



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO
HIDRÁULICO DE LA LAGUNA DE
REGULACIÓN LA GASERA, EN EL EDO. DE
MÉXICO”**

**T E S I S
PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:
ARMANDO SOLANO SAAVEDRA**

**DIRECTOR DE TESIS:
DR. AMADO ABEL JIMÉNEZ CASTAÑEDA**

**CIUDAD UNIVERSITARIA
2012**





Universidad Nacional
Autónoma de México



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/087/11

Señor
ARMANDO SOLANO SAAVEDRA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. ABEL JIMÉNEZ CASTAÑEDA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA LAGUNA DE REGULACIÓN LA GASERA, EN EL EDO. DE MÉXICO"

- INTRODUCCIÓN
- I. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA HIDRÁULICO
- II. LEYES DE DESCARGA DE LAS ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS
- III. CAPACIDAD DE CONDUCCIÓN DEL RÍO SAN RAFAEL
- IV. CAPACIDAD DE CONDUCCIÓN DEL RÍO SAN FRANCISCO
- V. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA LAGUNA LA GASERA
- VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- REFERENCIAS
- ÂPENDICE: SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS CAUCES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 10 de noviembre del 2011.
EL PRESIDENTE


M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JTS/MTH*gar.

Dedicada a
Mis padres: Eustaquio y Catalina
Mi hermana: Laura

Agradecimientos

*Señor que tanto me has dado, sé misericordioso y concédeme algo más:
Un corazón agradecido.- Apóstol Pablo*

Gracias el Creador, por permitirme gozar de una vida plena y todo lo que ello implica: amor, paz, salud...

A mi madre, por el valor y el compromiso, por el amor y el sacrificio. Porque desde niño me has brindado lo mejor de ti; por guiar mi camino y estar junto a mí en los momentos más difíciles, gracias.

A mi padre, porque desde siempre te he considerado un hombre maravilloso, gracias por guiar mi vida con energía y por ese intento constante por hacer de mí una persona de bien.

A mi hermana, por el cariño brindado y sobre todo por ser mi cómplice incondicional.

A toda mi familia, por motivarme a seguir adelante.

A mis amigos de la Universidad y de toda la vida, por todas esas aventuras compartidas, porque la vida se ha tornado de lo más bella cuando caminamos juntos.

A mis profesores, por sus palabras y sabios consejos, porque lo aprendido de ustedes aviva mis esperanzas y me da seguridad para seguir adelante, con paso firme y constante; pensando siempre en un futuro alentador.

A mi tutor, el Dr. A. Abel Jiménez Castañeda, por permitirme conocer parte de sus experiencias y por esa paciencia infinita hacia mi persona, gracias.

Gracias a la Universidad Nacional Autónoma de México, a la Facultad de Ingeniería y, muy especialmente, al Instituto de Ingeniería; por abrirme las puertas de sus instalaciones, porque en sus aulas se ha forjado gran parte de la esencia de mi ser.

Gracias México...

Gracias Pumas...

Gracias Universidad...

Porque nunca nadie puede dejar de quererte y porque siempre...
siempre por tu raza, el espíritu hablará.

**Unos lo llaman Dios, otros lo llaman Jehová,
otros Alá, otros Brahman, otros Dharmakaya,
otros Tao, los científicos lo llaman: Universo.
Diferentes nombres, diferentes atributos,
la misma esencia.**

La Fórmula de Dios. José Rodríguez Dos Santos

**La buena vida es para mí, dejar volar lo que se fue,
sembrar la mejor la vid, dar amistad sin ofender
sin mas gobierno que el del alma, con mente limpia y
siempre en calma, sabiduría y simplicidad,
saber dormir sin ansiedad.-**

Henry Howard (Conde de Surrey)

ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA LAGUNA DE REGULACIÓN LA GASERA, EN EL EDO. DE MÉXICO.

INTRODUCCIÓN	i
I.- DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA HIDRÁULICO	1
1.1 Tramo final del río <i>San Rafael</i>	2
1.2 Derivadora <i>San Rafael</i>	3
1.3 Tramo final del río <i>San Francisco</i>	5
1.4 Derivadora <i>San Francisco</i>	7
1.5 Laguna <i>La Gasera</i>	9
1.5.1 Estructura de descarga de la laguna <i>La Gasera</i>	10
II.- LEYES DE DESCARGA DE LAS ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS	11
2.1 Derivadora <i>San Rafael</i>	11
2.2.1 Vertedor lateral tipo Creager.....	11
2.1.2 Compuerta radial	15
2.2 Derivadora <i>San Francisco</i>	20
2.2.1 Vertedor lateral tipo Creager.....	20
2.2.2 Compuerta radial	23
2.3 Estructura de vaciado de la laguna <i>La Gasera</i>	26
2.3.1 Vertedor tipo Creager.....	27
2.3.2 Orificios de sección cuadrada con compuertas planas	28
2.3.3 Discusión de las leyes de descarga de los orificios	37
2.4 Capacidad de almacenamiento de la laguna <i>La Gasera</i>	39
III.- CAPACIDAD DE CONDUCCIÓN DEL RÍO <i>SAN RAFAEL</i>	41
IV.- CAPACIDAD DE CONDUCCIÓN DEL RÍO <i>SAN FRANCISCO</i>	45
4.1 Alcantarillas en condiciones de diseño	48
4.2 Condición actual de las alcantarillas	49
4.3 Sin alcantarillas de cruce en la carretera a San Marcos Huixtoco.....	51
4.4 Sin la alcantarilla de cruce con la autopista.	52
4.5 Condición ideal, sin alcantarillas.	53

V.- FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA LAGUNA <i>LA GASERA</i>	55
5.1 Tránsito de avenidas en vasos	55
5.2 Hidrograma de entrada a la laguna.....	59
5.3 Sin vasos de regulación en la cuenca alta.....	60
5.3.1 Avenida con Tr de cien años y compuertas planas totalmente abiertas	60
5.3.2 Avenida con Tr de cien años y compuertas planas cerradas completamente	62
5.4 Con algunos vasos de regulación en la cuenca alta.....	64
VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	67
REFERENCIAS.....	69
APÉNDICE - SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS CAUCES	71
Secciones transversales del río <i>San Rafael</i>	75
Secciones transversales del río <i>San Francisco</i>	87

INTRODUCCIÓN

La Zona Metropolitana del Valle de México está constituida sobre una cuenca cerrada, que originalmente formaba un sistema lacustre integrado por cinco grandes lagos: Texcoco, Xaltocan, Zumpango, Xochimilco y Chalco. En el Valle de México se localiza la ciudad de México, cuya plaza principal, el Zócalo, se encuentra en las coordenadas 19° 29' 52" latitud norte, 99° 7' 37" longitud oeste.

Originalmente, hace 600,000 años, el Valle de México era una cuenca abierta que drenaba hacia el sur por dos ríos principales, limitada al oriente y el poniente por sierras de origen volcánico. Esto provocó grandes depósitos de material aluvial en el fondo del Valle. En esa época emergió al sur la sierra del Chichinautzin, de origen volcánico, formada por basaltos fracturados y muy permeables por las fracturas.

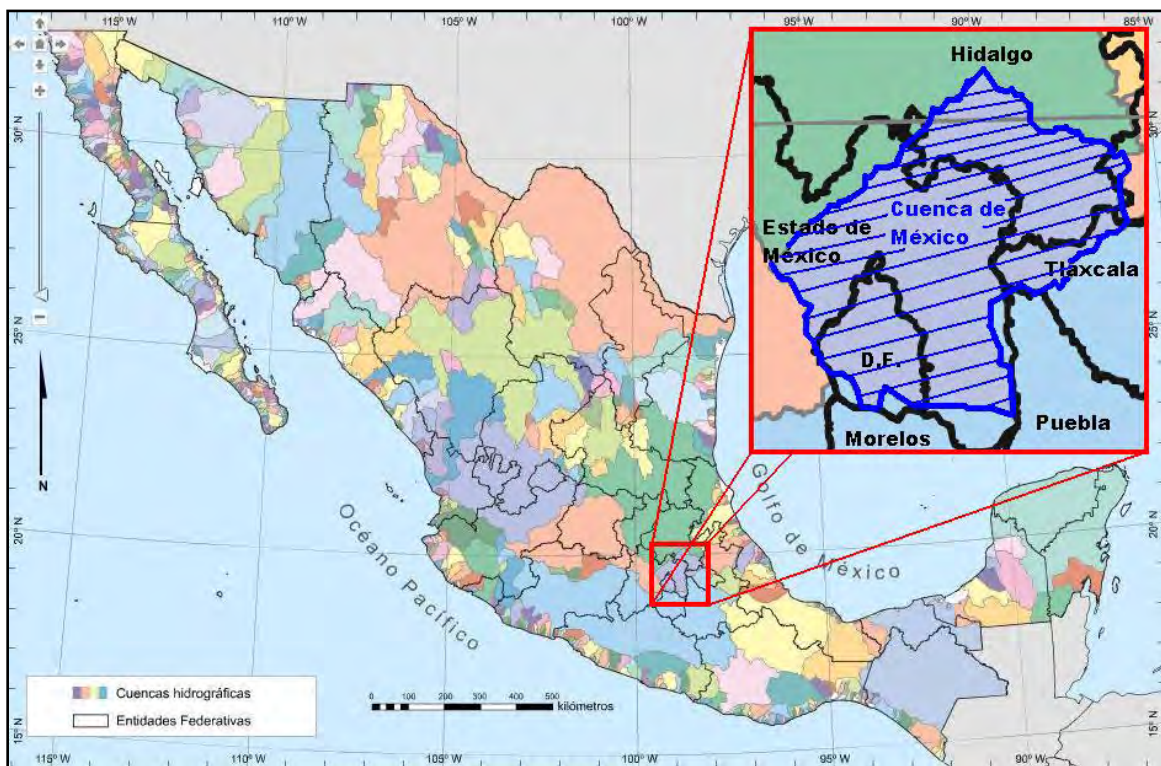


Fig A.1.- Localización de la cuenca de México (CONAGUA)

Este fenómeno convirtió al Valle de México en una cuenca cerrada donde se formaron lagos, estos lagos permitieron el depósito de arcillas finas muy impermeables en el fondo, formando una capa de depósitos lacustres de unos 40 m de espesor y un alto contenido de agua.

