



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN

*"DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANAL DE DESCARGA
AL GRAN CANAL, EN EL MUNICIPIO DE
ZUMPANGO, ESTADO DE MÉXICO".*

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERA CIVIL

P R E S E N T A:

SELENE COLÍN HUITRÓN

ASESOR:

ING. GUSTAVO ADOLFO JIMÉNEZ VILLEGAS



Ciudad Nezahualcóyotl, Estado de México, 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Con todo mi cariño a mis padres:

*Por el amor y apoyo que siempre me han brindado,
por ser el pilar fundamental en todo lo que soy,
en toda mi educación, tanto académica,
como de la vida, por su incondicional apoyo,
conservado a través del tiempo, les dedico este logro.*

*A mi hermano Hugo, por que
continuemos siempre unidos
y prevalezca el cariño que nos
permita salir adelante en la vida.*

Al Ing. Gustavo A. Jiménez Villegas:

*Por su paciencia, confianza y
la invaluable ayuda, consejos
y apoyo para la elaboración
de esta tesis.*

*Rubén, por las sugerencias para
la elaboración de este trabajo,
el apoyo y cariño brindado.*

Al ingeniero Mario Negrete Valenzuela

*Por todas las facilidades y apoyo
brindadas para la culminación
de este trabajo.*

*A la Universidad Nacional Autónoma de México
y a todos y cada uno de mis profesores de licenciatura,
por todo lo brindado durante y después de cursar mis
estudios profesionales.*

A mis sinodales:

*Karla Ivonne Gutiérrez Vázquez,
Marjorie Márquez Vázquez,
José Antonio Dimas Chora,
Ricardo Heras Cruz,
por su desinteresado e incondicional
apoyo en la culminación de este trabajo.*

*Gracias a todos, pero sobre todo, gracias a Dios por permitirme alcanzar una meta
más en mi vida.*

TEMARIO

- I. ANTECEDENTES**
- II. DATOS DE ANÁLISIS DEL DISEÑO HIDRÁULICO Y GEOMÉTRICO**
- III. DATOS GEOTÉCNICOS**
- IV. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SECCIÓN TIPO DEL CANAL EN RÁPIDA CON TAPA Y COLUMPIO Y CANAL CON PANTALLAS DEFLECTORAS (CRTC – CPD)**

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

REFERENCIAS

ANEXOS

ÍNDICE GENERAL

Índice de tablas y figuras

Simbología

INTRODUCCIÓN

I. ANTECEDENTES

I.1. Antecedentes Históricos.....	1
I.2. Descripción de canal en rápida con tapa y columpio y canal con pantallas deflectoras, (CRTP-CPD).....	6
I.2.1. Canal en rápida con tapa y columpio.....	7
I.2.2. Canal con pantallas deflectoras.....	9
I.3. Croquis de localización.....	11

II. DATOS DE ANÁLISIS DEL DISEÑO HIDRÁULICO Y GEOMÉTRICO

II.1. Gastos de diseño.....	13
II.2. Datos básicos de proyecto.....	16
II.3. Dimensionamiento del canal.....	17
II.3.1 Canal en rápida con tapa y columpio (CRTC).....	17
II.3.2 Canal con pantallas deflectoras (CPD).....	21
II.3.3 Transición entre CRTC y CPD.....	22
II.3.4 Perfil hidráulico esperado.....	23

III. DATOS GEOTÉCNICOS

III.1. Generalidades.....	25
III.1.1 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México.....	25
III.1.2 Información geológica de la zona de estudio.....	27
III.1.3 Zonificación geotécnica de la zona de estudio.....	28
III.2. Cálculo de capacidad de carga.....	33
III.3. Cálculo de empujes.....	36

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SECCIÓN TIPO DEL CANAL EN RÁPIDA CON TAPA Y COLUMPIO Y CANAL CON PANTALLAS DEFLECTORAS (CRTC - CPD)

IV.1. Consideraciones generales.....	38
IV.2. Reglamentación aplicable.....	39
IV.2.1 Diseño a flexión.....	44
IV.2.1.1 Refuerzo mínimo.....	44
IV.2.1.2 Refuerzo máximo.....	45
IV.2.1.3 Cálculo de resistencia a flexión.....	46
IV.2.1.4 Revisión por cortante.....	46
IV.2.1.5 Diseño de losas.....	47
IV.3. Análisis y diseño estructural de la sección tipo.....	50

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	86
--	-----------

REFERENCIAS.....	90
-------------------------	-----------

ANEXO1.....	93
--------------------	-----------

ANEXO2.....	96
--------------------	-----------

Índice de tablas y figuras

Tabla 2.1	Datos básicos de proyecto
Tabla 3.1	Velocidades máximas permisibles en rápidas lisas
Figura 1.1	Trazo túnel emisor oriente
Figura 1.2.1	Canal en rápida con tapa y columpio
Figura 1.2.2	Canal con pantallas deflectoras
Figura 1.2.3	Croquis zona de proyecto
Figura 1.2.4	Croquis de localización
Figura 2.1.1	Elementos geométricos sección circular
Figura 2.1.2	Capacidad de conducción del canal
Figura 2.3.1.1	Dimensionamiento de CRTC
Figura 2.3.1.2	Dimensionamiento de CRTC planta y corte
Figura 2.3.2.1	Dimensionamiento de CPD
Figura 2.3.3.1	Dimensionamiento de transición de CRTC a CPD
Figura 2.3.4.1	Tirante crítico al inicio de la rápida
Figura 2.3.4.2	Tirante normal en la salida de la descarga
Figura 3.1.1	Zonificación geotécnica CDMX
Figura 3.1.2	Geología de la zona de estudio
Figura 3.1.3	Propuesta de zonificación geotécnica del norte del valle de México
Figura 4.3.1	Croquis de corte caja de interconexión
Figura 4.3.2	Croquis de planta de caja de interconexión
Figura 4.3.3	Croquis de corte de CRTC – CPD
Figura 4.3.4	Croquis de planta de CRTC – CPD
Figura 4.3.5	Croquis de corte de transición de descarga
Figura 4.3.6	Croquis de planta de transición de descarga

Simbología

A	Área transversal del tubo, en m ²
As	Área de refuerzo longitudinal en tensión para vigas, o área total de refuerzo longitudinal en columnas, cm ²
AS _{min}	Área mínima de refuerzo longitudinal de secciones rectangulares, cm ²
b	Ancho unitario de la sección
CONAGUA	Comisión Nacional del Agua
CPD	Canal de pantallas deflectoras
CRTC	Canal en rápida con tapa y columpio
d	Peralte efectivo de la sección
e	Espesor de la sección
F _C	Factor de carga
f'c	Resistencia especificada del concreto a compresión, kg/cm ²
f*c	Resistencia nominal del concreto a compresión, kg/cm ²
F _R	Factor de resistencia
f _s	Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, kg/cm ²
F _y	Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, kg/cm ²
φ	Ángulo de fricción interna del material
γ	Peso volumétrico de materiales
h	Peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralelo a la flexión o a la fuerza cortante, cm
L	Claro de un elemento
M _u	Momento flexionante último de diseño, ton/m
M _R	Momento flexionante resistente de diseño, ton/m
μ	Coefficiente de fricción entre suelo y concreto
n	Coefficiente de rugosidad, Manning

NTC	Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del D.F.
N_c	Coeficiente de capacidad de carga
ρ	Cuantía de acero refuerzo longitudinal a tensión
q	Índice de refuerzo de la sección
Q	Gasto de diseño, en m^3/s
Q_a	capacidad de carga admisible del subsuelo, ton/m^2
RCDF	Reglamento de construcción del Distrito Federal
s	Pendiente longitudinal del tubo
S	Separación del refuerzo transversal, cm
TEO	Túnel Emisor Oriente
V	Velocidad media del flujo en el tubo, m/s
V	Fuerza cortante que actúa en una sección, ton
V_{CR}	Fuerza cortante de diseño que toma el concreto, ton
V_u	Fuerza cortante de diseño, ton
ω	Carga muerta
ZMVM	Zona Metropolitana del Valle de México

INTRODUCCIÓN.

Una de las principales necesidades emergentes en asentamientos humanos es el desalojo de aguas residuales y pluviales de la zona urbana, con la finalidad de evitar inundaciones. Desde épocas antiguas dicho desalojo se ha llevado a cabo a través de sistemas hidráulicos superficiales y/o subterráneos, que a su vez pueden ser sistemas naturales, como ríos, canales, etc., o sistemas creados por el hombre como túneles, tuberías, canales artificiales, lagunas, etc.

Tal es el caso, de la zona metropolitana del valle de México, la cual desde su fundación hasta la actualidad ha implementado un complejo sistema hidráulico para el desalojo de aguas residuales y pluviales, sin embargo dicho sistema, hoy en día se muestra insuficiente, esto debido al crecimiento demográfico desmesurado que ha presentado la ZMVM en las últimas décadas, sin dejar de mencionar la falta de mantenimiento y edad de las tuberías.

Para poder contribuir con la mitigación de tan difícil problema, las autoridades correspondientes tuvieron a bien la decisión de desarrollar un nuevo drenaje profundo el túnel emisor oriente, de 62 kilómetros de longitud y siete metros de diámetro.

Ahora bien, para una obra de tal magnitud, la presencia de obras inducidas es prácticamente inevitable, tal es el caso de la lumbrera No. 14, esta lumbrera se encuentra ubicada en las inmediaciones de la Laguna Zumpango, en este tramo del trazo total del túnel en cuestión ha surgido la necesidad de construir una estructura hidráulica que permita sustituir una antigua estructura de descarga, (hoy totalmente destruida), por una nueva estructura de descarga, capaz de adaptarse a las condiciones actuales del sitio en estudio, que además de captar y conducir las aguas provisionales provenientes del bombeo de achique de la lumbrera No.14, también recibe aportaciones de aguas residuales provenientes de la red sanitaria de los poblados aledaños a la zona de estudio.

La estructura en cuestión consiste en una caja de interconexión, además de un canal en rápida con tapa y columpio – canal con pantallas deflectoras y finalmente la transición de descarga, ver dimensiones en los planos mostrados en el anexo 2.

La presente tesis incluye el desarrollo de los trabajos realizados para lograr tales objetivos, teniendo como tema principal el análisis y desarrollo estructural del canal de descarga, por lo tanto esta tesis está constituida por cuatro capítulos, estructurados de la siguiente manera:

En el Capítulo I, se dan a conocer los antecedentes que motivaron la realización del presente trabajo, permitiendo así contar con un panorama general de las condiciones existentes en la zona de estudio, además de presentar la problemática que evidencia la necesidad de realizarlo.

Mientras que en el Capítulo II, se presenta de manera general el desarrollo del diseño hidráulico y geométrico de la estructura de descarga de proyecto, ya que la descripción a detalle del diseño hidráulico del canal de descarga queda fuera de los alcances del presente trabajo.

En lo que al Capítulo III se refiere, éste contendrá los estudios previos de geotecnia necesarios para la obtención de información requerida para el correcto desarrollo del análisis y diseño estructural de la estructura de descarga.

Finalmente el Capítulo IV, muestra el debido desarrollo del análisis y diseño estructural del canal de descarga y cada uno de los elementos que lo integran, además de la metodología, lineamientos y consideración de conocimientos técnicos y heurísticos propios para el correcto desarrollo del antes citado análisis y diseño estructural de la estructura de descarga.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

I.1 Antecedentes Históricos.

La Ciudad de México y la zona conurbada o mejor conocida como zona metropolitana del valle de México (ZMVM), es una de las zonas más conflictivas del mundo, debido a su gran magnitud y sobre todo al crecimiento demográfico sin control que siempre ha presentado.

Uno de los problemas más graves que ha enfrentado es el desalojo de aguas residuales y pluviales, que se ve seriamente agravada por el desmesurado desarrollo urbano y con ello el crecimiento poblacional, que disminuye la capacidad de infiltración del agua pluvial al subsuelo, incrementando los volúmenes de agua a desalojar, sin contar la combinación de alcantarillado sanitario y pluvial, así como el hundimiento del terreno a consecuencia de la sobre explotación del acuífero, provocando la pérdida de pendiente y por ende la disminución en la capacidad de conducción del sistema de drenaje. Otro factor importante a considerar es el envejecimiento de las redes de tuberías y su natural deterioro al aproximarse o rebasar su vida útil.

Es por eso que hablar de inundaciones en el valle de México refiere a un problema añejo y aunque hoy en día se cuente con un sistema de drenaje profundo que ha solucionado parcialmente el inconveniente, ya no es suficiente, debido a varios factores entre los que destacan, el ya mencionado crecimiento poblacional, además del escaso mantenimiento otorgado a la gran mayoría de infraestructura hidráulica sanitaria y pluvial, la combinación del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial, además de la inconciencia por parte de la población al arrojar todo tipo de basura a la misma red, etcétera; que en conjunto hacen posible la aparición de las problemáticas actuales.

Ahora bien, por todo lo antes mencionado el sistema de drenaje ha disminuido notablemente su capacidad de captación y conducción de aguas residuales y pluviales, llegado incluso al punto de ser insuficiente.

Esta obra, que se encuentra en construcción con un 80% de avance registrado hasta julio de 2017,(según lo anunciado por el director de la Comisión Nacional del Agua (Conagua) Roberto Ramírez de la Parra en un comunicado de prensa en el mismo mes), tendrá una longitud de 60 kilómetros, 7 metros de diámetro y una capacidad de desalojo de 150 metros cúbicos por segundo y dará viabilidad al sistema de drenaje del valle de México, mismo que en el transcurso de los años ha perdido capacidad de desalojo de aguas residuales y pluviales, tal y como se ha mencionado anteriormente.

Entonces se tiene que, para una obra de tal magnitud, es inevitable que durante el proceso de construcción, se generen alteraciones o la necesidad de hacer adecuaciones o modificaciones a la infraestructura existente a lo largo del trazo de la obra, lo que se conoce como obras inducidas.

Tal es el caso de la lumbrera N° 14, que se ubica en las inmediaciones de la Laguna de Zumpango, en donde para garantizar la terminación de la construcción de la lumbrera y su interconexión con el túnel se requiere realizar el bombeo de achique de las aguas freáticas en el sitio.

Las aguas producto del achique, se están descargando en un canal de alivio ubicado a un costado de la carretera a Zumpango (kilómetro 35), el cual después de conducir los volúmenes captados en un recorrido aproximado de 3 km, descarga al Gran Canal del Desagüe. El problema que se presenta es que la obra de descarga del canal de alivio hacia el Gran Canal se encuentra destruida, generando la posibilidad de problemas de socavación y estabilidad en el talud de la zona de descarga.

Para resolver dicha problemática, se construirá una estructura adecuada que garantice la descarga en tiempo y forma de las aportaciones que recibe del canal

de alivio antes mencionado, a través de un tubo de 61 cm de diámetro, manteniendo la debida estabilidad del talud.

Para este caso, se optó por elegir un canal en rápida con tapa y columpio – canal de pantallas deflectoras (CRTC-CPD), una estructura propia para las condiciones naturales en las que se encuentra la estructura a sustituir, esta estructura ayudará a corregir y evitar que se propicien de nuevo los procesos erosivos a los que se vio expuesto la zona en estudio, provocando deslizamientos y daños en la antigua infraestructura, además de sedimentos en el tramo de la ladera del Gran Canal, afectando con ello el libre cause de las aguas del mismo.

En el presente trabajo se presenta el desarrollo del diseño estructural de cada uno de los elementos que conforman la estructura de descarga, cabe señalar que dichos elementos constan de una caja de interconexión que se encontrará ubicada en la parte superior del talud, la cual permitirá captar las aguas provisionales vertidas por el canal de alivio antes descrito, además de las aguas residuales provenientes de la red de alcantarillado sanitario y pluvial de los poblados San Pedro de la Laguna y San Marcos del Llano, tal descarga es realizada con una tubería de concreto simple de 30 cm de diámetro.

Enseguida de la caja de interconexión se encuentra el CRTC-CPD, encargado de conducir las aguas colectadas por la caja de interconexión hacia la estructura de transición de descarga, para que, finalmente ésta las transporte de manera adecuada hacia el caudal del Gran Canal del Desagüe. En capítulos posteriores se describen con mayor detalle las dimensiones de cada elemento.

Objetivo:

Analizar y diseñar las diferentes estructuras que integran la descarga al Gran Canal, como son CRTC y CPD, caja de interconexión y su transición de descarga, de acuerdo a los requisitos propios de la estructura y del proyecto geométrico, contribuyendo responsablemente en el desalojo de las aguas encauzadas a la estructura de descarga.

Alcances:

Llevar a cabo el análisis y diseño de las estructuras citadas en el párrafo anterior, para ello se llevará a cabo la recopilación y análisis de información referente a las metodologías y lineamientos de diseño para estructuras hidráulicas de concreto, tales como son: reglamentos, normas, y recomendaciones que sirvan como base en el desarrollo del análisis y diseño estructural.

I.2.- Descripción de CRTC Y CPD.

El canal en rápida con tapa y columpio y canal con pantallas deflectoras, son estructuras de vertimiento, adecuadas para zonas con topografía abrupta y laderas muy empinadas, en donde escurre agua proveniente de algún sistema de drenaje o incluso de corrientes pluviales, que si bien estos escurrimientos no son controlados de manera adecuada pueden desencadenar procesos erosivos, que a su vez generan deslizamientos, avalanchas, daños a infraestructuras, además de sedimentos en los sistemas de drenaje, etc., y con todo ello pérdidas económicas y en casos muy desafortunados pérdida de vidas (Mejía, 2010)

La construcción de estructuras de vertimiento como lo son el CRTC y el CPD son una excelente medida provisoria a todo lo anterior, ya que estas estructuras se encargan de recoger, conducir y manejar el agua que escurre en laderas, además de que son capaces de disipar la energía que traen consigo dichas aguas y previniendo la erosión hídrica (Mejía, 2010) .

Cabe mencionar que la fusión de ambas estructuras, es un complemento que permite cubrir todos los rangos de pendiente posibles, además de que ambas estructuras cubren fácilmente todo rango de caudales. Así, el CPD se utiliza cuando las pendientes varían entre 10 y 50%, y el CRTC se utiliza cuando las pendientes varían entre el 50 y el 170% aproximadamente (Mejía, 2010).



**Fotografía 1. Combinación de CRTC Y CPD
(Referencia 9)**

I.2.1 Canal en rápida con tapa y columpio

El diseño de los CRTC consiste en una serie de rápidas lisas escalonadas, donde en cada escalonamiento se construye un salto de esquí o columpio, el cual proyecta la línea del flujo contra una tapa ubicada al inicio de la rápida siguiente aguas abajo, generando una turbulencia y una aireación, logrando de esta forma gracias al impacto con la tapa, la disipación de gran parte de la energía (Mejía, 2010).



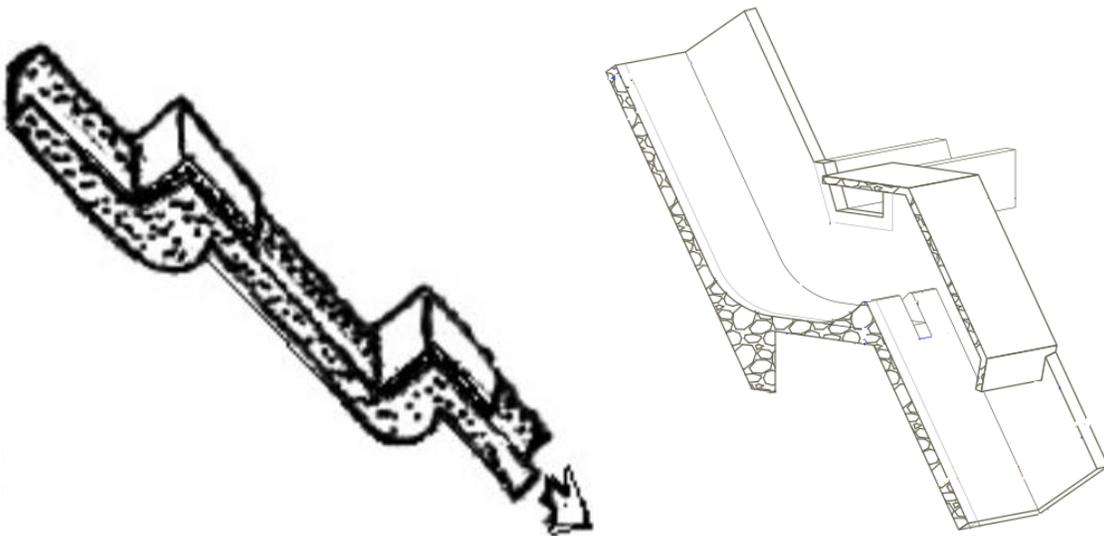
**Fotografía 2. Canal de rápidas con tapa y columpio CRTC
(Referencia 9)**

Mejía (2010), nos dice que las principales características del CRTC, son:

- ✓ Es complementario con el canal de pantallas deflectoras.
- ✓ El diseño especial del columpio en el escalón evita la presencia de obstáculos en el flujo.
- ✓ Proporciona una gran capacidad de descarga, a pesar de la fuerte pendiente.
- ✓ Capacidad prácticamente constante para el rango de pendientes entre el 50% y el 173%.

- ✓ Puede adaptarse fácilmente al perfil del talud o drenaje haciendo que los escalones del canal coincidan con las zanjas o cunetas construidas a lo largo del talud.
- ✓ Permite altos niveles de disipación de energía.
- ✓ Previene la sedimentación y la obstrucción con basuras.
- ✓ Admite colectores laterales en el escalón.
- ✓ Las tapas sirven de puente en las terrazas.
- ✓ Es de fácil mantenimiento.
- ✓ Ofrece economía y facilidad en la construcción (con el uso de formaletas tipo y pocas excavaciones). (p. 29, *Referencia. 9*)

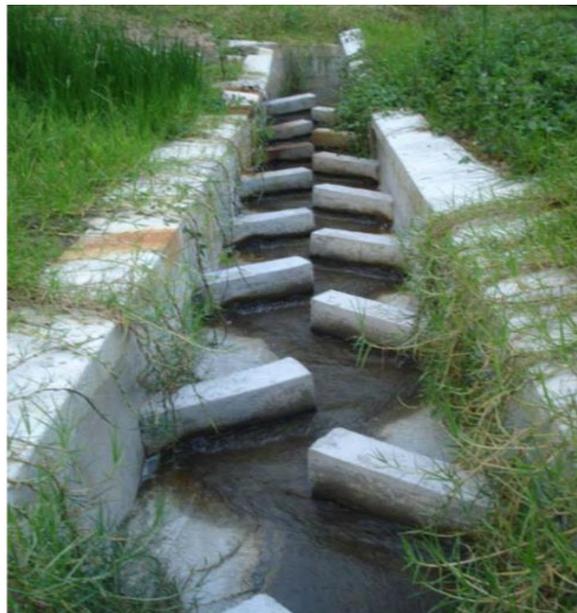
Figura 1.2.1 Canal en rápida con tapa y columpio



Fuente: Duque Escobar, G. (2009), *Manual de Geología para ingenieros, Colombia*, Recuperado de: http://www.oocities.org/manualgeo_17/

I.2.2. Canal con pantallas deflectoras

El CPD, es un canal de sección rectangular y fondo liso que incluye pantallas deflectoras alternas colocadas a 45° con el eje del canal, las cuales cumplen el papel de elementos disipadores de energía, y pestañas longitudinales sobre los bordes de ambas paredes del canal que impiden que la estructura rebose. Es aplicable al caso de conducciones a lo largo de pendientes pronunciadas (entre el 10% y el 50%), (Mejía, 2010) .

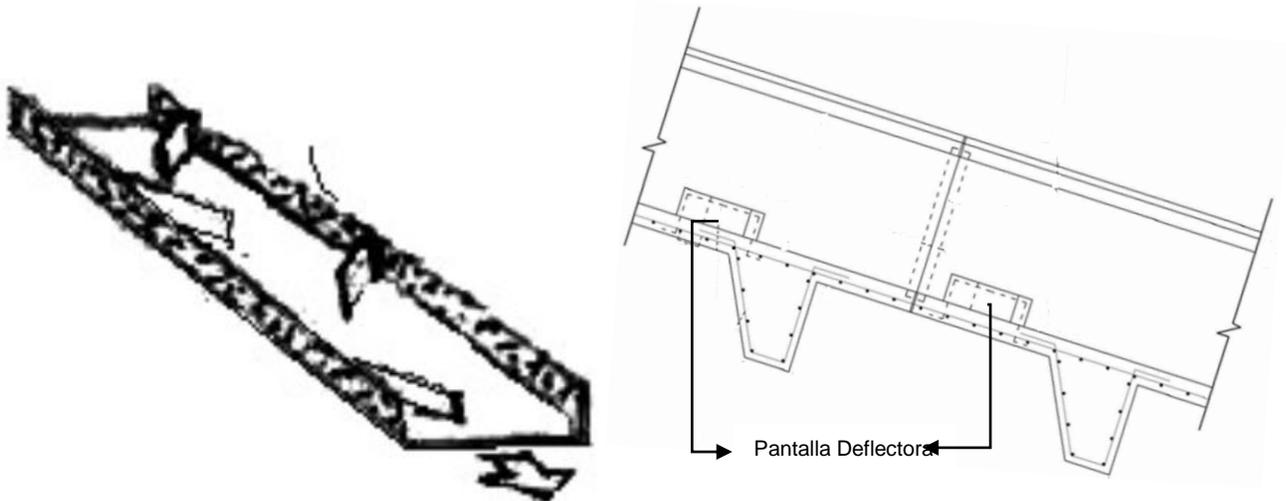


**Fotografía 3. Canal de pantallas deflectoras CPD
(Referencia 8)**

Mejía (2010), afirma que las principales características del CPD son:

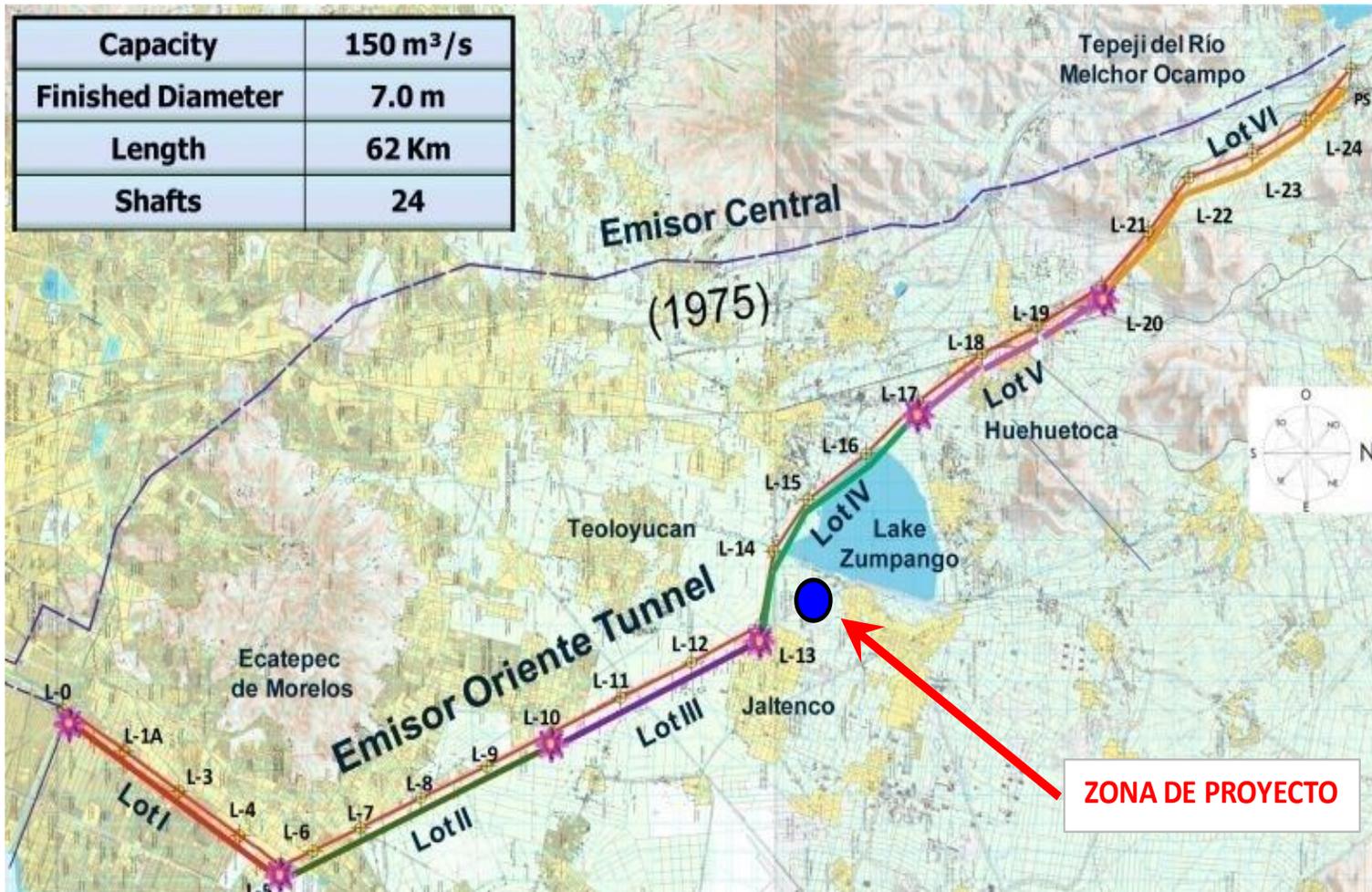
- ✓ Capacidad prácticamente constante para el rango de pendientes entre 10% y 50%.
- ✓ Adaptabilidad a las sinuosidades de los perfiles, sin necesidad de variar la sección.

