UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

REHABILITACIÓN DE COLECTORES MARGINALES EN EL RÍO EL BORRACHO

TÉSIS
QUÉ PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

ALEJANDRO DE LA TEJA CHAVIRA

ASESOR

M. en I. CARLOS FRANCO DOMINGUEZ

CUIDAD UNIVERSITARIA, MEXICO DF
2013

VNIVERSIDAD NACIONAL AVFNOMA DE MEXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/062/12

Señor
ALEJANDRO DE LA TEJA CHAVIRA
P r e s e n t e

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. CARLOS GONZALO FRANCO DOMÍNGUEZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"REHABILITACIÓN DE COLECTORES MARGINALES EN EL RÍO EL BORRACHO"

INTRODUCCIÓN
I. ANTECEDENTES
II. VISITAS DE INSPECCIÓN
III. DIAGNÓSTICO
IV. ALTERNATIVAS
V. MECÁNICA DE SUELOS
VI. ANÁLISIS HIDRÁULICO Y SOCAVACIÓN
VII. PROYECTO EJECUTIVO
VIII. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 27 de abril del 2012.
EL PRESIDENTE

M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH*gar.

Agradecimientos

A la UNAM, por permitirme recibir en sus aulas la educación que hoy me lleva a presentar esta tesis, pidiéndome nada, exigiéndome lo mínimo y dándomelo todo.

A la Facultad de Ingeniería por procurar a través de sus profesores la mejor educación que un aspirante a ingeniero puede recibir.

Al M. en I. Carlos Franco por guiarme en la construcción de este trabajo, gracias por su paciencia y dedicación.

Al Sistema de Aguas de la Ciudad de México por permitirme usar la información contenida en su biblioteca y la generada para el proyecto que originó esta tesis.

Al Ing. Jorge Caballero por ser mi guía a través de mi primer contacto con la verdadera ingeniería, siempre una cara amable ante las incesantes preguntas.

A la empresa EFE ASESORES por permitirme usar el proyecto del río el Borracho para este trabajo.

Dedicatoria

A mi familia por todas las lecciones que he recibido a través de cada uno, por el apoyo y cariño de mis padres.

A Jessica, haces que este ingeniero se las ingenie a diario para hacer una nueva conquista. Nunca me has faltado, dejado caer ni dicho algo que no sea una verdad, aunque a veces no lo quiera ver.

A todas las personas que han hecho de mi lo que soy hoy.

INDICE

INTRODUCCIÓN ---- 1
Objetivos ---- 2

1.-ANTECEDENTES ---- 3
Ubicación geográfica ---- 3
Población ---- 5
Usos de suelo ---- 5
Hidrología ---- 6
Clima ---- 8
Infraestructura existente ---- 12

2.-VISITAS DE INSPECCIÓN ---- 18
Primer recorrido ---- 18
Segundo recorrido ---- 20
Tercer recorrido ---- 22
Cuarto recorrido ---- 23

3.-DIAGNÓSTICO ---- 28

4.-ALTERNATIVAS ---- 35
Estudio Hidrológico ---- 35
Alternativas de solución ---- 51

5.-MECÁNICA DE SUELOS ---- 61
Trabajos de campo ---- 61
Trabajos de laboratorio ---- 62
Análisis de ingeniería ---- 62
Conclusiones del análisis del suelo ---- 70

6.-ANÁLISIS HIDRÁULICO Y SOCAVACIÓN ---- 77
Procedimiento de cálculo de la erosión general ---- 81
Características físicas de la zona en estudio ---- 82
Gasto de diseño ---- 89
Diseño del muro de contención ---- 106

7.-PROYECTO EJECUTIVO ---- 111
Diseño hidráulico ---- 111
Rehabilitación y reubicación ---- 117
Tratamiento de aguas residuales ---- 119

CONCLUSIONES ---- 120

ANEXOS ---- 123

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1 Número de habitantes ---- 5
Tabla 1.2 Habitantes por población ---- 5
Tabla 1.3 Normales meteorológicas estación Cuajimalpa ---- 13
Tabla 1.4 Normales meteorológicas estación La venta ---- 14
Tabla 1.5 Normales meteorológicas estación Santa Fe ---- 15
Tabla 1.6 Cuadro resumen infraestructura existente ---- 16
Tabla 1.7 Estado de la red de agua potable ---- 17
Tabla 4.1 Área de las cuencas ---- 36
Tabla 4.2 Características de las cuencas ---- 38
Tabla 4.3 Cálculo de los tiempos de concentración ---- 39
Tabla 4.4 Cálculo del coeficiente de escurrimiento en área total ---- 43
Tabla 4.5 Periodos de retorno para el diseño de estructuras menores ---- 43
Tabla 4.6 Cálculo de gasto pluvial para Tr=3 años en área total ---- 46
Tabla 4.7 Cálculo de gasto pluvial para Tr=5 años en área total ---- 46
Tabla 4.8 Cálculo de gasto pluvial para Tr=10 años en área total ---- 46
Tabla 4.9 Cálculo de escurrimiento en área urbana ---- 47
Tabla 4.10 Cálculo de gasto pluvial para Tr=3 años en área urbana ---- 47
Tabla 4.11 Cálculo de gasto pluvial para Tr=5 años en área urbana ---- 47
Tabla 4.12 Cálculo de gasto pluvial para Tr=10 años en área urbana ---- 48
Tabla4.13 Cálculo del gasto de agua residual ---- 49
Tabla 4.14 Resultados del funcionamiento hidráulico ---- 50
Tabla 4.15 Cálculo de gastos pluviales en cuenca 1 ---- 55
Tabla 4.16 Resumen de costos por alternativa ---- 58
Tabla 5.1 Clasificación para presupuesto de la excavación ---- 70
Relación de ensayes de laboratorio ---- 73
Ensayes de laboratorio ---- 74
Tabla 6.1 Gastos pluviales de la cuenca ---- 89
Tabla 6.2 Cálculo de la socavación Brazo Norponiente punto 1 ---- 97
Tabla 6.3 Cálculo de la socavación Brazo Norponiente punto 2 ---- 98
Tabla 6.4 Cálculo de la socavación Brazo Norponiente punto 3 ---- 99

Tabla 6.5 Cálculo de la socavación Brazo Norponiente punto 4 ---- 100
Tabla 6.6 Cálculo de la socavación Brazo Norponiente punto 5 ---- 101
Tabla 6.7 Cálculo de la socavación Brazo Sur punto 1 ---- 102
Tabla 6.8 Cálculo de la socavación Brazo Sur punto 2 ---- 102
Tabla 6.9 Cálculo de la socavación Brazo Sur punto 3 ---- 103
Tabla 6.10 Cálculo de la socavación Brazo Sur punto 4 ---- 104
Tabla 6.11 Cálculo de la socavación Brazo Sur punto 5 ---- 105
Tabla 6.12 Cálculo de la socavación Brazo Sur punto 6 ---- 105
Tabla 6.13 Dimensiones del muro de apoyo pozos rehabilitados ---- 110
Tabla 6.14 Dimensiones del muro de apoyo Norponiente ---- 110

INTRODUCCIÓN

En los últimos años ha proliferado el crecimiento de la mancha urbana de manera irregular hacia las áreas consideradas como de reserva ecológica en la zona poniente del Distrito Federal.

Parte de este problema se ve reflejado en el crecimiento de la zona de la Delegación Cuajimalpa de Morelos que se acerca más a la colindancia con el Estado de México. La delegación proponía en 1987 la elaboración de un estudio de 7 ZEDEC´s (Zona Especial de Desarrollo Controlado), sin embargo estos fueron rebasados en el periodo de 1992-95 y fueron incluidas en la mancha urbana.

El programa de 1987 delimitó cuatro poblados rurales dentro del suelo de conservación, que como se ha mencionado ahora forman parte de la mancha urbana, San Pablo Chimalpa, San Lorenzo Acopilco, San Mateo Tlaltenango[1] y Contadero.

El primero se encuentra al poniente de la delegación, lo limitan al norte y poniente Las barrancas del Río Borracho. Esta topografía es la que mayormente ha marcado el crecimiento de este poblado ya que mantiene de manera parcial la poligonal trazada por el programa parcial de ´87, sin embargo esta se ha visto rebasada por los asentamientos irregulares que han llegado a las zonas de las barranca y las arboladas.

San Lorenzo Acopilco se encuentra al surponiente de la delegación, el casco original del poblado ha sufrido varios cambios a lo largo del tiempo, estos han implicado la

[1] El caso de San Lorenzo Acopilco y San Mateo Tlatenango fue revisado y actualizado en abril de 1994

inclusión de colonias que con anterioridad eran consideradas irregulares, a pesar de estos cambios los asentamientos como estos siguen proliferando debido a que existen tierras aptas para la agricultura, con pendiente moderada, que debido a su baja producción son fraccionadas y vendidas de manera anómala para construir viviendas de manera precaria la mayoría de las veces.

Los casos de Contadero y San Mateo Tlaltenango no son revisados como los otros debido a que se encuentran fuera de la zona de influencia.

Como se ha expuesto anteriormente es una gran problemática el crecimiento descontrolado de las viviendas en los alrededores de las poligonales. Al establecerse de manera irregular, carecen de servicios básicos como suministro de energía eléctrica, recolección de basura, abastecimiento de agua potable y sistema de drenaje, por lo que sus habitantes resuelven sus necesidades de manera provisional, entre las que se encuentran el "colgarse" de la línea de suministro de energía eléctrica más cercana, depositar desechos orgánicos e inorgánicos en sitios no autorizados, generando focos de contaminación, el comprar pipas de agua potable para almacenarla en tinacos o tambos, así como el instalar ductos que conduzcan sus aguas residuales para ser vertidas a los arroyos o barrancas cercanas entre las que se encuentran las del Río Borracho que como se ha dicho forma las fronteras de algunas poblaciones. Debido a todas las situaciones que han sido expuestas la corriente transportada por este río ha sufrido contaminaciones tanto de aguas negras como de residuos sólidos, dicha situación ha motivado a que se genere un proyecto que pueda dar solución a la problemática que se presenta debido al derrame de aguas negras por parte de las colonias que se encuentran en los poblados de San Pablo Chimalpa, Zentlapatl, Agua Bendita y Ahuatenco (Ver plano1).

Objetivos

Objetivo general:

Encontrar la mejor alternativa de drenaje tanto pluvial como sanitario para las colonias de la zona en estudio de manera que esta no contamine la corriente del Río El Borracho.

Objetivos específicos:

- Determinar la situación actual del drenaje sanitario y pluvial de las colonias San Pablo Chimalpa, Ahuatenco, Zentlapatl y Agua Bendita.
- Determinar las obras necesarias para garantizar el correcto funcionamiento de las obras existentes.

Separar los sistemas de drenaje pluvial y sanitario en la zona de San Pablo Chimalpa de manera que el pluvial pueda ser devuelto al río y no añada gasto al drenaje sanitario.

1.- ANTECEDENTES

1.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La Delegación Cuajimalpa de Morelos que se localiza al suroeste del Distrito Federal, a una altitud media de 2,750 metros sobre el nivel del mar. Sus coordenadas extremas son: al norte 19°24' y al sur 19°13', de latitud norte; al este 99°15' y al oeste 99°22' de longitud oeste.

Limita al norte con el municipio de Huixquilucan, Estado de México y la Delegación Miguel Hidalgo; al oriente con las Delegaciones Miguel Hidalgo y Álvaro Obregón; al sur con la Delegación Álvaro Obregón y los municipios de Jalatlaco y Ocoyoacac del Estado de México; y al poniente con los municipios de Ocoyoacac, Lerma y Huixquilucan, pertenecientes al Estado de México.

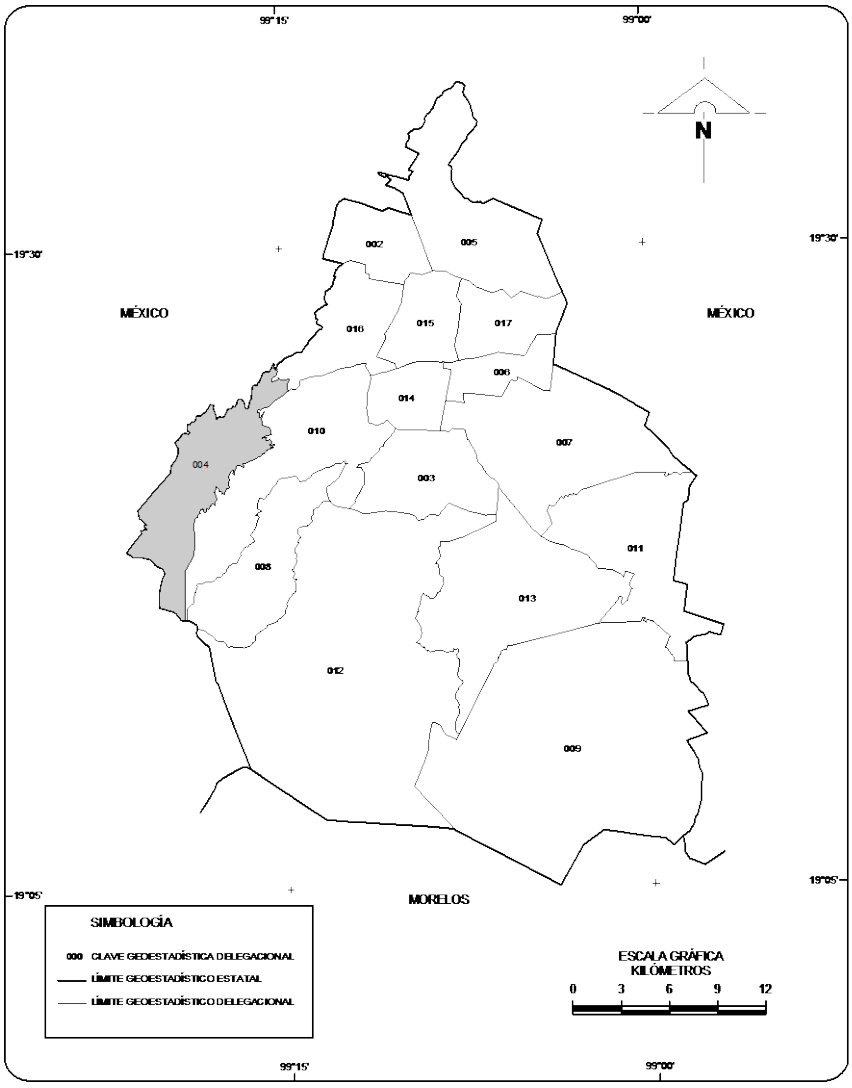


Figura 1.1 Localización de la delegación.

Dentro de esta Delegación Cuajimalpa, se encuentra la zona en estudio que en específico es la correspondiente al Río Borracho en el tramo comprendido entre las colonias Zentalpatl, Del Carmen, Agua Bendita, Ahuatenco, Chimalpa y San Lorenzo Acopilco.

El Río Borracho tiene una longitud de 12.6 Km., inicia en la cota 3,350 msnm en el Estado de México, a unos 1,100 m de la Estación piscícola El Zarco (Las Truchas), y se integra al territorio Delegacional paralelo al limite del Estado de México. Es también un alimentador del denominado Alto Lerma, que surte de agua tanto a Toluca como al D.F., el cual cruza hacia el norte el municipio de Huixquilucan en el Estado de México descargando su aportaciones al Río Hondo que en su parte final descarga al vaso regulador El Cristo en el Municipio de Tlalnepantla (Ver figura 3).

Durante su recorrido hasta la confluencia con el Río Atitla recibe una serie de aportaciones de aguas de lluvia y residuales de los pueblos Zacamulpa, San Jacinto y

Huixquilucan, del Estado de México, así como la descarga de los colectores Buenavista, Fraternidad y Progreso del Pueblo de Chimalpa. En su recorrido existen además de la formación de algunos manantiales, asentamientos humanos informales y depósitos de basura.

1.2 POBLACIÓN

De acuerdo con el censo realizado por el INEGI en el año 2010 la Delegación contaba con 186,391 habitantes.

Se cuenta con datos a partir de 1990 y hasta el año 2010 en que se realizó el último censo.

A continuación se muestra el crecimiento de población en la Delegación.

Tabla 1.1

	1990	1995	2000	2005	2010
No de habitantes	119,669	136,873	151,222	173,625	186,391

En cuanto a la población residente en las colonias que delimitan la zona en estudio se determinaron de acuerdo a los datos presentados en el Programa Delegacional de Desarrollo Urbano de Cuajimalpa.

Tabla 1.2

Población (hab)	1990	1995	2000	2010
San Lorenzo Acopilco	6621	7815	17138	23037
Zentlapatl-Loma del Padre	3829	5856	6199	7904
Ahuatenco-Agua Bendita	3276	3352	5214	6648
San Pablo Chimalpa	5744	7160	7421	9463

1.3 USOS DE SUELO

En cuanto a uso del suelo, según el Programa Parcial 1987, la distribución en la delegación es la siguiente:

El Área de Conservación Ecológica representa el 80% de su superficie territorial; dentro de esta zonificación primaria se establece una clasificación secundaria que incluye zonas

forestales, agrícolas y pecuarias además de poblados rurales, asentamientos con programas parciales, antes denominados ZEDEC´s y algunos Asentamientos Rurales nuevos; el Suelo Urbano representa el 20%, donde los más importantes son los usos mixtos, comercios y oficinas con el 8.7%; el habitacional ocupa el 6.4%; el 3.1% se destina a áreas verdes y espacios abiertos y el 1.8% a equipamiento urbano.

Dentro de esta clasificación las colonias que quedan dentro de programas parciales son Agua Bendita, San Lorenzo Acopilco y Zentlapatl. Mientras que Chimalpa queda divida en Habitacional Rural (HR) y Habitacional Rural con Comercio (HRC) para su zona central y en Habitacional Rural de Baja densidad (HRB) para la zona perimetral. A su vez todas las colonias quedan rodeadas de zonas de Rescate Ecológico (RE) y Preservación Ecológica (PE) como se puede ver en el siguiente mapa de la figura 1.2.

Para la zona de proyecto, como podemos ver en el mapa de la figura 1.2, la mayor parte del colector se encuentra en suelo de Preservación Ecológica (PE) o de Rescate Ecológico (RE), pasando sólo en tramos pequeños por zonas marcadas como Habitacional Rural de Baja Densidad (HRB) y como Programa Parcial.

1.4 HIDROLOGÍA

La Delegación Cuajimalpa de Morelos comprende 7 microcuencas, denominadas Arroyo Agua de Leones, Arroyo Santo Desierto, Río Tacubaya, Río Becerra, Río San Joaquín, Río Barrilaco y Río Magdalena. Estas conducen las aguas pluviales que se vierten sobre la zona mediante un cauce principal que corre de suroeste a noreste. Las 2 primeras y la última nacen en la sierra de Las Cruces, en tanto las otras 4 tienen su origen en la parte central o norte de la demarcación y al salir de esta penetran en las delegaciones Álvaro Obregón, Miguel Hidalgo o Magdalena Contreras, o hacia el Estado de México.

De igual manera, todas atraviesan algún asentamiento humano irregular o regular, cuyos habitantes las más de las veces utilizan los cauces como receptores de basura o para la descarga de aguas residuales.

A la captación de aguas, se le suma la presencia del sistema de fracturas y fallas, alineadas paralelamente a las corrientes intermitentes y los ríos. Se calcula que la profundidad del nivel freático en el territorio es de 200 a 250 m que representan los valores más altos de profundidad en el acuífero de la Zona Metropolitana del Valle de México (CNA, 2002).

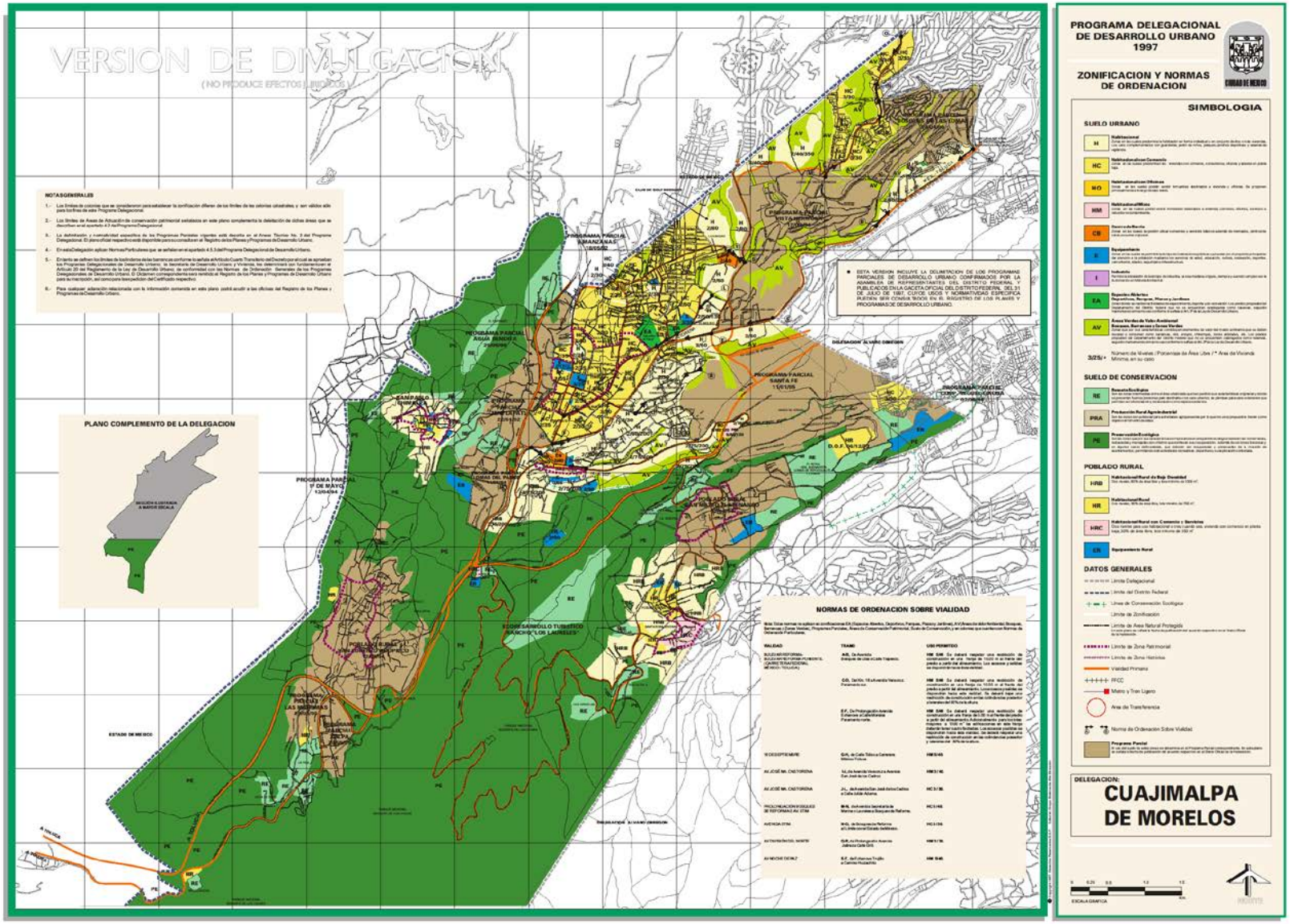


Figura 1.2 Zonificación y normas de ordenación. **Fuente: Plan de Desarrollo Urbano de la Delegación Cuajimalpa**

Las estaciones pluviográficas del SACM ubicadas en la delegación se presentan a continuación así como las que están ubicadas en el Distrito Federal y las Isoyetas correspondientes al reporte del 30 de junio de 2011, en la cual se puede distinguir que cerca de la zona en estudio para esta tormenta la altura de lluvia es de 55 mm.

Mientras que en el estudio de regionalización realizado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM para la extinta Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH), hoy en día SACM y para la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) se distingue que la isoyeta para un Tr= 10 años, d=1h y A= 1 km^2 en la zona en estudio es de 50 mm.

1.5 CLIMA

De acuerdo con el cuaderno estadístico delegacional del INEGI, al territorio lo atraviesan tres tipos climáticos, la parte norte tiene un clima templado subhúmedo con lluvias en verano de mayor humedad denominado por la simbología como C (w2) este abarca aproximadamente el 46% de la superficie. Al centro, con el aumento de altitud se tiene un clima semifrío subhúmedo con lluvias en verano, de mayor humedad designado por la simbología como C (E) (w2), toma aproximadamente el 48% de la superficie. En el extremo sur, con sólo el 6.40% de la superficie, se tiene un clima semifrío húmedo con abundantes lluvias en verano, designado por la simbología como C (E) (m).

La temperatura media anual del aire oscila entre los 2.8° C y 16.3° C. Las áreas más frías se localizan al suroeste en el Parque Nacional Insurgente Miguel Hidalgo y Costilla (La Marquesa).

Las áreas más cálidas se ubican al noroeste abarcando al poblado de San Pablo Chimalpa, el centro y norte de la Delegación, en la Colonia Lomas de Vista Hermosa, y los límites con la Delegación Miguel Hidalgo y el municipio de Huixquilucan.

La temperatura media mínima del aire en el mes más frío (enero) oscila entre –2.5° C, al suroeste hasta los 7.8° C, al noroeste y norte. La temperatura media máxima del aire en el mes más cálido (abril) comprende desde los 19.2° C al sur, hasta los 27.2° C al norte.

De acuerdo con lo anterior nuestra zona en estudio goza de un clima templado subhúmedo con lluvias en verano como se puede apreciar en la figura 6.

Se cuenta con los registros de las normales meteorológicas de tres estaciones situadas dentro de la delegación.

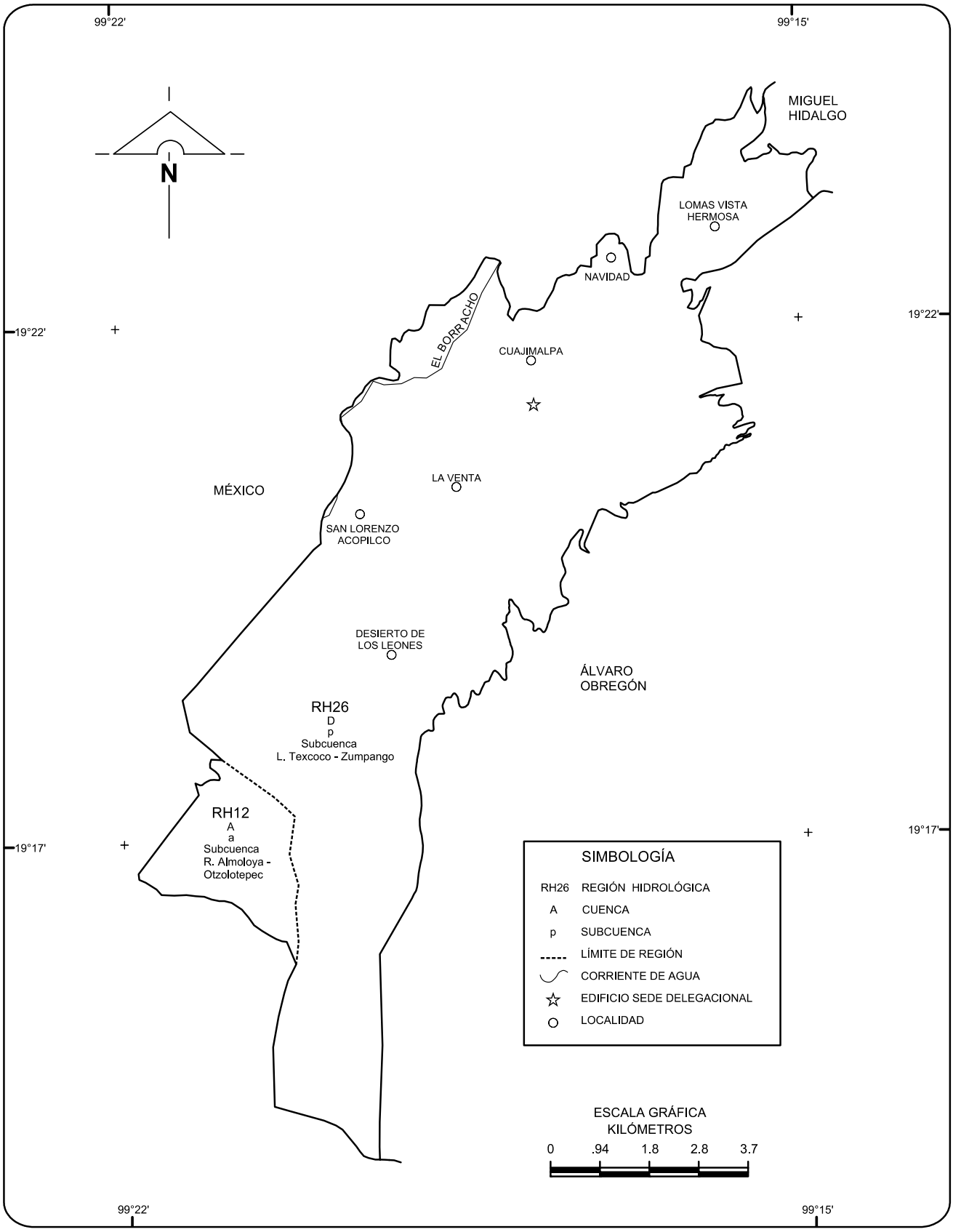


Figura 1.3 El río El Borracho **Fuente: Cuaderno estadístico del INEGI**

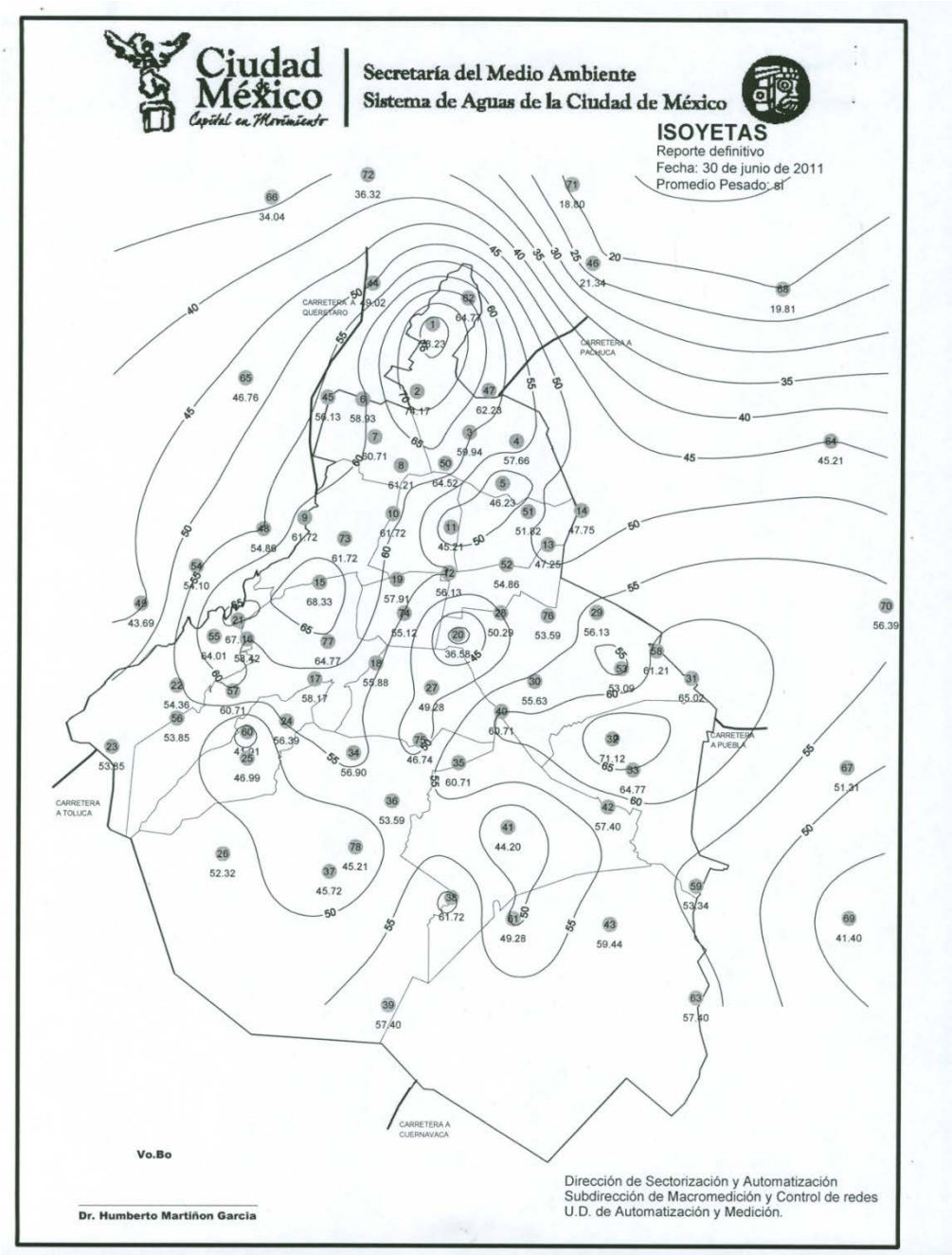


Figura 1.4 Isoyetas para el Distrito Federal. **Fuente: SACM**

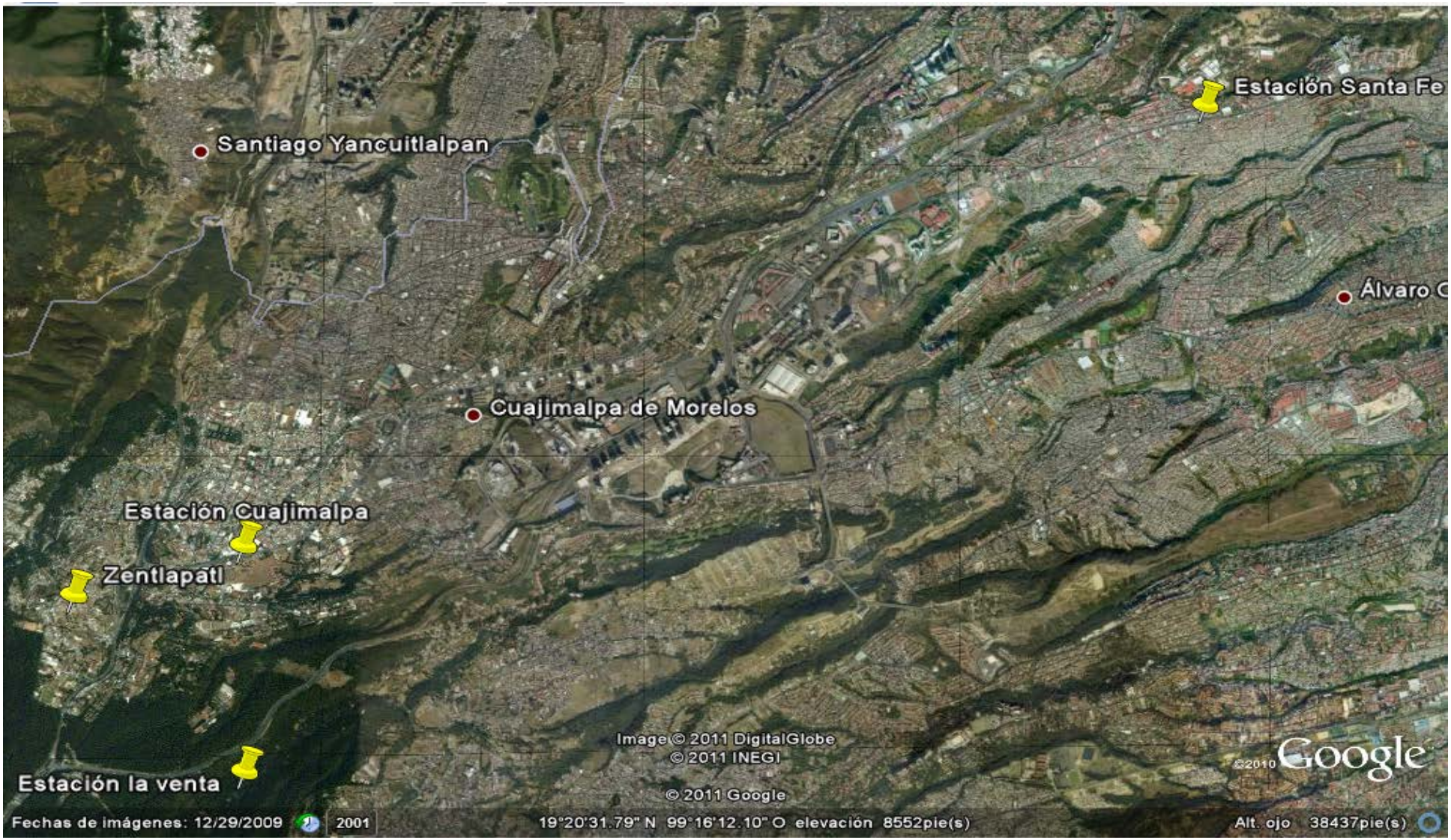


Figura 1.5 Estaciones meteorológicas

Fuente: Google earth.

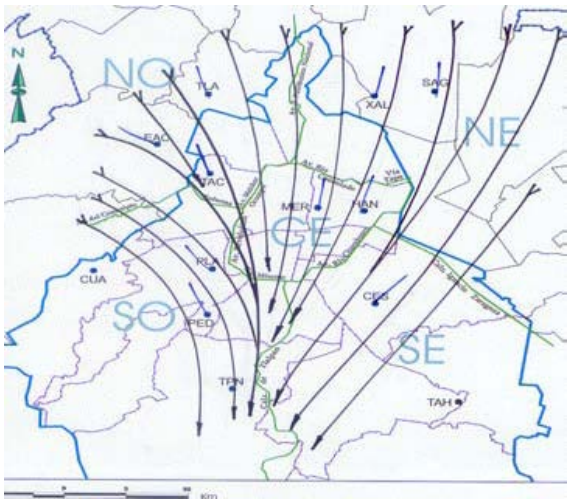
En la figura 5 se muestra la ubicación de las estaciones.

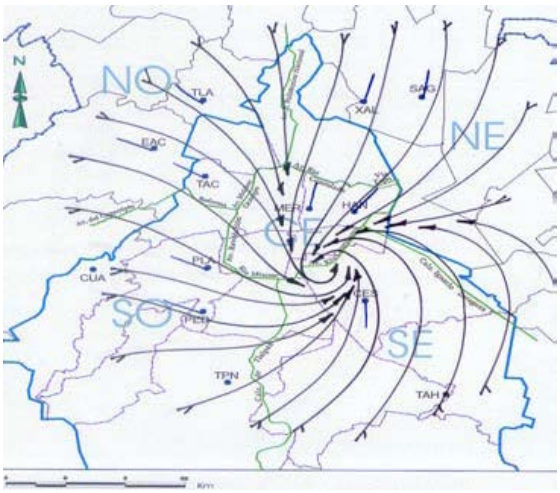
En las tablas 1.3, 1.4 y 1.5 se presentan las normales meteorológicas reportadas por estas estaciones para el periodo comprendido entre 1971 a 2000.

Para los datos correspondientes al viento se consultaron datos obtenidos por la Secretaría del Medio Ambiente. Se hacen dos grandes distinciones para la tendencia que tienen las direcciones de los vientos que recorren el Distrito Federal.

En las figuras se muestran los campos de viento promedio para las épocas seca y de lluvia; se observa que durante la temporada húmeda (verano), el flujo tiene una intensa componente del norte en todo el valle.

Por otro lado, la temporada seca presenta una característica importante: un vórtice (remolino) se forma muy cerca del centro del Distrito Federal, lo cual se debe al efecto conocido como “Isla de Calor”, situación meteorológica generada por el aumento de la temperatura del suelo de tipo urbano, con materiales de construcción de cemento y asfalto, en contraste con las áreas forestales que la circundan.





Campo de viento en época de lluvia **Campo de viento en época de secas**

Figura 1.7 campos de viento en la ciudad

1.6 INFRAESTRUCTURA EXISTENTE

1.6.1 Agua potable

De acuerdo con los datos del INEGI para el año 2010 la Delegación contaba con 44,929 viviendas con agua potable dentro de la vivienda o en el mismo terreno lo cual representa una cobertura del 94% tomando sólo esa cifra como referencia, ya que se sabe que algunos pobladores se abastecen mediante hidrantes públicos, otras viviendas, carros cisterna, pozos, ríos, arroyos y otros.

Estación Cuajimalpa

Tabla 1.3

SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL

NORMALES CLIMATOLÓGICAS 1971-2000

ESTADO DE: DISTRITO FEDERAL

ESTACION: 00009016 CUAJIMALPA, CUAJIMALPA LATITUD: 19°21'00" N. LONGITUD: 099°18'00" W. ALTURA: 2,283.0 MSNM.

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
TEMPERATURA MAXIMA													
NORMAL	17.7	18.6	21.1	21.7	22.0	19.8	18.4	18.6	18.2	18.4	17.8	17.5	19.2
MAXIMA MENSUAL	20.2	20.8	24.1	23.6	24.8	22.8	19.9	20.2	21.0	20.4	20.3	20.2	
AÑO DE MAXIMA	1987	1973	1973	1984	1983	1983	1986	1987	1987	1984	1985	1987	
MAXIMA DIARIA	24.0	24.0	28.5	28.0	34.0	26.5	23.5	23.0	23.5	24.0	25.0	22.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	26/1973	28/1971	27/1973	18/1978	18/1974	11/1983	02/1972	17/1986	08/1987	21/1984	18/1986	10/1972	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	15	15	15	14	15	15	16	15	14	
TEMPERATURA MEDIA													
NORMAL	11.2	11.8	14.2	15.1	15.6	14.3	13.2	13.4	13.1	12.8	11.8	11.1	13.1
AÑOS CON DATOS	14	15	15	15	15	15	14	15	15	16	15	14	
TEMPERATURA MINIMA													
NORMAL	4.7	5.1	7.3	8.4	9.3	8.7	8.0	8.1	8.0	7.2	5.8	4.8	7.1
MINIMA MENSUAL	3.0	3.1	5.2	6.8	7.5	7.5	7.1	7.6	6.9	4.6	3.8	3.0	
AÑO DE MINIMA	1988	1976	1986	1977	1984	1984	1983	1976	1979	1979	1976	1975	
MINIMA DIARIA	-3.0	-2.5	-2.5	0.5	5.0	2.0	4.0	5.0	1.0	2.0	-2.0	-2.0	
FECHA MINIMA DIARIA	28/1988	27/1976	06/1987	12/1971	19/1976	02/1976	14/1974	03/1974	25/1975	02/1979	13/1974	22/1977	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	15	15	15	14	15	15	16	15	14	
PRECIPITACION													
NORMAL	11.1	6.9	12.3	28.0	85.6	225.2	276.7	266.2	211.9	78.9	11.2	6.4	1,220.4
MAXIMA MENSUAL	57.2	22.5	38.6	61.6	134.1	358.2	444.8	371.2	346.9	264.9	38.7	38.1	
AÑO DE MAXIMA	1981	1983	1987	1985	1973	1986	1984	1979	1976	1976	1977	1976	
MAXIMA DIARIA	26.0	12.5	15.6	23.0	58.5	113.5	66.7	72.3	108.2	66.7	22.0	20.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	17/1981	08/1977	18/1981	07/1980	20/1982	15/1985	25/1984	01/1975	30/1985	07/1976	01/1983	01/1976	
AÑOS CON DATOS	17	17	17	17	17	17	16	17	17	17	17	17	
EVAPORACION TOTAL													
NORMAL													
AÑOS CON DATOS													
NUMERO DE DIAS CON													
LLUVIA	2.0	2.4	2.8	7.6	12.5	19.7	24.8	23.2	19.3	9.3	3.2	1.4	128.2
AÑOS CON DATOS	17	17	17	17	17	17	16	17	17	17	17	17	
NIEBLA	0.5	0.5	0.2	0.4	1.1	1.6	3.3	2.4	2.8	1.6	0.6	0.5	15.5
AÑOS CON DATOS	17	17	17	17	17	17	16	17	17	17	17	17	
GRANIZO	0.1	0.1	0.1	0.8	1.3	2.5	2.8	3.1	2.2	0.6	0.1	0.1	13.8
AÑOS CON DATOS	17	17	17	17	17	17	16	17	17	17	17	17	
TORMENTA E.	1.2	1.0	0.8	1.1	1.6	6.9	6.4	8.4	7.6	5.5	3.1	2.0	45.6
AÑOS CON DATOS	17	17	17	17	17	17	16	17	17	17	17	17	

Estación La Venta

Tabla 1.4

ESTACION: 00009030 LA VENTA CUAJIMALPA LATITUD: 19°20'00" N. LONGITUD: 099°18'00" W. ALTURA: 2,850.0 MSNM.

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
TEMPERATURA MAXIMA													
NORMAL	15.5	16.8	19.8	20.0	19.6	17.5	16.2	16.2	15.9	16.0	15.7	15.2	17.0
MAXIMA MENSUAL	17.2	17.9	21.7	22.5	22.8	21.3	18.7	17.9	17.3	17.8	17.1	16.6	
AÑO DE MAXIMA	1977	1973	1977	1982	1983	1983	1979	1983	1982	1979	1982	1983	
MAXIMA DIARIA	22.0	23.0	26.0	27.0	27.0	25.0	23.0	20.0	21.0	22.0	21.0	19.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	28/1973	18/1975	27/1973	18/1978	03/1983	16/1977	05/1983	26/1977	29/1982	11/1977	01/1979	29/1981	
AÑOS CON DATOS	13	14	14	15	15	15	15	15	15	15	15	13	
TEMPERATURA MEDIA													
NORMAL	8.7	9.6	12.2	13.0	13.5	12.8	12.0	11.9	11.8	11.2	9.8	8.7	11.3
AÑOS CON DATOS	13	14	14	15	15	15	15	15	15	15	15	13	
TEMPERATURA MINIMA													
NORMAL	2.0	2.5	4.6	6.0	7.5	8.1	7.8	7.7	7.8	6.3	3.8	2.2	5.5
MINIMA MENSUAL	0.2	-0.3	2.0	4.2	5.6	7.2	6.9	6.7	6.6	3.8	1.8	0.5	
AÑO DE MINIMA	1981	1983	1983	1983	1984	1984	1985	1984	1975	1979	1984	1980	
MINIMA DIARIA	-4.0	-6.0	-2.0	-3.0	2.0	1.0	3.0	2.0	-2.0	-1.0	-3.0	-10.0	
FECHA MINIMA DIARIA	24/1981	13/1983	02/1974	12/1971	16/1984	14/1979	09/1985	08/1974	26/1979	02/1979	27/1974	16/1972	
AÑOS CON DATOS	13	14	15	15	15	15	15	15	15	15	15	13	
PRECIPITACION													
NORMAL	8.3	14.3	13.9	36.7	100.5	235.6	289.7	281.8	240.7	105.0	13.5	8.7	1,348.7
MAXIMA MENSUAL	40.3	33.2	69.1	83.4	174.6	363.6	458.3	385.4	326.3	328.8	35.7	31.6	
AÑO DE MAXIMA	1981	1981	1978	1981	1982	1978	1984	1976	1976	1976	1980	1981	
MAXIMA DIARIA	38.2	15.8	35.1	34.0	45.4	80.2	71.2	68.8	142.0	88.8	15.9	18.8	
FECHA MAXIMA DIARIA	17/1981	11/1983	16/1978	12/1985	15/1979	16/1974	21/1981	21/1982	30/1985	07/1976	01/1983	20/1976	
AÑOS CON DATOS	13	14	15	15	15	15	15	15	15	15	15	13	
EVAPORACION TOTAL													
NORMAL	61.1	76.5	118.4	123.8	113.7	103.3	104.0	99.7	78.2	71.4	49.8	47.1	1,047.0
AÑOS CON DATOS	12	14	15	15	14	14	15	14	14	13	12	11	
NUMERO DE DIAS CON													
LLUVIA	1.3	2.9	2.8	7.1	12.0	17.5	24.0	23.0	19.5	10.8	3.5	2.3	126.7
AÑOS CON DATOS	13	14	15	15	15	15	15	15	15	15	15	13	
NIEBLA	0.3	1.4	0.7	4.5	7.8	9.9	16.7	15.9	12.9	6.7	1.1	0.5	78.4
AÑOS CON DATOS	13	14	15	15	15	15	15	15	15	15	15	13	
GRANIZO	0.0	0.1	0.0	0.5	1.1	0.9	1.5	1.7	1.0	0.9	0.3	0.0	8.0
AÑOS CON DATOS	13	14	15	15	15	15	15	15	15	15	15	13	
TORMENTA E.	0.6	0.6	0.3	0.5	2.5	4.5	4.5	4.8	4.6	4.3	1.9	1.5	30.6
AÑOS CON DATOS	13	14	15	15	15	15	15	15	15	15	15	13	

Estación Santa Fe

Tabla 1.5

ESTACION: 00009046 COLONIA SANTA FE (SMN) LATITUD: 19°23'00" N. LONGITUD: 099°14'00" W. ALTURA: 2,464.0 MSNM.

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
TEMPERATURA MAXIMA													
NORMAL	21.5	23.1	25.5	26.6	26.7	24.2	22.6	22.7	22.6	22.4	22.4	21.7	23.5
MAXIMA MENSUAL	24.3	25.3	28.7	30.2	31.4	28.7	24.6	24.1	24.6	23.7	24.1	23.3	
AÑO DE MAXIMA	1973	1973	1973	1983	1983	1983	1980	1982	1973	1972	1972	1987	
MAXIMA DIARIA	31.0	34.0	32.2	34.0	39.0	33.0	28.0	28.9	28.5	29.5	28.0	28.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	27/1973	12/1976	12/1973	22/1983	18/1971	12/1983	19/1977	15/1978	15/1973	09/1983	01/1981	04/1978	
AÑOS CON DATOS	17	18	18	17	17	18	18	18	18	18	16	16	
TEMPERATURA MEDIA													
NORMAL	13.3	14.7	17.0	18.4	19.0	17.8	16.7	16.8	16.7	16.1	15.1	14.2	16.3
AÑOS CON DATOS	17	18	18	17	17	18	18	18	18	18	16	16	
TEMPERATURA MINIMA													
NORMAL	5.1	6.3	8.4	10.1	11.2	11.5	10.9	11.0	10.8	9.7	7.9	6.6	9.1
MINIMA MENSUAL	-4.7	4.3	6.6	7.4	9.3	9.3	9.1	9.9	9.2	7.7	6.0	3.9	
AÑO DE MINIMA	1980	1972	1972	1971	1976	1977	1974	1976	1975	1987	1971	1973	
MINIMA DIARIA	-9.0	-9.5	-9.0	1.0	6.0	1.0	6.0	6.5	1.0	3.5	0.1	0.2	
FECHA MINIMA DIARIA	06/1980	16/1980	02/1980	21/1974	30/1984	12/1979	12/1974	24/1977	06/1985	30/1971	29/1973	29/1975	
AÑOS CON DATOS	17	18	18	18	17	18	18	18	18	18	16	16	
PRECIPITACION													
NORMAL	8.2	8.8	16.0	28.5	66.0	183.1	246.4	208.5	159.1	72.3	6.0	9.3	1,012.2
MAXIMA MENSUAL	42.1	22.5	133.0	82.8	159.5	326.6	366.0	379.7	387.8	226.9	22.5	56.2	
AÑO DE MAXIMA	1980	1982	1978	1976	1975	1986	1983	1979	1984	1978	1983	1976	
MAXIMA DIARIA	19.0	15.2	70.0	29.0	34.0	64.5	93.4	101.5	73.5	69.8	19.7	43.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	16/1981	12/1988	26/1978	26/1976	12/1973	06/1975	22/1978	10/1979	06/1984	22/1984	23/1978	02/1976	
AÑOS CON DATOS	17	18	18	18	17	18	18	18	18	18	16	16	
EVAPORACION TOTAL													
NORMAL													
AÑOS CON DATOS													
NUMERO DE DIAS CON													
LLUVIA	1.5	2.1	2.8	6.8	11.8	17.2	21.8	20.2	16.4	8.1	2.4	1.6	112.7
AÑOS CON DATOS	17	18	18	18	17	18	18	18	18	18	16	16	
NIEBLA	6.7	3.6	3.3	5.2	4.9	7.7	9.9	8.9	10.2	6.7	3.1	4.1	74.3
AÑOS CON DATOS	17	18	18	18	17	18	18	18	18	18	16	16	
GRANIZO	0.0	0.3	0.1	0.3	0.4	0.8	1.1	0.8	0.7	0.3	0.1	0.0	4.9
AÑOS CON DATOS	17	18	18	18	17	18	18	18	18	18	16	16	
TORMENTA E.	3.7	2.8	2.1	3.9	4.5	4.1	4.3	4.8	4.2	5.2	4.5	6.2	50.3
AÑOS CON DATOS	17	18	18	18	17	18	18	18	18	18	16	16	

1.6.2 Drenaje

En el rubro de drenaje, según datos del INEGI del año 2000, la Delegación contaba con una cobertura del 97.2%, desglosándose de la siguiente forma: 87.4% de las viviendas estaban conectadas a la red pública, 6.3% contaban con fosa séptica y el 3.6% descargaban a barrancas, ríos y grietas.

De acuerdo con el plan de desarrollo urbano de la Delegación, la situación es la siguiente:

La red secundaria está integrada por ductos cuyo diámetro es menor a 50 cm, con longitud aproximada de 226.9 Km; su función es la de recibir las descargas de aguas negras domiciliarias y pluviales para conducirlas hasta los conductos que forman la red primaria misma que está integrada por tuberías con diámetro mayor a 60 cm cuya longitud total aproximada es de 32 Km; además existen 27.15 Km de colectores marginales, los cuales se localizan en las márgenes de los ríos y barrancas.

La Delegación Cuajimalpa no cuenta con la infraestructura para el tratamiento de aguas residuales, a pesar de que se riegan 19 hectáreas de áreas verdes con aguas tratadas, provenientes de las plantas de tratamiento del Bosque de Chapultepec y Coyoacán. Se tiene detectada la necesidad de regar otras 11 hectáreas más.

El desalojo de aguas residuales hacia la red primaria es escaso y los colectores existentes se ubican en los ríos y barrancas en donde actualmente se realizan las descargas de la red secundaria. También existen varios colectores marginales inconclusos.

Por otro lado existen algunas zonas sin servicio, como son Lomas de Vista Hermosa y San Lorenzo Acopilco, la primera actualmente descarga a grietas, causando problemas de infiltración en las partes más bajas. Asimismo, los asentamientos irregulares carecen de drenaje.

Durante el periodo 1998-2005 la infraestructura de drenaje prácticamente no varió. Solamente aumentó 0.8 Km en su r ed primaria de drenaje y mantuvo su misma longitud en la red secundaria.

Tabla 1.6 Cuadro resumen

Descripción	Cantidad	Unidad
Red Secundaria (diámetros de 20 a 45 cm.)	226.9	Km
Red primaria (diámetros de 61 hasta 244 cm.)	32.08	Km
Cauces a cielo abierto	18,078	m
Barrancas	3000	m
Colectores Marginales	27152	m
Estaciones Pluviográficas	3	Estación.

Tabla 1.7

Colonia	Estado	Observaciones
San Lorenzo Acopilco	Inconcluso	Falta terminar el colector marginal Río Borracho, la descarga es al cauce del río.
Zona cercana a la Prolongación Leandro Valle	Sin red	Asentamiento irregular
Zona cercana al camino de Hila y cerrada Leandro Valle	Sin red	Asentamiento irregular

Fuente: Plan de acciones hidráulicas 2001-2005

Para conocer con mayor detalle los datos presentados por la delegación se revisaron planos de drenaje obtenidos de la mapoteca del SACM.

En 1990 la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) elaboró el "Proyecto ejecutivo de la revisión y diseño de los colectores (marginales) de drenaje combinado delegación: Cuajimalpa."

En dicho proyecto se presenta el diseño del tramo de colector denominado El Borracho a lo largo de poco más de 3 km sobre el cauce del Río en las inmediaciones de San Pablo Chimalpa y hasta las cercanías con Ahuatenco donde se une a otro colector, presentando un diámetro constante de 61 cm a lo largo de todo el tramo.

El SACM también cuenta con el diseño de los tramos de colector denominados Borracho I, Borracho II y Borracho III.

En el año 2000 la Dirección General de Construcción y Op eración Hidráulica (DGCOH) elaboró el "Proyecto Ejecutivo para el Colector Sanitario en el Río Borracho, Delegación Cuajimalpa."

En dicho informe se presenta el diseño de un tramo de colector que debe correr sobre una de las márgenes del río en la parte que atraviesa las inmediaciones de San Lorenzo Acopilco partiendo aguas arriba de la población, ligeramente antes del cruce con la zona del cauce que libra la carretera México-Toluca y hasta aproximadamente 4.4 km aguas abajo.

2.- VISITAS DE INSPECCIÓN Y RECONOCIMIENTO AL SITIO DE PROYECTO.

Con la finalidad de identificar y evaluar la problemática que presentan los Colectores Marginales existentes del río El Borracho, en lo que respecta a su funcionamiento hidráulico, se realizaron visitas a la zona en estudio.

En dichas visitas se evaluó el estado físico actual tanto del Colector Marginal del río como del de la red de drenaje existente que descarga al mismo.

2.1 PRIMER RECORRIDO

El primero de los recorridos se llevó a cabo el día 19 de agosto de 2011, constó de 2 etapas:

- **I.** Brazo Oriente del Río El Borracho que pasa por San Pablo Chimalpa en dirección a la Colonia Del Carmen y Zentlapatl
- **II.** Brazo Norponiente del Río El Borracho en la zona de Manantiales.

En la ***Figura 1*** se aprecian las etapas de las que constó el recorrido.

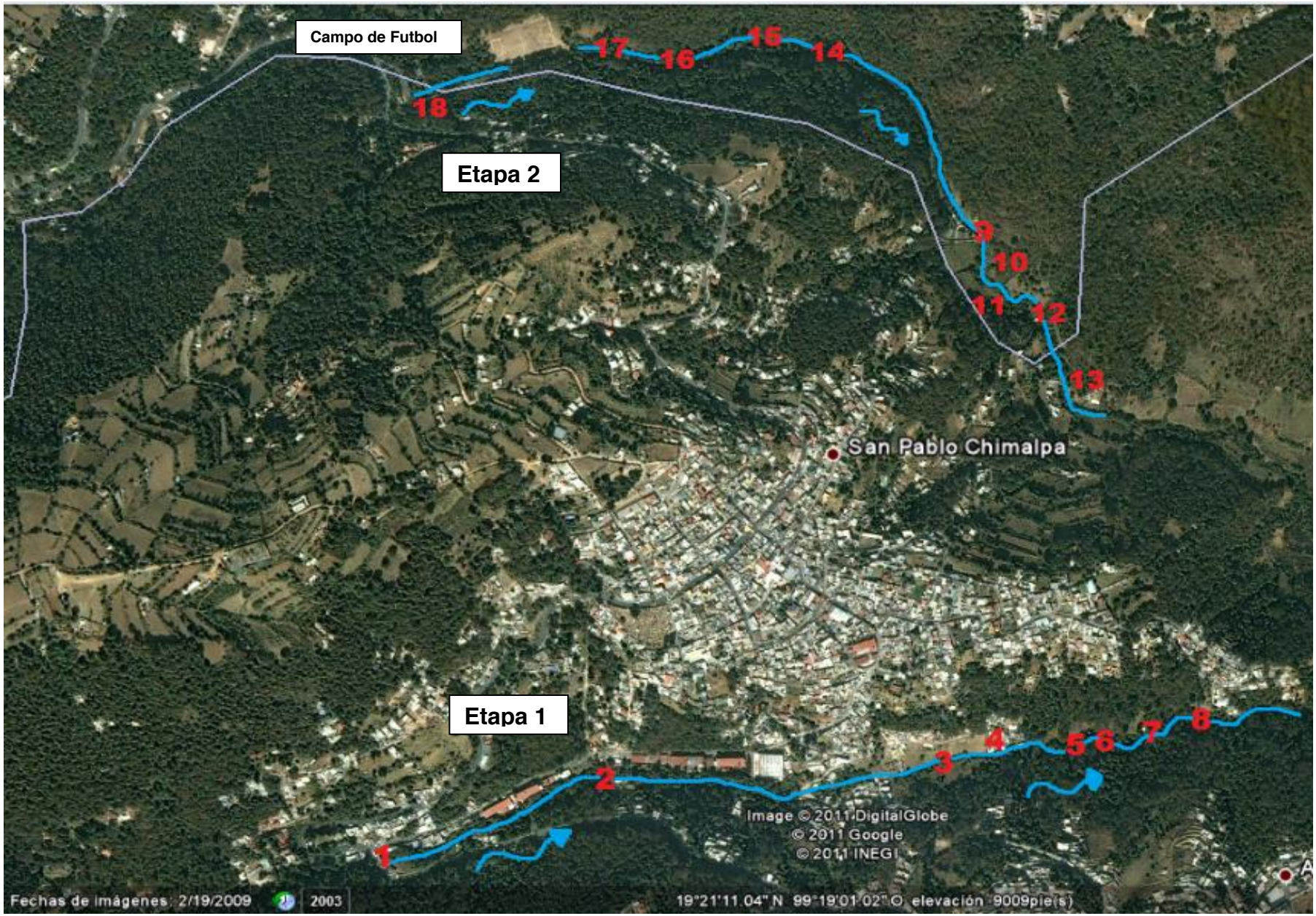


Figura 1 Esquema General del Primer Recorrido

SITIO 1, PRIMERA ETAPA

Durante el recorrido se pudo distinguir instalaciones de drenaje sanitario aledañas a las pluviales, que por las cercanías se piensa que el sistema de drenaje es combinado, por lo que durante la realización de los trabajos topográficos se corroborará dicha información. Además se constató que el relieve del terreno es muy accidentado y existen viviendas construidas en cuyos patios se localizan pozos de visita del colector marginal, a los cuales no se tuvo acceso para revisar pero se pudo observar que han sido tapados con diversos objetos (**Foto 1)**. De esta manera en caso de que el sistema de drenaje de la zona urbana sea combinado y al revisar la capacidad de conducción del Colector Marginal, se sobrepasa, se deberá pensar en proyectar un sistema de drenaje separado que permita que el agua de lluvia se conduzca al cauce del río y el sanitario hacia el Colector Marginal.

SITIO 2, SEGUNDA ETAPA

Al revisar las aportaciones que conduce el colector se apreció que transporta un caudal relativamente bajo para su longitud, por lo que al revisar los pozos se pudo identificar que dicho escurrimiento proviene de un lugar que se localiza a un costado del manantial operado por el SACM, en el cual los habitantes lavan su ropa. (**Foto 2)**

2.2 SEGUNDO RECORRIDO

El segundo recorrido se realizó el día 26 de agosto de 2011, en el tramo del Río Borracho comprendido entre la colonia San Pablo Chimalpa y la colonia San Lorenzo Acopilco (***Figura 2***).

SITIO 3

Debido a que durante este recorrido se identificó que la tubería no presentaba conducción se siguió el curso de la misma aguas arriba con el objeto de encontrar el punto a partir del cual se interrumpe el flujo en el colector, encontrando en el camino varios lugares donde el colector cambia la margen del río sobre la que corre. Siendo uno de éstos el responsable de la no conducción del colector, debido a que un pozo de visita utilizado para hacer el cambio de dirección falló, por lo que se encuentra completamente destruido y un tramo de tubería se dislocó (***Foto 8***). Cabe mencionar que a lo largo del recorrido se encontraron tramos de tubería y pozos de visita en mal estado.

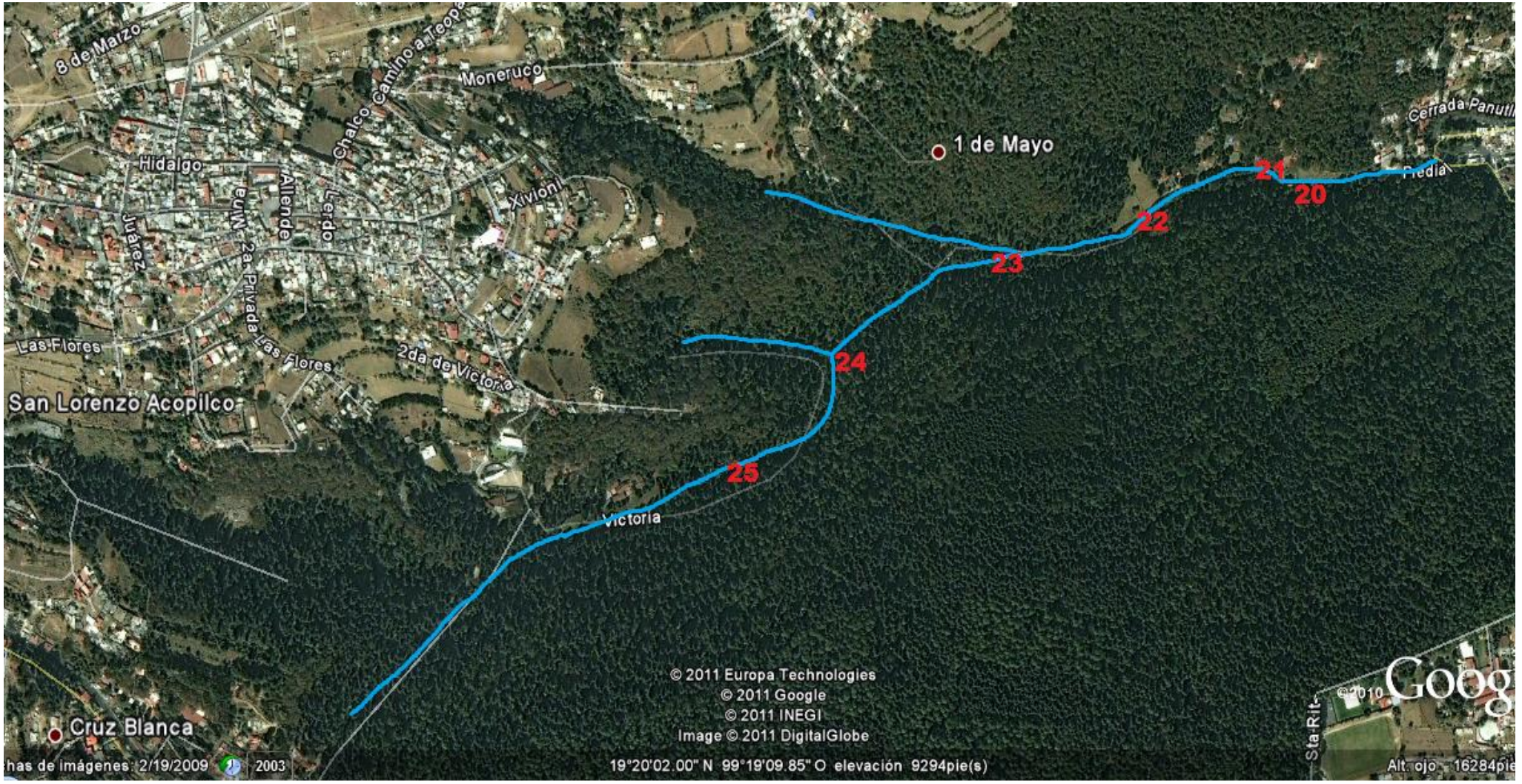


Figura 2 Esquema General del segundo Recorrido

SITIO 4

Conforme se fue avanzando en el recorrido, el agua del río presentó menores niveles de contaminación hasta un punto donde el agua llego a ser cristalina (***Foto 9***). Sin embargo la basura en el terreno se siguió presentando.

A lo largo del trayecto se encontraron varios cambios de nivel que en algunos casos, como en este sitio, parecen comenzar a causar deterioros en algunos pozos de visita. Además uno de estos cambios se destaca por su altura respecto de todos los demás siendo construido de concreto debido a esta particularidad y a la caída del flujo.

Al continuar con el recorrido en las proximidades con el poblado de San Lorenzo Acopilco, se pudo apreciar la convergencia del flujo del colector marginal, pero debido a la presencia de malla ciclónica, sólo se pudo recorrer el colector que se alojaba fuera de ésta.

2.3 TERCER RECORRIDO

El tercer recorrido se realizó el día 6 de septiembre, en este se visitaron tramos de dos colectores, el Borracho II, en el tramo que atraviesa la colonia agua bendita, y el Borracho I en el tramo que ya se encuentra fuera del área urbana. En la figura 3 se presenta un esquema con los lugares visitados.

SITIO 5

Se identificó un punto donde desemboca una de las tuberías, mientras la otra continua, debido a esta situación se identificó a la tubería recubierta con mampostería como el Borracho II. En este punto uno de los pobladores manifestó que las inundaciones en las épocas de lluvias son constantes y que los vecinos han tenido que romper ciertas zonas para lograr que el agua fluya hacia el cauce del río.

También se advirtió de una posible zona de fuga del colector sanitario debido a que en esta zona el agua cambia su coloración, por lo que se piensa se está contaminando con agua residual. Aguas abajo se construyo un túnel para poder pasar bajo el paso a desnivel que transita a su vez por debajo de la autopista Cuajimalpa-Naucalpan **(Foto 10)** mismo que ve reducida su capacidad por el paso del colector en su interior..