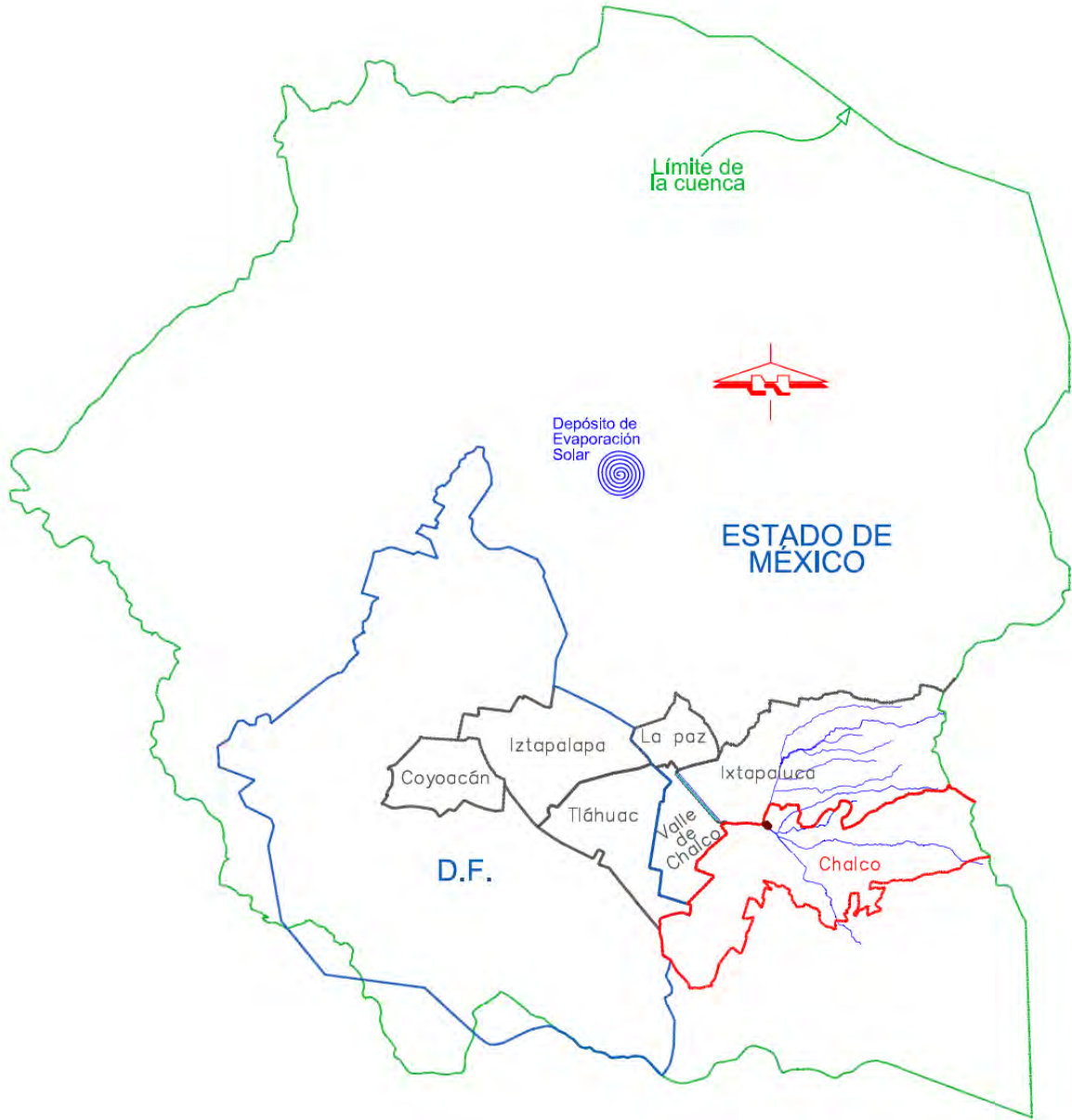


Fig A.2.- Cuenca del valle de la Ciudad de México (CONAGUA)

Paralelamente, hace 600, 400 y 200 mil años hubo periodos de actividad volcánica que provocaron el depósito de cenizas, en general permeables, en las faldas de las sierras al poniente y al oriente del Valle. Durante periodos largos de sequía, los lagos quedaban prácticamente secos y sus flujos reconocían el lago de Texcoco donde el agua se evaporaba; esta es la causa probable de la alta salinidad que tienen las arcillas de esa zona y que en algunos puntos duplica la del agua de mar.

Aunado a lo anterior, el constante aumento de la población a dado lugar al crecimiento de la zona metropolitana, a tal grado que los nuevos asentamientos humanos han ocupado más allá de las faldas de las montañas que rodean al Valle, con la consecuente deforestación de enormes superficies, modificando el uso de suelo en esas zonas y con ello también el coeficiente de escurrimiento que se emplea en los estudios hidrológicos para calcular el volumen de escurrimiento directo. Así, durante la ocurrencia de casi cualquier lluvia, el escurrimiento directo llega rápidamente a las zonas que se localizan en las partes bajas de las montañas, provocando que los sistemas de drenajes sean insuficientes, ocasionando constantes inundaciones en todas esas zonas.

A lo largo de la historia del Valle de México, los habitantes han tenido que lidiar con la temporada de lluvias para consolidar los asentamientos humanos, generando un inmenso trabajo para desviar artificialmente los ríos y aprovechar el recurso del agua.

Entre los proyectos históricos de drenaje encontramos:

- En los siglos XVII y XVIII, se realizó el tajo de Nochistongo.
- En 1900, Porfirio Díaz inauguró el Gran Canal del Desagüe con el primer túnel de Tequisquiac, que fue la solución para proteger contra inundaciones la zona urbana de hace un siglo.
- En 1962 inició operaciones el Emisor Poniente.
- En 1975, Luis Echeverría inauguró el Emisor Central de 50 kilómetros, componente principal del actual drenaje profundo.

También se han diseñado varios conjuntos de presas, cuyo principal objetivo es el del regular las avenidas producidas por las lluvias que se presentan en la periferia de la ciudad.

En particular, en la zona oriente del Valle de México se tienen dos cuencas que son drenadas por los ríos *San Francisco* y *San Rafael*, los cuales confluyen para formar el río de *La Compañía* que se ubica prácticamente en la planicie del Valle de México. En tiempos recientes, este cauce ha presentado constantes problemas de desbordamiento, ocasionando serios daños materiales a las colonias próximas a las márgenes del mismo.

Se ha identificado que el río de *La Compañía* no tiene la capacidad requerida para drenar las avenidas que provienen de las cuencas de los ríos *San Rafael* y *San Francisco*. Los desbordamientos del río de *La Compañía* se deben a dos causas principales: el aumento del coeficiente de escurrimiento en las cuencas de aporte y los hundimientos en el Valle de México.

En el año 2000 se llevó a cabo el “*Estudio de Factibilidad de Alternativas de control del río de La Compañía en el Valle de México*”, elaborado para la Comisión Nacional del Agua; en dicho estudio se obtuvo que la mejor alternativa de regulación y de conducción estaba integrada por la construcción de las obras siguientes: un conjunto de siete presas para el control de las avenidas de las cuencas altas del río de *La Compañía*; la laguna de regulación denominada *La Gasera* ubicada en la confluencia de los ríos *San Francisco* y *San Rafael* y que marca el inicio del río de *La Compañía*; un túnel que tendrá mayor capacidad de conducción en comparación con el canal a cielo abierto del río de *La Compañía*. Véase la figura A.3

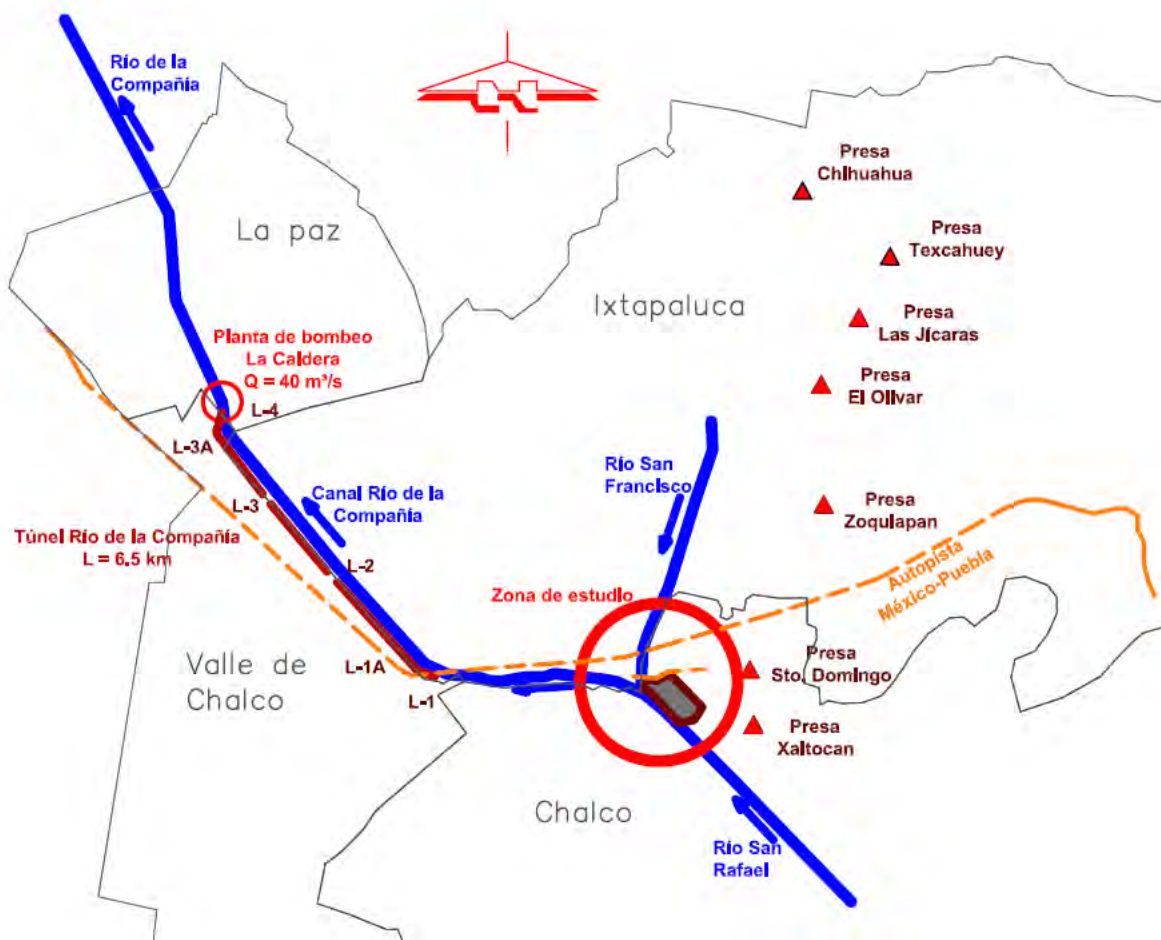


Fig A.3.- Ubicación de la laguna en la zona de estudio, La Gasera (CONAGUA)

Posteriormente, el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, realizó para el Organismo de Cuenca Aguas del Valle de México en el año 2009, la “*Revisión del funcionamiento hidráulico del sistema de las siete presas y laguna de regulación para el control de avenidas de la cuenca alta del río de La Compañía, Estado de México*”, en dicho estudio se determinaron los nuevos gastos para los diferentes periodos de retorno definiéndose de este modo los gastos que serán usados en el presente trabajo.