- ✓ Economía notable en la excavación, como consecuencia de la característica anterior.
- ✓ Baja velocidad en relación con la del canal sin pantallas, y dentro de los límites tolerables para el concreto.
- ✓ Disipación de energía dentro del canal, sin requerir estructuras disipadoras especiales a la entrada o a la salida.
- ✓ Auto limpieza, ya que no hay zonas de estancamiento en donde pueda presentarse sedimentación.
- ✓ Facilidad y sencillez en la formaletería (cimbrado). (p.28, Referencia 9)



**Figura 1.2.2 Canal con pantallas deflectoras
(Referencia 8)**

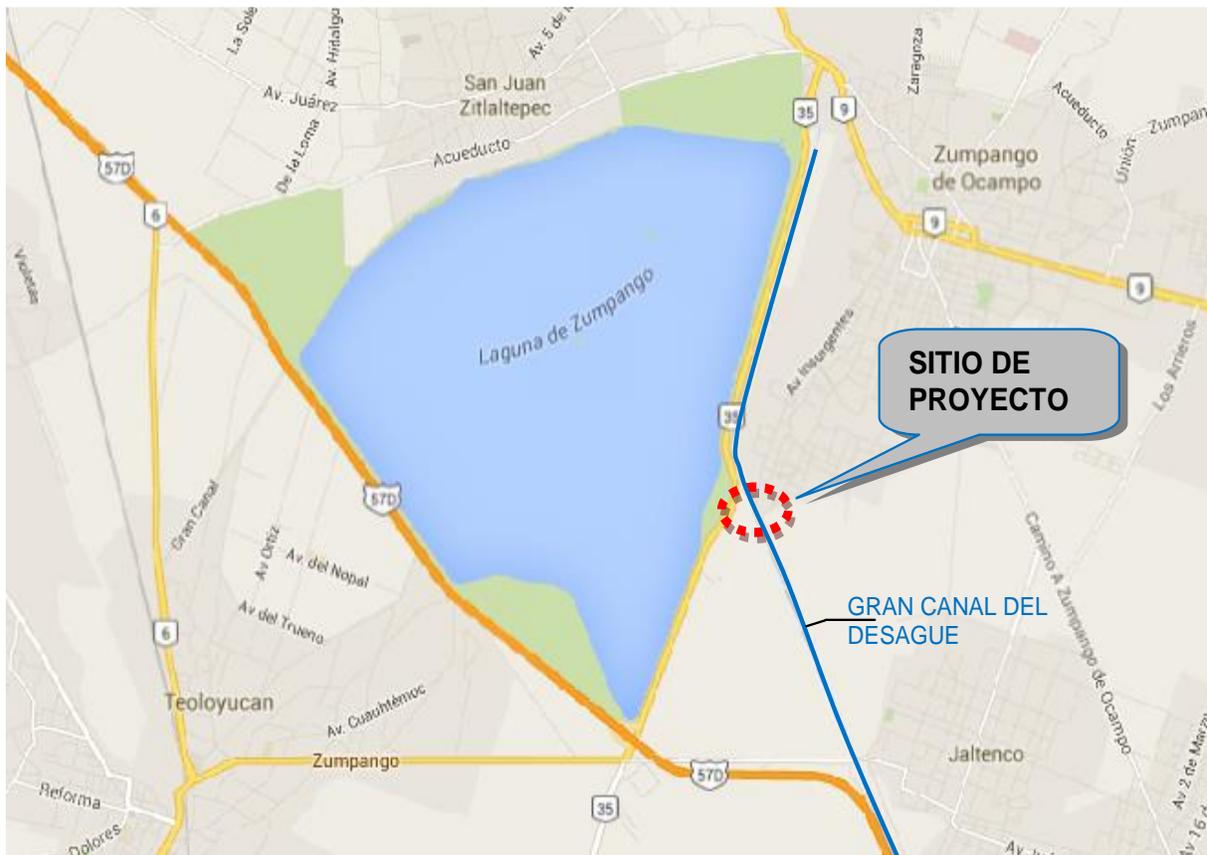
Figura. 1.2.3 Croquis zona de proyecto



Fuente: *Infraestructura y Desarrollo en México*, (2014, octubre, 16), *Primer tramo del TEO funciona eficientemente CONAGUA*, *Infraestructura y Desarrollo en México*, Recuperado de: <http://revistainfraestructura.com.mx/primer-tramo-del-teo-opera-eficientemente-conagua/>

La descarga se encuentra ubicada a 60 m aproximadamente aguas arriba del Puente de Hierro de la Av. Cuautitlán, siendo ésta la principal vía de acceso a la localidad de San Pedro de la Laguna, en el municipio de Zumpango, Estado de México. La ubicación se muestra en la siguiente figura.

Figura 1.2.4 Croquis de localización



Fuente: (Google MAPS) [Croquis de localización de zona de proyecto Zumpango, Edo. de México., en GOOGLE MAPSi 2017]. Recuperado: 11 de Enero, 2017, de: <https://www.google.com.mx/maps/place/Zumpango+de+Ocampo,+M%C3%A9xico/@19.7819389,-99.0971481,12.75z/data=!4m5!3m4!1s0x85d18c0b99b9906f:0x2098001dc90ba517!8m2!3d19.8039297!4d-99.0930528>

CÁPITULO II

DATOS DE ANÁLISIS DEL DISEÑO HIDRÁULICO Y GEOMÉTRICO

II. Datos de análisis del diseño hidráulico y geométrico

II.1.- Gastos de diseño.

El gasto de diseño será calculado con las siguientes ecuaciones:

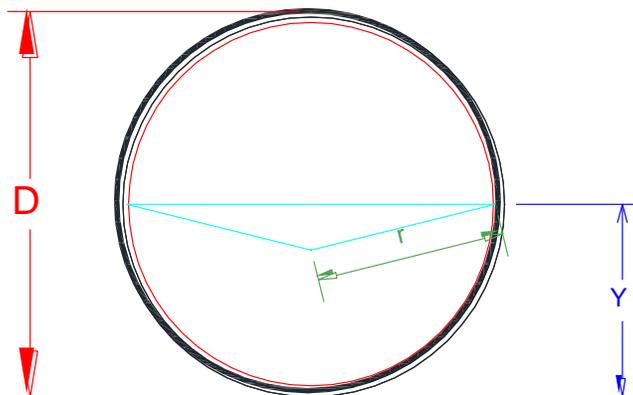
$$Q = A * V \quad (1)$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2)$$

Donde:

- V** Velocidad media del flujo en el tubo en (m/s).
- Q** Gasto de diseño en (m³/s).
- A** Área transversal del tubo en (m²).
- R** Radio hidráulico, en m
- S** Pendiente de fricción, que para escurrimiento a superficie libre es igual a la pendiente geométrica del conducto.
- n** Coeficiente de rugosidad de Manning.

Figura 2.1.1 Elementos geométricos sección circular



Se consideró un funcionamiento por gravedad a tubo lleno, esto debido a las condiciones existentes, considerando que se trata de la condición más desfavorable, y que funciona como un canal. Para esta condición los elementos hidráulicos se obtienen con las siguientes expresiones:

- Área hidráulica

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad (3)$$

- Radio hidráulico

$$R = \frac{D}{4} \quad (4)$$

Considerando las ecuaciones 1 y 2, la ecuación de Manning se puede expresar como:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2} \quad (5)$$

Del levantamiento topográfico, se obtuvieron los siguientes datos para calcular la pendiente longitudinal del canal entubado.

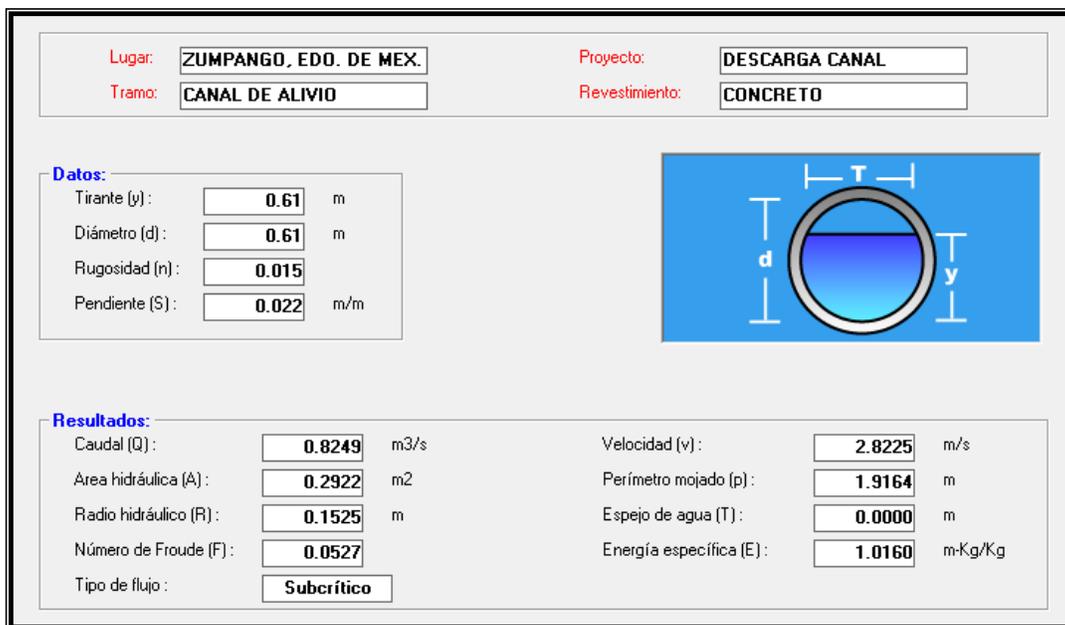
Longitud del tramo	136.00 m
Cota de plantilla inicial	2,238.20 m
Cota de plantilla final	2,235.27 m
Diámetro del tubo (existente)	0.61 m
Material	concreto

La pendiente longitudinal del tubo tiene un valor de:

$$S = \frac{2238.20 - 2235.27}{136.00} = 0.0215 \text{ m/m}$$

Considerando un coeficiente de fricción n de Manning de 0.015 (concreto reforzado), la capacidad de conducción a tubo lleno del canal entubado es del orden de:

Figura 2.1.2 Capacidad de conducción del canal



Del análisis hidráulico de la tubería existente de descarga del canal resulta un gasto a tubo lleno de 0.825 m³/s.

A manera de previsión en la fluctuación del gasto, se adoptó para diseño un valor de:

$$Q_{\text{diseño}} = 1.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

Es decir del orden de 170 L/s, en donde se encuentra incluido el gasto correspondiente a la descarga sanitaria de 30 cm.

II.2.- Datos básicos del proyecto.

Los datos básicos de proyecto se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 2.1 Datos básicos de proyecto

<i>DATOS BÁSICOS DE PROYECTO</i>	
Tipo de fluido	aguas combinadas
Sistema	gravedad
Sitio de vertido	Gran Canal
Ecuaciones	continuidad, Manning
Tipo de tubería	concreto reforzado
<i>n</i> de Manning	0.015
Gasto de diseño	1.00 m ³ /s

II.3.- Dimensionamiento del canal.

Para el diseño del canal de sección rectangular, se utilizan las expresiones experimentales obtenidas para el funcionamiento de canal en rápida con tapa y columpio (CRTC) y de un canal con pantallas deflectoras (CPD) indicadas en la Referencia 2.

II.3. 1 Canal en rápida con tapa y columpio (CRTC).

El canal en rápida y con tapa y columpio se utiliza para pendientes longitudinales comprendidas entre 50% Y 173%. Para el presente trabajo (ver planos de proyecto) se tiene una pendiente longitudinal en la rápida de la expresión obtenida experimentalmente para definir el ancho del canal es la siguiente:

$$a = 0.905Q^{0.40} \quad (6)$$

Siendo

- a** Ancho de canal, en (m).
- Q** Gasto de diseño, en (m³/s).

Sustituyendo resulta:

$$a = 0.905Q^{0.40} = 0.905 * 1.00 = 0.905m$$

Las dimensiones complementarias recomendadas se muestran en la siguiente figura:

CORTE LONGITUDINAL DEL C.R.T.C.

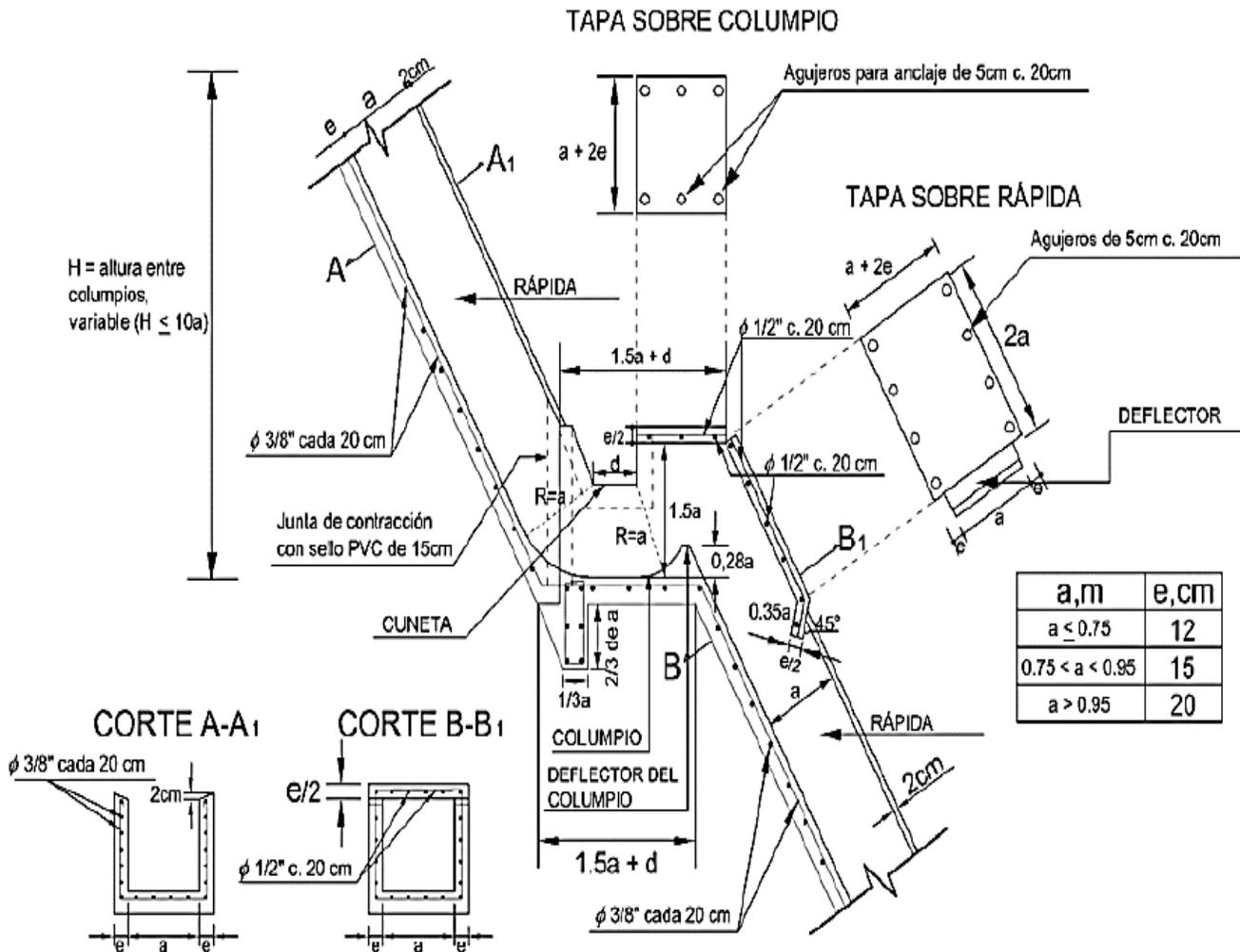


Figura 2.3.1.1 Dimensionamiento de CRTC . (Referencia 9)

Se adoptó una sección transversal de 1.00 x 1.00 m con un espesor mínimo de 0.20m.

Por otra parte para determinar la velocidad en la rápida, que corresponde, por tener una mayor pendiente, a la velocidad más desfavorable en el canal, se obtiene con la siguiente expresión;

$$V_{RAP} = 9.457Q^{0.20} \quad (6)$$

Siendo:

V_{RAP} Velocidad máxima en la rápida (antes de entrar al columpio), en (m/s).

Q Gasto de diseño en (m³/s).

Sustituyendo se tiene:

$$V_{RAP} = 9.457Q^{0.20} = 9.457 * 1.00^{0.20} = 9.46 \frac{m}{s}$$

Para este rango de velocidad de la tabla siguiente se obtiene la resistencia mínima del concreto para un correcto funcionamiento.

Tabla 3.1 Velocidades máximas permisibles en rápidas lisas

MATERIAL	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)
Ladrillo común	3
Ladrillo vitrificado	5
Arcilla vitrificada (gres)	4
Concreto 175 kg/cm ² (17,2 MPa)	6
Concreto 210 kg/cm ² (20,6MPa)	10
Concreto 280 kg/cm ² (27,5 MPa)	15
Concreto 350 kg/cm ² (34,3 MPa)	20

Fuente: Referencia 2

Se considera una resistencia mínima del concreto de 210 kg/cm².

II.3. 2 Canal con pantallas deflectoras (CPD).

Este tipo de estructura es aplicable para un rango de pendiente longitudinal hasta un 50%, (0.50). Para el presente trabajo se tiene un rango del 42 al 3%. Sin embargo por tener en la estructura de descarga un tramo de canal en rápida con columpio (CRTC), dicho tramo presenta condiciones más desfavorables, por lo que las dimensiones generales en los tramos de canal con pantallas deflectoras se conservarían, teniendo una sección de 1.00 x 1.00 m con espesor de 20 cm.

Las dimensiones complementarias se obtienen de la figura siguiente.

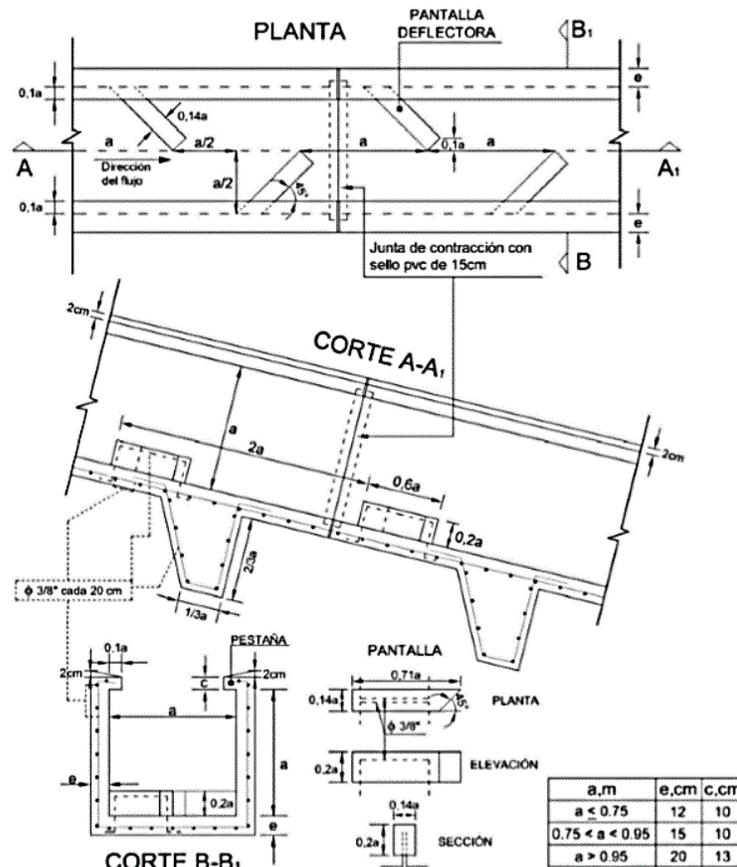


Figura 2.3.2.1 Dimensionamiento de CPD

(Referencia 9)

II.3. 3 Transición entre CRTC y CPD.

Para el presente trabajo se tiene un tramo inicial con canal con rápida con tapa y columpio (CRTC) y un tramo final en canal con pantallas deflectoras (CPD). Para este caso, en la referencia 1 se recomienda una transición, que se constituye después del columpio del CRTC, que se dimensiona después del columpio con base en la siguiente figura:

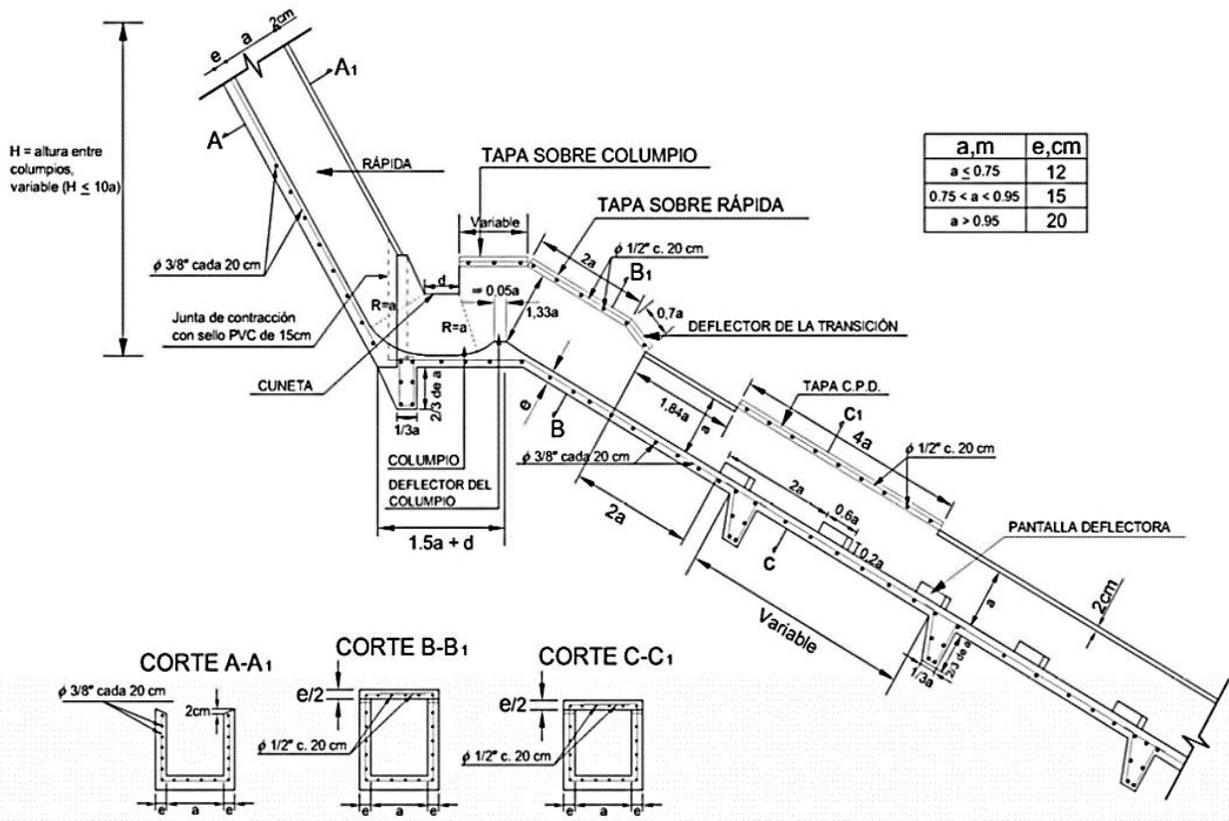


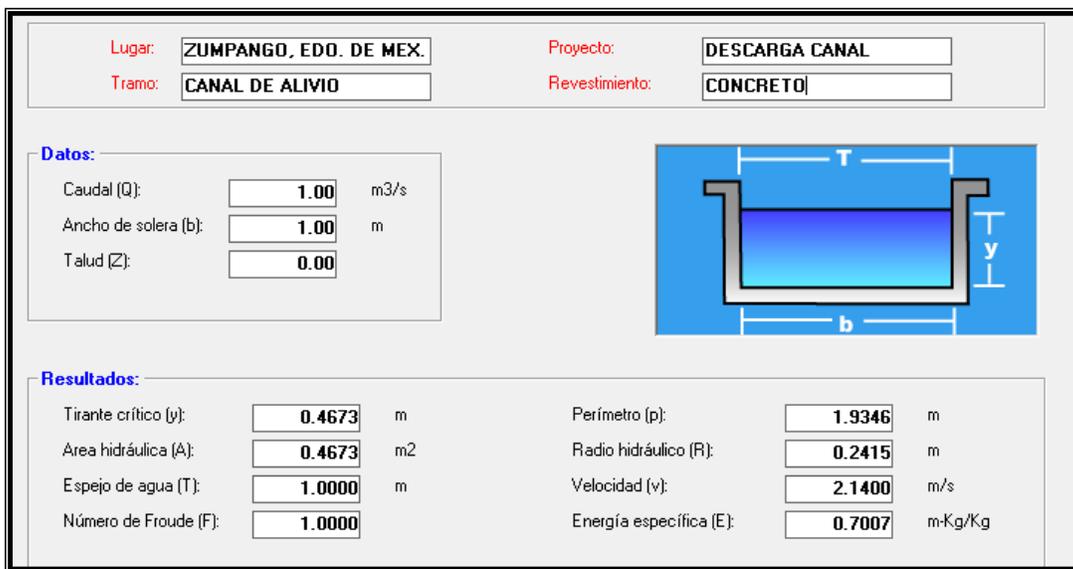
Figura 2.3.3.1 Dimensionamiento de transición de CRTC a CPD
(Referencia 9)

El arreglo general se presenta en los planos de proyecto, mostrados en el anexo.

