rh)

$$Rh = \frac{A}{P} \rightarrow Rh = \frac{1.63}{3.37} = 0.48$$

Ancho superficial (T)

$$T = b + 2Zy = 1.2m + 2(0.5)(0.97m) = 2.17m$$

$$Q = \frac{1}{n} (Rh)^{2/3} (s)^{1/2} (A)$$

$$Q = \frac{1}{0.013} (0.48)^{2/3} (0.0144)^{1/2} (1.63) = 9.224 \frac{m^3}{s}$$

Las dimensiones del canal propuesto son aceptables porque el caudal de diseño es menor que el caudal permitido por el canal.

Velocidad límite para canal de concreto de 21MPa= 7.4 m/s

$$V = \frac{1}{n} * Rh^{2/3} * s^{1/2} = \frac{1}{0.013} * (0.48)^{2/3} * (0.0144)^{1/2} = 5.66m/s$$

Ahora recalculemos el nuevo tirante del canal

$$Y_1 = Y * (Q/Q_1)^{0.4}$$

$$Y_1 = 0.97 * (5.6562/9.224)^{0.4} = 0.79 m$$

Los parámetros físicos del canal son

$$A= 1.26m^2 \quad P= 2.97m \quad R_h=0.42 \quad T= 1.99m \quad Q= 6.52m^3/s \quad V=5.18m/s$$

Número de Froude

$$NF = \frac{V}{\sqrt{g * H}} = \frac{5.18 m/s}{\sqrt{9.81 * 0.79m}} = 1.86 \text{ flujo supercrítico}$$

Tensión de arrastre

$$\tau = s * \gamma * Y_2$$

$$\tau = (0.0144)(1000 kg/m^3 * 9.81)(0.79m) = 111.6Pa$$

$$\tau = 1Pa < 111.6Pa < 780Pa \dots OK$$

Asumiendo el criterio de Ven Te Chow, el borde libre (BL) será de un (5%-30%) del tirante (y). Para este diseño se asumió un borde libre de un 30% del tirante propuesto.

$$BL = y * 1.30 = 0.79m * 1.30 = 1.03m$$

Anexo 12. Diseño de las rejillas.

- **Rejilla para caja 1**

Caudal de diseño= 3.276 m³/s

Ancho de la calle cauce L=5.5 m

La lámina de agua en las condiciones de diseño es de:

$$H = \left(\frac{Q}{1.84L}\right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{3.276}{1.84 * 5.5}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.47m$$

La corrección por las dos contracciones laterales es:

$$L'' = L - 0.2H = 5.5m - (0.2 * 0.47m) = 5.4m$$

Velocidad del flujo

$$V = \frac{Q}{L'' * H} = \frac{3.276}{5.4 * 0.47} = 1.29 m/s$$

Ahora calcularemos el ancho de la rejilla

$$B = 0.36V^{\frac{2}{3}} + 0.60H^{\frac{4}{7}} = 0.36(1.29)^{\frac{2}{3}} + 0.60(0.47)^{\frac{4}{7}} = 0.82m$$

Longitud de la rejilla y el número de orificios será:

Se adoptan barrotes (b) de 1 pulgada (0.0254m) y separación(a) entre ellos de 5cm. Por otra parte se supone la velocidad entre barrotes V_b= 1.29m/s

$$A = \frac{Q}{0.9 * V_b} = \frac{3.276}{0.9 * 1.29} = 2.82m^2$$

$$L_r = \frac{A * (a + b)}{a * B} = \frac{2.82 * (0.05 + 0.0254)}{0.05 * 0.82} = 5.2m$$

El número de orificios es de:

$$N = \frac{A}{a * B} = \frac{2.82}{0.05 * 0.82} = 68.78 \text{ orificios}$$

Se adoptan 69 orificios separados 5cm entre sí, con lo cual se tienen las siguientes condiciones finales:

$$A = a * B * N = 0.05 * 0.82 * 69 = 2.83m^2$$

$$V_b = \frac{Q}{0.9 * A} = \frac{3.276}{0.9 * 2.83} = 1.29 m/s$$

Los niveles de agua en el canal de aducción son

$$h = \left(\frac{Q^2}{g * B^2} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{(3.276)^2}{9.81 * (0.82)^2} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.18m$$

Esta altura deberá ser la mínima para la rejilla. Por tal razón adoptamos una altura de 1.60m

Y finalmente la velocidad del agua será de:

$$V_F = \left(\frac{Q}{B * h} \right) = \left(\frac{3.276}{0.82 * 1.60} \right) = 2.49 m/s$$

- **Diseño de rejilla para caja 2**

Caudal de diseño= 0.2365 m³/s

Ancho de la calle cauce L=6.9 m

La lámina de agua en las condiciones de diseño es de:

$$H = \left(\frac{Q}{1.84L} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0.2365}{1.84 * 6.9} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.07m$$