Desafortunadamente, por diversas razones, no se tienen construidas ninguna de las presas; sin embargo, se realizaron trabajos en el 2010 que consistieron principalmente en la rehabilitación y sobreelevación de los bordos a la cota 2245.10 msnm tanto en bordos que delimitan a la laguna como en el tramo final de cada uno de los ríos, la sobreelevación de los vertedores laterales en las derivadoras y en particularmente, en el río *San Francisco* se reemplazó la alcantarilla de cruce que en un principio consistía en un tubo de 3.00 m de diámetro, por tres tubos de 2.44 m de diámetro cada uno, aumentando así el área hidráulica de la alcantarilla; como era de esperarse todos estos cambios permitieron aumentar la capacidad de almacenamiento de la laguna.

Este trabajo se presenta la revisión del funcionamiento hidráulico de la laguna de regulación *La Gasera* bajo sus nuevas características. Debe señalarse que la información base, de la cual se parte en este estudio fue proporcionada por CONAGUA (2011).

En el capítulo 1 se describen las estructuras hidráulicas que están integradas a la laguna *La Gasera*.

En el capítulo 2 se documentan las leyes de descarga de cada uno de los elementos que conforman el sistema hidráulico.

En el capítulo 3 se presenta el funcionamiento hidráulico del río *San Rafael*.

En el capítulo 4 se presenta el funcionamiento hidráulico del río *San Francisco* bajo dos condiciones distintas: con alcantarillas y sin alcantarillas que obstruyan el cauce del río.

En el capítulo 5 se modela el funcionamiento hidráulico de la laguna *La Gasera*; para ello, se toman en cuenta dos posibles condiciones: sin vasos de regulación en la cuenca alta (condición más crítica) y con algunos vasos de regulación en la cuenca alta.

En el capítulo 6 se indican las conclusiones y recomendaciones para mejorar el funcionamiento hidráulico de la laguna, y así evitar posibles desbordamientos del río de *La Compañía*.

En el apéndice se presentan las secciones transversales de los ríos *San Francisco* y *San Rafael*, mismas que se han empleado para la realización de este trabajo.

I.- DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA HIDRÁULICO

Las estructuras de regulación permiten almacenar el agua de lluvia durante el tiempo crítico (pico) de una tormenta, para posteriormente controlar su descarga. El inconveniente de estas estructuras es que ocupan mucho espacio, el cual resulta ser muy escaso en la ciudad.

Es conveniente definir a la laguna de regulación *La Gasera* como un sistema hidráulico, el cual almacena y regula las avenidas que llegan por los tramos finales de los cauces de los ríos *San Francisco* y *San Rafael*, y que se almacenan y/o transitan en la laguna por medio de las derivadoras *San Francisco* y *San Rafael*. La laguna se drena por medio de la estructura de descarga; este caudal ingresa al inicio del río de *La Compañía*. En la fig 1.1 se incluye el sistema hidráulico que tiene como elemento central la laguna, y también los demás elementos que interactúan con ella.

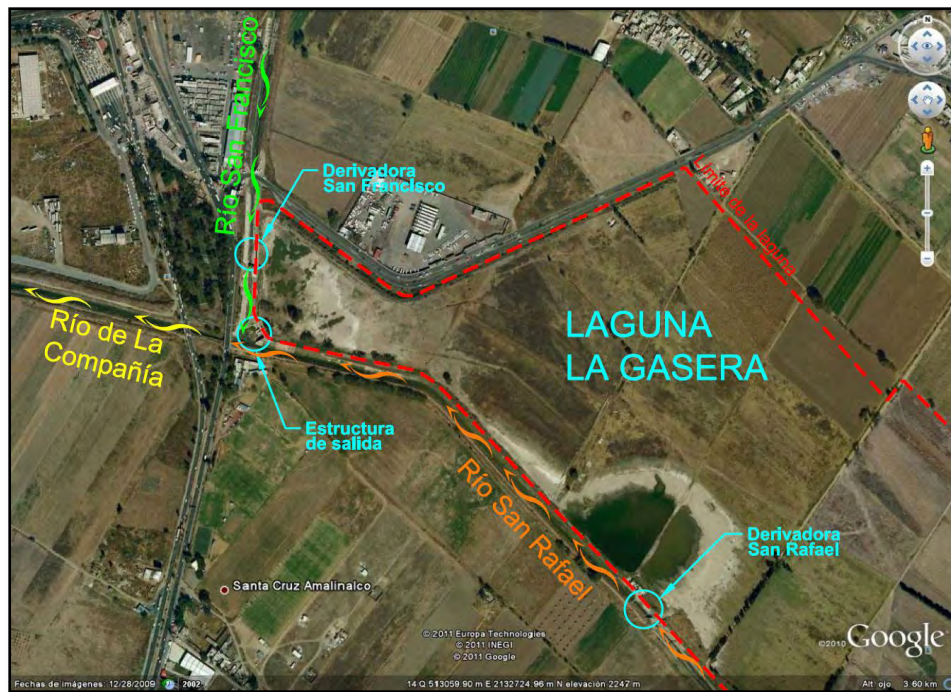


Fig 1.1.- Laguna La Gasera, estructuras derivadoras y estructura de descarga

1.1 Tramo final del río *San Rafael*

La parte final del río *San Rafael* termina en la derivadora del mismo nombre, aguas arriba de dicha derivadora, aproximadamente a 440 m, se tiene la confluencia de los ríos *Santo Domingo* y *San Rafael*, en la figura 1.2 se muestra el tramo final del río y se incluyen las secciones transversales de las cuales se hizo uso para llevar a cabo la simulación; este estudio se centra en la revisión del efecto de remanso que se produce precisamente en este tramo, entre la derivadora y la confluencia de los ríos.

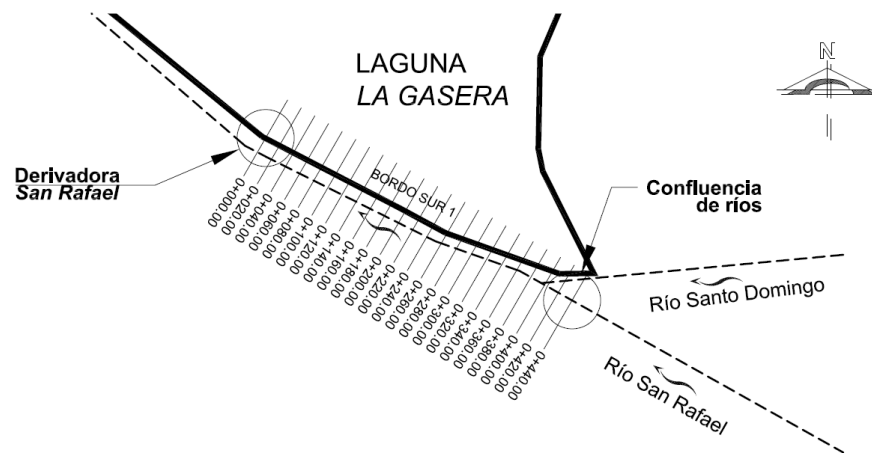


Fig 1.2.- Esquema del tramo final del río *San Rafael*



Fig 1.3.- Confluencia de ríos *Santo Domingo* y *San Rafael*.

Las márgenes del tramo final del río, tanto izquierda como derecha, conservan una elevación en la corona de 2245.10 msnm, están conformadas por un terraplén con material compactado, sin embargo se pueden observar cierto deterioro, sobre todo en la margen izquierda tal como se muestra en la figura 1.4



Fig 1.4.- Margen izquierda del tramo final del río San Rafael.

1.2 Derivadora San Rafael

Para que la laguna funcione como vaso de almacenamiento y regulación durante el paso de avenidas, se construyó la estructura derivadora en el río *San Rafael*; cuenta con un dique que cierra el cauce, con un orificio de sección rectangular que está al nivel del piso del acceso y una compuerta radial, véase la fig. 1.5.



Fig 1.5.- Compuerta radial de la derivadora San Rafael.

Además, se tiene un vertedor lateral, tipo cimacio de cresta libre, que vierte hacia la laguna, cuya fotografía se incluye en la fig. 1.6. Se hace notar que la longitud total del vertedor está formada por dos vanos laterales de 3.35 m de longitud cada uno y cuya cresta vertedora tiene la elevación 2243.40 msnm, y otro vano central, también de 3.35 m de longitud con cresta vertedora en la elevación 2242.40 msnm.

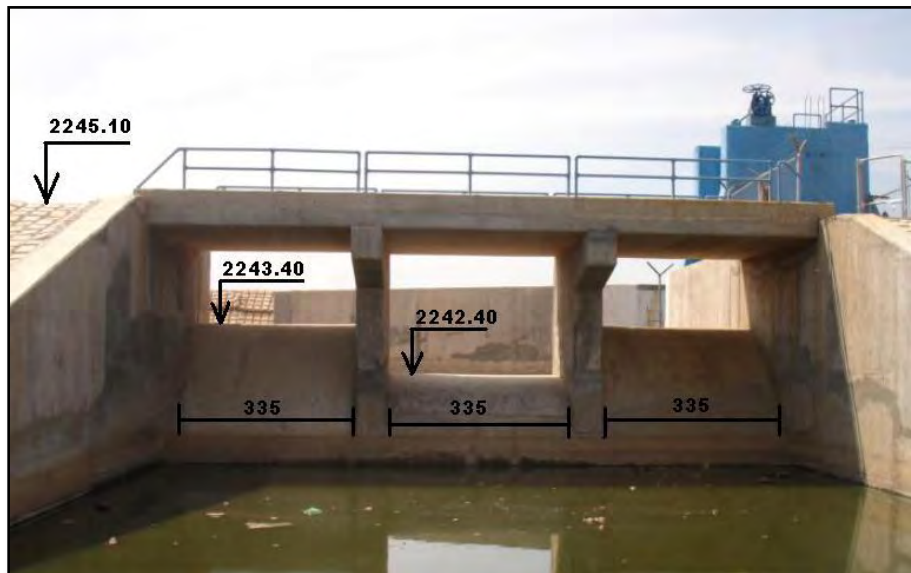


Fig 1.6.- Vertedor lateral de la derivadora San Rafael.