II.3. 4 Perfil hidráulico esperado.

La finalidad principal de la estructura de descarga es la disipación de la energía, lo que hace complicado determinar el perfil del agua en el canal. Al inicio de la rápida se tiene una sección de control, en donde se presenta el tirante crítico, teniendo un valor de 0.47 m, con una velocidad de 2.14 m/s. como se muestra en la siguiente figura:

Figura 2.3.4.1 Tirante crítico al inicio de la rápida



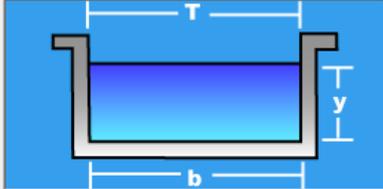
Al final de la rápida en el salto de esquí o columpio el fluido rebotará en la tapa del canal en ese tramo, disipando gran parte de la energía generada por la rápida. Después del columpio se concluye la disipación de la energía con ayuda de las pantallas deflectoras.

Al final de la estructura el tirante tiende al tirante normal en el canal. Teniendo un ancho de la base de 1.00 m con una pendiente de 0.03 m/m, se tiene un valor de 0.27 m con una velocidad de 3.62 m/s

Figura 2.3.4.2 Tirante normal en la salida de la descarga

Lugar:	ZUMPANGO, EDO. DE MEX	Proyecto:	DESCARGA CANAL
Tramo:	CANAL DE ALIVIO	Revestimiento:	CONCRETO

Datos:	
Caudal (Q):	1.00 m ³ /s
Ancho de solera (b):	1.00 m
Talud (Z):	0.00
Rugosidad (n):	0.015
Pendiente (S):	0.03 m/m



Resultados:			
Tirante normal (y):	0.2745 m	Perímetro (p):	1.5490 m
Área hidráulica (A):	0.2745 m ²	Radio hidráulico (R):	0.1772 m
Espejo de agua (T):	1.0000 m	Velocidad (v):	3.6430 m/s
Número de Froude (F):	2.2200	Energía específica (E):	0.9509 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Es importante señalar que el régimen no se establece plenamente ya que se trata de una descarga y no se continúa aguas abajo con un tramo de canal que permita estabilizar el flujo, sino que inmediatamente se da la descarga al gran canal.

Es sustancial aclarar que la información presentada en este capítulo ha sido extraída del proyecto ejecutivo elaborado por la empresa COMISSA, y que lleva por nombre “Proyecto Ejecutivo de Estructura de Descarga de Canal de Alivio al Gran Canal, en el Municipio de Zumpango, Estado de México”, (Referencia 2).

CÁPITULO III

DATOS GEOTÉCNICOS

III.1.- Generalidades.

El objetivo de todo estudio de mecánica de suelos es conocer las características y propiedades estratigráficas del subsuelo de determinado sitio, para ello es necesario realizar una exploración geotécnicas con métodos tan sencillos o complejos según sea lo requerido para cada caso en particular, además de los estudios realizados en campo durante la exploración geotécnica, también se debe llevar a cabo una serie de estudios de laboratorio que permitan determinar las propiedades índices y mecánicas del subsuelo en estudio.

III.1.1 Zonificación geotécnica de la ciudad de México.

Actualmente la Ciudad de México cuenta con un mapa de zonificación geotécnica contenida en su Reglamento de Construcción y sus Normas Técnicas Complementarias 2004, en dicho reglamento específicamente en el artículo 170, hace referencia a la clasificación de suelo de la ciudad de México, dividiendo a este en las siguientes tres zonas:

Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros; y

Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

Dicha zonificación se encuentra plasmada en la siguiente figura:

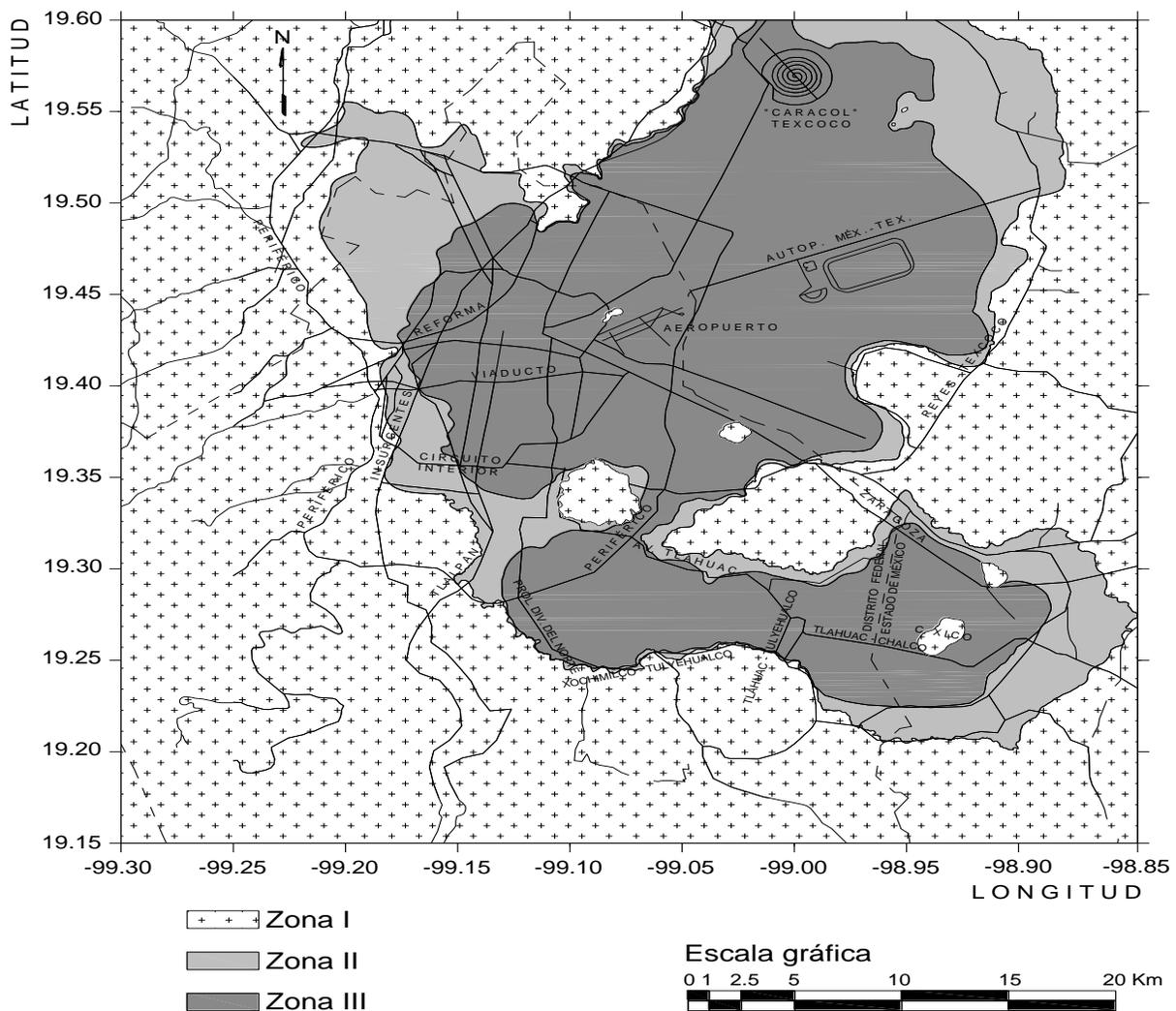


Figura 3.1.1 Zonificación geotécnica CDMX, (Referencia 5)

En la figura anterior 3.1.2, se puede observar la geología que conforma la zona de estudio:

En el sur de la planicie, superficialmente se encuentran suelos lacustres con restos de materia vegetal; por debajo de éstos y en el resto de la zona plana existen suelos correspondientes a una serie clástica aluvial y fluvial, constituidos por materiales granulares arcillosos y limosos, con intercalaciones de pómez, arena negra, vidrio volcánico y lava.

La periferia de la planicie se encuentra en contacto con depósitos de ladera formados por suelos tobáceos y pumíticos derivados de lluvias de ceniza, lahares, ignimbritas, fenobasaltos y por lava andesítica y dacítica. (Juárez, *et. all*, 2011, p. 2)

III.1.3 Zonificación geotécnica de la zona de estudio.

Debido a que el área de estudio se encuentra localizada fuera de los límites de la Ciudad de México, formando parte del territorio mexiquense (Estado de México), específicamente en el norte de la cuenca del valle de México, se encuentra fuera de la zonificación establecida por el RCDF-2004, por lo dicha zonificación será determinada a partir de fuentes bibliográficas e instituciones especializadas en la materia, que además se encuentran sustentadas por estudios reales que han permitido generar mapas de zonificación geotécnica en zonas que no habían sido estudiadas.

Ahora bien el mapa de zonificación de la Ciudad de México incluye una pequeña extensión del sur del mapa del área en estudio, para su realización, han considerado extensivos los criterios de la NTC- para Diseño y Construcción de Cimentaciones además de incluir en el mapa adjunto en las mismas normas del área estudiada.

En el año 2007 el Laboratorio de Geoinformática propuso un mapa de zonificación geotécnica para una porción de los lagos del norte del valle de México, (Juárez, Auvinet, Hernández y Méndez, 2011).

Dicho mapa se muestra a continuación:



SIMBOLOGÍA

- | | |
|---|---|
|  Subzona la Lomerios |  Subzona Ila Transición Baja |
|  Subzona Ib Aluvial |  Subzona Ilb Transición Alta |

Figura 3.1.3 Propuesta de zonificación geotécnica del norte del valle de México, (Referencia 13)

Dicho mapa fue elaborado considerando las características y distribución de los materiales del subsuelo, aplicando los criterios establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF; GDF, 2004) y empleando como herramienta la geoestadística para estimar las profundidades de los estratos típicos del subsuelo pero con algunas limitaciones debido a la escasez de datos de las propiedades.

En este mapa de zonificación geotécnica propuesto se definen las subzonas:

Zona I, Lomas

Subzona I a, Lomerios. Formada por rocas o suelos firmes depositados fuera del ambiente lacustre.

Subzona I b, Aluvial. Integrada por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla altamente resistentes.

Zona II, Transición

Subzona II a, Transición Alta. Está formada por estratos de arcilla lacustre con espesores menores a 2.50m.

Subzona II b, Transición Baja. Está formada por estratos de arcilla lacustre con espesores mayores a 2.50m. (Juárez et. al., 2011, p. 2)

Ahora bien utilizando la figura 3.1.3 para la zonificación geotécnica propuesto por el Laboratorio de Geoinformática, se puede precisar la ubicación del sitio de estudio correspondiente a la zona I, Lomas, específicamente en la *Subzona Ib, Aluvial.*

Es sustancial hacer mención de que para el desarrollo del proyecto ejecutivo del canal de descarga solamente se realizó una exploración geotécnica visual y al tacto del subsuelo donde se desplantaría la estructura en cuestión, no se realizó prueba de laboratorio alguna para la obtención de las propiedades mecánicas e índice del subsuelo en cuestión

Para lo cual COMISSA, la empresa responsable de la construcción del canal de descarga solicitó a la empresa POYRY México y Supervisión realizar una visita de campo con el fin de clasificar visualmente y al tacto, así como recomendar parámetros de resistencia empíricos, disponibles en la literatura especializada para el subsuelo en estudio, (POYRY, 2016).

De la visita de campo antes descrita POYRY, (2016) afirma:

Se observó directamente en los taludes, a través de los cortes, así como de calas realizada sobre la ladera, que el material se compone de limos arenosos de consistencia que va de media, de color gris claro. Al ponerlos en contacto con agua para estimar su característica de plasticidad, se aprecia de baja a nula, prevaleciendo una sensación al tacto rugosa, por lo que se consideró el predominio de limos de baja plasticidad, como matriz, así como una fracción menor de arenas. Por otro lado, se observó que los taludes en general se pueden mantener inclinaciones de hasta 90°, en especial en la zona donde se considera construir la obra de descarga, en donde se observa un corte prácticamente perpendicular. Así mismo, en la inspección visual realizada, no se detectaron deslizamientos en las laderas, así como oquedades o cavernas. (POYRY, 2016, p.3)



a) Aguas arriba

b) Aguas abajo

**Figura 3.1.4 Talud de desplante de canal de descarga,
(Referencia 12)**

De acuerdo con la exploración visual y al tacto realizado por el personal calificado POYRY, (2016) dice:

De lo observado en el sitio, así como de las características estimadas del terreno, la estratigrafía en general se compone de un primer estrato de materia vegetal (raíces y una mezcla heterogénea de suelo), de 15 cm de espesor en promedio, le subyace un estrato de limos de baja plasticidad arenosos, considerando más del 50% de suelos finos, de consistencia media, de color gris claro en estado húmedo, dicha consistencia natural se correlaciona de manera semi-empírica con la resistencia a la compresión simple, q_u , de entre 0.5 y 1.0 kg/cm² .

Por otro lado, durante el recorrido, se observaron laderas estables con abundante vegetación, sin la presencia a simple vista de oquedades o cavernas. (p.3).

III.2 Cálculo de capacidad de carga.

Con basen en lo especificado por la empresa POYRY y lo descrito en los párrafos anteriores se puede decir que se trata de un suelo cohesivo-friccionante, lo cual nos servirá para definir la capacidad de carga del subsuelo en el que se ha desplantar la estructura de descarga.

Una vez definido el tipo de suelo a tratar se puede elegir el método más apropiado para la obtención de dicha capacidad, tal y como lo estipulan las NTC-para Diseño y Construcción de Cimentaciones en el apartado 3.0.

Para realizar el cálculo de la capacidad de carga, se supondrá que la estructura de descarga se comporta como una cimentación corrida con un ancho de 1.5 metros, por ello se utilizará la teoría de Terzaghi para suelos cohesivo-friccionantes:

$$Q_a = [cN_c + \gamma D_f (N_q - 1) + 0.5\gamma B N_\gamma] F_R + P_v \dots\dots\dots(1)$$

Donde:

- Q_a Capacidad de carga admisible del suelo, ton/m²
- c Cohesión del material de apoyo, ton/m²
- N_c Coeficiente de capacidad de carga, depende de:

$$N_c = 5.14 \left[1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right] \dots\dots\dots(2)$$

- γ Peso volumétrico del material de apoyo, ton/m³
- D_f Empotramiento de la estructura, m
- N_q Factor de capacidad de carga

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan(45^\circ + \phi / 2) \dots \dots \dots (3)$$

B y L Dimensiones de la estructura, m

N_γ Factor de capacidad de carga

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan \phi \dots \dots \dots (4)$$

F_R Factor de reducción de la resistencia

P_v Presión vertical total

El valor del factor de resistencia será obtenido considerando lo indicado en la sección 3.2 de las NTC- para Diseño y Construcción de Cimentaciones del RCDF-2004, las cuales dicen lo siguiente:

Los factores de resistencia, F_R , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- a) **FR=0.35**, para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente; y

- b) **FR=0.70**, para los otros casos.

Ahora bien con base en el esfuerzo de compresión simple recomendada por POYRY, se obtiene la cohesión del suelo en estudio:

Con $q_u = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ o bien $q_u = 10 \text{ ton/m}^2$

Se tiene que:

$$c = \frac{q_u}{2} \quad \text{por lo tanto} \quad c = \frac{10\text{ton}/m^2}{2} = 5\text{ton}/m^2$$

Considerando los valores del suelo $\gamma=1.4 \text{ ton}/m^2$, dicho valor se ha obtenido de las tablas del Manual de Diseño de Obras Civiles, capítulo Estructuras, sección C.1.2 Acciones, en su apartado 2.5, (tabla A2 que se muestra en el anexo 1, de la referencia 3).

En cuanto al ángulo de fricción interna del subsuelo, se ha obtenido a partir de los parámetros indicados en la tabla A.3, (mostrada en el anexo 1, de la referencia 10), dicha tabla fue extraída del libro “Diseño Estructural”, del doctor Roberto Meli Piralla, teniendo así, un ángulo de fricción interna igual a, $\Phi=24^\circ$.

Para el valor de $\phi = 24^\circ$, se tienen los factores de carga $N_c = 7.86$, $N_q = 10.13$,

$$N_\gamma = 1.84$$

Por lo tanto:

$$Q_a = [(5 * 7.86) + (1.4 * 1.0) * (10.13 - 1) + 0.5(1.4 * 1.4 * 1.84)] * 0.35 + 1.4$$

$$Q_a = 26.40\text{ton}/m^2$$

Por lo tanto la capacidad de carga admisible del subsuelo es:

$$Q_a = \frac{26.40\text{ton}/m^2}{3} = 8.80\text{ton}/m^2$$

III.3 Cálculo de empujes

Para realizar el cálculo de empujes sobre los muros de la estructura en estudio, es importante aclarar que el material a utilizar en este análisis, será el material de relleno, ya que será el que estará directamente en contacto con dicha estructura. Dicho relleno será realizado con material de banco, tepetate compactado, el cual presenta las siguientes características:

$$\gamma = 1.80 \text{ ton} / \text{m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\mu = 0.40$$

Dichas características fueron adquiridas de las tablas A1 y A2 mostradas en el anexo 1.

Considerando que la composición del tepetate, podemos decir que se trata de un material cohesivo-friccionante, por lo tanto se utiliza la teoría de Rankine para el cálculo de empujes sobre muros aplicando las siguientes formulas:

Cálculo de empuje sobre muros

Calculando el coeficiente de empuje activo K_a , se tiene:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (5)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

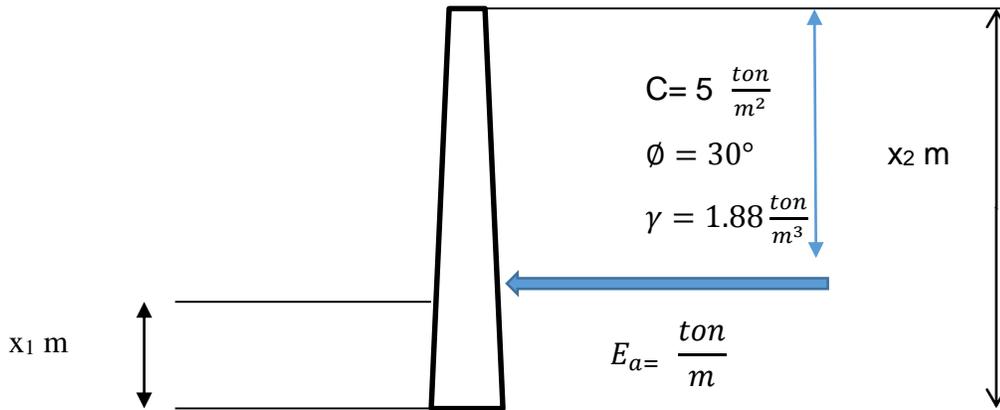
Calculando el coeficiente de empuje pasivo K_p , se tiene:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (6)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 3.0$$

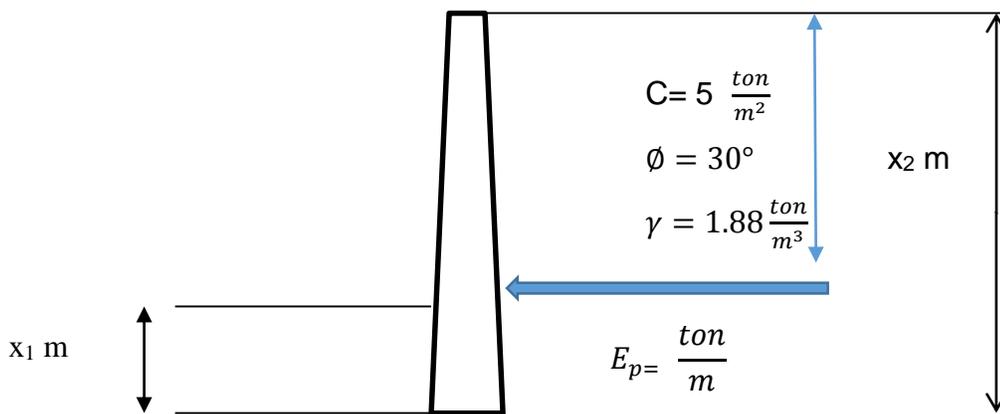
Por lo que el empuje activo sobre el muro a una profundidad dada será calculada con la siguiente ecuación:

$$E_a = \frac{1}{2}K_a\gamma H^2 - 2cH\sqrt{K_a} \dots\dots\dots(7)$$



Mientras que el empuje pasivo sobre el muro a una profundidad de x será calculada con la siguiente ecuación:

$$E_p = \frac{1}{2}K_p\gamma H^2 + 2cH\sqrt{K_p} \dots\dots\dots(8)$$



CÁPITULO IV

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SECCIÓN TIPO DEL CANAL EN RÁPIDA CON TAPA Y COLUMPIO Y CANAL CON PANTALLAS DEFLECTORAS (CRTC – CPD)

IV.1. Consideraciones generales

El análisis estructural a realizar será para las diferentes estructuras que integran la descarga al Gran Canal, que son:

- *Caja de interconexión:*

Dicha estructura permitirá la recolección de las aguas de la tubería de descarga del colector de 61 cm de diámetro y de la tubería de descarga existente de aguas negras de concreto de 30 cm de diámetro, permitiendo dirigir dichas aguas hacia el canal de descarga de una manera adecuada, los espesores de muros y losas serán dependiendo de las condiciones propias del terreno.

- *Canal en rápida con tapa y columpio y canal de pantallas deflectoras:*

Estas estructuras serán construidas en una de las laderas del gran canal, será utilizada para la adecuada descarga de las aguas provenientes de la lumbrera 14 del TEO al Gran Canal (provisionales), frenando la erosión que le está causando dicha descarga a la ladera del Gran Canal.

Las pantallas deflectoras alternas incluidas en el CDP, serán colocadas a 45° con el eje del canal, a cada metro, estarán construidas a base de concreto armado, con 20cm de alto y 14cm de ancho por 71 cm de largo.

- *Transición de descarga:*

Esta estructura tiene como objetivo principal, inducir el gasto en forma adecuada hacia el dren natural (Gran Canal).

IV.2 Reglamentación aplicable.

La ordenanza a seguir en el desarrollo del análisis y diseño estructural del canal de descarga será de acuerdo al Reglamento de Construcción del Distrito Federal versión (RCDF-2004) y sus NTC- Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, NTC- Para diseño y construcción de Estructuras de Concreto, NTC- para Diseño y Ejecución de Obras e Instalaciones Hidráulicas.

De acuerdo con lo estipulado en el Artículo 139 del RCDF-2004, y considerando las características funcionales de la presente estructura de descarga, se le considera como una estructura perteneciente al grupo “B”, ya que no requiere de un grado de seguridad alto, en caso de que sufrir alguna falla estructural, no generaría problemas ambientales, ni sociales, etc.; en todo caso solo representaría una pérdida económica respecto al valor de construcción de la propia estructura.

Se deberán analizar las distintas acciones que deberá soportar la estructura de descarga, tales como cargas verticales o gravitacionales, así como las cargas horizontales o accidentales a las que se vea sometida la estructura.

En conformidad con lo dispuesto por el RCDF-2004 en sus NTC- Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones en el apartado 2.1, se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

a) Cargas permanentes.

Son cargas de tipo gravitacional que actúan constantemente sobre la estructura, su intensidad tiende a variar de manera poco significativa a través del tiempo,

dentro de esta categoría se encuentran las cargas muertas y todo aquello que ocupa una posición permanente.

b) Cargas variables.

Son las cargas y/o fuerzas vivas, al igual que las cargas permanentes son de tipo gravitacional, pero con la gran diferencia que estas cargas como su nombre lo dice son variables, cambian con el tiempo.

En cuanto a las acciones del agua, se considerarán todas las posibles condiciones de acuerdo al funcionamiento hidráulico, optando por la condición más desfavorable para la realización del diseño estructural.

c) Cargas accidentales.

Son aquellas acciones que como su nombre lo indica son de tipo esporádicas, sin embargo deben ser consideradas ya que existe la posibilidad de que en algún momento de la vida útil de la estructura pueden llegar a presentarse, son originadas debido a eventos extraordinarios tales como viento, sismo, incendios, explosiones, etc., de estas acciones se desconoce la fecha, intensidad o magnitud con la que se presente; por lo tanto es necesario tomar las precauciones pertinentes en el diseño de las estructuras y con ello evitar sucesos catastróficos.

Para el diseño de la estructura en cuestión, se tomaran en cuenta únicamente las acciones de tipo permanente ya que por el tipo de estructura y su ubicación es posible despreciar las acciones de tipo variable.

a. Materiales a utilizar:

Para el desarrollo del análisis y diseño de la estructura de descarga, se considerarán los siguientes materiales:

Concreto clase 1 de, $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Peso volumétrico $\gamma = 2,400 \text{ kg/cm}^2$

El uso de concreto clase 1 se justifica debido a que éste garantiza una mayor impermeabilidad y durabilidad ante las condiciones a las que se verá sometida la estructura en cuestión, específicamente los efectos de aguas residuales y todo lo que ello implica, gases, corrosión, etc.

Para diseñar se usará el valor nominal, f^*c , determinado con la siguiente expresión:

$$f^*c = 0.8f'_c \dots\dots\dots(9)$$

Todo lo anterior se ha considerado, con base en la sección 1.5.1 de las NTC- para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

En cuanto al acero de refuerzo se refiere, se ha tenido a bien considerar utilizar acero de refuerzo de grado estructural $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, para varillas del No.3 y 4.

Para la ejecución de los trabajos referentes al relleno de proyectos se deberá utilizar material de banco tepetate, compactado el 90% proctor.

El recubrimiento para protección de taludes al pie de la estructura de descarga, será con colchacreto, respetando todas y cada una de las especificaciones dictadas por el fabricante.

b. Factores de resistencia.

Conforme a lo estipulado en el RCDF-2004 en el artículo 156 y las NTC- Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones en el apartado 3.3, se deberán revisar las distintas combinaciones de acciones que actúen sobre la estructura, verificando que la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas multiplicadas por los factores de carga correspondientes, por lo tanto las resistencias de diseño deberán ser afectadas por un factor de reducción indicado en las NTC- para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en el apartado 1.7, siendo para este caso en particular los valores siguientes:

Flexión	FR =0.9
Cortante y torsión	FR =0.8

c. Factores de carga.