Aguas arriba se identificó que existen dos tuberías destinadas a manejar el gasto que se presente en la zona, una de ellas encuentra su clave a una elevación mayor que la del sanitario por lo que indica que únicamente entra en operación cuando la capacidad de la tubería más baja empieza a ser rebasada siendo auxiliada por esta segunda.

SITIO 6

En este punto se encontró lo que parece ser la unión de los colectores Borracho I y Borracho II. A pesar de que en el proyecto encontrado se indica que la unión será de dos tuberías mediante pozo de visita, lo que se encontró fue un canal que descarga directamente al río **(Foto 13)**. Aun cuando ya se esta alejado de los puntos identificados con fugas, la contaminación del río no disminuyó y con esta nueva aportación de agua residual se esperaría que continúe.

2.4 CUARTO RECORRIDO

El cuarto recorrido se realizó el día 14 de septiembre, con este se pudo completar la revisión de los colectores existentes en la zona, estos fueron el Borracho, Borracho I y Borracho II, los cuales conjuntamente dan servicio a los poblados de Ahuatenco, Agua Bendita, Zentlapatl y San Pablo Chimalpa. En la **figura 4** se observa un esquema de los puntos visitados durante este recorrido.

SITIO 7

Al llegar a este punto se identificó la descarga final del colector marginal Borracho I **(Foto 15)** y además se pudo ver que la unión entre los Colectores Borracho y Borracho I no fue construida, debido a que el Colector Borracho no llega hasta esta zona, faltando aproximadamente 1.5 km de construcción desde la descarga (identificada más adelante) hasta este punto de unión. En las cercanías se encuentran algunos asentamientos humanos y dos tuberías pertenecientes al SACM**.**

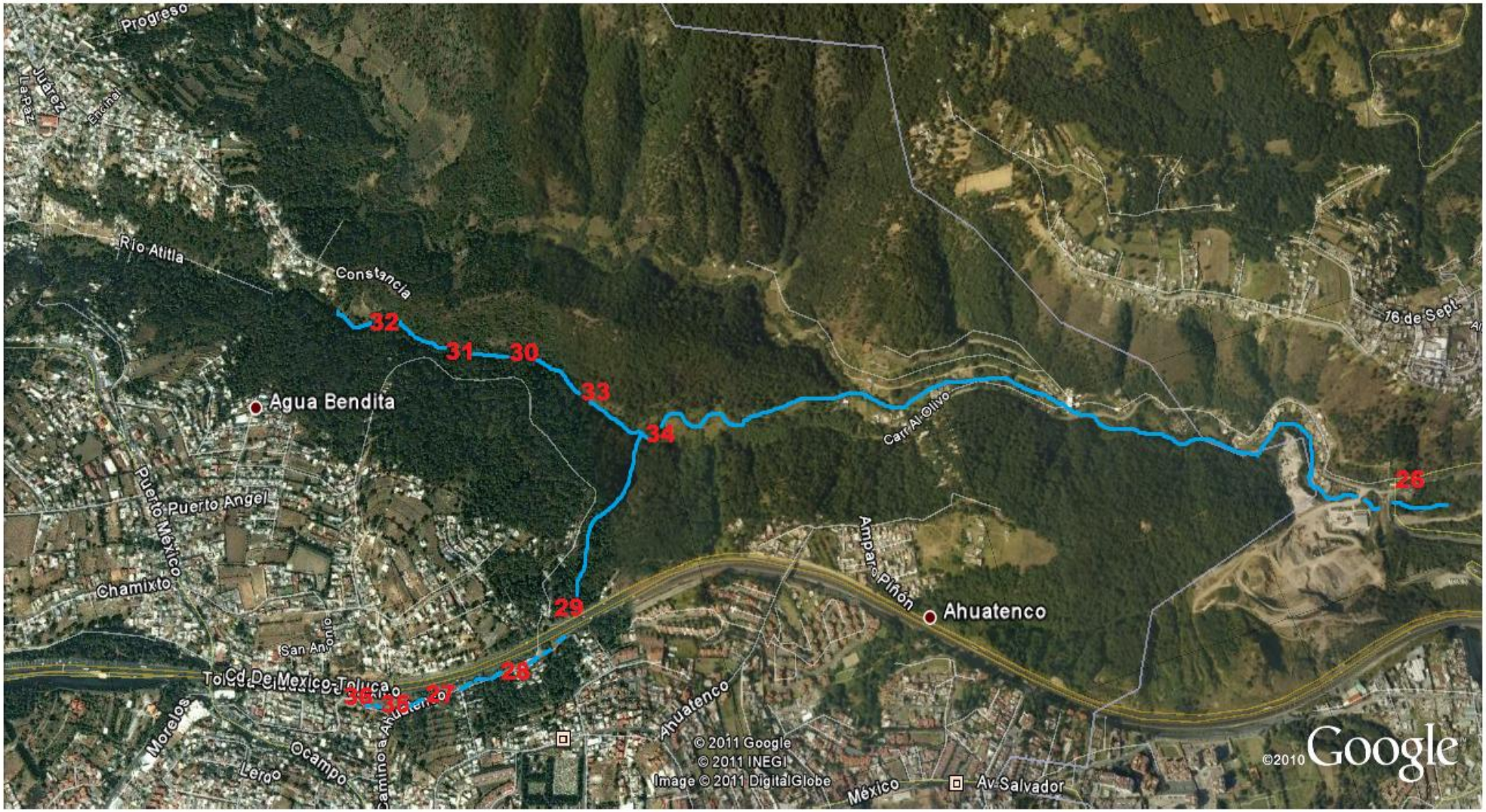


Figura 3 Esquema general del tercer recorrido

SITIO 8

En este punto fue identificada la descarga final del colector marginal Borracho **(Foto 16)** proyectado por la empresa ALZE INGENIERÏA que según el proyecto presentado debió unirse al Borracho I de la Constructora SANRIV.

En general el punto de la descarga parece encontrarse en buen estado. Cabe mencionar, que algunos metros atrás parece comenzar a hacerse perceptible la erosión que provoca lo arrastrado por la corriente del río.

SITIO 9

Este fue el primer punto visitado del lado del ramal proveniente de Zentlapatl. Se constato que el colector no tiene conducción y además hay un tramo de varios metros de longitud que se encuentra sin muro de protección que le de soporte **(Foto 17).** El acceso hasta este punto es difícil debido a la vegetación, por lo que se tuvo que encontrar otra forma de realizar la revisión. Para esto se encontraron arboles que han sido implementados a manera de puentes.

SITIO 10

Se encontró un punto donde un tramo de tubería ha caído junto con el muro de protección, fue posible observar los restos de la tubería caída **(Foto 18).** A pesar de esto, esta falla no es la responsable de la falta de conducción por parte del colector, esto se sabe debido a que no se presenta escurrimiento en el tramo aguas arriba**.**

SITIO 11

En este punto se localizó la interrupción de la conducción del colector marginal debido al derrumbe de otro tramo de tubería que en esta ocasión arrastro también parte del pozo de visita que lo antecedía **(Foto 19).** Aunque el pozo no cayo al cauce, si se encuentra gravemente dañado y el terreno bajo el mismo parece estar en estado crítico.

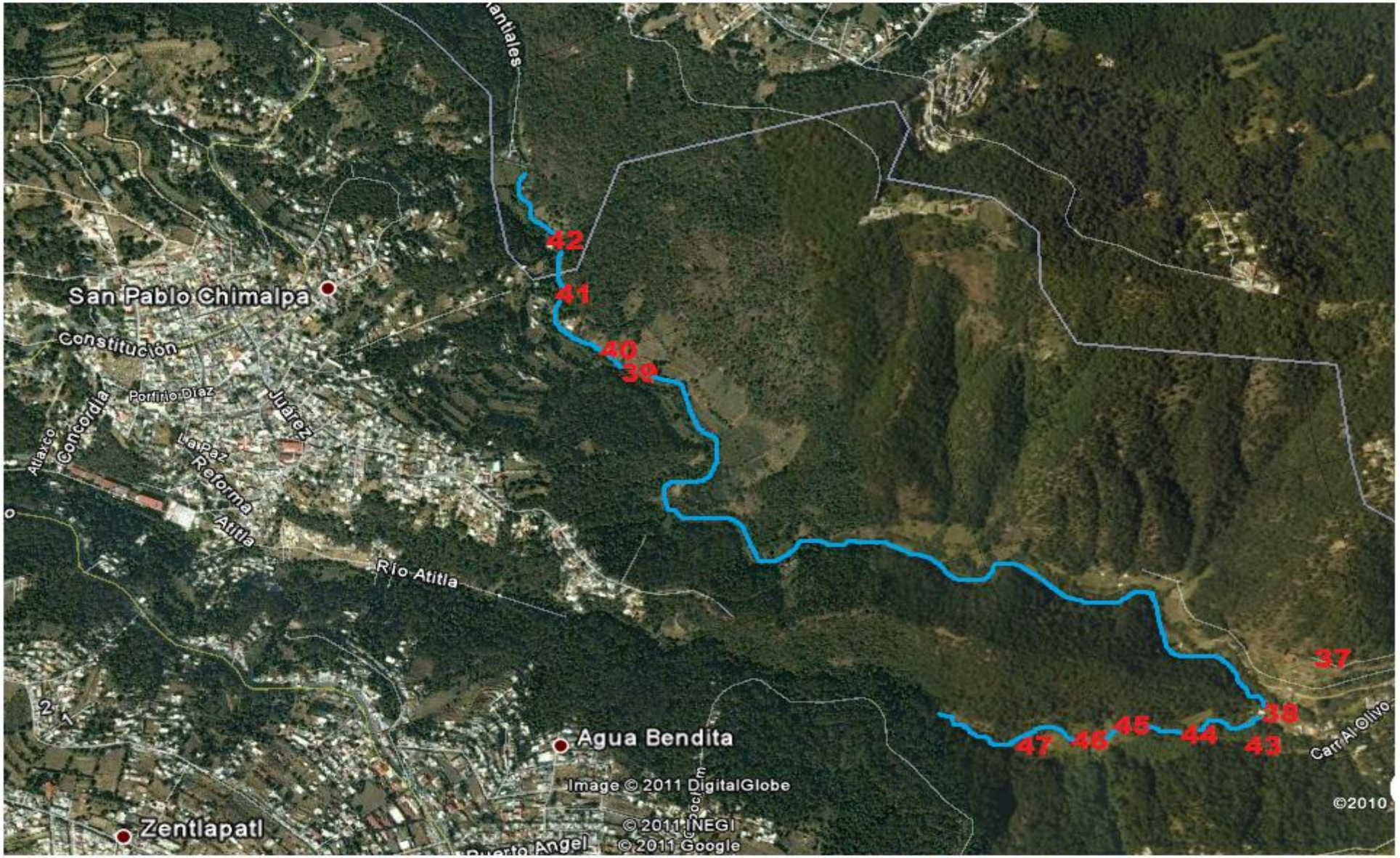


Figura 4 Esquema general del cuarto recorrido

SITIO 8

En este punto fue identificada la descarga final del colector marginal Borracho **(Foto 16)** proyectado por la empresa ALZE INGENIERÏA que según el proyecto presentado debió unirse al Borracho I de la Constructora SANRIV.

En general el punto de la descarga parece encontrarse en buen estado. Cabe mencionar, que algunos metros atrás parece comenzar a hacerse perceptible la erosión que provoca lo arrastrado por la corriente del río.

SITIO 9

Este fue el primer punto visitado del lado del ramal proveniente de Zentlapatl. Se constato que el colector no tiene conducción y además hay un tramo de varios metros de longitud que se encuentra sin muro de protección que le de soporte **(Foto 17).** El acceso hasta este punto es difícil debido a la vegetación, por lo que se tuvo que encontrar otra forma de realizar la revisión. Para esto se encontraron arboles que han sido implementados a manera de puentes.

SITIO 10

Se encontró un punto donde un tramo de tubería ha caído junto con el muro de protección, fue posible observar los restos de la tubería caída **(Foto 18).** A pesar de esto, esta falla no es la responsable de la falta de conducción por parte del colector, esto se sabe debido a que no se presenta escurrimiento en el tramo aguas arriba**.**

SITIO 11

En este punto se localizó la interrupción de la conducción del colector marginal debido al derrumbe de otro tramo de tubería que en esta ocasión arrastro también parte del pozo de visita que lo antecedía **(Foto 19).** Aunque el pozo no cayo al cauce, si se encuentra gravemente dañado y el terreno bajo el mismo parece estar en estado crítico.

3.- EVALUACIÓN Y DIAGNÓSTICO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA EN LA ZONA EN ESTUDIO.

A partir del análisis de la información recopilada y de las visitas a la zona en estudio se pudo conocer el estado actual de la infraestructura existente del colector marginal que corre a lo largo de los ramales ó afluentes del Río El Borracho, con lo que se generó el siguiente diagnóstico:

Se identificaron diversos problemas a lo largo del desarrollo del colector marginal, los cuales provocan que los caudales sanitarios que transporta sean descargados al cauce del Río Borracho, contaminando sus escurrimientos y provocando inundaciones en algunos puntos debido al trazo que tiene teniendo como consecuencia el malestar de los habitantes de las colonias por las que atraviesa debido a estas dos situaciones principalmente.
A continuación se enlistan los principales problemas identificados de acuerdo al grado de importancia:

1. Erosión y colapso de pozos de visita que forman parte del colector marginal, que provoca fractura a la tubería. Así mismo un tramo superficial del Colector Marginal fue fracturado por la caída de árboles.

2. Existen tramos de colector marginal inconclusos de construcción, por lo que vierten sus aportaciones al cauce.
3. El muro de contención que define la margen del cauce en el que se apoya el colector Marginal, presenta caídos debido a la erosión provocada por la velocidad del flujo en el río.
4. Varios pozos de visita que integran el colector marginal se encuentran parcialmente azolvados y pocos de ellos completamente azolvados, impidiendo la conducción de las aguas negras y vertiéndolas al río a través del brocal de acceso. De igual manera existe un cierto número de pozos cuyas tapas de acceso se encuentran bloqueadas debido a deslaves de taludes.
5. Algunos pozos de visita pertenecientes a los colectores de la red de drenaje sanitaria existente y que se conectan con el colector Marginal, se encuentran azolvados y algunos tramos de colector están dañados, por lo que los caudales de aguas negras que conduce deberán ser integrados en su totalidad al colector Marginal.
6. La mayoría de los pozos de visita no cuentan con tapa y el aplanado de su interior se encuentra fracturado.
7. A lo largo del desarrollo del colector marginal, entre las juntas de los tramos de tubería existen fugas.
8. El sistema de drenaje existente en la zona urbana es de tipo combinado, en el que se mezclan las aguas negras con las de lluvia, provocando la saturación del colector marginal y conduciendo basura que es arrastrada de las calles hacia el Marginal.

Con el objeto de distinguir los ramales del río Borracho, éstos fueron nombrados de la siguiente manera (ver figura 3.1):

I. Brazo Sur del Río El Borracho que pasa por San Pablo Chimalpa en dirección a la Colonia Del Carmen y Zentlapatl
II. Brazo Norponiente del Río El Borracho en la zona de Manantiales.
III. Brazo Oriente del Río Borracho que pasa por la colonia Agua Bendita

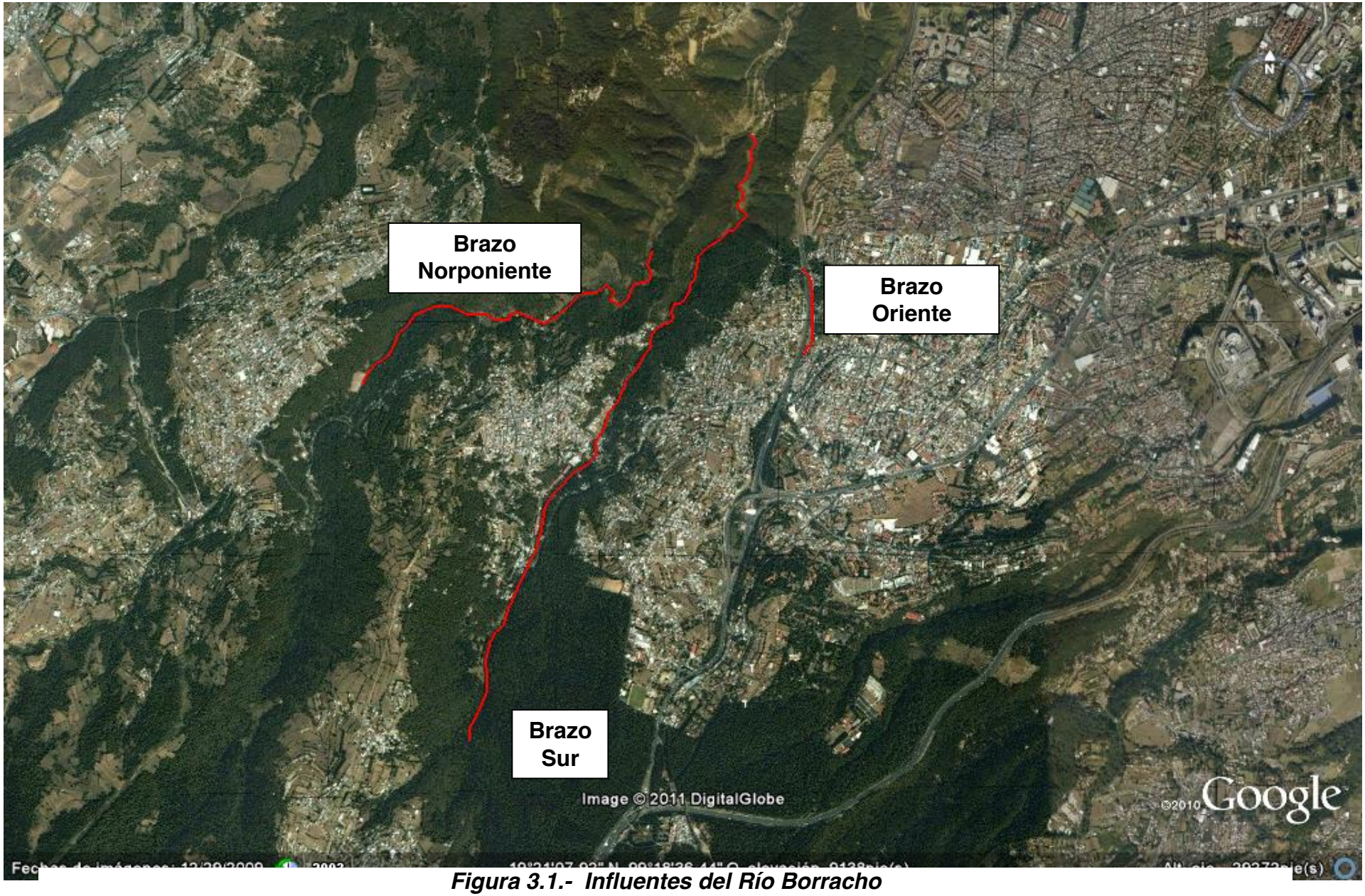


Figura 3.1.- Influentes del Río Borracho

El **Brazo Sur** que recorre la zona comprendida entre las colonias San Pablo Chimalpa, Zentlapatl, Agua Bendita y Ahuatenco, cuenta con un diámetro predominante de 0.61 m. Cabe mencionar que a lo largo de este colector fueron identificados el mayor número de problemas, presentándose todos los enunciados en párrafos anteriores.

El problema más fuerte se presenta en cinco sitios diferentes:

I. El primero localizado en la parte sur del poblado de San Pablo Chimalpa, aproximadamente 850 m aguas arriba de la Alcantarilla que cruza la Av. Puerto México. En dicho sitio el colector marginal proveniente del poblado de San Lorenzo Acopilco cambia de dirección pasando de la margen derecha a la izquierda por medio de pozos de visita. El pozo ubicado en la margen izquierda junto con un tramo de colector se colapsó debido a la erosión, provocando que las aportaciones de aguas negras procedentes de San Lorenzo Acopilco sean descargadas al cauce del río.

II. El segundo sitio se ubica entre las colonias San Pablo Chimalpa y Del Carmen, a una distancia cercana a 1,300 m aguas bajo de la Alcantarilla de la Av. Puerto México, lugar en el cual parte de la pared del pozo se colapsó.

III. El tercer sitio se localiza en el tramo comprendido entre las colonias Agua Bendita y Ahuatenco, a una distancia aproximada de 2,300 m hacia aguas abajo de la Alcantarilla que cruza la Av. Puerto México. Lugar en el cual un árbol cayó sobre un pozo de visita, demoliéndolo prácticamente.

IV. El cuarto sitio también se localiza en el mismo tramo del punto anterior, aguas abajo a una distancia de 230 m aproximadamente, con respecto al sitio anterior. En el presente sitio se colapsó un pozo de visita junto con un tramo de colector marginal, como consecuencia de la erosión y colapso que sufrió el muro de contención de la margen derecha del río.

V. El quinto sitio de igual manera se localiza en el mismo tramo mencionado anteriormente, a una distancia aguas abajo de aproximadamente 100 m respecto al sitio 3. En el presente sitio el Muro de contención y el tramo de colector marginal que se apoyaba en éste se colapsó debido a la erosión provocada por la velocidad del flujo del río.

De esta manera los cinco sitios deberán se demolidos y construirse en su sitio original, previendo en el diseño la condición que provocó el colapso.

El sitio indicado como "I" fue identificado como el responsable de la contaminación de gran parte del río, pues provoca el vertido total de las aguas negras provenientes de la colonia San Lorenzo Acopilco. Como se mencionó en capítulo anterior, aguas arriba de este punto la calidad del agua mejora notablemente, siendo esto una señal de que el colector aguas arriba se encuentra en buen estado.

Por lo antes descrito se definió el sitio "I" como el punto de arranque hacia aguas abajo de los trabajos de topografía.

- El segundo problema en orden de importancia de mayor a menor se presenta en el **Brazo Norponiente** del río Borracho, en el cual la construcción del colector marginal con un diámetro predominante de 61 cm, fue interrumpida aproximadamente a un kilómetro aguas arriba del sitio donde se conectaría con el Ramal Sur. Este colector Marginal se aprecia en buen estado físico. Por ello se requirió sólo del levantamiento topográfico y proyecto ejecutivo para completarlo.

- El cuarto problema relacionado con el azolve dentro de los pozos de visita, se identificó en cinco pozos del colector marginal del **Brazo Sur** localizados a una distancia aproximada aguas abajo de la Alcantarilla de Av. Puerto México de 300 m, los cuales deberán ser desazolvados para que permitan la conducción de aguas negras o residuales para sanear el Río Borracho.

- En lo referente al quinto problema en orden de importancia, sólo se identificó un pozo de visita azolvado localizado a una distancia cercana a 1,200 m aguas abajo de la Alcantarilla de la Av. Puerto México y sobre el colector de drenaje sanitario existente que se conecta al colector marginal. En dicho sitio el escurrimiento de aguas residuales brota por la tapa del pozo de visita, escurriendo superficialmente hasta descargar al cauce del río Borracho. Cabe mencionar que en dicho colector sanitario además de contar con un pozo azolvado, el tramo de colector desde dicho pozo y hasta conectarse con el colector marginal, que es de aproximadamente 30 m, se encuentra perforado en varios sitios.

En los límites de la zona urbana, se encuentra la obstrucción de un conducto de la red de drenaje sanitario existente que desciende por la ladera de poniente a oriente, el cual proviene de la calle de Constancia perteneciente a la colonia Del Carme.

Por lo que además de desazolvar el pozo con problemas, se deberán reparar dichas perforaciones que presenta la tubería.

- El sexto problema se presenta en ambos brazos del Río y deberá solucionarse instalando los brocales o tapas en los pozos, principalmente en los sitios donde las laderas del cauce sean inestables y por tanto propensas a sufrir deslaves, evitando con su instalación el azolve. De preferencia los brocales deberán ser de fierro fundido, ya que son más fáciles de operar en caso de mantenimiento.

- El séptimo problema en orden de importancia deberá ser resuelto construyendo nueva infraestructura de drenaje pluvial que favorezca su captación y conducción, en la que se reduzca en la medida de lo posible el ingreso de agua de lluvia a la red de drenaje sanitaria existente.

Al contar con un drenaje combinado, en temporada de lluvias, como ya se ha dicho, la basura de las calles es arrastrada hacia la red de drenaje sanitario existente y conducida hacia el colector marginal, lo que favorece tanto a la saturación de dicho colector debido a la gran cantidad de agua de lluvia que conduce, como a la deposición de azolve en el interior de pozos y tubería.

Cabe mencionar que gran parte de las viviendas permiten el ingreso del agua de lluvia a su sistema de drenaje interno, por lo que en la revisión de la capacidad del colector marginal se deberá considerar dicha aportación. De esta manera, las obras de drenaje pluvial estarán diseñadas para captar y conducir los escurrimientos de agua de lluvia que se presenten en las calles.

- Para el caso del **Brazo Oriente** del río Borracho, la problemática es diferente, ya que la inadecuada construcción del colector marginal ha provocado problemas de encharcamientos a la altura en la que el cauce cruza por abajo de la Autopista Cuajimalpa Naucalpan. Este problema se presenta debido a que el colector marginal fue construido en el interior de la alcantarilla que permite dicho cruce, como se mencionó en el capítulo anterior, con lo que el área hidráulica de esta y su capacidad de conducción se vio reducida en aproximadamente el 40%.

Por lo que para recuperar la capacidad original de la alcantarilla se deberá pensar en reubicar la trayectoria del colector Marginal de 38 cm de diámetro y realizar su cruce por abajo de la autopista, mediante el hincado de tubería de acero de 76 cm de diámetro,

que permita la colocación en su interior del colector Marginal de 38 cm de diámetro para que una vez que cruce la vialidad sea conectado a la infraestructura existente del Marginal aguas abajo de la Alcantarilla.

De esta manera se podrán demoler pozos y colector dentro de la Alcantarilla existente, recuperando su capacidad de conducción original.

En la estructura de inicio del colector Marginal del brazo oriente del río Borracho, existe la posibilidad de mezclar aguas negras o residuales con las pluviales, ya que en la caja de inicio se incorpora el colector de drenaje sanitario, el cual cuenta con una elevación de plantilla menor a la de inicio del colector marginal, tal como se mostró en el capítulo anterior. Por lo que en caso de presentarse lluvias los niveles dentro de dicha estructura aumentarán hasta alcanzar la plantilla del colector Marginal.

4.- ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN.

Para generar las alternativas de solución encaminadas a realizar el saneamiento del Río Borracho, es necesario evaluar la cantidad de agua de lluvia generada dentro de la zona en estudio y de esta manera conocer la magnitud de las obras requeridas.

4.1.-ESTUDIO HIDROLÓGICO

Para el estudio hidrológico de la zona se utilizaron cartas topográficas del INEGI de la Ciudad de México y de Toluca de Lerdo, con escala 1:50000 y curvas de nivel a cada 10 m. Los números de identificación son E14A39 y E14A38 respectivamente. En estas cartas se definieron dos cuencas que envolvieran a los tramos de colector de la zona en estudio, esta definición se corroboró con las visitas de campo al lugar descritas anteriormente. Dentro de las dos cuencas principales se definieron subcuencas en las que el criterio para delimitarlas fue el de ubicar zonas de interés, quedando así 6 zonas.

1.- La de la zona donde se ubicaron los problemas de dislocamientos
2.- La zona urbana
3.- La zona no urbana
4.- La zona sin colector
5.- La zona con colector
6.- La zona sin colector y urbanización.

En la figura 4.1 se muestra la imagen de la carta de INEGI con las cuencas y sus subcuencas mencionadas anteriormente

Una vez identificadas las subcuencas se procedió a definir el área urbana de las zonas que la tenían (ver figura 4.1), debido a que se visitaron zonas que presentan urbanización y no están contempladas en la carta del INEGI. De esta manera estas áreas quedaron como se muestra en la tabla 4.1

Tabla 4.1.- Área de las Cuencas

Cuenca	At (km2)	Au (km2)	Anu (km2)
I	4.87	2.86	2.01
II	5.92	1.60	4.32
III	5.42	0.00	5.42
IV	0.68	0.00	0.68
V	1.91	0.16	1.75
VI	11.49	1.18	10.31

Una vez definidas las áreas en estudio, se calcularon para cada cuenca, longitud y pendiente de los cauces mediante el método de Taylor-Schwarz el cual consiste obtener la pendiente media para pequeños tramos de manera que todos estos compondrán la pendiente del cauce mediante la siguiente fórmula.

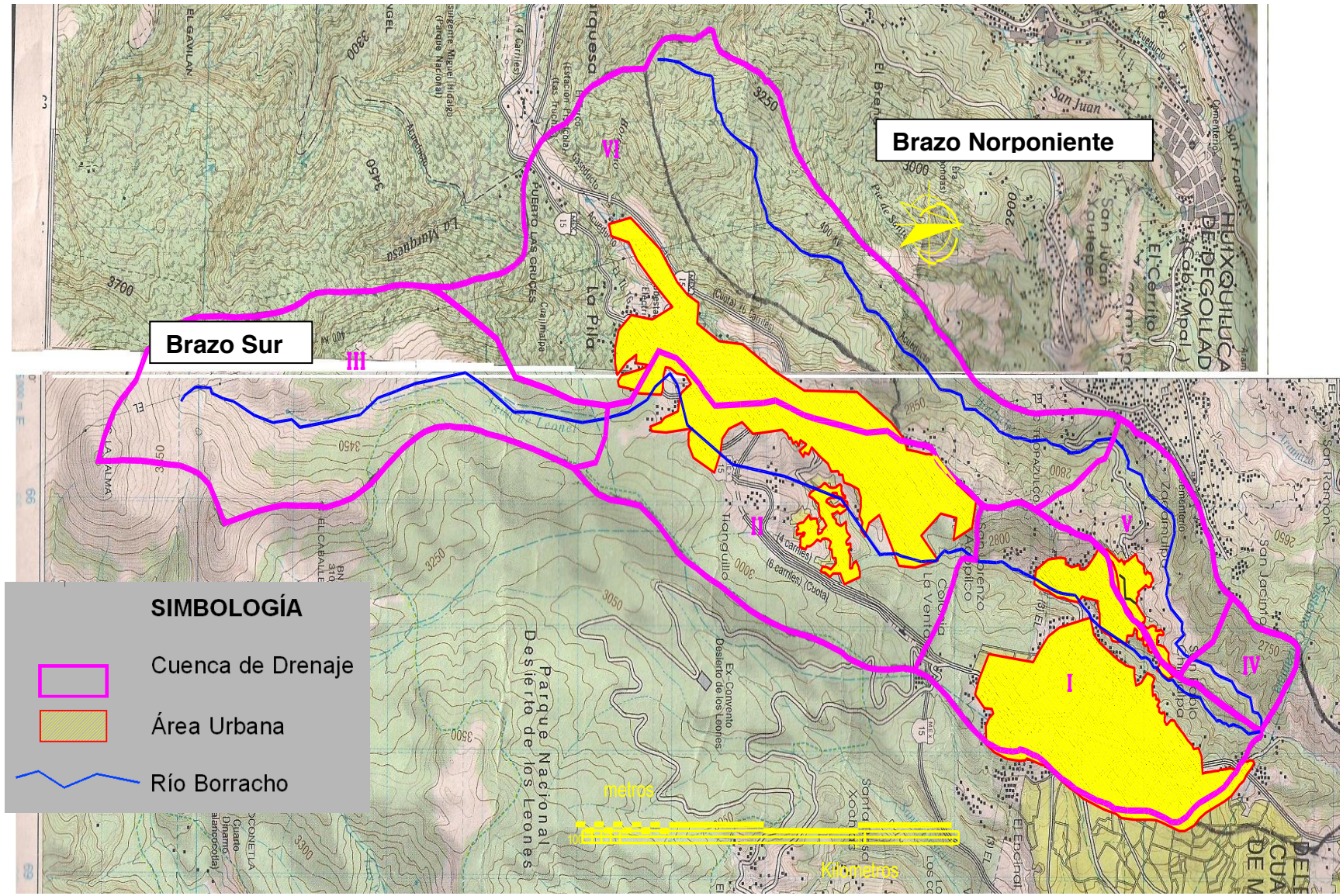


Figura 4.1.- Esquema General de las cuencas y subcuencas

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \cdots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2$$

Donde:
S= Pendiente del cauce
L= Longitud total del cauce
l_i=Longitud de los tramos individuales
S_i= Pendiente de los tramos individuales

Los resultados se muestran en la tabla 4.2.

Tabla 4.2.- Características del Cauce

Cuenca	Longitud (km)	Desnivel (m)	Pendiente
I	3.47	160	0.0449
II	4.68	440	0.0849
III	4.81	510	0.0979
IV	1.02	30	0.0294
V	2.31	70	0.0278
VI	6.39	720	0.0980

Una vez definidos cuáles tendrían que ser los puntos que más interesarían al estudio, se necesitaba conocer cuanto tiempo le llevaría al agua llegar hasta cada punto con la finalidad de conocer la velocidad con la que se integra a los diferentes cadenamientos de cada una de las cuencas subsecuentes, este tiempo es el conocido como tiempo de concentración. "Normalmente, el tiempo de concentración (tc) depende de la longitud máxima que debe recorrer el agua hasta la salida de la cuenca y la velocidad que adquiere, en promedio, dentro de la misma. Esta velocidad está en función de las pendientes del terreno y los cauces, y de la rugosidad de la superficie de los mismos" *Fundamentos de hidrología de superficie, Francisco J. Aparicio Mijares*. Debido a que ya conocemos tanto la longitud como la pendiente de cada una de las cuencas es posible conocer los tiempos de concentración, el método utilizado para este cálculo es el propuesto por Kirpich, que se muestra a continuación

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Donde:
t_c=Tiempo de concentración
S= Pendiente del cauce
L= Longitud del cauce

Sin embargo este método no toma en cuenta el tiempo que le lleva a la lluvia llegar desde el punto en que cae hasta el drenaje, en el caso de las zonas urbanas, debido a esto se agregó al tiempo determinado por la fórmula de Kirpich el denominado tiempo de ingreso al sistema (ti), que contempla el tiempo que le lleva al agua ingresar al sistema de drenaje. En el caso de las zonas que no cuentan con urbanización el tiempo fue el calculado con la fórmula de Kirpich. Los resultados se presentan en la tabla 4.3.

Tabla 4.3.- Cálculo del Tiempo de Concentración

Cuenca	L cauce (km)	S cauce	tc (h)	ti (h)	tct (h)	Duración (h)
I	3.47	0.0449	0.57	0.25	0.82	1.00
II	4.68	0.0849	0.54	0.25	0.79	
III	4.81	0.0979	0.53	0.00	0.53	
IV	1.02	0.0290	0.26	0.00	0.26	
V	2.31	0.0278	0.49	0.25	0.74	
VI	6.39	0.0980	0.64	0.25	0.89	

Al sumar al tiempo de concentración el tiempo de ingreso al sistema se obtiene el tiempo de concentración total (tct).

En la última columna se asignó la duración de la tormenta a 1 hora debido a que la mayoría de las cuencas aproximaron su tiempo de concentración a este valor.

Para poder definir el tamaño de las obras que es necesario realizar para drenar el agua pluvial de las poblaciones alojadas dentro de las cuencas definidas anteriormente, así como conocer el gasto que estará corriendo a través del río es necesario definir la cantidad de agua que precipita sobre la zona, para lograr esto se usará el método conocido como la fórmula racional, que se vale de tres factores para determinar el gasto que será drenado por cada cuenca, estos son:

1. La altura o intensidad de precipitación
2. El coeficiente de escurrimiento
3. El área de la cuenca

El método se basa en la hipótesis de que "en una cuenca impermeable, sólo una parte de la lluvia con intensidad *i* escurre directamente hasta la salida. Si se acepta que durante la lluvia, o al menos una vez que se ha establecido el gasto de equilibrio, no cambia la capacidad de infiltración de la cuenca" *Fundamentos de hidrología de superficie, Francisco J. Aparicio Mijares*. Este gasto de equilibrio es alcanzado por una cuenca cuando el volumen por unidad de tiempo registrado a la entrada, producto de la lluvia, sea el mismo que el que se tiene a la salida de la cuenca. El tiempo de concentración calculado con anterioridad se refiere al tiempo que tarda en establecerse este gasto de equilibrio y como se muestra en las tablas anteriores este es cercano a 1 hr.

El coeficiente de escurrimiento es la manera de interpretar esta parte de la lluvia que logra escurrir hasta el cauce para después continuar sobre este hasta la salida de la cuenca. Siendo así la formula racional

$$Q_p = C\, i\, A_c$$

Donde C es el coeficiente de escurrimiento, i la intensidad de la lluvia y A_c el área de la cuenca.

Este coeficiente de escurrimiento es variable y depende de la zona que se este analizando así como de las condiciones de humedad iniciales, este puede variar mucho de una cuenca a otra. En el caso del estudio que se tiene existe otro factor a tomar en cuenta, y es que parte de las cuencas están cubiertas por la urbanización en tanto que las otras tienen una gran cantidad de vegetación.

Con el fin de poder definir un coeficiente de escurrimiento para nuestra zona en estudio se realizó un cálculo adicional para establecer este de acuerdo al Estudio Regional de Coeficientes de Escurrimiento, elaborado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM para el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM), que refleja las condiciones individuales de cada cuenca, se utilizó el siguiente procedimiento.

Se ubicaron las cuencas en los planos de índice de urbanización (Figura 4.2) y de coeficiente de escurrimiento no urbano (Figura 4.3). Se determinó el porcentaje de área que se ubicaba en cada zona de dichas imágenes y mediante un promedio pesado se asignó un valor a cada una de las cuencas. Una vez obtenidos estos datos se pudo aplicar la siguiente fórmula:

$$C = \frac{Au}{At} 0.450\ Iu + \frac{Anu}{At} Cnu$$

Donde:

C= Coeficiente de escurrimiento
Cu= Coeficiente de escurrimiento urbano (0.450)
Au= Área urbana
At=Área total
Iu= Índice de urbanización
Anu=Área no urbana
Cnu= Coeficiente de escurrimiento no urbano (mediciones).

INDICE DE URBANIZACIÓN

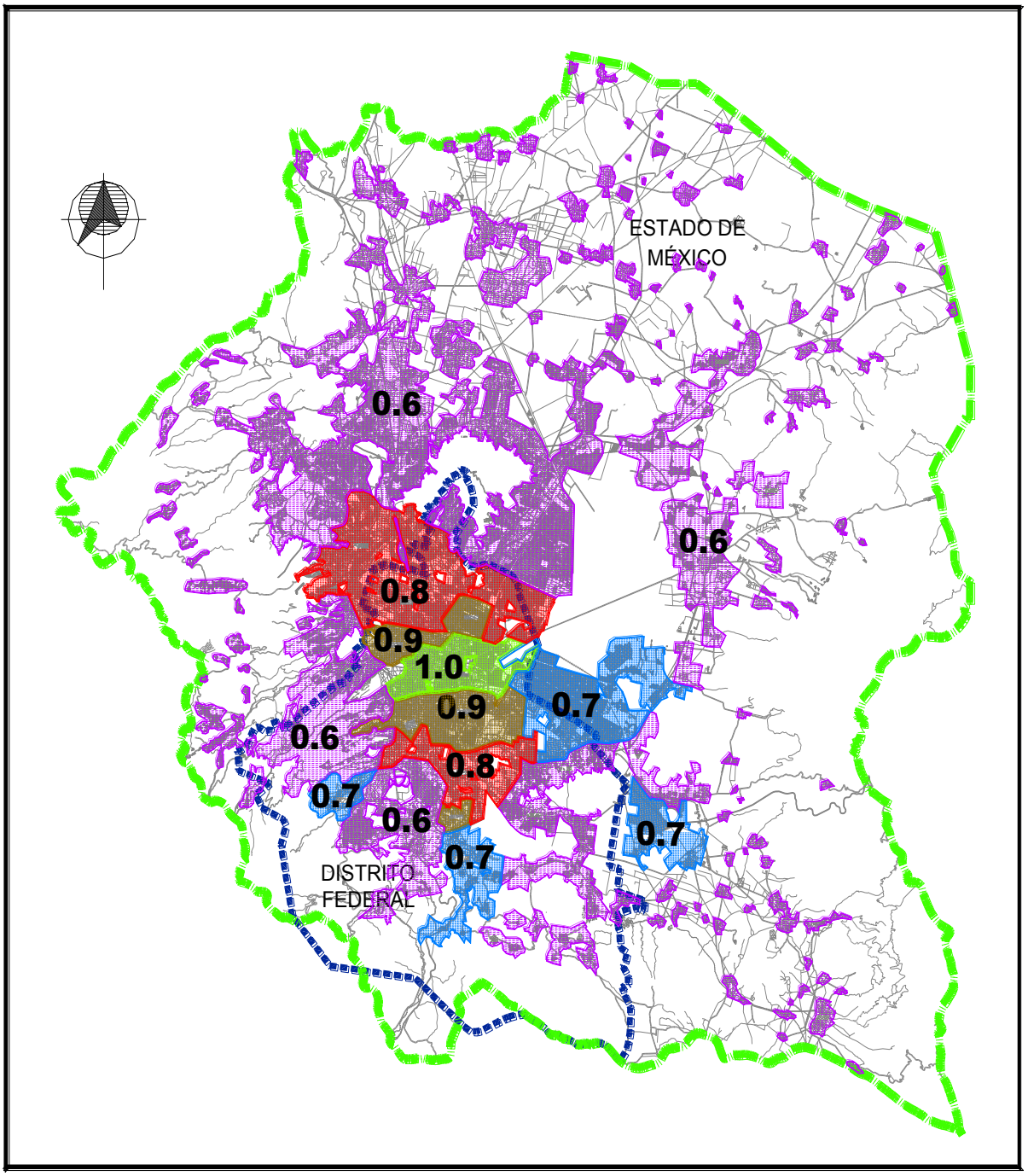


Figura 4.2.- Índice de Urbanización

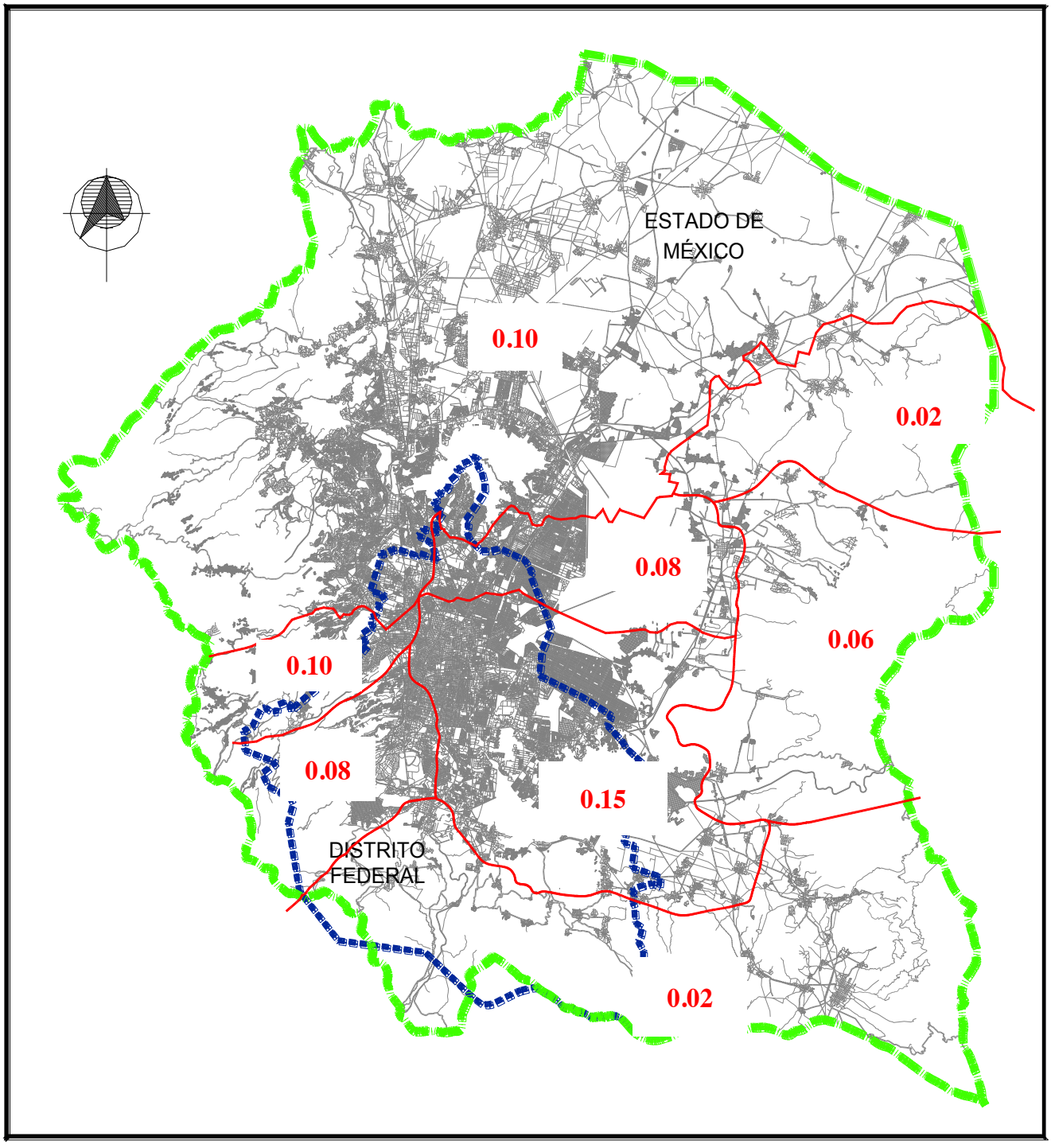


Figura 4.3.- Coeficiente de Escurrimiento No Urbano

De la ubicación de las cuencas antes definidas en estos mapas se ubicó a la zona completamente inmersa en la zona con índice de urbanización de 0.6. Sin embargo en el

caso del coeficiente de escurrimiento no urbano los resultados fueron distintos, ubicándose cada una de las cuencas en zonas distintas, llegando incluso a tener una cuenca con distintos coeficientes, por lo que para dar un coeficiente único se hizo un promedio pesado con las áreas que quedaron ocupando zonas distintas. Una vez obtenido este parámetro se pudo obtener el coeficiente de escurrimiento. Los resultados están en la tabla 4.4.

Tabla 4.4.- Cálculo del Coeficiente de Escurrimiento en Área Total

Cuenca	At (km2)	Au (km2)	Anu (km2)	Iu	Cnu	Ce
I	4.87	2.86	2.01	0.60	0.100	0.200
II	5.92	1.60	4.32	0.60	0.095	0.142
III	5.42	0.00	5.42	0.60	0.080	0.080
IV	0.68	0.00	0.68	0.60	0.100	0.100
V	1.91	0.16	1.75	0.60	0.100	0.114
VI	11.49	1.18	10.31	0.60	0.097	0.115

Conocido el coeficiente de escurrimiento de la zona, se tomaron datos de las Isoyetas mostradas en la figura 4.4 pertenecientes a la Regionalización de Lluvias del Valle de México elaborada por el Instituto de Ingeniería para el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM) y la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA).

Para obtener la tormenta de diseño a utilizar para el cálculo del gasto, se afectaron los valores de estas isoyetas por los factores de ajuste que se proporcionan en el estudio de regionalización, que en este caso tiene como base un periodo de retorno de 10 años, duración de 1 hora y área de 1 km^2. Partiendo de esto, se toman las gráficas y tablas proporcionadas en la figura 4.5 y con los datos de cada cuenca podemos adaptar la lluvia a las condiciones que se tienen.

Respecto a los periodos de retorno, se seleccionaron dentro del rango de los indicados por la CONAGUA para obras de drenaje según se muestra en la tabla 4.5

Tabla 4.5.- Periodos de Retorno para el Diseño de Estructuras Menores.

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

***Fuente: Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento, Alcantarillado Pluvial, CONAGUA (tablas 6.1 a 6.3).**

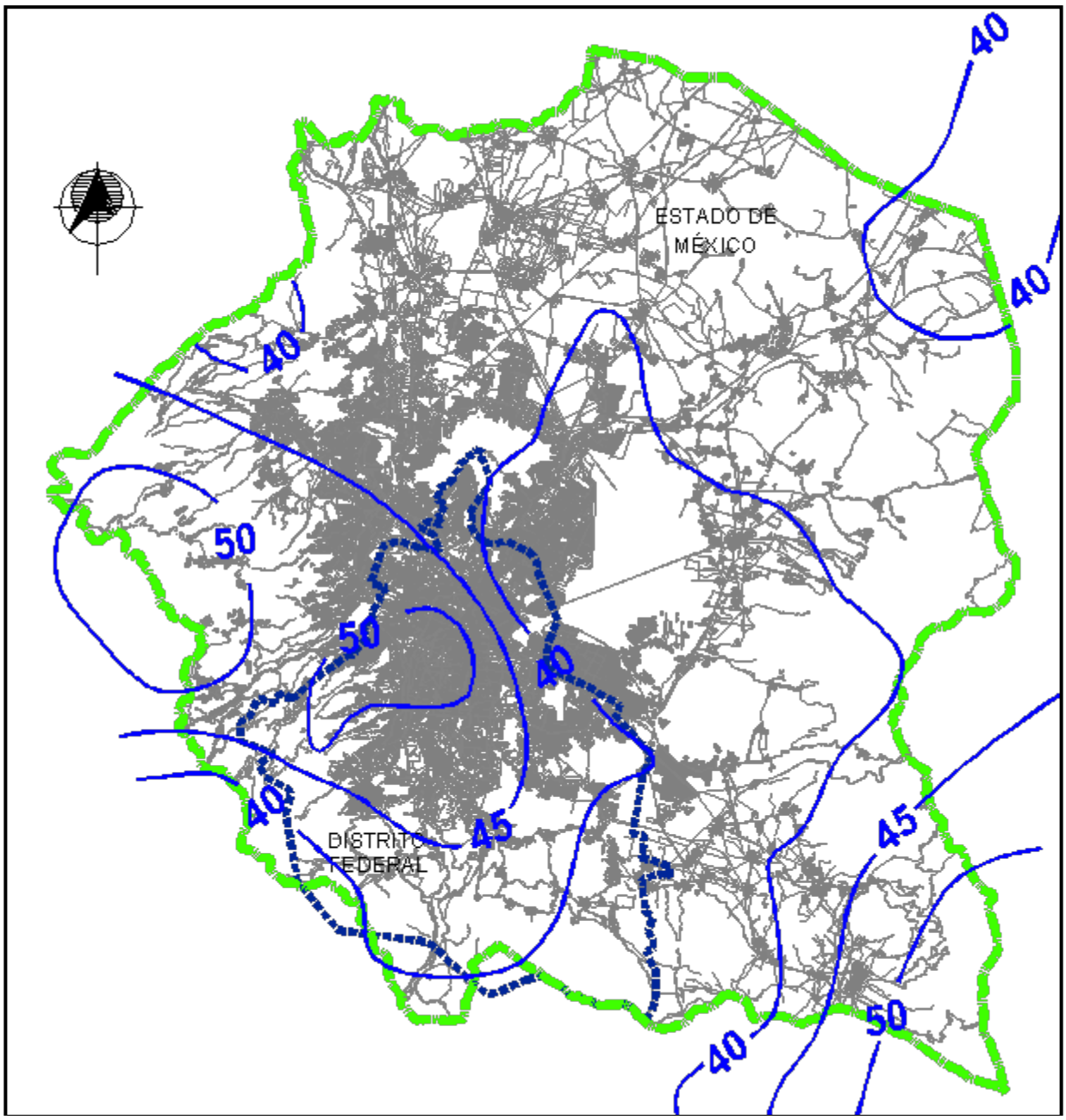


Figura 4.4.- Isoyetas para A=1 km² d=1 h Tr=10 años

Para el caso particular del Colector Marginal, los posibles períodos de retorno corresponden a 3, 5 ó 10 años para su revisión y rehabilitación.

Como se mencionó en párrafos anteriores, la duración de La tormenta se tomó de una hora.

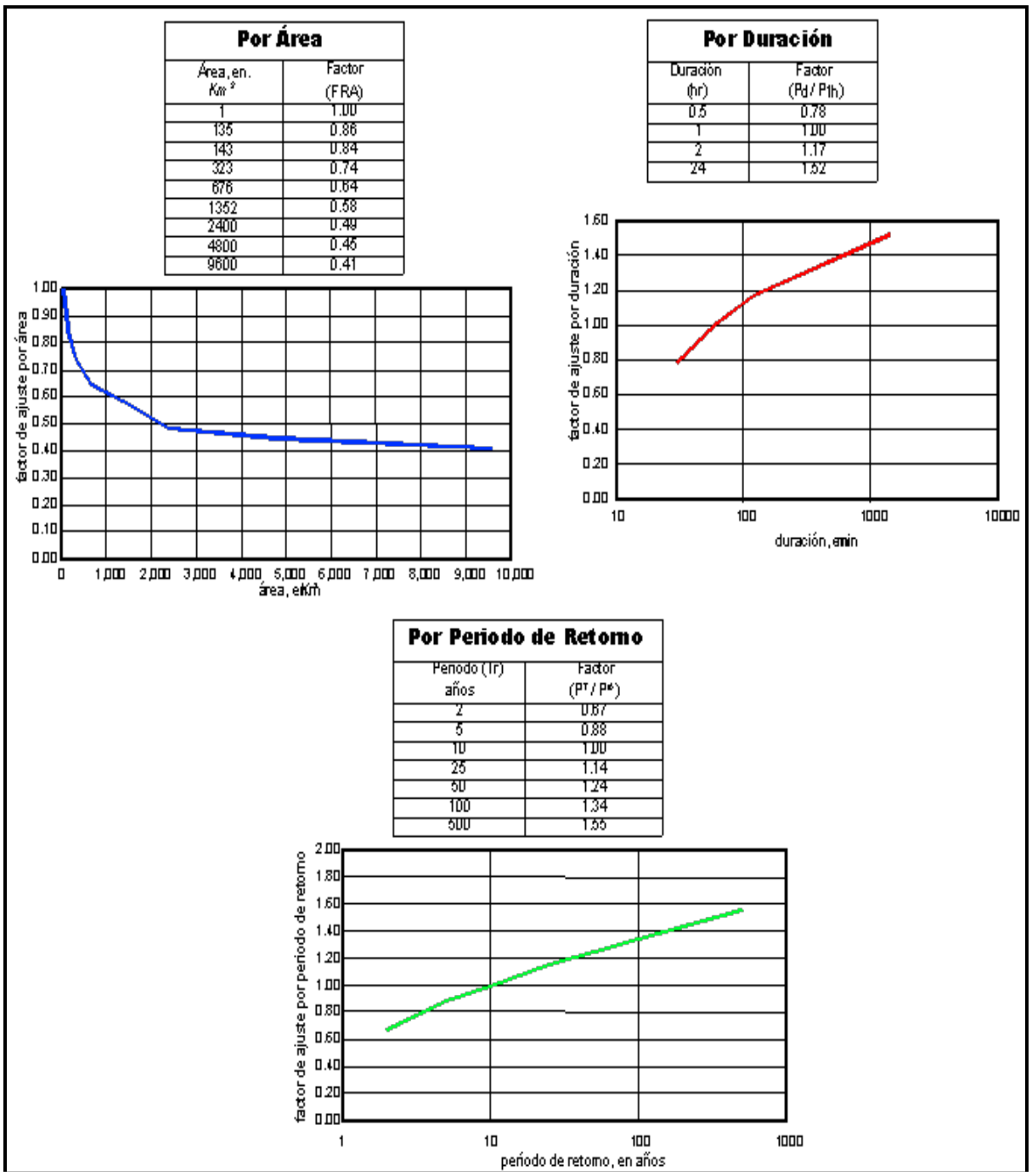


Figura 4.5.- Factores de Ajuste

Los valores obtenidos de ajustar las diferentes áreas y los periodos de diseño de cada cuenca se muestran en las tablas 4.6 a 4.8:

Tabla 4.6.- Cálculo de Gasto Pluvial para Tr= 3 años en Área Total

Cuenca	$P_{1,10}$ (mm)	F_{Tr}	Fd	FA	$P_{1,3}$ (mm)	i (mm/h)	Q (m^3/s)
I	49	0.74	1.00	0.99	36	36	9.7
II	49				36	36	8.4
III	48				35	35	4.2
IV	48				35	35	0.7
V	47				34	34	2.1
VI	47				34	34	12.6
						Total	**37.7 m^3/s**

Tabla 4.7.- Cálculo de Gasto Pluvial para Tr= 5 años en Área Total

Cuenca	$P_{1,10}$ (mm)	F_{Tr}	Fd	FA	$P_{1,5}$ (mm)	i (mm/h)	Q (m^3/s)
I	49	0.88	1.00	0.99	43	43	11.5
II	49				43	43	10.0
III	48				42	42	5.0
IV	48				42	42	0.8
V	47				41	41	2.5
VI	47				41	41	15.0
						Total	**44.8 m^3/s**

Tabla 4.8.- Cálculo de Gasto Pluvial para Tr= 10 años en Área Total

Cuenca	$P_{1,10}$ (mm)	F_{Tr}	Fd	FA	$P_{1,10}$ (mm)	i (mm/h)	Q (m^3/s)
I	49	1.00	1.00	0.99	49	49	13.1
II	49				49	49	11.3
III	48				48	48	5.7
IV	48				48	48	0.9
V	47				47	47	2.8
VI	47				47	47	17.0
						Total	**50.9 m^3/s**

Como se puede observar en la tabla 4.4, las áreas no urbanas tienen un tamaño considerable, y debido a que la red de drenaje existente únicamente recoge agua de las zonas urbanas, se realizó un cálculo que reflejara el agua de origen pluvial que escurre dentro de la zona urbana y que puede ser captado y conducido por la red de drenaje existente. Por lo tanto se tomó al área no urbana como cero y se realizaron de nuevo los cálculos que se muestran en las tablas 4.9 a 4.12.

Tabla 4.9.- Cálculo del Coeficiente de Escurrimiento en Área Urbana

Cuenca	Au (km2)	Anu (km2)	Iu	Cnu	Ce
I	2.86	0.00	0.60	0.100	0.270
II	1.60	0.00	0.60	0.095	0.270
III	0.00	0.00	0.60	0.080	0.000
IV	0.00	0.00	0.60	0.100	0.000
V	0.16	0.00	0.60	0.100	0.270
VI	1.18	0.00	0.60	0.097	0.270

Tabla 4.10.- Cálculo de Gasto Pluvial para Tr= 3 años en Área Urbana

Cuenca	$P_{1,10}$ (mm)	F_{Tr}	Fd	FA	$P_{1,3}$ (mm)	i (mm/h)	Q (m^3/s)
I	49	0.74	1.00	0.99	36	36	7.690
II	49				36	36	4.295
III	48				35	35	0.000
IV	48				35	35	0.000
V	47				34	34	0.419
VI	47				34	34	3.055
						Total	**15.5 m^3/s**

Tabla 4.11.- Cálculo de Gasto Pluvial para Tr= 5 años en Área Urbana

Cuenca	$P_{1,10}$ (mm)	F_{Tr}	Fd	FA	$P_{1,5}$ (mm)	i (mm/h)	Q (m^3/s)
I	49	0.88	1.00	0.99	43	43	9.145
II	49				43	43	5.107
III	48				42	42	0.000
IV	48				42	42	0.000
V	47				41	41	0.498
VI	47				41	41	3.633
						Total	**18.4 m^3/s**

Tabla 4.12.- Cálculo de Gasto Pluvial para Tr= 10 años en Área Urbana

Cuenca	$P_{1,10}$ (mm)	F_{Tr}	Fd	FA	$P_{1,10}$ (mm)	i (mm/h)	Q (m^3/s)
I	49	1.00	1.00	0.99	49	49	10.392
II	49				49	49	5.804
III	48				48	48	0.000
IV	48				48	48	0.000
V	47				47	47	0.566
VI	47				47	47	4.128
						Total	**20.9 m^3/s**

Una vez obtenido el gasto pluvial dentro de la zona urbana, se procedió a obtener el gasto de agua residual generado por las poblaciones a las que da servicio el colector marginal, con la finalidad de establecer la competencia de este para transportar las aguas residuales, para ellos se tomaron los datos presentados en el Programa de Gobierno 2010-2012 de la Delegación Cuajimalpa, tales como la densidad de población, que hasta el 2005 fue medida en 107 hab/ha, y en combinación con el área urbana calculada se obtuvo la aportación de cada población.

Según la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) para el cálculo de la aportación, esta debe ser calculada en función de la dotación, afectando esta por un coeficiente de reducción de aguas negras (CRAN) que en este caso se tomó de 0.7. Siendo así la dotación:

$$\mathbf{Q = \frac{DP}{86400}}$$

Donde

Q: es el gasto en l/s
D: es la dotación de agua potable en l/hab/día (150 l/hab/d en Cuajimalpa)
P: es la población

De acuerdo con lo anterior y dado que ya se conocen las áreas urbanas se obtuvieron los resultados presentados en la siguiente tabla.

Tabla 4.13.- Cálculo del Gasto de Agua Residual

Cuenca	Au (km2)	D. Pob. (hab/ha)	Pob (hab)	Dot. (l/hab/día)	Qapot (l/s)	CRAN	Qan (l/s)
I	2.86	107	30,563	150	53.1	0.70	37.14
II	1.60		17,069		29.6		20.74
III	0.00		0		0.0		0.00
IV	0.00		0		0.0		0.00
V	0.16		1,736		3.0		2.11
VI	1.18		12,657		22.0		15.38
						Total	**75.4 l/s**

Una vez calculados los gastos que se producen en cada una de las cuencas, se procedió a revisar si el Colector Marginal Existente, independientemente de sus fallas estructurales, es capaz de manejar los gastos pluviales y de aguas negras, ya que como la red de drenaje existente es combinada y le envía sus aportaciones al colector marginal se debe verificar la capacidad de este para drenar el agua de las poblaciones.

De esta manera conoceremos la magnitud de las obras complementarias que serían necesarias en caso de que el colector marginal no pueda manejar completamente los gastos.

De acuerdo con la información topográfica obtenida en campo fue posible determinar las pendientes de cada uno de los tramos así como el diámetro de los tubos que los conforman. De esta manera se procesó la información para obtener una pendiente y diámetro ponderados del colector a fin de poder determinar la capacidad del mismo, tal y como se muestra en la tabla 4.14.

Para determinar la máxima capacidad del colector Marginal se utilizó la expresión que considera que éste presenta una conducción a tubo lleno. De acuerdo con esto, la expresión a utilizar para calcular la capacidad es la de Manning.

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

Donde:

V: es la velocidad en m/s
Rh: es el radio hidráulico en m
S: es la pendiente
n: coeficiente de rugosidad de Manning

Los resultados obtenidos son los siguientes
D=0.75 m
S_{Pond}=0.03035
n= 0.015

A (m^2)	0.4418
P (m)	2.3562
Rh (m)	0.1875

V (m/s)	3.81
t_c (h)	0.27
Q (m^3/s)	1.68

Dado que el gasto se obtiene como el producto de la velocidad por el área, se calculó de esta manera el gasto que el colector es capaz de conducir a tubo lleno.

Siendo así que resumiendo los resultados son los siguientes.

Longitud total: 3,715.8 m
Pendiente: 30.35 milésimas
Diámetro: 0.75 m

El material del que está hecho el colector es concreto, por ello fue que el coeficiente de rugosidad considerado fue de 0.015, debido al tiempo que tiene de haberse construido.

Comparando el resultado presentado en la tabla anterior (Q=1.68 m^3/s) con los resultados arrojados por el estudio hidrológico y el análisis de aportación de aguas residuales podemos decir que:

1.- El colector marginal tiene capacidad suficiente para desalojar el gasto de agua residual, mostrado en la tabla 4.13 (75.4 l/s), siempre y cuando se realicen las obras de rehabilitación del colector para evitar las descargas sanitarias al río.

2.- El gasto generado por el agua pluvial sobrepasa por mucho la capacidad del colector, tal como se aprecia en la tablas 4.10 a 4.12, por lo que se deberá separar el drenaje sanitario del pluvial para asegurar que no ocurra un desbordamiento del agua en el colector.

Basados en este análisis se presentan las siguientes alternativas.

4.2.-ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

Una vez realizada la recopilación de información en el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM), los recorridos de campo en los que se identificó la problemática del río Borracho, y apoyados en el estudio hidrológico, se procedió a generar las alternativas de solución correspondientes.

De acuerdo con lo expuesto en el capitulo de diagnóstico de la infraestructura hidráulica, las obras propuestas para llevar a cabo el saneamiento del río Borracho, son las siguientes:

1. Construcción de un tramo de Colector Marginal en el Brazo Norponiente del río.
2. Construcción de Colector Pluvial en el Brazo Sur.
3. Rehabilitación de Pozos de Visita en el Brazo Sur.
4. Rehabilitación de Colector Marginal Existente en el Brazo Sur.
5. Rehabilitación de Colector Sanitario Existente en el Brazo Sur.
6. Rehabilitación de Muro de Contención en el Brazo Sur.

En la figura 4.6 se presenta la imagen de satélite con la ubicación de los sitios en los que se requieren obras, mientras que en el anexo fotográfico de las alternativas se distingue la justificación de las obras.

Cabe mencionar que de las seis obras mencionadas, para la primera se buscará el trazo que facilite su construcción, para la segunda se generaron alternativas de solución, debido a la magnitud que implica la obra, mientras que para el resto de las obras se rehabilitaran cerca de la zona donde se localizan originalmente.

Con dicha separación se permitirá que los escurrimientos de lluvia sean descargados directamente al cauce del río Borracho y no sean conducidos por el colector marginal, mejorando de esta manera el funcionamiento hidráulico del colector.

Las alternativas de solución generadas para la segunda obra mencionada están encaminadas a separar el drenaje pluvial del sanitario en la zona de San Pablo Chimalpa, Del Carmen, Zentlapatl y Agua Bendita, la cuales se localizan dentro de la cuenca I, IV y V de la figura 4.1, y que cuentan con el mayor grado de urbanización dentro del área en estudio.

4.2.1 Alternativa 1

En esta alternativa se planteó la menor cantidad de obras, la cual consiste en el aprovechamiento de las bocas de tormenta existentes, las cuales se desconectaran de la actual red de drenaje para evitar la mezcla entre el agua de lluvia y la pluvial.

Por lo que se propone la construcción de un colector pluvial que se interconecta con las diferentes bocas de tormenta, con capacidad suficiente para desalojar los escurrimientos para el periodo de retorno de diseño, como se distingue en la figura 4.7.

En dicha alternativa se propone el desazolve de seis bocas de tormenta existentes y la construcción de 500 metros de colector pluvial de un diámetro promedio de 0.30 m, así como la rehabilitación de aproximadamente 35 metros de colector sanitario que actualmente está vertiendo el aguas negras al cauce del río, debido a que parte de su tubería presenta daños y un pozo de visita se encuentra completamente azolvado.

Dado que la longitud del colector pluvial es la mínima necesaria, gran parte de los escurrimientos para esta alternativa se presentan a lo largo de las calles y avenidas, junto con los inconvenientes que representa dicha condición.

Como puede apreciarse en la figura 4.7, la zona por aliviar fue dividida en cinco parteaguas con las siguientes características y parámetros hidráulicos, obtenidos del estudio hidrológico.