1.3 Tramo final del río *San Francisco*

El río *San Francisco* termina en la derivadora del mismo nombre; 105 m hacia aguas arriba de la derivadora se tiene actualmente el cruce con la carretera que va hacia *San Marcos Huixtoco*, donde se tienen tres alcantarillas de sección circular, cuyo diámetro interior de cada una es de 2.44 m, y el umbral de la entrada está en la elevación 2238.50 msnm. Véase la figura 1.7

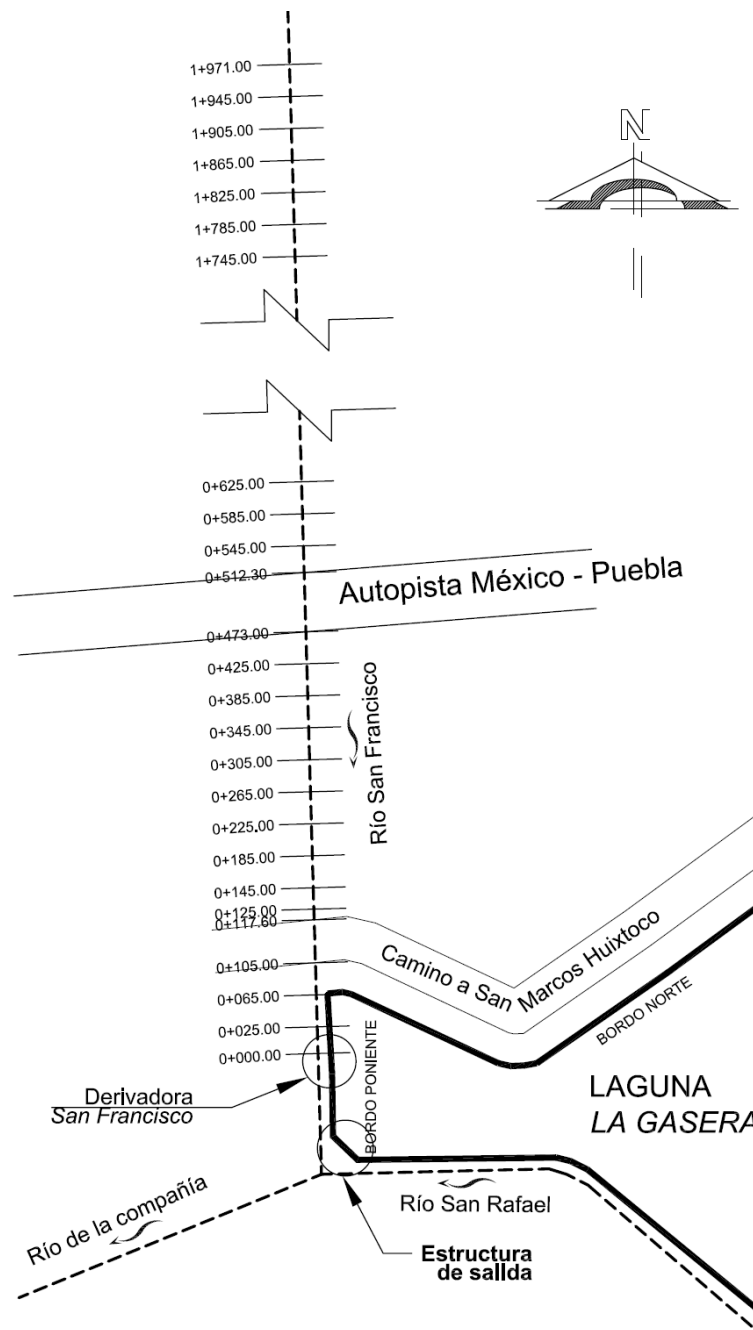


Fig 1.7.- Esquema de tramo final del río *San Francisco*.

En las figs 1.8 y 1.9 se incluyen las fotos de la entrada y salida de las alcantarillas ubicadas en el cruce del cauce con la carretera a *San Marcos Huixtoco*, puede notarse el azolve y la basura que se acumulan tanto en la entrada como en la salida de los conductos. Además, se puede ver que la elevación de la alcantarilla central es mayor en comparación con las otras dos, lo cual no coincide con la información reportada en CONAGUA (2011).



Fig 1.8.- Entrada de las alcantarillas en el cruce con la carretera



Fig 1.9.- Salida de las alcantarillas en el cruce con la carretera

Además, existe otra alcantarilla de cruce entre el tramo del río en estudio y la autopista México - Puebla, (véase la fig 1.10). En particular, se nota que la sección transversal de esta alcantarilla es notablemente menor que la sección transversal del cauce, por lo que ésta presenta una clara obstrucción al flujo durante el paso de avenidas extraordinarias; por ello, en este trabajo se presenta la revisión de la capacidad de conducción de este tramo del río.



Fig 1.10.- Salida de la alcantarilla de cruce del río San Francisco y la Autopista

1.4 Derivadora San Francisco

Para que la laguna funcione como vaso de almacenamiento y regulación durante el paso de avenidas, se construyó la estructura derivadora en el río *San Francisco*; la estructura está formada por un dique que cierra el cauce, con un orificio de sección rectangular de 1.50 x 1.00 de ancho y alto, respectivamente, colocada al nivel del piso del acceso, en la elevación 2237.80 msnm; su objetivo es drenar los caudales que escurren durante la época de estiaje; también se tiene una compuerta radial, de 3 m de ancho y 5.5 m de alto (véase la fig 1.11). Además, se tiene un vertedor lateral, tipo cimacio de cresta libre, que vierte hacia la laguna, cuya fotografía se incluye en la fig 1.12. La longitud total del vertedor está integrada por seis vanos de 3.35 m cada uno, a la elevación 2243.40 msnm, y otros tres vanos centrales de 3.35 m de longitud, cuya elevación de cresta es la cota 2242.40 msnm.



Fig 1.11.- Compuerta radial de la derivadora San Francisco



Fig 1.12.- Vertedor lateral de la derivadora San Francisco

1.5 Laguna La Gasera

Como se mencionó previamente, en la confluencia de los ríos *San Rafael* y *San Francisco* se ubica la laguna de regulación *La Gasera*, sus coordenadas geográficas son 19°17'18.26" latitud norte y 98°52'35.84" longitud oeste; dicha laguna abarca una superficie aproximada de 38 hectáreas.

El recubrimiento que tienen los bordos que delimitan a la laguna consta de un tapete formado por elementos de concreto que están unidos entre sí por un cable de acero, lo que provoca que dicho tapete tenga cierta flexibilidad. En la fig 1.13 se incluye la fotografía de un tramo del bordo.



Fig 1.13.- Tramo del bordo orientado (junto al río San Rafael).

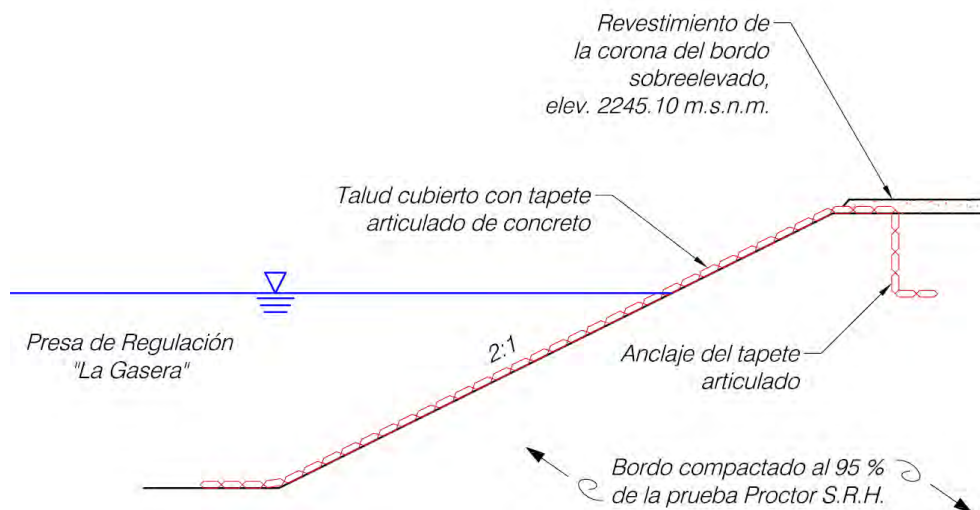


Fig 1.14.- Esquema de la sección tipo del bordo perimetral de la laguna.

El esquema mostrado en la fig 1.14 se tomó del informe elaborado por CONAGUA (2011). Se hace notar que el tapete cubre desde la mitad de la corona del bordo hasta el pie del talud del lado de la laguna. Se sabe que este tipo de tapete se recomienda para tramos de bordos en ríos donde hay un proceso de erosión marginal, lo cual no ocurre dentro de la laguna.

1.5.1 Estructura de descarga de la laguna *La Gasera*

Esta estructura está formada por tres orificios de sección cuadrada, de 0.76 m de lado, cuyo umbral de entrada tiene la elevación 2239.50 msnm; en cada orificio se tiene una compuerta vertical y plana; además se tiene un vertedor tipo cimacio de 20.10 m de longitud de cresta, y cuya elevación tiene la cota 2243.40 msnm (véase la fig 1.15).



Fig 1.15.- Estructura de salida de la laguna La Gasera.

II.- LEYES DE DESCARGA DE LAS ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

En este capítulo se describen los procedimientos empleados para calcular las leyes de descarga de cada una de las estructuras hidráulicas que forman parte de sistema hidráulico asociado a la laguna *La Gasera*.

2.1 Derivadora *San Rafael*

Como se ha mencionado previamente, la derivadora *San Rafael*, ubicada en el río del mismo nombre, está integrada por un vertedor lateral de tres vanos, una compuerta radial y un orificio de descarga de fondo.

Debe señalarse que se considera el orificio de descarga de fondo completamente obstruido y por tanto no aporta una descarga de gasto. Lo anterior es debido a que las dimensiones del orificio de fondo, ancho 1.50 m y altura 1.00 m, hacen pensar que la llegada de cualquier avenida lo obstruiría completamente, debido a la cantidad de basura que arrastra el río. Por consiguiente, para el cálculo del gasto descargado por la derivadora sólo se contemplan los gastos proporcionados por el vertedor y la compuerta radial.

2.2.1 Vertedor lateral tipo Creager

El vertedor lateral que descarga determinado gasto hacia la laguna de regulación *La Gasera*, presenta tres vanos de 3.35 m de longitud efectiva cada uno de ellos. El vano central tiene su cresta vertedora en la elevación 2,242.40 msnm y los laterales ubican su cresta vertedora un metro por arriba, o sea en la elevación 2,243.40 msnm, véase figura 2.1.

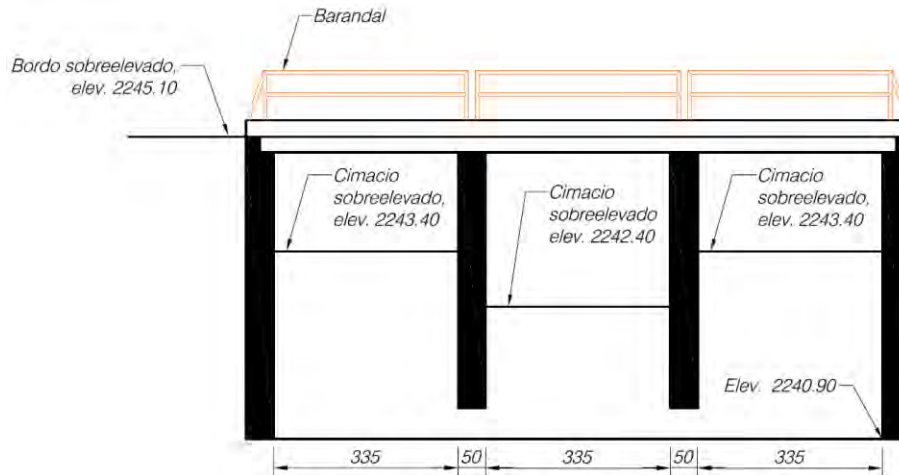


Figura 2.1.- Esquema del vertedor lateral en la derivadora San Rafael

Para calcular el gasto descargado por vertedores se emplea la expresión siguiente:

$$Q = C L h^{3/2} \text{ --- --- --- (II.1)}$$

donde Q es el gasto, en m^3/s ; C el coeficiente de descarga, adimensional; L la longitud efectiva de la cresta, en m; y h la carga sobre la cresta, en m.