La corrección por las dos contracciones laterales es:

$$L'' = L - 0.2H = 6.9m - (0.2 * 0.07m) = 6.89m$$

Velocidad del flujo

$$V = \frac{Q}{L'' * H} = \frac{0.2365}{6.89 * 0.07} = 0.49 m/s$$

Ahora calcularemos el ancho de la rejilla

$$B = 0.36V^{\frac{2}{3}} + 0.60H^{\frac{4}{7}} = 0.36(0.49)^{\frac{2}{3}} + 0.60(0.07)^{\frac{4}{7}} = 0.36m$$

Longitud de la rejilla y el número de orificios será:

Se adoptan barrotes (b) de 1 pulgada (0.0254m) y separación(a) entre ellos de 5cm. Por otra parte se supone la velocidad entre barrotes $V_b = 0.49m/s$

$$A = \frac{Q}{0.9 * V_b} = \frac{0.2365}{0.9 * 0.49} = 0.54m^2$$

$$L_r = \frac{A * (a + b)}{a * B} = \frac{0.54 * (0.05 + 0.0254)}{0.05 * 0.36} = 2.26m$$

El número de orificios es de:

$$N = \frac{A}{a * B} = \frac{0.54}{0.05 * 0.36} = 30 \text{ orificios}$$

Se adoptan 30 orificios separados 5cm entre sí, con lo cual se tienen las siguientes condiciones finales:

$$A = a * B * N = 0.05 * 0.36 * 30 = 0.54m^2$$

$$V_b = \frac{Q}{0.9 * A} = \frac{0.2365}{0.9 * 0.54} = 0.49m/s$$

Los niveles de agua en el canal de aducción son

$$h = \left(\frac{Q^2}{g * B^2} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{(0.2365)^2}{9.81 * (0.36)^2} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.35m$$

Esta altura deberá ser la mínima para la rejilla. Por tal razón adoptamos una altura de 1.10m

Y finalmente la velocidad del agua será de:

$$V_F = \left(\frac{Q}{B * h} \right) = \left(\frac{0.2365}{0.36 * 1.10} \right) = 0.60 \text{ m/s}$$

- **Diseño de rejilla para caja 3**

Caudal de diseño= 1.4825 m³/s

Ancho de la calle cauce L=5.9 m

La lámina de agua en las condiciones de diseño es de:

$$H = \left(\frac{Q}{1.84L} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{1.4825}{1.84 * 5.9} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.27 \text{ m}$$

La corrección por las dos contracciones laterales es:

$$L'' = L - 0.2H = 5.9 \text{ m} - (0.2 * 0.27 \text{ m}) = 5.85 \text{ m}$$

Velocidad del flujo

$$V = \frac{Q}{L'' * H} = \frac{1.4825}{5.85 * 0.27} = 0.94 \text{ m/s}$$

Ahora calcularemos el ancho de la rejilla

$$B = 0.36V^{\frac{2}{3}} + 0.60H^{\frac{4}{7}} = 0.36(0.94)^{\frac{2}{3}} + 0.60(0.27)^{\frac{4}{7}} = 0.63 \text{ m}$$

Longitud de la rejilla y el número de orificios será:

Se adoptan barrotes (b) de 1 pulgada (0.0254m) y separación(a) entre ellos de 5cm. Por otra parte se supone la velocidad entre barrotes V_b= 0.94m/s

$$A = \frac{Q}{0.9 * V_b} = \frac{1.4825}{0.9 * 0.94} = 1.75 \text{ m}^2$$

$$L_r = \frac{A * (a + b)}{a * B} = \frac{1.75 * (0.05 + 0.0254)}{0.05 * 0.63} = 4.19 \text{ m}$$

El número de orificios es de:

$$N = \frac{A}{a * B} = \frac{1.75}{0.05 * 0.63} = 55.6 \text{ orificios}$$

Se adoptan 56 orificios separados 5cm entre sí, con lo cual se tienen las siguientes condiciones finales:

$$A = a * B * N = 0.05 * 0.63 * 56 = 1.76m^2$$

$$V_b = \frac{Q}{0.9 * A} = \frac{1.4825}{0.9 * 1.76} = 0.94 m/s$$

Los niveles de agua en el canal de aducción son

$$h = \left(\frac{Q^2}{g * B^2} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{(1.4825)^2}{9.81 * (0.63)^2} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.83m$$

Esta altura deberá ser la mínima para la rejilla. Por tal razón adoptamos una altura de 1.10m.