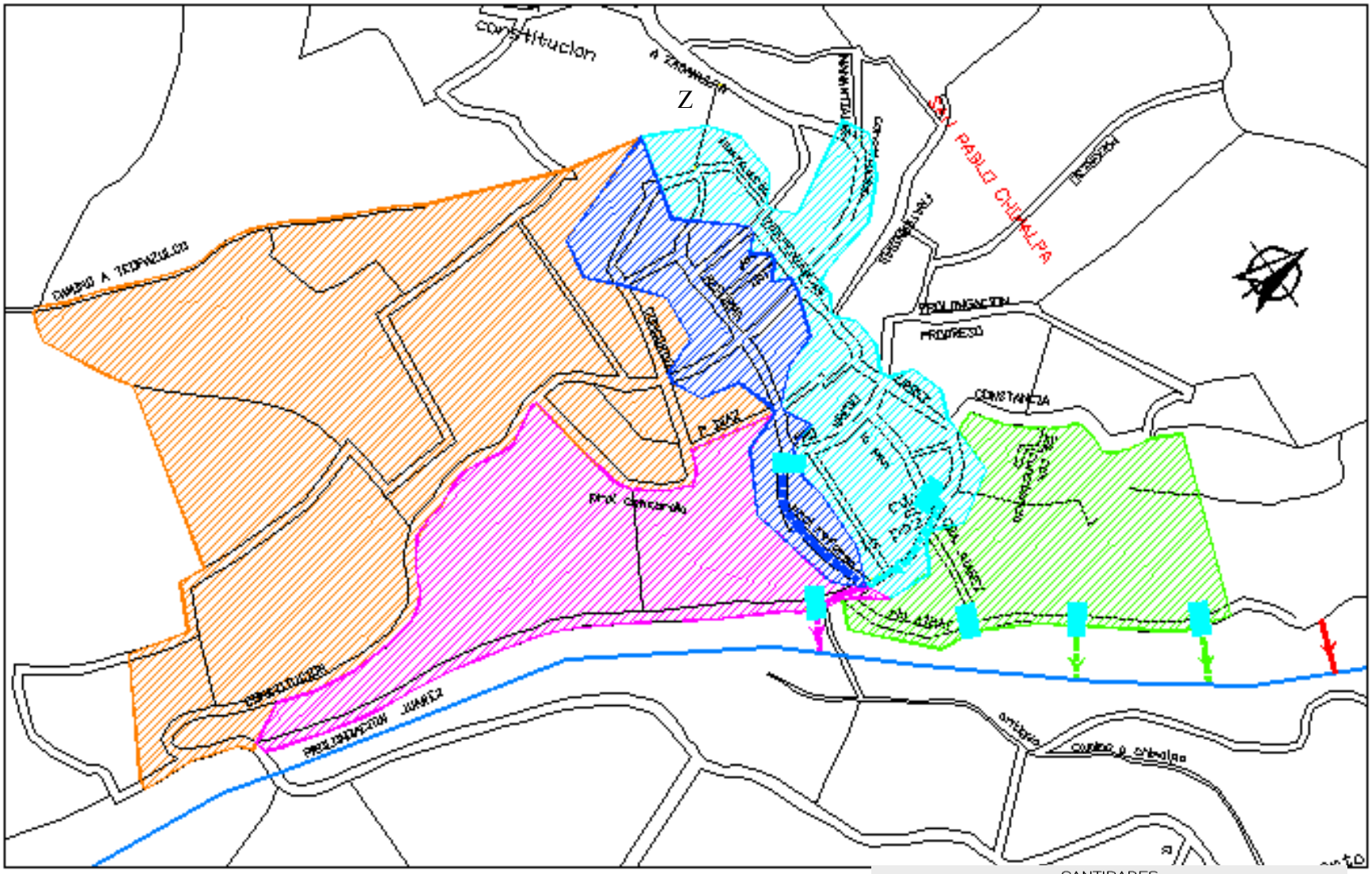
Con base en el coeficiente de escurrimiento (Ce= 0.27,) de la información de la tabla 4.9, las alturas de lluvia (hp=36, 43 y 49 mm) de las tablas 4.10 a 4.12 respectivamente, para los períodos de retorno de 3, 5 y 10 años y la duración de la tormenta (d=1 hr), para la cuenca I, que es en la que se encuentra el Brazo Sur del río Borracho, se calcularon los caudales aportados por cada parteaguas, empleando la fórmula racional:

$$Q = 0.00277 * Ce * i * A$$

Donde:

Q: Gasto Pluvial, en m /s
Ce: Coeficiente de escurrimiento, adimensional
i: intensidad de lluvia, mm/hr
A: Superficie por drenar, en ha.

Figura 4.6.- Ubicación de Obras



CANTIDADES

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
COLECTOR PLUVIAL	METROS	500
COLECTOR SANITARIO EXISTENTE	METROS	35
COSTO	$ 2'800,000	

Figura 4.7.- Alternativa 1

Por lo que se obtuvieron los resultados presentados en la tabla 4.15.

Tabla 4.15.- Cálculo de Gastos Pluviales en Cuenca I

PARTEAGUAS	SUPERFICIE (ha)	GASTO (m^3/s)		
		Tr=3 años	Tr=5 años	Tr=10 años
1 (Naranja)	21.36	0.575	0.687	0.783
2 (Azul marino)	4.07	0.110	0.131	0.149
3 (Magenta)	7.72	0.208	0.248	0.283
4 (Azul claro)	5.69	0.153	0.183	0.209
5 (Verde)	5.79	0.156	0.186	0.212
TOTAL	**44.63**	**1.20**	**1.44**	**1.64**

Como puede apreciarse en la tabla anterior, la aportación del escurrimiento pluvial en la zona de San Pablo Chimalpa y Del Carmen para el periodo de retorno de diseño de 10 años asciende a 1.64 m /s, que al compararlo con la capacidad a tubo lleno del colector marginal calculada anteriormente (1.68 m /s) se aprecia es muy próxima a la suma de dicho caudal pluvial más el sanitario 1.72 m /s (1.64+0.075 m /s), por lo que su capacidad de conducción estaría limitada para recibir aportaciones en las partes localizadas aguas abajo de la zona mencionada.

Por tanto, al separar el drenaje pluvial del Sanitario el colector marginal será aliviado en 1.64 m /s durante la temporada de lluvias, permitiendo el mejoramiento de su funcionamiento hidráulico.

4.2.2 Alternativa 2

Para la alternativa 2 se propuso incrementar la longitud del colector pluvial y con ello, también se planteó la construcción de nuevas bocas de tormenta, que sirvan para reforzar las obras existentes de captación de escurrimientos pluviales.

En la presente alternativa se propuso la construcción de 1,285 metros de colector pluvial con un diámetro promedio de 0.30 m, así como la construcción de cuatro nuevas bocas de tormenta, las cuales cubren todo el ancho de la vialidad donde se localizará, tal como se distingue en la figura 4.8.

Al igual que en la alternativa 1, se aprovecharan las seis bocas de tormenta existentes y se rehabilitará el tramo de colector sanitario de aproximadamente 35 m de longitud.

De esta manera con la alternativa 2 se reduce la longitud recorrida de escurrimientos pluviales sobre calles y avenidas, haciendo más cómoda la circulación de personas y vehículos sobre ellas.

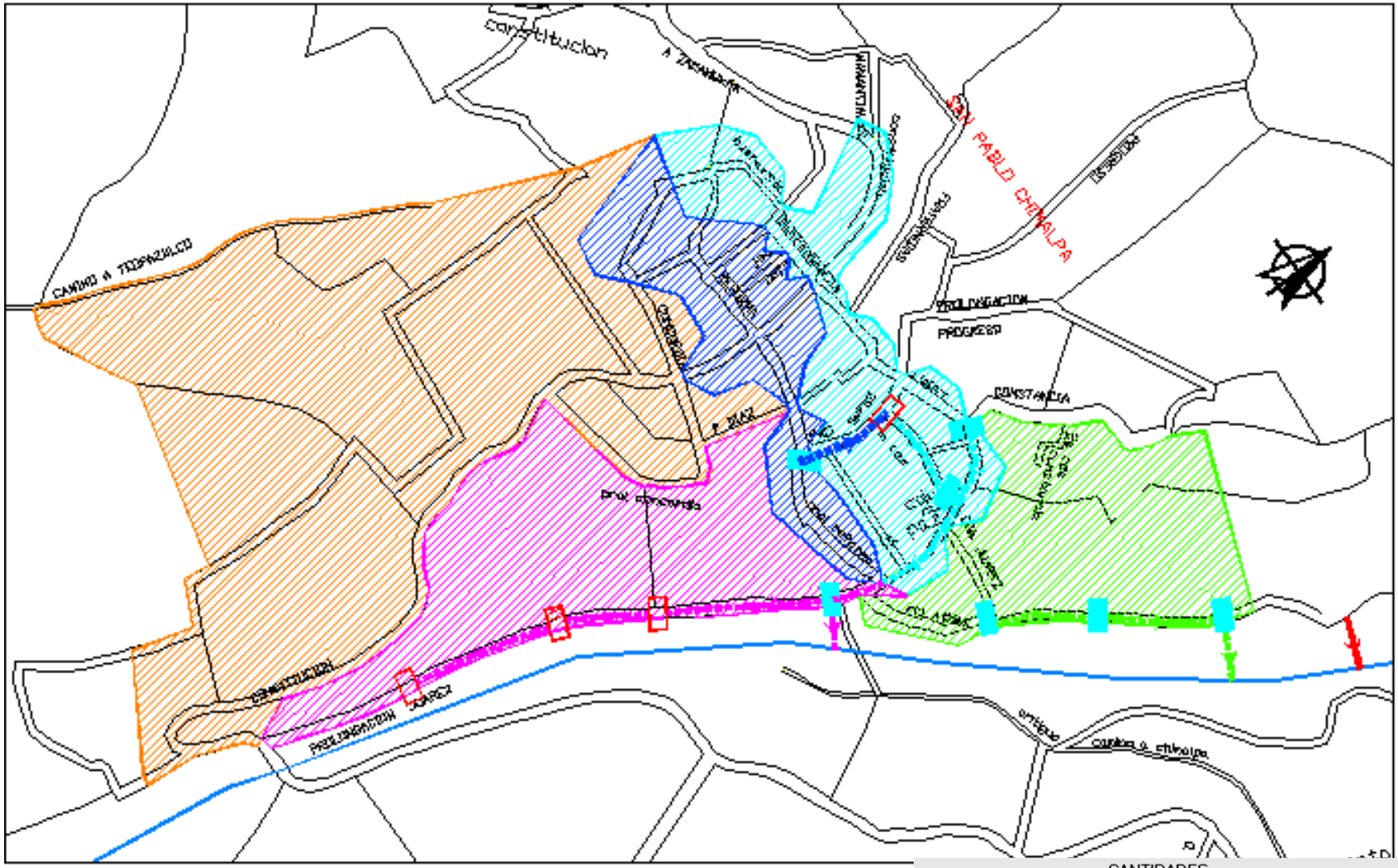
4.2.3 Alternativa 3

En la alternativa 3 se amplió la longitud de dos tramos de colector presentados en la alternativa 2 y que drenan las cuencas 2 (azul marino) y 4 (azul claro) indicadas en la tabla 4.15, dicha ampliación asciende a 90 y 140 m, respectivamente y cada ampliación se proyectó con su correspondiente obra de captación ó boca de tormenta.

Así mismo en la tercer alternativa de solución se propuso la construcción de un nuevo tramo de colector pluvial de 1,000 m de longitud y capacidad para conducir los escurrimientos que llegan a la Avenida Constitución que se localiza dentro del área urbana de San Pablo Chimalpa y que es la vialidad principal. Con la propuesta de construcción de dicho colector se reduce el escurrimiento que actualmente se presenta en la cuneta. Este colector fue proyectado para contar con cuatro nuevas bocas de tormenta, como obras de captación.

Sumando las longitudes mencionadas en los dos párrafos anteriores a la longitud del colector de la alternativa 2 (1,285 m), la longitud total del colector para la alternativa 3 corresponde a 2,515 m, también se incrementó el número de bocas de tormenta por construir al pasar de 4 contempladas en la alternativa 2 a 10 para la presente alternativa, tal como se distingue en la figura 4.9.

Al igual que las alternativas 1 y 2, para la tercera se aprovecharán las seis bocas de tormenta existentes y se rehabilitará el tramo de colector sanitario de aproximadamente 35 m de longitud.



CANTIDADES		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
COLECTOR PLUVIAL	METROS	965
COLECTOR SANITARIO EXISTENTE	METROS	35
BOCAS DE TORMENTA	PIEZAS	4
COSTO	$ 5'350,000	

Figura 4.8.- Alternativa 2

4.2.4 Selección de alternativa

Al incrementar la longitud del colector pluvial, se incrementan los costos de construcción asociados a la instalación de tuberías y de las bocas de tormenta (obras de captación). Sin embargo al incrementar la longitud de desarrollo se mejora la manera de captar y conducir los escurrimientos pluviales, permitiendo la circulación de personas y vehículos con mayor seguridad, ya que se reduce la cantidad de escurrimientos superficiales sobre avenidas y vialidades de la zona en estudio.

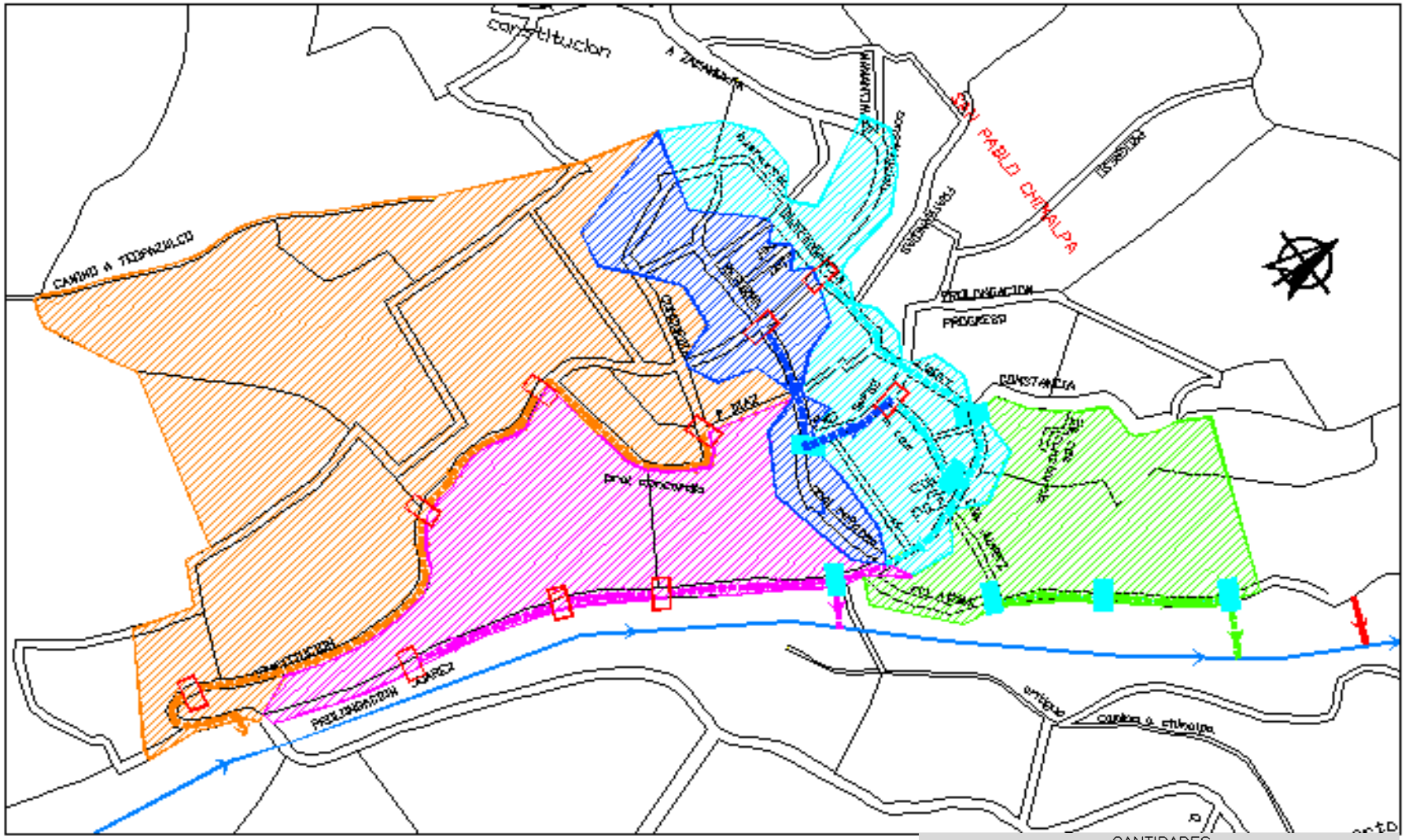
Una vez definidos los conductos y estructuras requeridos para cada alternativa, se realizó a manera de anteproyecto la cuantificación de obras con su correspondiente presupuesto, para lo cual se elaboraron generadores de obra y se empleó el Tabulador General de Precios Unitarios del SACM.
A manera de resumen se presentan en la tabla 4.16 los costos de cada alternativa.

Tabla 4.16.- Resumen de Costos por Alternativa

Alternativa (No.)	Longitud de Colector Pluvial (m)	Rehabilitación colector Sanitario (m)	Construcción de Bocas de tormenta (Pza)	Costo ($)
1	500	35		$2’800,000.0
2	1,285	35	5	$6’800,000.0
3	2,512	35	11	$13’200,000.0

Como se mencionó anteriormente los costos presentados en la tabla anterior y que corresponden a la construcción del colector pluvial fueron obtenidos a nivel de anteproyecto, por lo que en el capítulo correspondiente al proyecto ejecutivo se vieron con detalle todas las obras necesarias para la ejecución de la alternativa seleccionada, lo que llevo a calcular su costo real.

Cabe aclarar que además de los costos generados para las tres alternativas de solución asociadas a la construcción del colector pluvial que descargará en el Brazo Sur del río Borracho, también se deberán contemplar los costos de las obras de Construcción de un tramo de Colector Marginal en el Brazo Norponiente del río con su muro de contención para adosarlo, la Rehabilitación de Pozos de Visita del colector Marginal en el Brazo Sur, la Rehabilitación del Colector Marginal Existente en el Brazo Sur, la Rehabilitación de Colector Sanitario Existente en el Brazo Sur y la Rehabilitación



CANTIDADES

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
COLECTOR PLUVIAL	METROS	2,512
COLECTOR SANITARIO EXISTENTE	METROS	35
BOCAS DE TORMENTA	PIEZAS	11
COSTO	$ 13'200,000	

Figura 4.9.- Alternativa 3

del Muro de Contención en el Brazo Sur.

De esta manera se seleccionó la alternativa 2 ya que permite contar con una obra de drenaje pluvial capaz de aliviar en 1.6 m /s al colector marginal existente en el Brazo Sur del Río, reduciendo el trayecto actual de escurrimientos superficiales sobre calles y avenidas, si bien deja de lado la avenida más grande alivia a las que están más cercanas a la población y que provocarían un mayor beneficio a la población a un mediano costo. Además las zonas que rodean a la avenida que no se toma en cuenta son las que presentan una menor urbanización y por lo tanto tienen una mayor capacidad de infiltración por lo que la no inclusión de esta vialidad no representa un riesgo grande para la población, lo anterior aunado a que en el punto más bajo de esta existen dos alivios que permiten la descarga del agua transportada hasta allí por la calle directamente al río.

5.- MECÁNICA DE SUELOS.

Debido a que cualquier solución para los problemas en el Río Borracho requerirá del desplante de estructuras, ya sea en zonas donde ya se tiene construido o en zonas donde recién se va a proyectar, fue necesario realizar trabajo de campo con el fin de analizar muestras del suelo presente en las zonas donde se detectaron los mayores problemas donde ya se tiene construido y en distintos puntos en la zona donde se iba a proyectar.

El método utilizado para obtener estas muestras, debido a que las estructuras que se proyectarán tienen una profunidad de desplante menor a los 5 m, es el de los pozos a cielo abierto (PCA).

5.1. TRABAJOS DE CAMPO

La exploración geotécnica se ejecutó mediante 14 pozos a cielo abierto (PCA), de los cuales se obtuvieron 37 muestras, 35 de tipo representativas y 2 inalteradas.

Estas muestras fueron tomadas de las paredes de la excavación, para ello se labraron ranuras en todo el espesor del estrato de interés para ser puestas en bolsas de polietileno tras ser identificados y ser trasladados al laboratorio de mecánica de suelos.

5.2. TRABAJOS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas en campo fueron clasificadas en el laboratorio después de realizarles pruebas de tipo índice que permitieran clasificarlas de acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS). Las pruebas realizadas fueron las siguientes.

- Clasificación visual y al tacto, tomando en cuenta la granulometría del suelo así como la plasticidad de la fracción fina.
- Contenido inicial de agua, w. Estos ensayes se practicaron sobre las muestras de suelo del pozo a cielo abierto excavado en el sitio; mientras que, atendiendo a las indicaciones del ingeniero de proyecto, se realizaron además:
- Granulometrías.
- Límites de consistencia, líquido, Lw y plástico, Pw.
- Densidad de sólidos, ss.

Además en las muestras inalteradas se practicaron pruebas mecánicas.

- Compresión Triaxial UU

Los resultados se presentan en la tabla “Relación de ensayes de laboratorio” Anexa al final de este capítulo.

5.3 ANÁLISIS DE INGENIERÍA

De acuerdo con los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio antes mencionadas y de lo observado al ser realizadas las excavaciones que permitieron la obtención de las muestras, fue posible realizar análisis de las competencias del suelo para las condiciones a las que será sometido cuando se realicen las obras necesarias para el drenaje de las poblaciones circundantes y para evitar que nuevamente se presenten los problemas detectados hasta el momento.

5.3.1 Capacidad de Carga

El proyecto ejecutivo se constituye por una serie de instalaciones de tuberías, pozos de visita y muros de conteción de distintos materiales y dimensiones que serán

desplantados a distintas profundidades que serán determinadas más adelante con base en estos análisis y un estudio de socavación.

En este apartado se realiza una revisión de la capacidad de carga para estructuras especiales apoyados superficialmente, aunque deberá tomarse en cuenta que la capacidad de carga que aquí se comenta constituye únicamente el parámetro que nos indica cuál es la carga que se puede comunicar al terreno sin superar la resistencia al corte del mismo; para realizar un diseño racional de cimentación dicha capacidad de carga deberá ser utilizada en conjunto con los hundimientos probables que se presentan más adelante.

Para determinar la capacidad de carga admisible del terreno para los elementos de cimentación de las estructuras del proyecto se consideró una profundidad de desplante de 3.00 m en relación con el nivel actual del terreno.

Para determinar la capacidad de carga del terreno, se usó el reglamento del del D. F., en el que se verifica el cumplimiento de la desigualdad siguiente:

$$\sum \frac{QFc}{A} = CuNcFr + Pv$$

donde:
$\sum QFc =$ suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga.
$A =$ área del cimiento en m^2
$Cu =$ cohesión del material de apoyo, en t/m^2.
$Pv =$ esfuerzo vertical total al nivel de desplante por peso propio de suelo, en t/m^2.
$Nc =$ factores de capacidad de carga dado por:

$$Nc = 5.14\left(1 + 0.25\frac{D_f}{B} + 0.25\frac{B}{L}\right)$$

Para $\frac{D_f}{B} < 2$ y $\frac{B}{L} < 1$
Donde D_f es la profundidad de desplante en m.
γ = peso volumétrico del material subyacente a la cimentación, en t/m^3.
Fr = factor de resistencia a considerar es de 0.35

Los resultados se presentan en el apartado 3.1 del Anexo 3, en ella se puede ver que se determinó que la carga transmitida no deberá ser mayor a 5 ton/m^2 para las tuberías y a 15.00 ton/m^2 para los muros.

La capacidad de carga admisible ante cargas accidentales se incrementa hasta un 30% respecto a la estática.

5.3.2 Análisis de Asentamientos

La magnitud de los hundimientos que una estructura puede tolerar es uno de los parámetros que tienen definitiva influencia en la selección del tipo de cimentación. Para este proyecto se realizaron análisis sobre hundimientos al centro de los diferentes elementos de cimentación propuestos al inicio de este capítulo; dentro de estos análisis se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

a) Como aún no se cuenta con información referente a los elementos mecánicos que la estructura estará comunicando al subsuelo, se hizo la consideración de que la carga que la estructura transmita al subsuelo será la misma que la capacidad de carga admisible.
b) Los materiales del subsuelo en el sitio del proyecto generalmente se encuentran saturados y en su mayoría son de origen lacustre, por lo que se decidió analizar los asentamientos por consolidación.

Para calcular los hundimientos originados por cargas estáticas se acudió al criterio del Dr. L. Zeevaert, de acuerdo con el cual la expresión que permite determinar los hundimientos es la siguiente:

$$[\delta_c]_t = \sum_{i=1}^{N} d_i \left[m^*_{ep}\right]_t \Delta\sigma_i$$

donde:
$[\delta_c]_t =$ magnitud del hundimiento, en cm, en el tiempo t
$\Delta\sigma_i =$ incremento del esfuerzo vertical debido a la compresión del cimiento dentro del área y a la profundidad media del estrato i, en kg/cm^2
$d_i =$ espesor del estrato considerado, en cm
$\left[m^*_{ep}\right]_t =$ coeficiente de compresibilidad volumétrica equivalente en el tiempo t, en cm^2/kg

Para calcular los hundimientos en el tiempo se consideró un período de construcción de cada estructura igual a 3 meses y un lapso posterior de operación de 20 años; realizándose además una estimación de la velocidad con la que los hundimientos continuarán después de este período. Adicionalmente en cada caso se determinó la etapa de recompresión y en su caso la de compresión, para el caso de que los esfuerzos comunicados a nivel de desplante superaran la presión geostática al mismo nivel. Para tener en cuenta el efecto de recompresión se calculó el coeficiente de compresibilidad

volumétrica unitaria para la recompresión primaria básica, mediante la siguiente expresión:

$$m_v^* = \rho_c m_v$$

en donde:

ρ_c= factor de recompresión = $\rho_e = \left(\frac{1+K_{vp}\left(\frac{\Delta\sigma_i}{\sigma_{0z}}\right)}{(1+K_{vp})}\right)$

ρ_e = factor de compresión parcial = $\left(\frac{\Delta\sigma_i}{\sigma_{0z}}\right)^{c-1}$

K_{vp} = relación de la deformación unitaria viscoplástica la respuesta elástica

c = exponente de la ley fenomenológica de respuesta elástica Ref. 4.

$\Delta\sigma_i$ = incremento del esfuerzo vertical, debido a la profundidad media del estrato i.

Para determinar el valor de $\Delta\sigma_i$ se acudió a la distribución de esfuerzos de Boussinesq y a los algoritmos de la Ref. 6.

Los materiales del subsuelo se encuentran en una condición parcialmente saturada antes de llegar al nivel freático y posteriormente se encuentran completamente saturados; en materiales saturados y para el caso en el que el tiempo analizado fuera menor o igual al que corresponde al fin de la compresión o de la recompresión se utilizaron las expresiones siguientes para el cálculo del coeficiente de compresibilidad equivalente:

Recompresión:

$$[\rho_c m_v]_t = \rho_c m_v \left(\frac{T_v}{T_{vc}}\right)\left[\varphi(T_v) + \left(\frac{\beta}{2.3}\right)A_1\right]$$

Compresión:

$$[m_v]_t = m_v \left(\frac{T_v}{T_{vc}}\right)\left[\varphi(T_v) + \left(\frac{\beta}{2.3}\right)A_1\right]$$

En donde:

t = tiempo para el cual se cálcula el coeficiente de compresibilidad equivalente [m_v]

T_v = factor tiempo = $\frac{C_v t}{H^2}$

T_{vc} = factor tiempo para t_r o t_c.

H = espesor efectivo del estrato, el cual depende de las condiciones de drenaje.

C_v = coeficiente de consolidación.

m_v = coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria para la compresión primaria.

$$\varphi(T_v) = \left[1 - \left(\frac{1}{T_v}\right)\sum_{m=0}^{\infty}\left(\frac{2}{M^2}\right)\left(1 - e_n^{-MT_v}\right)\right]$$

$$M = \frac{(2m+1)^2}{4}$$

B = factor adimensional que depende de la magnitud del fenómeno viscoso intergranular (compresión secundaria) respecto a la compresión primaria.

$$A_1 = \left[1 - \left(\frac{1}{\xi \cdot T_v}\right) ln(1 + \xi \cdot T_v)\right]$$

ξ = factor adimensional que modifica el valor de T_v en el fenómeno viscoso intergranular.

Para determinar el coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria equivalente, cuando el tiempo considerado es mayor que el que corresponde al fin de la compresión o de la recompresión, se utilizaron las expresiones siguientes:

Recompresión:

$$[\rho_c m_v] = \rho_c m_v \{F(T_v - T_{01}) + \beta log[1 + \xi(T_v - T_{vc} \cdot A_2)]\}$$

Compresión:

$$[m_v] = m_v \{F(T_v - T_{01}) + \beta log[1 + \xi(T_v - T_{vc} \cdot A_2)]\}$$

En donde:

$$T_{01} = \left(\frac{1}{2w}\right) ln\left(\frac{e_N^{wT_{vc}} - 1}{wT_{vc}}\right)$$

$$w = \frac{\pi^2}{4}$$

e_N = base de los logaritmos naturales.

$$A_2 = 1 - \left[\frac{2.72 \cdot a_2 - 1}{\xi \cdot T_{vc}}\right]$$

$$a_2 = (1 + \xi \cdot T_{vc})^{\frac{1}{-\xi \cdot T_{vc}}}$$

$$T_v^* = T_v - T_{01}$$

$$F(T_v^*) = \left\{1 - \sum_{m=0}^{\infty} \left(\frac{2}{M}\right) e_N^{-MT_v^*}\right\}$$

Para el caso de los estratos de arena y de los materiales ubicados por arriba del NAF se empleó, para el cálculo de hundimientos, la siguiente expresión:

Recompresión:

$$[\rho_c m_v]_t = \rho_c m_v \left[1 + \beta log \frac{t}{t_c}\right]$$

Compresión:

$$[m_v] = m_v \left[1 + \beta log \frac{t}{t_c}\right]$$

En donde:

m_v= coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria equivalente para la compresión primaria, en este caso cálculado como $\mu c \cdot M_{ep}$.

$$\mu_c = \frac{(1+\mu)\cdot(1-2\mu)}{(1-\mu)}$$

μ = relación de Poisson

M_{ep}= módulo de deformación vertical elastoplástico, obtenido a partir de las correlaciones semi-empíricas que se presentan en la Ref. 4.

Los resultados obtenidos en estos análisis se presentan en la tabla 3.2.6 del apartado 3.2 en el anexo 3. Se observa que el hundimiento a corto plazo, es decir al término de la construcción, es de 1.61 cm y a largo plazo se incrementa a 3.57 cm. Puede observarse que aproximadamente el 20% del hundimiento total se presenta en los primeros 3 meses, posteriormente se va presentando en forma gradual.

Además de los análisis de hundimientos por cargas permanentes o estáticas se realizó un análisis de hundimientos de tipo elástico originados por cargas accidentales; para la ejecución de estos análisis se acudió al criterio elástico de Steinbrenner que se presenta en la Ref. 5; de acuerdo con este criterio la expresión que permite determinar la magnitud de los hundimientos es la siguiente:

$$\delta = \Delta\sigma \cdot 2B\left[\frac{(1-\mu^2)}{E_s}\right] I_w$$

En la cual:

δ = magnitud del hundimiento de tipo elástico, en cm.

Δσ= magnitud del incremento de esfuerzo vertical aplicado sobre el elemento de cimentación, en Ton/m^2.

2B= ancho del elemento de cimentación, en cm.

μ= relación de Poisson media del material de apoyo en condiciones dinámicas, adimansional.

E_s= módulo elástico en comprensión medio de los materiales del subsuelo afectados por el elemento de cimentación, en condiciones sísmicas, en Ton/m^2.

I_w= factor de forma, adimensional.

Dando como resultado un hundimiento de 0.012 cm, el cálculo completo puede verse en la tabla 3.3.2 del Anexo 3.

En el diseño estructural de las cimentaciones deberá considerarse no únicamente la capacidad de carga admisible del terreno, sino además la magnitud de los hundimientos que pudieran generarse; para tal efecto deberán tomarse en cuenta los valores del módulo de reacción vertical del terreno, los cuales se presentan la tabla 3.3.3 del anexo

3; en la que se observa que el estático resulta de 140.06 Ton/m^3 y bajo acciones eventuales de 181.6 Ton/m^3.

Los valores de los hundimientos se consideran en un rango aceptable, debido a que las características del subsuelo corresponden a materiales de zona lacustre, en los cuales incluso llegan a presentarse hundimientos de mayor magnitud. El Reglamento de Construcciones del Gobierno del Distrito Federal, permite hasta un máximo de 30.0 cm para estructuras aisladas; por tanto se considera que el hundimiento obtenido para las cimentaciones analizadas queda dentro del rango permisible.

5.3.3 Estabilidad de las Excavaciones

Como parte del proyecto se deberá efectuar principalmente excavaciones de tipo temporal, con el objeto de construir los elementos de cimentación de la estructura proyectada. Tomando en cuenta lo anterior, se decidió efectuar un análisis que permitiera determinar las condiciones de estabilidad de las excavaciones programadas, considerando para ello las condiciones estratigráficas medias del terreno y los parámetros de resistencia obtenidos a partir de los ensayes de compresión triaxial de tipo UU; todos estos análisis se efectuaron considerando una sobrecarga uniformemente distribuida sobre el hombro de la excavación de 1.50 Ton/m^2, en este caso se consideró una presión mayor a la que se recomienda en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Dado que las excavaciones serán temporales, se optó por analizar un talud vertical con una altura de hasta 7 m. Para el análisis se utilizó un procedimiento perteneciente al grupo de los denominados de equilibrio al límite, en este caso debido a Janbu, (Ref. 7); este procedimiento se encuentra sistematizado en una hoja de cálculo de Excel. Básicamente en el procedimiento de análisis se propone una superficie de deslizamiento, la cual debe tener forma cilíndrica, y se calcula un factor de seguridad como el cociente de las fuerzas que resisten al deslizamiento por las fuerzas que lo propician; las primeras son originadas por resistencia al corte de los materiales atravesados por la superficie de deslizamiento, mientras que las segundas son fuerzas de inercia en las cuales interviene el peso de la masa deslizante, las fuerzas de filtración y en su caso, las fuerzas originadas durante un evento sísmico.

Aplicando este procedimiento se obtuvo un factor de seguridad de 1.36 para excavaciones con talud vertical hasta 2.00 m de profundidad, como se puede ver en la tabla 3.4.1 del anexo 3; el cual se considera aceptable para excavaciones de tipo temporal. Para excavaciones mayores a 4.00 m de profundidad se recomienda ademar por medio de tablaestacas. Se recomienda que la excavación permanezca el tiempo mínimo compatible con las actividades constructivas a fin de evitar el intemperismo del

material de apoyo y de las paredes de la excavación, que pueda producir un daño a las estructuras vecinas.

5.3.4 Empujes Horizontales

En este punto se revisan los empujes que pudieran actuar sobre las paredes verticales de estructuras enterradas (por ejemplo, sobre los muros de contención del tubo); estos análisis se efectuaron también considerando una sobrecarga uniformemente repartida sobre la superficie del terreno, con una magnitud de 1.50 Ton/m^2.

No se hizo ninguna consideración sobre el empuje que podría actuar contra los muros debido a la compactación del relleno con equipos pesados, estimándose que la compactación del relleno en las zonas próximas a los muros deberá efectuarse con herramientas manuales o bien con equipos de compactación ligeros, de operación manual.

Además de las acciones anteriores se calculó un empuje horizontal originado por sismo; de acuerdo con la Ref. 9 y atendiendo a la clasificación sísmica del terreno, esta zona le corresponde un coeficiente sísmico básico de 0.50. El empuje sísmico se calculó como el producto del peso de la cuña de empuje activo, en este caso supuesto a 30°, multiplicado por un tercio del coeficiente sísmico (Ref. 10).

Los resultados obtenidos en estos análisis se presentan de manera anexa, donde se observa que se analizaron muros de alturas variables entre 1.00 a 9.00 m. La magnitud de los empujes totales resultantes se obtuvo variable entre 1.50 a 39.9 Ton/m, según puede observarse en la tabla 3.5.1 en el anexo 3. Se utilizaron los diagramas presentados ahí para el diseño del muro de contención que se explicará más adelante.

5.3.5 Clasificación de Materiales

Para clasificar un material se tomará en cuenta la dificultad que haya presentado para su extracción y carga, asimilándolo al que corresponda a los materiales “A”, “B” o “C” siempre se mencionarán los tres tipos de materiales, para determinar claramente de cual se trata. Así por ejemplo, un suelo poco o nada cementado, con partículas menores de 7.5 cm, se clasificarán 100-0-0 correspondiendo la primera cifra al material “A” y los ceros, a los materiales “B” y “C”. Para un material que presenta mayor dificultad de extracción que el material “A” pero menor que el material “B” deberá apreciarse la clasificación intermedia que le corresponda asignándole el porcentaje de materiales “A” y “B” de acuerdo con su menor o mayor dificultad de extracción y carga; así por ejemplo un material precisamente intermedio se clasificará 50-50-0, un material que en

condiciones semejantes se encontrará entre los materiales “B” y “C”, se clasificará 0-50-50.

Si el corte por clasificar esta compuesto por materiales de diferente grado de dificultad para su extracción, cuando muestre separación definida, cada material se clasificará por separado, tomando en cuenta los volúmenes parciales, posteriormente se computará la clasificación general resultante para el volumen total, considerando siempre los tres tipos de materiales “A”, “B” y “C”, así como por ejemplo, una capa de material que corresponda a una clasificación 100-0-0, con volumen equivalente al 30% del total colocada sobre un material que represente una clasificación en promedio entre “B” y “C”, o sea 0-50-50, al volumen total se clasificará 30-35-35. Si en el mismo caso, el material inferior es “C”, o sea 0-0-100, la clasificación general resultante será 30-0-70, y si es “B”, o sea 0-100-0 se clasificará el volumen total 30-70-0.

TABLA 5.1 CLASIFICACION DE PRESUPUESTO PARA LA EXCAVACION

ESTRATO No.	ESTRATO	ESPESOR m	CLASIFICACION DE PRESUPUESTO A-B-C
I	Rellenos	0.60	100-0-0
II	Arena limosa, cafe claro, de compacidad media.	0.40	100-0-0
III	Material de acarreo del rio de arena gruesa y gravas gruesas con boleos empacados de 20 a 80 cm, de compacidad media.	INDEFINIDO	80-20-0

5.4 CONCLUSIONES DEL ANÁLISIS DEL SUELO

a) Dado que el nivel de aguas freáticas en los sondeos es superficial, en las excavaciones que se realicen para desplantar la tubería se tendrá que utilizar un sistema de bombeo para abatir el nivel freático.

b) Considerando que se requieran excavaciones de hasta 4.00 m de profundidad la clasificación para presupuesto de excavaciones se considera de 100-0-0 en los estratos de rellenos y arcillas y limos arcillosos; y en las tobas se consideran de 0-100-0 de acuerdo a la dureza del material a excavar A-B-C.
c) De acuerdo con la carta de Regionalización Sísmica de la República Mexicana, el área de proyecto se ubica dentro de la Zona B atendiendo a la clasificación sísmica del terreno de cimentación de sitio, este se determinó tipo II (de rigidez media), por lo que el coeficiente sísmico básico para el diseño de las estructuras se asigno de 0.50.
d) Se colocará la tubería a una profundidad mínima de 1.20 m más el diámetro de la tubería y el espesor de la plantilla.
e) Las paredes de las excavaciones para colocar la línea de excavación, podrán ser verticales.
f) Se recomienda que durante la fase de construcción de cimentaciones se cuente con la supervisión de un ingeniero especialista en geotecnia, quien pueda resolver de manera adecuada cualquier imprevisto surgido durante la fase de construcción; asimismo deberá observar que se cumplan las recomendaciones contenidas en este informe.

REFERENCIAS

Ref. 1 Secretaría de Recursos Hidráulicos, “Manual de Mecánica de Suelos”, Segunda Edición, México, 1970.
Ref. 2 American Society for Testing and Materials, “1993 Annual Book of ASTM Standarts, Sec. 4, Vol. 04.08 (Soil and Rock; Dimension Stone; Geosyntetics)”, Philadelphia, USA, 1993.
Ref. 3 Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Gobierno del D. F. 1987.
Ref. 4 Zeevaert L., “Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions”, Editorial Van Nostrand Reinhold, 2nd. Edition, New York, 1982.

Ref. 5 Zeevaert L., “Viscosidad Intergranular en Suelos Finos Saturados”, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1ª. Edición, México, Octubre, 1984.
Ref. 6 Janbu N., “Stability Analysis of Slopes Whit Dimensionless Parameters”, Prentice Hall, Harvard University, Cambridge, Mass, Harvard Series No. 46 (1954).
Ref. 7 Comisión Federal de Electricidad, “Manual de Diseño de Obras Civiles. Estructuras, Criterios de Diseño, C.1.3., Diseño por Sismo”, México, 1993.
Ref. 8 Peck, R. B. Hanson, W. E. and Thornburn, T. H., “Foundation Engineering”, Second Edition, Editorial John Wiley and Sons, 1974.

Relación de Ensayes de Laboratorio Practicados

SONDEO	No. MUESTRAS		W	PORCENTAJE DE FINOS	GRANULOMETRIA	LIMITES	Ss	TRIAXIAL UU
	REPRESENT.	INALTERADAS						
PCA-1	3	1	4		1	1	1	1
PCA-2	2	-	2		1	1		
PCA-3	1	-	1			1		
PCA-4	4	-	4		1	1		
PCA-5	2	-	2		1	1		
PCA-6	4	1	5		1	1	1	1
PCA-7	2	-	2		1	1		
PCA-8	2	-	2		1	1		
PCA-9	2	-	2		1	1		
PCA-10	3	-	3		1	1		
PCA-11	2	-	2		1	1		
PCA-12	2	-	2		1	1		
PCA-13	3	-	3		1	1		
PCA-14	3	-	3		1	1		
TOTAL	35	2	37	0	13	14	2	2

TOTAL DE ENSAYES = 68

Ensayes de laboratorio

POZO Nº	PROF. m		MUESTRA	SUCS	W	Finos	Arena	Grava	L.L.	L.P.	I.P.	S_s	TRIAXIAL UU		
	DE	A	No		%	%	%	%	%	%	%	--	g tn/m^3	c tn/m^2	f grados
PCA-1	0.20	1.25	M-1		42.71										
BRAZO SUR KM. 0+006	1.25	1.70	M-2		38.01										
	1.70	2.20	M-3		27.93										
	1.40	1.60	MC-1	SC	37.13	48.68	50.00	1.32	37.10	18.24	18.86	2.53	1.52	2.00	2.00
PCA-2	0.30	1.10	M-1	CL	38.57	75.85	23.68	0.47	48.5	21.8	26.7				
BRAZO SUR KM. 0+660	1.10	1.60	M-2		37.31										
PCA-3	1.70	2.20	M-1	SC	17.19				40.82	20.00	20.82				
BRAZO SUR KM. 1+460															
PCA-4	0.00	1.30	M-1		20	83.97	16.03	0.00							
BRAZO SUR KM. 1+880	1.30	1.60	M-2		50.83										
	1.60	2.00	M-3	CH	63.79				84.9	27.0	57.9				
	2.00	2.50	M-4		30.89										

PCA-5	0.30	1.10	M-1		65.15										
BRAZO SUR	1.10	2.30	M-2	CH	55.27	52.67	9.01	38.32	114.0	45.1	68.9				
KM. 2+150															
PCA-6	0.75	2.10	M-1		41.89										
BRAZO SUR	2.10	3.00	M-2		24.97										
KM. 3+440	3.00	3.50	M-3		31.72										
	3.50	4.00	M-4		27.77										
	1.90	2.10	MC-1	CH	55.98	82.07	17.93	0.00	79.40	33.97	45.43	2.52	1.61	4.00	4.00
PCA-7	0.85	1.50	M-1		45.85										
BRAZO SUR	1.50	1.60	M-2	SC	27.86	36.12	37.50	26.38	41.9	19.1	22.9				
KM. 3+560															
PCA-8	1.60	2.30	M-1		21										
BRAZO SUR	2.30	2.40	M-2	SC	36.91	29.68	70.32	0.00	32.0	18.2	13.8				
KM. 3+700															
PCA-9	0.30	0.60	M-1	SC	19.96	28.51	53.37	17.92	38.8	18.2	20.6				
UNION DE LOS	0.60	1.50	M-2		21.57										
DOS BRAZOS															

PCA-10	0.30	0.60	M-1		7.46										
BRAZO NORPON	0.60	1.10	M-2	SC	36.79	49.66	48.41	1.94	48.5	27.5	21.0				
PIV 509	1.10	1.60	M-3		12.24										
PCA-11	0.15	1.00	M-1	CL	38.53	53.40	46.60	0.00	49.9	25.0	24.9				
BRAZO NORPON	1.00	1.90	M-2		7.05										
PIV 514															
PCA-12	0.15	1.10	M-1	SC	19.44	23.75	76.25	0.00	35.3	17.2	18.1				
BRAZO NORPON	1.10	1.60	M-2		20.72										
PIV 519															
PCA-13	0.00	0.20	M-1		25.95										
BRAZO NORPON	0.20	1.00	M-2	SC	25.68	39.23	60.77	0.00	35.7	17.9	17.8				
PIV 525	1.00	1.50	M-3		33.33										
PCA-14	0.00	0.70	M-1		33.8										
BRAZO NORPON	0.70	1.00	M-2	SC	25.51	29.97	71.03	0.00	38.2	19.7	18.5				
PIV 519	1.00	1.80	M-3		25.65										

6.-ANÁLISIS HIDRÁULICO Y SOCAVACIÓN

Como ya se ha dicho en capítulos anteriores, durante las visitas hechas a los brazos sur y norponiente del río, se observaron algunos puntos del río con erosión severa. A raíz de esto, se propone realizar el estudio de erosión general para determinar la profundidad que alcanzaría el fondo del cauce al paso del gasto máximo para el periodo de retorno de 10 años y, de esta manera, determinar con seguridad la profundidad necesaria del muro de contención.

Cuando se presenta una avenida en un río, se producen alteraciones en la corriente, en el fondo y orillas del cauce. Los cambios que sufre la forma del cauce se deben a la mayor capacidad de arrastre de la corriente al movilizar más partículas en suspensión y tomándolas del fondo, provoca que este descienda dando como resultado cambios en la forma del cauce.

El fenómeno explicado es más notorio en las zonas donde existen reducciones del área útil, esto se presenta en cruces de puentes, donde se construyen pilas, estribos y terraplenes de acceso.

Para conocer la erosión que se presentará en el río, nos apoyaremos en la teoría de Lischtvan-Lebediev, que se basa en la condición de equilibrio entre la velocidad media máxima necesaria para no erosionar el material del fondo del cauce y la velocidad del agua en el cauce.

$$U_r = U_e$$

U_r.-Velocidad media real del flujo en m/s, en una franja de la sección transversal del cauce

U_e.-Velocidad media que necesita el flujo para empezar a erosionar un material dado del fondo

Al considerar un caudal de diseño Qd, la velocidad media del flujo disminuye a medida que se profundiza el fondo y aumenta el área hidráulica. Una de las hipótesis bajo las que este procedimiento trabaja es que el área aumenta por incremento de la profundidad del cauce únicamente, no toma en cuenta las erosiones laterales, esto es, que el ancho del río se considera constante durante todo el paso de la avenida, es decir, durante todo el proceso erosivo del fondo. Además, en todos los ríos formados por un solo cauce estable y que tiene agua todo el año no se aprecian cambios en sus secciones transversales después del paso de una avenida. Las erosiones laterales en las curvas, es otro fenómeno natural que no está asociado a lo que considera este método.

Por otra parte, la velocidad media que necesita el flujo para empezar a erosionar el fondo Ue, depende de los materiales que forman la superficie del fondo a medida que la erosión tiene lugar.

Para obtener la velocidad media de la corriente a medida que el fondo es erosionado, Lischtvan y Levediev, además de considerar que el ancho medio de la sección permanece constante, consideraron que el caudal unitario que pasa por una franja unitaria con profundidad inicial d_0 también lo hace. Considerado esto establecieron la siguiente fórmula.

$$q = \frac{1}{n} d_0^{5/3} S^{1/2}$$

El significado de cada variable y sus unidades se explica más adelante.

De la ecuación anterior se desprende un factor α que es $\alpha = S^{1/2}/n$, que se puede considerar constante para cualquier franja unitaria debido a los factores que lo componen, sustituyendo en la fórmula anterior.

$$q = \alpha d_0^{5/3}$$

Por otra parte, a medida que desciende el fondo se cumplirá la relación

$$q = U_r d_s = cte$$

Por lo tanto si se igualan las ecuaciones, la velocidad del río Ur, en la franja unitaria con profundidad inicial d_0, cuando se produce la erosión del fondo, vale:

$$U_r = \frac{\alpha d_0^{5/3}}{d_s}$$

El coeficiente α se obtiene al considerar el gasto máximo de diseño Q_d, pasando por la sección transversal teórica inalterada y utilizando la fórmula de Manning.

Se cumple así que

$$Q_d = \frac{1}{n} S^{1/2} d_m^{5/3} B_e = \alpha_m^{5/3} B_e$$

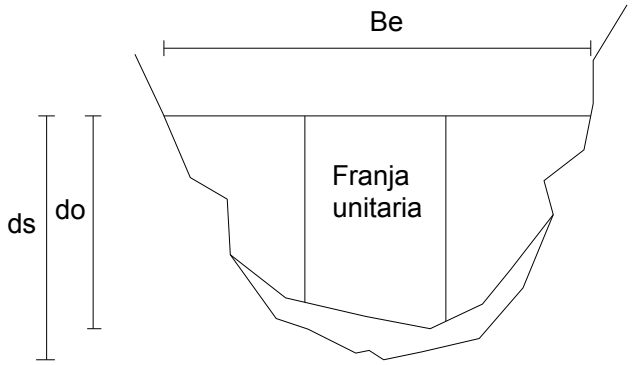
d_0= tirante o profundidad inicial, en una franja vertical dada, entre la superficie del agua cuando se presenta el gasto de diseño Q_d y el nivel del fondo antes de iniciarse el proceso erosivo en m.

d_s= tirante o profundidad en la misma franja vertical que d_0, entre la superficie del agua una vez que se presentó el gasto de diseño Qd y el nivel del fondo ya erosionado, en m.

d_m= profundidad media entre la superficie del agua al pasar el caudal Qd y el perfil del fondo original, en m. Se obtiene dividiendo el área hidráulica A entre la anchura efectiva Be

$$d_m = \frac{A}{B_e}$$

Q_d= caudal de diseño o caudal máximo de la avenida para la cual se desea calcular la erosión, en m^3/s. Este caudal está asociado a su correspondiente periodo de retorno.



La velocidad media para iniciar la erosión U_e del fondo del río, según Lischtvan y Levediev, está dada por la ecuación

$$U_e = 4.7\beta D_{84}^{0.28} d_s^{x}$$

Está ecuación será válida cuando se tengan materiales granulares

Si el material es cohesivo, la ecuación a utilizar es

$$U_e = 0.000173\beta\gamma_d^{1.18} d_s^{66.28/\gamma_d{}^{0.725}}$$

donde:

D_{84}= diámetro de las partículas del sedimento, en que el 84 por ciento, en peso, es menor o igual que ese tamaño, en m.

γ_d= peso volumétrico seco del material cohesivo, en kgf/m^3. Es igual al peso seco de la muestra dividido entre su volumen inicial.

β= coeficiente que toma en cuenta el periodo de retorno T del caudal de diseño, Q_d, expresado en años, se obtiene mediante la siguiente ecuación

$$\beta = \frac{0.771 + 0.129 LnT}{1 + 0.08 LnT}$$

Una vez obtenidos estos parámetros se puede calcular cuál es la socavación que producirá la avenida de diseño para ello se efectúa la igualdad U_e=U_r y se despeja d_s que es la profundidad del fondo erosionado medido desde la superficie libre del agua al pasar el caudal máximo de la avenida de diseño; así se obtiene, para suelos granulares finos:

Si $0.00005m \le D_{84} \le 0.0028m$, la ecuación es: $$d = \left(\frac{\alpha d_0^{5/3}}{4.7 \beta D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.03}}{0.322 + D_{84}^{0.03}}}$$

Si $0.0028m \le D_{84} \le 0.182m$, la ecuación es: $$d_s = \left(\frac{\alpha d_0^{5/3}}{4.7 \beta D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.092}}{0.223 + D_{84}^{0.092}}}$$

Si $0.182m \le D_{84} \le 1.0m$, la ecuación es: $$d_s = \left(\frac{\alpha d_0^{5/3}}{4.7 \beta D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.187}}{0.223 + D_{84}^{0.187}}}$$

Para suelos de material cohesivo se muestra la expresión $$d_s = \left(\frac{5780 \alpha d_0^{5/3}}{\beta \gamma_d^{1.18}} \right)^{\frac{\gamma_d^{0.725}}{66.28 + \gamma_d^{0.725}}}$$

6.1 Procedimiento de cálculo de la erosión general

En el método analítico se procede por tanteos; debido a que las propiedades del suelo en el lugar de estudio son ahora conocidas, podemos saber cuál será la socavación mediante el siguiente procedimiento de cálculo.

I. Conocidas las propiedades del material de la capa superior, se obtiene la profundidad de la erosión general d_s, según sean las características físicas del material en ese estrato.
II. Si la profundidad resultante cae dentro del primer estrato analizado, esa es la profundidad de la erosión de avenidas y se termina el cálculo.
III. No hay erosión si d_s es menor es menor que d_0, y por tanto, la profundidad es la del fondo inicial antes de la avenida.
IV. Si la profundidad de la erosión cae por debajo de la frontera inferior del estrato en estudio, significa que todo el material del primer estrato es removido y la erosión, al continuar, depende ahora de las propiedades del estrato inmediato inferior.
V. Conocidas las propiedades del material del segundo estrato se obtiene un nuevo valor d_s, conservando en las fórmulas sólo el ancho Be.
VI. Se presupone ahora que el material del segundo estrato existe teóricamente desde el fondo inicial.
VII. Se calcula de nuevo d_0, considerando la superficie del agua reducida en d_m.
VIII. Nuevamente, si d_s cae dentro del estrato considerado, esa es la profundidad de la erosión y se termina el cálculo.

IX. Si d_s cae arriba de la frontera entre el estrato considerado y el anterior, la erosión llega hasta la frontera superior del estrato en estudio y se concluye el cálculo.

X. En cambio si d_s cae por debajo del estrato considerado se pasa al siguiente inferior y se repite el cálculo en la forma ya descrita.

Fuente: Suárez Díaz, Jaime. Control de erosión en zonas tropicales. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos. División Editorial y de Publicaciones Universidad Industrial de Santander, 2001

6.2 Características Físicas de la Zona de Estudio

6.2.1 Topografía

Los levantamientos topográficos realizados sobre el Brazo Sur y Norponiente del río Borracho para el presente estudio se presentan en el plano 1 del Anexo 5.

Dicha información consiste en el levantamiento de 3,785 m del Brazo Sur y 1,890 m del Brazo Norponiente, con curvas de nivel a cada 0.3 m. Esta información permitió conocer el trazo del río y las secciones transversales que posteriormente se llevarían al análisis hidráulico, así como al estudio de socavación.

Para el Brazo Sur, la cota de fondo en la sección 0+000 es de 2,713.8 msnm, mientras que la cota de fondo en la sección 3+784.8 es de 2,552.00 msnm, lo cual da una pendiente promedio del 4.3 %. El ancho promedio de la sección es de 20 m.

Para el Brazo Norponiente, la cota de fondo en la sección 0+000 es de 2,602.8 msnm, mientras que la cota de fondo en la sección 1+889.36 es de 2,552.0 msnm, lo cual da una pendiente promedio del 2.6 %. El ancho promedio de la sección es de 20 m.

6.2.2 Análisis Hidráulico del Río en sus dos Vertientes

Para el análisis hidráulico se emplea un modelo matemático de simulación asistido por computadora, llamado HEC-RAS[1] $_{ver4.0}$, que permite realizar el análisis del flujo permanente unidimensional gradualmente variado, el cual proporciona como resultados la altura del nivel de agua y velocidad del flujo, entre otros datos, bajo determinadas condiciones.

[1] Desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros de la armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers), basado en el ampliamente utilizado HEC-2

Estos resultados se muestran mediante tres salidas gráficas: en las secciones transversales del río, en el perfil hidráulico y en una perspectiva bidimensional del cauce.

6.2.3 Geometría del río

Se obtiene con base en la topografía del río contenida en el plano 1 del Anexo 5 y se introduce al modelo matemático de simulación.

Una vez introducido el trazo del río y las secciones de cada una de las corrientes al modelo de simulación, se indica la dirección del flujo y el punto de confluencia, tal como se aprecia en la siguiente figura.

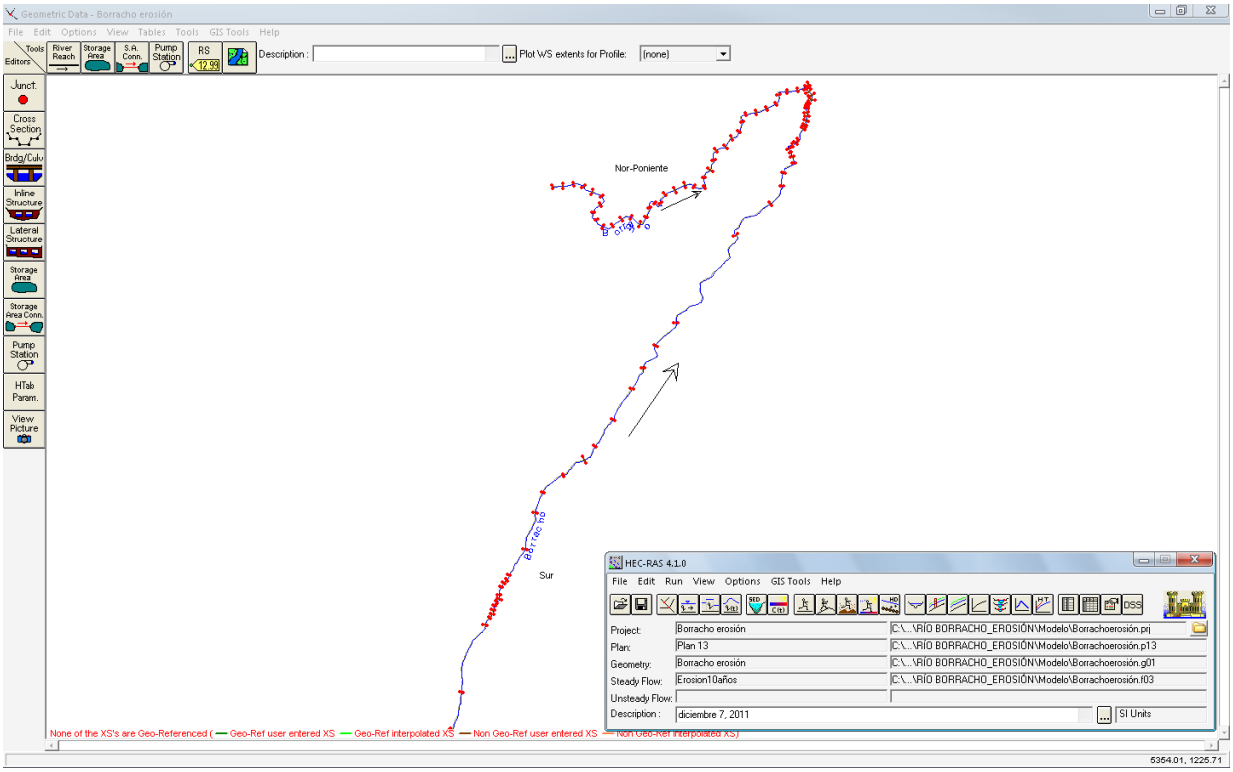


Figura 6.2 Vista de planta de los Brazos Sur y Norponiente del Río Borracho

A continuación se muestran algunas secciones transversales representativas del Brazo Sur, las cuales fueron cargadas al modelo:

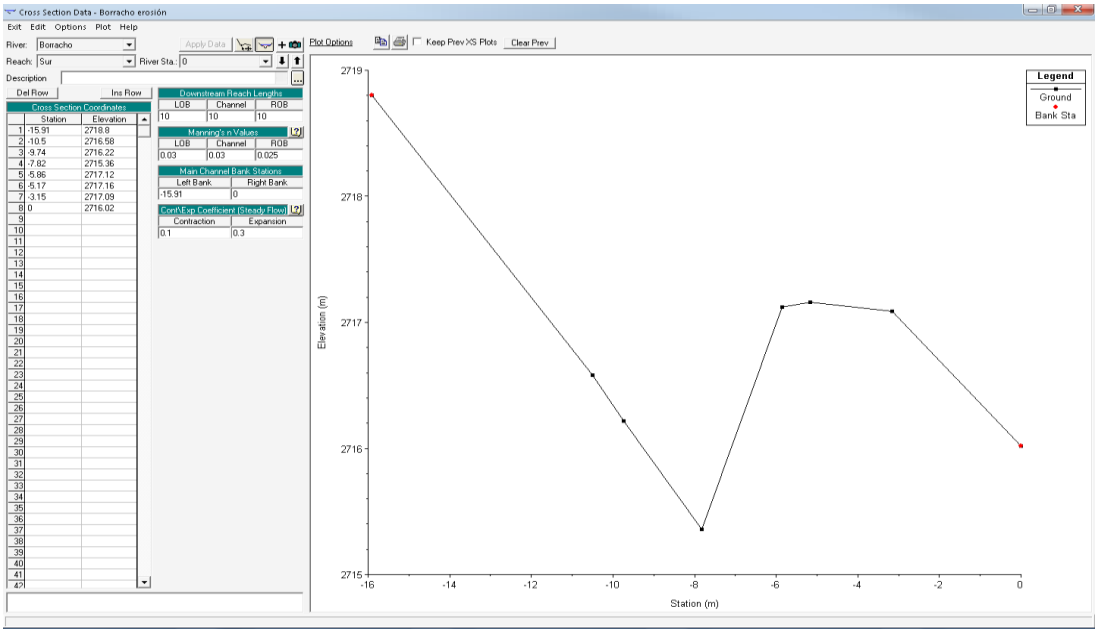


Figura 6.3 Sección inicial del Brazo Sur (Km 0+000)

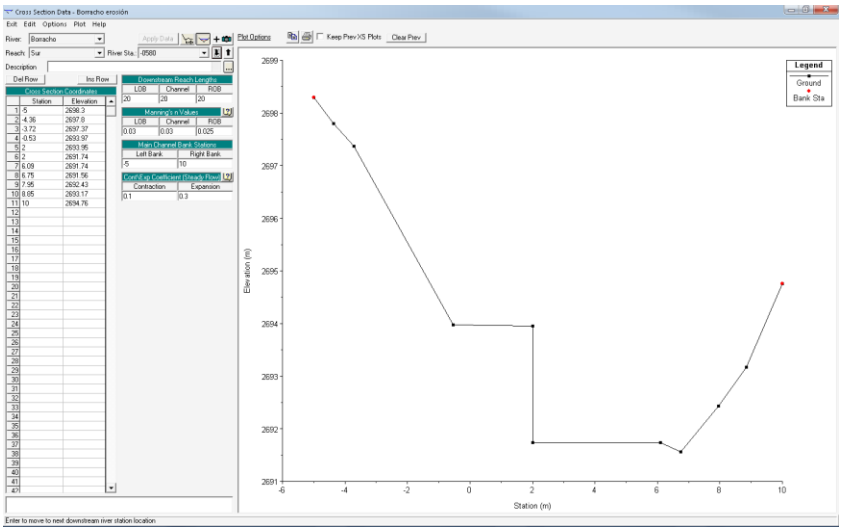


Figura 6.4 Sección de muro y terreno natural que conserva su geometría (Km 0+580)

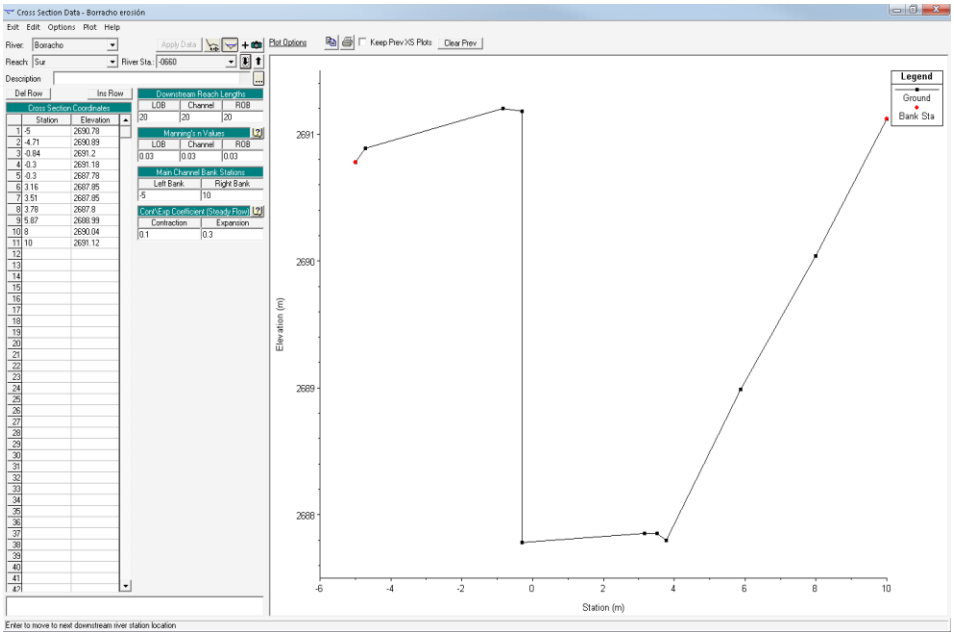


Figura 6.5 Sección donde cruza la tubería del colector marginal (Km 0+660)

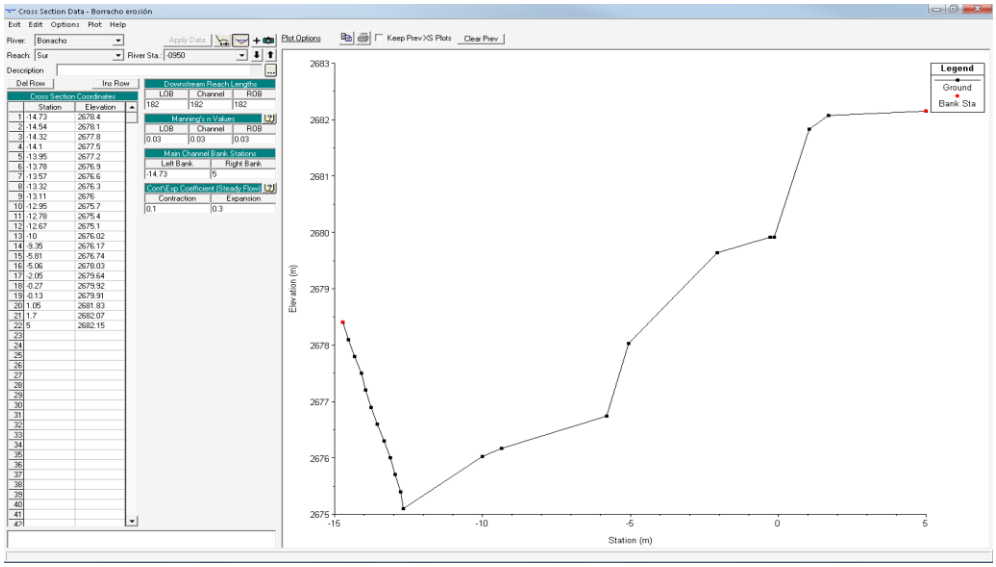


Figura 6.6 Sección donde descarga tubo corrugado de 45 cm de diámetro (Km 0+950)

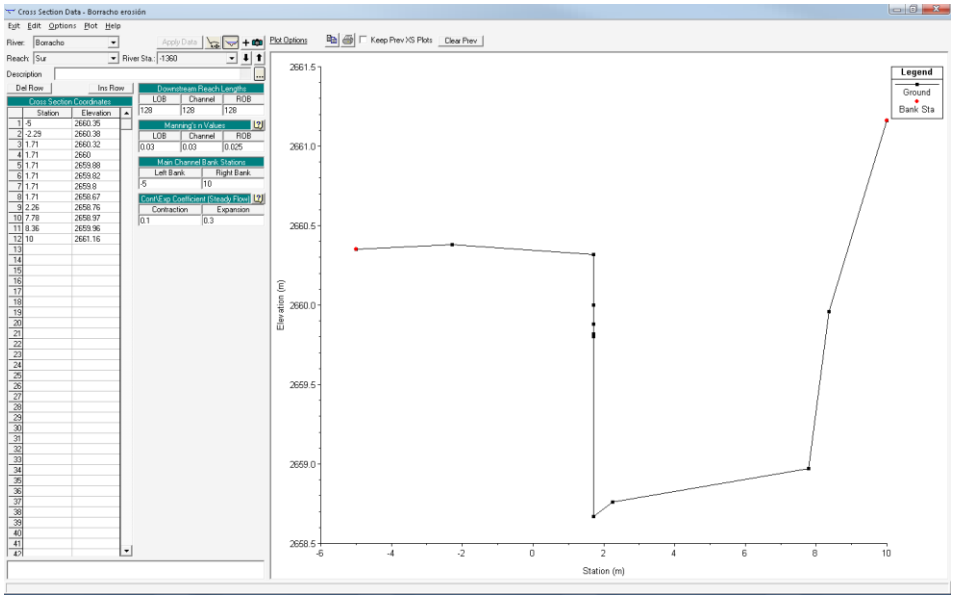


Figura 6.7 Sección donde se presenta un "lavadero", después de zona de descargas de drenaje de PVC de 4" de diámetro (Km 1+360)