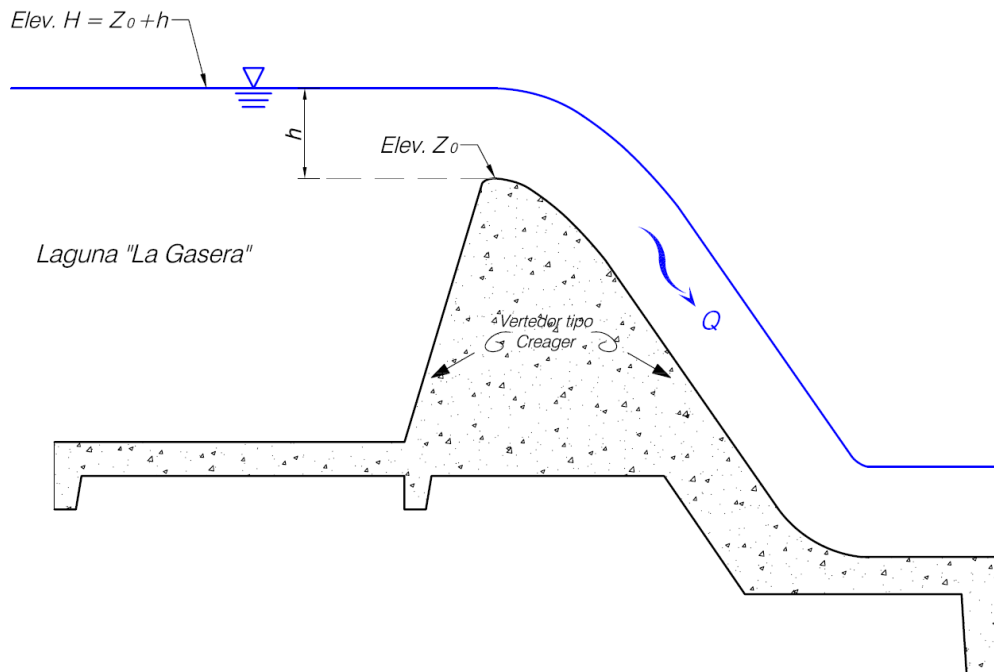


Fig. 2.2.- Esquema del cimacio tipo Creager

En nuestro caso por tratarse de vanos con diversas elevaciones de cresta vertedora, se procede a realizar el cálculo en primer lugar para el vano central y posteriormente, en un solo caso, se calculó el gasto descargado por los vanos laterales (por tener la misma elevación de cresta vertedora). Finalmente con la suma de los gastos descargados por los tres vanos se obtiene el gasto total descargado por el vertedor.

Es importante mencionar que el coeficiente de descarga empleado es $C = 2.1$ y se mantiene constante en todos los demás cálculos donde se obtiene el gasto mediante el uso de la expresión (II.1), al menos en este trabajo.

Al usar la expresión (II.1) se generan los resultados que se muestran en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Gasto descargado por el vano central de la derivadora San Rafael

h (m)	Elevación, H (msnm)	C	L (m)	Q₁ = CLh^{3/2} (m³/s)
0.00	2242.40	2.1	3.35	0.00
0.05	2242.45	2.1	3.35	0.08
0.10	2242.50	2.1	3.35	0.22
0.20	2242.60	2.1	3.35	0.63
0.30	2242.70	2.1	3.35	1.16
0.40	2242.80	2.1	3.35	1.78
0.50	2242.90	2.1	3.35	2.49
0.60	2243.00	2.1	3.35	3.27
0.70	2243.10	2.1	3.35	4.12
0.80	2243.20	2.1	3.35	5.03
0.90	2243.30	2.1	3.35	6.01
1.00	2243.40	2.1	3.35	7.04
1.05	2243.45	2.1	3.35	7.57
1.10	2243.50	2.1	3.35	8.12
1.20	2243.60	2.1	3.35	9.25
1.30	2243.70	2.1	3.35	10.43
1.40	2243.80	2.1	3.35	11.65
1.50	2243.90	2.1	3.35	12.92
1.60	2244.00	2.1	3.35	14.24
1.70	2244.10	2.1	3.35	15.59
1.80	2244.20	2.1	3.35	16.99
1.90	2244.30	2.1	3.35	18.42
2.00	2244.40	2.1	3.35	19.90

De la misma forma se obtiene el gasto descargado por los vanos laterales, nótese la longitud efectiva del vano (que resulta ser la suma de la longitud de los vanos laterales).

Tabla 2.2 Gasto descargado por los vanos laterales de la derivadora San Rafael

h (m)	Elevación, H (msnm)	C	L (m)	Q ₂ = CLh ^{3/2} (m ³ /s)
0.00	2243.40	2.1	6.7	0.00
0.05	2243.45	2.1	6.7	0.16
0.10	2243.50	2.1	6.7	0.44
0.20	2243.60	2.1	6.7	1.26
0.30	2243.70	2.1	6.7	2.31
0.40	2243.80	2.1	6.7	3.56
0.50	2243.90	2.1	6.7	4.97
0.60	2244.00	2.1	6.7	6.54
0.70	2244.10	2.1	6.7	8.24
0.80	2244.20	2.1	6.7	10.07
0.90	2244.30	2.1	6.7	12.01
1.00	2244.40	2.1	6.7	14.07

El gasto total descargado por el vertedor resulta ser la suma de los gastos previamente calculados, por consiguiente se tiene:

Tabla 2.3 Gasto total descargado por el vertedor lateral de la derivadora San Rafael

	h (m)	Elevación, H (msnm)	Q = Q ₁ + Q ₂ (m ³ /s)
Vano central	0.00	2242.40	0.00
	0.05	2242.45	0.08
	0.10	2242.50	0.22
	0.20	2242.60	0.63
	0.30	2242.70	1.16
	0.40	2242.80	1.78
	0.50	2242.90	2.49
	0.60	2243.00	3.27
	0.70	2243.10	4.12
	0.80	2243.20	5.03
	0.90	2243.30	6.01
1.00	2243.40	7.04	
Vano central + vanos laterales	1.05	2243.45	7.73
	1.10	2243.50	8.56
	1.20	2243.60	10.51
	1.30	2243.70	12.74
	1.40	2243.80	15.21
	1.50	2243.90	17.90
	1.60	2244.00	20.78
	1.70	2244.10	23.83
	1.80	2244.20	27.06
	1.90	2244.30	30.44
2.00	2244.40	33.97	

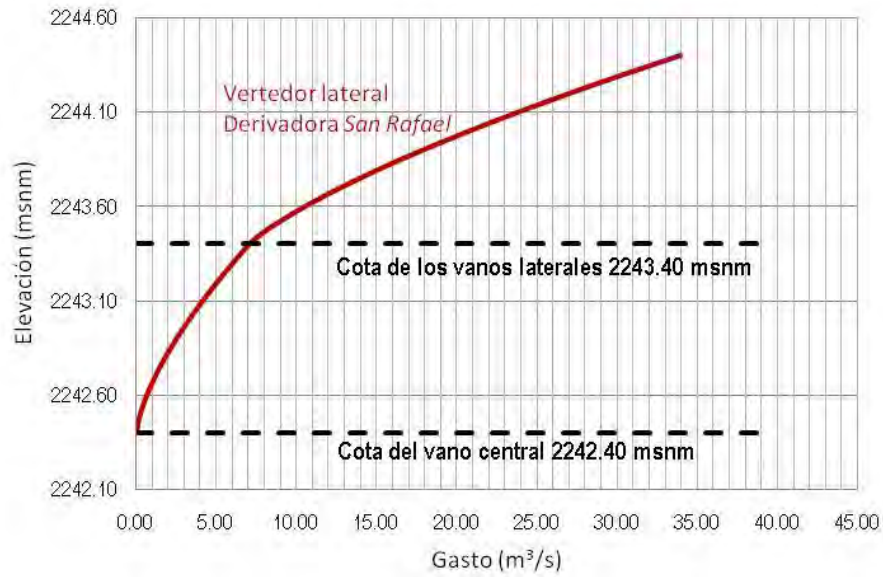


Figura 2.3.- Ley de descarga del vertedor lateral de la derivadora San Rafael.

2.1.2 Compuerta radial

La compuerta radial de la derivadora *San Rafael* tiene por características 2.00 m de ancho y 4.50 m de altura, debe señalarse que la abertura de la compuerta se considera constante en 0.50 m. Para calcular el gasto descargado por la compuerta radial se hace uso de la fórmula semi-empírica siguiente:

$$Q = C_d b w \sqrt{2 g y} \text{ --- --- --- --- --- (II. 2)}$$

Dónde Q es el gasto de la descarga, en m^3/s ; C_d es el coeficiente de descarga, adimensional; b representa el ancho de la compuerta, en m; w es la abertura de la compuerta, en m; g es la gravedad (9.79), en m/s^2 ; y es la carga sobre la cresta, en m, (ver fig. 2.4).

El coeficiente de descarga se calcula con la fórmula propuesta por Cozzo (1978), la cual se expresa de la manera siguiente:

$$C_d = \frac{0.46 + 0.54 e^{-0.8 \theta}}{1 + \frac{w}{y} (0.6 - 0.2 \theta)} \text{ --- --- --- --- --- (II. 3)}$$

dónde C_d es el coeficiente de descarga, adimensional; θ representa el ángulo que forma la tangente al labio inferior de la compuerta con la horizontal, en radianes, (véase fig. 2.4).