De acuerdo con lo estipulado en los artículos 153 y 158 del Reglamento de Construcción del Distrito Federal la verificación de la seguridad de una estructura está determinada por la revisión del efecto de la combinación de las distintas acciones que tengan la probabilidad de ocurrir dentro de la vida útil de la estructura, dicha combinación se encuentra indicada en las NTC-Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones en el apartado 3.4, para el caso específico del diseño de la estructura de descarga se consideraran :

Por tratarse de una estructura del grupo B, el factor de carga se tomará igual a 1.4, considerando que se trata de una combinación de acciones permanentes, debido al peso propio de la estructura, peso de relleno y colchacreto, más acciones variables como los efectos de cambios volumétricos, debido a los cambios de temperatura.

d. Espesor mínimo de elementos de estructuras hidráulicas.

Conforme a lo estipulado en las NTC- para el Diseño y Ejecución de Obras e Instalaciones Hidráulicas en el apartado 2.6.3 inciso B), el espesor mínimo de muros y losas tapa será de 20cm, debido a que como se indica en el apartado 3.3 de la misma NTC, las estructuras hidráulicas de concreto se deben diseñar por resistencia y para evitar filtraciones.

e. Recubrimiento de elementos estructurales.

De los apartados 4.9 y la tabla 4.5 de las NTC- para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto; para superficies de miembros en agua y colados contra el suelo, el recubrimiento mínimo será de 5 cm.

f. Refuerzo por cambios volumétricos.

Considerando lo estipulado en el apartado 5.7 de las NTC- citadas en el párrafo anterior, el refuerzo por cambios volumétricos se realizará en toda dirección en la que la dimensión del elemento estructural sea mayor que 1.5m, siendo que el área de refuerzo no será menor que:

$$a_{s1} = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} \dots\dots\dots(10)$$

Donde:

a_{s1} área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por la unidad de ancho de la pieza, (cm²/cm).

X_1 dimensión mínima de miembro medida perpendicularmente al refuerzo, cm.

Por sencillez, en vez de emplear la ecuación anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie y 0.003 en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

g. Colocación y separación entre barras de acero de refuerzo.

En conformidad con las NTC-para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en el apartado 5.9 la separación libre entra barras paralelas no será menor que el diámetro nominal de la barra ni 1.5 veces el tamaño máximo del agregado y cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre capas no será menor que el diámetro de la barra, ni que 20mm, cuidando siempre que la capa superior sea colocada de tal manera no se afecte la eficiencia del colado.

h. Resistencia de diseño.

Para la obtención de la resistencia de diseño se tienen a bien considerar el apartado 2.1 de las NTC referidas en el párrafo anterior donde se sugiere que dicha resistencia sea calculada a partir de una serie de hipótesis que sugiere que la distribución de esfuerzos de compresión en el concreto alcanza la resistencia uniforme a $f'_c = 0.85$ veces el eje neutro, precisando que el esfuerzo uniforme será igual a βc :

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si} \quad f_c^* \leq 280 \text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots(11)$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \geq 0.65 \quad \text{si} \quad f_c^* > 280 \text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots(12)$$

La resistencia determinada con esta hipótesis, multiplicada por el factor F_R correspondiente, arrojará la resistencia de diseño.

IV.2.1 Diseño a flexión.

IV.2.1.1 Refuerzo mínimo.

Con forme a lo especificado en las NTC- para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, en el apartado 2.2.1, el área mínima de refuerzo de

secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal deberá ser calculado con la siguiente expresión aproximada:

$$A_{s_{\text{mínimo}}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(13)$$

Siendo b y d el ancho y peralte efectivo no reducidos de la sección respectivamente.

iv.2.1.2 Refuerzo máximo

En cuanto al refuerzo máximo se refiere según el apartado 2.2.2, de las NTC-citadas en el párrafo anterior, dicho refuerzo será un porcentaje del área de acero de la falla balanceada en secciones rectangulares, siendo que el área de acero para tal falla se obtiene con la siguiente expresión:

$$\frac{f''_c}{f_y} \cdot \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} \cdot bd \dots\dots\dots(14)$$

Siendo b y d el ancho y peralte efectivo de la sección reducidos de acuerdo con el apartado 1.6 de las normas mencionadas en el párrafo anterior, a f''_c y β les corresponde el valor especificado en el apartado 2.1 inciso e de las mismas normas.

En otro tipo de secciones el área de acero de la falla balanceada, se calculará aplicando las condiciones de equilibrio y las hipótesis de la sección 2.1 de las NTC antes descritas.

Una vez calculada el área de acero correspondiente a la falla balanceada, se procederá a calcular el área de acero máximo en la sección que será de:

- 90 por ciento del área de acero de la falla balanceada para secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas.
- 75 por ciento del área de acero de la falla balanceada para secciones que deban resistir fuerzas sísmicas.

IV.2.1.3 Cálculo de resistencia a la flexión

La resistencia a la flexión en secciones rectangulares de concreto reforzado, sin acero a compresión, se determinara con la siguiente ecuación:

$$M_R = F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c \cdot q(1 - 0.5q) \dots\dots\dots(15)$$

O bien

$$M_R = F_R \cdot A_S \cdot f_y \cdot d(1 - 0.5q) \dots\dots\dots(16)$$

Siendo:

$$q = \frac{\rho \cdot f_y}{f''_c} \dots\dots\dots(17)$$

$$\rho = \frac{A_S}{b \cdot d} \dots\dots\dots(18)$$

b ancho de la sección

d peralte efectivo

f''c esfuerzo uniforme de compresión

As área del refuerzo de tensión

IV.2.1.4 Revisión por cortante

Para elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los que el ancho *b*, no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, *d*, el espesor no sea mayor que 600mm y la relación $\frac{M}{V} < 2.0$, el valor de la fuerza *V_{CR}* se podrá obtener con la siguiente expresión:

$$0.5F_R b d \sqrt{f^*_c} \dots\dots\dots(19)$$

Si la relación $\frac{M}{V} > 2.0$, o Si el espesor es mayor a 600 mm, la resistencia a fuerza cortante se obtendrá con el siguiente criterio:

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_R \cdot b \cdot d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \dots\dots\dots(20)$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5 F_R \cdot b \cdot d \sqrt{f_c^*} \dots\dots\dots(21)$$

Independientemente de la cuantía de acero de refuerzo; se hace hincapié en que el refuerzo para flexión debe cumplir con los requisitos de la sección 5.1 de las NTC- antes mencionadas,, es decir, debe estar anclado adecuadamente en ambos lados de los puntos en que cruce a toda posible grieta inclinada causada por la fuerza cortante.

IV.2.1.5 Diseño de losas.

En cuanto al diseño de las losas que forman parte del canal de descarga, éstas se diseñarán con forme a lo establecido en el apartado 6.3 de las NTC- para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y sus sub-apartados:

- 1) Apartado 6.3.2 referente al diseño de losas que trabajan en una sola dirección, el cual indica que las losas que trabajan en una sola dirección se aplicarán las disposiciones pertinentes para vigas de la sección 6.1.1 de las mismas normas. Una losa trabaja en una dirección cuando

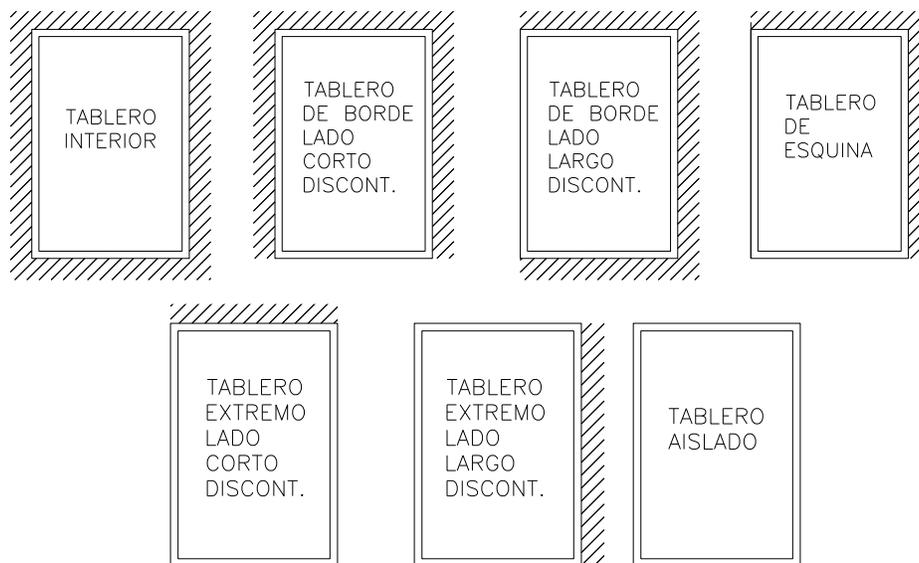
$$\frac{Lado_{largo}}{Lado_{corto}} < 2$$

- 2) Apartado 6.3.3 referente a losas apoyadas en su perímetro, se considera que las losas trabajan en dos direcciones, este método es aplicable cuando:

- a) Los tableros son aproximadamente rectangulares
- b) La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero;
- c) Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos; y
- d) La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Las secciones críticas para momento negativo, se tomarán en los bordes del tablero, y para momento positivo, en las franjas medias. Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se podrán distribuir 2/3 del momento desequilibrado entre los dos tableros si estos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son.

Los tableros utilizados en el RCDF-2004 se muestran a continuación:



Los coeficientes de momentos flexionantes para los tableros se obtendrá a partir de la relación a_1/a_2 , intersectando valores según la tabla 4.2.9.5.1 mostrada en los anexos.

- *Peralte mínimo.*(NTC-C 6.3.3.5)

Cuando sea aplicable la tabla 6.1 podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 250 para concreto clase 1 y 170 para concreto clase 2. En este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean.

La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable a losas en que:

$$f_s \leq 2520 \text{kg} / \text{cm}^2 \quad \text{y} \quad w \leq 380 \text{kg} / \text{m}^2$$

Para otras combinaciones de f_s y w , el peralte mínimo se obtendrá multiplicado por: $0.32^4 \sqrt{f_s w}$ (22)

- *Momento ultimo de diseño*

Los momentos por unidad de ancho, serán obtenidos como:

$$Mu = F_c M = F_c (10^{-4} w a_1^2 \alpha) \dots\dots\dots(23)$$

- *Fuerza Cortante* (NTC-C 6.3.3.6)

La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la siguiente expresión:

$$V = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) \dots\dots\dots(24)$$

Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, V se incrementará en 15%. La resistencia de la losa a la fuerza cortante, se supondrá igual a:

$$V = 0.5 \cdot Fr \cdot b \cdot d \sqrt{f_c^*} \dots\dots\dots(25)$$

Datos de caja de interconexión

Dimensiones:

Lados	(m)
L ₁	1.50
L ₂	2.70
L ₃	1.50
L ₄	1.20
L ₅	2.12
Σ=	9.020m
e _{muros} =	0.25m

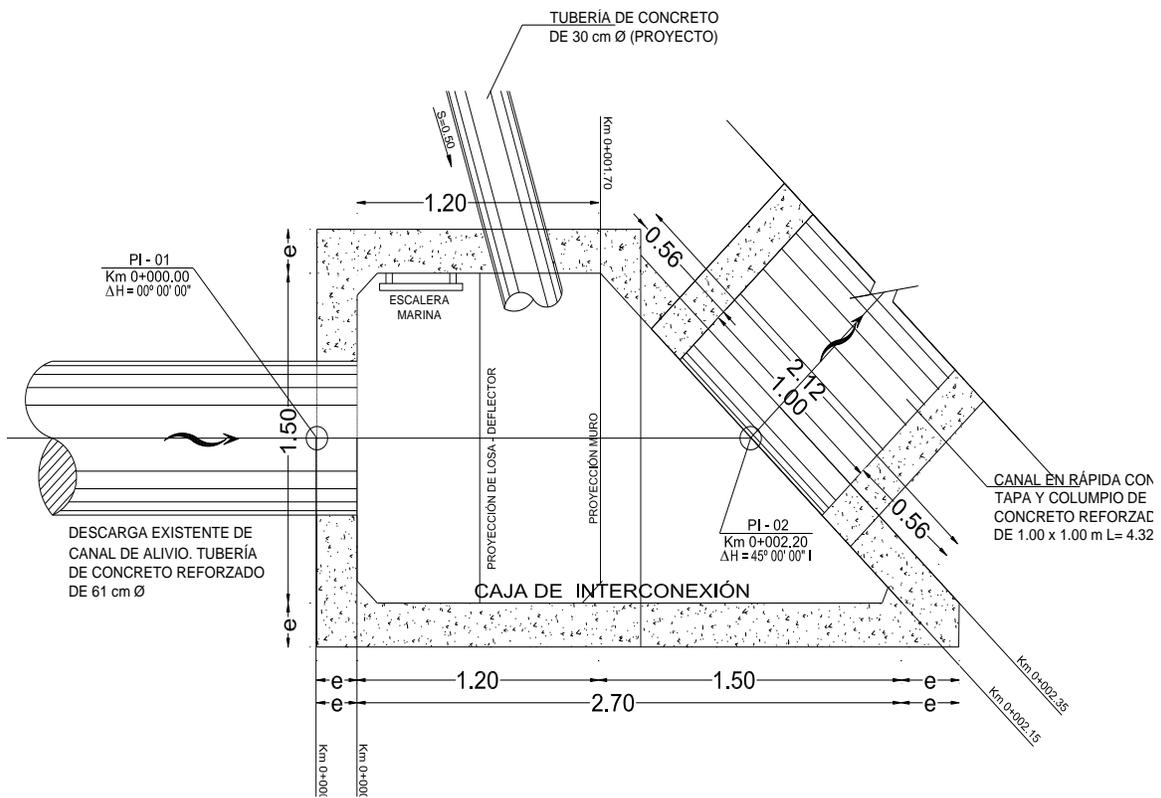


Figura 4.3.2 Croquis de planta de caja de interconexión

Área de muros:

Muro	Área
Muro 1	0.38m ²
Muro 2	0.68m ²
Muro 3	0.38m ²
Muro 4	0.30m ²
Muro 5	0.53m ²
$\Sigma=$	2.26m ²

Área interior:

Ai= 2.93m²

Área de desplante total:

Área interior=	2.9m ²
Área de muros=	2.26m ²
$\Sigma=$	5.18m ²

Cargas de caja de interconexión:

◦ **Losas:**

	Volumen de concreto (m ³)		Y _{CONCRETO} (ton/m ³)	ω (ton)
	Espesor	Área		
Losa de fondo	0.30	2.93	2.40	2.11
Losa tapa	0.15	1.80	2.40	0.65
Losa deflector	0.20	0.85	2.40	0.41
Losa intermedia	0.25	0.83	2.40	0.50
			$\Sigma=$	3.65

◦ **Muros principales:**

	Volumen de concreto (m ³)		Y _{CONCRETO} (ton/m ³)	ω (ton)
	Altura	Área		
Muro 1	4.60	0.38	2.40	4.14
Muro 2	4.60	0.68	2.40	7.45
Muro 3	4.60	0.38	2.40	4.14
Muro 4	1.70	0.30	2.40	1.22
Muro 5	2.70	0.53	2.40	3.43
			$\Sigma=$	20.39

◦ **Relleno compactado sobre losa intermedia:**

	Volumen de relleno (m ³)		Y _{RELLENO} (ton/m ³)	ω (ton)
	Altura	Área		
Tepetate seco	1.50	1.31	1.80	3.54
			$\Sigma=$	3.54

◦ **Colchacreto:**

	Volumen de colchacreto (m ³)		Y _{COLCHACRETO}	ω (ton)
	Altura	Área		
Colchacreto	0.15	1.31	2.04	0.40
			Σ=	0.40

◦ **Dentellón caja de interconexión:**

	Volumen de concreto (m ³)		Y _{CONCRETO} (ton/m ³)	ω (ton)
	Altura	Área		
Dentellón caja de interconexión	0.70	0.25	2.40	0.42
			Σ=	0.42

Calculando el peso total que transmitirá la caja de interconexión:

Losas	3.65ton
Muros principales	20.39ton
Relleno compactado	3.54ton
Colchacreto	0.40ton
Dentellón de caja de interconexión	0.42ton

ω_{TOTAL ESTRUCTURA} = 28.41ton

Descarga uniforme = 5.48ton/m²

Análisis de cargas:

Revisión de losa tapa

e = 0.15

A_{LOSA TAPA} = 1.80m²

Análisis de cargas:

ω_{Propio} = 0.65ton

ω_{TOTAL} = 0.65ton

Descarga uniformemente repartida 0.36ton/m

ω_{DISEÑO} = 0.50ton/m

Una vez concluido el análisis estructural y obtenidas las fuerzas de cortante y momento de la losa tapa de la caja de interconexión, se procede con el diseño estructural de la misma:

Es importante señalar que esta losa se diseñará como una losa en dos direcciones, por lo tanto el diseño será realizado tomando en cuenta las consideraciones indicadas en la sección 4.2.9.5 inciso 1).

Datos tablero

No. Tablero	Dimensiones (m)		Tipo de tablero
	L. Corto a_1	L. Largo a_2	
1	1.20	1.5	AISLADO

Condiciones de carga

Tablero No.	Uniforme repartida ω (ton/m ²)	Carga lineal		
		Paralela a eje	ω (ton/m)	Long. (m)
1	0.50			

Peralte de diseño

Tablero No.	Perímetro	Incremento	Perímetro aumentado	Factor de incremento	Perímetro corregido
1	14.42	1.25	18.03	1.68	30.28

Tablero	$d_{\text{Diseño}}$ (cm)	r (cm)	H_{total} (cm)
1	10	5	15

El cortante crítico ha sido calculado considerando la ecuación (25).

Revisión por cortante

Tablero No.	V_u (ton)	Incremento %	V_u total (ton)	V_{cr} (ton)	Observaciones
1	0.19		0.19	5.66	PASA POR CORTANTE

Los coeficientes de momento k_i se han obtenido de la tabla A1. Mostrada en el anexo con la base en la relación $a_1 / a_2 = 0.8$ la revisión de momento último de diseño se realizó con la ecuación (23).

Diseño de losa tapa por flexión

tipo de Tablero	Zona	Claro	k_i	M	M.I.C.P.	Mu (ton-m)
AISLADO	Borde continuo	(-) Corto	330.00	0.03		0.03
		(-) Largo	330.00	0.03		0.03
	Centro del claro	(+) Corto	500.00	0.05		0.05
		(+) Largo	500.00	0.05		0.05

Utilizando las ecuaciones (13), (15), (17), (18) se tiene:

Se utilizará varilla de no.: **3**

Zona	Claro	Mu (ton-m)	ρ_{\min}	ρ_{nec}	$\rho_{\text{diseño}}$	As (cm ² /m)	Separación (cm)
Borde continuo	(-) Corto	0.03	0.003	0.00008	0.003	3.0	20
	(-) Largo	0.03	0.003	0.00008	0.003	3.0	20
Centro del claro	(+) Corto	0.05	0.003	0.00013	0.003	3.0	20
	(+) Largo	0.05	0.003	0.00013	0.003	3.0	20

∴ Se colocará varilla # **3 @ 20 cm** en ambas caras, en ambos sentidos

Revisión del momento resistente:

$M_R = 1.28 \text{ ton-m}$

$M_u = 0.05 \text{ ton-m}$

Por tanto:

$M_R = 1.28 \text{ ton-m} > M_u = 0.05 \text{ ton-m}$

Revisión de losa fondo y muros

Losa fondo

$e = 0.15 \text{ m}$

$L_{\text{LOSA FONDO}} = 1.50 \text{ m}$

Muros

$e = 0.25 \text{ m}$

$L_{\text{MUROS}} = 4.60 \text{ m}$

Análisis de cargas:

$\omega_{\text{Relleno}} = 3.54 \text{ ton}$

$\omega_{\text{Colchacreto}} = 0.40 \text{ ton}$

$\omega_{\text{Propiocaja}} = 24.05 \text{ ton}$

$\omega_{\text{TOTAL}} = 27.99 \text{ ton}$

Del capítulo III, en la sección III.2 se tiene:

Empuje de tierras (Relleno):

$$\begin{aligned} \Phi &= 30^\circ \\ k_a &= 0.333 \\ k_p &= 3.000 \\ \gamma &= 1.80 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

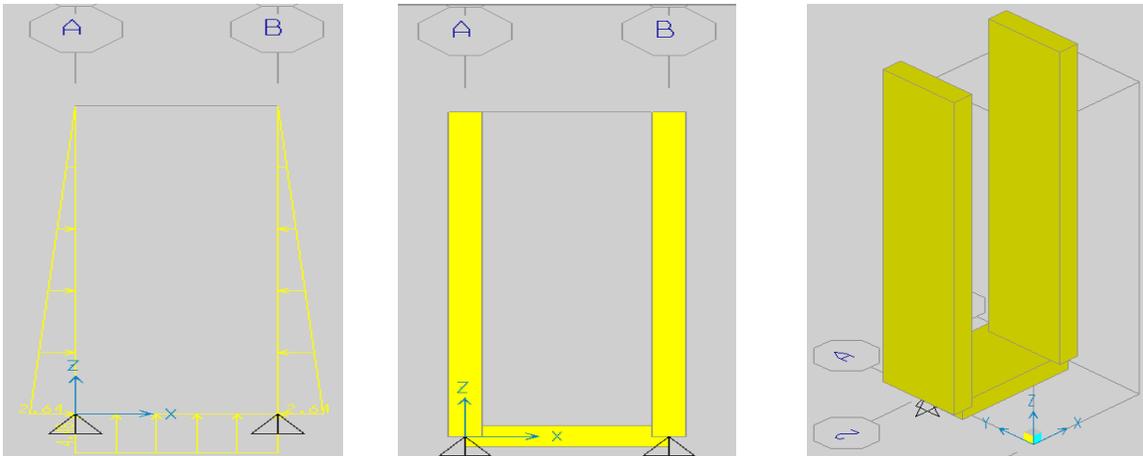
$$\rho_2 = 2.64 \text{ ton/m}^2$$

Descarga uniformemente repartida 5.40 ton/m^2

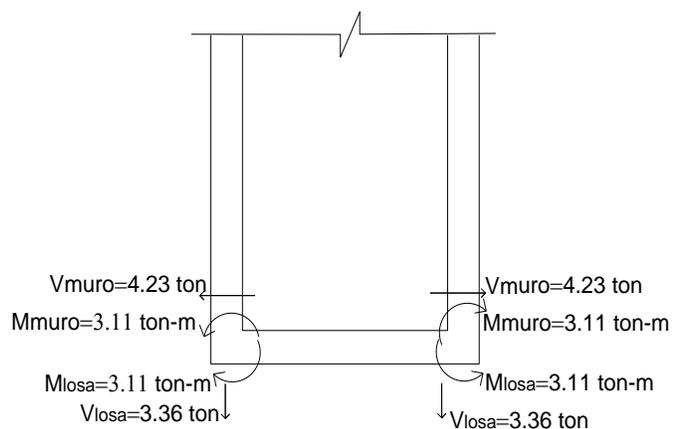
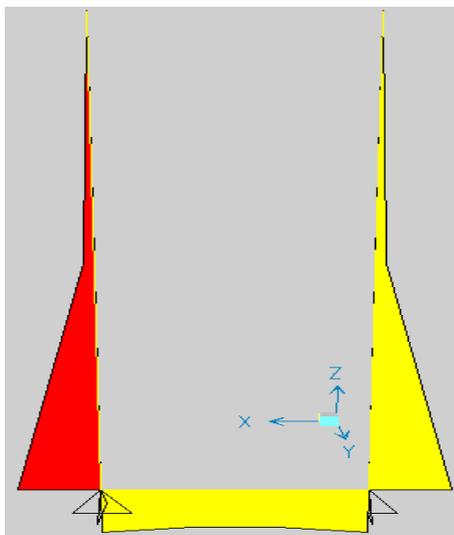
Por lo tanto :

$$\sigma = 5.40 \text{ ton/m}^2 < 8.80 \text{ ton/m}^2 \text{ Es Aceptable}$$

Una vez que se tiene la carga de diseño, considerando las acciones que obran en la estructura descritas anteriormente, así como la geometría de la estructura se elaboró un modelo de análisis en el programa SAP2000 versión 14.0.



Del análisis antes mostrado resultaron los siguientes elementos mecánicos:



Elementos mecánicos :

Losa fondo

$$V_{m\acute{a}x} = 3.36\text{ton}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 3.11\text{ton-m}$$

Muros

$$V_{m\acute{a}x} = 4.23\text{ton}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 3.11\text{ton-m}$$

Una vez concluido el análisis estructural y obtenidas las fuerzas de cortante y momento de la losa fondo y muros de la caja de interconexión, se procede con el diseño estructural de la misma:

Es importante señalar que la losa fondo y muros de la caja en cuestión se diseñarán como una losa en una dirección, por lo tanto el diseño será realizado tomando en cuenta las consideraciones indicadas en la sección 4.2.9.5., inciso 2).