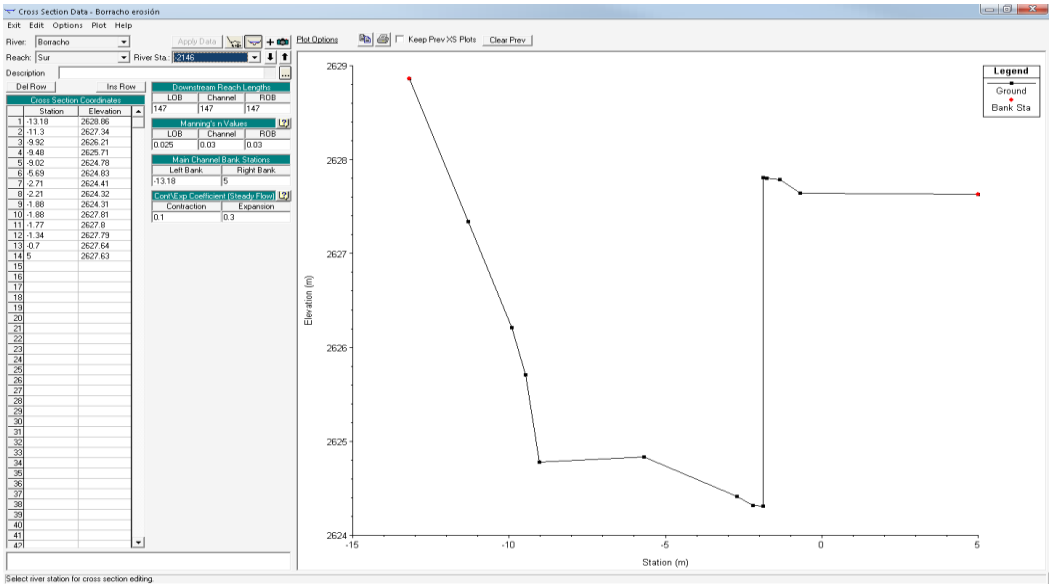


Figura 6.8 Sección donde se presenta sedimentación (Km 2+146)

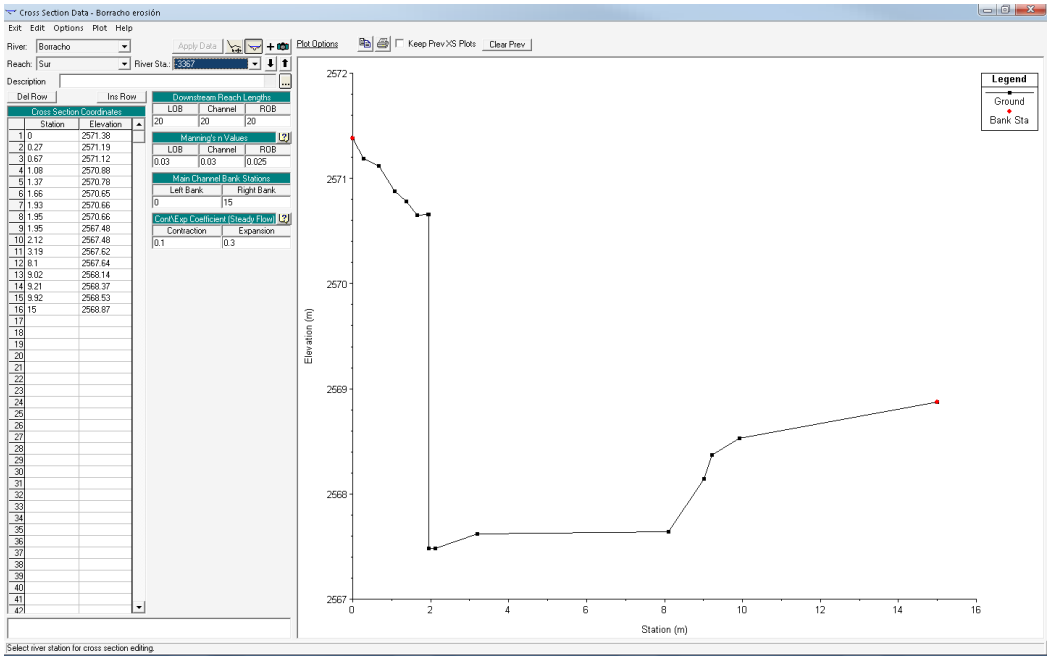


Figura 6.9 Sección donde se presenta un escurrimiento (Km 3+367)

A continuación se muestran algunas secciones transversales representativas del Brazo Norponiente:

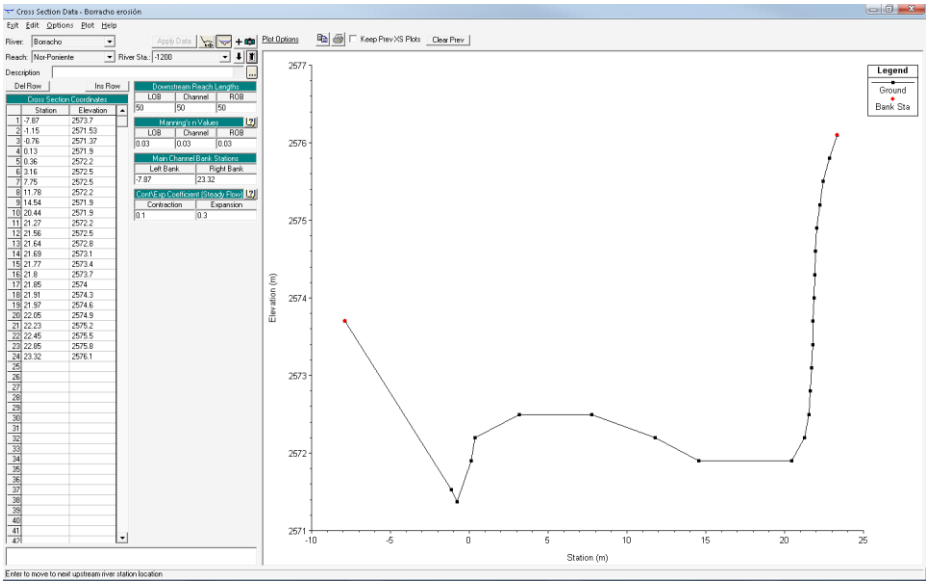


Figura 6.10 Sección donde se presenta sedimentación después de zona de curvas (Km 1+200)

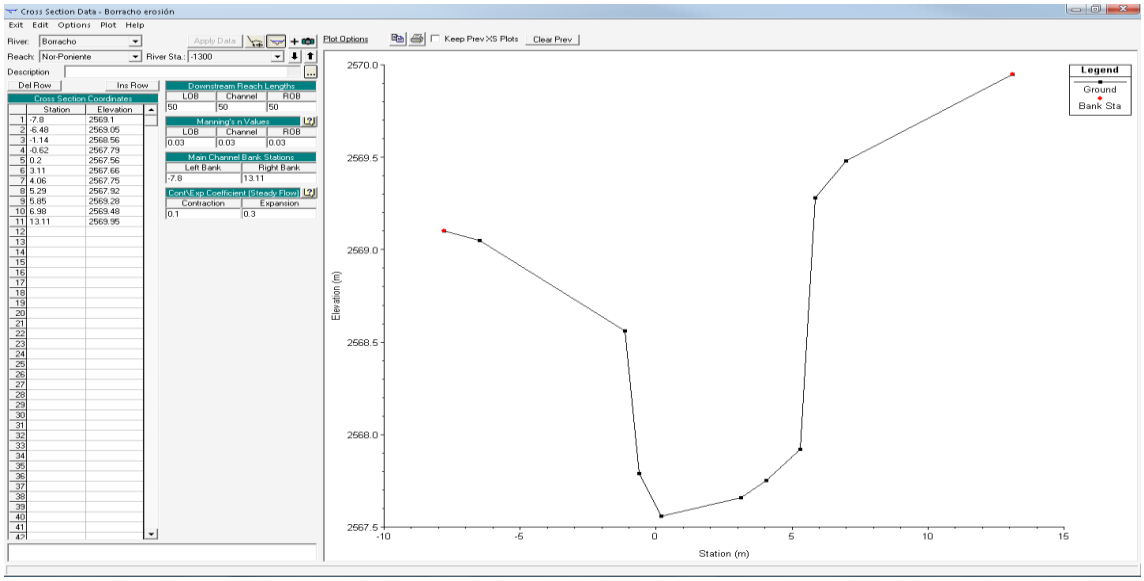


Figura 6.11 Sección que reduce el ancho donde puede aumentar el tirante y con esto la distancia de socavación (Km 1+300)

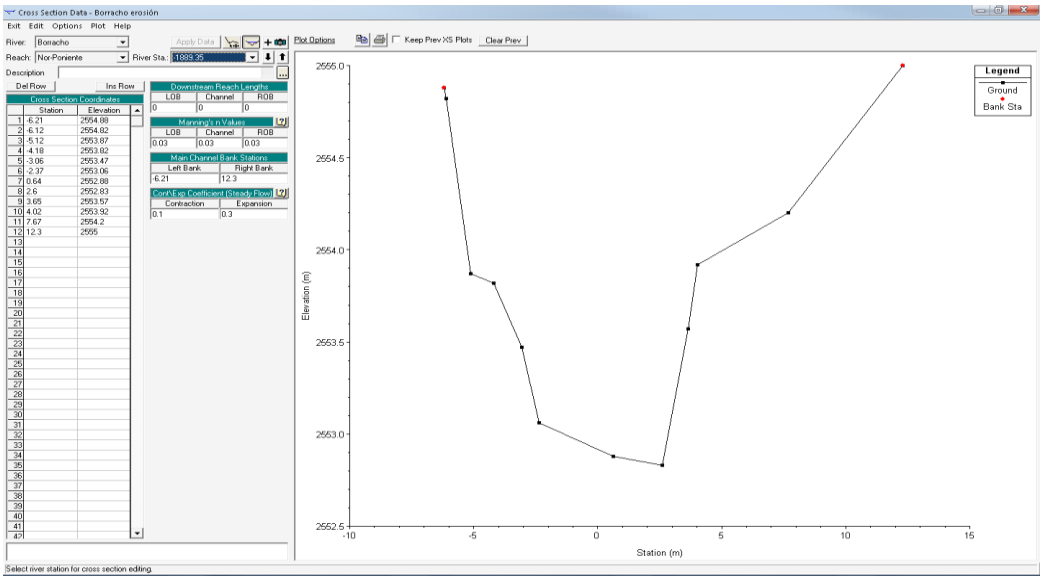


Figura 6.12 Sección donde se presenta la confluencia (Km 1+889)

En el modelo matemático se emplearon los siguientes Coeficientes de rugosidad de Manning:

- Muro de mampostería: n=0.025
- Terreno natural: n=0.040

6.3 Gasto de diseño

En el capítulo 4 de este trabajo, correspondiente al estudio hidrológico, se calcularon los gastos para tres diferentes periodos de retorno de 3, 5 y 10 años, aunque el de diseño fue el correspondiente a 10 años.

De dicho estudio se aprecia que el Brazo Sur recibe la aportación de las cuencas I, II y III, mientras que el Brazo Norponiente recibe la aportación de las cuencas IV, V Y VI.

Para efectos del cálculo de la erosión del río se considera un gasto uniforme en cada vertiente, siendo este el total del gasto de las tres cuencas de aportación de cada una.

Tabla 6.1 Gastos pluviales de la cuenca

Cuenca	Tr= 3 años	Tr= 5 años	Tr= 10 años
	Q (m^3/s)	Q (m^3/s)	Q (m^3/s)
I	9.7	11.5	13.1
II	8.4	10.0	11.3
III	4.2	5.0	5.7
Brazo sur	**22.3**	**26.5**	**30.2**
IV	0.7	0.8	0.9
V	2.1	2.5	2.8
VI	12.6	15.0	17.0
Brazo Norponiente	**15.4**	**18.3**	**20.8**
Total	**37.7**	**44.8**	**50.9**

De esta manera los Gastos de diseño seleccionados para el periodo de retorno de 10 años son:

- $Q_{bsur} = 17\ m^3/s$
- $Q_{bnp} = 20.8\ m^3/s$

Para el brazo sur se incluyó únicamente el gasto de las cuencas 2 y 3 debido a que este gasto es el que llega al punto donde se presentó el primer caído como se puede ver en la figura 4.6 del capítulo 4.
Dichos gastos se introdujeron al modelo matemático de simulación de funcionamiento hidráulico en condiciones de tirante normal con una pendiente de 6% para el Brazo Sur y de 1% para el Brazo Norponiente. Estas pendientes corresponden al último tramo de

cada vertiente, sitio en el que se presenta la descarga hacia la confluencia y la continuación del flujo hacia aguas abajo.

6.3.1 Resultados de la simulación

Con el empleo del modelo matemático se obtuvieron los siguientes resultados:

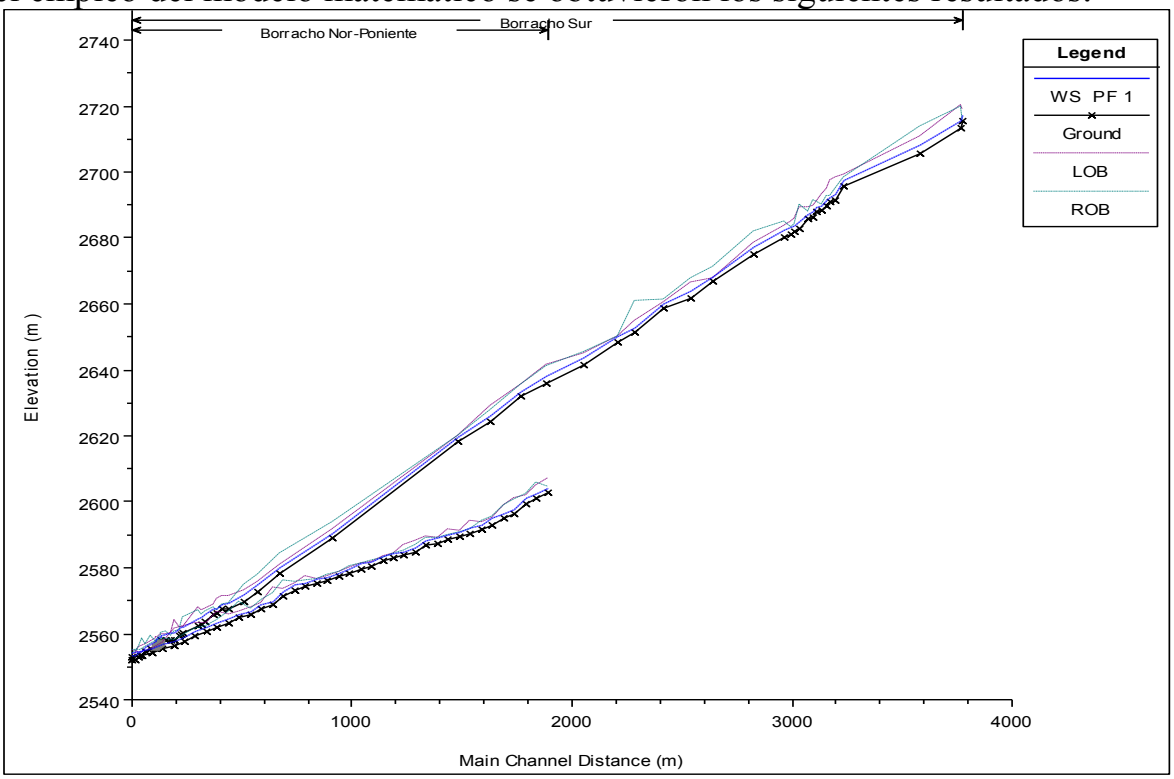


Figura 6.13 Perfil hidráulico de ambos Brazos del Río Borracho

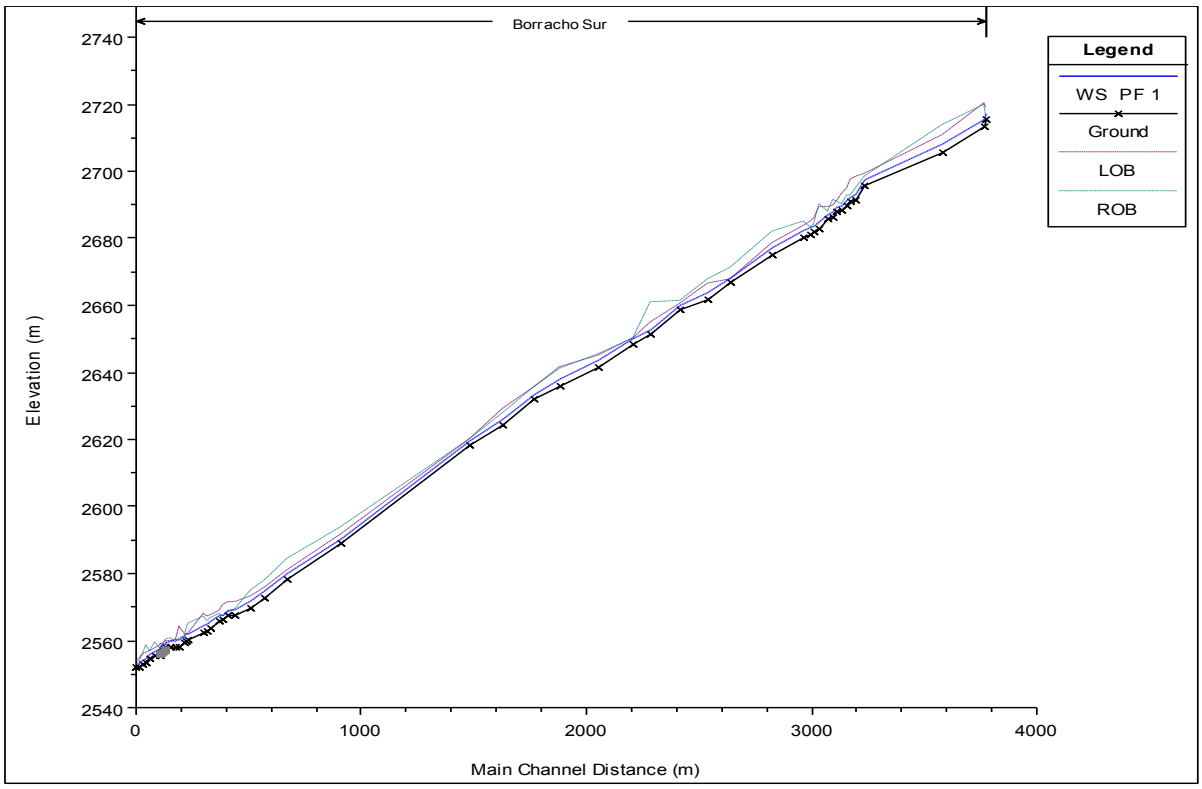


Figura 6.14 Perfil hidráulico del Brazo Sur del Río Borracho

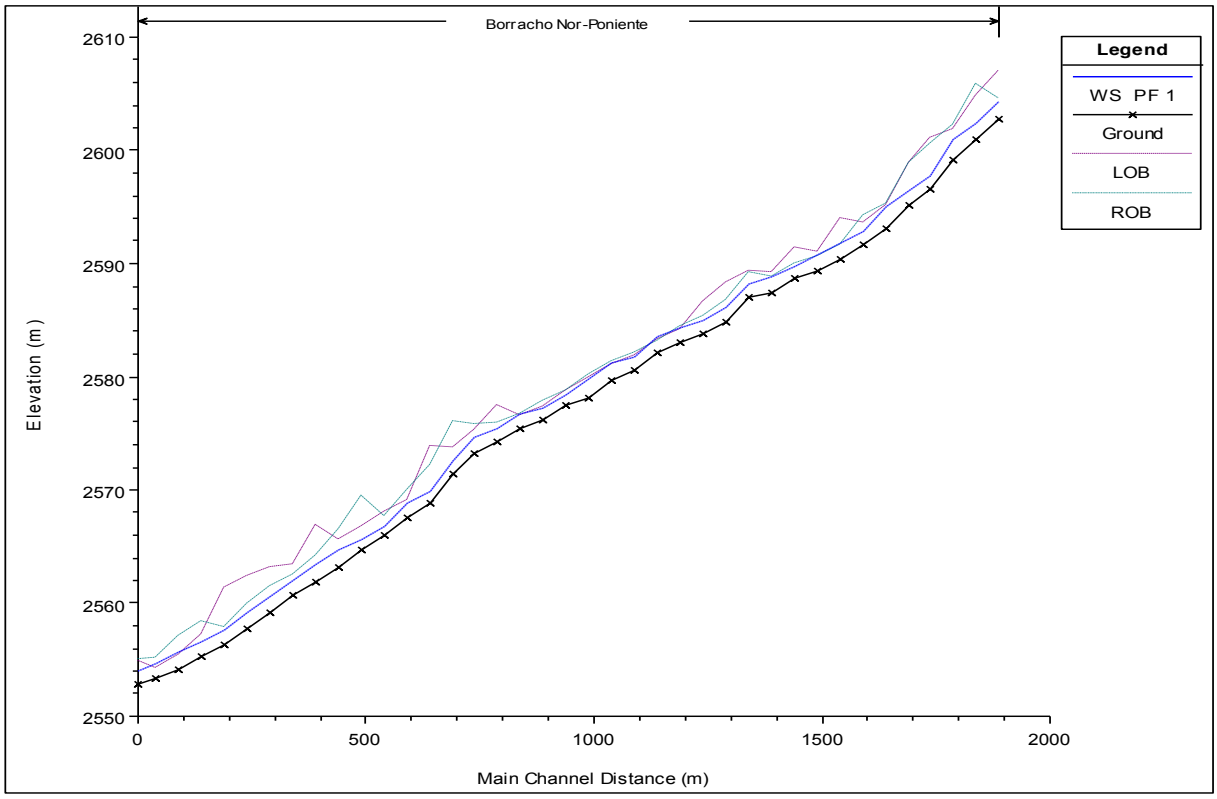


Figura 6.15 Perfil hidráulico del Brazo Norponiente del Río Borracho

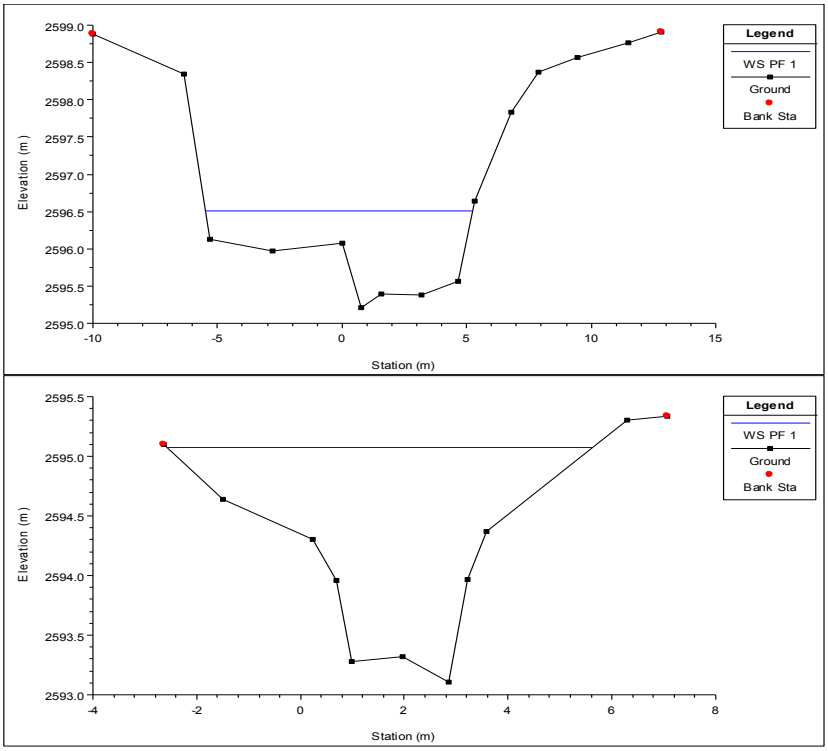


Figura 6.16 Tirante hidráulico en secciones transversales representativas

Aumento considerable de tirante entre dos secciones. El aumento del tirante puede aumentar la distancia de socavación

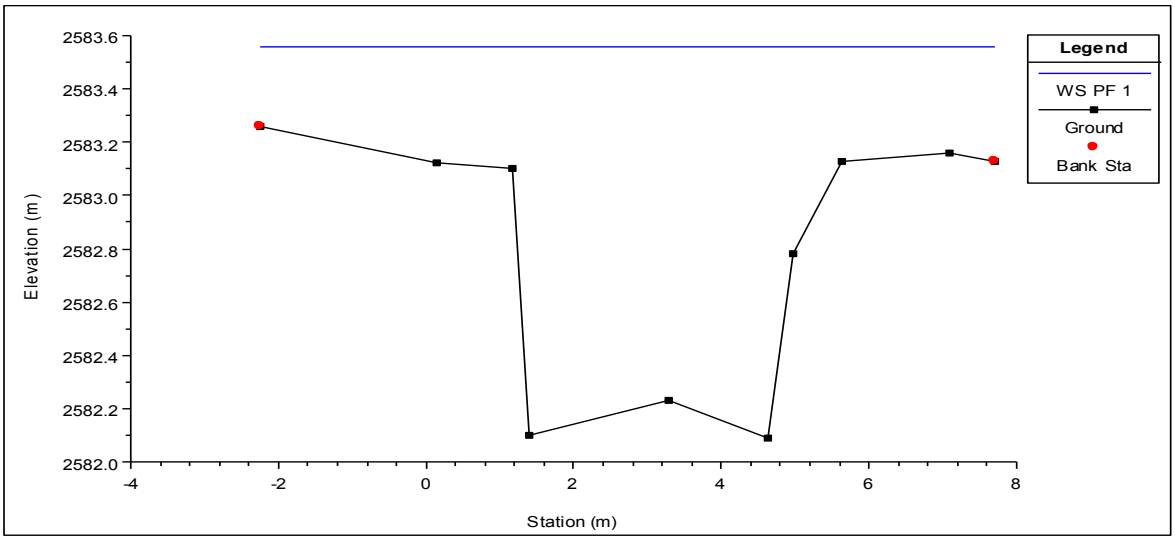


Figura 6.17 Sección 0+750 del Brazo Norponiente

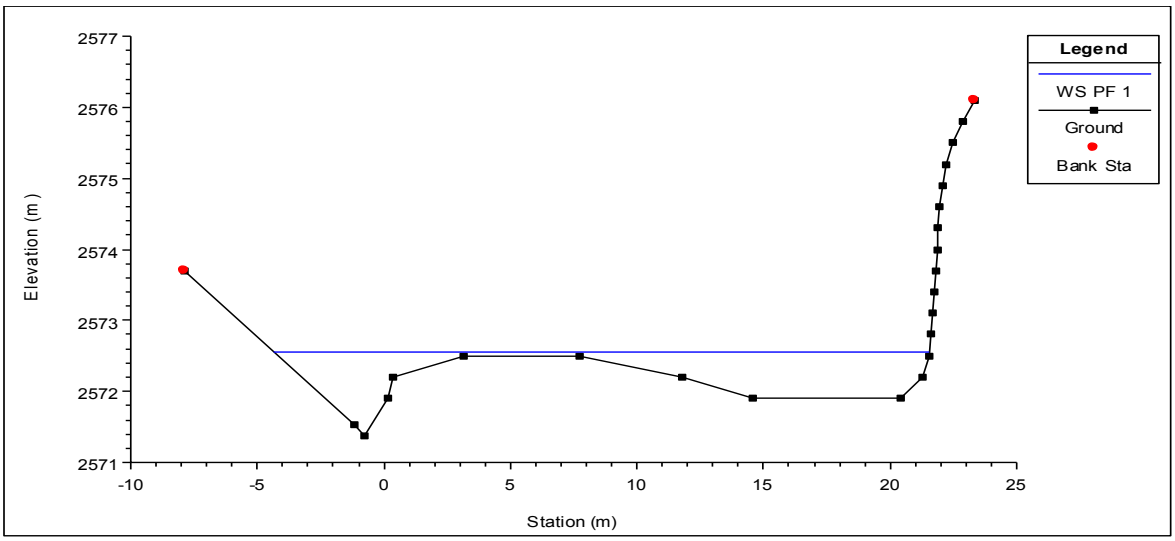


Figura 6.18 Sección 1+200 del Brazo Norponiente

Sección 1+200 del Brazo Norponiente, en la que es posible que haya material sedimentado que reduce el tirante y potencialmente la distancia de socavación

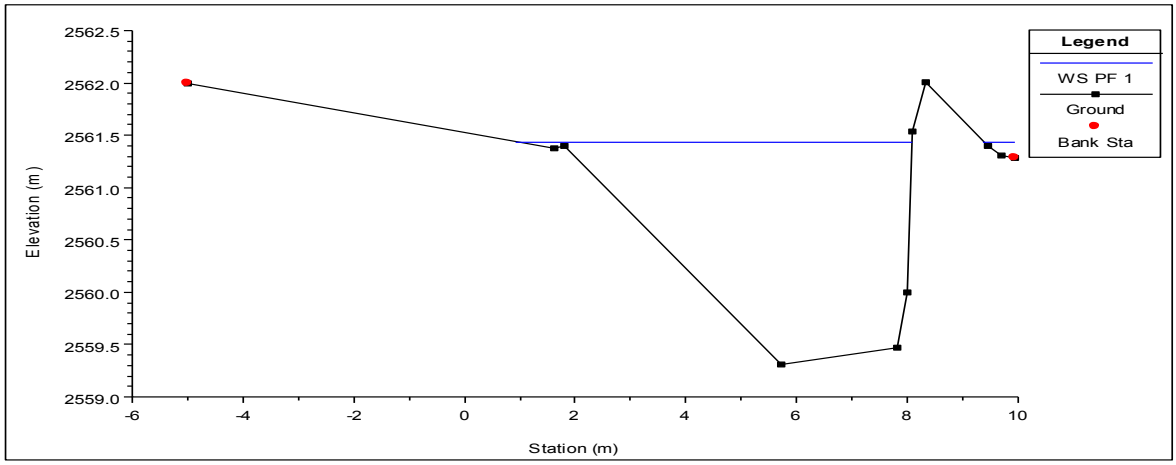


Figura 6.19 Sección con 2m de tirante en el Brazo Sur

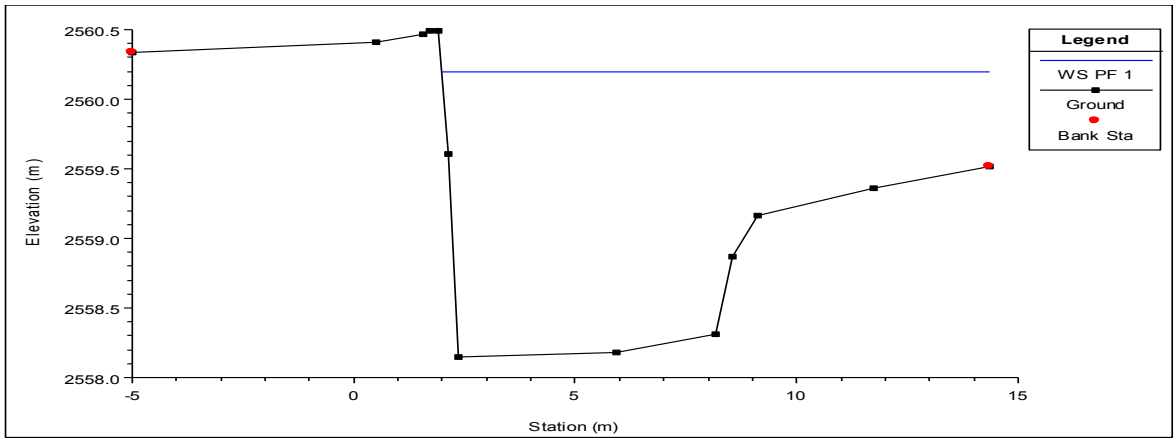


Figura 6.20 Sección 3+610

Durante algunas visitas de campo se observaron secciones con problemas de erosión severa, lo que será cuantificado en el presente estudio. Algunos de los resultados del análisis hidráulico se muestran a continuación:
Para el Brazo Sur:

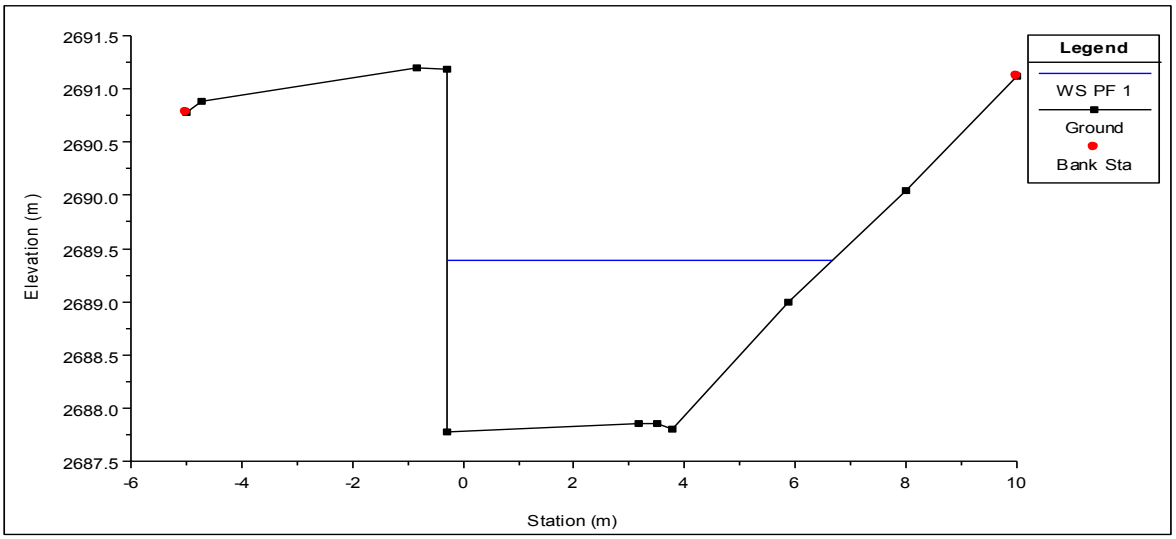


Figura 6.21 Sección 0+660

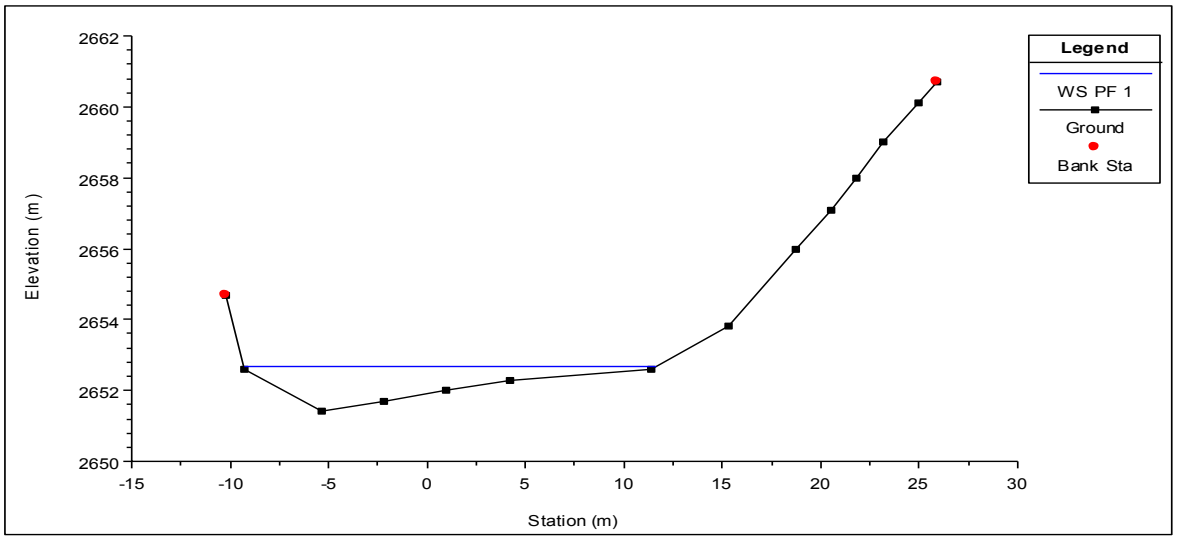


Figura 6.22 Sección 1+488

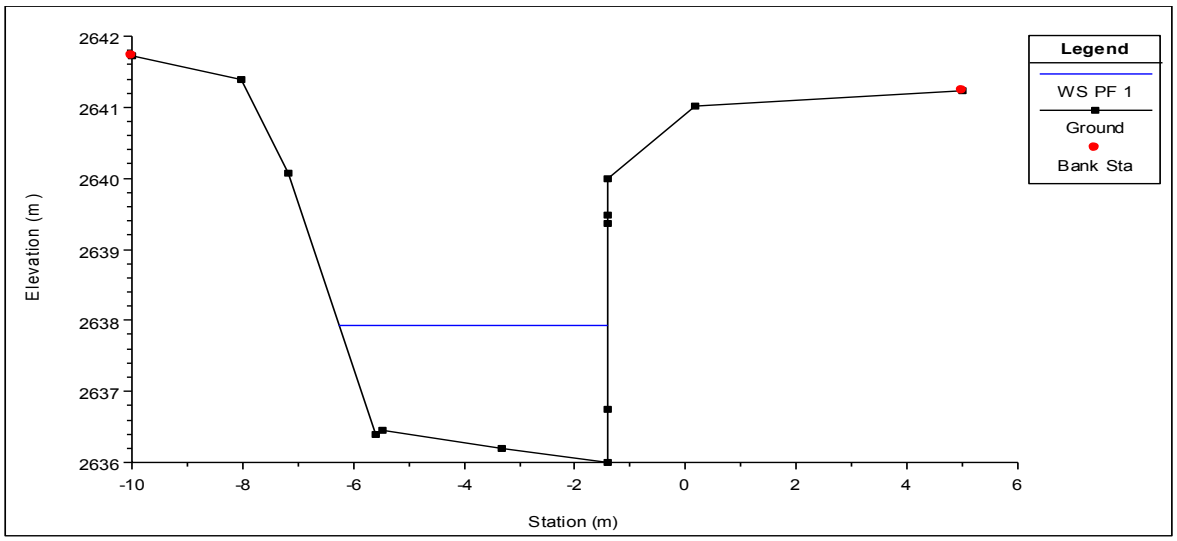


Figura 6.23 Sección 1+890

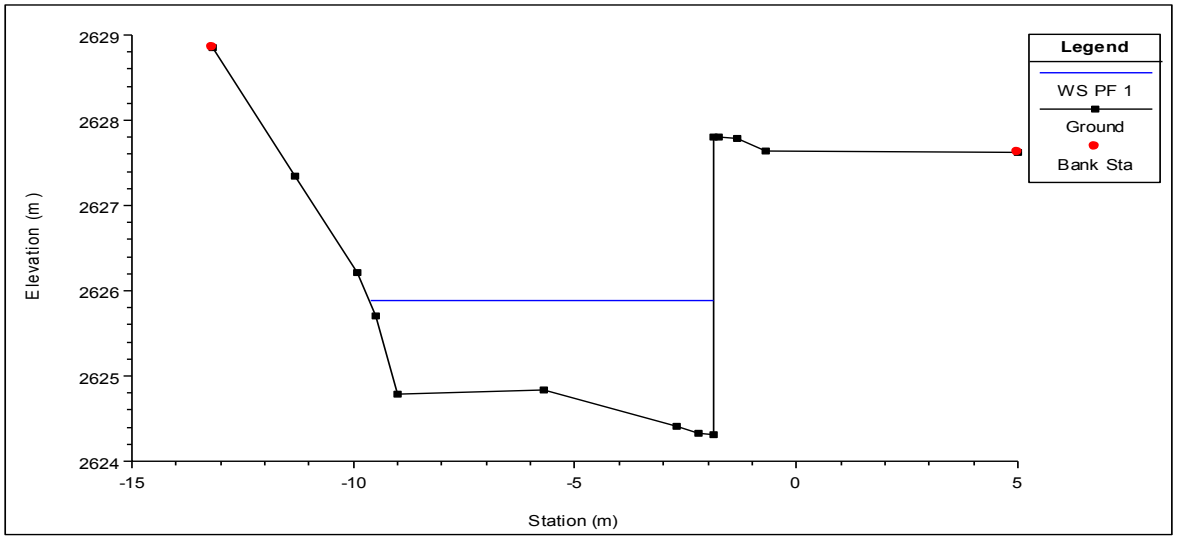


Figura 6.24 Sección 2+146

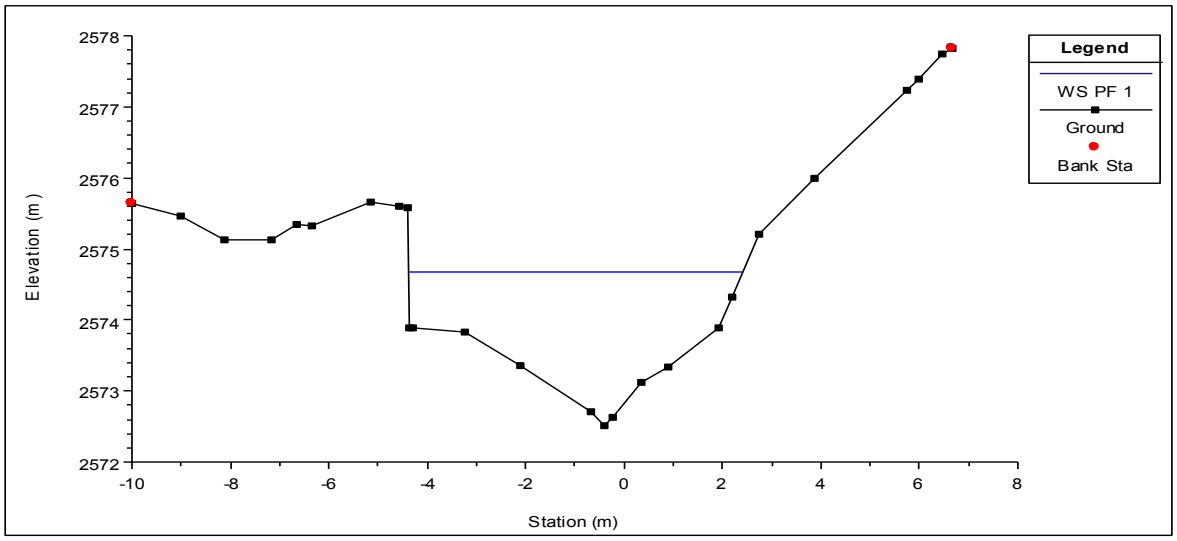


Figura 6.25 Sección 3+200

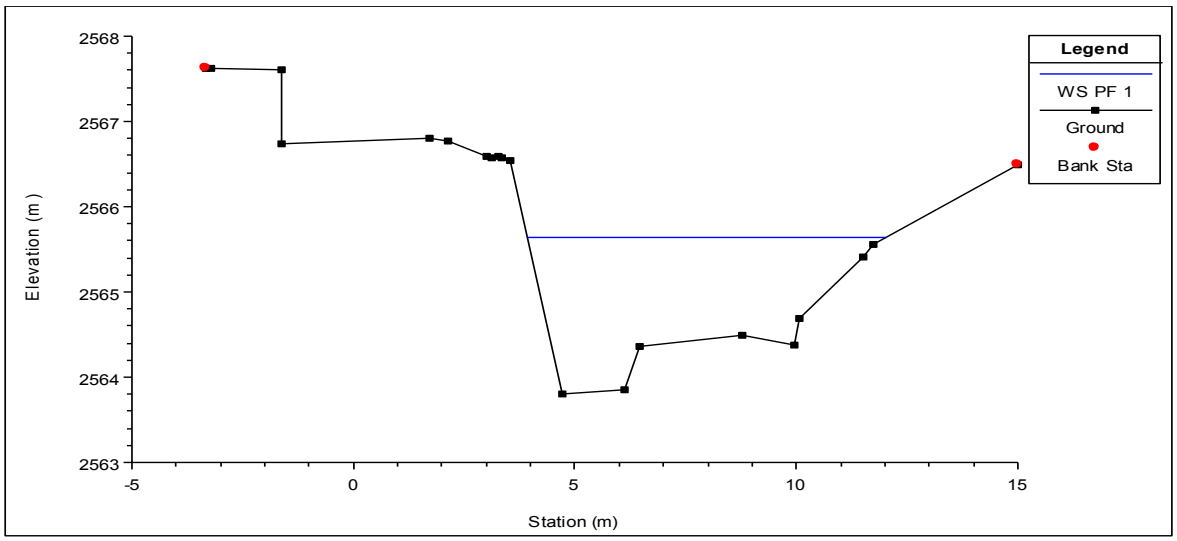


Figura 6.26 Sección 3+440

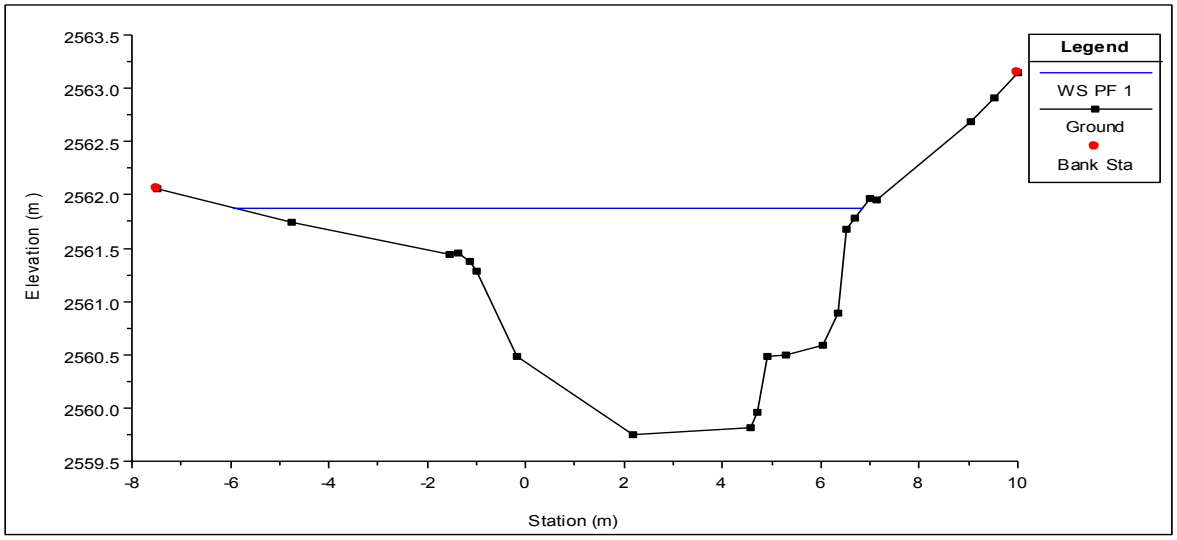


Figura 6.27 Sección 3+560

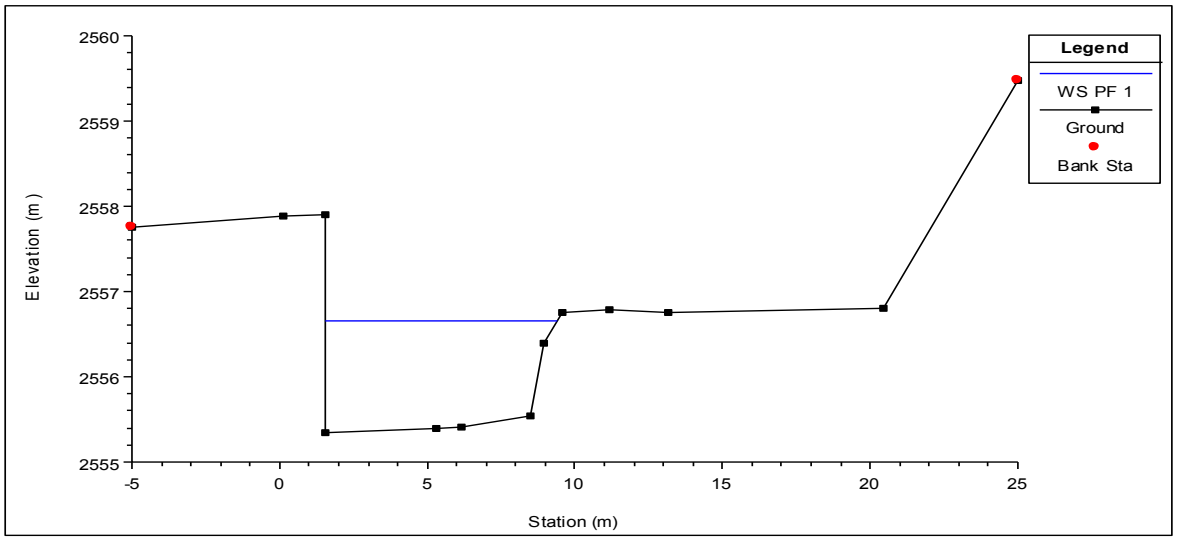


Figura 6.28 Sección 3+700

El resumen de los resultados se presenta en las tablas 2.1.1 y 2.1.2 en el Anexo 2 de este capítulo, en la que se muestran los niveles alcanzados, así como la velocidad y el régimen de flujo de la corriente en cada sección.
Basado en los resultados de la simulación y en lo propuesto para el cálculo de la socavación se realizaron los cálculos de la socavación que se presentaría en los lugares donde se realizarían obras.

Los cálculos realizados junto con los resultados se presentan en las siguientes tablas.
Para el **Brazo Norponiente**, donde se construirá la obra por completo el gasto de diseño que conducirá dicho cauce es de 20.8 m^3/s. A la profundidad donde se tendrá el contacto con el río se tienen predominantemente suelos granulares, por lo que el cálculo utilizó los resultados de la granulometría para determinar la socavación que se presentaría.
Cada una de las secciones analizadas fue dividida en tres zonas, una central y dos laterales, de manera que los resultados presentados están puestos de acuerdo a esas franjas. La distribución de estas franjas se presenta en la siguiente figura:

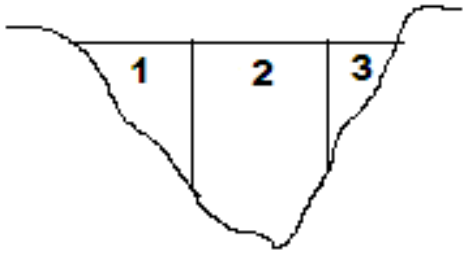


Figura 6.29 Secciones para cálculo de la socavación

Para la sección que se encuentra en el cadenamiento 0+100, se muestra el siguiente cálculo, la franja que se presenta es la que quedaría del lado de la margen derecha, que es donde se ubicará el colector marginal para este tramo y es la que está en contacto con el lugar de desplante del colector.

Tabla 6.2 Cálculo de la socavación

Constantes para el cálculo hidráulico			**Constantes para el cálculo de socavación**		
Nivel de la Superficie Libre del Agua, NSLA	2,600.92	msnm	Gasto, Q	20.8	m^3/s
Ancho de la SLA, Be	5.64	m	Periodo de Retorno:	10	años
Área, A	6.34	m^2	Probabilidad de ocurrencia del gasto	0.902	
Tirante medio, d_m	1.1	m	Diámetro de la partícula, D_{84}	0.00048	m
Velocidad media, V	3.3	m/s	Coeficiente	3.03	

Cálculo de la profundidad de socavación		
Franja	**2 (centro)**	**3**
Cota del fondo inicial	**2599.56**	**2600.27**
d_o (tirante antes de la erosión)	**1.36**	**0.65**
d_s (distancia de socavación)	**4.07**	**1.93**
Cota de fondo socavado	**2596.85**	**2598.99**
Socavación total (m)	**2.7**	**1.28**

Para la sección que se encuentra en el cadenamiento 0+250, se presenta el siguiente cálculo, la franja que se presenta es la que quedaría del lado de la margen derecha, que es donde se ubicará el colector marginal para este tramo y es la que está en contacto con el lugar de desplante del colector.

Tabla 6.3 Cálculo de la socavación

Constantes para el cálculo hidráulico			**Constantes para el cálculo de socavación**		
Nivel de la Superficie Libre del Agua, NSLA	2,595.08	msnm	Gasto, Q	20.8	m^3/s
Ancho de la SLA, Be	8.22	m	Periodo de Retorno:	10	año
Área, A	7.16	m^2	Probabilidad de ocurrencia del gasto	0.902	
Tirante medio, d_m	0.9	m	Diámetro de la partícula, D_{84}	0.00042	m
Velocidad media, V	2.9	m/s	Coeficiente	3.19	

Cálculo de la profundidad de socavación		
Franja	**2 (centro)**	**3**
Cota del fondo inicial	**2594.08**	**2594.43**
d_o (tirante antes de la erosión)	**1.00**	**0.65**
d_s (distancia de socavación)	**3.13**	**2.03**
Cota de fondo socavado	**2591.95**	**2593.05**
Socavación total (m)	**2.13**	**1.38**

Para la sección que se encuentra en el cadenamiento 0+750, se presenta el siguiente cálculo, la franja que se presenta es la que quedaría del lado de la margen derecha, que es donde se ubicará el colector marginal para este tramo y es la que está en contacto con el lugar de desplante del colector.

Tabla 6.4 Cálculo de la socavación

Constantes para el cálculo hidráulico			**Constantes para el cálculo de socavación**		
Nivel de la Superficie Libre del Agua, NSLA	2,583.56	msnm	Gasto, Q	20.8	m^3/s
Ancho de la SLA, Be	9.94	m	Periodo de Retorno:	10	año
Área, A	7.70	m^2	Probabilidad de ocurrencia del gasto	0.902	
Tirante medio, d_m	0.8	m	Diámetro de la partícula, D_{84}	0.00042	m
Velocidad media, V	2.7	m/s	Coeficiente	3.20	

Cálculo de la profundidad de socavación		
Franja	**2 (centro)**	**3**
Cota del fondo inicial	**2582.22**	**2582.62**
d_o (tirante antes de la erosión)	**1.34**	**0.94**
d_s (distancia de socavación)	**4.21**	**2.95**
Cota de fondo socavado	**2579.35**	**2580.61**
Socavación total (m)	**2.9**	**2.01**

Para la sección que se encuentra en el cadenamiento 1+150, se presenta el siguiente cálculo, la franja que se presenta es la que quedaría del lado de la margen derecha, que es donde se ubicará el colector marginal para este tramo y es la que está en contacto con el lugar de desplante del colector.

Tabla 6.5 Cálculo de la socavación

Constantes para el cálculo hidráulico			Constantes para el cálculo de socavación		
Nivel de la Superficie Libre del Agua, NSLA	2,574.68	msnm	Gasto, Q	20.8	m^3/s
Ancho de la SLA, Be	6.71	m	Periodo de Retorno:	10	año
Área, A	6.70	m^2	Probabilidad de ocurrencia del gasto	0.902	
Tirante medio, d_m	1.0	m	Diámetro de la partícula, D_{84}	0.00025	m
Velocidad media, V	3.1	m/s	Coeficiente	3.11	

Cálculo de la profundidad de socavación		
Franja	**2 (centro)**	**3**
Cota del fondo inicial	**2573.93**	**2574.07**
d_o (tirante antes de la erosión)	**0.75**	**0.61**
d_s (distancia de socavación)	**2.48**	**2.02**
Cota de fondo socavado	**2572.20**	**2572.66**
Socavación total (m)	**1.73**	**1.41**

Para la sección que se encuentra en el cadenamiento 1+400, se presenta el siguiente cálculo, las franjas que se presentan son las que quedarían del lado de la margen izquierda, que es donde se ubicará el colector marginal para este tramo y son las que están en contacto con el lugar de desplante del colector.

Tabla 6.6 Cálculo de la socavación

Constantes para el cálculo hidráulico			Constantes para el cálculo de socavación		
Nivel de la Superficie Libre del Agua, NSLA	2,565.62	msnm	Gasto, Q	20.8	m^3/s
Ancho de la SLA, Be	12.51	m	Periodo de Retorno:	10	año
Área, A	8.16	m^2	Probabilidad de ocurrencia del gasto	0.902	
Tirante medio, d_m	0.7	m	Diámetro de la partícula, D_{84}	0.00084	m
Velocidad media, V	2.5	m/s	Coeficiente	3.39	

Cálculo de la profundidad de socavación		
Franja	**1**	**2 (centro)**
Cota del fondo inicial	**2565.15**	**2564.94**
d_o (tirante antes de la erosión)	**0.47**	**0.68**
d_s (distancia de socavación)	**1.36**	**1.99**
Cota de fondo socavado	**2564.26**	**2563.63**
Socavación total (m)	**0.89**	**1.3**

Por lo que como se puede observar en los resultados presentados en las tablas anteriores, la socavación máxima que se presenta en las cercanías de la margen, donde se ubicará el muro, es de 2.01 m como se aprecia en los resultados de la sección del cadenamiento 0+750, mientras que el promedio es de 1.4 metros de socavación en la margen.

En lo que respecta al **Brazo Sur**, se necesitan rehabilitar ciertos tramos que presentaron problemas, como ya se indicó anteriormente. La revisión de la socavación que se presenta en estos puntos se presenta a continuación; en este brazo del río se encontraron predominantemente arcillas, por lo que la forma de análisis se hizo mediante el método que se mencionó donde era necesario emplear cuando se tuvieran suelos cohesivos.

Para la sección con cadenamiento 0+000, estos son los cálculos para la socavación esperada. En este caso la sección más próxima es la que se encuentra en la franja 1, que está en la margen izquierda.

Tabla 6.7 Cálculo de la socavación

Constantes para el cálculo hidráulico			Constantes para el cálculo de socavación		
Nivel de la Superficie Libre del Agua, NSLA	2,717.12	msnm	Gasto, Q	17	m^3/s
Ancho de la SLA, Be	10.12	m	Periodo de Retorno:	10	año
Área, A	7.01	m^2	Probabilidad de ocurrencia del gasto	0.902	
Tirante medio, d_m	0.7	m	Peso seco del material	1083	kg/m3
Velocidad media, V	2.4	m/s	Coeficiente	3.10	

Cálculo de la profundidad de socavación		
Franja	**1**	**2 (centro)**
Cota del fondo inicial	**2716.24**	**2715.81**
d_o (tirante antes de la erosión)	**0.88**	**1.31**
d_s (distancia de socavación)	**2.76**	**4.40**
Cota de fondo socavado	**2714.36**	**2712.72**
Socavación total (m)	**1.88**	**3.09**

Para el cadenamiento 0+660, el problema se encuentra en la margen izquierda y la franja más cercana es la 1.

Tabla 6.8 Cálculo de la socavación

Constantes para el cálculo hidráulico			Constantes para el cálculo de socavación		
Nivel de la Superficie Libre del Agua, NSLA	2,688.93	msnm	Gasto, Q	17	m^3/s
Ancho de la SLA, Be	6.07	m	Periodo de Retorno:	10	años
Área, A	5.66	m^2	Probabilidad de ocurrencia del gasto	0.902	
Tirante medio, d_m	0.9	m	Peso seco del material	1083	kg/m3
Velocidad media, V	3.0	m/s	Coeficiente	3.15	

Cálculo de la profundidad de socavación		
Franja	**1**	**2 (centro)**
Cota del fondo inicial	**2688.34**	**2687.84**
d_o (tirante antes de la erosión)	**0.59**	**1.09**
d_s (distancia de socavación)	**1.74**	**3.58**
Cota de fondo socavado	**2687.19**	**2685.35**
Socavación total (m)	**1.15**	**2.5**

Para el cadenamiento 2+150, el problema se encuentra en la margen izquierda y la franja más cercana es la 1.

Tabla 6.9 Cálculo de la socavación

Constantes para el cálculo hidráulico			Constantes para el cálculo de socavación		
Nivel de la Superficie Libre del Agua, NSLA	2,625.51	msnm	Gasto, Q	17	m^3/s
Ancho de la SLA, Be	7.50	m	Periodo de Retorno:	10	años
Área, A	6.11	m^2	Probabilidad de ocurrencia del gasto	0.902	
Tirante medio, d_m	0.8	m	Diámetro de la partícula, D_{84}	0.0191	m
Velocidad media, V	2.8	m/s	Coeficiente	3.19	

Cálculo de la profundidad de socavación		
Franja	**1**	**2 (centro)**
Cota del fondo inicial	**2624.38**	**2624.60**
d_o (tirante antes de la erosión)	**1.13**	**0.91**
d_s (distancia de socavación)	**2.02**	**1.58**
Cota de fondo socavado	**2623.49**	**2623.93**
Socavación total (m)	**0.89**	**0.67**

Para el cadenamiento 3+200, el problema se encuentra en la margen izquierda y la franja más cercana es la 1.

Tabla 6.10 Cálculo de la socavación

Constantes para el cálculo hidráulico			**Constantes para el cálculo de socavación**		
Nivel de la Superficie Libre del Agua, NSLA	2,579.41	msnm	Gasto, Q	17	m^3/s
Ancho de la SLA, Be	6.41	m	Periodo de Retorno:	10	años
Área, A	5.77	m^2	Probabilidad de ocurrencia del gasto	0.902	
Tirante medio, d_m	0.9	m	Peso seco del material	1083	kg/m3
Velocidad media, V	2.9	m/s	Coeficiente	3.16	

Cálculo de la profundidad de socavación		
Franja	**1**	**2 (centro)**
Cota del fondo inicial	**2578.57**	**2578.47**
d_o (tirante antes de la erosión)	**0.84**	**0.94**
d_s (distancia de socavación)	**2.65**	**3.02**
Cota de fondo socavado	**2576.76**	**2576.39**
Socavación total (m)	**1.81**	**2.08**

Para el cadenamiento 3+440, el problema se encuentra en la margen derecha y la franja más cercana es la 3.

Tabla 6.11 Cálculo de la Socavación

Constantes para el cálculo hidráulico			Constantes para el cálculo de socavación		
Nivel de la Superficie Libre del Agua, NSLA	2,565.23	msnm	Gasto, Q	17	m^3/s
Ancho de la SLA, Be	8.73	m	Periodo de Retorno:	10	años
Área, A	10.26	m^2	Probabilidad de ocurrencia del gasto	0.902	
Tirante medio, d_m	1.2	m	Peso seco del material	1083	kg/m3
Velocidad media, V	1.7	m/s	Coeficiente	1.49	

Cálculo de la profundidad de socavación		
Franja	**1**	**2 (centro)**
Cota del fondo inicial	**2564.98**	**2564.00**
d_o (tirante antes de la erosión)	**0.25**	**1.23**
d_s (distancia de socavación)	**0.38**	**2.47**
Cota de fondo socavado	**2564.85**	**2562.76**
Socavación total (m)	**0.13**	**1.2**

Para el cadenamiento 3+560, el problema se encuentra en la margen derecha y la franja más cercana es la 3.

Tabla 6.12 Cálculo de la socavación

Constantes para el cálculo hidráulico			Constantes para el cálculo de socavación		
Nivel de la Superficie Libre del Agua, NSLA	2,561.17	msnm	Gasto, Q	17	m^3/s
Ancho de la SLA, Be	7.29	m	Periodo de Retorno:	10	años
Área, A	7.28	m^2	Probabilidad de ocurrencia del gasto	0.902	
Tirante medio, d_m	1.0	m	Peso seco del material	1083	kg/m3
Velocidad media, V	2.3	m/s	Coeficiente	2.34	

Cálculo de la profundidad de socavación		
Franja	**1**	**2 (centro)**
Cota del fondo inicial	**2560.29**	**2560.20**
d_o (tirante antes de la erosión)	**0.88**	**0.97**
d_s (distancia de socavación)	**2.26**	**2.53**
Cota de fondo socavado	**2558.91**	**2558.64**
Socavación total (m)	**1.38**	**1.56**

Como se muestra en los resultados, la socavación máxima esperada es de 1.88 m, la cual se presenta en el cadenamiento 0+000, mientras que el promedio es de 1.20 metros de socavación, por lo que los cálculos de las nuevas obras se harán sobre esta base.

Referencias

Maza Álvarez, J. A. "Erosión en Ríos y Obras de Protección", Curso de Ingeniería de Ríos. División de Estudios de Posgrado. Facultad de Ingeniería. UNAM. México. Mayo 2003.

Suárez Díaz, Jaime. Control de erosión en zonas tropicales. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos. División Editorial y de Publicaciones Universidad Industrial de Santander, 2001

6.4 Diseño del muro de contención

Como se mencionó a lo largo del texto, el colector marginal del brazo Sur sufrió diversos derrumbes, mismos que en ocasiones llegaron a provocar la ruptura del tubo. Con la finalidad de evitar estos derrumbes y de dar soporte y protección al colector, se propone la construcción de un nuevo muro de contención que permita rehabilitar las zonas afectadas. Así mismo, está estructura deberá ser construida a lo largo del trayecto del colector marginal del denominado brazo Norponiente, cumpliendo las mismas funciones que en el colector Sur, dar soporte y protección.

Para el diseño de este muro se decidió que deberá construirse de mampostería, esto debido a dos factores, el primero, su costo en comparación con una estructura de concreto. El segundo fue el de mayor valor en la decisión del material que sería usado ya que al hacer un análisis preliminar se vio que el peso transmitido por una estructura de concreto, en combinación con el del suelo y la estructura, rebasarían la capacidad de carga del suelo en la zona.

Los principales factores que se tomaron en cuenta al realizar el diseño de dicho muro fueron la socavación del lecho del río y las fuerzas actuantes provenientes del peso del tubo, de la estructura misma y del suelo.

La geometría del muro se eligió de tipo trapezoidal con la finalidad de tener una base lo suficientemente ancha como para realizar una distribución adecuada de las cargas transmitidas, al mismo tiempo, un menor uso de materiales y así una estructura más ligera por la reducción en las dimensiones de la parte superior.

Los criterios de diseño fueron 4: Volteo, deslizamiento, capacidad de carga y estabilidad global.

Para la revisión por volteo se busco la condición más desfavorable, que fue aquella en que la cantidad de agua que realiza un empuje horizontal opuesto al del suelo es despreciable y en la que la socavación del lecho del río es la máxima calculada para la zona. Bajo estos parámetros se calculó como momento resistente el proveniente del peso tanto del muro como del suelo en el sentido vertical, así mismo se calculó el momento actuante que fue el resultado de la suma de las fuerzas provenientes del peso del suelo, de la sobrecarga y del sismo. Todas estas fuerzas afectadas por la posición en que eran ejercidas sobre el muro. La distribución, a manera de esquema, de estas fuerzas se puede en la figura 6.30.

Tomando en cuenta que el momento es calculado como una fuerza por su brazo de palanca.

$$M=Fd$$

Dónde:
M= Momento
F= Fuerza actuante
d= Distancia a la que es ejercida respecto de un punto de referencia

Se estableció como criterio de aceptación un factor de seguridad de 1.5 por lo que la relación entre momento resistente (Mr) y actuante (Ma) debía ser mayor o igual a 1.5.

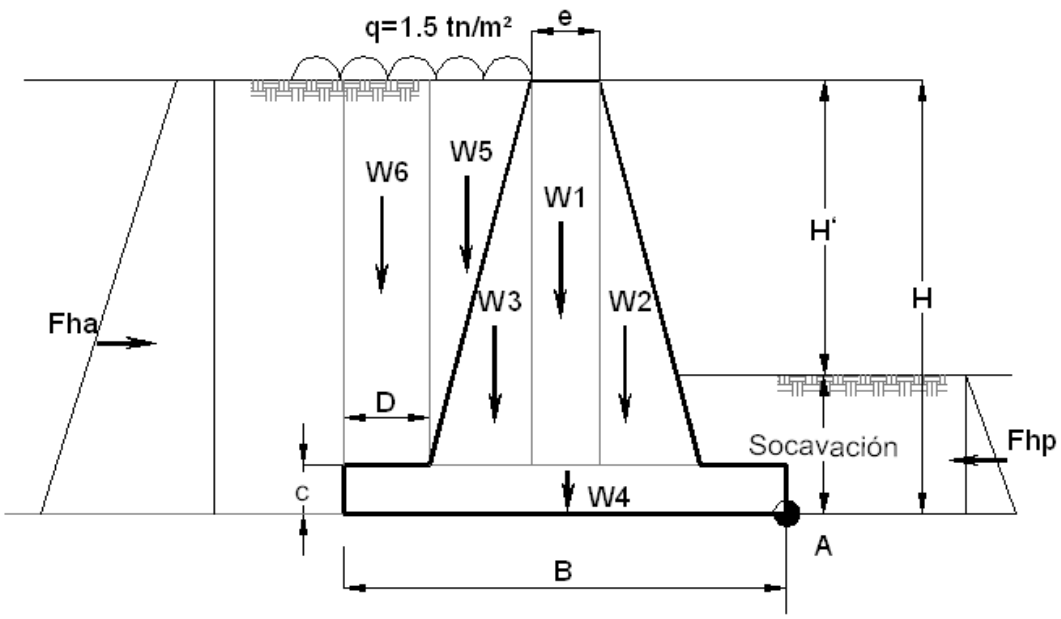


Figura 6.30

La revisión por deslizamiento se hizo bajo condiciones distintas a las del volteo, ya que en este caso se busco la condición en que el muro recibiera fuerzas desde lados distintos ya que esto sería lo que provocaría una condición límite para la resistencia que pueda tener el muro ante el deslizamiento de sus componentes. De acuerdo con esto se tomo como fuerza actuante a la resultante entre la fuerza horizontal activa y la fuerza horizontal pasiva, la localización de estas fuerzas se puede ver en la figura 6.30

La fuerza resistente se tomo proveniente del peso de la estructura en combinación con el factor de fricción que genera la mampostería, siendo así la fuerza de fricción interna de la estructura la que resistirá la acción de esta fuerza resultante. El factor de seguridad tomado para ser el criterio de aceptación fue de 1.3, es decir la relación entre la fuerza actuante y la fuerza resistente debe ser mayor o igual a 1.3.