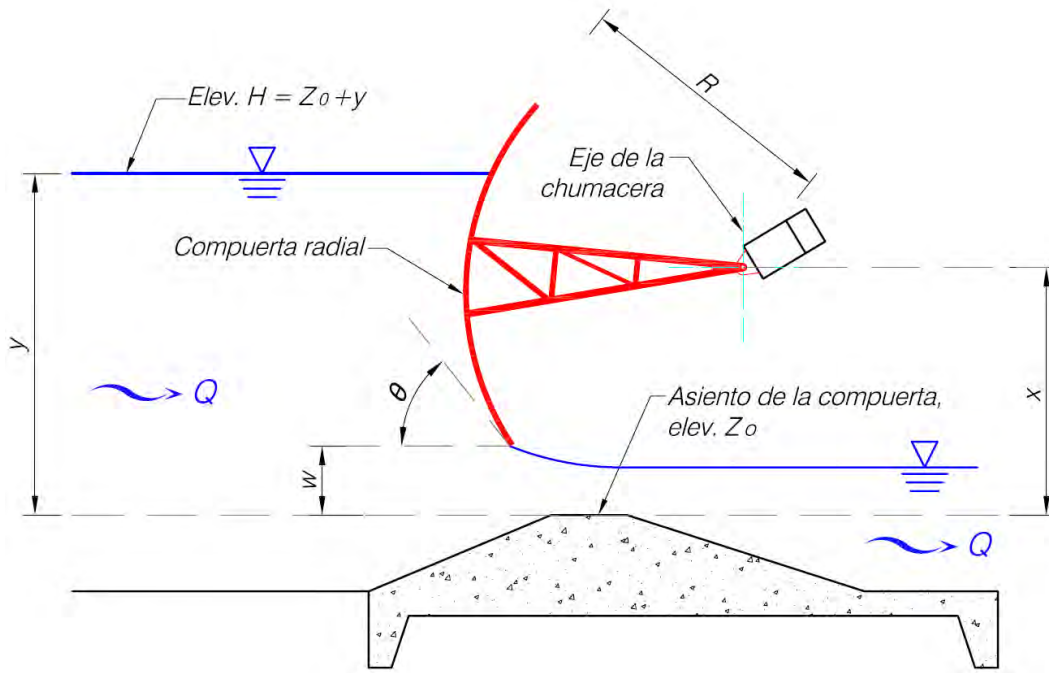


Fig. 2.4 Esquema de la compuerta radial

Para una compuerta radial parcialmente abierta, el ángulo θ que forma la tangente al labio inferior de la compuerta con la horizontal, se calcula con la expresión:

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{x - w}{R} \right) \text{ --- (II.4)}$$

dónde x es la altura del perno de la compuerta con respecto al nivel de piso del canal, en m; R representa el radio de la compuerta, en m.

Al emplear los datos de la compuerta y al aplicar las expresiones (II.2), (II.3) y (II.4) se obtienen los resultados siguientes:

Datos:

$x =$	3.375	m	
$R =$	3.61	m	
$b =$	2.00	m	
$w =$	0.50	m	
$\theta =$	37.212	grados	= 0.649 radianes
$g =$	9.79	m/s ²	

Tabla 2.4.- Gasto descargado por la compuerta radial de la derivadora San Rafael

y (m)	Elevación, H (msnm)	Cd	Q (m ³ /s)
0.75	2240.75	0.5948	2.279
0.80	2240.80	0.6038	2.390
0.90	2240.90	0.6194	2.600
1.00	2241.00	0.6325	2.799
1.10	2241.10	0.6436	2.987
1.20	2241.20	0.6532	3.166
1.30	2241.30	0.6616	3.338
1.40	2241.40	0.6689	3.502
1.50	2241.50	0.6753	3.660
1.60	2241.60	0.6811	3.812
1.70	2241.70	0.6863	3.959
1.80	2241.80	0.6909	4.102
1.90	2241.90	0.6952	4.240
2.00	2242.00	0.6990	4.374
2.10	2242.10	0.7025	4.505
2.20	2242.20	0.7058	4.632
2.30	2242.30	0.7087	4.756
2.40	2242.40	0.7115	4.877
2.45	2242.45	0.7128	4.937
2.50	2242.50	0.7140	4.996
2.60	2242.60	0.7164	5.112
2.70	2242.70	0.7186	5.225
2.80	2242.80	0.7207	5.336
2.90	2242.90	0.7226	5.445
3.00	2243.00	0.7244	5.552
3.10	2243.10	0.7261	5.657
3.20	2243.20	0.7277	5.760
3.30	2243.30	0.7292	5.862
3.40	2243.40	0.7307	5.962
3.45	2243.45	0.7313	6.011
3.50	2243.50	0.7320	6.060
3.60	2243.60	0.7333	6.157
3.70	2243.70	0.7345	6.252
3.80	2243.80	0.7357	6.346
3.90	2243.90	0.7368	6.438
4.00	2244.00	0.7378	6.530
4.10	2244.10	0.7388	6.620
4.20	2244.20	0.7398	6.709
4.30	2244.30	0.7407	6.796
4.40	2244.40	0.7416	6.883

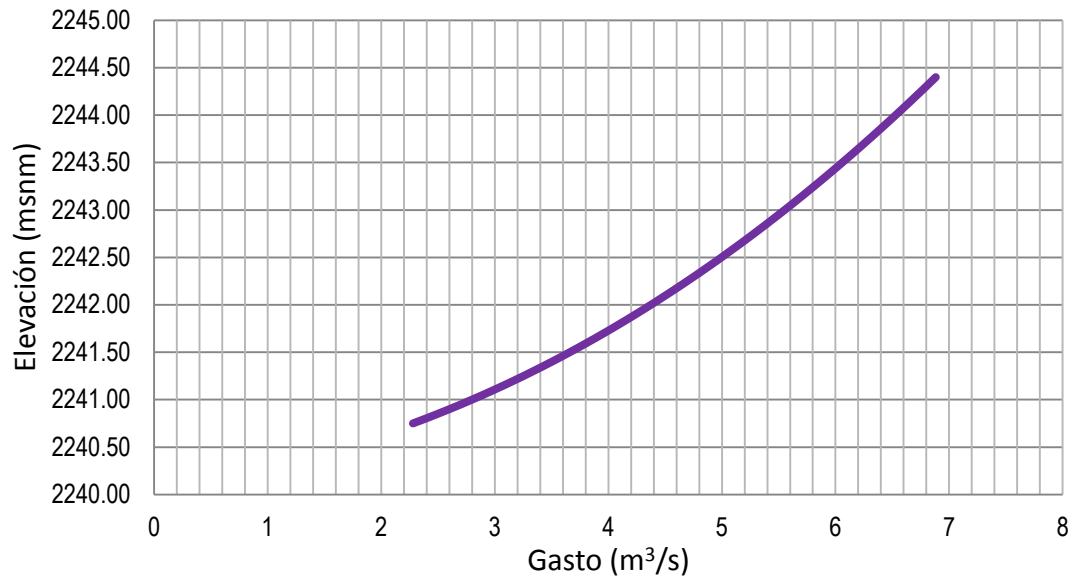


Fig. 2.5.- Curva E-Q de la compuerta radial de la derivadora San Rafael con $w = 0.50$ m.

Finalmente se realiza la suma de gastos, para así obtener el gasto total correspondiente al funcionamiento simultáneo de la combinación de compuerta radial y el vertedor lateral. En la figura 2.6 se presentan los resultados obtenidos para la derivadora *San Rafael*.

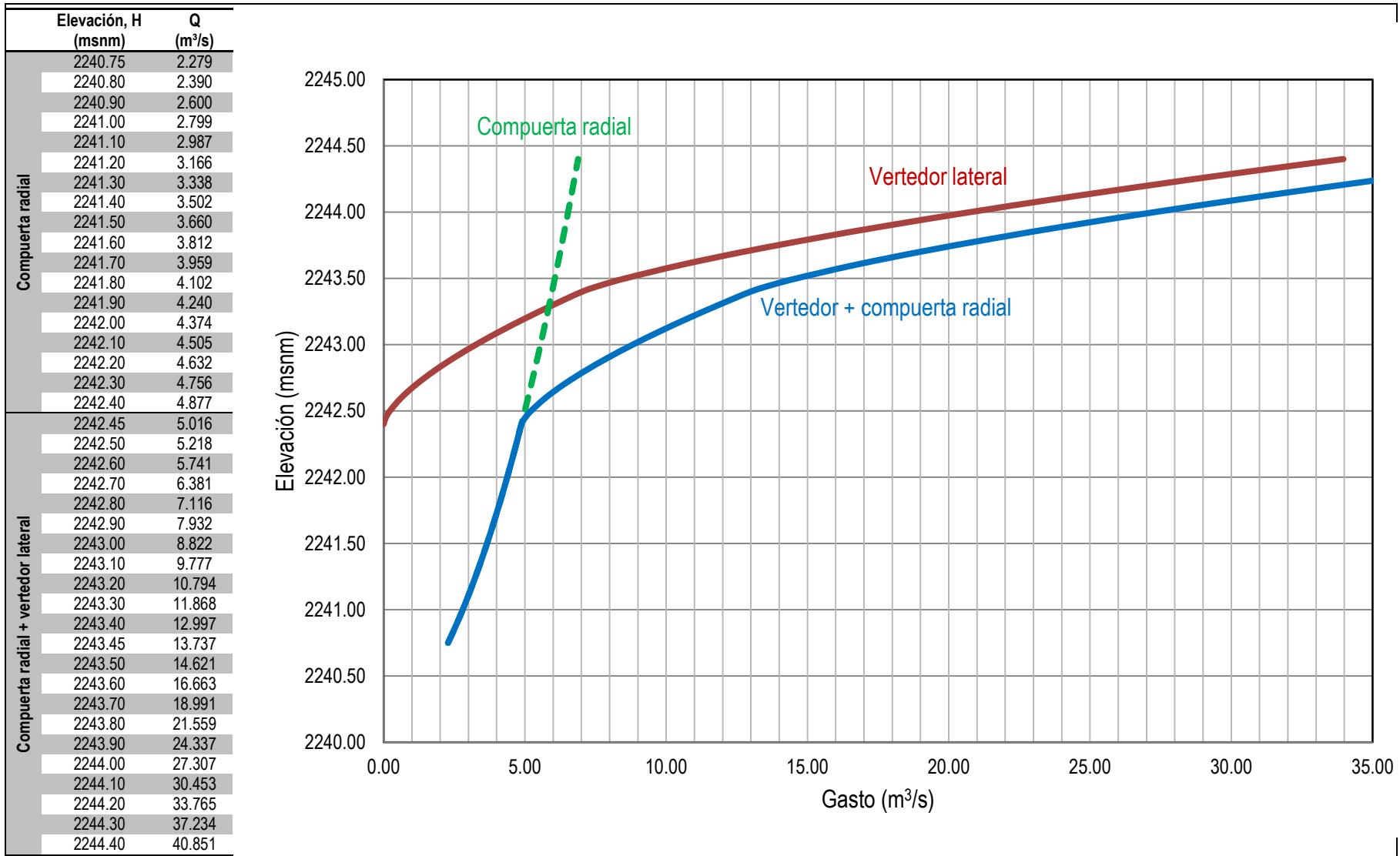


Fig. 2.6.- Leyes de descarga de la derivadora San Rafael

2.2 Derivadora *San Francisco*

La derivadora *San Francisco* se ubica en el río del mismo nombre y al igual que la derivadora *San Rafael*, reúne tres elementos: un vertedor lateral con descarga a la laguna de regulación *La Gasera*, un orificio de descarga de fondo y una compuerta radial.

La descarga de agua por el orificio se considera como nula, debido a la fácil obstrucción que se presenta con cualquier avenida; por ello, sólo se realiza el análisis del vertedor y la compuerta radial en dicha estructura.