Diseño de losa fondo

Diseño de losa fondo por un metro de ancho B=1.0

Elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural de la caja:

$$V_u = 4.70\text{ton}$$

$$M_u = 4.35\text{ton-m}$$

Datos losa	Materiales		Factores diseño	
	<i>Concreto</i>	<i>Acero</i>	<i>Carga</i>	<i>Factor</i>
H = 30cm				
r = 5cm	$f'c = 250\text{kg/cm}^2$	$f_y = 4200\text{kg/cm}^2$	Muerta	1.4
d = 25cm	$Y = 2400\text{kg/cm}^2$		Viva	1.4

Utilizando las ecuaciones (13), (15), (17), (18) y (21) se tiene:

Revisión por Flexión

Se utilizará varilla de no.: 4

Moment o diseño	ρ_{min}	ρ_{nec}	$\rho_{diseño}$	$A_{s_{nec}}$ (cm ²)	Sep.
4.35	0.00264	0.00189	0.00264	6.59	15

∴ Se colocará varilla **4 @ 15 cm** en ambas caras, en sentido corto

Revisión del momento resistente:

$$M_R = 7.67\text{ton-m}$$

$$M_u = 4.35\text{ton-m}$$

Por tanto:

$$M_R = 7.67\text{ton-m} > M_u = 4.35\text{ton-m}$$

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Revisión del cortante resistente

$$V_{CR} = 14.14 \text{ ton}$$

Por lo tanto:

$$V_{CR} = 14.14 \text{ ton} > V_u = 4.70 \text{ ton}$$

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Con base en la sección 4.2.6 y utilizando la ecuación (10) se tiene lo siguiente:

Revisión de acero longitudinal por temperatura

Se utilizará varilla de no.: 4

ρ_{temp}	$A_{s_{nec}}$ (cm ²)	Sep.
0.00157	3.93	30

∴ Se colocará varilla # 4 @ 30 cm en ambas caras, en sentido largo

Diseño de muros

Diseño de muros por un metro de ancho B=1.0

Elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural de la caja :

$$V_u = 5.92 \text{ ton}$$

$$M_u = 4.35 \text{ ton-m}$$

Datos losa	Materiales		Factores diseño	
	<i>Concreto</i>	<i>Acero</i>	<i>Carga</i>	<i>Factor</i>
H = 25cm	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Muerta	1.4
r = 5cm	$Y = 2.40 \text{ ton/m}^3$		Viva	1.4
d = 20cm				

Utilizando las ecuaciones (13), (15), (17), (18) y (21) se tiene:

Revisión por flexión

Se utilizará varilla de no.: 4

Momento diseño (ton-m)	ρ_{\min}	ρ_{nec}	$\rho_{\text{diseño}}$	$A_{s_{\text{nec}}}$ (cm ²)	Sep.
4.35	0.00264	0.00299	0.00299	5.98	20

∴ Se colocará varilla # 4 @ 20 cm en ambas caras, en sentido corto

Revisión del momento resistente:

$$M_R = 4.61 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 4.35 \text{ ton-m}$$

Por tanto:

$$M_R = 4.61 \text{ ton-m} > M_u = 4.35 \text{ ton-m}$$

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Revisión del cortante resistente

$$V_{CR} = 11.31 \text{ ton}$$

Por lo tanto:

$$V_{CR} = 11.31 \text{ ton} > V_u = 5.92 \text{ ton}$$

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Con base en la sección 4.2.6 y utilizando la ecuación (10) se tiene lo siguiente:

Revisión de acero longitudinal por temperatura

Se utilizará varilla de no.: 4

ρ_{temp}	$A_{s_{\text{nec}}}$ (cm ²)	Sep.
0.00157	3.14	40

∴ Se colocará varilla # 4 @ 40 cm en ambas caras, en sentido largo

Revisión de dentellón

$e = 0.25\text{m}$

-DENTELLONCANAL = 0.70m

Análisis de cargas:

$\omega_{\text{PropioDentellon}} = 0.42\text{ton}$

$\omega_{\text{TOTAL}} = 0.42\text{ton}$

$\omega_{\text{DISEÑO}} = 0.60\text{ton/m}$

Del capítulo III, en la sección III.2 tenemos:

Empuje de tierras (Relleno):

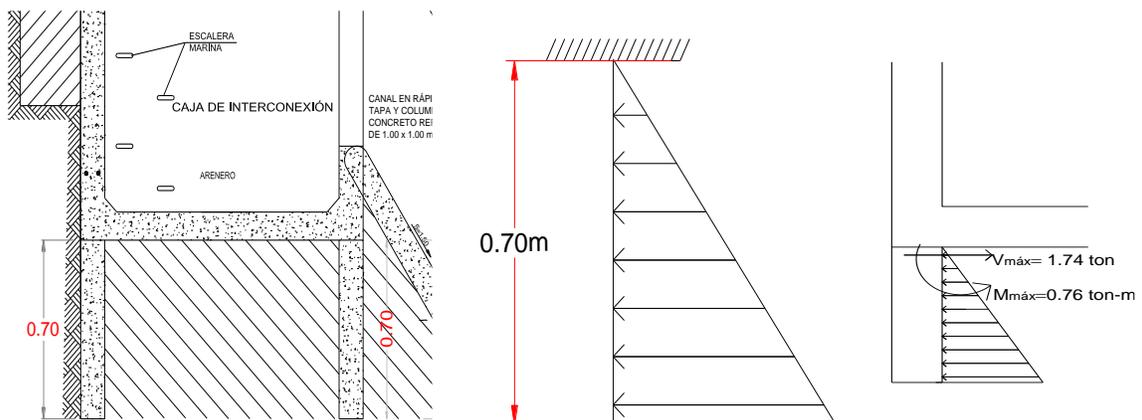
$\phi = 30^\circ$
 $\gamma = 1.80\text{ ton/m}^3$

$k_a = 0.333$
 $k_p = 3.000$

Empuje pasivo:

$E_p = 1.323\text{ ton}$

Se considera que el dentellón, trabajará como una viga simplemente empotrada, por lo tanto se analiza de la siguiente manera:



Calculando elementos mecánicos:

$$M_{\max} = 0.76 \text{ ton-m}$$

$$V_{\max} = 1.74 \text{ ton}$$

Una vez concluido el análisis estructural y obtenidas las fuerzas de cortante y momento del dentellón de la caja de interconexión, se procede con el diseño estructural del mismo:

Es importante señalar que el dentellón de la caja en cuestión se diseñara como una viga simplemente empotrada, por lo tanto el diseño será realizado tomando en cuenta las consideraciones indicadas en las secciones 4.2.9 – 4.2.9.4.

Diseño de dentellón

Diseño de dentellon por un metro de ancho B=1.0

Elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural del dentellón de la caja :

$$V_u = 2.44 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.07 \text{ ton-m}$$

Datos losa	Materiales		Factores diseño	
	Concreto	Acero	Carga	Factor
H = 25cm	$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Muerta	1.4
r = 5cm	$Y = 2.40 \text{ ton/m}^3$		Viva	1.4
d = 20cm				

Utilizando las ecuaciones (13), (15), (17), (18) y (21) se tiene:

Revisión por flexión

Se utilizará varilla de No.: 4

Momento diseño (ton-m)	ρ_{\min}	ρ_{nec}	$\rho_{\text{diseño}}$	$A_{s_{\text{nec}}}$ (cm ²)	Sep.
1.07	0.00264	0.00071	0.00264	5.27	20

∴ Se colocará varilla # 4 @ 20 cm en ambas caras, en sentido corto

Revisión del momento resistente:

$$M_R = 4.61 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 1.07 \text{ ton-m}$$

Por tanto:

$$M_R = 4.61 \text{ ton-m} > M_u = 1.07 \text{ ton-m}$$

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Revisión del cortante resistente

$$V_{CR} = 11.31 \text{ ton}$$

Por lo tanto:

$$V_{CR} = 11.31 \text{ ton} > V_u = 2.44 \text{ ton}$$

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Con base en la sección 4.2.6 y utilizando la ecuación (10) se tiene lo siguiente:

Revisión de acero longitudinal por temperatura

Se utilizará varilla de no.: 3

ρ_{temp}	$A_{s_{nec}}$ (cm^2)	Sep.
0.00157	3.14	20

∴ Se colocará varilla # 3 @ 20 cm en ambas caras, en sentido largo

De acuerdo con la sección III.2 del capítulo III se tiene:

Revisión por deslizamiento

Fuerzas que se oponen al deslizamiento:

$$\omega_{Propio\ Caja} = 24.05 \text{ ton/m}$$

Fuerzas que provocan el deslizamiento:

Empuje de tierras:

$$\begin{aligned} \varphi &= 30^\circ \\ k_a &= 0.333 \\ k_p &= 3.000 \\ Y &= 1.80 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

Empuje activo:

$$E_a = 0.30 \text{ ton}$$

Revisión por deslizamiento

$$\begin{aligned}\mu &= 0.4 \\ \Sigma F_v &= 24.05 \text{ ton/m} \\ \Sigma F_H &= 0.300 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$F_{\text{desliz}} = 32.06 > 1.5$$

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Nota:

Se consideró sólo un metro de profundidad de empuje activo (produce deslizamiento) ya que, esta es la altura que se tiene con diferencia de empujes, el resto está en equilibrio.

Elemento no.2

- CRTP y CPD

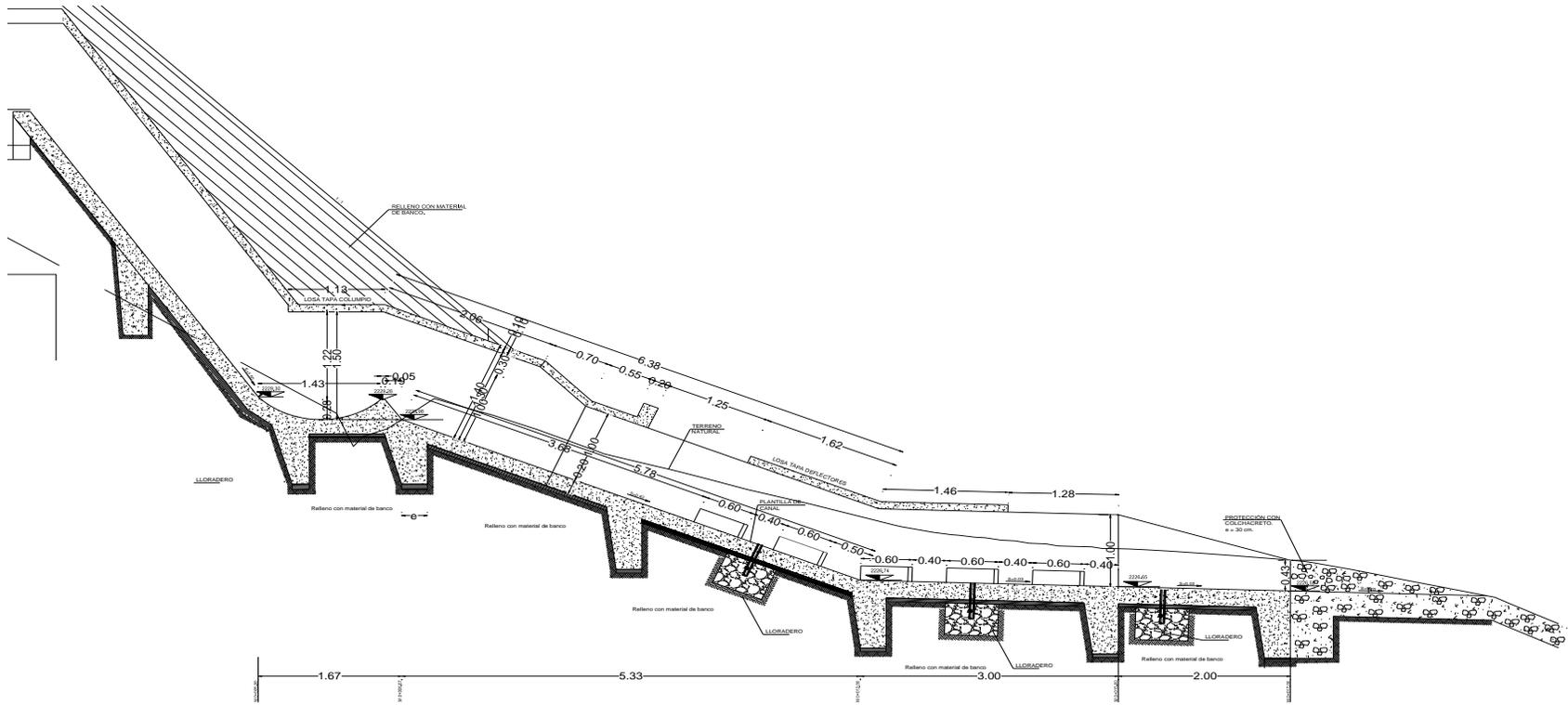


Figura 4.3.3 Croquis de corte de CRTC - CPD

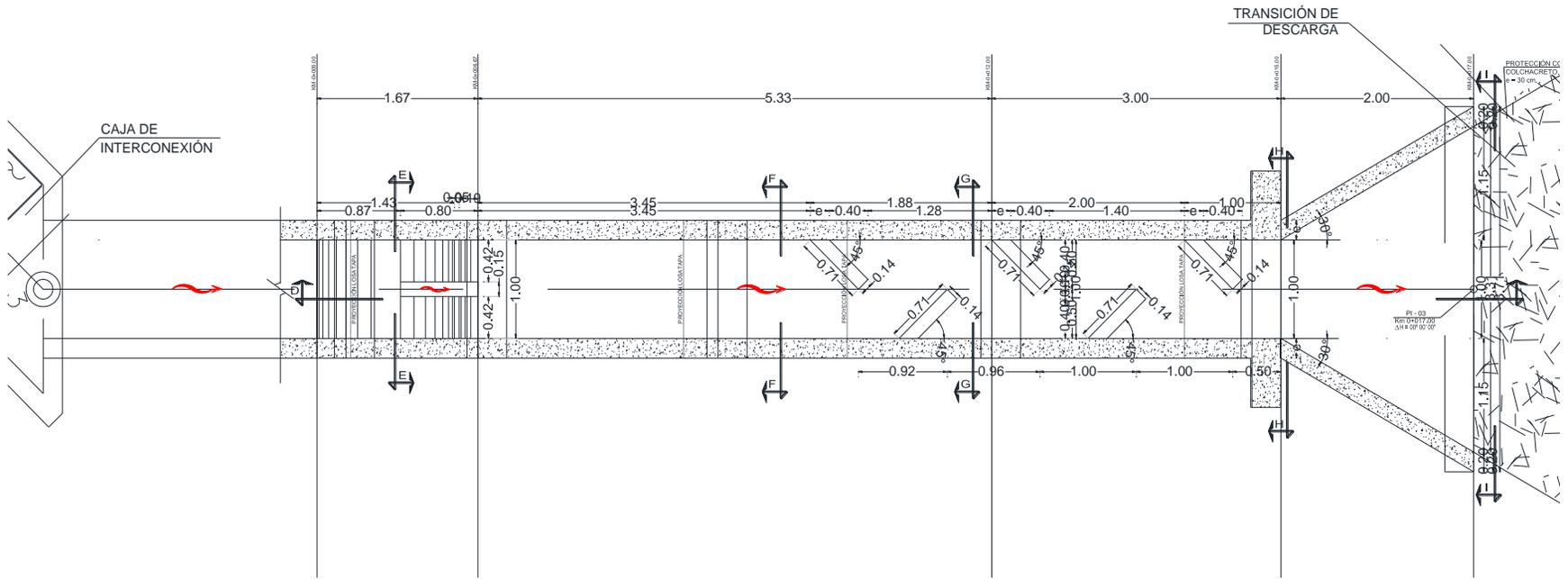


Figura 4.3.4 Croquis de planta de CRTC - CPD

Datos del canal

Dimensiones:

Lados (m)
 $L_{total} = 22.50$
 $L_1 = 1.00$
 $L_2 = 1.00$
 $\Sigma = 2.000m$

$e_{muros} = 0.20m$

Área de muros:

Muro Área
 Muro1 0.20m²
 Muro 2 0.20m²
 $\Sigma = 0.400m^2$

Área interior:

$A_i = 1.00m^2$

Área de desplante total:

Área interior= 1.00m²
 Área de muros= 0.400m²
 $\Sigma = 1.400m^2$

Cargas para el canal

◦ **Losas:**

	Volumen de concreto (m ³)		$\gamma_{CONCRETO}$ (ton/m ³)	ω (ton)
	Espesor	Área		
Losa de fondo	0.20	1.40	2.40	0.67
Losa tapa	0.20	1.40	2.40	0.67
			$\Sigma =$	1.34

◦ **Muros principales:**

	Volumen de concreto (m ³)		$\gamma_{CONCRETO}$ (ton/m ³)	ω (ton)
	Altura	Área		
Muro 1	1.00	0.20	2.40	0.48
Muro 2	1.00	0.20	2.40	0.48
			$\Sigma =$	0.96

◦ **Relleno compactado:**

	Volumen de relleno (m ³)		Y _{RELLENO} (ton/m ³)	ω (ton)
	Altura	Área		
Tepetate seco	1.85	1.00	1.80	3.33
			Σ=	3.33

◦ **Colchacreto:**

	Volumen de colchacreto (m ³)		Y _{COLCHACRETO} (ton/m ³)	ω (ton)
	Altura	Área		
Colchacreto	0.15	1.00	2.04	0.31
			Σ=	0.31

◦ **Dentellón canal:**

	Volumen de concreto (m ³)		Y _{CONCRETO} (ton/m ³)	ω (ton)
	Altura	Área		
Dentellón canal	0.70	0.20	2.40	0.34
			Σ=	0.34

Losas	1.34ton
Muros principales	0.96ton
Relleno compactado	3.33ton
Colchacreto	0.31ton
Dentellón del canal	0.34ton

ω_{TOTAL ESTRUCTURA} = 6.28ton

Descarga uniforme = 4.48ton/m²

Revisión de losa tapa

$$e = 0.20$$

$$L_{\text{LOSA TAPA}} = 1.20\text{m}$$

Análisis de cargas:

$$\omega_{\text{Relleno}} = 3.33\text{ton}$$

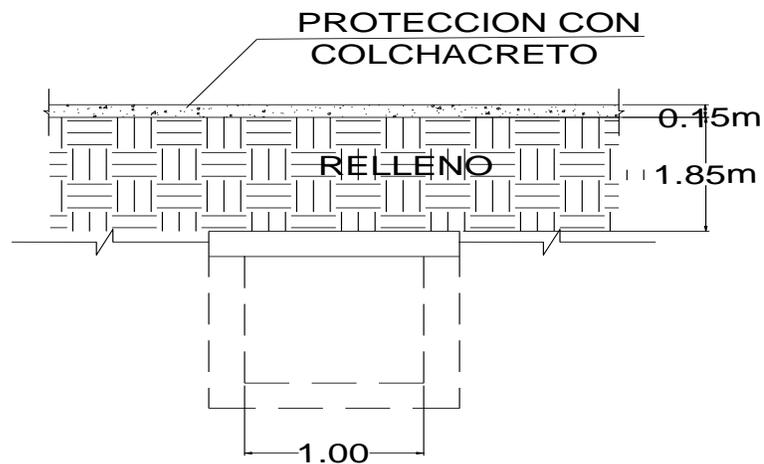
$$\omega_{\text{Colchacreto}} = 0.31\text{ton}$$

$$\omega_{\text{Propio}} = 0.67\text{ton}$$

$$\omega_{\text{TOTAL}} = 4.31\text{ton}$$

Descarga uniformemente repartida 3.59ton/m

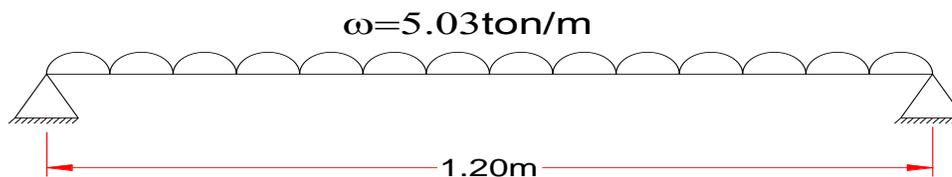
$$\omega_{\text{DISEÑO}} = 5.03\text{ton/m}$$



Analizando como una viga simplemente apoyada

Considerando una viga simplemente apoyada

$$\text{Claro} = 1.20\text{m}$$



Calculando elementos mecánicos :

$$V_{m\acute{a}x} = 3.02\text{ton}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 0.90\text{ton-m}$$

Una vez concluido el análisis estructural y obtenidas las fuerzas de cortante y momento de la losa tapa Del CRTC- CPD, se procede con el diseño estructural de la misma:

Es importante señalar que la losa tapa del CRTC-CPD, se diseñará como una viga simplemente apoyada, por lo tanto el diseño será realizado tomando en cuenta las consideraciones indicadas en la sección 4.2.9.5., inciso 2).

Diseño de losa tapa

Diseño de losa tapa por metro de ancho B=1.0

Elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural del canal :

$$V_u = 3.02\text{ton}$$

$$M_u = 0.90\text{ton-m}$$

<i>Datos losa</i>	<i>Materiales</i>		<i>Factores diseño</i>	
	<i>Concreto</i>	<i>Acero</i>	<i>Carga</i>	<i>Factor</i>
H = 20cm				
r = 5cm	$f'c = 250\text{kg/cm}^2$	$f_y = 4200\text{kg/cm}^2$	Muerta	1.4
d = 15cm	$Y = 2.40\text{ton/m}^3$		Viva	1.4

Utilizando las ecuaciones (13), (15), (17), (18) y (21) se tiene:

Revisión por flexión

Se utilizará varilla de no.: 3

Momento diseño (ton-m)	$\rho_{\text{mín}}$	ρ_{nec}	$\rho_{\text{diseño}}$	$A_{s_{\text{nec}}}$ (cm ²)	Sep.
0.90	0.00264	0.00108	0.00264	3.95	15

∴ Se colocará varilla # 3 @ 15 cm en ambas caras, en sentido corto

Revisión del momento resistente:

$$M_R = 2.58\text{ton-m}$$

$$M_u = 0.90\text{ton-m}$$

Por tanto:

$$M_R = 2.58\text{ton-m} > M_u = 0.90\text{ton-m}$$

Revisión del cortante resistente

$$V_{CR} = 8.49 \text{ ton}$$

Por lo tanto:

$$V_{CR} = 8.49 \text{ ton} > V_u = 3.02 \text{ ton}$$

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Con base en la sección 4.2.6 y utilizando la ecuación (10) se tiene lo siguiente:

Revisión de acero longitudinal por temperatura

Se utilizará varilla de no.: 3

ρ_{temp}	$A_{s_{nec}}$ (cm ²)	Sep.
0.00157	2.36	30

∴ Se colocará varilla # 3 @ 30 cm en ambas caras, en sentido largo

Revisión de losa fondo y muros

Losa fondo

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$L_{\text{LOSA FONDO}} = 1.40 \text{ m}$$

Muros

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$L_{\text{MUROS}} = 1.00 \text{ m}$$

Análisis de cargas:

$$\omega_{\text{Relleno}} = 3.33 \text{ ton}$$

$$\omega_{\text{Colchacreto}} = 0.31 \text{ ton}$$

$$\omega_{\text{Propio Canal}} = 2.30 \text{ ton}$$

$$\omega_{\text{TOTAL}} = 5.94 \text{ ton}$$

Del capítulo III, en la sección III.2 se tiene:

Empuje de tierras (Relleno):

$$\begin{aligned} \phi &= 30^\circ \\ k_a &= 0.333 \\ k_p &= 3.000 \\ \gamma &= 1.80 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

$$\rho_1 = 2.04\text{ton/m}^2$$

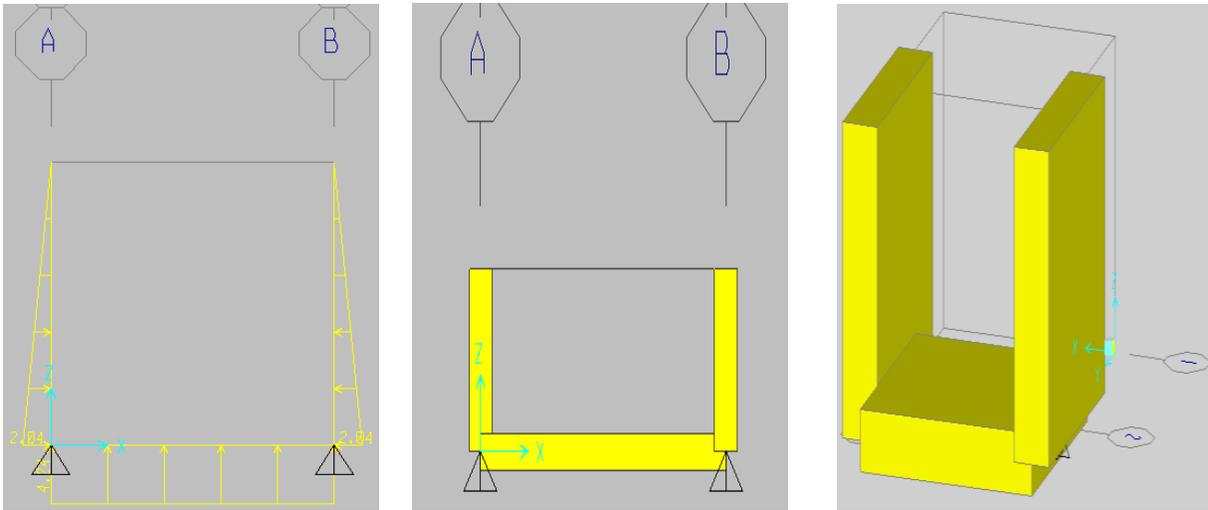
$$\rho_2 = 0.84\text{ton/m}^2$$

Descarga uniformemente repartida 4.24ton/m²

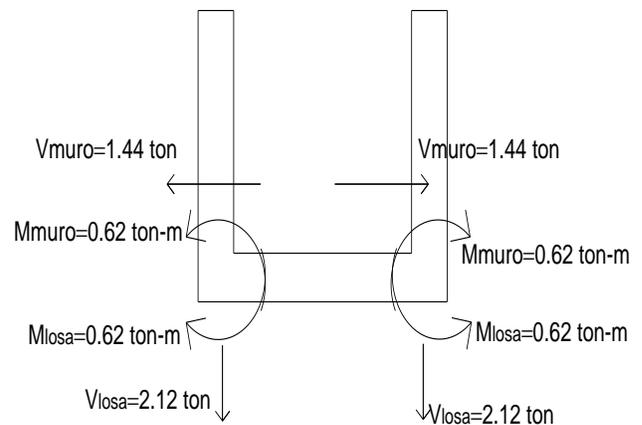
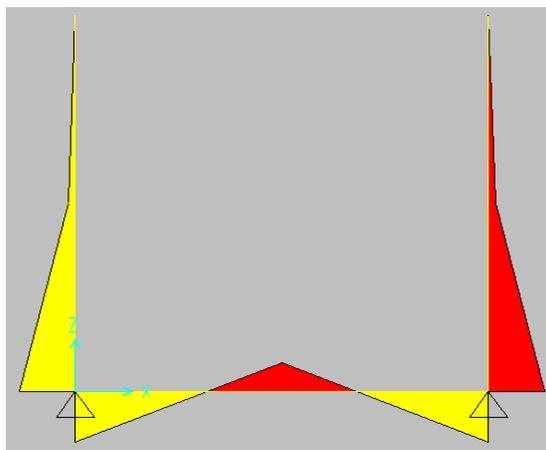
Por lo tanto :

$$\sigma = 4.24\text{ ton/m}^2 < 8.80\text{ton/m}^2 \text{ Es Aceptable}$$

Considerando las acciones que actúan en la estructura descritas anteriormente, así como la geometría de la estructura se elaboró un modelo de análisis en el programa SAP2000 versión 14.0.0



Del análisis antes mostrado resultaron los siguientes elementos mecánicos:



Elementos mecánicos :

Losa fondo

$V_{m\acute{a}x} = 1.44\text{ton}$

$M_{m\acute{a}x} = 0.62\text{ton-m}$

Muros

$V_{m\acute{a}x} = 1.44\text{ton}$

$M_{m\acute{a}x} = 0.62\text{ton-m}$

Una vez concluido el análisis estructural y obtenidas las fuerzas de cortante y momento de la losa fondo y muros del CRTC - CPD, se procede con el diseño estructural de los mismos:

Es importante señalar que la losa fondo y muros del CRTC-CPD en cuestión se diseñarán como una losa en una dirección, por lo tanto el diseño será realizado tomando en cuenta las consideraciones indicadas en la sección 4.2.9.5., inciso 2).