En el caso de la capacidad de carga, se revisó la capacidad para una longitud unitaria del muro, para esto se revisó la carga transmitida a través del muro por el peso de la estructura y del suelo que estará siendo soportado por este. Para este análisis se calculó la presión que estaría siendo ejercida sobre el suelo debido a que la presión máxima que sería soportada por el suelo, de acuerdo con los cálculos de la capacidad de carga, sería de 16.85 Ton/m, como se ve en la tabla 3.1.2 el Anexo 3. No obstante, no se pretende que la capacidad de carga sea alcanzada con las estructuras y sus elementos soportados, por ello es que se estableció como factor de seguridad mínimo que la carga transmitida por las estructuras y el suelo sea como máximo la capacidad de carga calculada, esto es, el factor de seguridad mínimo se estableció de 1.

Por último, para la estabilidad global del muro se revisó la acción de todas las fuerzas actuantes, es decir, del peso propio de la estructura, del suelo sobre ella, de la fuerza horizontal pasiva y de la horizontal activa, todo esto de manera que se pueda revisar si la resultante de estas fuerzas se presenta en la estructura de manera que esto no represente un riesgo para la estabilidad del muro. La distribución de fuerzas y la manera en que estas fueron visualizadas para este análisis se presenta en la figura 6.31

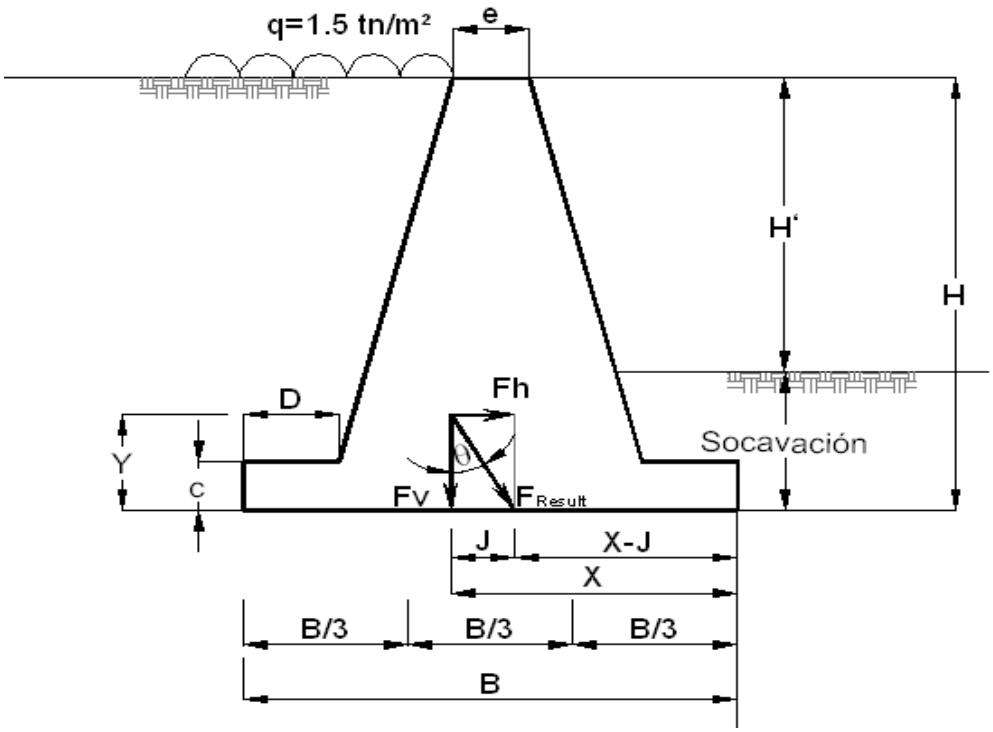


Figura 6.31

El análisis se llevo a cabo de manera que se encontrará la posición en que se ejercía la resultante de las fuerzas tanto actuantes como resistentes, para ello se utilizaron las fuerzas que ya habían sido calculadas anteriormente, que fueron los momentos actuantes y resistentes calculados cuando se realizó la revisión por volteo, para obtener las distancias "X" y "Y" que son las distancias en las que se presentan las resultantes de las fuerzas tanto horizontales como verticales respectivamente, a partir del análisis de estas fuerzas se obtuvo la resultante de las mismas con la finalidad de encontrar el punto donde esta es aplicada. Para ello se calculó el ángulo que forma la resultante con el eje vertical y este se proyectó sobre la horizontal para calcular la distancia a la que se aplica la fuerza. El criterio de aceptación de este cálculo fue que la distancia a la que se aplicaba la fuerza quedara dentro del tercio medio, para aplicar sólo fuerzas de compresión al suelo, como se puede ver en la figura 6.31

Los cálculos descritos anteriormente para cada uno de los puntos donde se presentaron derrumbes en el brazo Sur son presentados en las tablas 3.6.1 a 3.6.6 en el anexo 3, de

estos cálculos surgieron las dimensiones que se presentan a continuación para cada uno de los puntos.

Tabla 6.13 Dimensiones del muro de apoyo

Muro	B [m]	L [m]	D [m]	H [m]	e [m]	C [m]
PV-2	3.1	1	0	4.68	0.5	0.3
PV-41	2.8	1	0	3.25	0.5	0.3
PV-257	3.2	1	0	4.5	0.5	0.3
PV-266	2.5	1	0	3.4	0.5	0.3
PV-272	2.9	1	0	3.8	0.5	0.3

Las dimensiones estan referenciadas a la figura 6.30.

En el caso del colector Norponiente se tomaron en cuenta para el cálculo de las dimensiones del muro las 5 zonas donde se cálculo la socavación, con ello el cálculo arrojó las dimensiones del muro para estas zonas y estas serán las dimensiones que deberán construirse en las zonas circundantes a los puntos tomados como referencia.

Las dimensiones del muro se presentan a continuación.

Tabla 6.14 Dimensiones del muro de apoyo

Muro	B [m]	L [m]	D [m]	H [m]	e [m]	C [m]
Nor-Pon 1	3.1	1	0	4.58	0.5	0.3
Nor-Pon 2	2.9	1	0	3.88	0.5	0.3
Nor-Pon 3	3.3	1	0	5.01	0.5	0.3
Nor-Pon 4	2.8	1	0	4.01	0.5	0.3
Nor-Pon 5	2.5	1	0	2.5	0.5	0.3

En el caso del 3 punto analizado para el colector Norponiente, la altura del muro es tal debido a que es en este punto donde se presenta la mayor socavación, que como se mencionó anteriormente corresponde a 2.01 m.

7.- PROYECTO EJECUTIVO

7.1 DISEÑO HIDRÁULICO

Para desahogar el gasto pluvial generado en las localidades dejando de afectar al colector marginal existente, se propuso la separación de los drenajes que dan servicio a la comunidad en estudio, para ello es necesario realizar el diseño del drenaje pluvial. En el capítulo 4 se presentó el trazo que tendrían estos colectores pluviales, así como la localización de las obras complementarias que serían necesarias para recoger de la mejor manera posible el gasto que se generará cuando lleguen las avenidas.

Debido a que el agua que ingrese en este sistema inevitablemente estará contaminada con residuos sólidos, se tomó un diámetro mínimo de 30 cm para los colectores que conducirán el agua de lluvia, con la finalidad de que estos no sean obstruidos por los desechos. Además, dado que se trata de drenaje y a que los diámetros que se manejarán no son muy grandes, se eligió el polietileno de alta densidad (P.E.A.D.) tipo "S" de perfil corrugado con doble pared (Interna lisa, externa corrugada) que son fabricadas bajo norma NMX-E-216-SCFI-2002 (Tubos corrugados de polietileno utilizados en sistema de alcantarillado sanitario) y bajo la AASHTO-M-252 y M-294 como el material del que estarían hechas las tuberías de este proyecto.

Los criterios de diseño utilizados para este colector son los dados por el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM) que son: tener una velocidad mínima de 0.3

m/s y máxima de 8 m/s, esta última fue aprobada por personal del SACM. La profundidad mínima entre la superficie y el lomo del tubo quedo entre 0.3 y 0.9 m; de acuerdo con la reglamentación del SACM, esta debería ser de 0.9 m, pero de acuerdo con la ficha técnica de los fabricantes de la tubería la distancia mínima recomendada es de 0.3 m. Sin embargo por seguridad se procuró mantener la distancia de 0.9 m.

La distancia máxima entre cada uno de los pozos de visita fue de 75 m a petición del personal técnico del SACM, a pesar de que las normas de dicha dependencia permiten una separación máxima de 150 m.

La caída máxima que debe haber en las caídas de los pozos de visita es de 1.5 m. Debido a que la pendiente de las calles es muy pronunciada, en el caso de la calle Prol. Juárez se optó por el uso de pozos prefabricados de concreto reforzado, ya que estos permiten una caída de hasta 5 m, sin riesgo de erosión. A pesar de las facilidades brindadas por estos pozos prefabricados para alcanzar mayores distancias mediante la profundización del inicio de las tuberías, lo que permitiría utilizar al mínimo los pozos de visita, se tuvo una profundidad máxima de 4 m. Esto debido a que según los estudios de geotecnia realizados en las cercanías del lugar se vio que las excavaciones tenían la estabilidad necesaria para no requerir un soporte adicional, como el uso de tablaestacado, si no rebasaban los 4 m.

Adicionalmente, el haber optado por el empleo de tuberías de PEAD permite que estas puedan ser flexionadas para ofrecer cambios de dirección sin la necesidad de utilizar pozos de visita. Esta deflexión tendrá un máximo igual al 7% del diámetro.

El hecho de aliviar las bocas de tormenta existentes obligó a llevar el diseño del trazo de las tuberías de manera que este se pudiera adaptar para colocar los pozos de visita cerca de las bocas de tormenta que deben ser aliviadas.

Una vez establecidas estas condiciones, se procedió a llevar a cabo el diseño hidráulico de cada uno de los colectores, para ello se emplearon los criterios de Manning para determinar el máximo gasto que podría ser conducido por el tubo en la condición "a tubo lleno" y con qué velocidad sería conducido este gasto, cuidando que esta velocidad no rebase la máxima permitida.

La fórmula de Manning

$$Q = \frac{A{R_H}^{2/3}{S_o}^{1/2}}{n}$$

Donde:

Q= Gasto a tubo lleno en m^3/s
A= Área en m^2

R_H= Radio hidráulico
S_o=Pendiente de la tubería
n= la rugosidad del material

Revisada esta condición se revisó el comportamiento del gasto de diseño en el tubo, aquí se verifico que la velocidad se encontrara en el rango permisible, así como que el tirante que se presentará no estuviese cercano a ser el de la condición a tubo lleno, por lo que se estableció una relación entre los gastos a tubo lleno y el de diseño, siendo el valor máximo permisible de esta relación el de 0.8, lo que significaría que el gasto de diseño es el 80% del gasto a tubo lleno.

El diseño hidráulico bajo estas condiciones se presenta en las tablas 7.1 a 7.4 mostradas en el Anexo 2.

7.1.1 Drenaje Sanitario

Los criterios de diseño utilizados para los colectores pluviales fueron tomados también para el diseño del colector marginal en el brazo Norponiente, con la diferencia de que en este sitio la topografía permitió el uso exclusivo de pozos de visita comunes y de velocidades que no rebasarán los 5 m/s. La tubería seleccionada para esta zona es de un diámetro de 76 cm y de concreto reforzado. La profundidad a que fue llevada la tubería fue únicamente la necesaria para que esta fuera cubierta, esto fue posible gracias a que en esta zona no existe el paso de vehículos que pongan en riesgo a la tubería.

El diseño hidráulico de este tubo es presentado en la tabla 7.5 del Anexo 2. El colector fue diseñado para ir por las márgenes del río, sin embargo debido a la geometría de las orillas de este fue necesario cambiar al colector de margen en los casos en los que se tenían mejores condiciones el la margen opuesta esto obligo a llevar a cabo el diseño de estructuras que dieran soporte al tubo a lo largo de estos cruces. Para esto se propuso la construcción de trabes que fueran las guías del tubo a través de cruce. Se propone la colocación de 2 trabes en el sentido longitudinal, que serán las que carguen el peso del tubo y su contenido, sin embargo estas no estarán en contacto con la tubería, el peso de esta será transmitido mediante una serie de trabes secundarias que estarán colocadas en el sentido transversal del tubo a cada 2 m. El diseño de estas estructuras se presenta en el Anexo 4.

Debido a que todos los cruces tienen un claro libre que no es más de 10 m ni menor a 5 m se hizo un diseño tipo de las trabes que deben ser colocadas bajo la tubería.

De acuerdo con lo presentado anteriormente los colectores diseñados quedaron de la siguiente manera.

7.1.1 COLECTOR PLUVIAL

Para el caso de los colectores pluviales, como se mencionó anteriormente, se buscó seguir el trazo de las calles de la población, así como aprovechar las obras de captación existentes. Así mismo se proyectaron cuatro nuevas bocas de tormenta de fierro fundido para facilitar el ingreso de los escurrimientos superficiales que se presentan sobre las vialidades y de esta manera mejorar el funcionamiento hidráulico de la red.

En las bocas de tormenta existentes se cancelaron los alivios hacia la red de drenaje de la zona urbana de San Pablo Chimalpa y se proyectaron nuevos alivios para conectar a la red pluvial de proyecto en orden de lo que se busca en este que es la separación de los drenajes. Dichos alivios se proyectaron por medio de tuberías de PEAD corrugado de 30 cm de diámetro.

Los cuatro colectores y sus descargas quedaron diseñados de la siguiente manera.

El colector número 1 corre a lo largo de la Avenida al Tecnológico iniciando aproximadamente a unos 130 m del cruce de esta avenida con la Av. Constitución, tiene una longitud de 502.6 m constituidos por tubería de polietileno de alta densidad; de los 502.6 m, 225.8 m son de un diámetro de 30 cm, 235.6 m por un diámetro de 38 cm y 41.2 m por un diámetro de 61cm.

Este colector cuenta con una pendiente promedio de 34 milésimas y es el encargado de descargar el gasto acumulado de los colectores 2 y 3 además del propio. A lo largo de su recorrido recoge las aportaciones de 3 bocas de tormenta y cuenta con 4 pozos de visita comunes, la profundidad promedio de estas obras es de 2.2 m. El gasto de diseño que será descargado por este colector es de 519 l/s con una velocidad máxima de 6.17 m/s con el tubo parcialmente lleno. El colector tiene una capacidad máxima de 1.66 m^3/s por lo que el gasto descargado será perfectamente manejable por el conducto.
Finalmente el tubo descarga su contenido sobre la margen izquierda del río mediante una estructura que consta de una retícula de concreto hecha con dentellones anclados al suelo a 1 m de profundidad y de 2 m de longitud que envuelven a un zampeado de piedra brasa de 30 cm de profundidad cada uno, así esta retícula a lo largo de 16.34 m permite descargar el contenido del colector pluvial 1. Fue necesario el diseño de esta estructura debido a que la pendiente del terreno es muy pronunciada y no permitió llevar al tubo hasta el las orillas del río y el descargar directamente al terreno sin ningún tipo de protección hubiese implicado la aceleración de la erosión de esta zona y del lugar de descarga dentro del río, situación que se busca evitar con el empleo de la mampostería, que quitará velocidad y protegerá al suelo sobre el que será colocada.

El Colector Número 2 recorre la prolongación Juárez hasta la Avenida al Tecnológico, donde descarga al Colector número 1. Cuenta con una longitud de 326.5 m de tubería de P.E.A.D., donde 294.5 m tienen un diámetro de 30 cm y 32 m de 38 cm de diámetro.

Este colector recibe las aportaciones de varias bocas de tormenta existentes, que se unen al colector en los cadenamientos 0+000, 0+033.5, 0+086.00, 0+164.00, 0+326.50, como ya se mencionó estas bocas de tormenta actualmente descargan su aportación en el colector sanitario existente, para la condición de proyecto estas descargas serán canceladas para habilitar las nuevas descargas que llevarán al colector pluvial, con una longitud total de tubería de 19.48 m.

En el cadenamiento 0+086.00, a la altura de la calle La Paz, descarga a este colector el colector número 3 aportando un gasto de 191 l/s para llevar a un gasto total de 305 l/s dando una velocidad máxima de 7.53 m/s para la condición a tubo parcialmente lleno. La capacidad máxima del colector es de 333.93 l/s, casi un 10% más de lo que es necesario. Los pozos que componen este colector son 13 prefabricados y 2 comunes.

La profundidad promedio de las obras es de 2.71 m, mientras que el de las bocas de tormenta existentes es de 0.71 m. La pendiente promedio del colector es de 106 milésimas.

El Colector Número 3 inicia en la esquina de las calles Reforma y Progreso, recorre Progreso hasta la esquina de La Paz, calle que usa para bajar hasta unirse al colector 2. Tiene una longitud de 226.78 m, estará hecho con tubería de P.E.A.D. de 30 cm de diámetro y una pendiente promedio de 67.2 milésimas, a lo largo de su recorrido recoge las aportaciones de 3 bocas de tormenta cumpliendo una longitud de 12.6 m, 3 de estas estructuras ya están instaladas actualmente pero están conectadas, al igual que las anteriores, al drenaje sanitario existente, de la misma manera que las ubicadas en el colector 2, las conexiones al drenaje sanitario serán desconectadas para habilitar las entradas al colector pluvial de proyecto.

Las conexiones a bocas de tormenta existentes se dan en los cadenamientos 0+000.00, 0+156.50 y 0+204.50, mientras que la conexión de lo boca de tormenta que se proyectó se hace en el cadenamiento 0+103.00 en la esquina con la calle La Paz.

La profundidad promedio de las obras es de 3.21 m dándose en este colector uno de los pozos que alcanza la profundidad máxima permitida por el SACM, que es de 4 m para el pozo número 25.
El gasto total transportado por este colector es de 191 l/s y descarga éste al colector 2 a través del pozo número 8 del mismo. La velocidad máxima que se presenta en el colector es de 6.53 m/s para el tubo parcialmente lleno.

El Colector Número 4 es el único que se encuentra separado de los demás, recorre por completo la calle río Atitla y realiza su descarga al Río el Borracho pasando por debajo del colector sur. Para lograr esto recorre una longitud de 271.41 m con una tubería de P.E.A.D. de 30 cm de diámetro, cuenta con una pendiente promedio de 92.14 milésimas.

Durante su recorrido recoge aportaciones de 4 bocas de tormenta que ya existen en el lugar de proyecto, estas se encuentran en los cadenamientos 0+000.00, 0+069.00, 0+156.90 y 0+230.41. Estas requieren de una longitud de 9.01 m en total para realizar dichas conexiones.
La profundidad promedio de las obras es de 2.39 m utilizando pozos comunes que en la parte final deberán contemplar el paso de parte del tubo de drenaje sanitario a través de ellos debido a que las condiciones de la escalinata por la que deberá bajar el colector para realizar su descarga incluyen un ancho bastante reducido.

Este colector descargará al río un gasto de 106 l/s con una velocidad máxima a lo largo del recorrido de 5.36 m/s para la condición de tubo parcialmente lleno.

Para la estructura de descarga que es necesario realizar para el colector número 4, se requiere de la demolición de parte del muro de protección del colector sur a una profundidad de 1.93 m, ya que como se mencionó el colector descarga por debajo del colector marginal, por lo que esta obra permitirá la salida del tubo de descarga del colector, una vez colocado el tubo se deberá volver a colocar la mampostería alrededor de la tubería hasta cubrir por completo el tramo demolido, la mampostería colocada deberá ser junteada con una mezcla cemento-arena 1:5.

7.1.2 COLECTOR MARGINAL NORPONIENTE

Como se mencionó antes, debido a que las obras del colector Norponiente quedaron inconclusas fue necesario proyectar un colector que complementara estas obras. El diseño hidráulico y el de las obras de los cruces fue presentado anteriormente, en los siguientes párrafos se describen los resultados de esos diseños.

El colector diseñado tiene un diámetro de 76 cm y corre por las márgenes del río con una pendiente promedio de 22.78 milésimas y una longitud total de 1768.06 m, requiere de pozos de visita comunes para llevar a cabo cambios de dirección y mantenimientos posteriores. En la medida de lo posible se mantiene cubierto por completo con material producto de la excavación que es necesaria para asentar el tubo.

A lo largo de su trayecto el tubo tiene que cruzar el río en distintas ocasiones, las longitudes de estos cruces están entre los 5 y los 10 m. Para estos cruces se diseñó un sistema que pudiese soportar el peso del tubo a lo largo de cruce, para ello se utilizaron dos vigas de concreto reforzado que se unen entre sí por vigas más pequeñas distribuidas

a cada 2 m, el diseño estructural se presenta en el anexo 4, para las vigas principales, con dimensiones de 40x20 cm, requieren de 2 varillas del #8 y 2 del #5 y estribos del #3 @20 cm, en el caso de las vigas secundarias las dimensiones quedan de 30x15 con 2 varillas del #4 y 1 del #3 con estribos del #3 @15cm.

Para tener estas longitudes de cruce en los pozos fue necesario realizar rellenos en algunos puntos de manera que estos le permitieran al tubo cumplir con su pendiente, además de librar de manera correcta y segura el tramo de río que tenían que atravesar. Los rellenos se llevaron hasta un nivel en que el tubo quedara completamente cubierto por el material, estos rellenos deben cumplir con ser hechos con material producto de la excavación compactado al 95% proctor, adicionalmente, al igual que en el colector sur, se requiere de un muro de protección que debe ser colocado en el costado del tubo con el fin de protegerlo de la socavación y, en el caso de los rellenos, de dar un soporte para levantar al tubo. Los muros deben ser construidos de piedra braza junteados con una mezcla de cemento-arena 1:5, ser desplantados a una profundidad promedio de 2 m bajo el nivel actual de terreno, por lo que será necesario llevar a cabo excavaciones que permitan llegar a esta profundidades, una vez construido el muro se deberán rellenar los espacios restantes con material producto de la excavación.
El diseño del muro de contención que será necesario construir es presentado en el Capítulo 6 del Análisis Hidráulico y Socavación, debido a que el diseño de este estaba condicionado por los resultados de ambos estudios.

Para el caso del desplante del tubo la profundidad promedio de las excavaciones es de 0.83m.

7.2 REHABILITACIÓN Y REUBICACIÓN

Las obras de rehabilitación necesarias fueron detectadas durante las visitas de inspección realizadas y presentadas en el Capítulo Número 2, de ellas se determinó que los problemas por resolver consistían en caídos, derrumbes y socavación debido a que eran estos los que provocaban el vertido de aguas negras al flujo del río. Además, también durante estas visitas se detectaron puntos que requerían de una reubicación porque la localización actual presentaba problemas a otras obras destinadas al desalojo del contenido de uno de los brazos del río y para la propia conducción de las aguas residuales del colector, en el caso del colector sur.

7.2.1 COLECTOR MARGNAL BRAZO SUR

Los pozos con necesidad de ser rehabilitados son los identificados en el los planos de levantamiento topográfico con los números 2, 41, 42, 43, 149, 257, 266 y 267.

Para la rehabilitación del pozo número 2 es necesario demoler lo que queda del pozo existente para construir el nuevo pozo, así como rehabilitar el tramo de tubería que deberá ser de concreto reforzado, 76 cm de diámetro y contará con una longitud de 2 m. Para la protección del pozo se debe construir un muro de mampostería que será junteado con una mezcla 1:5 de cemento-arena de manera que éste se una al muro existente. La geometría de dicho muro será la misma que la descrita para el Colector Norponiente, con las dimensiones mostradas en el Capítulo 6.

El procedimiento constructivo para los pozos 41, 42 y 43 será similar al descrito para el pozo número 2, considerando que las elevaciones a las que se coloquen las tuberías y pozos sean las necesarias para conservar las pendientes de proyecto. Las tuberías que deben ser colocadas para rehabilitar el tramo son las que unen los pozos 40-41, 41-42, 42-43 y 43-44 dando una longitud total de 49.22 m de tubería de concreto reforzado de 76 cm de diámetro.

La rehabilitación del pozo número 149 seguirá las mismas condiciones que los pozos anteriores pero la longitud de tubería será de 3.3 m y sólo conectará los pozos 149-150.

El pozo número 257 necesita de una reubicación en el trazo debido a que el terreno sobre el que estaba desplantado es inestable, por lo que el muro de mampostería que se proyectó para proteger tanto al pozo como a la tubería que lo unirá al siguiente pozo es de suma importancia para que esto no vuelva a ocurrir. Las características del muro son similares a las de las descritas para los puntos anteriores, al igual que las del tubo que será de 22 m de longitud.

El pozo número 266 se debe demoler para construir el nuevo pozo y se debe colocar un muro de mampostería que proteja al pozo y a la tubería de concreto reforzado de 76 cm que deberá ser colocada con una longitud de 21.93 m.

Más adelante en este mismo colector se ubicó un derrumbe del muro de protección, para la rehabilitación de este se requiere de la demolición de las partes restantes del muro que colapsó hasta los pozos de visita existentes, después se deberá hacer una excavación que llegue hasta la profundidad de desplante del muro (2 m) para levantar un muro de mampostería de piedra braza junteado con una mezcla de cemento-arena 1:5, el espacio restante deberá ser rellenado con material producto de la excavación.

Como una medida preventiva para futuros problemas se proyectaron una serie de dados de concreto que deberán ser colocados alrededor de las juntas de los tubos, esto con la finalidad de evitar fugas en estos sitios. Estos dados abrazaran al tubo y estarán hechos de concreto con f´c= 200kg/cm^2 y varillas del #4.

7.2.2 COLECTOR MARGINAL BRAZO ORIENTE

Debido a que el trazo existente del colector provoca inundaciones, como ya se mencionó, en los poblados de los alrededores por la disminución de la capacidad de una alcantarilla que cruza la autopista Cuajimalpa-Naucalpan se requirió de una reubicación del colector que se encuentra en el oriente.

Para ello se movió el trazo para que este fuera por la calle que se encuentra a un lado de donde se encuentra actualmente el colector. Se colocará un tubo de 76 cm de diámetro hecho de concreto reforzado con una longitud total de 182.43 m, una pendiente promedio de 57.5 milésimas con una profundidad promedio de 2.96 m. El diseño hidráulico de este Colector se presenta en la tabla 7.6 del Anexo 2.

Para librar el tramo de cruce bajo la autopista se proyectó el hincado de la tubería, para ello se requiere de 2 lumbreras, una de entrada y una de salida. Estas lumbreras requieren de losas tanto de fondo como de empuje, con una resistencia de concreto de 250 Kg/cm^2, con tamaño máximo de agregado de 1.9 cm, un recubrimiento para el acero de 5 cm. Este concreto deberá ser vibrado y curado con membrana. El acero deberá tener una resistencia de 4200 Kg/cm^2 y ser del tipo ASTM A-36.

7.3 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Con lo expuesto hasta el momento, los problemas de rupturas, de desbordamiento, erosión, falta de construcción y poco o nulo mantenimiento a la red de drenaje, se diseñaron soluciones que pudieran atender a estos problemas, sin embargo, esto no es una solución completa ya que aun se tiene el problema del destino de estas aguas residuales.

En un principio se pensó en la utilización de una de las llamadas plantas paquete para dar solución al destino de las aguas desalojadas mediante los colectores, no obstante el gasto obtenido rebasa las capacidades de las plantas paquete encontradas en el mercado, se cuenta con información de que las empresas fabricantes podrían elaborar una que llegue a las dimensiones necesarias, sin embargo dadas las condiciones actuales de crecimiento que se dan en la zona se concluyó que lo mejor sería realizar el diseño de una planta de tratamiento de agua residual que contemple este dinamismo del crecimiento poblacional. Si bien los datos de población con los que se cuenta son parte de la información necesaria para el diseño de una de estas plantas, no se cuenta con la información total que se requiere para la realización de este. Los estudios necesarios para determinar el tipo de planta y las dimensiones de la misma, así como su ubicación son elementos que salen del alcance de este trabajo, es esta la razón principal por la que no se presenta el diseño de la planta que deberá instalarse para dar una solución completa a la problemática detectada en el río El Borracho.

CONCLUSIONES GENERALES

Las ciudades en todo el mundo presentan distintos niveles de problemas relacionados con los servicios públicos, la forma de ser atendidos está afectada por la cultura propia de cada uno de los sectores de la población de tales ciudades e innegablemente de las características político-económicas que rijan la toma de decisiones por parte de los regentes tanto previos como vigentes al surgimiento del problema. Siempre será más importante dar solución a las dificultades presentadas en las zonas con mayor concentración poblacional, sin embargo no es siempre el orden de solución de las cosas, pues no son estos los que pueden presentar mayor presión sobre los organismos dotados de las capacidades necesarias para la atención de los problemas que sufre la población, al menos no de manera inmediata.

No obstante lo anterior, cada uno de los inconvenientes a los que se da solución debe ser remediado de manera que la solución de este no afecte al sistema en el que se encuentra inmerso. Adicionalmente el alivio de las dificultades o insuficiencias inherentes a la vida de todo sistema tiene que prever las modificaciones que sufrirá su entorno a lo largo del tiempo, pues como parte de una solución debe evitar a toda costa el convertirse en un obstáculo para el desarrollo del ambiente en que opera. La previsión y correcta planeación, así como la observancia del cumplimiento de la misma, son imprescindibles para asegurar el funcionamiento a largo plazo de los artífices de dichas soluciones. Pues una combinación entre estas dos recomendaciones, la planeación del sistema global como la de sus sistemas integradores, es lo que permitirá alcanzar la armonía y crecimiento controlado de la población que los habita. No omito mencionar que no es de gran ayuda una planeación cuidadosamente detallada que es incumplida en repetidas ocasiones.

Se han logrado alcanzar soluciones que favorecen a la población local y directamente afectada por los problemas desarrollados a lo largo de los años, sin embargo, regresando al enfoque totalitario, hasta el momento únicamente se trasladó el problema, por lo que hago un especial énfasis en que la solución integral para el problema presentado, en este momento, únicamente será alcanzada cuando se instale también la PTAR (Planta de Tratamiento de Aguas Residuales).

Dado el dinamismo de la población de la Ciudad de México, eventualmente, y muy probablemente en no mucho tiempo la solución generada será alcanzada nuevamente por la población llevando a la insuficiencia de los sistemas diseñados. Por lo anterior, de acuerdo con lo que he expuesto, la revisión del sistema antes de que se alcance el periodo establecido como vida útil es imperativo para asegurar que la población atendida no sea afectada por los desechos desalojados a través de su sistema de drenaje. Esto como parte de un plan de desarrollo para la zona, mismo que debe ser respetado, ya que, como fue mencionado en los primeros capítulos, el programa existe mas no es respetado y las autoridades no hacen grandes esfuerzos para ello, sino que van adecuando la zonificación al comportamiento y crecimiento de la población sin que esto represente la reformulación del plan de desarrollo en cuanto a la localización de los sistemas, al menos de manera general. Indicaciones que ayuden a resolver también estos problemas salen del alcance de esta tesis.

En resumen, la solución presentada es para un problema muy particular de la zona, sin embargo forma parte de una serie de acciones que deben llevarse a cabo para que el estado cumpla con su función que es la de brindar calidad de vida a sus gobernados, y parte de esta solución es el cuidado, revisión y eventual adecuación o sustitución del sistema de drenaje diseñado en este trabajo.

ANEXOS

ANEXO 1

Foto 1.- "Colector Marginal "

➢Vista de una caja de interconexión que recibe las aportaciones del colector sanitario, invadida por material de construcción perteneciente a las personas que habitan en las márgenes del río,

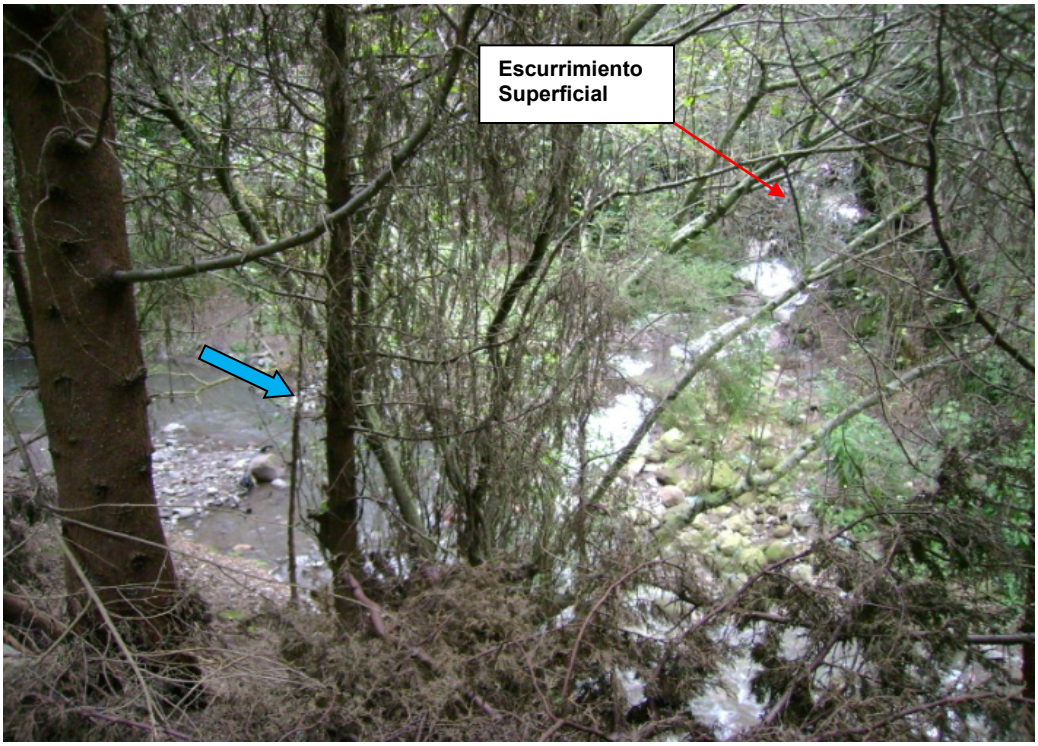


Foto 2.- "Aportación Superficial"

➢Vista de otra aportación superficial procedente del municipio de Huixquilucan.

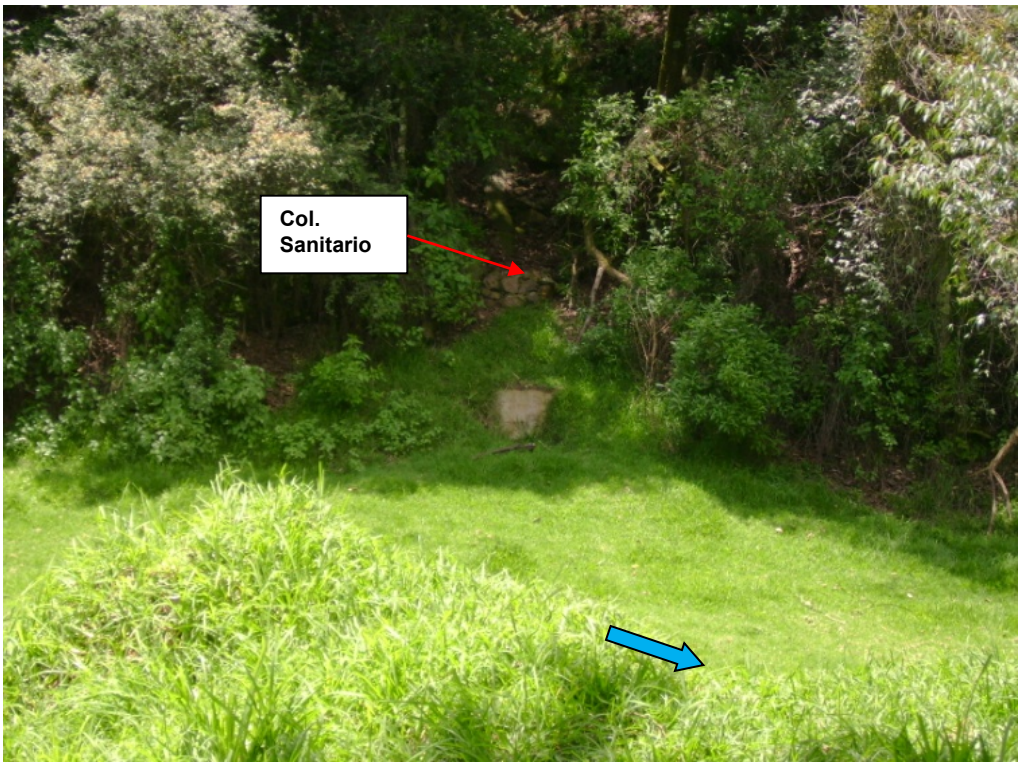


Foto 3- "Drenaje Sanitario"

➢Vista del colector de drenaje sanitario localizado sobre la margen izquierda del río, procedente del Municipio de Huixquilucan.

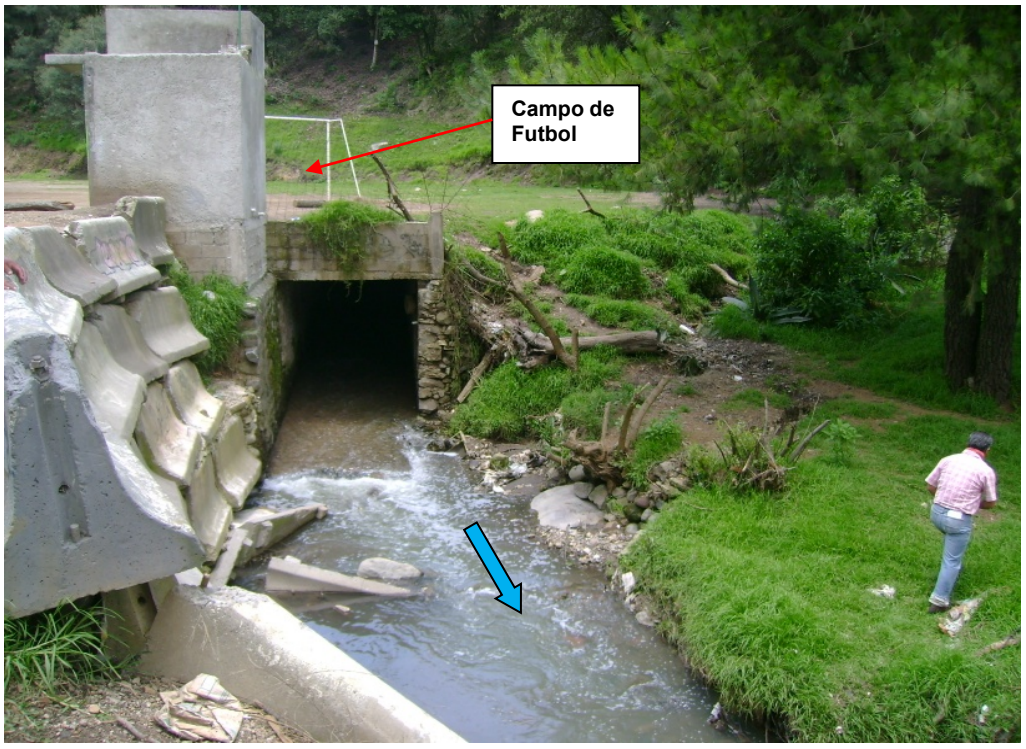


Foto 4.- "Río El Borracho"

➢Vista del cauce , el cual cruza por abajo de la cancha de Futbol, mediante un cajón.

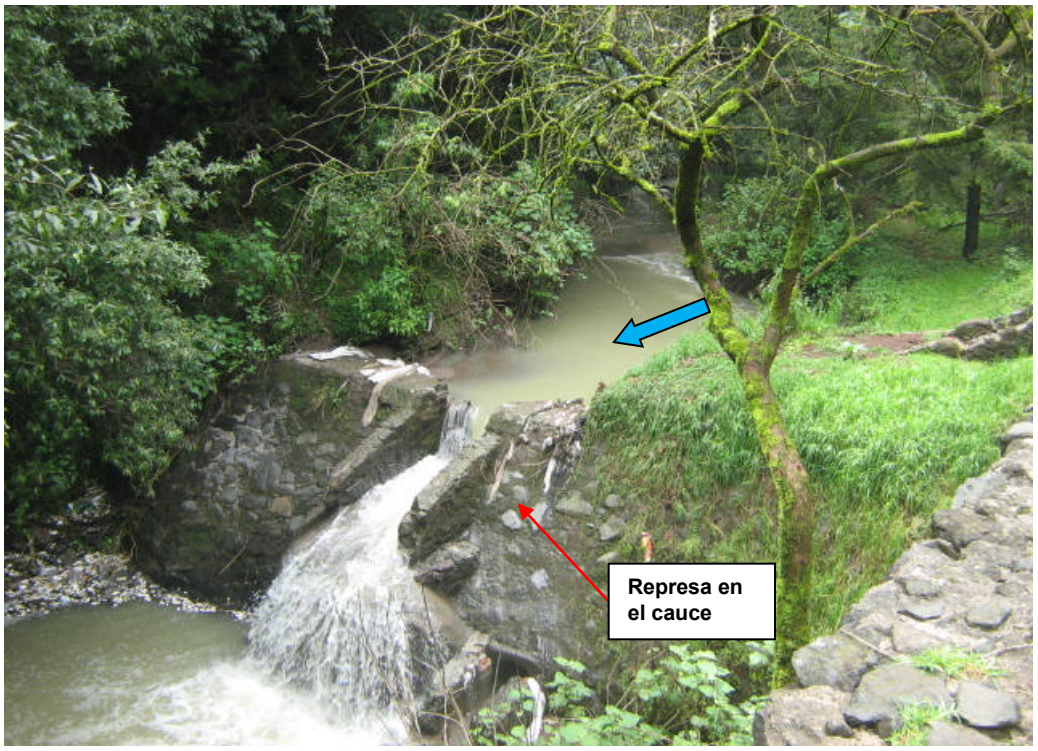


Foto 5.- "Represa "

➢Represa localizada sobre el cauce bajo las últimas viviendas ubicadas en la calle de Xalitemi.

Foto 6.- "Colector Marginal"

➢Vista del colector marginal en una zona donde no conduce flujo.

Foto 7.- "Colector Marginal"

➢Vista del Tramo de tubería de concreto reforzado que presenta deterioros en la junta.

Foto 8.- "Colector Marginal"

➢Vista de la falla y ruptura del Colector Marginal , siendo la causa principal de la contaminación hacia aguas abajo del río.

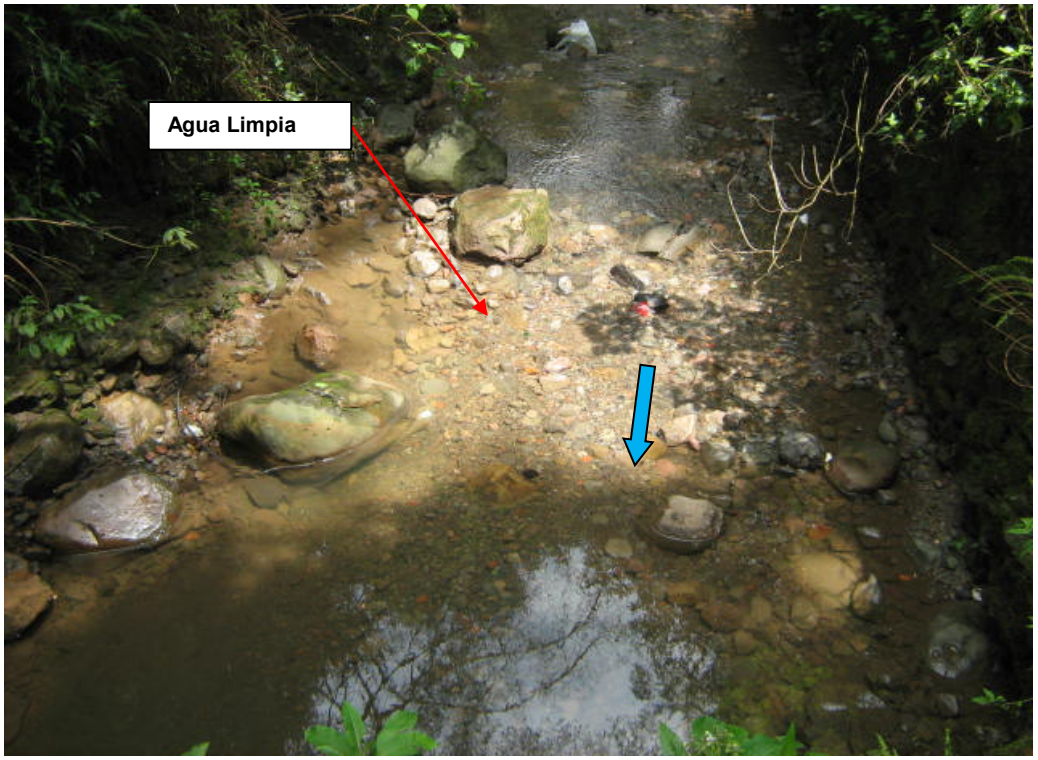


Foto 24.a.- "Cauce del Río"

➢Vista de la disminución considerable en la contaminación del escurrimiento que presenta el río.

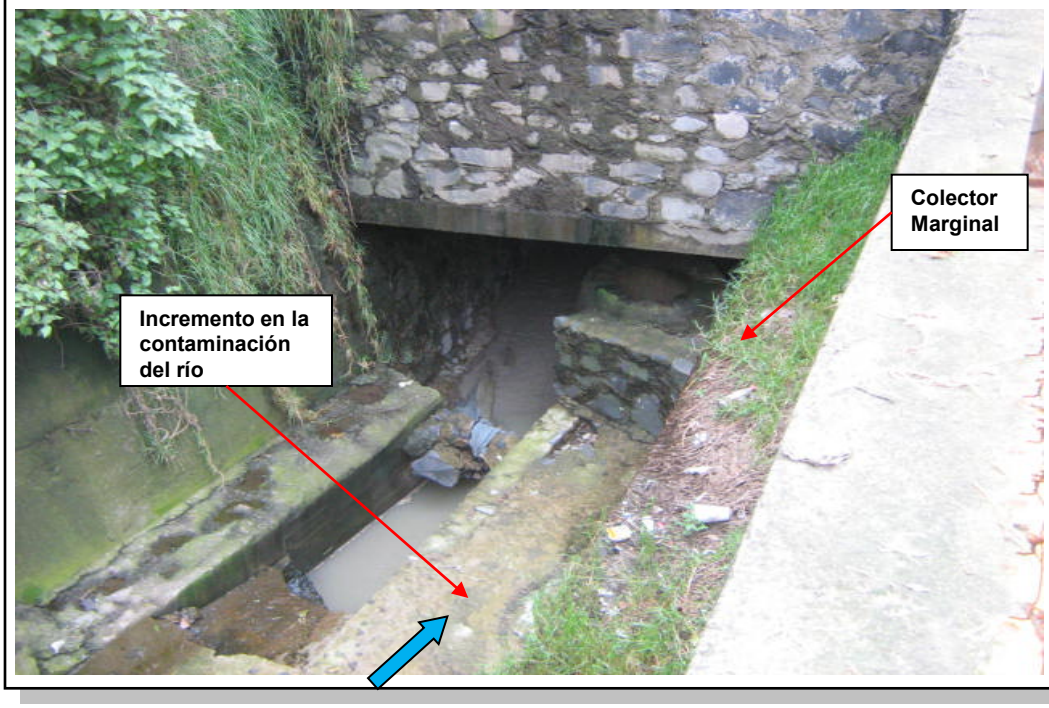


Foto 10.-

➢Alcantarilla que cruza por debajo de la autopista Cuajimalpa-Naucalpan, en la cual se aloja el Colector Marginal Borracho II.

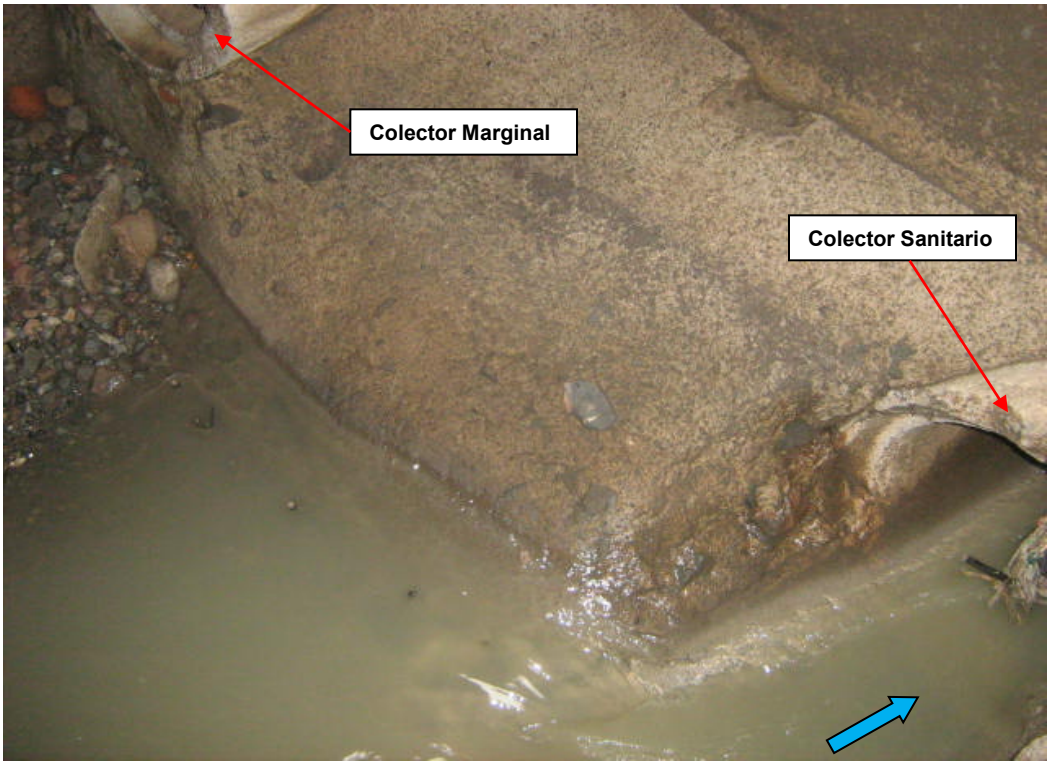


Foto 11.-

➢Vista interior de la caja de conexión. De los colectores marginal Borracho II y Sanitario .

El colector marginal no trabaja debido a que la elevación de plantilla es superior a la del sanitario.

Foto 12.-

➢Pozo de visita dañado por la caída de un árbol en la margen contraría (derecha).

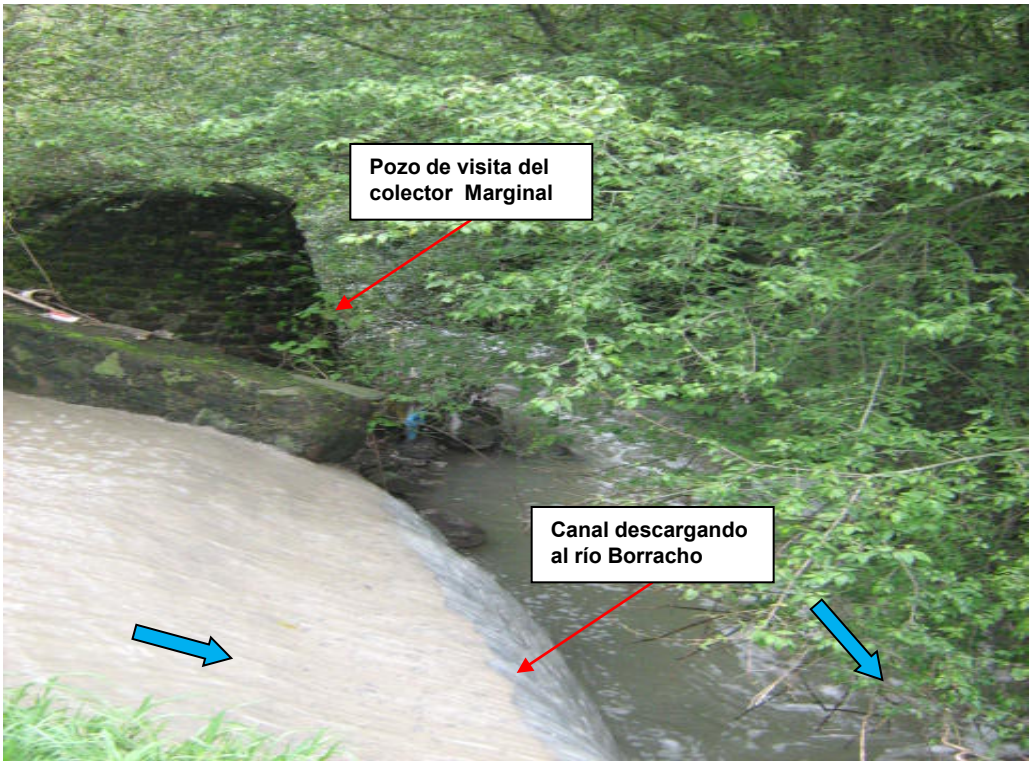


Foto 13.-

➢Probable punto donde debían unirse las aportaciones del colector marginal del Brazo Sur con el Brazo Oriente. En la foto se observa el canal del que se habla en el reporte escrito y un pozo de visita del colector marginal del Brazo Oriente.

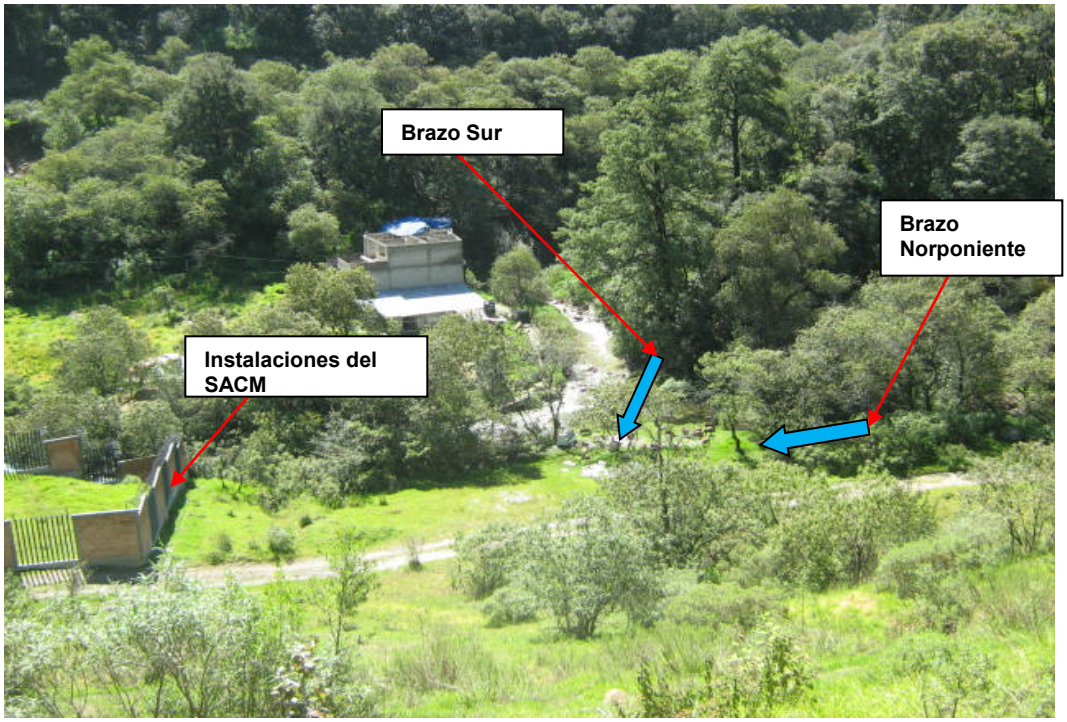


Foto 14.-

➢Punto en el que convergen los brazos Oriente y norponiente del río provenientes de San Pablo Chimalpa y de la zona de manantiales.

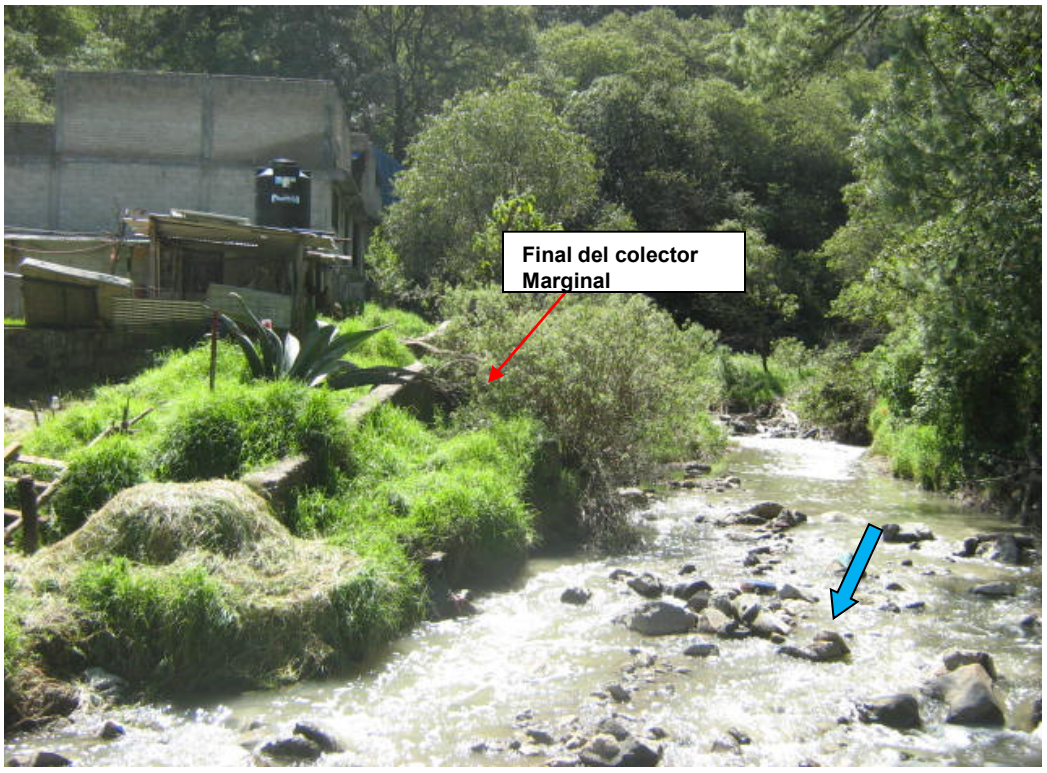


Foto 15.-

➢Sitio en el que descarga el colector marginal que se desarrolla a lo largo del Brazo Oriente del río, Dicho sitio se localiza inmediatamente aguas abajo de la confluencia de los dos brazos.

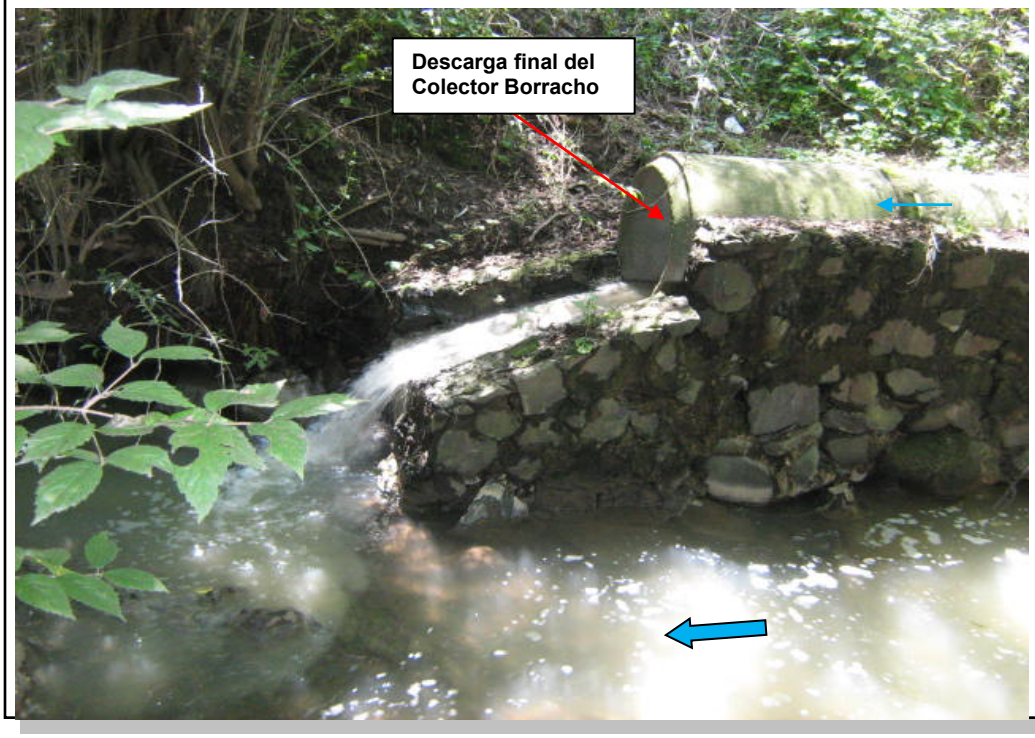


Foto 16.-

➢Descarga del colector marginal desarrollado sobre el brazo Norponiente del río Borracho; el cual se interrumpió su construcción aproximadamente 1.5 km aguas arriba del sitio donde se uniría con el colector marginal del Brazo Oriente.

Foto 17.-

➢Tramo del colector marginal del Brazo Oriente del Río Borracho sin muro de protección a lo largo de varios metros, por lo que la tubería está expuesta.

Foto 18.-

➢Tramo de colector marginal colapsado entre pozos de visita al igual que el muro de contención.

Foto 19.-

➢Terreno sensible por la pendiente del mismo y la ausencia del muro protector.