2.2.1 Vertedor lateral tipo Creager

El vertedor lateral de la derivadora consta de tres vanos centrales, cuya cresta tiene la elevación 2,242.40 msnm, y seis vanos laterales con cresta vertedora en la elevación 2,243.40 m, como se muestra en la figura 2.7.

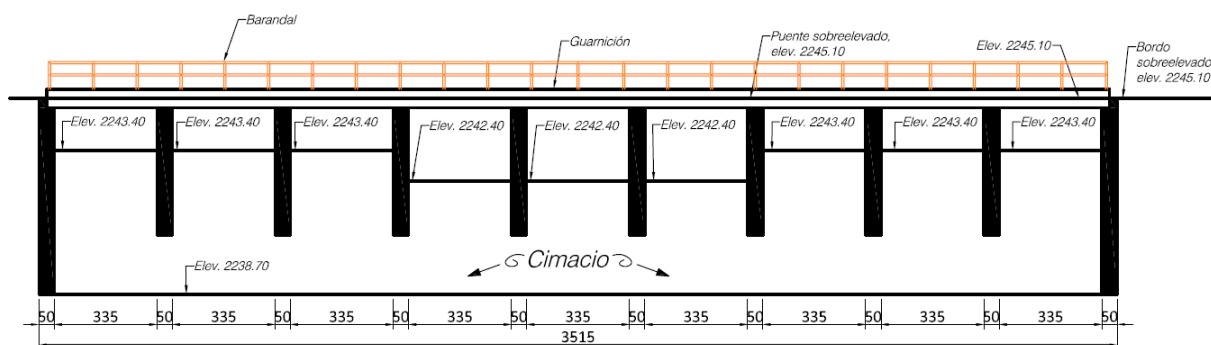


Fig. 2.7.- Esquema del vertedor lateral en la derivadora *San Francisco*.

Para obtener el gasto total del vertedor lateral en esta derivadora se sigue el mismo procedimiento empleado en la derivadora *San Rafael*: en primer lugar se realiza el cálculo del gasto descargado por los vanos centrales, posteriormente se calcula el gasto descargado por los vanos laterales y finalmente, con la suma de ambos gastos, se obtiene el total descargado por el vertedor.

Al hacer uso de la ecuación (II.1) se obtiene el gasto descargado por los vanos centrales, los resultados obtenidos se presentan en la tabla 2.6

Tabla 2.6.- Gasto descargado por los vanos centrales de la derivadora San Francisco.

h (m)	Elevación, H (msnm)	C	L (m)	Q1= CLh^{3/2} (m³/s)
0.00	2242.40	2.1	10.05	0.00
0.05	2242.45	2.1	10.05	0.24
0.10	2242.50	2.1	10.05	0.67
0.20	2242.60	2.1	10.05	1.89
0.30	2242.70	2.1	10.05	3.47
0.40	2242.80	2.1	10.05	5.34
0.50	2242.90	2.1	10.05	7.46
0.60	2243.00	2.1	10.05	9.81
0.70	2243.10	2.1	10.05	12.36
0.80	2243.20	2.1	10.05	15.10
0.90	2243.30	2.1	10.05	18.02
1.00	2243.40	2.1	10.05	21.11
1.05	2243.45	2.1	10.05	22.71
1.10	2243.50	2.1	10.05	24.35
1.20	2243.60	2.1	10.05	27.74
1.30	2243.70	2.1	10.05	31.28
1.40	2243.80	2.1	10.05	34.96
1.50	2243.90	2.1	10.05	38.77
1.60	2244.00	2.1	10.05	42.71
1.70	2244.10	2.1	10.05	46.78
1.80	2244.20	2.1	10.05	50.97
1.90	2244.30	2.1	10.05	55.27
2.00	2244.40	2.1	10.05	59.69

De igual manera se obtiene el gasto descargado por los seis vanos laterales, los resultados se presentan en la tabla 2.7

Tabla 2.7.- Gasto descargado por los vanos laterales de la derivadora San Francisco

h (m)	Elevación, H (msnm)	C	L (m)	Q2 = CLh^{3/2} (m³/s)
0.00	2243.40	2.1	20.1	0.00
0.05	2243.45	2.1	20.1	0.47
0.10	2243.50	2.1	20.1	1.33
0.20	2243.60	2.1	20.1	3.78
0.30	2243.70	2.1	20.1	6.94
0.40	2243.80	2.1	20.1	10.68
0.50	2243.90	2.1	20.1	14.92
0.60	2244.00	2.1	20.1	19.62
0.70	2244.10	2.1	20.1	24.72
0.80	2244.20	2.1	20.1	30.20
0.90	2244.30	2.1	20.1	36.04
1.00	2244.40	2.1	20.1	42.21

El gasto total descargado por el vertedor se obtiene al realizar la suma de los gastos previamente calculados, los resultados están incluidos en la tabla 2.8

Tabla 2.8.- Gasto total descargado por el vertedor lateral de la derivadora San Francisco

	h (m)	Elevación, H (msnm)	Q = Q ₁ + Q ₂ (m ³ /s)
Vano central	0.00	2242.40	0.00
	0.05	2242.45	0.24
	0.10	2242.50	0.67
	0.20	2242.60	1.89
	0.30	2242.70	3.47
	0.40	2242.80	5.34
	0.50	2242.90	7.46
	0.60	2243.00	9.81
	0.70	2243.10	12.36
	0.80	2243.20	15.10
	0.90	2243.30	18.02
Vano central + Vanos laterales	1.00	2243.40	21.11
	1.05	2243.45	23.18
	1.10	2243.50	25.68
	1.20	2243.60	31.52
	1.30	2243.70	38.22
	1.40	2243.80	45.64
	1.50	2243.90	53.70
	1.60	2244.00	62.33
	1.70	2244.10	71.50
	1.80	2244.20	81.17
	1.90	2244.30	91.31
2.00	2244.40	101.90	

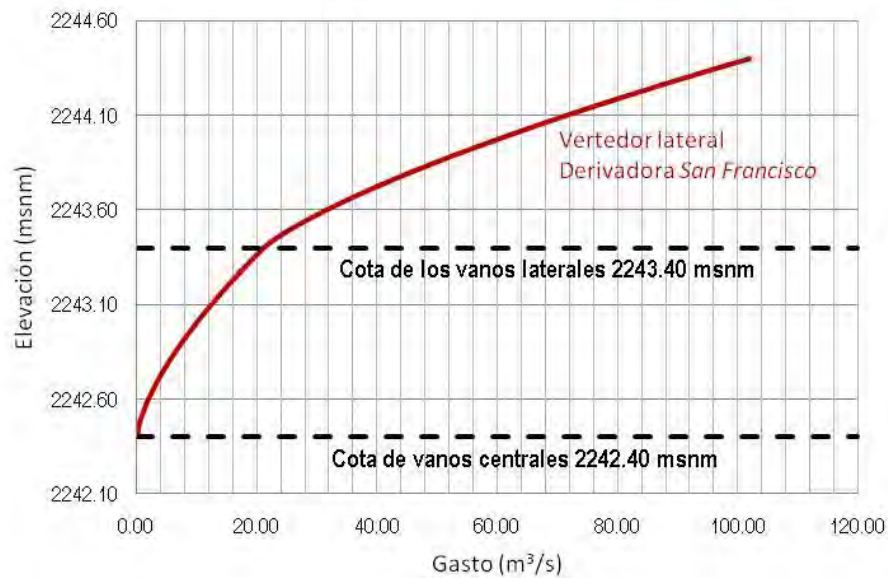


Fig. 2.8.- Curva E-Q del vertedor lateral de la derivadora San Francisco.

2.2.2 Compuerta radial

La compuerta radial en esta derivadora tiene por dimensiones de ancho 3.00 m y altura de 5.50 m, y se contempla una abertura en la compuerta de 0.50 m. Con los datos de la compuerta y las expresiones (II.2), (II.3) y (II.4) se obtiene lo siguiente:

Datos:

$$\begin{aligned}
 x &= 4.17 \text{ m} \\
 R &= 6.25 \text{ m} \\
 b &= 3.00 \text{ m} \\
 w &= 0.50 \text{ m} \\
 \theta &= 54.041 \text{ grados} = 0.943 \text{ radianes} \\
 g &= 9.79 \text{ m/s}^2
 \end{aligned}$$

Tabla 2.9.- Gasto descargado por la compuerta radial de la derivadora San Francisco

y (m)	Elevación, H (msnm)	Cd	Q (m ³ /s)
0.75	2239.59	0.5603	3.221
0.96	2239.80	0.5879	3.824
1.16	2240.00	0.6064	4.335
1.36	2240.20	0.6201	4.800
1.56	2240.40	0.6308	5.229
1.76	2240.60	0.6392	5.629
1.96	2240.80	0.6461	6.004
2.16	2241.00	0.6518	6.359
2.36	2241.20	0.6567	6.696
2.56	2241.40	0.6608	7.018
2.76	2241.60	0.6644	7.326
2.96	2241.80	0.6675	7.623
3.16	2242.00	0.6703	7.909
3.36	2242.20	0.6727	8.185
3.56	2242.40	0.6749	8.452
3.61	2242.45	0.6754	8.518
3.66	2242.50	0.6759	8.583
3.76	2242.60	0.6769	8.712
3.86	2242.70	0.6778	8.839
3.96	2242.80	0.6787	8.964
4.06	2242.90	0.6795	9.088
4.16	2243.00	0.6803	9.209
4.26	2243.10	0.6810	9.330
4.36	2243.20	0.6818	9.449
4.46	2243.30	0.6824	9.566
4.56	2243.40	0.6831	9.682
4.61	2243.45	0.6834	9.740
4.66	2243.50	0.6837	9.797
4.76	2243.60	0.6843	9.910
4.86	2243.70	0.6849	10.022
4.96	2243.80	0.6855	10.133
5.06	2243.90	0.6860	10.243
5.16	2244.00	0.6866	10.351
5.26	2244.10	0.6871	10.459
5.36	2244.20	0.6875	10.565
5.46	2244.30	0.6880	10.670
5.56	2244.40	0.6884	10.775