Diseño de losa fondo

Diseño de losa fondo por metro de ancho B =1.0

Elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural del canal :

$V_u = 2.02\text{ ton}$

$M_u = 0.87\text{ton-m}$

<i>Datos losa</i>	<i>Materiales</i>		<i>Factores diseño</i>	
	<i>Concreto</i>	<i>Acero</i>	<i>Carga</i>	<i>Factor</i>
H = 20cm				
r = 5cm	$f'c= 250\text{kg/cm}^2$	$f_y= 4200\text{kg/cm}^2$	Muerta	1.4
d = 15cm	$Y= 2.40\text{ton/m}^3$		Viva	1.4

Utilizando las ecuaciones (13), (15), (17), (18) y (21) se tiene:

Revisión por flexión

Se utilizará varilla de No.: 3

Momento diseño (ton-m)	ρ_{\min}	ρ_{nec}	$\rho_{\text{diseño}}$	$A_{s_{\text{nec}}}$ (cm ²)	Sep.
0.87	0.00264	0.00103	0.00264	3.95	15

∴ Se colocará varilla # 3 @ 15 cm en ambas caras, en sentido corto

Revisión del momento resistente:

$$M_R = 2.58 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 0.87 \text{ ton-m}$$

Por tanto:

$$M_R = 2.58 \text{ ton-m} > M_u = 0.87 \text{ ton-m}$$

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Revisión del cortante resistente

$$V_{CR} = 8.49 \text{ ton}$$

Por lo tanto:

$$V_{CR} = 8.49 \text{ ton-m} > V_u = 2.02 \text{ ton}$$

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Con base en la sección 4.2.6 y utilizando la ecuación (10) se tiene lo siguiente:

Revisión de acero longitudinal por temperatura

Se utilizará varilla de no.: 3

ρ_{temp}	$A_{s_{\text{nec}}}$ (cm ²)	Sep.
0.00157	2.36	30

∴ Se colocará varilla # 3 @ 30 cm en ambas caras, en sentido largo

Diseño de muros canal

Diseño de muro por metro de ancho B=1.0

Elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural del canal :

$$V_u = 2.02 \text{ ton}$$

$$M_u = 0.87 \text{ ton-m}$$

Datos Muros	Materiales		Factores diseño	
	Concreto	Acero	Carga	Factor
H = 20cm			Muerta	1.4
r = 5cm	$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Viva	1.4
d = 15cm	$Y = 2.40 \text{ ton/m}^3$			

Utilizando las ecuaciones (13), (15), (17), (18) y (21) se tiene:

Revisión por flexión

Se utilizará varilla de No.: 3

Momento diseño (ton-m)	ρ_{\min}	ρ_{nec}	$\rho_{\text{diseño}}$	$A_{s_{\text{nec}}}$ (cm ²)	Sep.
0.87	0.00264	0.00103	0.00264	3.95	15

∴ Se colocará varilla # 3 @ 15 cm en ambas caras, en sentido corto

Revisión del momento resistente:

$$M_R = 2.58 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 0.87 \text{ ton-m}$$

Por tanto:

$$M_R = 2.58 \text{ ton-m} > M_u = 0.87 \text{ ton-m}$$

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Revisión del cortante resistente

$$V_{CR} = 8.49 \text{ ton}$$

Por lo tanto:

$$V_{CR} = 8.49 \text{ ton-m} > V_u = 2.02 \text{ ton}$$

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Con base en la sección 4.2.6 y utilizando la ecuación (10) se tiene lo siguiente:

Revisión de acero longitudinal por temperatura

Se utilizará varilla de No.: **3**

ρ_{temp}	$A_{s_{nec}}$ (cm ²)	Sep.
0.00157	2.36	30

∴ Se colocará varilla # **3 @ 30 cm** en ambas caras, en sentido largo

Revisión de dentellón

e= 0.20m

DENTELLONCANAL= 0.70m

Análisis de cargas:

$\omega_{PropioDentell} = 0.34\text{ton}$

$\omega_{TOTAL} = \mathbf{0.34\text{ton}}$

$\omega_{DISEÑO} = \mathbf{0.48\text{ton/m}}$

Del capítulo III, en la sección III.2 setiene:

Empuje de tierras (Relleno):

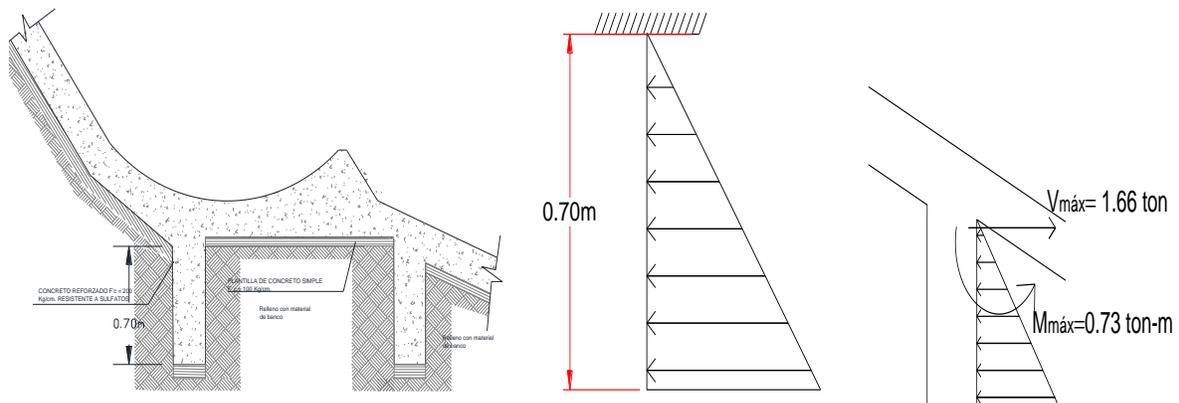
$\phi = 30^\circ$
 $\gamma = 1.80 \text{ ton/m}^3$

ka = 0.333

kp= 3.000

Empuje pasivo:

$E_p = \mathbf{1.323 \text{ Ton}}$



Calculando elementos mecánicos:

M_{máx} = 0.73 ton/m

V_{máx} = 1.66 ton/m

Una vez concluido el análisis estructural y obtenidas las fuerzas de cortante y momento del dentellón del CRTC - CPD, se procede con el diseño estructural del mismo:

Es importante señalar que el dentellón de la caja en cuestión se diseñará como una viga simplemente empotrada, por lo tanto el diseño será realizado tomando en cuenta las consideraciones indicadas en las secciones 4.2.9 – 4.2.9.4.

Diseño de dentellón canal

Diseño de dentellón por metro de ancho B=1.0

Elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural del canal :

V_u = 1.03 ton

M_u = 2.32ton-m

<i>Datos Dentellon</i>	<i>Materiales</i>		<i>Factores diseño</i>	
	<i>Concreto</i>	<i>Acero</i>	<i>Carga</i>	<i>Factor</i>
H = 20cm				
r = 5cm	<i>f'c= 250kg/cm²</i>	<i>fy= 4200kg/cm²</i>	Muerta	1.4
d = 15cm	<i>Y= 2.40ton/m³</i>		Viva	1.4

Utilizando las ecuaciones (13), (15), (17), (18) y (21) se tiene:

Revisión por flexión

Se utilizará varilla de No.: 3

Momento diseño (ton-m)	$\rho_{\text{mín}}$	ρ_{nec}	$\rho_{\text{diseño}}$	$A_{s_{\text{nec}}}$ (cm ²)	Sep.
2.32	0.00264	0.00283	0.00283	4.24	15

∴ Se colocará varilla # 3 @ 15 cm en ambas caras, en sentido corto

Revisión del momento resistente:

M_R = 2.58ton-m

M_u = 2.32ton-m

Por tanto:

M_R = 2.58ton-m > M_u = 2.32ton-m

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Revisión del cortante resistente

$$V_{CR} = 8.49 \text{ ton}$$

Por lo tanto:

$$V_{CR} = 8.49 \text{ ton-m} > V_u = 1.03 \text{ ton}$$

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Con base en la sección 4.2.6 y utilizando la ecuación (10) se tiene lo siguiente:

Revisión de acero longitudinal por temperatura

Se utilizará varilla de No.: 3

ρ_{temp}	$A_{s_{nec}}$ (cm ²)	Sep.
0.00157	2.36	30

∴ Se colocará varilla # 3 @ 30 cm en ambas caras, en sentido largo

De acuerdo con la sección III.2 del capítulo III se tiene:

Revisión por deslizamiento

Fuerzas que se oponen al deslizamiento:

$$\omega_{Propio\ Canal} = 6.28 \text{ ton/m}$$

Empuje de tierras:

$$\begin{aligned} \varphi &= 30^\circ \\ k_a &= 0.333 \\ k_p &= 3.000 \\ \gamma &= 1.80 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

$$E_a = 0.30 \text{ ton}$$

Revisión por deslizamiento

$$\begin{aligned} \mu &= 0.4 \\ \sum F_v &= 3.486 \text{ ton} \\ \sum F_H &= 0.300 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$F_{sdesliz} = 4.65 > 1.5$$

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Elemento No.3

- Transición de Descarga

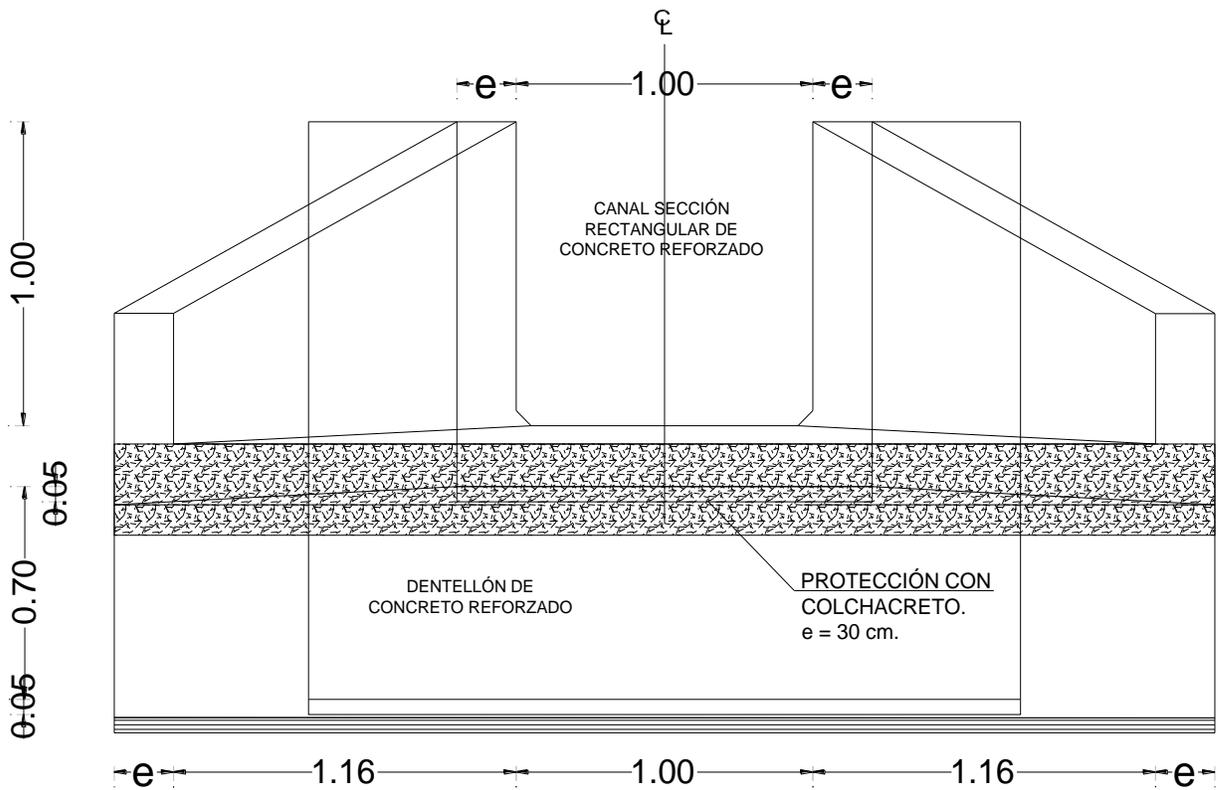


Figura 4.3.5 Croquis de corte de transición de descarga

Datos de estructura de descarga

Dimensiones:

Lados	(m)
L ₁	1.00
L ₂	1.16
Σ=	3.140m
e _{aleron} =	0.20m

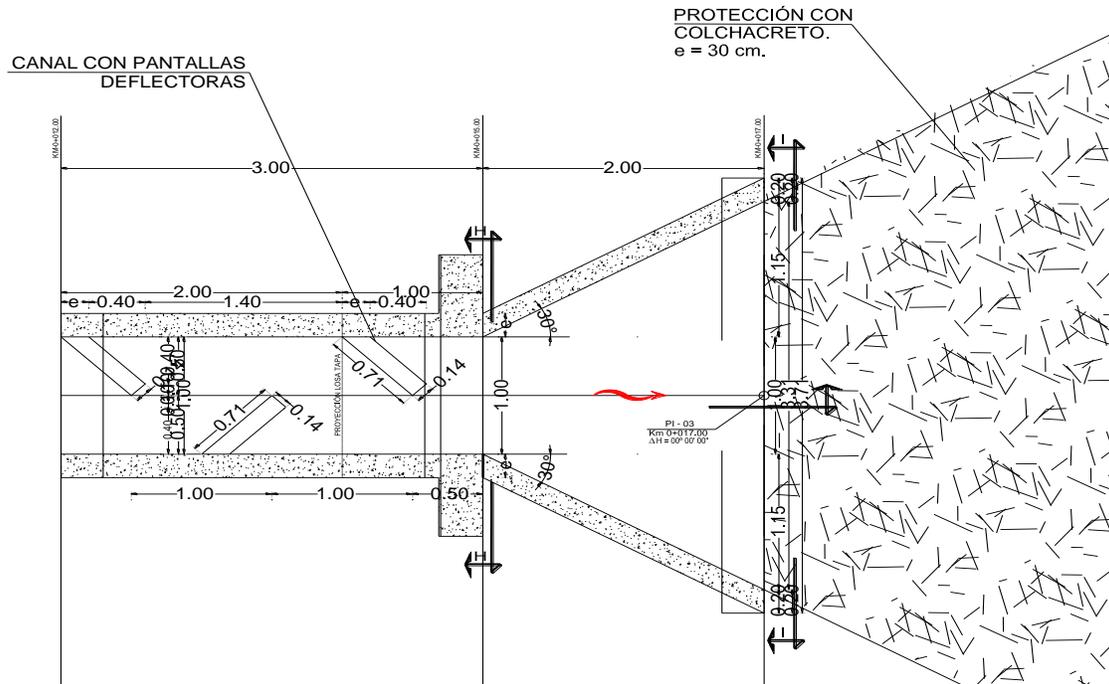


Figura 4.3.6 Croquis de planta de transición de descarga

Área de alerón:

Alerón	Área
Alerón 1	0.83m ²
Alerón 2	0.83m ²
Σ=	1.77m ²

Área interior:

A_i= 4.72m²

Área de desplante total:

Área total=	5.12m ²
Σ=	5.12m ²

Cargas transición de descarga

◦ **Losas:**

	Volumen de concreto (m ³)		Y _{CONCRETO} (ton/m ³)	ω (ton)
	Espesor	Área		
Losa de fondo	0.20	4.32	2.40	2.07
Σ=				2.07

◦ **Alerones:**

	Volumen de concreto (m ³)		Y _{CONCRETO} (ton/m ³)	ω (ton)
	Espesor	Área		
Alerón 1	0.20	0.83	2.40	0.40
Alerón 2	0.20	0.83	2.40	0.40
Σ=				0.80

◦ **Cabezal:**

	Volumen de concreto (m ³)		Y _{CONCRETO} (ton/m ³)	ω (ton)
	Espesor	Área		
Cabezal	0.25	1.10	2.40	0.66
Σ=				0.66

◦ **Dentellón estructura de descarga:**

	Volumen de concreto (m ³)		Y _{CONCRETO} (ton/m ³)	ω (ton)
	Altura	Área		
Dentellón transición de descarga	0.70	0.20	2.40	0.34
Σ=				0.34

Losa	2.07ton
Alerones	0.80ton
Cabezal	0.66ton
Dentellón estructura descarga	0.34ton

ω_{TOTAL ESTRUCTURA} = 3.87ton

Descarga uniforme = 0.76ton/m²

Revisión de losa y alerones de estructura de descarga

Losa	Alerón
e= 0.20	e= 0.20m
-LOSA EST. DESC.= 2.15m	L _{MUROS} = 1.00m

Análisis de cargas:

$$\omega_{\text{Propio losa}} = 2.07 \text{ ton}$$

$$\omega_{\text{Propio aleron}} = 0.80 \text{ ton}$$

$$\omega_{\text{TOTAL}} = \mathbf{2.87 \text{ ton}}$$

Del capítulo III, en la sección III.2 se tiene:

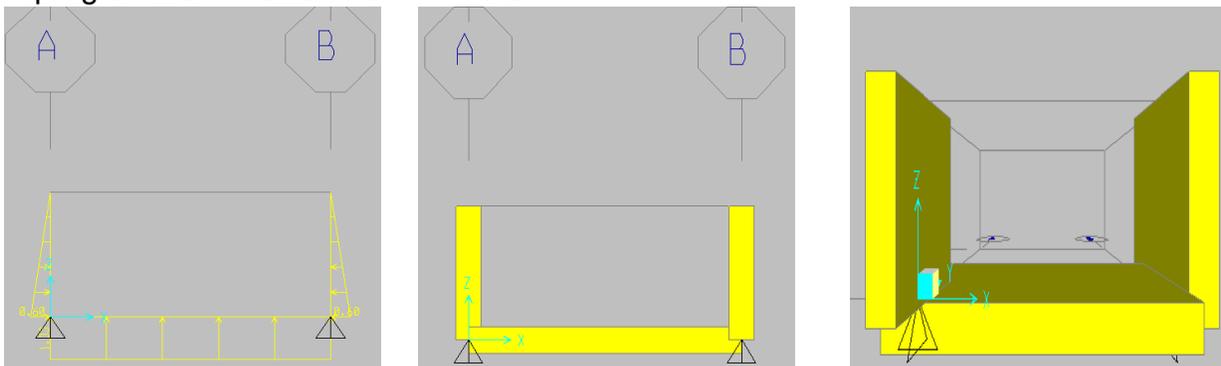
Empuje de tierras (Relleno):

$$\begin{aligned} \phi &= 30^\circ \\ k_a &= 0.333 \\ k_p &= 3.000 \\ \gamma &= 1.80 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

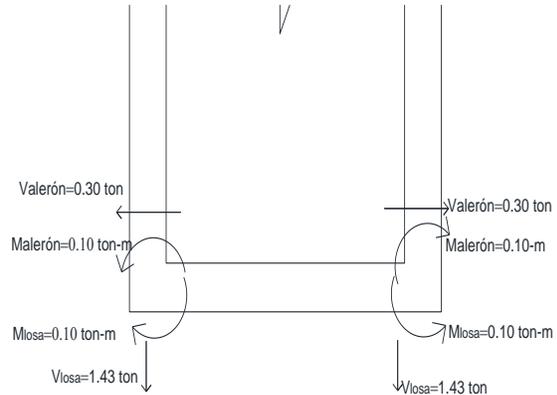
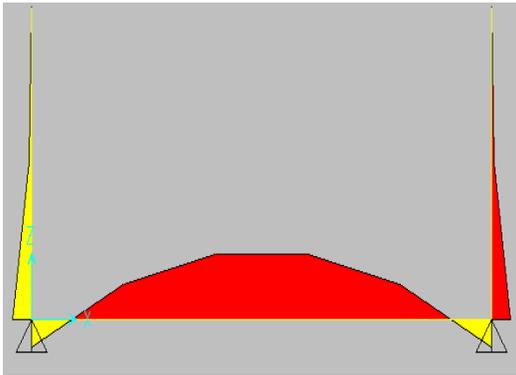
$$\rho_1 = 0.60 \text{ ton/m}^2$$

Descarga uniformemente repartida 1.33 ton/m

Considerando las acciones que obran en la estructura descritas anteriormente, así como la geometría de la estructura se elaboró un modelo de análisis en el programa SAP2000 versión 14.0.0



Del análisis antes mostrado resultaron los siguientes elementos mecánicos:



Elementos mecánicos :

Losa fondo

$V_{m\acute{a}x} = 1.43\text{ton}$

$M_{m\acute{a}x} = 0.10\text{ton-m}$

Alerón

$V_{m\acute{a}x} = 0.30\text{ton}$

$M_{m\acute{a}x} = 0.10\text{ton-m}$

Una vez concluido el análisis estructural y obtenidas las fuerzas de cortante y momento de la losa fondo y alerón de la transición de descarga, se procede con el diseño estructural de los mismos:

Es importante señalar que la losa fondo y el alerón en cuestión se diseñará como una losa en una dirección, por lo tanto el diseño será realizado tomando en cuenta las consideraciones indicadas en las secciones 4.2.9 – 4.2.9.4.

Diseño de losa fondo transición descarga

Diseño de losa por metro de ancho B=1.0

Elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural de la transición de descarga:

$V_u = 2.00\text{ ton}$

$M_u = 0.14\text{ton-m}$

Datos losa	Materiales		Factores diseño	
	<i>Concreto</i>	<i>Acero</i>	<i>Carga</i>	<i>Factor</i>
H = 20cm	$f'c = 250\text{kg/cm}^2$	$f_y = 4200\text{kg/cm}^2$	Muerta	1.4
r = 5cm	$Y = 2400\text{kg/cm}^2$		Viva	1.4
d = 15cm				

Utilizando las ecuaciones (13), (15), (17), (18) y (21) se tiene:

Revisión por flexión

Se utilizará varilla de no.: 3

Momento diseño (ton-m)	ρ_{\min}	ρ_{nec}	$\rho_{\text{diseño}}$	$A_{S_{\text{nec}}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Sep.
0.14	0.00264	0.00016	0.00264	4.0	15

∴ Se colocará varilla # 3 @ 15 cm en ambas caras, en sentido corto

Revisión del momento resistente:

$$M_R = 3 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 0.14 \text{ ton-m}$$

Por tanto:

$$M_R = 2.58 \text{ ton-m} > M_u = 0.14 \text{ ton-m}$$

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Revisión del cortante resistente

$$V_{CR} = 8.49 \text{ ton}$$

Por lo tanto:

$$V_{CR} = 8.49 \text{ ton-m} > V_u = 2.00 \text{ ton}$$

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Con base en la sección 4.2.6 y utilizando la ecuación (10) se tiene lo siguiente:

Revisión de acero longitudinal por temperatura

Se utilizará varilla de no.: 3

ρ_{temp}	$A_{S_{\text{nec}}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Sep.
0.00157	2.36	30

∴ Se colocará varilla # 3 @ 30 cm en ambas caras, en sentido largo

Diseño de alerón

Diseño de alerón por metro de ancho B=1.0

Elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural de la transición de descarga:

V_u = 0.420ton
M_u = 0.14ton-m

Datos losa	Materiales		Factores diseño	
	Concreto	Acero	Carga	Factor
H = 20cm			Muerta	1.4
r = 5cm	f'c= 250kg/cm ²	fy= 4200kg/cm ²	Viva	1.4
d = 15cm	Y= 2400kg/cm ²			

Utilizando las ecuaciones (13), (15), (17), (18) y (21) se tiene:

Revisión por flexión

Se utilizará varilla de no.: 3

Momento diseño (ton-m)	ρ _{mín}	ρ _{nec}	ρ _{diseño}	AS _{nec} (cm ²)	Sep.
0.14	0.00264	0.00016	0.00264	4.0	15

∴ Se colocará varilla # 3 @ 15 cm en ambas caras, en sentido corto

Revisión del momento resistente:

M_R = 2.58ton-m
M_u = 0.14ton-m

Por tanto:

M_R = 2.58ton-m > M_u = 0.14ton-m

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Revisión del cortante resistente

V_{CR} = 8.49 ton

Por lo tanto:

V_{CR} = 8.49ton-m > V_u = 0.42 ton

LA SECCIÓN ES ACEPTABLE

Con base en la sección 4.2.6 y utilizando la ecuación (10) se tiene lo siguiente:

Revisión de acero longitudinal por temperatura

Se utilizará varilla de no.: 3

ρ_{temp}	$A_{s_{nec}}$ (cm ²)	Sep.
0.00157	2.36	30

∴ Se colocará varilla # **3 @ 30 cm** en ambas caras, en sentido largo

**CONCLUSIONES
Y
RECOMENDACIONES**

El presente trabajo se ha realizado bajo un tema expreso en la época actual, plagada de demandas en la implementación y mejora de sistemas hidráulicos de alcantarillado exigiendo, cuenten con la capacidad que aporte una solución a la problemática de inundaciones, las cuales año tras año se hacen presentes en distintos sitios de la gran urbe de la ZMVM provocando escenarios catastróficos a su paso.

La presente estructura del canal de descarga formará parte de manera temporal del TEO, alternativa que promete dar solución a esta lamentable situación. Específicamente la estructura en estudio permitirá realizar un desalojo oportuno del desagüe temporal del abatimiento del nivel freático de la lumbrera No. 14, del magistral túnel emisor oriente, sino que también permitirá como ya se ha mencionado en capítulos anteriores, la descarga adecuada de aguas residuales y pluviales de la red de alcantarillado de los poblados cercanos a la zona de estudio, sin dejar de mencionar que al sustituir a la antigua estructura hoy colapsada, también se contribuirá con la mitigación del proceso erosivo al que se ve sometido el talud donde se encontraba ubicada dicha estructura y que ahora deberá albergar a la estructura de proyecto.

Cabe señalar que la implementación del canal en rápida con tapa y columpio – canal con pantallas deflectoras, es una estructura de vanguardia poco utilizada y conocida en nuestro país debido a su reciente innovación; sin embargo, debido a su amoldado y eficiente diseño resulta ser la estructura ideal para utilizar en sitios de difícil acceso y manejo, como lo son laderas y taludes con una importante inclinación; escenario existente en la problemática abordada, por lo que dicha estructura permitirá hacer frente a estos obstáculos, además de que permitirá tener un notable ahorro a nivel de tiempo de construcción y de costos, ya que no es necesaria la adecuación y/o modificación de dichos taludes.

Ahora bien el análisis y diseño estructural del canal de descarga se realizó considerando todas las solicitaciones a las que se verá sometido, ya sea durante sus etapas de construcción, como durante su vida útil, garantizando de este modo su estabilidad y funcionalidad.

Específicamente la estructura en cuestión se analizó previamente considerando las siguientes condiciones en su estado de funcionalidad: en estado lleno y con la presencia de material de relleno en contacto con su exterior, en estado lleno y sin la presencia del material de relleno en contacto con su exterior, en estado vacío y con la presencia del material de relleno en contacto con su exterior y finalmente vacío y sin el material de relleno en contacto con su exterior, resultado para esto que la situación más desfavorable es en su condición de ausencia de líquido en su interior y con la presencia de material de relleno en contacto con su exterior, por lo tanto esta consideración es la que se ha llevado a desarrollar a nivel ejecutivo para el diseño estructural.

El diseño estructural de la sección en el sentido longitudinal y transversal, se efectuó considerando los elementos mecánicos más desfavorables de todas las combinaciones de carga presentes, asegurando tomar en cuenta la envolvente de los elementos mecánicos, obtenidos de los análisis de las diferentes etapas y condiciones de cargas posibles.