ANEXO 2

TABLA 7.1
FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO COLECTOR PLUVIAL 1

DATOS (GASTO DE DISEÑO):

d =	**1**	**hr**
Tr =	**10**	**años**
C =	**0.27**	
hp=	**49**	**mm**
i =	**49**	**mm/h**
n de Manning =	**0.010**	**POLIETILENO**

POZO		LONG PROP	GASTO DE DISEÑO	PENDIENTES DE TERRENO	PENDIENTES DE PLANTILLA	DIAMETRO	TUBO LLENO		TUBO PARCIALMENTE LLENO		ELEVACIONES				PROFUNDIDADES		ALTURA DE CAIDA
									GASTO DE DISEÑO		(m)				(m)		
									(l/s)								
							GASTO	VEL.**	VELOCIDAD	Y	TERRENO		PLANTILLA				
DE	A	(m)	(l/s)	(milésimas)	(milésimas)	(cm)	(l/s)	(m/s)	(m/s)	(cm)	ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	(m)
												2,680.62		2,678.970			
BT-1	BT-2	134.0	94.3	34.16	34.00	30.0	231.80	3.28	3.15	13.18	2,680.62	2,676.04	2,678.970	2,674.414	1.65	1.63	0.00
BT-2	BT-3	91.8	188.4	35.18	34.00	30.0	231.80	3.28	3.64	20.58	2,676.04	2,672.81	2,674.414	2,671.292	1.63	1.52	0.00
BT-3	1	135.0	282.8	31.11	30.00	38.0	408.98	3.61	3.86	23.38	2,672.81	2,668.61	2,671.292	2,667.242	1.52	1.37	0.00
1	2	100.6	282.8	21.12	25.00	38.0	373.34	3.29	3.60	24.86	2,668.61	2,666.49	2,667.242	2,664.727	1.37	1.76	0.77
2 *	3	17.5	641.2	37.14	40.00	61.0	1,668.37	5.71	5.40	25.99	2,666.49	2,665.84	2,663.960	2,663.260	2.53	2.58	0.00
3	4	17.5	641.2	9.14	40.00	61.0	1,668.37	5.71	5.40	25.99	2,665.84	2,665.68	2,663.260	2,662.560	2.58	3.12	0.88
4	desc	6.2	641.2	693.55	48.00	61.0	1,827.61	6.25	5.75	24.79	2,665.68	2,661.38	2,661.680	2,661.382	4.00	0.00	0.00

Longitud = 502.600

* RECIBE APORTACIONES DEL COLECTOR PLUVIAL No. 2

** LA VELOCIDAD MÁXIMA PERMISIBLE PARA EL PEAD SE CONSIDERÓ DE 8 m/s CON EL OBJETO DE AMPLIAR LA SEPARACIÓN DE LOS POZOS DE VISITA (PREVIA AUTORIZACIÓN DEL SACM)

TABLA 7.2
FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO COLECTOR PLUVIAL 2

DATOS (GASTO DE DISEÑO):

d = 1 hr
Tr = 10 años
C = 0.27
hp= 49 mm
i = 49 mm/h
n de Manning = 0.010 POLIETILENO

POZO		LONG PROP	GASTO DE DISEÑO	PENDIENTE DE TERRENO	PENDIENTES DE PLANTILLA	DIAMETRO	TUBO LLENO		TUBO PARCIALMENTE LLENO		ELEVACIONES				PROFUNDIDADES		ALTURA DE CAIDA
									GASTO DE DISEÑO (l/s)		(m)				(m)		
							GASTO	VEL.**	VELOCIDAD	Y	TERRENO		PLANTILLA				
DE	A	(m)	(l/s)	(milésimas)	(milésimas)	(cm)	(l/s)	(m/s)	(m/s)	(cm)	ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	(m)
5	6	33.50	122.4	129.55	145.00	30.0	478.69	6.77	5.57	10.47	2,733.00	2,728.66	2,729.650	2,724.792	3.35	3.87	0
6	7	23.50	122.4	254.47	145.00	30.0	478.69	6.77	5.57	10.47	2,728.66	2,722.68	2,724.792	2,721.384	3.87	1.30	2.56
7	8	29.00	122.4	213.45	125.00	30.0	444.46	6.29	5.31	10.84	2,722.68	2,716.49	2,718.825	2,715.200	3.86	1.29	2.56
8 *	9	33.50	328.9	241.49	165.00	30.0	510.64	7.22	7.63	17.60	2,716.49	2,708.40	2,712.640	2,707.112	3.85	1.29	2.56
9	10	44.50	328.9	202.25	145.00	30.0	478.69	6.77	7.24	18.38	2,708.40	2,699.40	2,704.553	2,698.100	3.85	1.30	2.55
10	11	33.50	328.9	223.58	145.00	30.0	478.69	6.77	7.24	18.38	2,699.40	2,691.91	2,695.550	2,690.692	3.85	1.22	2.63
11	12	20.50	328.9	250.73	120.00	30.0	435.48	6.16	6.73	19.59	2,691.91	2,686.77	2,688.063	2,685.603	3.85	1.17	2.68
12	13	15.50	328.9	291.74	120.00	30.0	435.48	6.16	6.73	19.59	2,686.77	2,682.25	2,682.923	2,681.063	3.85	1.18	2.66
13	14	15.00	328.9	278.53	105.00	30.0	407.35	5.76	6.40	20.49	2,682.25	2,678.07	2,678.403	2,676.828	3.84	1.24	2.61
14	15	13.50	328.9	267.41	75.00	30.0	344.27	4.87	5.57	23.37	2,678.07	2,674.46	2,674.218	2,673.205	3.85	1.26	2.6
15	16	13.50	328.9	259.26	65.00	30.0	320.50	4.53	5.15	25.42	2,674.46	2,670.96	2,670.605	2,669.727	3.86	1.23	2.62
16	17	19.00	328.9	204.95	65.00	30.0	320.50	4.53	5.15	25.42	2,670.96	2,667.07	2,667.108	2,665.873	3.85	1.19	0.66
17	18	25.00	328.9	26.64	20.00	38.0	333.93	2.94	3.36	30.57	2,667.07	2,666.40	2,665.213	2,664.713	1.85	1.69	0.16
18 ***	2	7.00	328.9	-12.86	20.00	38.0	333.93	2.94	3.36	30.57	2,666.40	2,666.49	2,664.553	2,664.572	1.85	1.92	0.6
BT	5	2.34	150.00	-	130.00	30.0	453.26	6.41	-	-	2,733.02	2,733.00	2,732.324	2,732.020	0.70	0.98	-
BT	6	2.87	30.0	-	200.00	30.0	562.20	7.95	-	-	2729.26	2,728.66	2728.757	2,728.183	0.50	0.48	-
BT	8	8.93	30.0	-	200.00	30.0	562.20	7.95	-	-	2,718.37	2,716.49	2,717.516	2,715.730	0.85	0.76	-
BT	10	3.28	30.0	-	200.00	30.0	562.20	7.95	-	-	2,700.14	2,699.40	2,699.341	2,698.685	0.80	0.71	-
BT	18	4.40	100.00	-	21.00	30.0	182.17	2.58	-	-	2,666.15	2,666.40	2,664.806	2,664.714	1.34	1.69	-

Longitud = 326.50

* RECIBE APORTACIÓN DE COLECTOR 3

** LA VELOCIDAD MÁXIMA PERMISIBLE PARA EL PEAD SE CONSIDERÓ DE 8 m/s CON EL OBJETO DE AMPLIAR LA SEPARACIÓN DE LOS POZOS DE VISITA (PREVIA AUTORIZACIÓN DEL SACM)

*** DESCARGA A COLECTOR PLUVIAL 1

TABLA 7.3
FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO COLECTOR PLUVIAL 3

DATOS (GASTO DE DISEÑO):

d = 1 hr
Tr = 10 años
C = 0.27
hp= 49 mm
i = 49 mm/h
n de Manning = 0.010 POLIETILENO

POZO		LONG PROP	GASTO DE DISEÑO	PENDIENTES DE TERRENO	PENDIENTES DE PLANTILLA	DIAMETRO	TUBO LLENO		TUBO PARCIALMENTE LLENO		ELEVACIONES				PROFUNDIDADES		ALTURA DE CAIDA
									GASTO DE DISEÑO (l/s)		(m)				(m)		
DE	A	(m)	(l/s)	(milésimas)	(milésimas)	(cm)	GASTO (l/s)	VEL.** (m/s)	VELOCIDAD (m/s)	Y (cm)	TERRENO		PLANTILLA		ENTRADA	SALIDA	(m)
											ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA			
	BT																
BT	19	4.00	119.8	-95.00	20.00	30.0	177.78	2.52	2.68	18.14	2,737.72	2,738.10	2,735.470	2,735.390	2.25	2.71	0.00
19	20	31.50	119.8	6.98	20.00	30.0	177.78	2.52	2.68	18.14	2,738.10	2,737.88	2,735.390	2,734.760	2.71	3.12	0.00
20	21	60.00	119.8	11.33	20.00	30.0	177.78	2.52	2.68	18.14	2,737.88	2,737.20	2,734.760	2,733.560	3.12	3.64	0.00
21	22*	7.50	126.4	94.67	40.00	30.0	251.42	3.56	3.60	14.94	2,737.20	2,736.49	2,733.560	2,733.260	3.64	3.23	0.19
22	23	53.50	127.9	82.06	70.00	30.0	332.60	4.71	4.45	12.79	2,736.49	2,732.10	2,733.070	2,729.325	3.42	2.78	0.43
23	24	8.00	127.9	112.50	100.00	30.0	397.53	5.62	5.02	11.68	2,732.10	2,731.20	2,728.895	2,728.095	3.20	3.11	0.76
24	25	40.00	130.1	201.75	135.00	30.0	461.89	6.53	5.57	10.96	2,731.20	2,723.13	2,727.335	2,721.935	3.87	1.20	2.8
25	26	17.50	130.1	276.00	130.00	30.0	453.26	6.41	5.50	11.06	2,723.13	2,718.30	2,719.135	2,716.860	4.00	1.44	1.27
26*	8	4.78	130.1	378.66	70.00	30.0	332.60	4.71	4.48	12.90	2,718.30	2,716.49	2,715.590	2,715.255	2.71	1.23	2.61
BT-4	22	5.50	6.6	74.55	70.00	30.0	332.60	4.71	2.26	2.57	2,736.90	2,736.49	2,735.700	2,735.315	1.20	1.17	0
BT	23	3.10	1.5	43.23	70.00	30.0	332.60	4.71	1.03	1.58	2,732.23	2,732.10	2,731.234	2,731.017	1.00	1.08	0
BT	25	2.77	1.5	-119.13	200.00	30.0	562.20	7.95	1.15	1.46	2,722.80	2,723.13	2,722.200	2,721.646	0.60	1.48	0
BT	25-A	6.14	0.7	-67.43	70.00	30.0	332.60	4.71	0.59	1.44	2,721.57	2,721.99	2,720.974	2,720.544	0.60	1.44	0
25-A	25	9.84	0.7	-116.12	70.00	30.0	332.60	4.71	0.57	1.43	2,721.99	2,723.13	2,720.544	2,719.856	1.44	3.27	0

* APORTACIÓN DE BOCA DE TORMENTA 4
Longitud = 254.13

* DESCARGA A COLECTOR PLUVIAL 2
** LA VELOCIDAD MÁXIMA PERMISIBLE PARA EL PEAD SE CONSIDERÓ DE 8 m/s CON EL OBJETO DE AMPLIAR LA SEPARACIÓN DE LOS POZOS DE VISITA (PREVIA AUTORIZACIÓN DEL SACM)

TABLA 7.4
FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO COLECTOR PLUVIAL 3

DATOS (GASTO DE DISEÑO):

d =	**1**	**hr**
Tr =	**10**	**años**
C =	**0.27**	
hp=	**49**	**mm**
i =	**49**	**mm/h**
n de Manning =	**0.010**	**POLIETILENO**

POZO		LONG PROP	GASTO DE DISEÑO	PENDIENTES DE TERRENO	PENDIENTES DE PLANTILLA	DIAMETRO	TUBO LLENO		ELEVACIONES (m)				PROFUNDIDADES (m)		ALTURA DE CAIDA
									TERRENO		PLANTILLA				
DE	A	(m)	(l/s)	(milésimas)	(milésimas)	(cm)	GASTO (l/s)	VEL.** (m/s)	ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	(m)
27	28	7.00	28.67	126.70	130.00	30.0	453.26	6.41	2,665.20	2,664.31	2,664.000	2,663.090	1.20	1.22	1.00
28	29	28.00	28.67	108.68	100.00	30.0	397.53	5.62	2,664.31	2,661.27	2,662.090	2,659.290	2.22	1.98	1.50
29	30	17.00	28.67	210.59	80.00	30.0	355.56	5.03	2,661.27	2,657.69	2,657.790	2,656.430	3.48	1.26	1.49
30	31	6.80	28.67	95.59	50.00	30.0	281.10	3.98	2,657.69	2,657.04	2,654.940	2,654.600	2.75	2.44	0.00
31	32	10.20	28.67	52.94	40.00	30.0	251.42	3.56	2,657.04	2,656.50	2,654.600	2,654.192	2.44	2.31	0.00
32	33	67.70	84.53	17.28	20.00	30.0	177.78	2.52	2,656.50	2,655.33	2,654.192	2,652.838	2.31	2.49	0.30
33	34	20.20	84.53	27.72	20.00	30.0	177.78	2.52	2,655.33	2,654.77	2,652.538	2,652.134	2.79	2.64	1.30
34	35	63.21	154.36	57.11	30.00	30.0	217.74	3.08	2,654.77	2,651.16	2,650.834	2,648.937	3.94	2.22	0.00
35	36	6.80	154.36	64.71	30.00	30.0	217.74	3.08	2,651.16	2,650.72	2,648.937	2,648.730	2.22	1.99	0.72
36	37	3.50	154.36	228.57	140.00	30.0	470.37	6.65	2,650.72	2,649.92	2,648.013	2,647.523	2.71	2.40	1.50
37	38	18.00	213.17	286.11	150.00	30.0	486.88	6.89	2,649.92	2,644.77	2,646.023	2,643.323	3.90	1.45	1.50
38	39	18.00	213.17	225.80	150.00	30.0	486.88	6.89	2,644.77	2,640.71	2,641.823	2,639.123	2.95	1.58	1.50
39	desc	5.00	213.17	381.13	150.00	30.0	486.88	6.89	2,640.71	2,638.80	2,637.623	2,636.873	3.08	1.93	0.00
BT	27	2.00	45.00	-	300.00	30.0	688.55	9.74	2,665.80	2,665.20	2,665.050	2,664.650	0.75	0.55	0.00
BT	32	2.00	50.00	-	100.00	30.0	397.53	5.62	2,656.22	2,656.50	2,655.720	2,655.520	0.50	0.98	0.00
BT	34	3.28	50.00	-	130.00	30.0	453.26	6.41	2,654.64	2,654.77	2,654.043	2,653.617	0.60	1.15	0.00
BT	37	1.73	25.00	-	100.00	30.0	397.53	5.62	2,650.50	2,649.92	2,650.000	2,648.730	0.50	1.19	0.00

Longitud = 271.41

* LA VELOCIDAD MÁXIMA PERMISIBLE PARA EL PEAD SE CONSIDERÓ DE 8 m/s CON EL OBJETO DE AMPLIAR LA SEPARACIÓN DE LOS POZOS DE VISITA (PREVIA AUTORIZACIÓN DEL SACM)

TABLA 7.6
FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO COLECTOR MARGINAL DEL BRAZO ORIENTE DEL RÍO BORRACHO

n de Manning: **0.013** **CONCRETO** **Longitud:** **182.430** **m**

POZO		LONG.	LONG. ACUM.	GASTO DE DISEÑO	PENDIENTES DE PLANTILLA	DIAMETRO	TUBO LLENO		TUBO PARCIALMENTE LLENO		ELEVACIONES				PROFUNDIDADES		ALTURA DE CAIDA
									GASTO DE DISEÑO (l/s)		(m)				(m)		
DE	A	(m)	(m)	(l/s)	(milésimas)	(cm)	GASTO (l/s)	VEL. (m/s)	VELOCIDAD (m/s)	Y (cm)	TERRENO		PLANTILLA				(m)
											ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	ENTRADA	SALIDA	
	A		0+000.00									2713.00		2711.14		1.86	
A	B	0+009.35	0+009.35	10.40	40.00	76.00	2306.60	5.08	1.13	4.03	2713.00	2713.50	2711.14	2710.77	1.86	2.73	
B	C	0+114.84	0+124.19	10.40	55.00	76.00	2704.73	5.96	1.17	3.92	2713.50	2708.00	2710.77	2704.45	2.73	3.55	
C	D	0+033.00	0+157.19	10.40	50.00	76.00	2578.86	5.68	1.16	3.95	2708.00	2705.00	2704.45	2702.80	3.55	2.20	0.65
D	CD	0+025.24	0+182.43	10.40	85.00	76.00	3362.42	7.41	1.23	3.79	2705.00	2701.03	2702.15	2700.00	2.85	1.03	

TABLA 7.5
FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO COLECTOR MARGINAL DEL BRAZO NORPONIENTE DEL RÍO BORRACHO

n de Manning: **0.013** **CONCRETO** **Longitud:** **1784.57 m**

POZO		LONG. PROP.	LONG. ACUM.	GASTO DE DISEÑO	PENDIENTES DE TERRENO	PENDIENTES DE PLANTILLA	DIAMETRO	TUBO LLENO		TUBO PARCIALMENTE LLENO		ELEVACIONES (m)				PROFUNDIDADES (m)		ALTURA DE CAIDA (m)
										GASTO DE DISEÑO (l/s)		TERRENO		PLANTILLA				
DE	A	(m)	(m)	(l/s)	(milésimas)	(milésimas)	(cm)	GASTO (l/s)	VEL. (m/s)	VELOCIDAD (m/s)	Y (cm)	ENT	SAL	ENT	SAL	ENT	SAL	
	1		0+000.00										2604.20		2602.66		1.54	
1	2	0+034.61	0+034.61	62.50	61.01	38.60	76.00	2265.88	4.99	2.62	7.65	2604.20	2602.09	2602.66	2601.33	1.54	0.76	
2	3	0+034.61	0+069.22	62.50	9.95	9.95	76.00	1150.30	2.54	1.49	11.26	2602.09	2601.75	2601.33	2600.98	0.76	0.76	
3	4	0+023.08	0+092.30	62.50	20.81	20.81	76.00	1663.90	3.67	2.04	9.07	2601.75	2601.27	2600.98	2600.50	0.76	0.76	
4	5	0+011.60	0+103.90	62.50	33.08	33.08	76.00	2097.53	4.62	2.47	7.98	2601.27	2600.89	2600.50	2600.12	0.76	0.76	
5	6	0+023.89	0+127.79	62.50	23.50	24.32	76.00	1798.39	3.96	2.18	8.68	2600.89	2600.32	2600.12	2599.54	0.76	0.78	
6	7	0+008.07	0+135.86	62.50	45.65	30.86	76.00	2026.03	4.47	2.40	8.13	2600.32	2599.96	2599.54	2599.29	0.78	0.66	
7	8	0+023.51	0+159.36	62.50	26.53	27.02	76.00	1895.74	4.18	2.27	8.43	2599.96	2599.33	2599.29	2598.66	0.66	0.68	
8	9	0+034.61	0+193.97	62.50	78.31	25.69	76.00	1848.59	4.07	2.23	8.55	2599.33	2596.62	2598.66	2597.77	0.68	-1.15	
9	10	0+009.14	0+203.11	62.50	45.14	29.51	76.00	1981.17	4.37	2.36	8.23	2596.62	2596.21	2597.77	2597.50	-1.15	-1.29	1.50
10	11	0+035.29	0+238.40	62.50	25.43	38.60	76.00	2265.88	4.99	2.62	7.65	2596.21	2595.31	2596.00	2594.63	0.21	0.68	0.53
11	12	0+011.49	0+249.90	62.50	79.30	38.60	76.00	2265.88	4.99	2.62	7.65	2595.31	2594.40	2594.10	2593.66	1.21	0.74	
12	13	0+034.58	0+284.47	62.50	37.31	3.70	76.00	701.53	1.55	0.97	15.16	2594.40	2593.11	2593.66	2593.53	0.74	-0.42	
13	14	0+009.97	0+294.44	62.50	39.72	2.00	76.00	515.77	1.14	0.75	18.12	2593.11	2592.71	2593.53	2593.51	-0.42	-0.80	1.05
14	15	0+036.84	0+331.28	62.50	10.83	25.00	76.00	1823.53	4.02	2.20	8.61	2592.71	2592.31	2592.46	2591.54	0.25	0.77	
15	16	0+011.60	0+342.88	62.50	30.80	30.80	76.00	2024.09	4.46	2.40	8.13	2592.31	2591.96	2591.54	2591.18	0.77	0.77	
16	17	0+034.61	0+377.49	62.50	30.80	30.80	76.00	2024.14	4.46	2.40	8.13	2591.96	2590.89	2591.18	2590.12	0.77	0.77	
17	18	0+034.61	0+412.10	62.50	30.80	30.80	76.00	2024.14	4.46	2.40	8.13	2590.89	2589.83	2590.12	2589.05	0.77	0.77	
18	19	0+034.61	0+446.71	62.50	30.80	30.80	76.00	2024.14	4.46	2.40	8.13	2589.83	2588.76	2589.05	2587.99	0.77	0.77	
19	20	0+034.64	0+481.34	62.50	27.71	27.71	76.00	1919.91	4.23	2.30	8.37	2588.76	2587.80	2587.99	2587.03	0.77	0.77	
20	21	0+023.08	0+504.42	62.50	26.51	26.51	76.00	1877.71	4.14	2.26	8.47	2587.80	2587.19	2587.03	2586.41	0.77	0.77	
21	22	0+034.44	0+538.86	62.50	25.77	25.77	76.00	1851.39	4.08	2.23	8.54	2587.19	2586.30	2586.41	2585.53	0.77	0.77	
22	23	0+033.32	0+572.18	62.50	31.00	31.00	76.00	2030.52	4.48	2.40	8.12	2586.30	2585.27	2585.53	2584.49	0.77	0.77	
23	24	0+034.51	0+606.69	62.50	30.87	30.87	76.00	2026.38	4.47	2.40	8.13	2585.27	2584.20	2584.49	2583.43	0.77	0.77	
24	25	0+034.61	0+641.30	62.50	35.37	35.37	76.00	2169.04	4.78	2.53	7.83	2584.20	2582.98	2583.43	2582.20	0.77	0.77	
25	26	0+007.59	0+648.89	62.50	-76.13	2.00	76.00	515.77	1.14	0.75	18.12	2582.98	2583.56	2582.20	2582.19	0.77	1.37	
26	27	0+011.60	0+660.49	62.50	24.23	2.00	76.00	515.77	1.14	0.75	18.12	2583.56	2583.27	2582.19	2582.17	1.37	1.11	
27	28	0+010.16	0+670.65	62.50	11.89	2.00	76.00	515.77	1.14	0.75	18.12	2583.27	2583.15	2582.17	2582.15	1.11	1.01	
28	29	0+010.74	0+681.40	62.50	24.33	2.20	76.00	540.95	1.19	0.78	17.64	2583.15	2582.89	2582.15	2582.12	1.01	0.77	
29	30	0+012.72	0+694.12	62.50	14.49	14.49	76.00	1388.46	3.06	1.75	10.07	2582.89	2582.71	2582.12	2581.94	0.77	0.77	0.50
30	31	0+011.60	0+705.72	62.50	81.25	38.60	76.00	2265.88	4.99	2.62	7.65	2582.71	2581.77	2581.44	2580.99	1.27	0.77	
31	32	0+023.92	0+729.64	62.50	0.05	2.00	76.00	515.77	1.14	0.75	18.12	2581.77	2581.76	2580.99	2580.94	0.77	0.82	
32	33	0+022.02	0+751.66	62.50	11.96	9.80	76.00	1141.71	2.52	1.48	11.32	2581.76	2581.50	2580.94	2580.73	0.82	0.77	
33	34	0+011.60	0+763.26	62.50	25.91	25.91	76.00	1856.56	4.09	2.24	8.53	2581.50	2581.20	2580.73	2580.43	0.77	0.77	

POZO		LONG. PROP.	LONG. ACUM.	GASTO DE DISEÑO	PENDIENTES DE TERRENO	PENDIENTES DE PLANTILLA	DIAMETRO	TUBO LLENO		TUBO PARCIALMENTE LLENO		ELEVACIONES				PROFUNDIDADES		ALTURA DE CAIDA
										GASTO DE DISEÑO		(m)				(m)		
DE	A	(m)	(m)	(l/s)	(milésimas)	(milésimas)	(cm)	GASTO (l/s)	VEL. (m/s)	(l/s) VELOCIDAD (m/s)	Y (cm)	TERRENO		PLANTILLA				(m)
												ENT	SAL	ENT	SAL	ENT	SAL	
34	35	0+021.28	0+784.54	62.50	37.32	37.32	76.00	2227.90	4.91	2.59	7.72	2581.20	2580.41	2580.43	2579.63	0.77	0.77	
35	36	0+038.77	0+823.31	62.50	25.59	25.59	76.00	1844.90	4.07	2.22	8.56	2580.41	2579.41	2579.63	2578.64	0.77	0.77	
36	37	0+040.38	0+863.69	62.50	15.21	15.21	76.00	1422.39	3.14	1.79	9.93	2579.41	2578.80	2578.64	2578.03	0.77	0.77	
37	38	0+035.28	0+898.97	62.50	26.41	26.41	76.00	1874.13	4.13	2.25	8.48	2578.80	2577.87	2578.03	2577.09	0.77	0.77	
38	39	0+045.32	0+944.29	62.50	17.18	17.80	76.00	1538.70	3.39	1.91	9.49	2577.87	2577.09	2577.09	2576.29	0.77	0.80	
39	40	0+009.30	0+953.59	62.50	41.76	38.60	76.00	2265.88	4.99	2.62	7.65	2577.09	2576.70	2576.29	2575.93	0.80	0.77	
40	41	0+020.28	0+973.87	62.50	-5.05	2.00	76.00	515.77	1.14	0.75	18.12	2576.70	2576.80	2575.93	2575.89	0.77	0.92	
41	42	0+032.07	1+005.94	62.50	5.30	2.50	76.00	576.65	1.27	0.82	17.00	2576.80	2576.63	2575.89	2575.81	0.92	0.83	1.00
42	43	0+004.25	1+010.19	62.50	268.51	20.00	76.00	1631.01	3.60	2.01	9.17	2576.63	2575.49	2574.81	2574.72	1.83	0.77	
43	44	0+019.09	1+029.28	62.50	3.19	3.28	76.00	661.00	1.46	0.92	15.70	2575.49	2575.43	2574.72	2574.66	0.77	0.77	
44	45	0+008.71	1+037.99	62.50	5.50	5.49	76.00	854.20	1.88	1.15	13.48	2575.43	2575.38	2574.66	2574.61	0.77	0.77	0.84
45	46	0+033.02	1+071.01	62.50	63.97	38.60	76.00	2265.88	4.99	2.62	7.65	2575.38	2573.27	2573.77	2572.50	1.61	0.77	0.63
46	47	0+026.99	1+098.01	62.50	61.96	38.60	76.00	2265.88	4.99	2.62	7.65	2573.27	2571.60	2571.87	2570.83	1.40	0.77	
47	48	0+034.61	1+132.62	62.50	16.81	16.79	76.00	1494.62	3.29	1.87	9.65	2571.60	2571.02	2570.83	2570.24	0.77	0.77	
48	49	0+007.88	1+140.50	62.50	2.99	2.99	76.00	631.14	1.39	0.89	16.14	2571.02	2570.99	2570.24	2570.22	0.77	0.77	
49	50	0+011.60	1+152.10	62.50	21.74	21.74	76.00	1700.54	3.75	2.08	8.96	2570.99	2570.74	2570.22	2569.97	0.77	0.77	
50	51	0+047.00	1+199.09	62.50	23.81	23.81	76.00	1779.45	3.92	2.16	8.73	2570.74	2569.62	2569.97	2568.85	0.77	0.77	
51	52	0+055.88	1+254.98	62.50	25.61	25.61	76.00	1845.60	4.07	2.23	8.56	2569.62	2568.19	2568.85	2567.42	0.77	0.77	
52	53	0+053.06	1+308.04	62.50	-12.40	5.00	76.00	815.51	1.80	1.10	13.86	2568.19	2568.85	2567.42	2567.15	0.77	1.70	
53	54	0+018.49	1+326.53	62.50	88.54	38.60	76.00	2265.88	4.99	2.62	7.65	2568.85	2567.21	2567.15	2566.44	1.70	0.77	0.69
54	55	0+018.62	1+345.15	62.50	70.18	38.60	76.00	2265.88	4.99	2.62	7.65	2567.21	2565.91	2565.75	2565.03	1.46	0.87	
55	56	0+050.47	1+395.61	62.50	40.64	38.60	76.00	2265.88	4.99	2.62	7.65	2565.91	2563.86	2565.03	2563.08	0.87	0.77	
56	57	0+029.95	1+425.56	62.50	19.90	19.89	76.00	1626.54	3.59	2.00	9.19	2563.86	2563.26	2563.08	2562.49	0.77	0.77	0.58
57	58	0+024.27	1+449.83	62.50	62.50	38.60	76.00	2265.88	4.99	2.62	7.65	2563.26	2561.74	2561.91	2560.97	1.35	0.77	
58	59	0+065.39	1+515.22	62.50	13.72	13.72	76.00	1350.77	2.98	1.71	10.24	2561.74	2560.85	2560.97	2560.07	0.77	0.77	
59	60	0+078.30	1+593.52	62.50	38.27	38.27	76.00	2256.04	4.97	2.61	7.67	2560.85	2557.85	2560.07	2557.08	0.77	0.77	
60	61	0+014.05	1+607.58	62.50	11.67	11.67	76.00	1245.90	2.75	1.60	10.74	2557.85	2557.69	2557.08	2556.91	0.77	0.77	
61	62	0+028.72	1+636.30	62.50	-18.63	1.00	76.00	364.71	0.80	0.58	21.83	2557.69	2558.22	2556.91	2556.88	0.77	1.34	
62	63	0+008.52	1+644.82	62.50	208.92	38.60	76.00	2265.88	4.99	2.62	7.65	2558.22	2556.44	2556.88	2556.56	1.34	-0.12	
63	64	0+010.23	1+655.04	62.50	43.03	28.00	76.00	1929.84	4.25	2.31	8.35	2556.44	2556.00	2556.56	2556.27	-0.12	-0.27	
64	65	0+054.62	1+709.66	62.50	21.97	17.60	76.00	1530.03	3.37	1.90	9.52	2556.00	2554.80	2556.269	2555.31	-0.27	-0.51	
65	66	0+064.21	1+773.86	62.50	14.02	17.60	76.00	1530.03	3.37	1.90	9.52	2554.80	2553.90	2555.308	2554.18	-0.51	-0.28	
66	67	0+010.71	1+784.57	62.50	28.01	16.00	76.00	1458.82	3.22	1.83	9.79	2553.90	2553.60	2554.178	2554.007	-0.28	-0.41	
276	67	0+015.61	1+800.18	62.50	54.45	45.28	76.00	2454.12	5.41	2.78	7.34	2554.45	2553.60	2554.01	2553.753	-0.01	-0.15	

ANEXO 3

3.1 Revisión de la capacidad de carga por el criterio del Dr. L. Zeevaert

$$qu = (Nc\ \alpha_1\ Cu + \alpha'_1\ Nq\ \sigma_0 + \alpha_2\ \gamma\ 2B\ N_\gamma)\ (Dr + 0.1)$$

Para zapatas rectangulares desplantadas a 1 m de profundidad y lados variables de 1 m a 5 m

ϕ =	2.00	**Grados**	σ_0 =	1.30	**Ton/m²**	N_γ =	0.02	$\gamma_{dmáx}$ =	1.530 **Ton/m³**
C_u =	2.00	**Ton/m²**	**Nc =**	7.10		**Dr =**	0.67	$\gamma_{dmín}$ =	1.500 **Ton/m³**
γ =	1.520	**Ton/m³**	**Nq =**	1.20		**FS =**	3	γ_{nat} =	1.520 **Ton/m³**

Tabla 3.1.3 CONDICIONES DE SERVICIO

LADO	Nc	α_1	Cu	α'_1	Nq	σ_0	α_2	2B	γ	N_γ	qd	qúltma	qadmisible	qadm
m			Ton/m²			Ton/m²		m	Ton/m³		Ton/m²	Ton/m²	Ton/m²	Ton/m²
1.00	7.10	1.3	2.00	1.2	1.20	1.30	0.8	0.5	1.520	0.02	20.66	15.90	5.31	6.903
2.00	7.10	1.30	2.00	1.20	1.20	1.30	0.80	1.00	1.52	0.02	20.67	15.90	5.31	6.907
3.00	7.10	1.30	2.00	1.20	1.20	1.30	0.80	1.50	1.52	0.02	20.69	15.90	5.32	6.911
4.00	7.10	1.30	2.00	1.20	1.20	1.30	0.80	2.00	1.52	0.02	20.70	16.00	5.32	6.915
5.00	7.10	1.30	2.00	1.20	1.20	1.30	0.80	2.50	1.52	0.02	20.71	16.00	5.32	6.920

Para zapatas rectangulares desplantadas a 5.8 m de profundidad y lados variables de 1 m a 5 m

ϕ =	4.00	**Grados**	**σ_0 =**	5.03	**Ton/m²**	N_γ =	0.04	$\gamma_{dmáx}$ =	**1.630** **Ton/m³**
C_u =	4.00	**Ton/m²**	**Nc =**	7.80		**Dr =**	0.85	$\gamma_{dmín}$ =	**1.500** **Ton/m³**
γ =	1.609	**Ton/m³**	**Nq =**	1.25		**FS =**	3.00	γ_{nat} =	**1.609** **Ton/m³**

Tabla 3.1.4 CONDICIONES DE SERVICIO

LADO	Nc	α_1	Cu	α'_1	Nq	σ_0	α_2	2B	γ	N_γ	qd	qúltma	qadmisible	qadm
m			Ton/m²			Ton/m²		m	Ton/m³		Ton/m²	Ton/m²	Ton/m²	Ton/m²
1.00	7.80	1.3	4.00	1.2	1.25	5.03	0.8	0.5	1.609	0.04	48.13	45.70	15.23	19.803
2.00	7.80	1.30	4.00	1.20	1.25	5.03	0.80	1.00	1.61	0.04	48.16	45.70	15.24	19.813
3.00	7.80	1.30	4.00	1.20	1.25	5.03	0.80	1.50	1.61	0.04	48.19	45.70	15.25	19.824
4.00	7.80	1.30	4.00	1.20	1.25	5.03	0.80	2.00	1.61	0.04	48.21	45.80	15.26	19.835
5.00	7.80	1.30	4.00	1.20	1.25	5.03	0.80	2.50	1.61	0.04	48.24	45.80	15.27	19.845

Revisión de la capacidad de carga por el criterio del Dr. L. Zeevaert

$$qu = (Nc\ \alpha_1\ Cu + \alpha'_1\ Nq\ \sigma_0 + \alpha_2\ \gamma\ 2B\ N_\gamma)\ (Dr + 0.1)$$

Para tubería de 0.67 m desplantada a 2.28 m de profundidad

ϕ =	2.00 **Grados**	σ_0 =	1.30 **Ton/m²**	N_γ =	0.02	$\gamma_{dmáx}$ =	1.530	**Ton/m³**
C_u =	2.00 **Ton/m²**	**Nc =**	7.10	**Dr =**	0.67	$\gamma_{dmín}$ =	1.500	**Ton/m³**
γ =	1.520 **Ton/m³**	**Nq =**	1.20	**FS =**	3	γ_{nat} =	1.520	**Ton/m³**

Tabla 3.1.3 CONDICIONES DE SERVICIO

LADO	Nc	α_1	Cu	α'_1	Nq	σ_0	α_2	2B	γ	N_γ	qd	qúltma	qadmisible	qadm
m			Ton/m²			Ton/m²		m	Ton/m³		Ton/m²	Ton/m²	Ton/m²	Ton/m²
0.22	7.10	1.3	2.00	1.2	1.20	1.30	0.6	0.11	1.520	0.02	20.33	2.03	0.68	0.88

Para tubería de 1.07 m de diámetro desplantada a 2.50 m de profundidad

ϕ =	2.00 **Grados**	**σ_0 =**	2.80 **Ton/m²**	N_γ =	0.00	$\gamma_{dmáx}$ =	**1.530**	**Ton/m³**
C_u =	2.00 **Ton/m²**	**Nc =**	7.34	**Dr =**	0.67	$\gamma_{dmín}$ =	**1.500**	**Ton/m³**
γ =	1.520 **Ton/m³**	**Nq =**	1.55	**FS =**	3.00	γ_{nat} =	**1.520**	**Ton/m³**

Tabla 3.1.4 CONDICIONES DE SERVICIO

LADO	Nc	α_1	Cu	α'_1	Nq	σ_0	α_2	2B	γ	N_γ	qd	qúltma	qadmisible	qadm
m			Ton/m²			Ton/m²		m	Ton/m³		Ton/m²	Ton/m²	Ton/m²	Ton/m²
0.36	7.34	1.30	2.00	1.20	1.20	2.80	0.60	0.18	1.52	0.00	22.49	17.34	5.78	7.52

3.2 Criterio del Dr. L. Zeevaert para hundimiento de suelos saturado bajo un área uniformemente cargada

DATOS SOBRE LOS TIEMPOS Y PRESIONES DE RECOMPRESIÓN Y DE COMPRESIÓN

Tiempo de construcción
t_{cons}= 7776000 seg.

Presión que transmite la ciementación
$\Delta\sigma$ = 5 Ton/m^2

Tiempo de recompresión
t_{rc} = 0 seg.

Presión de recompresión
$\Delta\sigma_{rc}$ = 0 Ton/m^2

Tiempo de compresión
t_c = 7776000 seg.

Presión de compresión
$\Delta\sigma_c$ = 5 Ton/m^2

TABLA 3.2.1 DATOS Y PARÁMETROS DE CÁLCULO EN RECOMPRESIÓN

EST. No.	di cm	σ_0 Kg/cm^2	σ_{0m} Kg/cm^2	$\Delta\sigma$ Kg/cm^2	$\Delta\sigma_m$ Kg/cm^2	$\sigma_0+\Delta\sigma$ Kg/cm^2	m_v cm^2/Kg	β	ξ	C_v cm^2/seg	Kvp	c*	DRENES No.	2H cm
2	2	0.312	0.156	0	0	0	0	0	0	0	0.21	1.85	1	0
3	2	0.416	0.364	0	0	0.364	0.23	2.9	0.11	0.0232	0.2	1.95	1	50
3	2	0.52	0.468	0	0	0.468	0.22	1.85	0.112	0.02339	0.2	1.95	1	50
3	2	0.624	0.572	0	0	0.572	0.191	1.33	0.053	0.02339	0.2	1.75	1	50
3	2	0.728	0.676	0	0	0.676	0.122	1.37	0.06	0.0231	0.2	1.75	1	50
3	2	0.832	0.78	0	0	0.78	0.1205	1.38	0.0638	0.02295	0.2	1.6	1	50
3	2	0.936	0.884	0	0	0.884	0.11	1.26	0.136	0.0287	0.2	1.4	1	50
3	2	1.04	0.988	0	0	0.988	0.11	1.14	0.136	0.0287	0.2	1.2	1	50
3	2	1.144	1.092	0	0	1.092	0.11	1.1	0.136	0.0287	0.2	1	1	50
3	2	1.248	0	0	0	0	0	1	0	0	1	1	1	50
3	2	1.352	0	0	0	0	0	1	0	0	1	1	1	50
3	2	1.456	0	0	0	0	0	1	0	0	1	1	1	0
3	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	1	1	0
3	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	1	1	0
3	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	1	1	0

TABLA 3.2.2 DATOS Y PARÁMETROS DE CÁLCULO EN COMPRESIÓN

EST. No.	di cm	σ_0 Kg/cm^2	σ_{0m} Kg/cm^2	$\Delta\sigma$ Kg/cm^2	$\Delta\sigma_m$ Kg/cm^2	$\sigma_{0+}\Delta\sigma$ Kg/cm^2	m_v cm^2/Kg	β	ξ	C_v cm^2/seg	Kvp	c*	DRENES No.	2H cm
2	2	0.312	0.156	0.43	0	0.104	0	0	0	0	0.21	1.85	1	0
3	2	0.416	0.364	0.422	0.426	0.79	0.2	2.9	0.11	0.0232	0.2	1.95	1	50
3	2	0.52	0.468	0.421	0.421	0.889	0.1995	1.85	0.112	0.0234	0.2	1.95	1	50
3	2	0.624	0.572	0.392	0.406	0.978	0.155	1.33	0.053	0.0234	0.2	1.75	1	50
3	2	0.728	0.676	0.34	0.366	1.042	0.13	1.37	0.06	0.0231	0.2	1.75	1	50
3	2	0.832	0.78	0.273	0.046	0.826	0.1292	1.38	0.0638	0.023	0.2	1.6	1	50
3	2	0.936	0.884	0.137	0.205	1.089	0.11	1.26	0.136	0.0287	0.2	1.4	1	50
3	2	1.04	0.988	0.028	0.082	1.07	0.11	1.14	0.136	0.0287	0.2	1.2	1	50
3	2	1.144	1.092	0.008	0.018	1.11	0.11	1.1	0.136	0.0287	0.2	1	1	50
3	2	1.248	0	0	0	0	0	1	0	0	1	1	1	50
3	2	1.352	0	0	0	0	0	1	0	0	1	1	1	50
3	2	1.456	0	0	0	0	0	1	0	0	1	1	1	0
3	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	1	1	0
3	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	1	1	0
3	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	1	1	0

1t <= t_{rc} ⟷ t > t_{cr}

TABLA 3.2.3 EVOLUCIÓN DEL Mv EQUIVALENTE, en cm^2/Kg. *EN RECOMPRESIÓN*

EST	3 mes	t rc	6 meses	1 año	2 años	3 años	5 años	10 años	15 años	20 años	25 años	ρ_ε	ρ_χ
No.	7776000	0	15768000	31536000	6.3E+07	94608000	157680000	3.2E+08	4.73E+08	630720000	7.9E+08		
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

TABLA 3.2.4 EVOLUCIÓN DEL Mv EQUIVALENTE, en cm^2/Kg. *EN COMPRESIÓN*

EST	6 meses	1 año	2 años	3 años	5 años	10 años	15 años	20 años	25 años
No.	15768000	3E+07	63072000	9.5E+07	157680000	315360000	4.7E+08	6.31E+08	788400000
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0.78551	1.0237	1.22499	1.33541	1.47053	1.64985	1.75354	1.82678	1.88345
3	0.57557	0.7276	0.85581	0.92612	1.01213	1.12627	1.19226	1.23886	1.27493
3	0.31235	0.3893	0.45807	0.49656	0.54406	0.6075	0.64431	0.67034	0.6905
3	0.27207	0.3396	0.39927	0.43256	0.47359	0.52831	0.56004	0.58248	0.59985
3	0.27469	0.3428	0.40283	0.43622	0.47734	0.53217	0.56394	0.58641	0.6038
3	0.27169	0.331	0.37987	0.40649	0.43895	0.48192	0.50674	0.52426	0.53782
3	0.25629	0.3099	0.35417	0.37825	0.40762	0.4465	0.46896	0.48481	0.49707
3	0.25116	0.3029	0.3456	0.36884	0.39718	0.43469	0.45636	0.47166	0.48349

TABLA 3.2.5 EVOLUCIÓN DEL HUNDIMIENTO EN EL TIEMPO POR *RECOMPRESIÓN*, en cm.

EST	3 mes	t rc	6 meses	1 año	2 años	3 años	5 años	10 años	15 años	20 años	25 años
No.	8E+06	0	1.6E+07	3.2E+07	63072000	94608000	1.6E+08	3.15E+08	473040000	6.3E+08	8E+08
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Hund Recomp	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

TABLA 3.2.6 EVOLUCIÓN DEL HUNDIMIENTO EN EL TIEMPO POR *COMPRESIÓN Y HUNDIMIENTO TOTAL*, en cm.

ESTRATO	3 mes	t cr	6 meses	1 año	2 años	3 años	5 años	10 años	15 años	20 años	25 años
No.	8E+06	0	1.6E+07	3.2E+07	63072000	94608000	1.6E+08	3.15E+08	473040000	6.3E+08	8E+08
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0.6687	0.8715	1.0428	1.1368	1.2519	1.4045	1.4928	1.5551	1.6034
3	0	0	0.485	0.6131	0.7212	0.7804	0.8529	0.9491	1.0047	1.044	1.0744
3	0	0	0.2538	0.3163	0.3722	0.4035	0.4421	0.4937	0.5236	0.5447	0.5611
3	0	0	0.1989	0.2483	0.2919	0.3163	0.3463	0.3863	0.4095	0.4259	0.4386
3	0	0	0.0253	0.0316	0.0371	0.0402	0.044	0.049	0.0519	0.054	0.0556
3	0	0	0.1114	0.1357	0.1557	0.1667	0.18	0.1976	0.2078	0.2149	0.2205
3	0	0	0.0422	0.0511	0.0584	0.0623	0.0672	0.0736	0.0773	0.0799	0.0819
3	0	0	0.009	0.0108	0.0124	0.0132	0.0142	0.0156	0.0163	0.0169	0.0173
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Hund Compre	0	0	1.6065	2.0493	2.4282	2.6371	2.8932	3.2336	3.4306	3.5698	3.6775
Hund Recomp	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Hund Total	0	0	1.6065	2.0493	2.4282	2.6371	2.8932	3.2336	3.4306	3.5698	3.6775

3.3 Hundimientos bajo la acción de cargas accidentales y modulos de reación vertical

Para tubería de 1.07 m de diámetro desplantada a 2.50 m
Distribución de esfuerzos bajo la tubería

Tabla 3.3.1 Esfuerzo por compresión

$\Delta\sigma$ = 5.00 Ton/m^2

Profundidad	$\Delta\sigma$
m	Ton/m^2
1.00	4.297
2.00	4.216
3.00	4.211
5.00	3.915
6.00	3.397
7.00	2.732
8.00	1.368
9.00	0.280
10.00	0.078

Tabla 3.3.2 Hundimientos de tipo elástico

Datos: **μ= 0.45** **E= 1200.00** **kg/cm^2**

Ancho de la base	Δq	μ	1-μ^2	E	I_w	δ_e	Df
m	Ton/m^2	--	--	kg/cm^2	--	cm	m
0.36	5.00	0.45	0.80	1200.00	1.000	0.012	2.50

Tabla 3.3.3 Cálculo de los modulos de reacción vertical para una tubería de 1.07 m de diámetro desplantada a 2.50 m de profundidad

Ancho de la base	$\Delta\sigma$	δ_1	δ_2	**MRV $_{EST}$**	δ_e	**MRV $_{SIS}$**	**Df**
m	Ton/m^2	cm	cm	Ton/m^3	cm	Ton/m^3	m
0.36	5.00	1.61	3.57	140.06	0.01	181.46	2.50

3.3 Hundimientos bajo la acción de cargas accidentales y modulos de reación vertical

Para tubería de 1.07 m de diámetro desplantada a 2.50 m
Distribución de esfuerzos bajo la tubería

Tabla 3.3.1 Esfuerzo por compresión

$\Delta\sigma$ = 5.00 Ton/m^2

Profundidad	$\Delta\sigma$
m	Ton/m^2
1.00	4.297
2.00	4.216
3.00	4.211
5.00	3.915
6.00	3.397
7.00	2.732
8.00	1.368
9.00	0.280
10.00	0.078

Tabla 3.3.2 Hundimientos de tipo elástico

Datos: **μ= 0.45** **E= 1200.00** **kg/cm^2**

Ancho de la base	Δq	μ	1-μ^2	E	I_w	δ_e	Df
m	Ton/m^2	--	--	kg/cm^2	--	cm	m
0.36	5.00	0.45	0.80	1200.00	1.000	0.012	2.50

Tabla 3.3.3 Cálculo de los modulos de reacción vertical para una tubería de 1.07 m de diámetro desplantada a 2.50 m de profundidad

Ancho de la base	$\Delta\sigma$	δ_1	δ_2	**MRV $_{EST}$**	δ_e	**MRV $_{SIS}$**	**Df**
m	Ton/m^2	cm	cm	Ton/m^3	cm	Ton/m^3	m
0.36	5.00	1.61	3.57	140.06	0.01	181.46	2.50

3.4 Factor de seguridad de las excavación con talud vertical.

Paredes de la excavación con talud 0.00:1.00 (Hor:Ver) (Vertical)

DATOS DEL ANÁLISIS

COMPONENTE VERTICAL	1.00	Ángulo Beta=	Vertical	COMPONENTE VERTICAL	1.00
COMPONENTE HORIZONTAL	0.00			COMPONENTE HORIZONTAL	0.00
MAGNITUD DE SOBRECARGA	1.50 Ton/m^2			Ángulo Beta=	Vertical
NIVEL DE AGUA FREÁTICA	1.50 m				
PROF. GRIETAS DE TENSIÓN	0.00 m				

Tabla 3.4.1 Factor de seguridad de la excavaciones

ALTURA	PESO VOL.	ANGULO DE FRICCIÓN	COHESIÓN	FAC. CARGA	FAC. NAF	FAC. GRIETA	gH	gH + Q	Q / gH	I_{cf}	N_{cf}	FS
m	Ton/m^3	GRADOS	Ton/m^2	mq	mNAF	mCRACK	Ton/m^2	Ton/m^2			NOMOGRAMA	
1.00	1.52	2.00	2.00	0.78	1.00	1.00	1.52	3.02	0.99	0.03	4.05	2.09
1.50	1.52	2.00	2.00	0.78	1.00	1.00	2.28	3.78	0.66	0.04	4.08	1.68
2.00	0.52	2.00	2.00	0.78	0.86	1.00	2.54	4.04	0.59	0.04	4.10	1.36
3.00	0.52	2.00	2.00	0.78	0.86	1.00	3.06	4.56	0.49	0.05	4.13	1.22
4.00	0.52	2.00	2.00	0.80	0.86	1.00	3.58	5.08	0.42	0.06	4.15	1.12
5.00	0.61	4.00	4.00	0.82	0.86	1.00	4.19	5.69	0.36	0.07	4.18	2.07
6.00	0.61	4.00	4.00	0.84	0.86	1.00	4.80	6.30	0.31	0.08	4.20	1.93
7.00	0.61	4.00	4.00	0.85	0.86	1.00	5.41	6.91	0.28	0.09	4.22	1.79

(NOTA: PARÁMETROS DE RESISTENCIA REDUCIDOS MEDIANTE UN FACTOR DE REDUCCIÓN DE REISTENCIA IGUAL 0.666)

3.5- CÁLCULO DE EMPUJES SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN

Altura de Cálculo:	9.00	m	γ	1.520	Ton/m^3	C_U	2.00	Ton/m^2	C_S	0.50	ϕ' 43.50
Prof. del N. A. F.	1.50	m	ϕ	3.0	grados	**Sobrecarga**	1.50	Ton/m^2	**45 + ϕ/2**	46.50	

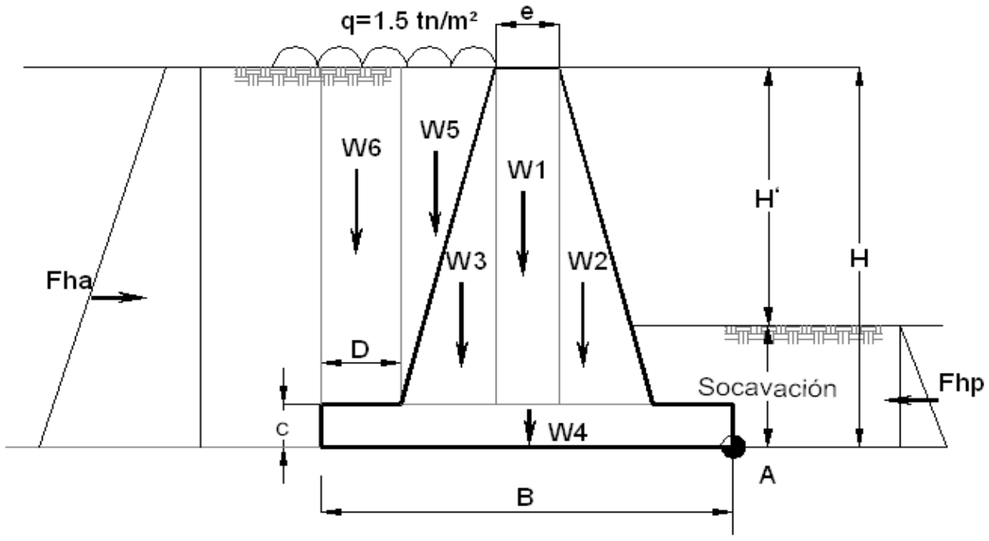
Tabla 3.5.1 Empujes horizontales

Prof.	γ	$\Delta\sigma_0$	ϕ	k_0	SUELO	HIDROS	SCARGA	SISMO	SUELO	HIDROS	SCARGA	SISMO	ET	Xd
m	Ton/m3	Ton/m^2	grados	--	Ton/m2	Ton/m2	Ton/m2	Ton/m^2	Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton/m	m
0														
1	1.52	1.52	23.00	0.61	0.93	0.00	0.91	0.24	0.46	0.00	0.91	0.12	1.50	0.46
1.5	1.52	0.76	23.00	0.61	1.39	0.00	0.91	0.36	1.04	0.00	1.37	0.27	2.68	0.68
2	0.52	0.26	23.00	0.61	1.55	0.50	0.91	0.48	1.55	0.13	1.83	0.48	3.98	0.90
3	0.52	0.52	23.00	0.61	1.86	1.50	0.91	0.72	2.80	0.75	2.74	1.08	7.37	1.33
4	0.52	0.52	23.00	0.61	2.18	2.50	0.91	0.96	4.36	1.25	3.66	1.92	11.19	1.78
5	0.61	0.61	23.00	0.61	2.55	3.50	0.91	1.20	6.38	1.75	4.57	3.01	15.71	2.23
6	0.61	0.61	23.00	0.61	2.92	4.50	0.91	1.44	8.77	2.25	5.48	4.33	20.83	2.68
7	0.61	0.61	23.00	0.61	3.29	5.50	0.91	1.68	11.53	2.75	6.40	5.89	26.57	3.13
8	0.61	0.61	23.00	0.61	3.67	6.50	0.91	1.92	14.66	3.25	7.31	7.69	32.92	3.59
9	0.61	0.61	23.00	0.61	4.04	7.50	0.91	2.16	18.16	3.75	8.23	9.74	39.88	4.04

DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN
DATOS DE GEOTECNIA

Profundidad H m	Presion Horizontal				Empuje Horizontal Ton/m				Empuje Total Et	Posicion Resultante	Empuje Total sin empuje del agua (Et-Ew)
	Suelo	Sobrecarga	Hidrostático	Sismo	Suelo	Sobrecarga	Hidrostático	Sismo			
	Ps	Pq	Pw	Psis	Es	Eq	Ew	Esis			
1	0.926	0.914	0	0.24	0.463	0.91	0	0.12	1.497	0.462	1.497
1.5	1.389	0.914	0	0.361	1.042	1.37	0	0.27	2.683	0.678	2.683
2	1.548	0.914	0.5	0.481	1.548	1.83	0.125	0.481	3.981	0.9	3.856
3	1.864	0.914	1.5	0.721	2.797	2.74	0.75	1.082	7.37	1.333	6.62
4	2.181	0.914	2.5	0.962	4.362	3.66	1.25	1.923	11.191	1.78	9.941
5	2.552	0.914	3.5	1.202	6.381	4.57	1.75	3.005	15.705	2.228	13.955
6	2.924	0.914	4.5	1.442	8.77	5.48	2.25	4.327	20.831	2.679	18.581
7	3.294	0.914	5.5	1.683	11.53	6.4	2.75	5.89	26.567	3.132	23.817
8	3.665	0.914	6.5	1.923	14.661	7.31	3.25	7.693	32.916	3.586	29.666
9	4.036	0.914	7.5	2.164	18.164	8.23	3.75	9.736	39.875	4.042	36.125

γmamp=	2.3	ton/m3	peso volumétrico de mampostería
ϕ=	3	0.05	ángulo de fricción interna
c=	2	ton/m2	cohesión
γ=	1.52	ton/m3	peso volumétrico del suelo
q=	1.5	ton/m2	sobrecarga
NAF=	1.5	m	
Cf=	0.45		coeficiente de fricción mamposteria-suelo granular con limo
Socavación:			
Muro PV-2=	1.88	m	profundidad de socavación
Muro PV-41=	1.15	m	profundidad de socavación
Muro PV-257=	1.2	m	profundidad de socavación
Muro PV-266=	1.4	m	profundidad de socavación
Muro PV-272=	1.4	m	profundidad de socavación
Muro Nor Pon	1.28	m	profundidad de socavación
Muro Nor Pon	1.38	m	profundidad de socavación
Muro Nor Pon	2.01	m	profundidad de socavación
Muro Nor Pon	1.41	m	profundidad de socavación
Muro Nor Pon	0.89	m	
Kp=Nϕ=tan² (45+ϕ/2)=		1.11	
K_A=1/Nϕ=		0.90	



Esquema de Predimensionamiento.

GEOMETRÍA

Muro	H' [m]	B [m]	L [m]	D [m]	H [m]	e [m]	C [m]	A_1 [m2]	A_2 [m2]	A_3 [m2]	A_4 [m2]	A_5 [m2]	A_6 [m2]
PV-2	2.8	3.1	1	0	4.68	0.5	0.3	2.19	3.042	3.042	0.93	3.042	0.00
PV-41	2.1	2.8	1	0	3.25	0.5	0.3	1.475	1.87	1.87	0.84	1.87	0.00
PV-257	3.3	3.2	1	0	4.5	0.5	0.3	2.1	3.04	3.04	0.96	3.04	0.00
PV-266	2	2.5	1	0	3.4	0.5	0.3	1.55	1.7	1.7	0.75	1.7	0.00
PV-272	2.4	2.9	1	0	3.8	0.5	0.3	1.75	2.28	2.28	0.87	2.28	0.00
Nor Pon 1	3.3	3.1	1	0	4.58	0.5	0.3	2.14	2.98	2.98	0.93	2.98	0.00
Nor Pon 2	2.5	2.9	1	0	3.88	0.5	0.3	1.79	2.33	2.33	0.87	2.33	0.00
Nor Pon 3	3	3.3	1	0	5.01	0.5	0.3	2.355	3.51	3.51	0.99	3.51	0.00
Nor Pon 4	2.6	2.8	1	0	4.01	0.5	0.3	1.855	2.31	2.31	0.84	2.31	0.00
Nor Pon 5	2.5	2.5	1	0	2.5	0.5	0.3	1.1	1.25	1.25	0.75	1.25	0.00

REVISIÓN A VOLTEO

		PESO (TN/M)						BRAZO DE PALANCA (m)								
Muro	H [m]	W_1	$W_3=W_2$	W_4	W_5	W_6	ω=q*(B-D-e)	x_1	x_2	x_4	x_5	x_6	x_ω	x_3	M_R [ton]	$Et._{actuante\ ACTIVO}$
PV-2	4.68	5.04	7.00	2.14	4.62	0.00	3.90	1.55	0.87	1.55	2.67	3.10	1.55	2.58	53.64	11.95
PV-41	3.25	3.39	4.30	1.93	2.84	0.00	3.45	1.40	0.77	1.40	2.42	2.80	1.40	2.33	32.47	8.28
PV-257	4.5	4.83	6.99	2.21	4.62	0.00	4.05	1.60	0.90	1.60	2.75	3.20	1.60	2.67	55.36	11.95
PV-266	3.4	3.57	3.91	1.73	2.58	0.00	3.00	1.25	0.67	1.25	2.17	2.50	1.25	2.08	26.71	8.28
PV-272	3.8	4.03	5.24	2.00	3.47	0.00	3.60	1.45	0.80	1.45	2.50	2.90	1.45	2.42	39.49	9.94
Nor Pon 1	4.58	4.92	6.85	2.14	4.53	0.00	3.90	1.55	0.87	1.55	2.67	3.10	1.55	2.58	52.68	11.95
Nor Pon 2	3.88	4.12	5.35	2.00	3.54	0.00	3.60	1.45	0.80	1.45	2.50	2.90	1.45	2.42	40.16	9.94
Nor Pon 3	5.01	5.42	8.07	2.28	5.33	0.00	4.20	1.65	0.93	1.65	2.83	3.30	1.65	2.75	64.44	13.96
Nor Pon 4	4.01	4.27	5.30	1.93	3.50	0.00	3.45	1.40	0.77	1.40	2.42	2.80	1.40	2.33	38.42	9.94
Nor Pon 5	2.5	2.53	2.88	1.73	1.90	0.00	3.00	1.25	0.67	1.25	2.17	2.50	1.25	2.08	21.09	6.62

				FACTOR DE SEGURIDAD			Observación
Muro	xactuante ACTIVO	Et.actuante PASIVO	xactuante PASIVO	Mactuante	Fsv= MR/MA	Fsv min	
PV-41	2.00	3.86	0.90	20.47	2.62	1.5	**Pasa**
PV-257	1.56	1.50	0.46	12.20	2.66	1.5	**Pasa**
PV-266	2.00	2.68	0.68	22.12	2.50	1.5	**Pasa**
PV-272	1.56	2.68	0.68	11.07	2.41	1.5	**Pasa**
Nor Pon 1	1.78	2.68	0.68	15.88	2.49	1.5	**Pasa**
Nor Pon 1	2.00	2.68	0.68	22.12	2.38	1.5	**Pasa**
Nor Pon 2	1.78	2.68	0.68	15.88	2.53	1.5	**Pasa**
Nor Pon 3	2.23	3.86	0.90	27.62	2.33	1.5	**Pasa**
Nor Pon 4	1.78	2.68	0.68	15.88	2.42	1.5	**Pasa**
Nor Pon 5	1.33	1.50	0.46	8.13	2.59	1.5	**Pasa**

REVISIÓN POR DESLIZAMIENTO

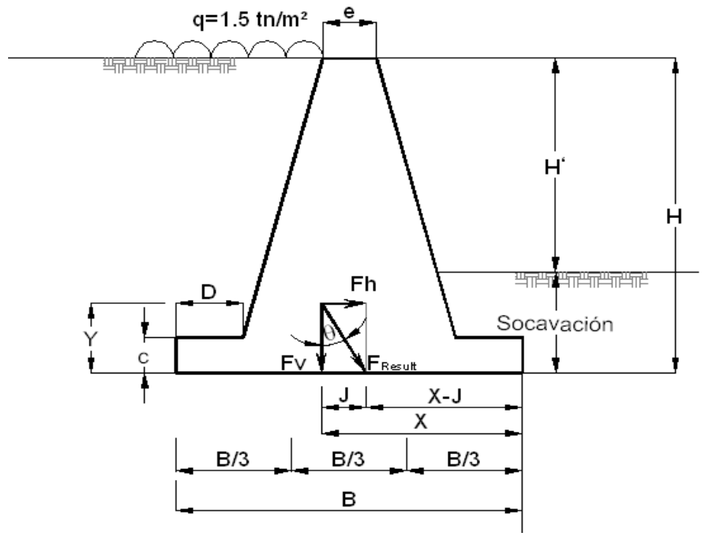
$F_R=\mu*\Sigma W$

Muro	H [m]	(Fha- Fhp)	$\Sigma Fv=W_{TOT}$	F_R	Fuerza actuante	Factor de Seguridad	Fsd min	Observación
PV-2	4.68	8.09	29.69	13.36	8.09	1.65	1.3	**Pasa**
PV-41	3.25	6.78	20.21	9.10	6.78	1.34	1.3	**Pasa**
PV-257	4.5	9.27	29.68	13.35	9.265	1.44	1.3	**Pasa**
PV-266	3.4	5.60	18.69	8.41	5.5975	1.50	1.3	**Pasa**
PV-272	3.8	7.26	23.58	10.61	7.258	1.46	1.3	**Pasa**
Nor Pon 1	4.58	9.27	29.18	13.13	9.265	1.42	1.3	**Pasa**
Nor Pon 2	3.88	7.26	23.97	10.78	7.258	1.49	1.3	**Pasa**
Nor Pon 3	5.01	10.10	33.36	15.01	10.099	1.49	1.3	**Pasa**
Muro	**H [m]**	**(Fha- Fhp)**	**$\Sigma Fv=W_{TOT}$**	**F_R**	**Fuerza actuante**	**Factor de Seguridad**	**Fsd min**	**Observación**
Nor Pon 4	4.01	7.26	23.76	10.69	7.258	1.47	1.3	**Pasa**
Nor Pon 5	2.5	5.12	14.91	6.71	5.123	1.31	1.3	**Pasa**

REVISIÓN POR CAPACIDAD SUSTENTABLE (DE CARGA)

Muro	H[m]	W_{total}	B [m]	L [m]	Presiòn	Cap de Carga	Fsc = cap carga/ presion	Fsc min	Observ
PV-2	4.68	29.69	3.1	1	9.58	15	1.57	1	**Pasa**
PV-41	3.25	20.21	2.8	1	7.22	15	2.08	1	**Pasa**
PV-257	4.5	29.68	3.2	1	9.27	15	1.62	1	**Pasa**
PV-266	3.4	18.69	2.5	1	7.48	15	2.01	1	**Pasa**
PV-272	3.8	23.58	2.9	1	8.13	15	1.84	1	**Pasa**
Nor Pon 1	4.58	29.18	3.1	1	9.41	15	1.59	1	**Pasa**
Nor Pon 2	3.88	23.97	2.9	1	8.26	15	1.82	1	**Pasa**
Nor Pon 3	5.01	33.36	3.3	1	10.11	15	1.48	1	**Pasa**
Nor Pon 4	4.01	23.76	2.8	1	8.49	15	1.77	1	**Pasa**
Nor Pon 5	2.5	14.91	2.5	1	5.96	15	2.52	1	**Pasa**

REVISIÓN POR ESTABILIDAD GLOBAL

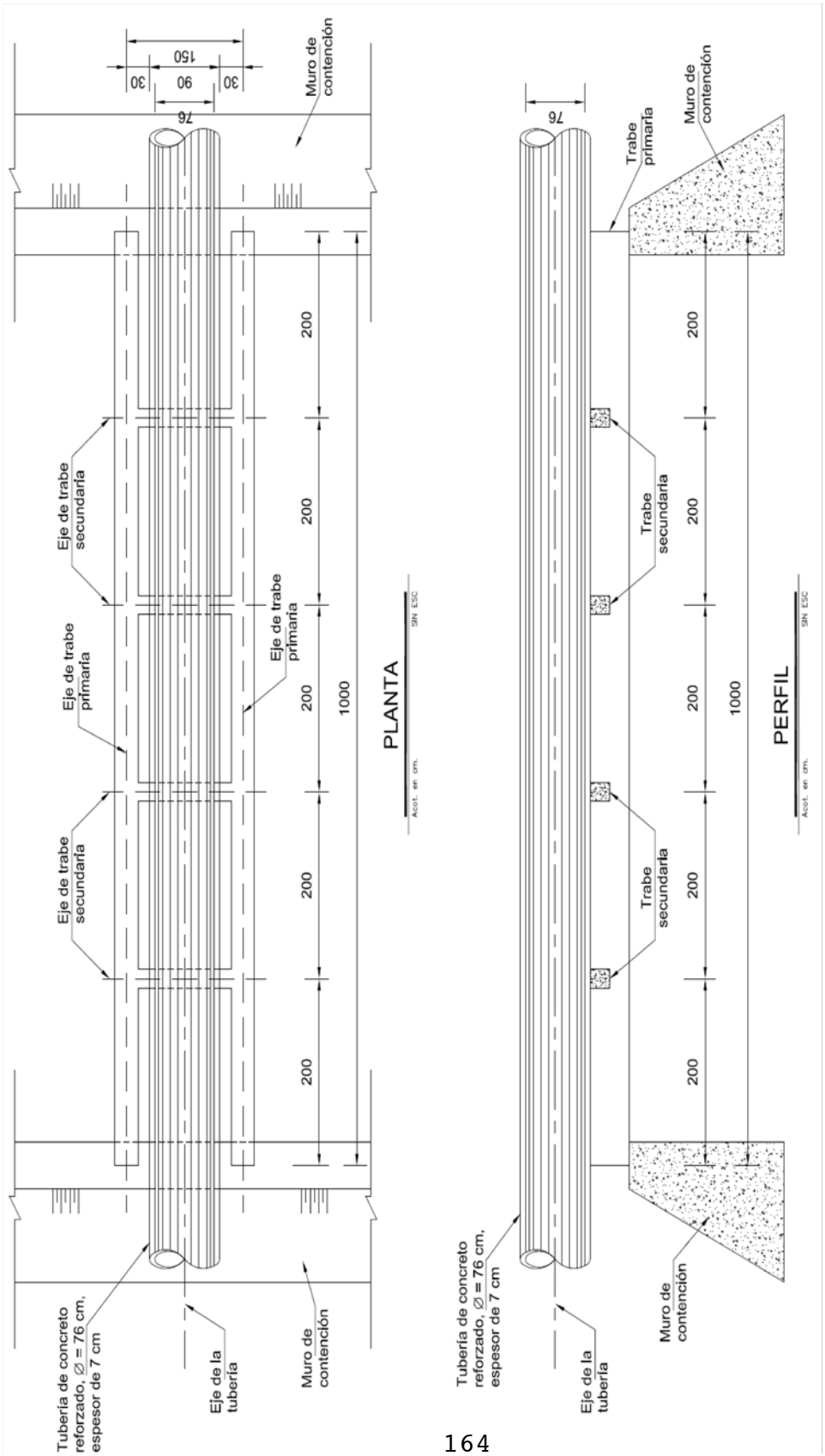


La Fuerza resultante debe pasar por el tercio medio de la base

Muro	B (m)	ΣFv = Wtot	ΣFh	M_R [ton]	X = M_R / Wtot	$M_{actuante}$	Y= Mact/ Fh	θ (rad)	θ (grad)	B/3	J	X-J	Observacion
PV-2	3.1	29.69	8.09	53.64	1.81	20.47	2.53	0.27	15.24	1.03	0.69	1.12	**Si caé en el tercio medio**
PV-41	2.8	20.21	6.78	32.47	1.61	12.20	1.80	0.32	18.55	0.93	0.60	1.00	**Si caé en el tercio medio**
PV-257	3.2	29.68	9.27	55.36	1.87	22.12	2.39	0.30	17.34	1.1	0.75	1.12	**Si caé en el tercio medio**
PV-266	2.5	18.69	5.60	26.71	1.43	11.07	1.98	0.29	16.67	0.8	0.59	0.84	**Si caé en el tercio medio**
PV-272	2.9	23.58	7.26	39.49	1.67	15.88	2.19	0.30	17.11	0.97	0.67	1.00	**Si caé en el tercio medio**
Nor Pon 1	3.1	29.18	9.27	52.68	1.81	22.12	2.39	0.31	17.62	1.03	0.76	1.05	**Si caé en el tercio medio**
Nor Pon 2	2.9	23.97	7.26	40.16	1.68	15.88	2.19	0.29	16.85	0.97	0.66	1.01	**Si caé en el tercio medio**
Nor Pon 3	3.3	33.36	10.10	64.44	1.93	27.62	2.74	0.29	16.84	1.10	0.83	1.10	**Si caé en el tercio medio**
Nor Pon 4	2.8	23.76	7.26	38.42	1.62	15.88	2.19	0.30	16.99	0.93	0.67	0.95	**Si caé en el tercio medio**
Nor Pon 5	2.5	14.91	5.12	21.09	1.42	8.13	1.59	0.33	18.97	0.83	0.55	0.87	**Si caé en el tercio medio**

ANEXO 4

CRUCES CON LONGITUD DE 5 A 10 m
Proyecto Estructural



CONSTANTES DE CÁLCULO

Concreto

$\gamma c := 2.4 \ \frac{t}{m^3}$

$f'c := 250 \ \frac{kg}{cm^2}$

$f°c := 0.8 \cdot f'c = 200 \ \frac{kg}{cm^2}$

$f''c := 0.85 \cdot f°c = 170 \ \frac{kg}{cm^2}$

$Ec := 14000 \cdot f'c^{0.5} = 221359.436$

Acero

$fy := 4200 \ \frac{kg}{cm^2}$

$Es := 2100000 \ \frac{kg}{cm^2}$

Constantes de diseño elástico

Estructuras en contacto con agua

CASO 1 $fs1 := 1898 \ \frac{kg}{cm^2}$ varillas #3, 4 y 5

CASO 2 $fs2 := 1540 \ \frac{kg}{cm^2}$ varillas #6, 8 y 10

Otro tipo de estructuras

CASO 3 $fs3 := 2000 \ \frac{kg}{cm^2}$

$r := \frac{fs}{fc}$ $k := \frac{n}{n + r}$ $j := 1 - \frac{k}{3}$ $n := \frac{Es}{Ec}$ $K := 0.5(fc)(k)(j)$

CASO	r	k	j	K
1	16.87	0.34	0.89	17.14
2	13.69	0.39	0.87	19.20
3	17.78	0.33	0.89	16.63

En nuestro caso, dado que las trabes no estrarán en contacto con el agua, usaremos las constantes del tercer caso. Entonces:

$fs := 2000 \ \frac{kg}{cm^2}$ $j := 0.89$ $K := 16.63 \ \frac{kg}{cm^2}$

Para las vigas de soporte del tubo de drenaje en los cruces sobre el río *Borracho* se tomará en cuenta el peso propio de la tubería, de los elementos de soporte, peso del agua (considerando tubería llena) y una carga viva correspondiente a las personas que utilicen el cruce como puente para pasar de una margen a la otra.

Cálculo de las cargas actuantes en los cruces, longitud de 5 a 10 m

Diámetro del tubo: $\phi := 0.76 \quad m$

Espesor de la pared del tubo: $\varepsilon := 0.07 \quad m$

Peso volumétrico del material del tubo, concreto: $\gamma_c := 2.40 \quad t$

Peso volumétrico del agua: $\gamma_a := 1.00 \quad t$

Longitud mayor del tubo: $L := 10 \quad m$

Peso propio del tubo: $W_{tubo} := \left[\frac{\pi\cdot(\phi + 2\varepsilon)^2}{4} - \frac{\pi\cdot(\phi)^2}{4}\right]\cdot L\cdot\gamma_c = 4.38 \quad t$

Peso del agua dentro del tubo: $W_{agua} := \left[\frac{\pi\cdot(\phi)^2}{4}\right]\cdot L\cdot\gamma_a = 4.54 \quad t$

Trabes secundarias

El ancho propuesto para la estructura de cruce será el número entero mayor que resulte de la suma del diámetro de tubería más 30 cm de holgura a cada lado (se toma en cuenta además el espesor de la tubería). Se propone además el uso de 4 trabes secundarias de 20 x 25 cm en sentido transversal que transmitan las cargas a las trabes primarias en sentido longitudinal.