Y finalmente la velocidad del agua será de:

$$V_F = \left(\frac{Q}{B * h} \right) = \left(\frac{1.4825}{0.63 * 1.10} \right) = 2.14 m/s$$

- **Diseño de rejilla para caja 4**

Caudal de diseño= 5.6562 m³/s

Ancho de la calle cauce L=7.9 m

La lámina de agua en las condiciones de diseño es de:

$$H = \left(\frac{Q}{1.84L} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{5.6562}{1.84 * 7.9} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.53m$$

La corrección por las dos contracciones laterales es:

$$L'' = L - 0.2H = 7.9m - (0.2 * 0.53m) = 7.79m$$

Velocidad del flujo

$$V = \frac{Q}{L'' * H} = \frac{5.6562}{7.79 * 0.53} = 1.37 \text{ m/s}$$

Ahora calcularemos el ancho de la rejilla

$$B = 0.36V^{\frac{2}{3}} + 0.60H^{\frac{4}{7}} = 0.36(1.37)^{\frac{2}{3}} + 0.60(0.53)^{\frac{4}{7}} = 0.89\text{m}$$

Longitud de la rejilla y el número de orificios será:

Se adoptan barrotes (b) de 1 pulgada (0.0254m) y separación(a) entre ellos de 5cm. Por otra parte se supone la velocidad entre barrotes $V_b = 1.37\text{m/s}$

$$A = \frac{Q}{0.9 * V_b} = \frac{5.6562}{0.9 * 1.37} = 4.59\text{m}^2$$

$$L_r = \frac{A * (a + b)}{a * B} = \frac{4.59 * (0.05 + 0.0254)}{0.05 * 0.89} = 7.8\text{m}$$

El número de orificios es de:

$$N = \frac{A}{a * B} = \frac{4.59}{0.05 * 0.89} = 103.1 \text{ orificios}$$

Se adoptan 104 orificios separados 5cm entre sí, con lo cual se tienen las siguientes condiciones finales:

$$A = a * B * N = 0.05 * 0.89 * 104 = 4.63\text{m}^2$$

$$V_b = \frac{Q}{0.9 * A} = \frac{5.6562}{0.9 * 4.63} = 1.36 \text{ m/s}$$

Los niveles de agua en el canal de aducción son

$$h = \left(\frac{Q^2}{g * B^2} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{(5.6562)^2}{9.81 * (0.89)^2} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.6\text{m}$$

Esta altura deberá ser la mínima para la rejilla. Por tal razón adoptamos una altura de 1.6m

Y finalmente la velocidad del agua será de:

$$V_F = \left(\frac{Q}{B * h} \right) = \left(\frac{5.6562}{0.89 * 1.6} \right) = 3.97 \text{ m/s}$$

Anexo 13. Encuesta socioeconómica

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE NICARAGUA
UNANA-MANAGUA
Facultad De Ciencias e Ingenierías

Departamento: Masaya
Municipio: La Concepción

Fecha: _____

Encuesta socioeconómica aplicada a pobladores y comerciantes del casco urbano y áreas periurbanas del Municipio de La Concepción-Masaya.

Objetivo: Identificar los problemas que afectan a la población del municipio de La Concepción-Masaya, en los períodos de lluvias.

Marque con una X la opción de respuesta que usted estime sea la que más convenga.

1. Tiempo de residir en el municipio de La Concepción .

- a.) De 1 a 5 años
- b.) De 6 a 10 años
- c.) De 11 a 15 años
- d.) Mas de 15 años

2. Número de miembros que viven en su casa.

- a.) De 1 a 5
- b.) De 5 a 10
- c.) Más de 10
- d.) Superior

3. Nivel de educación.

- a.) Illetrado
- b.) Primaria
- c.) Secundaria

4. ¿A qué tipo de actividad económica se dedica?

- a.) Agricultura
- b.) Ganadería
- c.) Comercio
- d.) Trabajo Estatal

5. ¿Actualmente trabaja?

- a.) Si
- b.) No

6. ¿Qué tipo de trabajo?

- a.) Permanente
- b.) Temporal
- c.) Actividades Remuneradas

7. ¿Considera usted que las inundaciones en el municipio es un problema inmediato a resolver?

- a.) Si
- b.) No

8. ¿De qué manera le afecta el problema de las inundaciones?

- a.) Directamente
- b.) Indirectamente
- c.) Ambas
- d.) Ninguna

9. ¿A su criterio cómo considera que ha sido el trabajo de Alcaldía del Municipio en las acciones para prevenir las inundaciones?

- a.) Deficiente
- b.) Poca
- c.) Buena
- d.) Muy Buena

10. ¿En épocas de lluvias, cuáles son los problemas que se ve obligado(a) a enfrentar?

- a.) Inundación en las calles
- b.) Inundación en viviendas
- c.) Daños en tramos de calles
- d.) Dificil acceso
- e.) Acumulación de sedimentos y basuras

11. ¿Qué medidas considera usted que debería de implementar la Alcaldía Municipal, para mitigar de alguna manera el problema de las inundaciones?

- a.) Estructurales
- b.) No Estructurales
- c.) Ambas

Anexo 14. Ficha de evaluación técnica del estado físico y estructural actual del drenaje superficial del municipio de La Concepción.

Tabla 43. Ficha evaluativa del estado físico-estructural del drenaje superficial.

Ficha de evaluación técnica del estado actual físico y estructural del drenaje superficial					
Departamento_____			Fecha:_____		
Municipio_____					
Tramo_____					
Componente	Unidad	Cantidad	Situación actual		Observación
			B	M	
Cuneta	ml				
Carpeta	m ²				

Fuente: Elaboración propia. Agosto 2012.