La metodología utilizada fue realizada con estricto apego a la reglamentación y /o normatividad correspondiente, garantizando con ello la obtención de un correcto diseño estructural que permitirá que la vida útil de la estructura tenga la permanencia esperada y con ello aportar una buena participación en la tarea de la mejora en la eficiencia de los sistemas hidráulicos apoyados.

Es importante mencionar que uno de los principales objetivos del desarrollo del presente trabajo a manera personal, es la contribución del apoyo académico que

este trabajo pueda representar para estudiantes y/o pasantes de la licenciatura en Ingeniería Civil, ya que se espera que este trabajo sea una herramienta de utilidad para quienes en algún momento de su vida profesional o académica, se vean enfrentados a la necesidad de participar en la elaboración del análisis y diseño estructural de elementos similares, pues para poder dominar el área de diseño implica un sinnúmero de conocimientos no solo teóricos, sino también prácticos, que forman en el ingeniero civil criterios fundamentales en la toma de decisiones y que, por lo general, son realmente escasos en su proceso de formación y que desafortunadamente es poco probable encontrar en alguna bibliografía.

En esta tesis se ha podido realizar una comparación de resultados y consideraciones con respecto al diseño estructural original, con la única finalidad de verificar que los resultados obtenidos en el presente trabajo y el utilizado como base cumplan con los requerimientos de seguridad correspondientes a la normatividad aplicable en dicha estructura; resaltando como puntos más importantes el uso de espesores en los elementos que componen el canal de descarga y por ende el armado del refuerzo estructural.

Con base en el análisis y diseño desarrollados se recomienda la implementación de unos pequeños espolones de 30 cm de longitud aproximadamente, en la parte de la transición de descarga de la estructura en estudio, con la finalidad de disminuir la posibilidad de un efecto de volteo en la estructura de transición, en caso de la pérdida de relleno en algún lado de la misma.

Además se recomienda un posible cambio en el espesor de 0.20 a 0.25 m, y el refuerzo de varillas del #3@15 cm, en los muros de la caja de interconexión, así como el cambio de espesor de 0.20 a 0.30m y acero de refuerzo de varillas del #3@15 por varillas del #4@15cm en la losa fondo de la misma estructura y finalmente un cambio de espesor de 0.20m a 0.25 y refuerzo de varillas del

#3@20 por varillas del 4@20 cm, en los dentellones de la ya mencionada estructura.

En cuanto al canal también se recomienda realizar un ajuste en los espesores y distribución de acero de refuerzo en las losas de tapa y fondo, muros y dentellones; cambiando así el espesor de 0.15m a 0.20m y el acero de refuerzo de varillas del #3@30cm a varillas del #3@15cm, en cada uno de los elementos del canal antes citados.

Por ultimo para la estructura de transición de descarga se recomienda cambiar los espesores en alerones y losa fondo de 0.15m de espesor a 0.20 m y la distribución de acero de refuerzo en ambos elementos de varillas del #3@30 por varillas del #3@15cm.

Todo lo antes citado con la finalidad de lograr que el diseño estructural de cada elemento cumpla con los requerimientos marcados por la normatividad aplicable.

REFERENCIAS

1. CONAGUA, (2012), *“Proyectos estratégicos agua potable, drenaje, saneamiento”*, Recuperado de: https://agua.org.mx/wp-content/uploads/2012/07/proyectosestrategicosaguapotabledrenajesa neamiento_conagua2012.pdf
2. COMMISA, (2016), *“Proyecto ejecutivo de Estructura de Descarga de Canal de Alivio al Gran Canal, en el Municipio de Zumpango, Estado de México”*, México, COMISSA.
3. Comisión Federal de Electricidad, (1981), *“Manual de diseño de obras civiles, sección C. Estructura, Tema 1. Criterios de diseño, Capítulo 2, Acciones”*, México, CFE.
4. GDMX, (2004), *“Reglamento de construcciones para el Distrito Federal”*, México, Gaceta Oficial del Distrito Federal.
5. GDMX, (2004), *“Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones”*, México, Gaceta Oficial del Distrito Federal.
6. GDMX, (2004), *“Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones”*, México, Gaceta Oficial del Distrito Federal.
7. GDMX, (2004), *“Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto”*, México, Gaceta Oficial del Distrito Federal.

8. Juárez M., Auvinet G., Hernández F., Méndez E., (2011), 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. En A. Instituto de ingeniería UNAM (Presidencia), *“Contribución a la caracterización geotécnica de la zona norte de la cuenca de México”*, Conferencia llevada a cabo en 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference, Instituto de ingeniería UNAM, México.
9. Mejía F., (2010), *“Estructuras de vertimiento de aguas en laderas de media a fuerte pendiente: canal de pantallas deflectoras (CPD) y canal de rápida con tapa y columpio (CRTC)”*, Colombia, Facultad de Arquitectura Universidad Nacional de Colombia.
10. Meli, R., (2002), *“Diseño Estructural”*, Segunda Edición, México, LIMUSA.
11. Mooser, F., Montiel, A. y Zuñiga. A., (1996), *“Nuevo Mapa Geológico de las Cuencas de México, Toluca y Puebla”*, Primera Edición, México, Comisión Federal de Electricidad.
12. POYRY, (2016), *“Reporte geotécnico de la visita de campo”*, COMISSA, México.
13. Valencia, G. J. (2007), *“Contribución a la Zonificación Geotécnica de la Zona Norte del Valle de México”*, (Tesis de Maestría), ESIA Zacatenco, IPN, México.

BIBLIOGRAFÍA

- Ávila G., (2002), *“Hidráulica de Canales”*, México, UNAM, Facultad de Ingeniería.
- Comisión Federal de Electricidad, (1981), *“Manual de diseño de obras civiles, sección C. Estructura, Tema 1. Criterios de diseño, Capítulo 1, Métodos de Diseño”*, México, CFE.
- Domínguez Ramón, (2000), Las Inundaciones en la Ciudad de México. Problemática y Alternativas de Solución. Revista Digital Universitaria, 1(2), 1-6. Recuperado de: <http://www.revista.unam.mx/vol.1/num2/proyec1/>.
- Sistema de Aguas de la Ciudad de México SACMEX, (2012), *“El Gran Reto Del Agua en la Ciudad de México”*, México, SACMEX.
- Sistema de Aguas de la Ciudad de México SACMEX, (2015), Retos y Soluciones para el Drenaje de la Capital, 1(8), 4-16, Recuperado de: <http://data.sacmex.cdmx.gob.mx/aplicaciones/libreria/biblioteca/libros/2015/H2O8.pdf>
- Sistema de Aguas de la Ciudad de México SACMEX, (2017), TEO: Costos y Tiempos Razonables, 1(14), 5-10, Recuperado de: <http://data.sacmex.cdmx.gob.mx/aplicaciones/libreria/biblioteca/libros/2017/H2O14.pdf>

ANEXO1 TABLAS

Tabla A.1. Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales¹

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I ²	II ³	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	Positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Neg. en bordes dis.	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	Positivo	corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
		largo	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
	Neg. en bordes dis.	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
	Positivo	corto	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
		largo	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Neg. en borde discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	Positivo	corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153
		largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153
Extremo Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Neg. en borde cont.	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710
	Neg. en bordes disc.	corto	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0
		largo	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
	Positivo	corto	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540
		largo	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520
Extremo Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	Neg. en borde cont.	largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710
	Neg. en borde disc.	corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0
		largo	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
	Positivo	corto	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
		largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540
Aislado Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
	Positivo	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

¹ Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60.

² Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

³ Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4}wa_1^2$, dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si w está en kN/m^2 (en kg/m^2) y a_1 en m , el momento da en kN-m/m (en kg-m/m)

Fuente: GDMX, (2004), "Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", México, Gaceta Oficial del Distrito Federal.

Tabla A2. Pesos volumétricos de materiales constructivos

MATERIAL		Peso volumétrico en ton/m ³		
		Máximo	Mínimo	
I.	<u>Piedras Naturales</u>			
	Arenisca (chilucas y canteras)	secas saturadas	2.45 2.50	1.75 2.00
	Basaltos (piedra braza)	secos saturados	2.60 2.65	2.35 2.45
	Granito		3.20	2.40
	Mármol		2.60	2.55
	Riolita	seca saturada	2.50 2.55	2.00 2.05
	Pizarras	secas saturadas	2.80 2.85	2.30 2.35
	Tepetates	secos saturados	1.60 1.95	0.75 1.30
	Tezontles	secos saturados	1.25 1.55	0.65 1.15
	Caliza	seca saturada	2.80 2.85	2.40 2.45
II	<u>Suelos</u>			
	Arena de grano de tamaño uniforme	seca saturada	1.75 2.10	1.40 1.85
	Arena bien graduada	seca saturada	1.90 2.30	1.55 1.95
	Arcilla típica del Valle de México en su condición natural		1.50	1.20
	Caliche	seco saturado	1.50 2.10	1.20 1.70
III	<u>Piedras Artificiales, concretos y morteros</u>			
	Concreto simple con agregados de peso normal		2.20	2.00
	Concreto reforzado		2.40	2.20
	Mortero de cal y arena		1.50	1.40
	Mortero de cemento y arena		2.10	1.90
	Aplanado de yeso		1.50	1.10
	Tabique macizo hecho a mano		1.50	1.30
	Tabique macizo prensado		2.20	1.60
	Bloque hueco de concreto ligero (volumen neto)		1.30	0.90
	Bloque hueco de concreto intermedio (volumen neto)		1.70	1.30
	Bloque hueco de concreto pesado (volumen neto)		2.20	2.00
	Vidrio plano		3.10	2.80
IV	<u>Madera</u>			
	Caoba	seca saturada	0.65 1.00	0.55 0.70
	Cedro	seco saturado	0.55 0.70	0.40 0.50
	Oyamel	seco saturado	0.40 0.65	0.30 0.55
	Encino	seco saturado	0.90 1.00	0.80 0.80
	Pino	seco saturado	0.65 1.00	0.45 0.80
V	<u>Recubrimientos</u>		Pesos en kg/m ²	
	Azulejo		15	10
	Mosaicos de pasta		35	25
	Granito o terrazo de 20 x 20		45	35
	30 x 30		55	45
	40 x 40		65	55
	Loseta asfáltica o vinílica		10	5

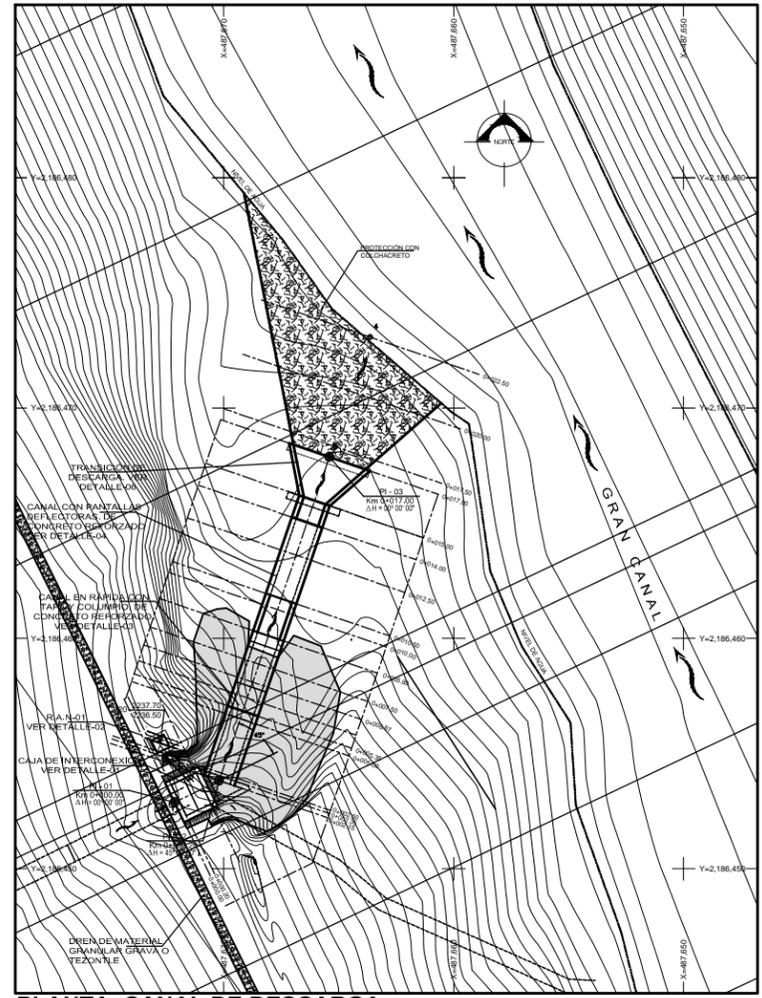
Fuente: Comisión Federal de Electricidad, (1981), "Manual de diseño de obras civiles, sección C. Estructura, Tema 1. Criterios de diseño, Capítulo 1, Métodos de Diseño", México, CFE.

Tabla A3. Guía de propiedades físicas de materiales

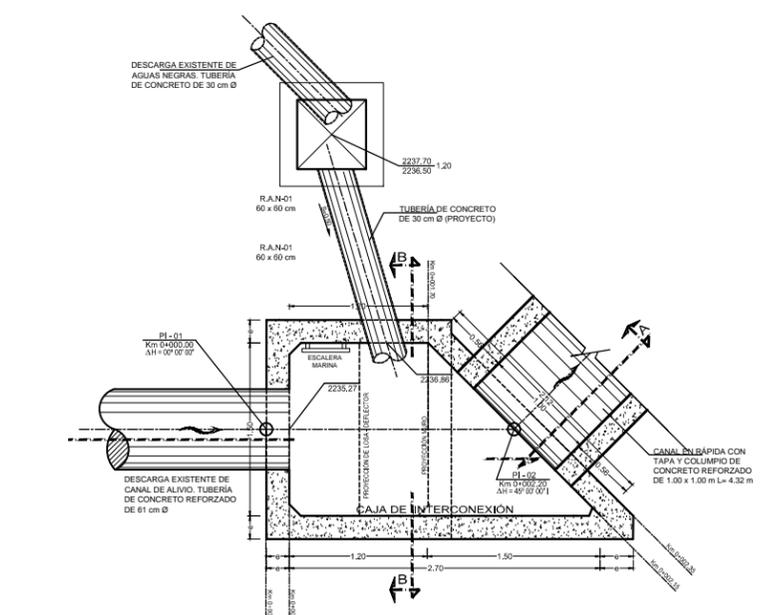
	Peso volumétrico en kg/m ³	Angulo de fricción interna en grados	Coeficiente de fricción	
			contra concreto	contra acero
Arena	1600-2000	25-40	0.40-0.70	0.35-0.50
Arcilla	1810-2210	15-40	0.2 -0.50	0.36-0.70
Azúcar granular	1000	35	0.43	
Cal en terrones	800-960	35-55	0.50-0.60	0.30
Cal en partículas finas	910	35	0.50	0.30
Cal en partículas gruesas	1200	35	0.50	0.30
Cal en polvo	700	35	0.50	0.30
Carbón bituminoso	400-1040	32-44	0.50-0.60	0.30
Carbón (antracita)	960-1120	24-30	0.45-0.50	0.30
Cemento portland	1340-1600	24-30	0.36-0.45	0.30
Clinker	1410	33	0.60	0.30
Coque	600	40	0.80	0.50
Frijol soya y chícharo	800-960	23	0.25	0.20
Granos pequeños (trigo, maíz, cebada, frijol, avena, arroz, centeno)	740-990	23-37	0.29-0.47	0.26-0.42
Grava	1600-2000	25-35	0.40-0.45	
Harina	600	40	0.30	0.30
Mineral de hierro	2640	40	0.50	0.36
Mineral de manganeso	2000	40		
Yeso en terrones y piedra caliza	1600	40	0.50	0.30

Fuente: Meli, R., (2002), "Diseño Estructural", Segunda Edición, México, LIMUSA

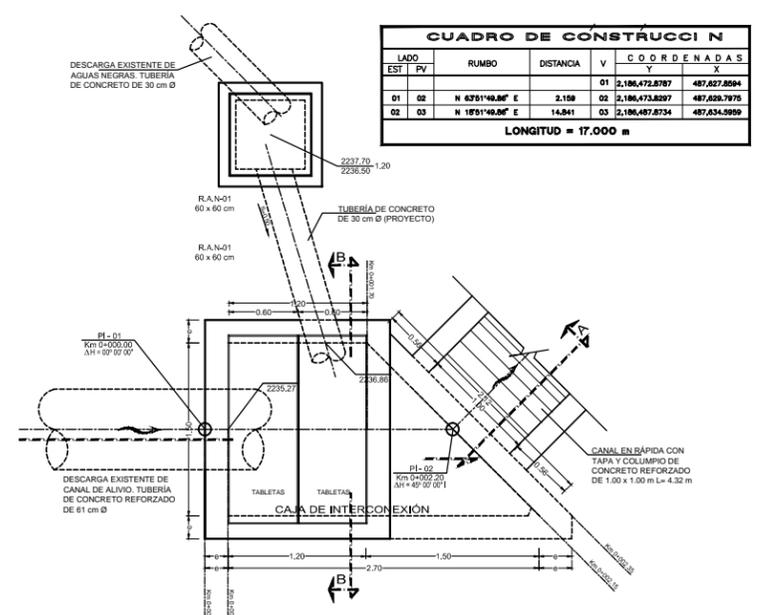
ANEXO2 PLANOS



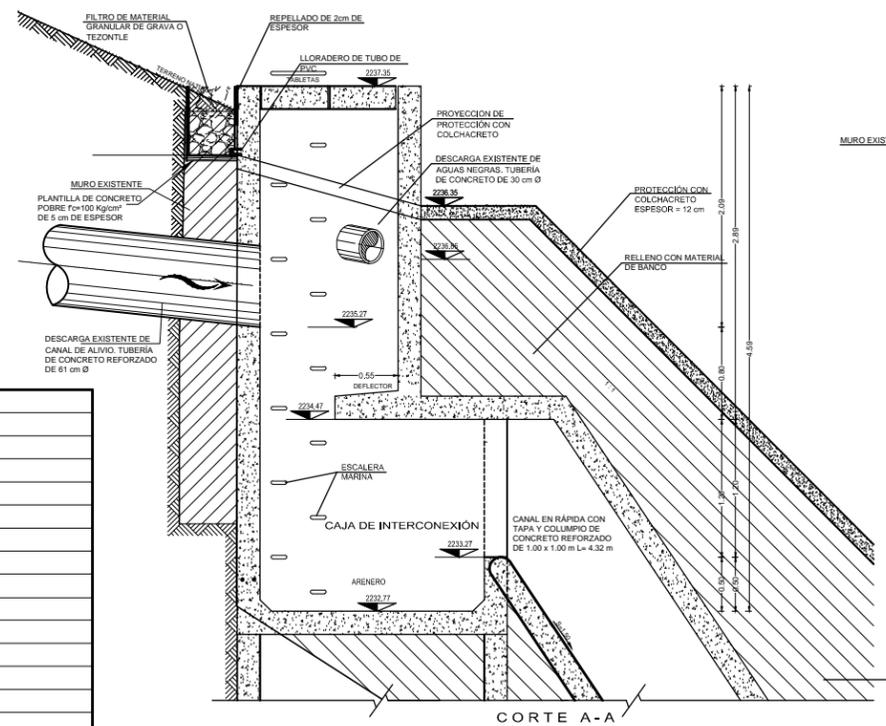
PLANTA CANAL DE DESCARGA



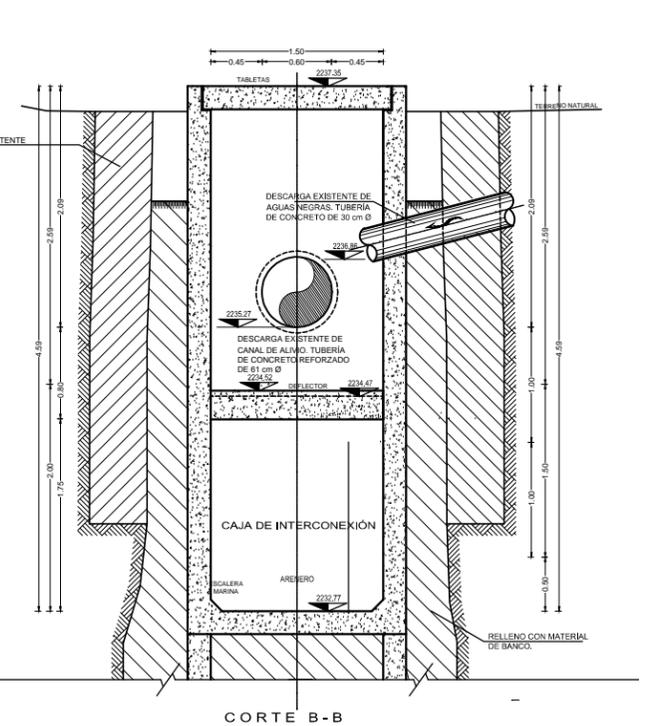
PLANTA LOSA DE FONDO



PLANTA LOSA TAPA

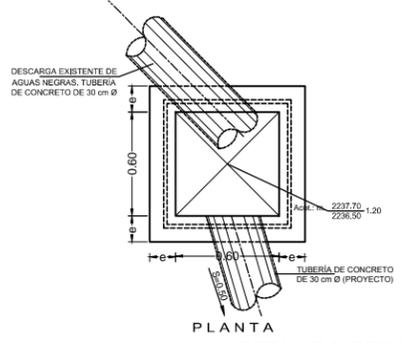


CORTE A-A



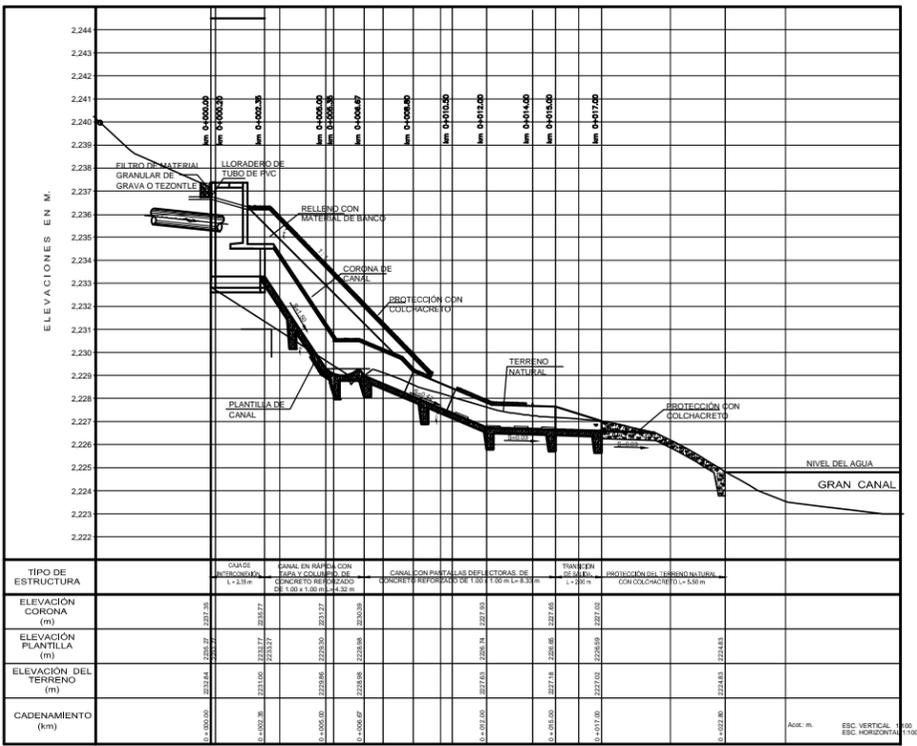
CORTE B-B

DETALLE 1, CAJA DE INTERCONEXIÓN



PLANTA

DETALLE 2, REGISTRO DE AGUAS NEGRAS (R.A.N. - 01)



PERFIL CANAL DE DESCARGA

FECHA	20-MAYO-2016	CONSTRUCTORA MEXICANA DE INFRAESTRUCTURA SUBTERRANEA S.A. DE C.V.	SUPERVISIÓN LYTSA S.A. DE C.V.
NO. REV.	NO PLANO	CALLE: AV. CENTRAL SIN NUMERO COL. RENOVACION JAJALPA C.P. 55040 ESTADO DE MEXICO.	
	01	GERENCIA DE INGENIERIA	
	08	Ing. Alberto Porras López	
		Ing. José Amézquita Rodríguez Rivera	
		Ing. Karina Jara Rodríguez	
		Ing. Antonio Morray Carroón	
		Ing. Gustavo E. Segura Segundo	

CUADRO DE CONSTRUCCION							
LADO	EST	PV	RUMBO	DISTANCIA	V	COORDENADAS	
						Y	X
01	02		N 63°51'40.86" E	2.159		2,186,472.8787	487,627.8594
02	03		N 18°51'49.86" E	14.841		2,186,473.8297	487,628.7875
						LONGITUD = 17.000 m	



CRQUIS DE LOCALIZACION

DATOS DE PROYECTO	
FLUIDO	AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES
CONDUCCION	GRAVEDAD
GASTO DE DISEÑO	1.00 m³/s
FORMULAS UTILIZADAS	CONTINUIDAD Y MANNING
COSFICIENTE DE FROCCION (n)	0.015 (CONCRETO)
VELOCIDADES:	
MINIMA	0.60 m/s
MAXIMA	20.00 m/s

SIMBOLOGIA	
CANAL DE PROYECTO (PLANTA)	
CANAL DE PROYECTO (PERFIL)	
PIENTO DE BUNION CON SERENO EN 1/100	
RELLENO HORIZONTAL (GRAVA-REJO)	
PENDIENTE LONGITUDINAL	
SENIDO DE ESCORRIMIENTO	

- NOTAS
- UTILIZAR ESTE PLANO ÚNICAMENTE PARA EL PROYECTO GEOMETRICO DE DESCARGA DEL CANAL DE ALIVIO A GRAN CANAL.
 - ADOTACIONES Y NIVELES EN METROS. CADENAMIENTOS EN KILOMETROS. EXCEPTO LOS INDICADOS EN OTRA UNIDAD.
 - EN LOS DETALLES LAS ADOTACIONES TIENEN PRIORIDAD SOBRE LA ESCALA.
 - LAS ELEVACIONES Y LOS NIVELES DE PROYECTO DEBERAN VERIFICARSE EN CAMPO ANTES DE INICIAR LA OBRA. EN SU CASO, SE AJUSTARAN RESPECTO A LOS DISEÑOS INDICADOS.
 - LAS ARISTAS POR DONDE CIRCULE EL AGUA DEBERAN SER REDONDEADAS.
 - LOS ESPESORES DE LAS LOSAS Y MUROS SE AJUSTARAN A LO QUE INDIQUE EL PROYECTO ESTRUCTURAL.
 - ESTE PLANO SE COMPLEMENTA CON LOS PLANOS 02 Y 03 DEL PROYECTO GEOMETRICO DE DESCARGA DE CANAL DE ALIVIO A GRAN CANAL.
 - EN LA UNION ENTRE TRANSICIONES CON OTRAS ESTRUCTURAS SE COLOCARAN JUNTAS ASFALTICAS DE 2 (DOS) CM. DE ESPESOR CON SELLO DE CLORURO DE POLIVINILO.