Número de trabes: $N_{trabes} := 4$

Ancho propuesto de la estructura: $X_1 := \phi + 2\cdot\varepsilon + 2\cdot 0.30 = 1.5 \quad m$ = longitud de trabe secundaria

Ancho aceptado para la estructura: $X := 1.5 \quad m$

La carga viva a utilizar será la usada en el caso de rampas y escaleras: $W_{viva} := 0.35 \quad \frac{t}{m^2}$

Área tributaria para las trabes secundarias: $A_t := \frac{L}{N_{trabes}}\cdot(X) = 3.75 \quad m^2$

Peso uniformemente distribuido debido a carga viva: $W_v := \frac{A_t\cdot(W_{viva})}{X} = 0.875 \quad \frac{t}{m}$

Peso uniforme debido a carga muerta: $W_m := \frac{(W_{tubo} + W_{agua})}{(N_{trabes} + 1)\cdot X} = 1.189 \quad \frac{t}{m}$

Peso propio de la estructura $W_p := (0.2)\cdot(0.20)\cdot\gamma_c = 0.096 \ \frac{t}{m}$

Peso total en la viga secundaria: $\omega := W_v + W_m + W_p = 2.16 \ \frac{t}{m}$

Consideramos a la trabe simplemente apoyada, entonces

$Mmax1 := \frac{\omega\cdot(X)^2}{8} = 0.607 \ t\cdot m$

$M_{max} := Mmax1\cdot\left(\frac{1000}{1}\right)\cdot\left(\frac{100}{1}\right) = 60748.49 \ kg\cdot cm$

Dimensiones trabe

$d := \sqrt{\frac{M_{max}}{K\cdot b}} = 13.515 \ cm$

b := 20 cm

h := 20 cm

d := 15 cm

Recubrimientos de 5 cm

$As := \frac{M_{max}}{fs\cdot j\cdot d} = 2.275 \ cm^2$

$Asmin := 0.0033\cdot b\cdot d = 0.99 \ cm^2$

Se le colocará el acero de refuerzo mínimo en trabes que según RCDF constará de cuando menos 4 vars #4

$Astemp := 0.0025\cdot b\cdot d = 0.75 \ cm^2$

superior: 2 varillas #4
inferior : 2 varillas #4

Acero por cortante

$Vu := \frac{\omega\cdot(X)\cdot 1000}{2} = 1619.96 \ kg$

Cuantía de acero de refuerzo longitudinal a tensión:

$Asl := 4\cdot(1.27) = 5.08 \ cm^2$

$\rho := \frac{Asl}{b\cdot d} = 0.017$

Contribución Vcr del concreto:

$Vcr := (0.8)(b)(d)\cdot(0.5)\cdot\left(\sqrt{f°c}\right) = 1697.06 \ kg$

Como Vcr > Vu se colocará el mínimo de estribos Varillas #3 @ 10 cm

Trabes primarias

Al considerar las cargas puntuales de las trabes secundarias como uniformemente distribuidas a lo largo de la tra primaria, se tiene:

Cargas debido a trabes secundarias: $W_t := \frac{N_{trabes}\cdot(\omega\cdot X)}{2L} = 0.648 \quad \frac{t}{m}$

Peso propio de la trabe primaria 30 x 55 cm: $W_{pp} := (0.30)\cdot(0.55)\cdot\gamma_c = 0.396 \quad \frac{t}{m}$

Peso total en la trabe primaria: $\omega_2 := W_t + W_{pp} = 1.044 \quad \frac{t}{m}$

Consideramos a la trabe simplemente apoyada, entonces

$Mmax1 := \frac{\omega_2\cdot(L)^2}{8} = 13.05 \quad t\cdot m$

$M_{max} := Mmax1\cdot\left(\frac{1000}{1}\right)\cdot\left(\frac{100}{1}\right) = 1304979.83 \quad kg\cdot cm$

$d := \sqrt{\frac{M_{max}}{K\cdot b_2}} = 47.35 \quad cm$

Dimensiones trabe

$b_2 := 35 \quad cm$

$h_2 := 55 \quad cm$

$d_2 := 50 \quad cm$

Recubrimientos de 5 cm

$As := \frac{M_{max}}{fs\cdot j\cdot d_2} = 14.663 \quad cm^2$

$Asmin := 0.0033\cdot b_2\cdot d_2 = 5.775 \quad cm^2$

$Astemp := 0.0025\cdot b_2\cdot d_2 = 4.375 \quad cm^2$

Se le colocará el siguiente acero de refuerzo

superior: 3 varillas #5
inferior : 3 varillas #8

Acero por cortante

$Vu := \frac{\omega_2\cdot(L)\cdot 1000}{2} = 5219.92 \quad kg$

Cuantía de acero de refuerzo longitudinal a tensión:

$As_2 := 3\cdot(1.98) + 3\cdot(5.07) = 21.15 \quad cm^2$

$\rho_2 := \frac{As_2}{b_2\cdot d_2} = 0.012$

Contribución Vcr del concreto:

$$Vcr := (0.8)\left(b_2\right)\left(d_2\right)\cdot\left(0.2 + 20\cdot\rho_2\right)\cdot\left(\sqrt{f°c}\right) = 8745.5 \quad kg$$

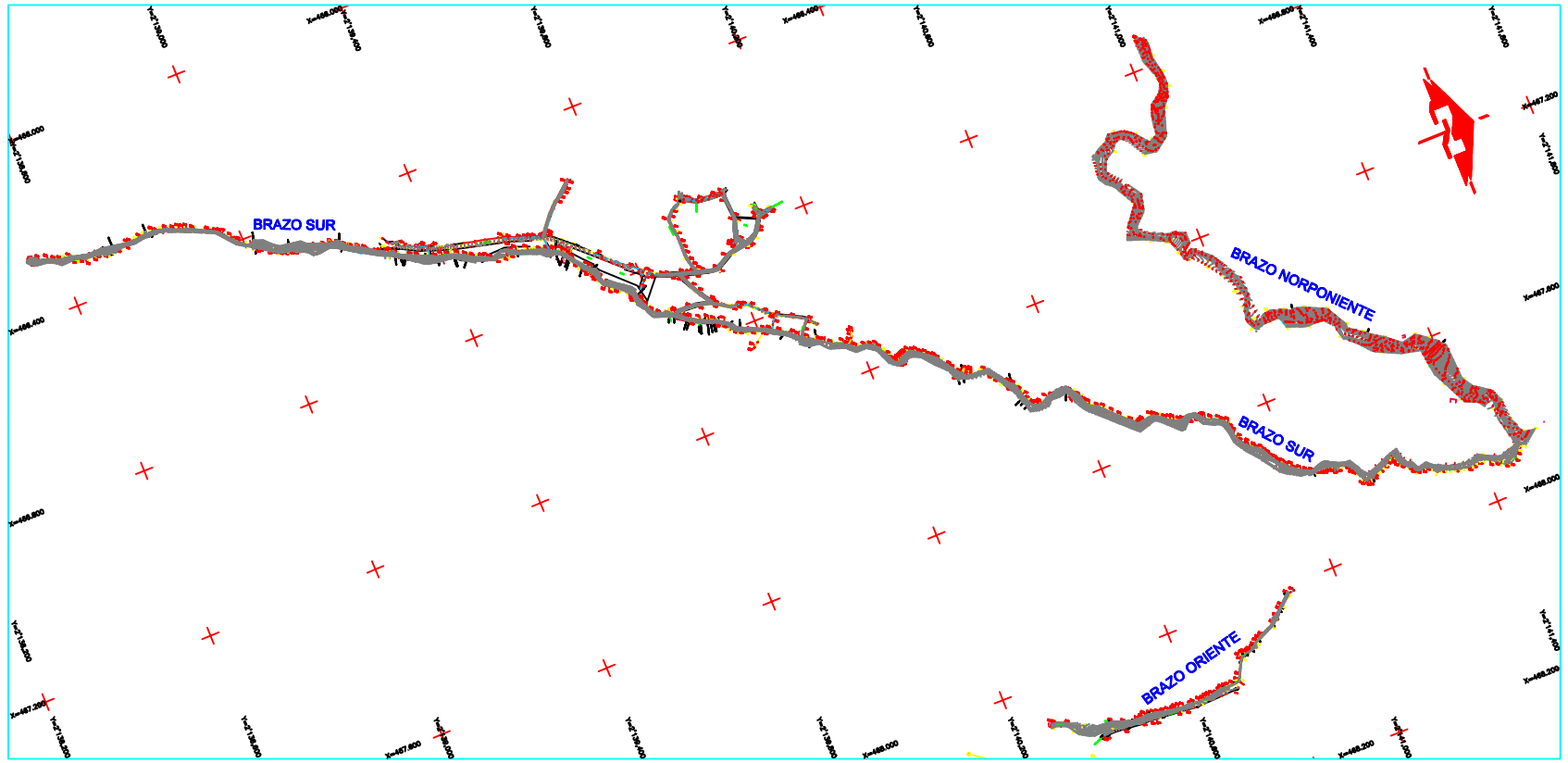
Como Vcr > Vu se colocará el mínimo de estribos Varillas #3 @ 25 cm

REFERENCIAS

Ref. 1 Estructuras de Concreto para el Mejoramiento del Medio Ambiente- IMCYC, 1984.

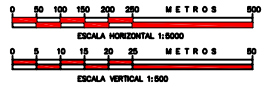
Ref. 2 Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias (2004)

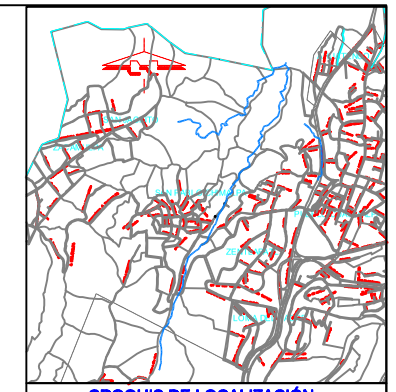
ANEXO 5



PLANTA GENERAL

PERFIL BRAZO SUR





CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

NOMENCLATURA

NUMERO DE POZO DE VISITA — N°1
NIVEL DE TAPA — N.TAP.=
NIVEL DE POZO SIN TAPA — N.S.T.=
NIVEL DE PLANTILLA — N.PLA.=
DIAMETRO DE TUBO — Ø0.15

SIMBOLOGIA

VERTICE DE POLIGONAL — V-1
CASETA TELEFONICA
REGISTRO
ARBOL
POZO DE VISITA
DUCTO PEMEX
ARBOTANTE
POSTE DE TELMEX
POSTE ELECTRICO

NOTAS:

INSTRUMENTO UTILIZADO EN EL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

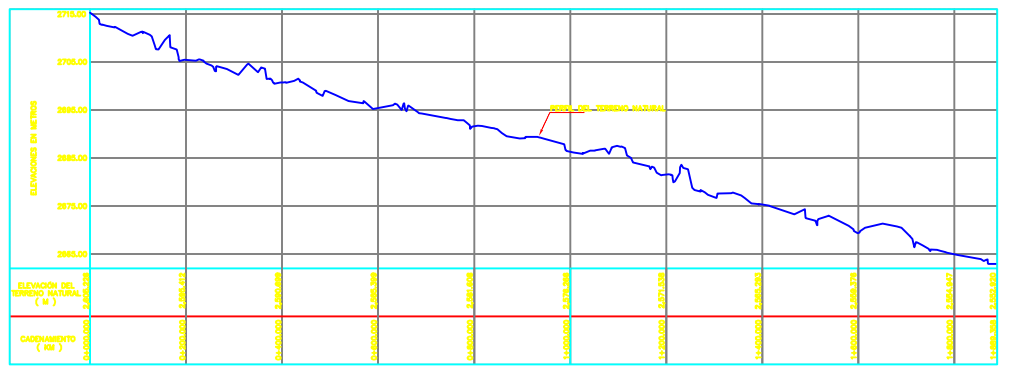
1.—ESTACION TOTAL LEICA TCR 703
con una precision de 3" y accesorios.

2.—NIVEL AUTOMATICO LEICA WILD NA2
Precisión mm/km ±0.7

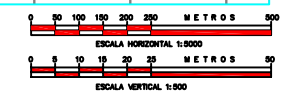
3.—La elevación de partida fue de la mojonera de INEGI B(507W11)03
con elevación= 2,738.951

4.—El sistema de coordenadas de partida fue de la mojonera de
INEGI B(507W11)03, con coordenadas X=468,083.654 y
Y=2,140,083.740

5.—Niveles, cotas y coordenadas en metros.



PERFIL RAMAL NOR-PONIENTE



SERVICIOS Y CONSULTORES S.C
HOLBEIN No. 69 COL. SAN JUAN
Tel. 5682-3588

LEVANTÓ:	REVISÓ:
Alejandro De la Teja Chavira	Ing. Jorge L. Caballero Aguilar
DIBUJÓ:	APROBÓ:
Víctor Manuel Morales Rodríguez	Ing. Manuel Vázquez Tinoco

No. DE ARCHIVO	TITULO
PLANOS COMPLEMENTARIOS	

REV.	FECHA	MODIFICACIONES	MODIFICO	REVISO	APROBO

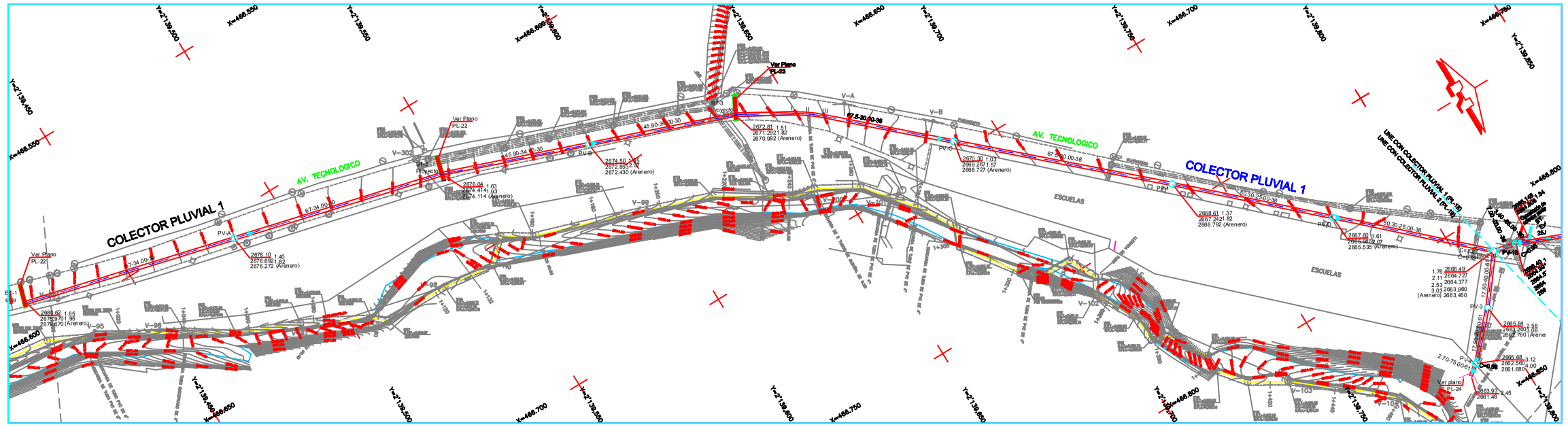
Ciudad México
Secretaría del Medio Ambiente
Sistema de Aguas de la Ciudad de México

DIRECCION TECNICA	SUBDIRECCION DE PROYECTOS

PROYECTO EJECUTIVO DE REHABILITACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DEL COLECTOR INTERMEDIO, PARA EL SANEAMIENTO DEL CAUCE DEL RÍO XOCHIACA, EN LA DELEGACIÓN CUAJIMALPA

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO
PLANO GENERAL

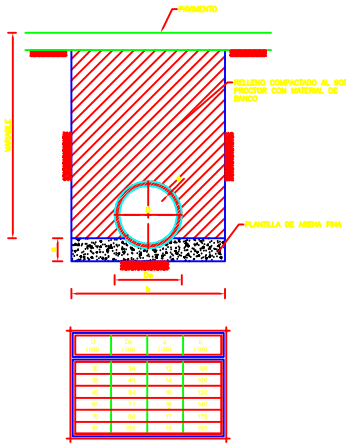
ESCALA : INDICADA
PLANO : PL-01
No. DE ARCHIVO :
FECHA : MAR/2013
REV :

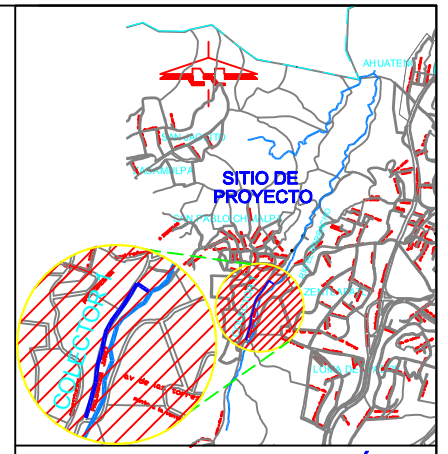


PLANTA COLECTOR PLUVIAL 1

DATOS DE PROYECTO

PERIODO DE RETORNO	10 años
AREA PROPIA DEL COLECTOR PLUVIAL 1	8.90 ha
AREA EXTERNA DE APORTACIÓN (COL PLUVIAL 2 Y 3)	8.95 ha
INTENSIDAD DE LLUVIA	49 mm/hr
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	0.27
SITIO DE VERTIDO	Río Borracho
APORTACIÓN DEL COLECTOR PLUVIAL 1	0.31 m³/s
APORTACIÓN DEL COLECTOR PLUVIAL 2 Y 3	0.33 m³/s
CAPACIDAD A TUBO LLENO DEL COLECTOR PLUVIAL 1	1.83 m³/s





SIMBOLOGIA

BOCA DE TORMENTA
COLECTOR DE PROYECTO
COTA DE TERRENO / COTA DE PLANTILLA (2690.40 / 2664.73 1.37)
POZO DE VISITA COMÚN
POZO DE VISITA CON CAIDA
NUMERO DE POZO (6)
LONGITUD–PENDIENTE–DIAMETRO (metros) (milesimos) (con timetros) (34.44-25.77-30)
SENTIDO DE ESCURRIMIENTO
VERTICE DE POLIGONAL (V-1)
CASETA TELEFONICA
REGISTRO
ARBOL
POZO DE VISITA
DUCTO PEMEX
ARBOTANTE
POSTE DE TELMEX
POSTE ELECTRICO

POZOS TIPO COLECTOR 1

DES. POZO	CADENAMIENTO	PROF.	TIPO	VER PLANO
A	0+087.00	1.80	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
B	0+179.80	2.07	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
C	0+283.30	1.57	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
1	0+360.80	1.85	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
D	0+411.10	2.07	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
2	0+461.40	3.03	P.V. ESPECIAL PREFABRICADO	FICHA TECNICA
3	0+476.90	3.08	P.V. ESPECIAL PREFABRICADO	FICHA TECNICA
4	0+496.40	4.00	P.V. ESPECIAL PREFABRICADO	FICHA TECNICA

PERFIL COLECTOR PLUVIAL 1

ESCALA VERTICAL 1:50
ESCALA HORIZONTAL 1:500

NOTAS:

1.– Acotaciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.

2.– El sistema de coordenada es de tipo UTM. El sistema de coordenadas de partida fue tomado de la mojonera de INEGI B(507911)03, con coordenadas X=468,083.804, Y=2,140,083.740 y Z=2,738.95.

3.– Se recomienda verificar en campo mediante cala el momento de la construcción, la elevación de las tuberías existentes, cuando se encuentren muy cercanas al trazo del colector pluvial.

4.– Las elevaciones manejadas en el presente proyecto corresponden al levantamiento topográfico realizado por la empresa Servicios y Consultores S.C. en 2011.

5.– El ancho de las zanjas indicado en la sección tipo será libre para los casos en los que se utilice ademe.

6.– El colchón mínimo sobre el lomo de la tubería será de 90.0 cm, excepto en los sitios en que por razones especiales se indiquen otros valores.

7.– La profundidad mínima de la zanja será que se obtenga sumando al colchón mínimo el diámetro exterior de la tubería y el espesor de la plantilla.

8.– El espesor de la plantilla se indica en la tabla de secciones de zanja tipo.

9.– Elevaciones en metros referidas al banco de nivel proporcionado por personal técnico del SACM, que corresponde a la mojonera de INEGI B(507911)03 con elevación 2,738.95.

10.– Los materiales producto de excavaciones y demoliciones deberán ser acarreados hasta el o los sitios de tiro que indique el SACM.

11.– Las tuberías a utilizar en la construcción del colector pluvial y las obras de los bocas de tormenta existentes serán de Polietileno de Alta Densidad (PEAD) corrugado tipo " S ", con doble pared (interna lisa y exterior corrugada) y junta mediante el sistema espiga-campana. La campana será integrada co–anillado en fábrica.

12.– Distancias en metros medidas gráficamente del plano a escala.

13.– Diámetro en centímetros, pendiente en milésimas y longitud en metros.

14.– Para la construcción del colector pluvial en proyecto el empleo de pozos de visita prefabricados de concreto reforzado de acuerdo a la Norma NMX-C-413–1988–CNCCE, con resistencia del concreto a la compresión f'c=280 kg/cm², acero de refuerzo con resistencia a la fluencia fy=6,000 kg/cm². Además deberá contar con escalera de servicio integrada a los componentes del pozo. Dicha empleo obedece a la factibilidad y costo de instalación, ya mencionada el empleo de Pozos de Visita con registro de acceso excéntrico al eje del pozo, para facilitar su acceso.

15.– Dado que los pozos de visita prefabricados que conecten tuberías de diámetro menor o igual a .30 cm, o entre 35 y 45 cm, tienen la restricción de una profundidad máxima de 1.00 y 1.80 m, respectivamente. Por esta razón, cuando la profundidad requerida en el proyecto sea menor o la máxima mencionada, se propuso la construcción de pozos de visita convencionales. Cabe mencionar que para los pozos de visita prefabricados que conecten tuberías entre 61 y 76 cm no hay restricción en cuanto a la profundidad mínima.

16.– Se usarán brocales de acceso de fierro fundido (tapa).

17.– La deflexión máxima de la tubería de P.E.A.D. será del 7.5% del diámetro base de acuerdo con el Manual Técnico de Instalación para la tubería corrugada de Polietileno de Alta Densidad (puntos I, II y III en planta y cuadro de acotamiento).

COLECTOR I

CANTIDADES DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
LIMPIA Y TRAZO	m²	491.6
RUPTURA Y DEMOLICIÓN DE PAV.	m²	49.2
CORTE DE PAVIMENTO	m²	568.2
EXCAVACIÓN	m³	900.8
RELLENO PRODUCTO DE EXCAVACIÓN	m³	758.9
PLANTILLA APISONADA	m²	60.8
ACARREO	m³	133.1
INST. DE TUB. DE P.E.A.D. DE 12"	m	225.80
INST. DE TUB. DE P.E.A.D. DE 14"	m	234.60
INST. DE TUB. DE P.E.A.D. DE 24"	m	37.7
CAPTURA DE BASURA	pza.	2

CUADRO DE CONSTRUCCION

DES.	P.V.	CAD.	DIST.	ÁNGULO	AZIMUT	COORDENADAS X	COORDENADAS Y
COLECTOR PLUVIAL 1							
PV-1	1	0+000.00	0.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,140,083.74
PV-2	2	0+045.60	45.60	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,140,038.14
PV-3	3	0+090.80	45.20	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,992.94
PV-4	4	0+135.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,947.94
PV-5	5	0+180.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,902.94
PV-6	6	0+225.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,857.94
COLECTOR PLUVIAL 2							
PV-A	A	0+000.00	0.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,140,083.74
PV-B	B	0+045.60	45.60	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,140,038.14
PV-C	C	0+090.80	45.20	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,992.94
PV-D	D	0+135.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,947.94
PV-1	1	0+180.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,902.94
PV-2	2	0+225.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,857.94
PV-3	3	0+270.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,812.94
PV-4	4	0+315.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,767.94
PV-5	5	0+360.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,722.94
PV-6	6	0+405.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,677.94
PV-7	7	0+450.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,632.94
PV-8	8	0+495.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,587.94
PV-9	9	0+540.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,542.94
PV-10	10	0+585.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,497.94
PV-11	11	0+630.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,452.94
PV-12	12	0+675.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,407.94
PV-13	13	0+720.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,362.94
PV-14	14	0+765.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,317.94
PV-15	15	0+810.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,272.94
PV-16	16	0+855.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,227.94
PV-17	17	0+900.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,182.94
PV-18	18	0+945.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,137.94
PV-19	19	0+990.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,092.94
PV-20	20	1+035.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,047.94
PV-21	21	1+080.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,139,002.94
PV-22	22	1+125.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,957.94
PV-23	23	1+170.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,912.94
PV-24	24	1+215.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,867.94
PV-25	25	1+260.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,822.94
PV-26	26	1+305.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,777.94
PV-27	27	1+350.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,732.94
PV-28	28	1+395.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,687.94
PV-29	29	1+440.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,642.94
PV-30	30	1+485.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,597.94
PV-31	31	1+530.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,552.94
PV-32	32	1+575.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,507.94
PV-33	33	1+620.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,462.94
PV-34	34	1+665.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,417.94
PV-35	35	1+710.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,372.94
PV-36	36	1+755.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,327.94
PV-37	37	1+800.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,282.94
PV-38	38	1+845.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,237.94
PV-39	39	1+890.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,192.94
PV-40	40	1+935.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,147.94
PV-41	41	1+980.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,102.94
PV-42	42	2+025.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,057.94
PV-43	43	2+070.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,138,012.94
PV-44	44	2+115.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,967.94
PV-45	45	2+160.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,922.94
PV-46	46	2+205.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,877.94
PV-47	47	2+250.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,832.94
PV-48	48	2+295.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,787.94
PV-49	49	2+340.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,742.94
PV-50	50	2+385.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,697.94
PV-51	51	2+430.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,652.94
PV-52	52	2+475.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,607.94
PV-53	53	2+520.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,562.94
PV-54	54	2+565.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,517.94
PV-55	55	2+610.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,472.94
PV-56	56	2+655.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,427.94
PV-57	57	2+700.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,382.94
PV-58	58	2+745.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,337.94
PV-59	59	2+790.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,292.94
PV-60	60	2+835.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,247.94
PV-61	61	2+880.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,202.94
PV-62	62	2+925.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,157.94
PV-63	63	2+970.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,112.94
PV-64	64	3+015.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,067.94
PV-65	65	3+060.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,137,022.94
PV-66	66	3+105.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,136,977.94
PV-67	67	3+150.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,136,932.94
PV-68	68	3+195.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,136,887.94
PV-69	69	3+240.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,136,842.94
PV-70	70	3+285.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,136,797.94
PV-71	71	3+330.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,136,752.94
PV-72	72	3+375.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,136,707.94
PV-73	73	3+420.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,136,662.94
PV-74	74	3+465.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,136,617.94
PV-75	75	3+510.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,136,572.94
PV-76	76	3+555.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,136,527.94
PV-77	77	3+600.80	45.00	0° 0' 0"	0° 0' 0"	468,083.80	2,136,482.94

No. DE ARCHIVO	TITULO
PLANOS COMPLEMENTARIOS	

REV.	FECHA	MODIFICACIONES	MODIFICO	REVISO	APROBO

SEPCO
SERVICIOS Y CONSULTORES S.C
HOLBEIN No. 69 COL. SAN JUAN
TEL. 5605–2665

PROYECTO: Alejandro De la Teja Chavira
REVISÓ: Ing. Jorge L. Caballero Aguilar
DIBUJÓ: Víctor Manuel Morales Rodríguez
APROBÓ: Ing. Manuel Vázquez Tirado

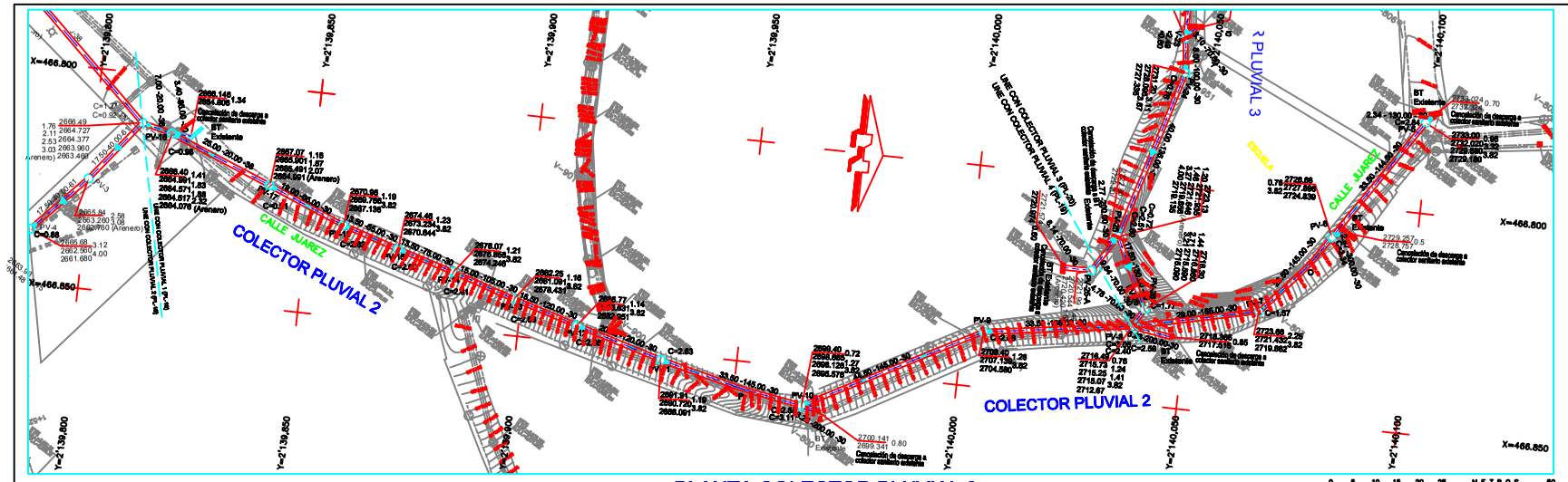
Ciudad de México
Secretaría del Medio Ambiente
Sistema de Aguas de la Ciudad de México

DIRECCION TECNICA | SUBDIRECCION DE PROYECTOS

PROYECTO EJECUTIVO DE REHABILITACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DEL COLECTOR SONORAL PARA EL SANEAMIENTO DEL CAUCE DEL RÍO BORRACHO, EN LA DELEGACIÓN CUAJIMALPA.

PROYECTO EJECUTIVO COLECTOR PLUVIAL 1
PLANTA Y PERFIL
DEL KM 0+000.00 AL KM 0+600.00

ESCALA: INDICADA
PLANO: PL–02
No. DE ARCHIVO:
FECHA: MAR/2013
REV:



PLANTA COLECTOR PLUVIAL 2

CUADRO DE CONSTRUCCION

EST.	P.V.	CADENAMIENTO	DISTANCIA	RUMBO ° ' "	AZIMUT ° ' "	COORDENADAS X	COORDENADAS Y
COLECTOR PLUVIAL 2							
1	PV-0	0+000.000				466779.46	2140099.07
PV-0	PV-1	0+033.800	33.80	S 56° 56' 51" E	123° 3' 29"	466807.63	2140080.78
PV-1	PV-2	0+083.300	49.50	S 56° 57' 0" E	123° 22' 22"	466858.06	2140079.30
PV-2	PV-7	0+127.100	43.80	S 56° 57' 0" E	123° 22' 22"	466901.70	2140076.69
PV-7	PV-8	0+166.100	39.00	S 13° 59' 19" E	167° 0' 41"	466932.53	2140037.96
PV-8	PV-9	0+213.900	47.80	S 13° 59' 19" E	167° 0' 41"	466947.41	2140004.80
PV-9	PV-10	0+264.100	50.20	S 8° 21' 42" E	171° 38' 18"	466965.24	2139955.34
PV-10	P	0+278.300	14.00	S 8° 34' 0" E	169° 34' 0"	466966.09	2139941.74
P	PV-11	0+297.800	19.39	S 13° 26' 35" E	166° 33' 25"	466967.66	2139923.87
PV-11	PV-12	0+318.700	20.90	S 13° 26' 35" E	166° 33' 25"	466945.00	2139913.15
PV-12	PV-13	0+353.600	35.00	S 18° 31' 53" E	161° 28' 7"	466941.64	2139883.59
PV-13	PV-14	0+398.600	45.00	S 17° 49' 58" E	162° 10' 2"	466937.04	2139838.05
PV-14	PV-15	0+452.100	53.50	S 15° 19' 39" E	164° 40' 20"	466933.99	2139784.64
PV-15	PV-16	0+497.600	45.50	S 17° 12' 10" E	162° 47' 50"	466929.77	2139739.19
PV-16	PV-17	0+524.600	27.00	S 22° 11' 3" E	157° 48' 57"	466922.66	2139712.55
PV-17	PV-18	0+576.600	52.00	S 21° 45' 51" E	158° 14' 9"	466912.84	2139661.53
PV-18	PV-0	0+328.600	7.00	S 13° 26' 35" E	166° 33' 25"	466911.16	2139710.49

DATOS DE PROYECTO

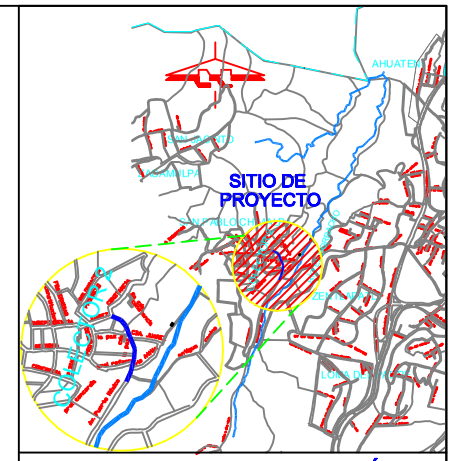
PERIODO DE RETORNO	10 años
AREA PROPIA DEL COLECTOR PLUVIAL 2	3.41 ha
AREA EXTERNA DE APORTACION (COL PLUVIAL 3)	3.54 ha
INTENSIDAD DE LLUVIA	49 mm/h
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	0.27
SITIO DE VERTIDO	Río Borado
APORTACIÓN DEL COLECTOR PLUVIAL 2	0.22 m³/s
APORTACIÓN DEL COLECTOR PLUVIAL 3	0.13 m³/s
CAPACIDAD A TUBO LLENO DEL COLECTOR PLUVIAL 2	0.51 m³/s

COLECTOR 2
CANTIDADES DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
LIMPIEZA Y TRAZO	m²	315.8
RUPTURA Y DEMOLICIÓN DE PAV.	m²	31.6
CORTE DE PAVIMENTO	m²	69.6
EXCAVACIÓN	m³	1,038.6
RELLENO PRODUCTO DE EXCAVACIÓN	m³	901.2
PLANTILLA APISONADA	m²	35.5
ACARREO	m³	136.4
INST. DE TUB. DE P.E.A.D. DE 12"	m	310.3
INST. DE TUB. DE P.E.A.D. DE 15"	m	32.0
POZO DE DRENAJE	pza.	14

POZOS TIPO COLECTOR 2

DEL ADOC.	CADENAMIENTO	PROF.	TIPO	VER PLANO
5	0+002.34	3.65	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
6	0+030.84	3.62	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
7	0+059.34	3.62	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
8	0+088.34	3.62	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
9	0+121.84	3.62	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
10	0+166.34	3.62	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
11	0+199.84	3.65	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
12	0+230.34	3.62	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
13	0+235.84	3.62	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
14	0+250.84	3.62	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
15	0+264.34	3.62	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
16	0+277.84	3.62	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
17	0+297.74	3.07	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
18	0+319.00	2.32	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

SIMBOLOGIA

BOCA DE TORMENTA
COLECTOR DE PROYECTO
COTA DE TERRENO / COTA DE PLANTILLA — 2664.49 / 2663.12 — 1.37
POZO DE VISITA COMÚN
POZO DE VISITA CON CAIDA
NUMERO DE POZO — 9
LONGITUD–PENDIENTE–DIAMETRO (metros) (milesimas) (centimetros) — 34.44-25.77-30
SENTIDO DE ESCURRIMIENTO — V=1
VERTICE DE POLIGONAL
CASETA TELEFONICA
REGISTRO
ARBOL
POZO DE VISITA
DUCTO PEMEX
ARBOTANTE
POSTE DE TELMEX
POSTE ELECTRICO

NOTAS:

1.– Acotaciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.

2.– El sistema de coordenada es de tipo UTM. El sistema de coordenadas de partida fue tomado de la mojonera de INEGI #(307911)03, con coordenadas X=466,083.054, Y=2,140,083.740 y Z=2,738.95.

3.– Se recomienda verificar en campo mediante cala el momento de la construcción, la elevación de las tuberías existentes, cuando se encuentren muy cercanas al trazo del colector pluvial.

4.– Las elevaciones manejadas en el presente proyecto corresponden al levantamiento topográfico realizado por la empresa Servicios y Consultores S.C. en 2011.

5.– El ancho de las zanjas indicado en la sección tipo será libre para los casos en los que se utilice entibar.

6.– El colchón mínimo sobre el lomo de la tubería será de 90.0 cm, excepto en los sitios en que por razones especiales se indiquen otros valores.

7.– La profundidad mínima de la zanja será que es obtenga sumando el colchón mínimo el diámetro exterior de la tubería y el espesor de la plantilla.

8.– El espesor de la plantilla se indica en la tabla de secciones de zanja tipo.

9.– Elevaciones en metros referidas al banco de nivel proporcionado por personal técnico del SACM, que corresponde a la mojonera de INEGI #(307911)03 con elevación= 2,738.95.

10.– Los materiales producto de excavaciones y demoliciones deberán ser acarreados hasta el o los sitios de tiro que indique el SACM.

11.– Los tuberías a utilizar en la construcción del colector pluvial y los ubicos de las bocas de tormenta existentes serán de Polietileno de Alta Densidad (PEAD) corrugado tipo "S 7, con doble pared (interna lisa y exterior corrugada) y junta mediante el sistema espiga–campana. La campana será integrada en–fabricada en fábrica.

12.– Distancias en metros medidas gráficamente del plano a escala.

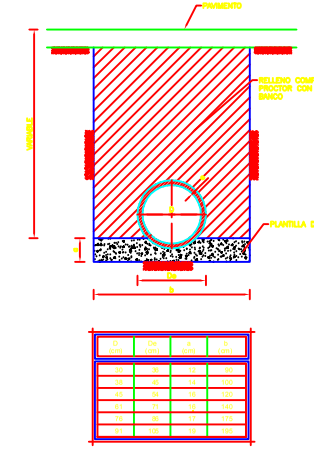
13.– Diámetro en centímetros, pendiente en milésimas y longitud en metros.

14.– Para la construcción del colector pluvial se propone el empleo de pozos de visita prefabricados de concreto reforzado de acuerdo a las Normas NOM–C–413–1994–CANACE, con resistencia del concreto a la compresión f'c=280 kg/cm², acero de refuerzo con resistencia a la fluencia fy=6,000 kg/cm², además deberá contar con escalera de servicio integrada a los componentes del pozo. Dicha escalera deberá ser de fácil–tipo y costo de instalación. Se recomienda el empleo de Pozos de visita con registro de acceso excéntrico el cilindro para, para facilitar su ocupo.

15.– Dado que los pozos de visita prefabricados que conectan tuberías de diámetro menor o igual a 30 cm, o entre 38 y 45 cm, tienen la restricción de una profundidad mínima de 1.55 y 1.80 m, respectivamente. Por este razón, cuando la profundidad requerida en el proyecto sea menor a la mínima mencionada, se propuso la construcción de pozos de visita convencionales. Cabe mencionar que para los pozos de visita prefabricados que conectan tubería entre 61 y 76 cm no hay restricción en cuanto a la profundidad mínima.

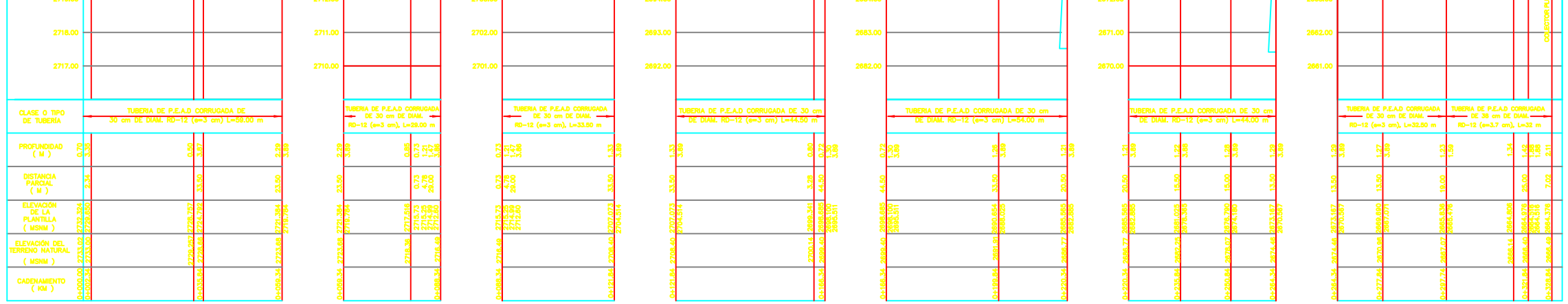
16.– Se usarán brocales de acceso de fierro fundido (fo.fo.).

17.– La deflexión máxima de la tubería de P.E.A.D. será del 7.5% del diámetro base de acuerdo con el Manual Técnico de Instalación para la tubería corrugada de Polietileno de Alta Densidad.



SECCION TIPO PARA ZANJA

S/ESC. ACOT.: CM



PERFIL COLECTOR PLUVIAL 2

PROYECTO:	REVISO:
Alejandro De la Toja Chavira	Ing. Jorge L. Caballero Aguilar
DIBUJO:	APROBO:
Victor Manuel Morales Rodriguez	Ing. Manuel Vázquez Tinoco

SEMCO
SERVICIOS Y CONSULTORES S.C
HOLBEIN No. 69 COL. SAN JUAN
Tel. 5555–3355

No. DE ARCHIVO	TITULO
PLANOS COMPLEMENTARIOS	

REV.	FECHA	MODIFICACIONES	MODIFICO	REVISO	APROBO

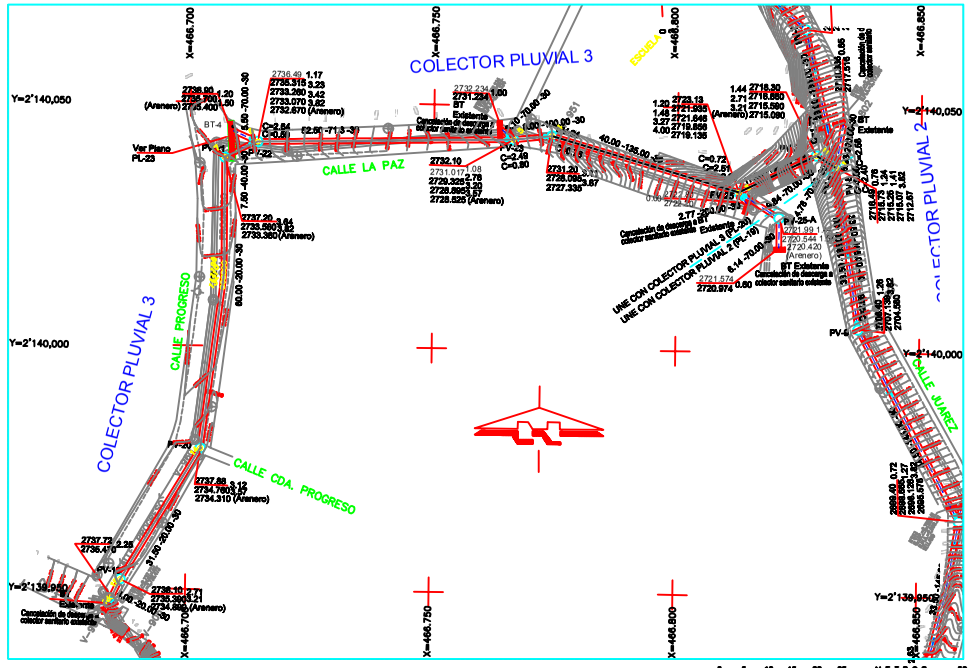
Ciudad de México
Secretaría del Medio Ambiente
Sistema de Aguas de la Ciudad de México

DIRECCION TECNICA	SUBDIRECCION DE PROYECTOS

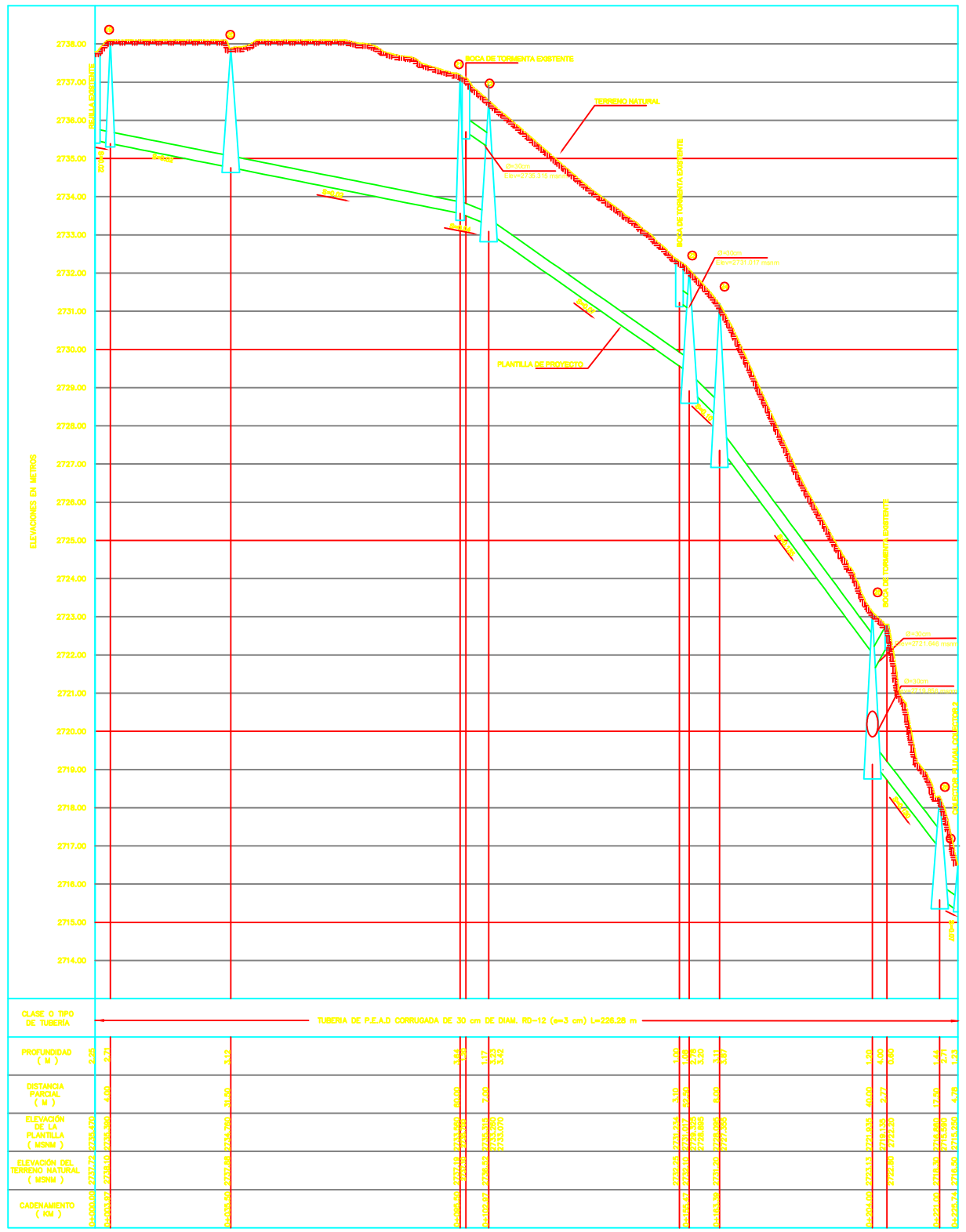
PROYECTO EJECUTIVO DE REHABILITACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DEL COLECTOR MARSELLA, PVVA EL ENSUEÑO HSTA. CALLE DEL RÍO BORRACHO, EN LA DELEGACIÓN CUAUHTÉMOC.

PROYECTO EJECUTIVO COLECTOR PLUVIAL 2
PLANTA Y PERFIL
DEL KM 0+000.00 AL KM 0+328.66

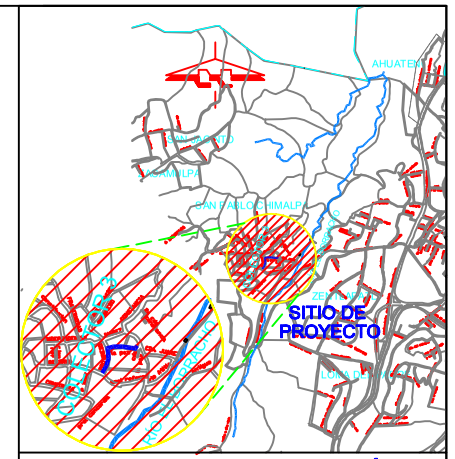
ESCALA :	INDICADA
PLANO :	PL–03
No. DE ARCHIVO :	
FECHA : MAR/2013	REV :



PLANTA COLECTOR PLUVIAL 3



PERFIL COLECTOR PLUVIAL 3



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

SIMBOLOGIA

- BOCA DE TORMENTA
- COLECTOR DE PROYECTO
- COTA DE TERRENO / COTA DE PLANTILLA (2090.40 / 2084.73, 1.37)
- POZO DE VISITA COMÚN
- POZO DE VISITA CON CAIDA
- NUMERO DE POZO (6)
- LONGITUD–PENDIENTE–DIAMETRO (metros) (milesimos) (centimetros) (34.44-25.77-30)
- SENTIDO DE ESCURRIMIENTO
- VERTICE DE POLIGONAL (V-1)
- CASETA TELEFONICA
- REGISTRO
- ARBOL
- POZO DE VISITA
- DUCTO PEMEX
- ARBOTANTE
- POSTE DE TELMEX
- POSTE ELECTRICO

NOTAS:

1.– Acotaciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.

2.– El sistema de coordenada es de tipo UTM. El sistema de coordenadas de partida fue tomado de la mojonera de INEGI B(507#11)03, con coordenadas X=468,083.654, Y=2,140,083.740 y Z=2,738.88.

3.– Se recomienda verificar en campo mediante cala el momento de la construcción, la elevación de las tuberías existentes, cuando se encuentren muy cercanas al trazo del colector pluvial.

4.– Las elevaciones manejadas en el presente proyecto corresponden al levantamiento topográfico realizado por la empresa Servicios y Consultoría S.C. en 2011.

5.– El ancho de las zanjas indicado en la sección tipo será libre para los casos en los que se utilice ademe.

6.– El colchón mínimo sobre el lomo de la tubería será de 90.0 cm, excepto en los sitios en que por razones especiales se indiquen otras valores.

7.– La profundidad mínima de la zanja será que se obtenga sumando el colchón mínimo el diámetro exterior de la tubería y el espesor de la plantilla.

8.– El espesor de la plantilla se indica en la tabla de secciones de zanja tipo.

9.– Elevaciones en metros referidas al banco de nivel proporcionado por personal técnico del SACM, que corresponde a la mojonera de INEGI B(507#11)03 con elevación= 2,738.88.

10.– Los materiales producto de excavaciones y demoliciones deberán ser acarreados hasta el o los sitios de tiro que indique el SACM.

11.– Las tuberías a utilizar en la construcción del colector pluvial y los silvios de las bocas de tormenta existentes serán de Polietileno de Alta Densidad (PEAD) corrugado tipo " S ", con doble pared (interna lisa y exterior corrugada) y junta mediante el sistema espiga–campana. La campana será integrada co–extruida en fábrica.

12.– Distancias en metros medidas gráficamente del plano a escala.

13.– Diámetro en centímetros, pendiente en milésimas y longitud en metros.

14.– Para la construcción del colector pluvial se propone el empleo de pozos de visita prefabricados de concreto reforzado de acuerdo a la Norma NMX–C–413–1985–ONNCCE, con resistencia del concreto a la compresión f'c=280 kg/cm², acero de refuerzo con resistencia a la fluencia fy=6,000 kg/cm², asimismo deberá contar con escalera de servicio integrada a los componentes del pozo. Dicho empleo obedece a la facilidad y costo de instalación. Se recomienda el empleo de Pozos de visita con registro de acceso excéntrico al eje del pozo, para facilitar su acceso.

15.– Dado que los pozos de visita prefabricados que conectan tuberías de diámetro menor o igual a 30 cm, ó entre 36 y 45 cm, tienen la restricción de una profundidad mínima de 1.05 y 1.80 m, respectivamente. Por esta razón, cuando la profundidad requerida en el proyecto sea menor a la mínima mencionada, se propuso la construcción de pozos de visita convencionales. Cabe mencionar que para los pozos de visita prefabricados que conectan tuberías entre 61 y 76 cm no hay restricción en cuanto a la profundidad mínima.

16.– Se usarán brocales de acceso de fierro fundido (fo.fo.).

17.– La deflexión máxima de la tubería de P.E.A.D. será del 7.5% del diámetro base de acuerdo con el Manual Técnico de Instalación para la tubería corrugada de Polietileno de Alta Densidad.

COLECTOR 3

DATOS DE PROYECTO

PERIODO DE RETORNO	10	años
AREA PROPIA DEL COLECTOR PLUVIAL 3	3.54	ha
INTENSIDAD DE LLUVIA	42	mm/hr
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	0.27	
SITIO DE VERTIDO	Río Barrilaco	
APORTACIÓN DEL COLECTOR PLUVIAL 3	0.13	m³/s
CAPACIDAD A TUBO LLENO DEL COLECTOR PLUVIAL 3	0.33	m³/s

COLECTOR 3

CANTIDADES DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
LIMPIEZA Y TRAZO	m²	827.8
RUPTURA Y DEMOLICIÓN DE PAV.	m²	122.8
CORTE DE PAVIMENTO	m²	306.2
EXCAVACIÓN	m³	761.3
RELLENO PRODUCTO DE EXCAVACIÓN	m³	701.8
PLANTILLA APISONADA	m³	27.3
ACARREO	m³	353.1
SUM. DE TUB. DE P.E.A.D. DE 12"	m	353.1
NODO DE DRENAJE	pza.	1

POZOS TIPO COLECTOR 3

NO. POZO	CADENAMIENTO	PROF.	TIPO	VER PLANO
19	0+004.00	3.31	P.V. COMÚN CONVENCIONAL	PL–01
20	0+035.50	3.37	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
21	0+085.50	3.82	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
22	0+103.00	3.82	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
23	0+155.50	3.37	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
24	0+163.50	3.87	P.V. COMÚN CONVENCIONAL	PL–01
25	0+203.50	4.00	P.V. COMÚN CONVENCIONAL	PL–01
25–A		1.57	P.V. COMÚN PREFABRICADO	FICHA TECNICA
26	0+221.00	3.31	P.V. COMÚN CONVENCIONAL	PL–01

CUADRO DE CONSTRUCCIÓN

COLECTOR PLUVIAL 3

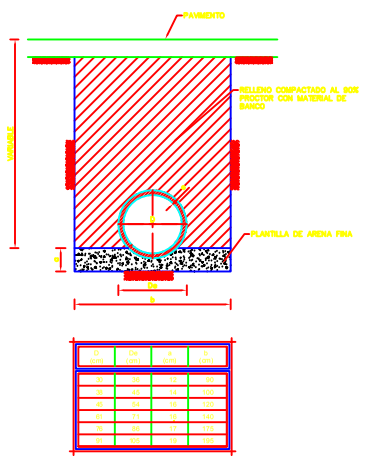
EST.	P.V.	CADENAMIENTO	DISTANCIA	RUMBO ° ' "	AZIMUT ° ' "	COORDENADAS X	COORDENADAS Y
	REALA	0+000.000				466854.65	2140948.87
REALA	PV–19	0+004.000	4.00	N 24 58 50 E	24 58 50	466856.28	2140951.27
PV–19	PV–20	0+035.500	31.60	N 30 44 39 E	30 44 39	466728.78	2139978.88
PV–20	M	0+070.000	34.50	N 7 1 47 E	7 1 47	466730.10	2140013.38
M	PV–21	0+085.500	15.69	N 0 0 23 W	359 59 37	466727.10	2140028.49
PV–21	PV–21	0+103.000	7.67	N 64 9 11 E	64 9 11	466715.62	2140041.84
PV–23	PV–23	0+153.500	50.49	N 88 53 54 E	88 53 54	466786.50	2140043.88
PV–23	PV–24	0+163.400	9.90	N 83 58 22 E	83 58 22	466776.18	2140043.68
PV–24	PV–25	0+203.400	40.00	S 73 54 17 E	106 5 43	466815.81	2140032.71
PV–25	PV–26	0+221.000	17.60	N 64 7 37 E	64 7 37	466821.45	2140040.36
PV–26	PV–E	0+226.280	5.28	N 58 13 29 E	58 13 29	466826.93	2140042.99

CUADRO DE CONSTRUCCIÓN

COLECTOR PLUVIAL 3

EST.	P.V.	CADENAMIENTO	DISTANCIA	RUMBO ° ' "	AZIMUT ° ' "	COORDENADAS X	COORDENADAS Y
	REALA	0+000.000				466830.97	2140951.34
REALA	PV–25–A	0+008.140	8.14	N 0 14 58 E	359 45 4	466830.84	2140959.48
PV–25–A	PV–26	0+015.880	8.04	N 67 52 51 E	359 7 9	466812.81	2140952.71

SECCION TIPO PARA ZANJA



SIMBOLOGIA			

NOTAS:			

SIMBOLOGIA			

NOTAS:			

SEMCO
SERVICIOS Y CONSULTORES S.C
HOLBEIN No. 69 COL. SAN JUAN
TEL: 5660–3060

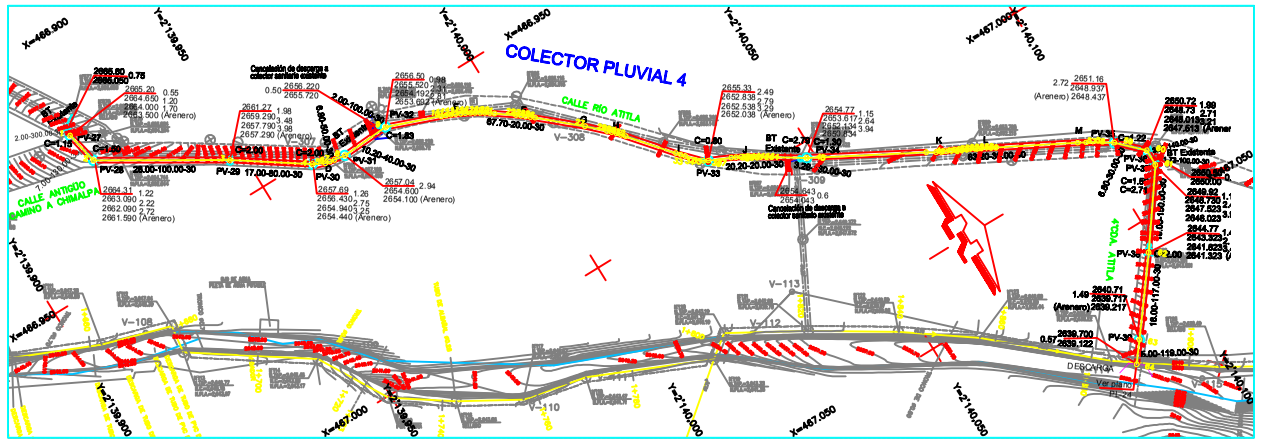
PROYECTÓ: Alejandro De la Teja Chavira
REVISÓ: Ing. Jorge L. Caballero Aguilar
DIBUJÓ: Víctor Manuel Morales Rodríguez
APROBÓ: Ing. Manuel Vázquez Tinoco

No. DE ARCHIVO	TITULO
	PLANOS COMPLEMENTARIOS

REV.	FECHA	MODIFICACIONES	MODIFICO	REVISO	APROBO

Ciudad de México
Secretaría del Medio Ambiente
Sistema de Aguas de la Ciudad de México

DIRECCION TECNICA	SUBDIRECCION DE PROYECTOS
PROYECTO EJECUTIVO DE REHABILITACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DEL COLECTOR MARGINAL PARA EL ENTUBAMIENTO DEL CAUCE DEL RÍO BARRILACO, EN LA DELEGACIÓN CUAJIMALPA	ESCALA : INDICADA
PROYECTO EJECUTIVO COLECTOR PLUVIAL 3 PLANTA Y PERFIL DEL KM 0+000.00 AL KM 0+238.60	PLANO : PL–04
	No. DE ARCHIVO :
	FECHA : MAR/2013 REV :



PLANTA COLECTOR PLUVIAL 4

COLECTOR 4
CANTIDADES DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
EXPLOTACION Y TRAZO	m²	252.4
RUPTURA Y DEMOLICION DE P.A.V.	m²	23.2
CORTE DE PAVIMENTO	m²	160.8
EXCAVACION	m³	771.9
RELLENO PRODUCTO DE EXCAVACIÓN	m³	660.9
PLANTILLA APISONADA	m²	30.3
ACARREO	m³	50
SUT. DE TUB. DE P.E.A.D. DE 12"	m	260.4
POZO DE DRENAJE	pza	13

COLECTOR 4
DATOS DE PROYECTO

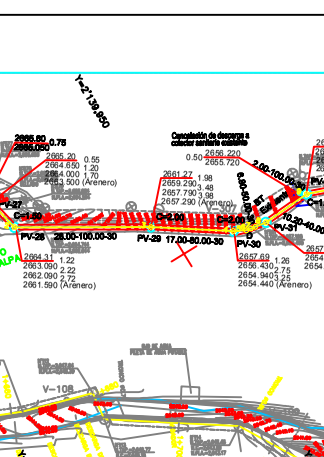
PERIODO DE RETORNO	10	años
AREA PROPIA DEL COLECTOR PLUVIAL 4	5.80	ha
INTENSIDAD DE LLUVIA	43	mm/hr
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	0.21	
SITIO DE VERTIDO	Río Barrilaco	
APORTACIÓN DEL COLECTOR PLUVIAL 4	0.21	m³/s
CAPACIDAD A TUBO LLENO DEL COLECTOR PLUVIAL 4	0.49	m³/s

CUADRO DE CONSTRUCCIÓN

EST.	P.V.	CADENAMIENTO	DISTANCIA	RUMBO ° ' "	AZIMUT ° ' "	COORDENADAS X	COORDENADAS Y
COLECTOR PLUVIAL 4							
	PV-27	0+000.000				488850.36	2138931.49
PV-27	PV-28	0+007.000	7.00	N 77 54 47 E	77 54 47	488857.21	2138933.14
PV-28	PV-29	0+028.000	20.00	N 31 16 27 E	31 16 27	488881.70	2138947.28
PV-29	PV-30	0+081.900	18.82	N 34 14 48 E	34 14 48	488891.28	2138961.07
PV-30	D	0+091.800	2.21	N 27 36 0 E	27 36 0	488892.28	2138963.41
D	PV-31	0+098.370	6.53	N 0 0 43 E	0 0 43	488893.33	2138967.94
PV-31	PV-32	0+099.100	10.18	N 3 32 18 E	3 32 18	488892.82	2138977.85
PV-32	E	0+102.700	13.82	N 20 43 31 E	20 43 31	488897.54	2138982.09
E	F	0+109.700	9.69	N 27 31 58 E	27 31 58	488901.27	2138986.81
F	G	0+097.100	5.40	N 35 37 0 E	35 37 0	488905.09	2140002.75
G	H	0+117.000	19.94	N 41 58 8 E	41 58 8	488979.43	2140017.59
H	I	0+130.500	13.87	N 49 44 31 E	49 44 31	489018.60	2140028.69
I	PV-33	0+136.700	6.81	N 43 34 8 E	43 34 8	488993.91	2140035.77
PV-33	J	0+148.500	8.73	N 36 7 38 E	36 7 38	488880.83	2140038.81
J	PV-34	0+157.000	11.00	N 32 43 2 E	32 43 2	488763.66	2140048.88
PV-34	K	0+184.500	27.65	N 38 43 53 E	38 43 53	487914.85	2140072.48
K	L	0+191.000	6.89	N 38 5 19 E	38 5 19	487878.39	2140076.74
L	M	0+214.000	23.85	N 29 16 19 E	29 16 19	487830.33	2140095.89
M	N	0+250.000	5.77	N 31 55 4 E	31 55 4	487833.59	2140103.79
PV-35	O	0+227.000	5.83	N 44 33 44 E	44 33 44	487938.68	2140106.65
PV-36	P	0+237.500	9.20	N 66 56 16 E	66 56 16	487941.99	2140098.87
PV-37	Q	0+248.200	12.08	N 54 10 27 E	54 10 27	487939.15	2140088.67
PV-38	R	0+268.500	19.60	N 62 34 36 E	62 34 36	487970.47	2140087.13
PV-39	(EOC)	0+273.600	5.09	N 91 55 7 E	91 55 7	487975.47	2140085.03

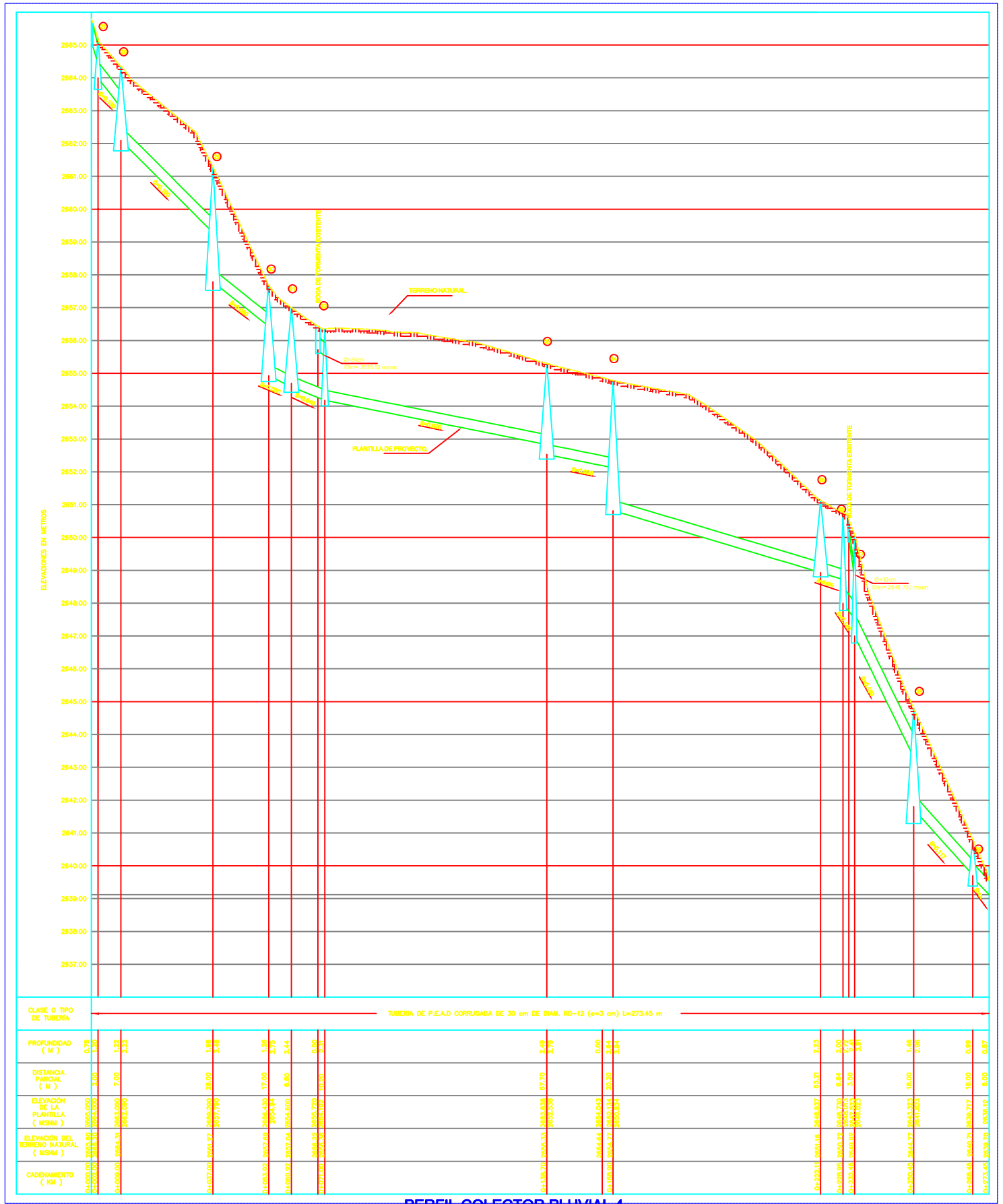
POZOS TIPO COLECTOR 4

DEL POZO	CADENAMIENTO	PROF.	TIPO	VER PLANO
27	0+002.00	1.70	P.V. COMÚN CONMENCIONAL	PL-41
28	0+009.00	2.72	P.V. COMÚN CONMENCIONAL	PL-41
29	0+037.00	3.58	P.V. COMÚN CONMENCIONAL	PL-41
30	0+084.00	3.25	P.V. COMÚN CONMENCIONAL	PL-41
31	0+093.80	2.94	P.V. COMÚN CONMENCIONAL	PL-41
32	0+071.00	2.81	P.V. COMÚN CONMENCIONAL	PL-41
33	0+136.70	3.39	P.V. COMÚN CONMENCIONAL	PL-41
34	0+156.80	3.84	P.V. COMÚN CONMENCIONAL	PL-41
35	0+222.10	2.72	P.V. COMÚN CONMENCIONAL	PL-41
36	0+228.80	3.31	P.V. COMÚN CONMENCIONAL	PL-41
37	0+232.40	3.90	P.V. COMÚN CONMENCIONAL	PL-41
38	0+250.40	3.45	P.V. COMÚN CONMENCIONAL	PL-41
39	0+268.40	1.49	P.V. COMÚN CONMENCIONAL	PL-41

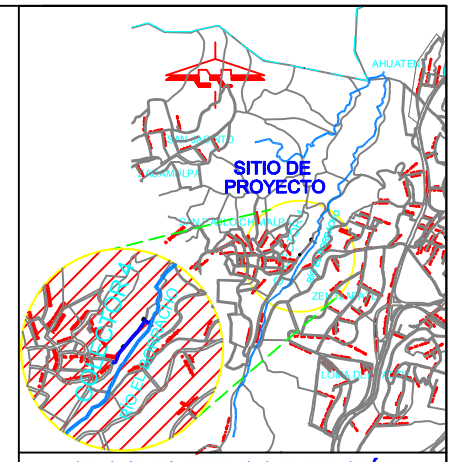


SECCION TIPO PARA ZANJA

S/ESC. ACOT.: CM



PERFIL COLECTOR PLUVIAL 4



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

SIMBOLOGIA

BOCA DE TORMENTA
COLECTOR DE PROYECTO
COTA DE TERRENO / COTA DE PLANTILLA — 2664.49 / 2664.73 1.37
POZO DE VISITA COMÚN
POZO DE VISITA CON CAIDA
NUMERO DE POZO — 9
LONGITUD–PENDIENTE–DIAMETRO (metros) (milesimas) (centimetros) — 34.44-25.77-30
SENTIDO DE ESCURRIMIENTO
VERTICE DE POLIGONAL — V-1
CASETA TELEFONICA
REGISTRO
ARSOL
POZO DE VISITA
DUCTO PEMEX
ARBOTANTE
POSTE DE TELMEX
POSTE ELECTRICO

NOTAS:

1.– Acotaciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.

2.– El sistema de coordenada es de tipo UTM. El sistema de coordenadas de partida fue tomado de la mojonera de INEGI B(5079#11)03, con coordenadas X=488,083.064, Y=2,140,083.740 y Z=2,738.85.

3.– Se recomienda verificar en campo mediante cala el momento de la construcción, la elevación de las tuberías existentes, cuando se encuentren a lo largo y/o cruzando el trazo del colector pluvial.

4.– Las elevaciones marcadas en el presente proyecto corresponden al levantamiento topográfico realizado por la empresa Servicios y Consultores S.C. en 2011.

5.– El ancho de las zanjas indicado en la sección tipo será libre para los casos en los que se utilice ademe.

6.– El calcón mínimo sobre el lomo de la tubería será de 90.0 cm, excepto en los sitios en que por razones especiales se indiquen otros valores.

7.– La profundidad máxima de la zanja será que se obtenga sumando el colchón mínimo el diámetro exterior de la tubería y el espesor de la plantilla.

8.– El espesor de la plantilla se indica en la tabla de secciones de zanja tipo.

9.– Elevaciones en metros referidas al banco de nivel proporcionado por personal técnico del SACM, que corresponde a la mojonera de INEGI B(5079#11)03 con elevación= 2,738.85.

10.– Los materiales producto de excavaciones y demoliciones deberán ser acarreados hasta el o los sitios de tiro que indique el SACM.

11.– Las tuberías a utilizar en la construcción del colector pluvial y los pozos de visita de tormenta existentes serán de Polietileno de Alta Densidad (PEAD) corrugado tipo "T" o "I", con doble pared (interna lisa y exterior corrugada) y junta mediante el sistema espiga–campana. La campana será integrada co–extruida en fábrica.

12.– Distancias en metros medidas gráficamente del plano a escala.

13.– Diámetro en centímetros, pendiente en milésimas y longitud en metros.

14.– Para la construcción del colector pluvial se propone el empleo de pozos de visita prefabricados de concreto reforzado de acuerdo a la Norma NOM-C-413-1985-ONNCCE, con resistencia del concreto a la compresión f'c=350 kg/cm², acero de refuerzo con resistencia a la fluencia fy=4,000 kg/cm², además deberá contar con escalera de servicio integrada a las compuertas del pozo. Dicho empleo obedece a la facilidad y costo de instalación. Se recomienda el empleo de Pozos de Visita con registro de acceso excéntrico al eje del pozo, para facilitar su acceso.

15.– Dado que los pozos de visita prefabricados que conectan tuberías de diámetro menor o igual a 30 cm, o entre 30 y 45 cm, tienen la restricción de una profundidad mínima de 1.05 y 1.50 m, respectivamente. Por esta razón, cuando la profundidad requerida en el proyecto sea menor a la mínima mencionada, se propuso la construcción de pozos de visita convencionales. Sobra mencionar que para los pozos de visita prefabricados que conecten tuberías entre 61 y 76 cm no hay restricción en cuanto a la profundidad mínima.

16.– Se usarán brocales de acceso de fierro fundido (tipo A).

17.– La deflexión máxima de la tubería de P.E.A.D. será del 7.5% del diámetro base de acuerdo con el Manual Técnico de Instalación para la tubería corrugada de Polietileno de Alta Densidad.

PROYECTÓ:	REVISÓ:
Alejandro De la Toja Chavira	Ing. Jorge L. Caballero Aguilar
DIBUJÓ:	APROBÓ:
Víctor Manuel Morales Rodríguez	Ing. Manuel Vázquez Tinoco

SERVICIOS Y CONSULTORES S.C
HOLBEIN No. 69 COL. SAN JUAN
Tel. 5555–3555

No. DE ARCHIVO	TITULO
PLANOS COMPLEMENTARIOS	

REV.	FECHA	MODIFICACIONES	MODIFICO	REVISO	APROBO

Ciudad de México — Secretaría del Medio Ambiente
Sistema de Aguas de la Ciudad de México

DIRECCION TECNICA | SUBDIRECCION DE PROYECTOS

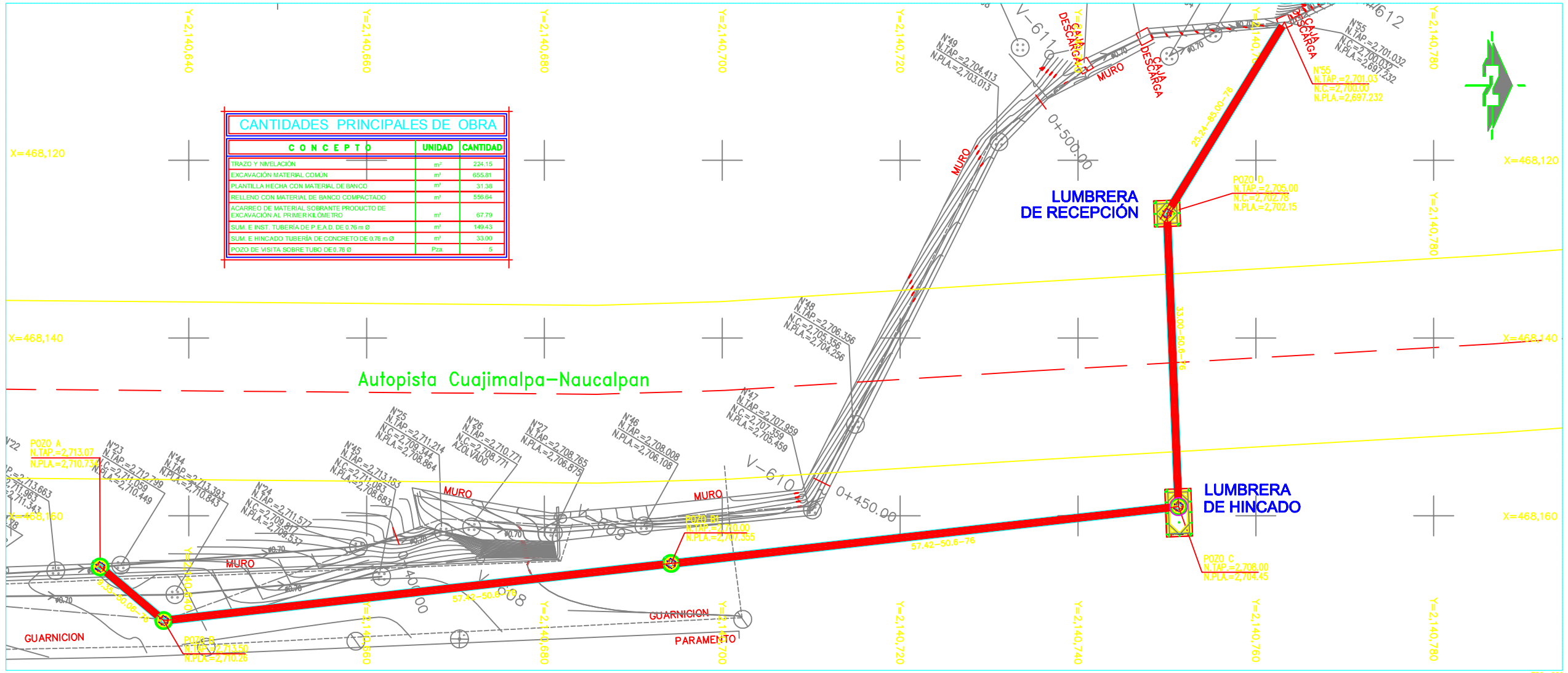
PROYECTO EJECUTIVO DE REHABILITACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DEL COLECTOR MARGINAL PVIAL EL BOMBARDERO DEL CAUCE DEL RÍO BARRILACO, EN LA DELEGACIÓN CUAJIMALPA.

PROYECTO EJECUTIVO COLECTOR PLUVIAL 4
PLANTA Y PERFIL
DEL KM 0+000.00 AL 0+273.45

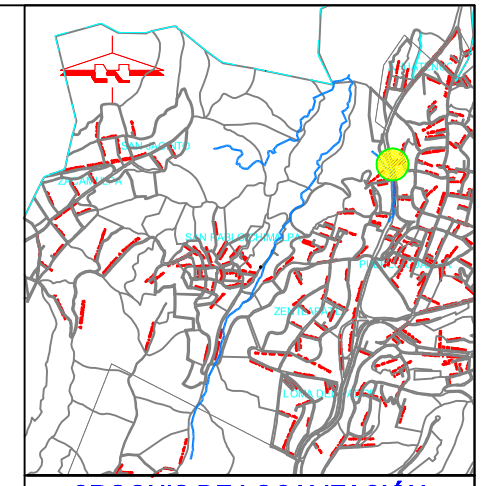
ESCALA : INDICADA
PLANO : PL-05
No. DE ARCHIVO :
FECHA : MAR/2013
REV :

CANTIDADES PRINCIPALES DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
TRAZO Y NIVELACIÓN	m²	224.15
EXCAVACIÓN MATERIAL COMÚN	m³	655.81
PLANTILLA HECHA CON MATERIAL DE BANCO	m³	31.38
RELLENO CON MATERIAL DE BANCO COMPACTADO	m³	556.64
ACARREO DE MATERIAL SOBRANTE PRODUCTO DE EXCAVACIÓN AL PRIMER KILÓMETRO	m³	67.79
SUM. E INST. TUBERÍA DE P.E.A.D. DE 0.76 m Ø	m³	149.43
SUM. E HINCADO TUBERÍA DE CONCRETO DE 0.76 m Ø	m³	33.00
POZO DE VISITA SOBRE TUBO DE 0.76 Ø	Pza	5



P L A N T A



NOTAS:

1.– Acotaciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.

2.– El sistema de coordenado es de tipo UTM. El sistema de coordenadas de partida fue tomado de la mojonera de INEGI B(S07W11)03, con coordenadas X=468,083.654, Y=2,140,083.740 y Z=2,738.95.

3.– Se recomienda verificar en campo mediante cala al momento de la construcción, la elevación de las tuberías existentes, cuando se encuentren muy cercanas al trazo del colector pluvial.

4.– Las elevaciones manejadas en el presente proyecto corresponden al levantamiento topográfico realizado por la empresa Servicios y Consultores S.C. en 2011.

5.– El ancho de las zanjas indicado en la sección tipo será libre para los casos en los que se utilice ademe.

6.– El colchón mínimo sobre el lomo de la tubería será de 90.0 cm, excepto en los sitios en que por razones especiales se indiquen otros valores.

7.– La profundidad mínima de la zanja será que se obtenga sumando al colchón mínimo el diámetro exterior de la tubería y el espesor de la plantilla.

8.– El espesor de la plantilla se indica en la tabla de secciones de zanja tipo.

9.– Elevaciones en metros referidas al banco de nivel proporcionado por personal técnico del SACM, que corresponde a la mojonera de INEGI B(S07W11)03 con elevación= 2,738.95.

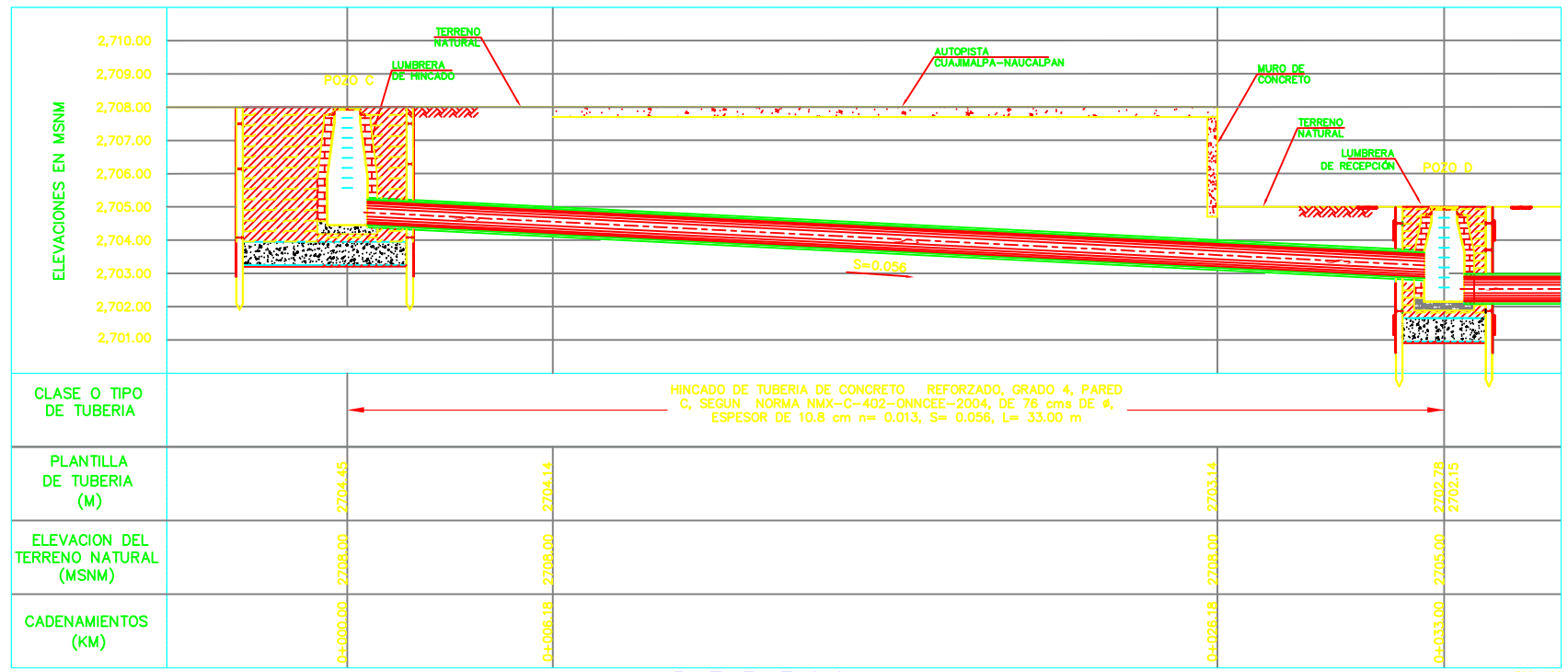
10.– Los materiales producto de excavaciones y demoliciones deberán ser acarreados hasta el o los sitios de tiro que indique el SACM.

11.– Las tuberías a utilizar en la reubicación del colector marginal serán de Polietileno de Alta Densidad (PEAD) corrugado tipo " S ", con doble pared (interna lisa y exterior corrugada) y junta mediante el sistema espiga–campana. La campana será integrada co–extruida en línea, excepto en el cruce de la Autopista Cuajimalpa–Naucalpa, lugar en el cual se empleara tubería de concreto reforzado.

12.– Distancias en metros medidas gráficamente del plano a escala.

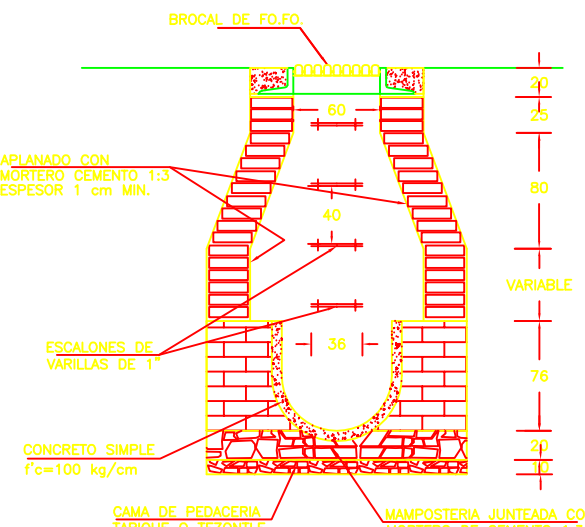
13.– Diámetro en centímetros, pendiente en milésimas y longitud en metros.

14.– Se usarán brocales de acceso de fierro fundido (fo.fo.).



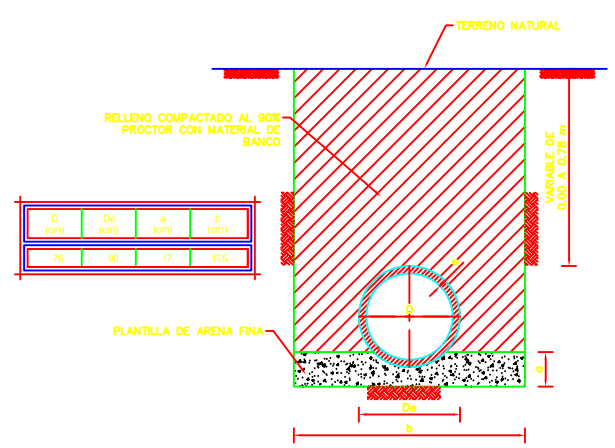
P E R F I L

ESC: 100



POZO TIPO

S/ESC. ACOT. CM



SECCION TIPO PARA ZANJA

S/ESC. ACOT. CM

SERVICIOS Y CONSULTORES S.C
HOLBEIN No. 69 COL. SAN JUAN
Tel.: 5682–5388

LEVANTÓ: Alejandro De la Teja Chavira
REVISÓ: Ing. Jorge L. Caballero Aguilar
DIBUJÓ: Víctor Manuel Morales Rodríguez
APROBÓ: Ing. Manuel Vázquez Tirado

No. DE ARCHIVO	TITULO
	PLANOS COMPLEMENTARIOS

REV.	FECHA	MODIFICACIONES	MODIFICO	REVISO	APROBO

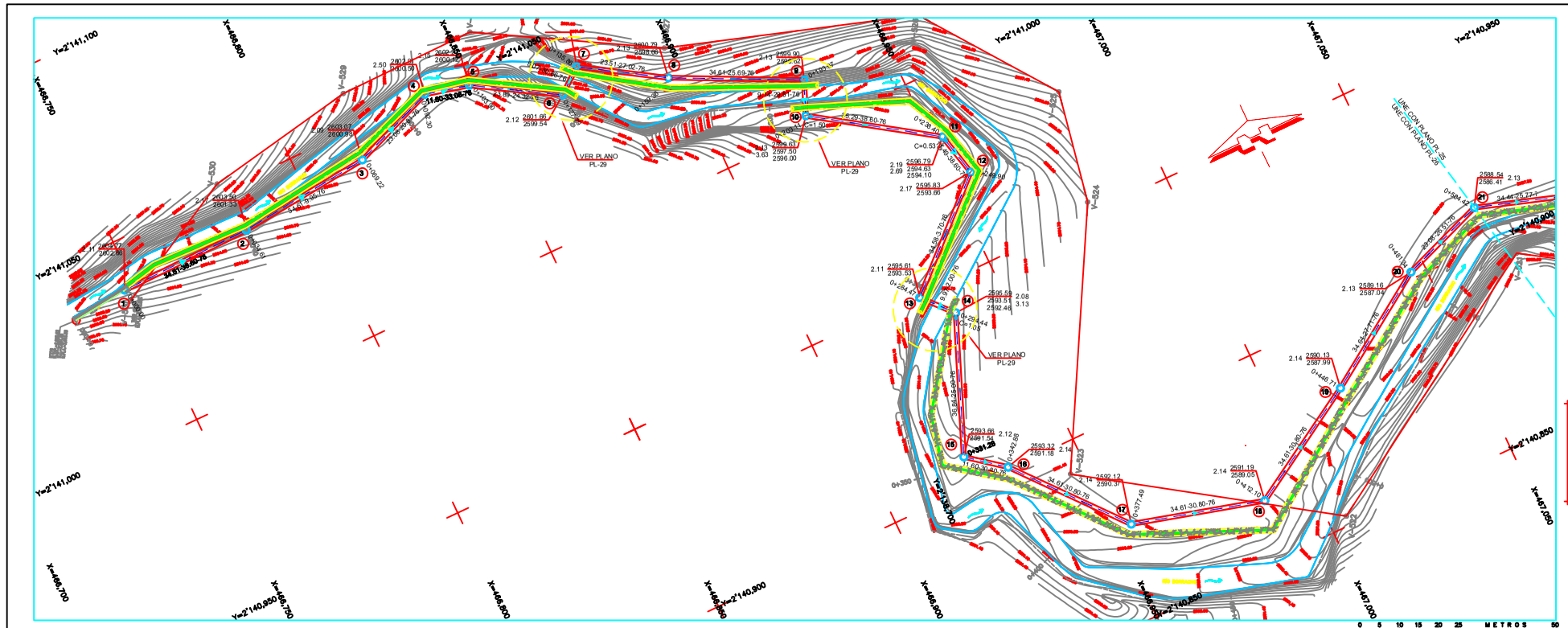
Ciudad México — Secretaría del Medio Ambiente
Sistema de Aguas de la Ciudad de México

DIRECCIÓN TÉCNICA | SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS

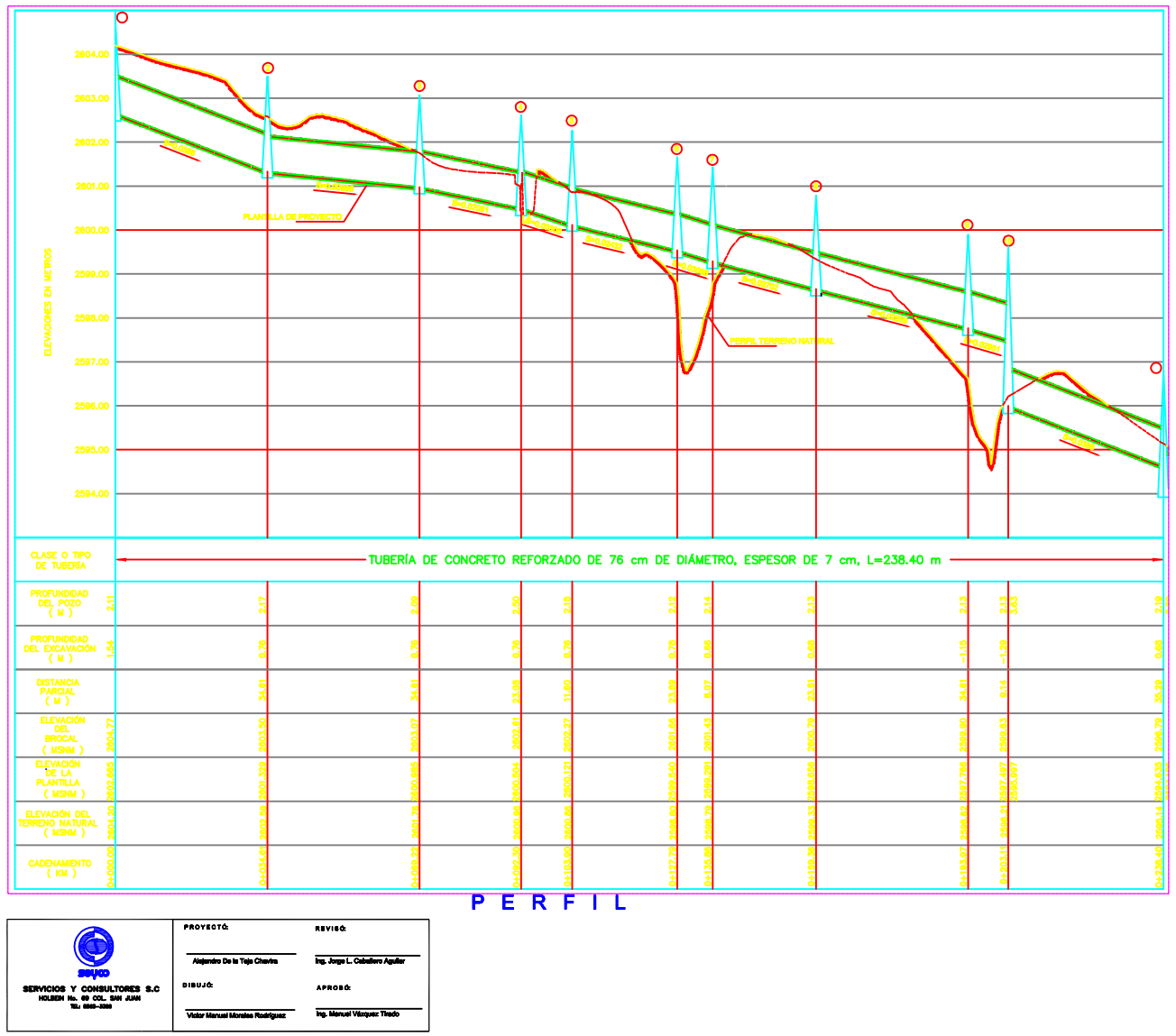
PROYECTO EJECUTIVO DE REHABILITACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DEL COLECTOR MARGINAL PARA EL SANEAMIENTO DEL CAUCE DEL RÍO BECERRA EN LA DELEGACIÓN CUAJIMALPA

ESCALA : INDICADA
PLANO : PL–10
No. DE ARCHIVO :
FECHA : MAR/2013
REV :

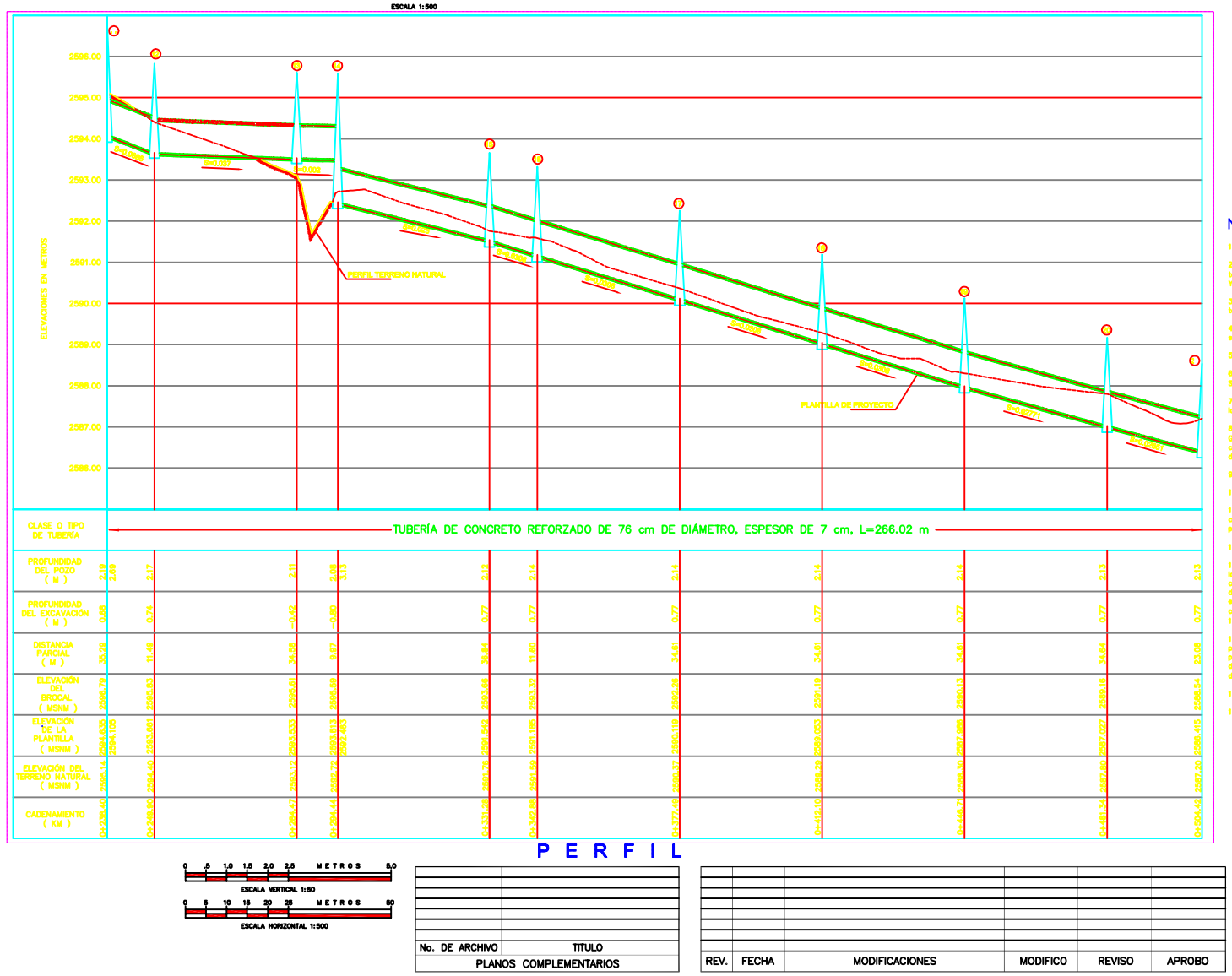
REHABILITACIÓN DEL COLECTOR MARGINAL BRAZO ORIENTE, REUBICACIÓN DEL COLECTOR MARGINAL EN CRUCE CON AUTOPISTA CUAJIMALPA–NAUCALPAN



P L A N T A



P E R F I L



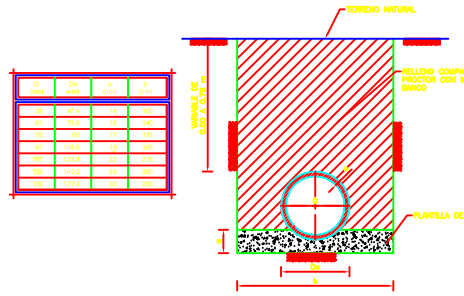
P E R F I L

ESCALA VERTICAL 1:50

ESCALA HORIZONTAL 1:500

CUADRO DE CONSTRUCCIÓN
COLECTOR MARGINAL BRAZO NORPONIENTE

DEL POZO	AL POZO	CADENAMIENTO	DISTANCIA	RUMBO	AZIMUT	COORDENADAS X	COORDENADAS Y	Z
	1	0+000.00				471,092.88	2'140,492.23	2604.77
1	2	0+034.81	34.81	S 32° 38' 47" E	147° 21' 13"	471,241.12	2'140,461.56	2603.80
2	3	0+069.30	34.49	S 37° 11' 57" E	142° 48' 03"	471,289.10	2'140,396.49	2602.07
3	4	0+092.35	23.05	S 49° 32' 46" E	130° 27' 14"	471,280.42	2'140,381.45	2600.81
4	5	0+123.90	31.55	S 17° 46' 15" E	162° 13' 45"	471,283.04	2'140,350.47	2600.27
5	6	0+157.70	33.80	S 0° 14' 33" E	179° 45' 27"	471,289.04	2'140,316.81	2597.69
6	7	0+159.88	8.06	S 68° 56' 13" E	111° 3' 47"	471,291.57	2'140,343.81	2601.43
7	8	0+182.30	23.91	S 0° 45' 35" E	180° 45' 25"	471,297.35	2'140,320.15	2600.79
8	9	0+153.97	34.81	S 3° 15' 19" E	176° 44' 41"	471,294.43	2'140,285.43	2599.93
9	10	0+053.11	9.15	S 60° 45' 33" W	300° 45' 33"	471,285.39	2'140,364.17	2599.03
10	11	0+228.49	33.38	S 2° 3' 58" E	182° 3' 58"	471,283.78	2'140,268.02	2598.79
11	12	0+262.85	34.36	S 6° 49' 16" E	186° 49' 16"	471,278.61	2'140,234.83	2598.53
12	13	0+264.47	34.67	S 1° 7' 3" E	181° 7' 3"	471,274.37	2'140,200.34	2598.81
13	14	0+294.64	9.97	S 18° 43' 35" W	198° 43' 35"	471,268.80	2'140,210.75	2599.09
14	15	0+327.79	34.84	S 6° 59' 39" E	186° 59' 39"	471,263.73	2'140,244.80	2599.66
15	16	0+343.89	11.60	S 8° 40' 48" W	188° 40' 48"	471,261.76	2'140,233.29	2600.37
16	17	0+377.49	34.90	S 18° 41' 59" W	198° 41' 59"	471,250.20	2'140,199.60	2599.25
17	18	0+412.10	34.61	S 16° 4' 2" E	163° 55' 58"	471,259.32	2'140,167.51	2601.12
18	19	0+446.70	34.60	S 62° 13' 14" E	117° 46' 46"	471,290.87	2'140,151.71	2600.84
19	20	0+481.31	34.63	S 64° 48' 40" E	115° 11' 20"	471,283.54	2'140,180.34	2598.63
20	21	0+504.42	23.06	S 61° 39' 12" E	118° 20' 48"	471,283.54	2'140,172.65	2598.24

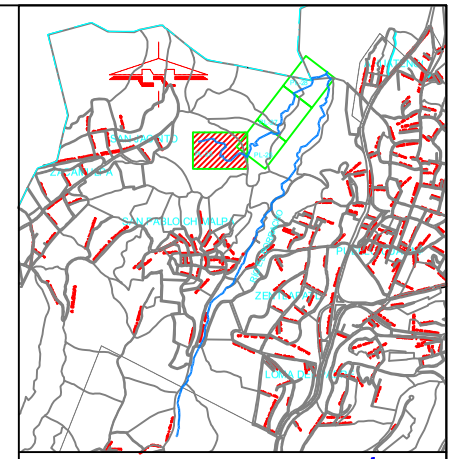


SECCION TIPO PARA ZANJA

S/ESC. ACOT. CM

COLECTOR MARGINAL NORPONIENTE
DATOS DE PROYECTO

POBLACIÓN CENSO 2010	11,335	hab.
POBLACIÓN DE PROYECTO 2030	24,432	hab.
DOTACIÓN	122	lt/hab/día
APORTACIÓN (80% DE DOTACIÓN)	97.6	lt/hab/día
FÓRMULA	Harmony Meeting	
SITIO DE VERTIDO	Río Barrocho	
SISTEMA DE ELIMINACIÓN	Gravedad	
COEFICIENTE DE PREVISIÓN ESTIGUMIGO	1.5	
VELOCIDAD MÍNIMA	0.60	m/s
VELOCIDAD MÁXIMA	3.0	m/s
GASTO MÍNIMO (2030)	13.8	lt/s
GASTO MEDIO (2030)	27.6	lt/s
GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO (2030)	41.7	lt/s
GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO (2030)	62.5	lt/s



SIMBOLOGIA

- COLECTOR DE PROYECTO
- POZO DE VISITA
- POZO DE VISITA CON CAIDA
- LONGITUD–PENDIENTE–DIAMETRO (metros) (milesimos) (centimetros) — 36.84-25.00-76
- SENTIDO DE ESCURRIMIENTO
- COTA DE BROCAL / COTA DE PLANTILLA — PROFUNDIDAD — 2593.06 / 2591.54 — 2.12
- NUMERO DE POZO — 10
- MURO DE CONTENSIÓN
- VERTICE DE POLIGONAL — V=-531
- CAUCE
- CURVA DE NIVEL — 2594.00
- CASETA TELEFONICA
- REGISTRO
- ARBOL
- POZO DE VISITA
- DUCTO PEMEX
- ARBOTANTE
- POSTE DE TELMEX
- POSTE ELECTRICO

NOTAS:

1.– Acotaciones en centimetros, excepto las indicadas en otra unidad.

2.– El sistema de coordenada es de tipo UTM, El sistema de coordenadas de partida fue tomado de la mojonera de INEGI B(507811)03, con coordenadas X=468,083.854, Y=2,140,083.740 y Z=2,738.95.

3.– Las elevaciones manejadas en el presente proyecto corresponden al levantamiento topográfico realizado por la empresa Servicios y Consultores S.C. en 2011.

4.– El ancho de las zanjas indicado en la sección tipo será libre para los casos en los que se utilice ademe.

5.– El espesor de la plantilla se indica en la tabla de secciones de zanja tipo.

6.– Elevaciones en metros referidas al banco de nivel proporcionado por personal técnico del SACM, que corresponde a la mojonera de INEGI B(507811)03 con elevación= 2,738.95.

7.– Los materiales producto de excavaciones y demoliciones deberán ser acarreados hasta el o los sitios de tiro que indique el SACM.

8.– Las tuberías a utilizar en la construcción del colector marginal será de Concreto Reforzado Grado 1 con resistencia de concreto de 200 kg/cm² para "A" de 7 cm de espesor y con la cantidad de refuerzo de acero sugerida en las Normas NMX–C–402–ONNCCE–2004. El tubo deberá contar con un sistema de unión a base de anillo de hule espiga–caja.

9.– Distancias en metros medidas gráficamente del plano a escala.

10.– Diámetro en centímetros, pendiente en milésimas y longitud en metros.

11.– Para la construcción del colector marginal se propone el empleo de pozos de visita convencionales debido a la dificultad que presentaría la transportación de pozos de visita prefabricados.

12.– Se usarán brocales de acceso de fierro fundido (fo.fo.).

13.– En la descarga del colector marginal al cauce del río Barrocho, es necesario cumplir con la Norma NOM–001–SEMARNAT–1996, la cual establece los límites máximos permisibles de contaminantes en la descarga de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, para ello se deberá contemplar la construcción de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, localizada en la zona de confluencia de los colectores marginales ramal Sur y Norponiente, tomando en cuenta que el gasto medio actual (2011) es de 53.2 lt/s y que en el 2030 se incrementará a 100 lt/s.

14.– A lo largo del trayecto del colector marginal se construirá un muro de contención de piedra brasa junteada con mortero cemento arena 1:3 y que servirá como medida de protección al colector para delimitar el escurrimiento del río Barrocho, evitando erosiones y daños. Dicho muro de contención deberá contar con drenes de alivio del tipo Frechtoo a base de tubería de PVC de 3" de diámetro, colocados en forma de tres bolillo.

15.– Las cantidades de obra totales del proyecto se presentan el el plano PL–25.

16.– El detalle del pozo con el muro de contención se presenta en el plano PL–28.

SERVICIOS Y CONSULTORES S.C
HOLBEIN No. 69 COL. SAN JUAN
Tel: 5555–5555

PROYECTÓ: Alejandro De la Teja Chavira
REVISO: Ing. Jorge L. Caballero Aguilar
DIBUJÓ: Víctor Manuel Morales Rodríguez
APROBO: Ing. Manuel Vázquez Tirado

PLANOS COMPLEMENTARIOS

No. DE ARCHIVO	TITULO

REV.	FECHA	MODIFICACIONES	MODIFICO	REVISO	APROBO

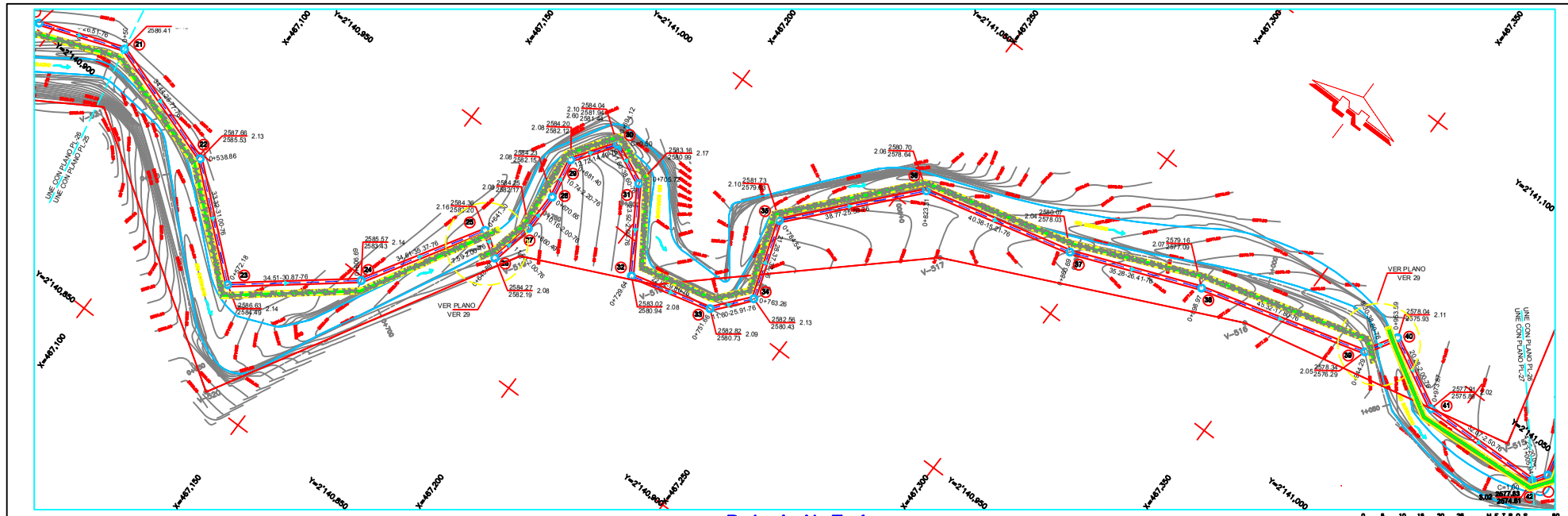
Ciudad de México — Secretaría del Medio Ambiente
Sistema de Aguas de la Ciudad de México

DIRECCION TECNICA | SUBDIRECCION DE PROYECTOS

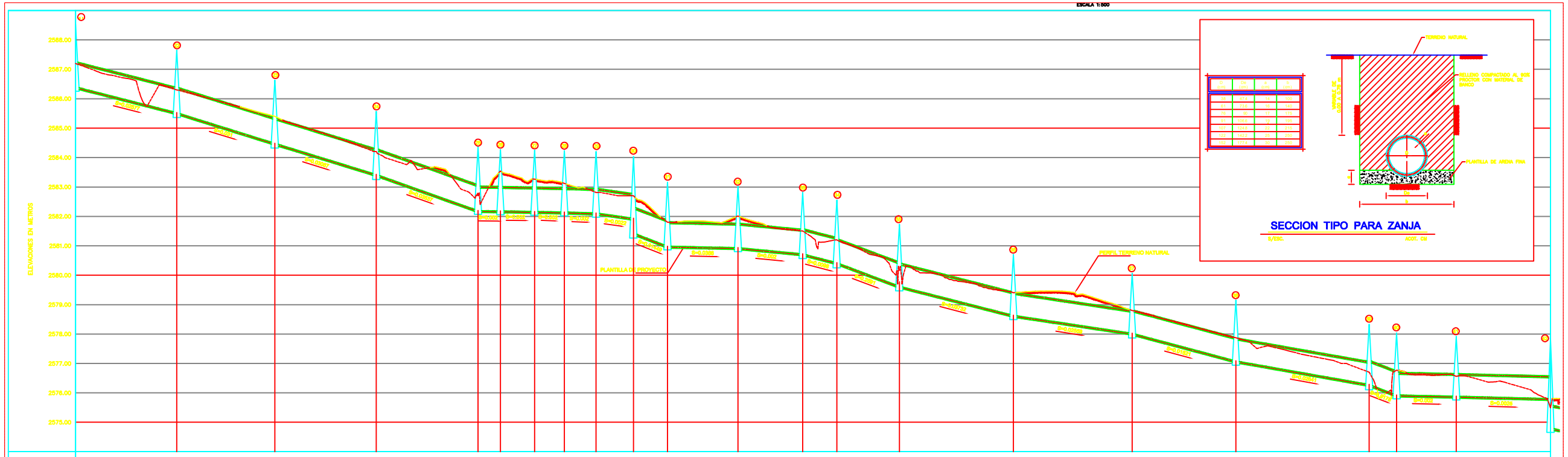
PROYECTO EJECUTIVO DE REHABILITACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DEL COLECTOR MARGINAL PARA EL SANEAMIENTO DEL CAUCE DEL RÍO BARROCHO, EN LA DELEGACIÓN CUAJIMALPA.

PROYECTO EJECUTIVO
COLECTOR MARGINAL BRAZO NORPONIENTE
DEL KM 0+000.00 AL KM 0+504.42

ESCALA: INDICADA
PLANO: PL–06
No. DE ARCHIVO:
FECHA: MAR/2013
REV:



P L A N T A



P E R F I L

ESCALA VERTICAL 1:50

ESCALA HORIZONTAL 1:500

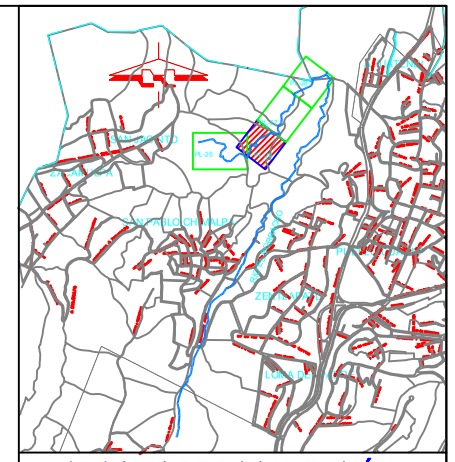
COLECTOR MARGINAL NORPONIENTE

DATOS DE PROYECTO

POBLACIÓN CENSO 2010	11,340	hab.
POBLACIÓN DE PROYECTO 2050	24,432	hab.
DOTACIÓN	172	lt/hab/día
APORTACIÓN (80% DE DOTACIÓN)	97.6	lt/hab/día
FÓRMULA S	Harmon y Manning	
SITIO DE VERTIDO	Río Borracho	
SISTEMA DE ILUMINACIÓN	Gravitacional	
COEFICIENTE DE PREVISIÓN O SEGURIDAD	1.5	
VELOCIDAD MÍNIMA	0.60	m/s
VELOCIDAD MÁXIMA	3.0	m/s
GASTO MÍNIMO (2030)	13.8	l/s
GASTO MEDIO (2030)	27.6	l/s
GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO (2050)	41.7	l/s
GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO (2050)	62.5	l/s

CUADRO DE CONSTRUCCIÓN
COLECTOR MARGINAL BRAZO NORPONIENTE

DEL POZO	AL POZO	CADENAMIENTO	DISTANCIA	RUMBO ° ' "	AZIMUT ° ' "	COORDENADAS X	Y	Z
	21	0+004.42	33.66	S 61° 38' 11" E	128° 20' 09"	471,066.32	2'140,112.06	2594.54
21	22	0+038.08	34.43	S 13° 13' 42" E	166° 46' 18"	471,073.80	2'140,078.61	2587.66
22	23	0+072.51	33.32	S 8° 59' 09" E	171° 00' 51"	471,078.20	2'140,045.03	2585.53
23	24	0+106.83	34.91	S 70° 33' 38" E	109° 26' 21"	471,119.90	2'140,034.06	2586.67
24	25	0+141.20	34.81	S 16° 59' 23" E	163° 00' 37"	471,130.11	2'140,004.43	2585.36
25	26	0+148.69	7.49	S 2° 06' 51" E	177° 53' 09"	471,130.63	2'139,996.94	2584.27
26	27	0+160.45	11.80	S 69° 49' 55" E	69° 49' 55"	471,140.72	2'140,000.89	2584.39
27	28	0+170.65	10.18	S 68° 48' 58" E	68° 48' 58"	471,150.41	2'140,004.13	2584.23
28	29	0+181.40	10.74	S 41° 48' 46" E	41° 48' 46"	471,157.52	2'140,015.53	2584.28
29	30	0+194.12	12.72	S 85° 56' 57" E	85° 56' 57"	471,170.06	2'140,042.89	2584.04
30	31	0+205.72	11.60	S 7° 16' 28" E	172° 43' 32"	471,171.55	2'140,031.15	2583.12
31	32	0+218.64	12.92	S 0° 39' 0" E	179° 21' 00"	471,171.67	2'140,018.23	2582.09
32	33	0+231.56	12.91	S 44° 0' 44" E	135° 59' 16"	471,180.91	2'139,964.30	2582.07
33	34	0+263.26	11.60	S 61° 33' 26" E	118° 26' 34"	471,206.20	2'139,992.92	2582.56
34	35	0+274.86	11.27	S 29° 39' 8" E	150° 20' 52"	471,221.54	2'139,982.17	2582.73
35	36	0+283.31	36.77	S 0° 0' 13" E	180° 00' 47"	471,266.13	2'139,982.06	2580.79
36	37	0+353.09	40.87	S 45° 31' 18" E	134° 28' 42"	471,266.04	2'139,974.60	2580.07
37	38	0+358.71	35.39	S 0° 32' 10" E	179° 27' 50"	471,317.29	2'139,937.93	2579.16
38	39	0+393.99	45.33	S 0° 47' 10" E	179° 12' 50"	471,320.39	2'139,892.75	2577.74
39	40	0+353.09	8.89	S 1° 46' 20" E	178° 13' 40"	471,269.84	2'139,922.45	2579.04
40	41	0+362.81	36.81	S 1° 46' 20" E	178° 13' 40"	471,271.10	2'139,912.61	2577.81
41	42	0+399.84	33.07	S 1° 33' 15" E	178° 26' 45"	471,272.18	2'139,879.79	2577.23
42	43	1+010.19	4.84	S 1° 57' 34" E	178° 02' 26"	471,263.04	2'139,876.53	2576.77



SIMBOLOGIA

- COLECTOR DE PROYECTO
- POZO DE VISITA
- POZO DE VISITA CON CAIDA
- LONGITUD–PENDIENTE– DIAMETRO (metros) (milesimos) (centimetros) — 36.84-25.00-76
- SENTIDO DE ESCURRIMIENTO
- COTA DE BROCAL / PROFUNDIDAD COTA DE PLANTILLA — 2593.66 / 2581.54 / 2.12
- NUMERO DE POZO — 10
- MURO DE CONTENSIÓN
- VERTICE DE POLIGONAL — V–531
- CAUCE
- CURVA DE NIVEL — 2594.00
- CASETA TELEFONICA
- REGISTRO
- ARBOL
- POZO DE VISITA
- DUCTO PEMEX
- ARBOTANTE
- POSTE DE TELMEX
- POSTE ELECTRICO

NOTAS:

1.– Acotaciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.

2.– El sistema de coordenadas es de tipo UTM. El sistema de coordenadas de partida fue tomado de la mojonera de INEGI B(507811)03, con coordenadas X=468,083.654, Y=2,140,053.740 y Z=+2,736.85.

3.– Las elevaciones marcadas en el presente proyecto corresponden al levantamiento topográfico realizado por la empresa Servicios y Consultores S.C. en 2011.

4.– El ancho de las zanjas indicado en la sección tipo será libre para los casos en los que se utilice ademe.

5.– El espesor de la plantilla se indica en la tabla de secciones de zanja tipo.

6.– Elevaciones en metros referidas al banco de nivel proporcionado por personal técnico del SACM, que corresponde a la mojonera de INEGI B(507811)03 con elevación= 2,738.95.

7.– Los materiales producto de excavaciones y demoliciones deberán ser acarreados hasta el o los sitios de tiro que indique el SACM.

8.– Los tuberías a utilizar en la construcción del colector marginal será de Concreto Reforzado Grado 1 con relatividad de concreto de 280 kg/cm² para "A" de 7 cm de espesor y con la cantidad de refuerzo de acero sugerida en las Normas NOM–C–402–ONNCCE–2004. El tubo deberá contar con un sistema de unión a base de anillo de hule espiga–caja.

9.– Distancias en metros medidas gráficamente del plano a escala.

10.– Diámetro en centímetros, pendiente en milésimas y longitud en metros.

11.– Para la construcción del colector marginal se propone el empleo de pozos de visita convencionales debido a la dificultad que presentaría la transportación de pozos de visita prefabricados.

12.– Se usarán brocales de acceso de fierro fundido (fo.fo.).

13.– En la descarga del colector marginal al cauce del río Borracho, es necesario cumplir con la Norma NOM–001–SEMARNAT–1996, la cual establece los límites máximos permisibles de contaminantes en la descarga de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, para ello se deberá contemplar la construcción de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, localizada en la zona de confluencia de los colectores marginales Ramal Sur y Norponiente, tomando en cuenta que el gasto medio actual (2011) es de 53.3 l/s y que en el 2030 se incrementará a 100 l/s.

14.– A lo largo del trayecto del colector marginal se construirá un muro de contención de piedra brazo juntacado con mortero cemento arena 1:3 y que servirá como medida de protección al colector para delimitar el escurrimiento del río Borracho, evitando erosiones y daños. Dicho muro de contención deberá contar con drenes de alivio del Nivel Freático a base de tubería de PVC de 3" de diámetro, colocados en forma de tres bolillo.

15.– Las cantidades de obra totales del proyecto se presentan en el plano PL–28.

16.– El detalle del pozo con el muro de contención se presenta en el plano PL–28.

SACMEX	PROYECTÓ: Alejandro De la Teja Chavira	REVISÓ: Ing. Jorge L. Caballero Aguilar
SERVICIOS Y CONSULTORES S.C HOLBEIN No. 89 COL. SAN JUAN TEL: 5555–5555	DIBUJÓ: Víctor Manuel Morales Rodríguez	APROBÓ: Ing. Manuel Vázquez Tirado

No. DE ARCHIVO	TITULO
PLANOS COMPLEMENTARIOS	

REV.	FECHA	MODIFICACIONES	MODIFICO	REVISO	APROBO

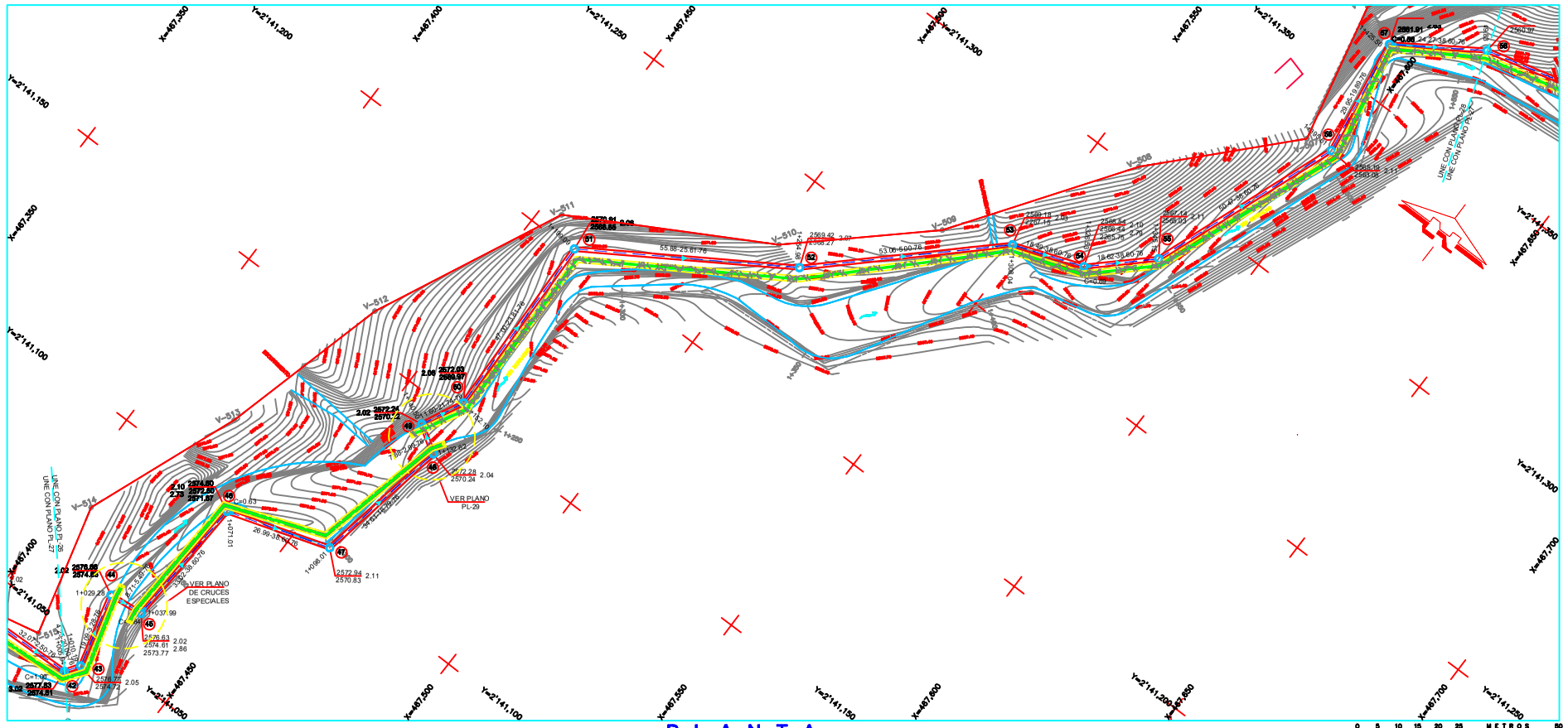
Ciudad de México — Secretaría del Medio Ambiente
Sistema de Aguas de la Ciudad de México

DIRECCION TECNICA	SUBDIRECCION DE PROYECTOS

PROYECTO EJECUTIVO DE REHABILITACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DEL COLECTOR MARGINAL PARA EL ENTUBAMIENTO DEL CAUCE DEL RÍO BORRACHO, EN LA DELEGACIÓN CUAJIMALPA

PROYECTO EJECUTIVO
COLECTOR MARGINAL BRAZO NORPONIENTE
DEL KM 0+004.42 AL KM 1+038.94

ESCALA : INDICADA
PLANO : PL–07
No. DE ARCHIVO :
FECHA : MAR/2013
REV :


Y=2'141,100
Y=2'141,150
Y=2'141,200
Y=2'141,250
Y=2'141,300
Y=2'141,350
X=467,350
X=467,400
X=467,450
X=467,500
X=467,550
X=467,600
X=467,650
X=467,700
V-510
V-511
V-512
V-513
V-514
V-515
V-516
V-517
V-518
V-519
V-520
V-521
V-522
V-523
V-524
V-525
V-526
V-527
V-528
V-529
V-530
V-531
V-532
V-533
V-534
V-535
V-536
V-537
V-538
V-539
V-540
V-541
V-542
V-543
V-544
V-545
V-546
V-547
V-548
V-549

PROYECTO	REVISO
Alejandro Da la Vega Chamizo	Dibujo. APROBO.
Víctor Manuel Sánchez Rodríguez	Fdo. Ángel L. Calderón Aguilar / Fdo. Manuel Vázquez Tirado

SERVICIOS Y CONSERVACIONES S.C.
NOGUERA No. 49 COL. SAN JUAN
TEL. 5555-2555

No. DE ARCHIVO	TITULO

PLANOS COMPLEMENTARIOS

REV.	FECHA	MODIFICACIONES	MODIFICO	REVISO	APROBO

DIRECCIÓN TÉCNICA | SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS

Ciudad de México | Secretaría del Medio Ambiente
Sistema de Aguas de la Ciudad de México

PROYECTO EJECUTIVO
COLECTOR MARGINAL BAJO NORPONIENTE
DEL KM 1+440,83 AL KM 1+788,09
NO SONORO, EN LA DELEGACIÓN CUAJIMALPA
COLECTOR MARGINAL BAJO NORPONIENTE, DEL CAUCE DEL RÍO SAN JUAN AL CAUCE DEL RÍO MIXCOAC

ESCALA	PLANO	REV.
1:500	PL-09	
No. DE HOJAS		
1	MAR/2013	

PERFIL

ESCALA VERTICAL 1:500
0 5 10 15 20 25 METROS 50

ESCALA HORIZONTAL 1:500
0 5 10 20 30 40 METROS 80

TUBERÍA DE CONCRETO REFORZADO DE 76 cm DE DIÁMETRO, ESPESOR DE 7 cm, L=318.23 m

CLASE O TIPO DE TUBERÍA
PROFUNDIDAD DEL POZO (m)
PROFUNDIDAD DEL EXCAVACIÓN (m)
DISTANCIA PARCIAL (m)
ELEVACIÓN DEL BROCAL (msnm)
ELEVACIÓN DE LA PLANTILLA (msnm)
ELEVACIÓN DEL TERRENO NATURAL (msnm)
CADENAMIENTO (Km)

ELEVACIONES EN METROS

PLANTA

ESCALA 1:500
0 5 10 20 30 40 METROS 80

SECCION TIPO PARA ZANJA

ESC. 1:50 — ACOT. cm

DIÁMETRO	A	B	C	D	E	F
61	120	90	30	30	30	30
76	140	110	30	30	30	30
91	160	130	30	30	30	30
107	180	150	30	30	30	30
122	200	170	30	30	30	30
152	240	210	30	30	30	30

DETALLE MURO DE CONTENSIÓN

ESC. 1:50 — ACOT. cm

CUADRO DE CONSTRUCCIÓN
COLECTOR MARGINAL BRAZO NORPONIENTE

DEL POZO	AL POZO	CADENAMIENTO	DISTANCIA	RUMBO	AZIMUT	COORDENADAS X	COORDENADAS Y	COORDENADAS Z
06	05	1+440.83	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	471,258.89	2,143,080.71	2255.17
05	04	1+394.54	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	471,239.37	2,143,039.73	2255.77
04	03	1+348.25	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	471,219.85	2,142,998.75	2256.38
03	02	1+301.96	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	471,200.33	2,142,957.77	2256.98
02	01	1+255.67	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	471,180.81	2,142,916.79	2257.59
01	00	1+209.38	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	471,161.29	2,142,875.81	2258.19
00	01	1+163.09	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	471,141.77	2,142,834.83	2258.80
01	02	1+116.80	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	471,122.25	2,142,793.85	2259.40
02	03	1+070.51	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	471,102.73	2,142,752.87	2260.01
03	04	1+024.22	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	471,083.21	2,142,711.89	2260.61
04	05	0+977.93	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	471,063.69	2,142,670.91	2261.22
05	06	0+931.64	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	471,044.17	2,142,629.93	2261.82
06	07	0+885.35	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	471,024.65	2,142,588.95	2262.43
07	08	0+839.06	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	471,005.13	2,142,547.97	2263.03
08	09	0+792.77	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,985.61	2,142,506.99	2263.64
09	10	0+746.48	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,966.09	2,142,466.01	2264.24
10	11	0+700.19	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,946.57	2,142,425.03	2264.85
11	12	0+653.90	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,927.05	2,142,384.05	2265.45
12	13	0+607.61	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,907.53	2,142,343.07	2266.06
13	14	0+561.32	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,888.01	2,142,302.09	2266.66
14	15	0+515.03	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,868.49	2,142,261.11	2267.27
15	16	0+468.74	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,848.97	2,142,220.13	2267.87
16	17	0+422.45	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,829.45	2,142,179.15	2268.48
17	18	0+376.16	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,809.93	2,142,138.17	2269.08
18	19	0+329.87	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,790.41	2,142,097.19	2269.69
19	20	0+283.58	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,770.89	2,142,056.21	2270.29
20	21	0+237.29	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,751.37	2,142,015.23	2270.90
21	22	0+191.00	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,731.85	2,141,974.25	2271.50
22	23	0+144.71	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,712.33	2,141,933.27	2272.11
23	24	0+098.42	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,692.81	2,141,892.29	2272.71
24	25	0+052.13	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,673.29	2,141,851.31	2273.32
25	26	0+005.84	46.29	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,653.77	2,141,810.33	2273.92
26	27	0+000.00	5.84	S 25° 32' 01" E	154° 27' 59"	470,651.31	2,141,805.16	2274.03

COLECTOR NORPONIENTE
CANTIDADES DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
EXCAVACIÓN	m³	3007.16
PLANTILLA	m³	269.26
RELLENO CON MATERIAL DE BANCO	m³	177.29
EXCAVACIÓN	m³	1197.14
PLANTILLA APISONADA	m³	107.14
RELLENO PRODUCTO DE EXCAVACIÓN	m³	1197.14
TUBO DE CONCRETO	m	318.23
MURO DE CONTENCIÓN	m³	177.88
POZO DE VISITA	pza	27

COLECTOR MARGINAL NORPONIENTE
DATOS DE PROYECTO

POBLACIÓN DISEÑO 2015	11,336	hab.
POBLACIÓN FIN PERÍODO 2050	24,432	hab.
DOTACIÓN	122	lts/hab/día
APORTACIÓN AL 80% DE DOTACIÓN	97.6	lts/hab/día
PERMISIBLES	150	lts/hab/día
GASTO MEDIO ACTUAL	12.81	lps
GASTO MEDIO MÁXIMO 2050	24.43	lps
GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO	36.65	lps
GASTO MÍNIMO 2050	12.22	lps
VELOCIDAD MÍNIMA	0.60	m/s
VELOCIDAD MÁXIMA	3.00	m/s
COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	0.013	
PENDIENTE MÍNIMA	0.15	%
PENDIENTE MÁXIMA	15.00	%
DIÁMETRO MÍNIMO	61	cm
DIÁMETRO MÁXIMO	152	cm

CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

SIMBOLOGÍA

- COLECTOR DE PROYECTO
- POZO DE VISITA
- POZO DE VISITA CON CAÍDA
- LONGITUD–PENDIENTE–DIÁMETRO (metros) (milímetros) (centímetros)
- SENTIDO DE ESCURRIMIENTO
- COTA DE BROCAL
- COTA DE PLANTILLA
- NUMERO DE POZO
- MURO DE CONTENCIÓN
- VERTICE DE POLIGONAL
- CAUCE
- CURVA DE NIVEL
- CASETA TELEFÓNICA
- REGISTRO
- ARBOL
- POZO DE VISTA
- DUCTO PEMEX
- ANTENTE
- POSTE DE TELMEX
- POSTE ELECTRICO

NOTAS:

1.– Acotaciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.

2.– El alcance de construcción es de tipo TUX. El alcance de construcción es portión fue tramos de la red mayores de 8000 ft(2011)xls, con coordenadas X=468,083,854, Y=67,410,621.70 y Z=2,673,8.66.

3.– Las elevaciones mostradas en el presente proyecto corresponden al levantamiento topográfico realizado por la empresa Servicios y Consultoría S.C. en 2011.

4.– El ancho de las zanjas mostradas en el presente proyecto corresponden al ancho de ataguías.

5.– El apoyar de la plantilla se indica en la tabla de secciones de zanja tipo.

6.– Excavación en roca: referida al tramo proporcionado por personal técnico del SACM, que corresponde a lo mayores de 8820 ft(2011)xls con elevación 2,726.60.

7.– Las materiales producto de excavaciones y demoliciones deberán ser acreditados hasta el o los sitios de que indique el SACM.

8.– Las tuberías a utilizar en la construcción de colector marginal será de Concreto Reforzado Grado 1 con resistencia de concreto de 350 kg/cm² (para Ø= 91 cm y 7 cm de espesor) con la cantidad de refuerzo de acero suficiente en los formatos RAN-C-402-CIMIC22-2004. El tubo deberá contar con un sistema de unión a base de anillo de hule espiga–copa.

9.– Distancias en metros medidas gráficamente del plano o escala.

10.– Distancia en centímetros, indicada en milímetros y longitud en metros.

11.– Para la construcción del colector marginal se propone el empleo de pozos de visita convencionales debido a la dificultad que presentaría la transportación de pozos de visita prefabricados.

12.– Se anexa hoja de cálculo de Perry Hardin (Pe.h).

13.– En la descarga del colector marginal al cauce del río Mixcoac, se requerirá cumplir con lo normado NOM-001-SEMARNAT-1996, la cual establece los límites máximos permisibles de contaminantes en la descarga de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, para ello se deberá considerar la construcción de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, ubicada en la zona de confluencia de los cauces mencionados para tal y Reforestación, cuenta que el gasto medio actual (2011) es de 513 lt/s y que en el 2030 es incrementará a 100 lt/s.

14.– A lo largo del trayecto del colector marginal se construirá un muro de contención de piedra junteada para mitigar el escurrimiento del río Mixcoac, evitando erosiones y socavaciones. Dicho muro de contención deberá tener una altura de 3.00 m y longitud de 318.23 m, de desplante, coincidiendo en forma de PeO de 3°, de alineación, colocados en forma de tres tudos.