CONAGUA
COMANDO EN JEFE

COORDINACIÓN GENERAL ADJUNTA
GERENCIA DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO

CONTRATO No. SGAPOS-GP-08-06-08-00-00-AD
PROYECTO EJECUTIVO Y LA CONSTRUCCION DEL TUNEL EMISOR ORIENTE EN EL DISTRITO FEDERAL, ESTADO DE MEXICO Y EL ESTADOP DE HIDALGO.

INGENIERIA COMPLEMENTARIA

PLANTA Y PERFIL ESTRUCTURA DE DESCARGA

AUTORIZADO

Ing. Ricardo López Osorio
COORDINADOR DE ASISTENTES DE OBRA

Ing. José de Jesús Alzola Méndez
RESIDENTE DE OBRA

FECHA: 20-MAYO-2016

INDICACIONES: TEO-4-T-14-BT-PL-08

CONSTRUCCION: TEO-4-T-14-BT-PL-08.dwg

CUADRO DE REFERENCIAS		CUADRO DE REVISIONES	
REV	FECHA	DESCRIPCIÓN	SE
01	20-05-16	NO OBJECCION	X



DATOS DE PROYECTO

FLUIDO: AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES
 CONDUCCIÓN: GRAVEDAD
 GASTO DE DISEÑO: 1.00 m³/s
 FORMULAS UTILIZADAS: CONTINUIDAD Y MANNING
 COEFICIENTE DE FRICCIÓN (n): 0.015 (CONCRETO)
 VELOCIDADES:
 MINIMA: 0.80 m/s
 MAXIMA: 20.00 m/s

SIMBOLOGÍA

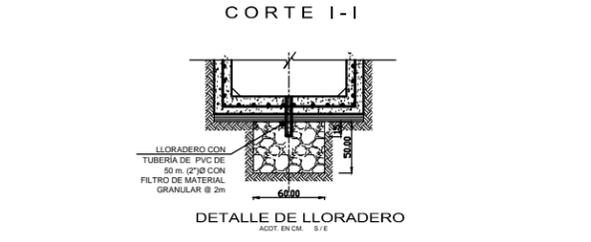
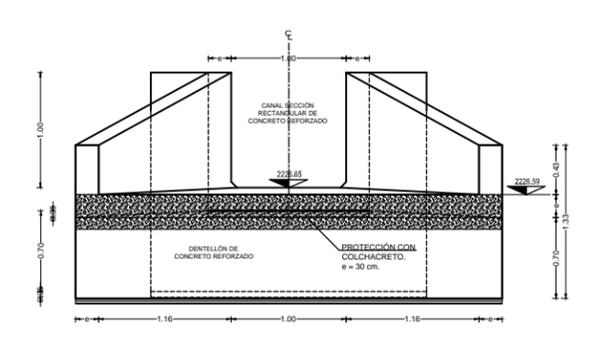
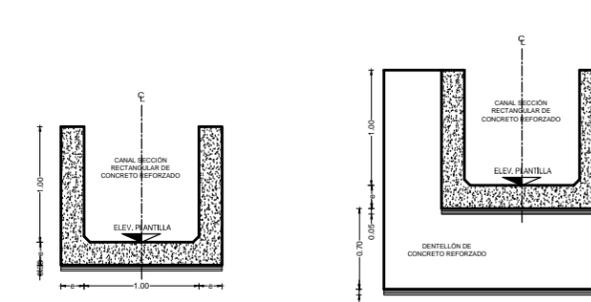
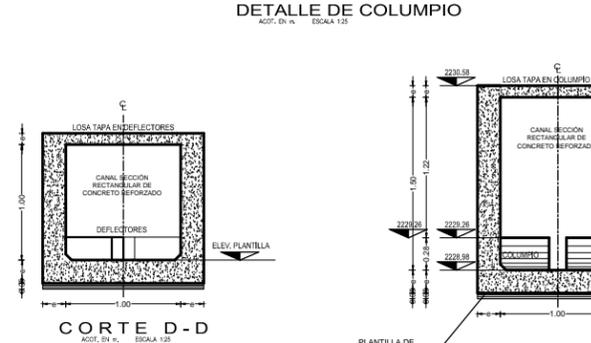
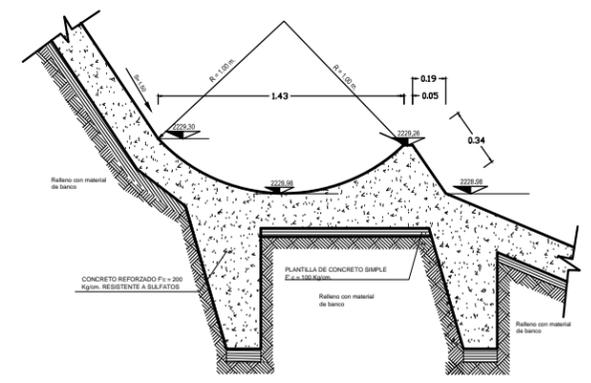
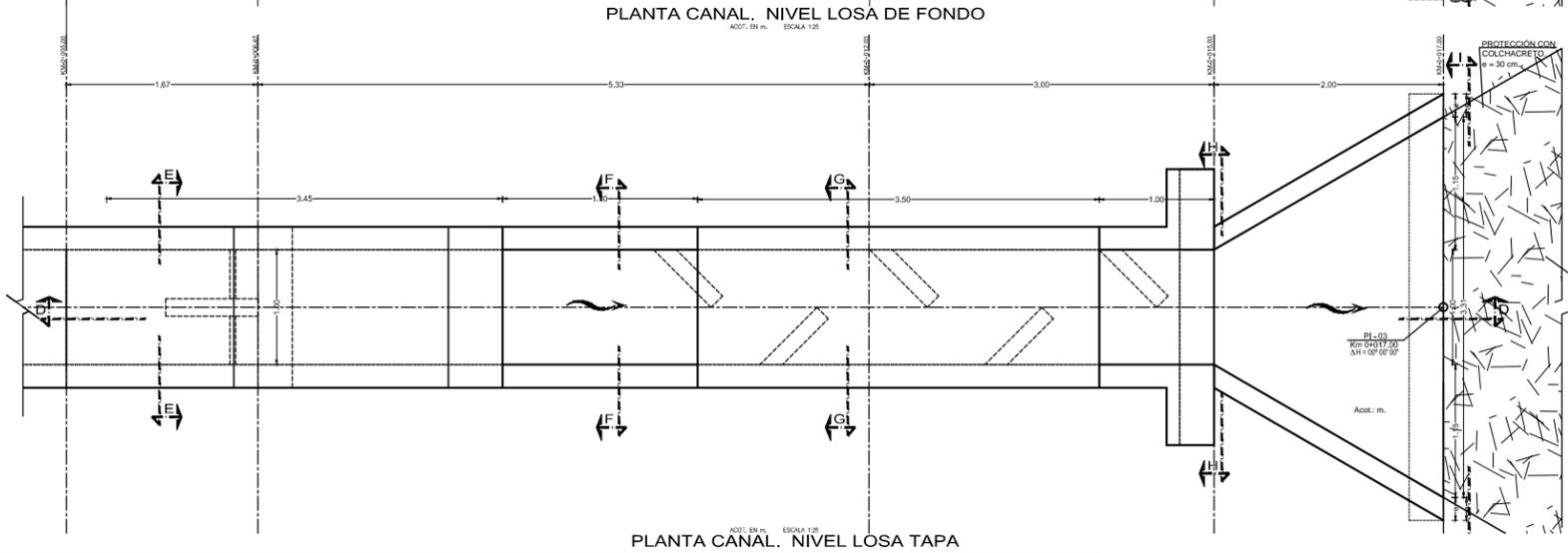
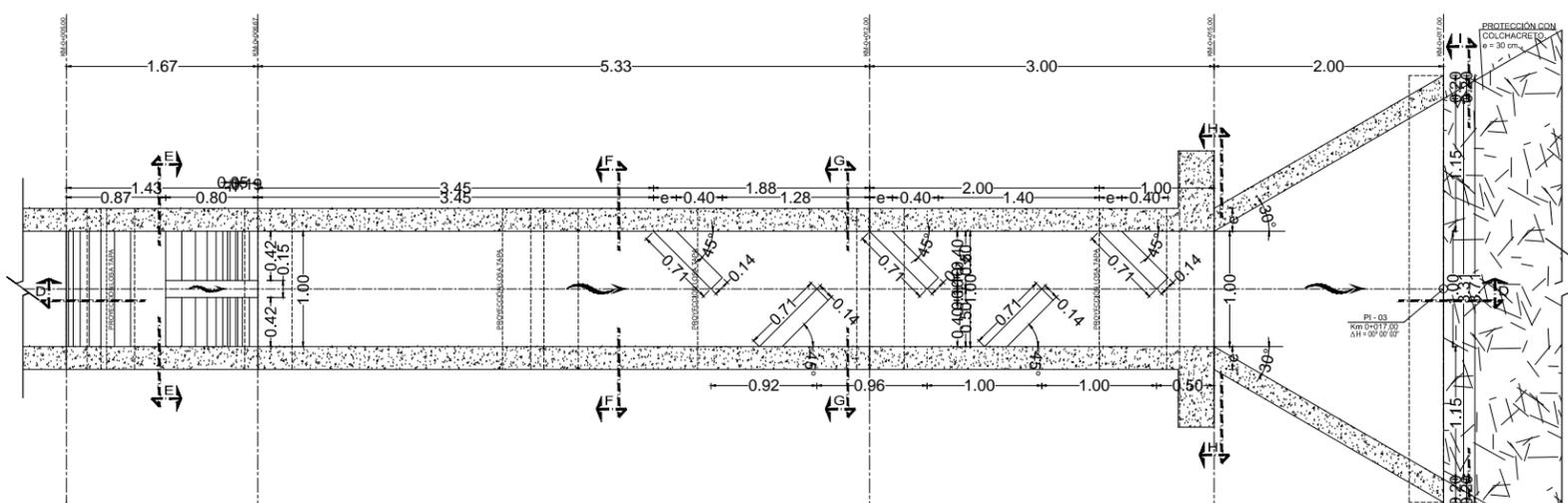
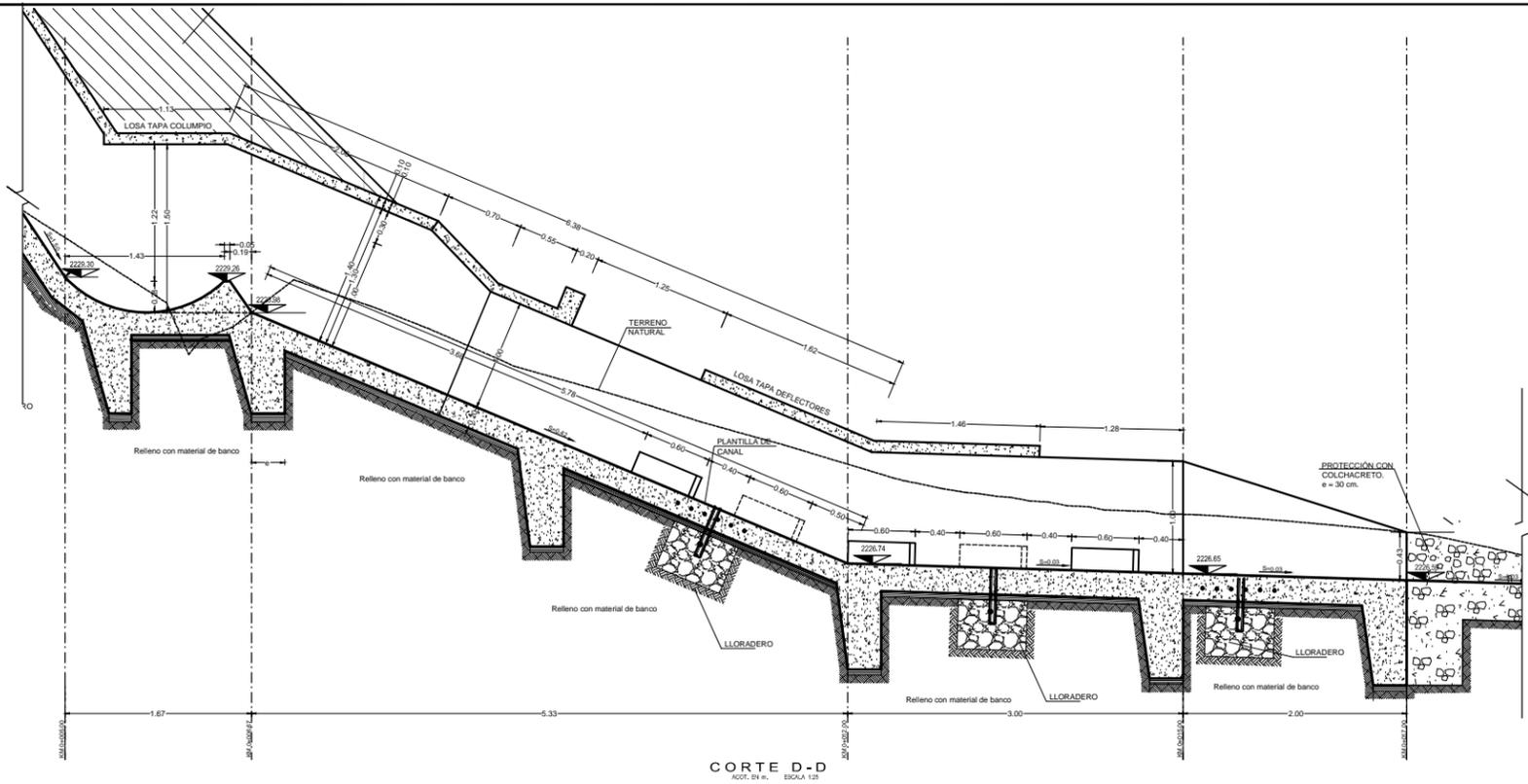
CANAL DE PROYECTO (PLANTA): [Symbol]
 CANAL DE PROYECTO (PERFIL): [Symbol]
 PUNTO DE INFLUENCIA CONVALENTES EN TUNEL RECTANGULAR (D=1.00m, AH=0.10m): [Symbol]
 PENDIENTE LONGITUDINAL: [Symbol] S=0.018
 SENTIDO DE ESCURRIMIENTO: [Symbol]

- NOTAS**
- UTILIZAR ESTE PLANO ÚNICAMENTE PARA EL PROYECTO GEOMÉTRICO DE DESCARGA DEL CANAL DE ALIVIO A GRAN CANAL.
 - ADOTACIONES Y NIVELES EN METROS, CADENAMIENTOS EN KILOMETROS EXCEPTO LOS INDICADOS EN OTRA UNIDAD.
 - EN LOS DETALLES LAS ADOTACIONES TIENEN PRIORIDAD SOBRE LA ESCALA.
 - LAS ELEVACIONES Y LOS NIVELES DE PROYECTO DEBERÁN VERIFICARSE EN CAMPO ANTES DE INICIAR LA OBRA EN SU CASO, SE AJUSTARÁN RESPECTO A LOS DIBUJOS INDICADOS.
 - LAS ARISTAS POR DONDE CIRCULE EL AGUA DEBERÁN SER REDONDEADAS.
 - LOS ESPESORES DE LAS LOSAS Y MUROS SE AJUSTARÁN A LO QUE INDICHA EL PROYECTO ESTRUCTURAL.
 - ESTE PLANO SE COMPLEMENTA CON LOS PLANOS 02 Y 03 DEL PROYECTO GEOMÉTRICO DE DESCARGA DE CANAL DE ALIVIO A GRAN CANAL.
 - EN LA UNIÓN ENTRE TRANSICIONES CON OTRAS ESTRUCTURAS SE COLOCARÁN JUNTAS ASFÁLTICAS DE 2 (DOS) CM DE ESPESOR CON SELLO DE CLORURO DE POLIVINILO.

CONAGUA COORDINACIÓN GENERAL ADJUNTA
 COMISIÓN EJECUTIVA DEL AGUA
 GERENCIA DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO
 CONTRATO No. 56APDS-CDH-DPMEXHO-06-00-4F-AD
 PROYECTO EJECUTIVO Y LA CONSTRUCCIÓN DEL TUNEL EMISOR ORIENTE EN EL DISTRITO FEDERAL, ESTADO DE MEXICO Y EL ESTADO DE HIDALGO.
 INGENIERIA COMPLEMENTARIA

PLANTA Y PERFIL ESTRUCTURA DE DESCARGA

AUTORIZADO:
 Ing. Ricardo López Dillón
 Ing. José de Jesús Alzola Méndez



CUADRO DE REFERENCIAS		CUADRO DE REVISIONES	
REV	FECHA	DESCRIPCIÓN	GE
01	20-05-16	NO OBJECCIÓN	X

COMISSA CONSTRUCTORA MEXICANA DE INFRAESTRUCTURA SUBTERRANEA S.A DE C.V.
 CALLE: AV. CENTRAL SIN NUMERO COL. RENOVACION JAJALPA
 C.P. 55040 ESTADO DE MEXICO.
 GERENCIA DE INGENIERIA

SUPERVISIÓN LYTSA S.A. DE C.V.

Ing. Alberto Porras López
 APROBADO

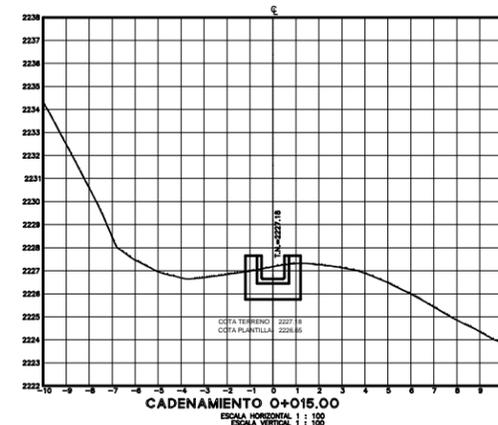
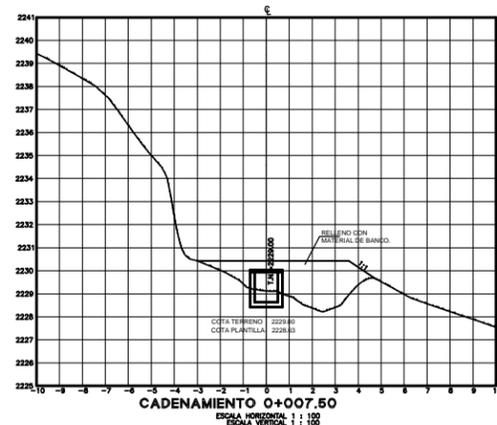
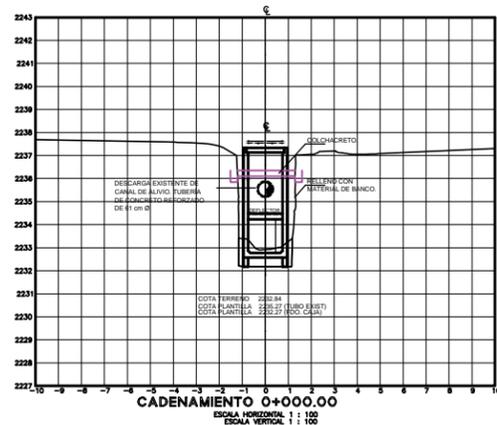
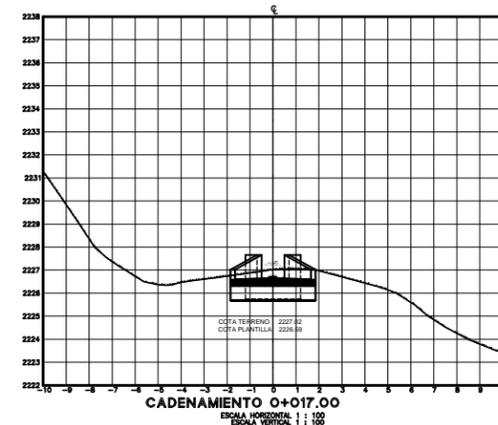
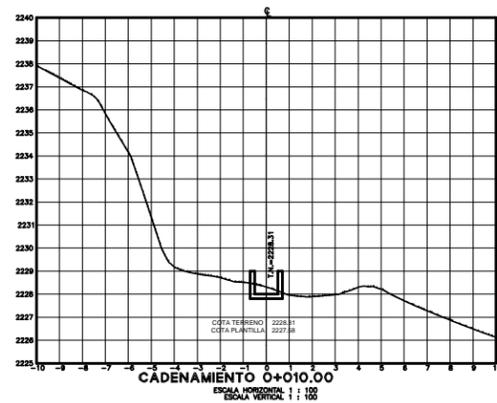
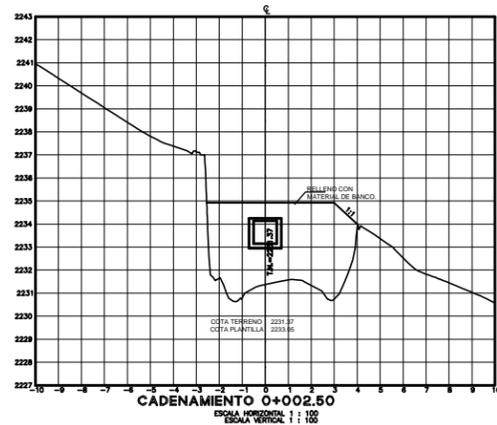
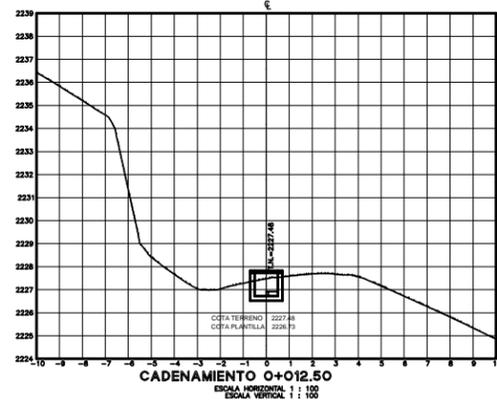
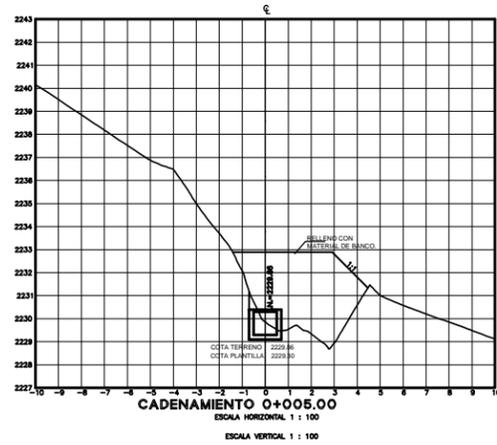
Ing. José Amílcar Rodríguez Rivera
 ELABORADO

Ing. Karina Jara Rodríguez
 REVISADO

Ing. Antonio Morrey Carreón
 NO OBJECCIÓN

Ing. Gustavo E. Segura Segundo
 NO OBJECCIÓN

FECHA: 20-MAYO-2016
 No. REV: NO PLANO
 01 09



SECCIONES TRANSVERSALES. CANAL DE DESCARGA

ACOT. EN M. ESCALA 1:20



DATOS DE PROYECTO

FLUIDO	AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES
CONDUCCION	GRAVEDAD
GASTO DE DISEÑO	1.00 m³/s
FORMULAS UTILIZADAS	CONTINUIDAD Y MANNING
COEFICIENTE DE FRICCION (n)	0.015 (CONCRETO)
VELOCIDADES:	
MINIMA	0.80 m/s
MAXIMA	20.00 m/s

SIMBOLOGIA

CANAL DE PROYECTO (PLATA)	
CANAL DE PROYECTO (PERRO)	
PUNTO DE INFLUENCIA (COTENIMIENTO EN 100)	
REFLEXION HORIZONTAL (GRAN-ESQ)	
PENDIENTE LONGITUDINAL	
SENTIDO DE ESCURRIMIENTO	

NOTAS

- UTILIZAR ESTE PLANO ÚNICAMENTE PARA EL PROYECTO GEOMETRICO DE DESCARGA DEL CANAL DE ALIVIO A GRAN CANAL.
- ACOTACIONES Y NIVELES EN METROS. CADENAMIENTOS EN KILOMETROS. EXCEPTO LOS INDICADOS EN OTRA UNIDAD.
- EN LOS DETALLES LAS ACOTACIONES TIENEN PRIORIDAD SOBRE LA ESCALA.
- LAS ELEVACIONES Y LOS NIVELES DE PROYECTO DEBERAN VERIFICARSE EN CAMPO ANTES DE INICIAR LA OBRA EN SU CASO, SE AJUSTARAN RESPECTO A LOS DISEÑOS NIVELES INDICADOS.
- LAS ARISTAS POR DONDE CIRCULE EL AGUA DEBERAN SER REDONDEADAS.
- LOS ESPESORES DE LAS LOSAS Y MUROS SE AJUSTARAN A LO QUE INDIQUE EL PROYECTO ESTRUCTURAL.
- ESTE PLANO SE COMPLEMENTA CON LOS PLANOS 02 Y 03 DEL PROYECTO GEOMETRICO DE DESCARGA DE CANAL DE ALIVIO A GRAN CANAL.
- EN LA UNION ENTRE TRANSICIONES CON OTRAS ESTRUCTURAS SE COLOCARAN JUNTAS ASFALTICAS DE 2 (DOS) CM. DE ESPESOR CON SELLO DE CLORURO DE POLIVINILO.

	CONSTRUCTORA MEXICANA DE INFRAESTRUCTURA SUBTERRANEA S.A. DE C.V. CALLE: AV. CENTRAL SIN NUMERO COL. RENOVACION JUALPA C.P. 55040 ESTADO DE MEXICO.	SUPERVISION LYTSA S.A. DE C.V.
	GERENCIA DE INGENIERIA Ing. Alberto Porras López APROBADO Ing. José Amílcar Rodríguez Rivera ELABORADO Ing. Karina Jara Rodríguez REVISADO Ing. Antonio Morroy Carreón NO OBJECION Ing. Gustavo E. Segura Segundo NO OBJECION	

CUADRO DE REFERENCIAS		CUADRO DE REVISIONES	
REV	FECHA	DESCRIPCION	EST
01	20-05-16	NO OBJECCION	X

CONAGUA COORDINACIÓN GENERAL ADJUNTA
 COMISIÓN EJECUTIVA DEL AGUA
 GERENCIA DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO
 CONTRATO No. SGAPDS-CDH-DPMEXHO-06-00-4F-AD
 PROYECTO EJECUTIVO Y LA CONSTRUCCION DEL TUNEL EMISOR ORIENTE EN EL DISTRITO FEDERAL, ESTADO DE MEXICO Y EL ESTADO DE HIDALGO.
 INGENIERIA COMPLEMENTARIA

SECCIONES TRANSVERSALES

AUTORIZADO
 Ing. Ricardo López Dibene
 COORDINADOR DE ASISTENTES DE OBRA
 Ing. José de Jesús Alcocer Méndez
 RESIDENTE DE OBRA TERA-4

FECHA: 20-MAYO-2016
 NO. REV: 10

20-MAYO-2016
 TEO-4-T-14-8T-PL-10
 TEO-4-T-14-8T-PL-08.dwg