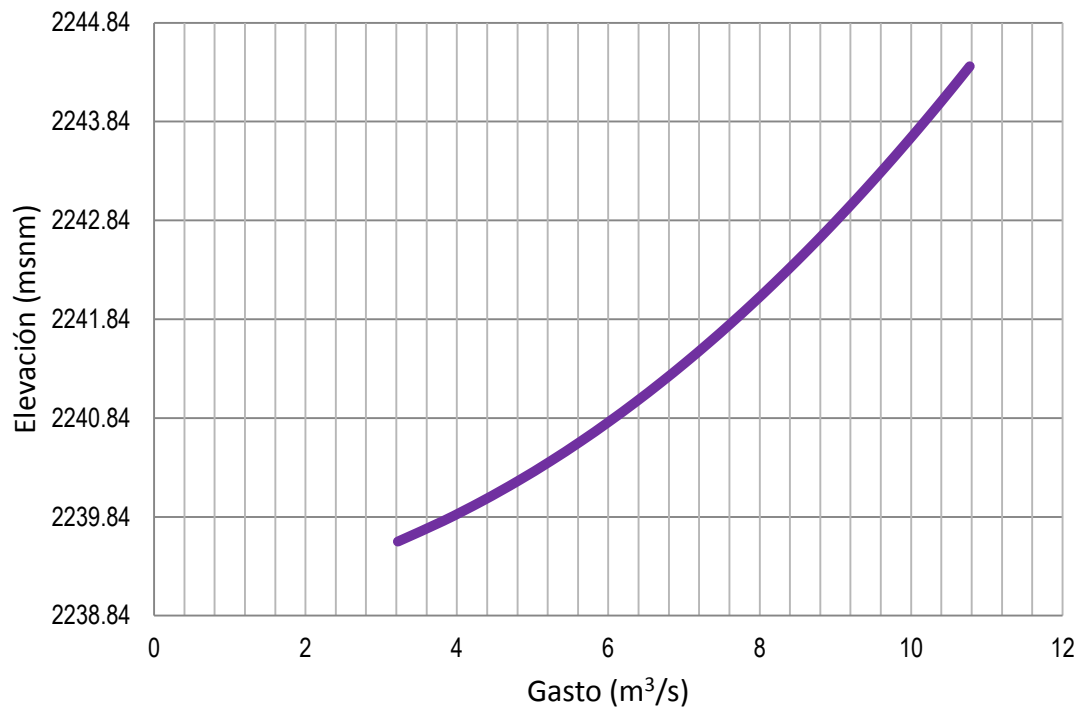


Fig. 2.9.- Curva E-Q de la compuerta radial de la derivadora San Francisco, con $w = 0.50$ m.

Finalmente, al realizar la suma de gastos se obtiene el gasto total de la combinación: compuerta radial + vertedor lateral. En la figura 2.10 se presentan los resultados obtenidos para la derivadora *San Francisco*.

	Elevación, H (msnm)	Q (m ³ /s)
Compuerta radial	2239.59	3.221
	2239.80	3.824
	2240.00	4.335
	2240.20	4.800
	2240.40	5.229
	2240.60	5.629
	2240.80	6.004
	2241.00	6.359
	2241.20	6.696
	2241.40	7.018
	2241.60	7.326
	2241.80	7.623
	2242.00	7.909
2242.20	8.185	
2242.40	8.452	
Compuerta radial + vertedor	2242.45	8.754
	2242.50	9.250
	2242.60	10.600
	2242.70	12.307
	2242.80	14.303
	2242.90	16.549
	2243.00	19.018
	2243.10	21.690
	2243.20	24.550
	2243.30	27.586
	2243.40	30.787
	2243.45	32.919
	2243.50	35.480
	2243.60	41.429
	2243.70	48.240
	2243.80	55.772
	2243.90	63.939
	2244.00	72.682
	2244.10	81.959
	2244.20	91.736
2244.30	101.983	
2244.40	112.679	

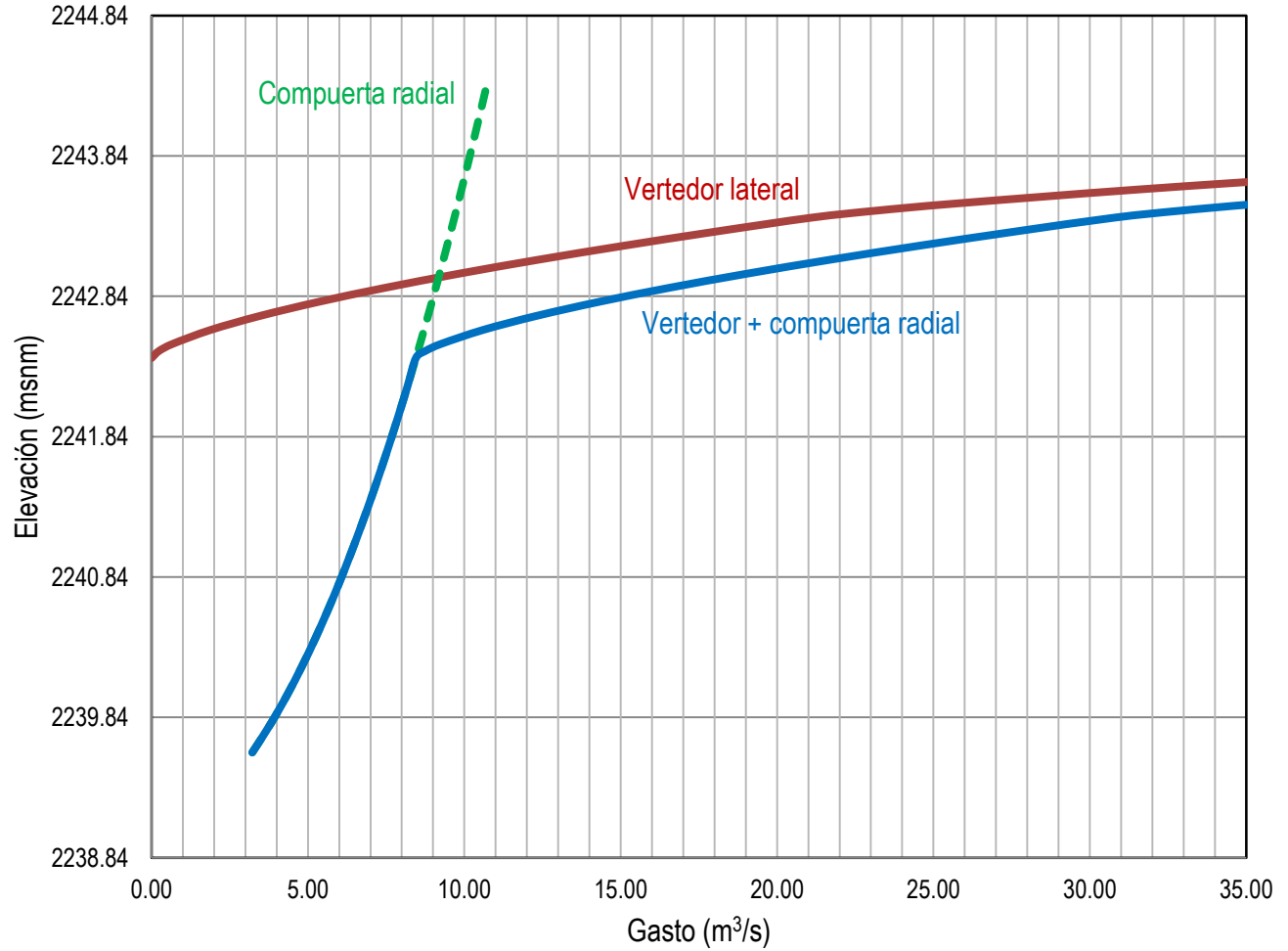


Fig. 2.10.- Leyes de descarga de la derivadora San Francisco.

2.3 Estructura de vaciado de la laguna *La Gasera*

El gasto que sale de *La Gasera* entra directamente al río de *La Compañía*, cuyo valor no debe exceder de 30 m³/s, según estudios previos, que es el máximo gasto que puede conducir el río de *La Compañía* sin riesgo de que se presenten problemas de desbordamiento en ese canal.

En la figura 2.11 se presenta un esquema de los principales elementos de la estructura de salida de la laguna; se puede notar la ubicación de los tres orificios de sección cuadrada, de 0.76 m de lado, donde se incluyen sendas compuertas verticales planas. Además, contempla un vertedor de cimacio tipo Creager, con seis vanos de 3.35 m de longitud cada uno, cuya cresta vertedora tiene la elevación 2243.40 msnm.

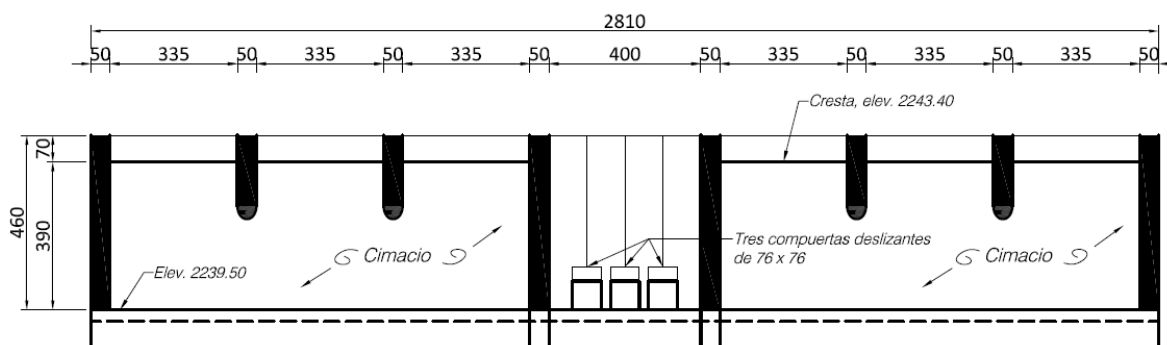


Fig. 2.11.- Esquema de la estructura de salida (vista frontal)

Para obtener el gasto total descargado por esta estructura (que hemos llamado indistintamente como estructura de vaciado o estructura de salida) se procede a calcular en primer término el gasto descargado por el vertedor, y posteriormente el gasto descargado por los orificios en el caso de que las compuertas de los mismos estén totalmente abiertas.

Para el caso de los vertedores no es necesario realizar el cálculo por separado de los vanos, dado que comparten la misma elevación, el gasto descargado se obtiene de manera más rápida, a diferencia de los vertedores correspondientes a las derivadoras *San Rafael* y *San Francisco*.

2.3.1 Vertedor tipo Creager.

Al emplear la ecuación (II.1) se genera la tabla 2.11 donde se obtiene el gasto total descargado por el vertedor. La fig 2.12 presenta la correspondiente curva de la ley de descarga de esta estructura, donde se puede ver que con una carga de 0.80 m sobre la cresta del vertedor, se tiene una descarga aproximada de 30 m³/s.

Tabla B.11.- Valores de la ley de descarga del cimacio

h (m)	Elevación, H (msnm)	C	L (m)	Q (m³/s)
0.00	2243.40	2.1	20.1	0.00
0.05	2243.45	2.1	20.1	0.47
0.10	2243.50	2.1	20.1	1.33
0.20	2243.60	2.1	20.1	3.78
0.30	2243.70	2.1	20.1	6.94
0.40	2243.80	2.1	20.1	10.68
0.50	2243.90	2.1	20.1	14.92
0.60	2244.00	2.1	20.1	19.62
0.70	2244.10	2.1	20.1	24.72
0.80	2244.20	2.1	20.1	30.20
0.90	2244.30	2.1	20.1	36.04
1.00	2244.40	2.1	20.1	42.21

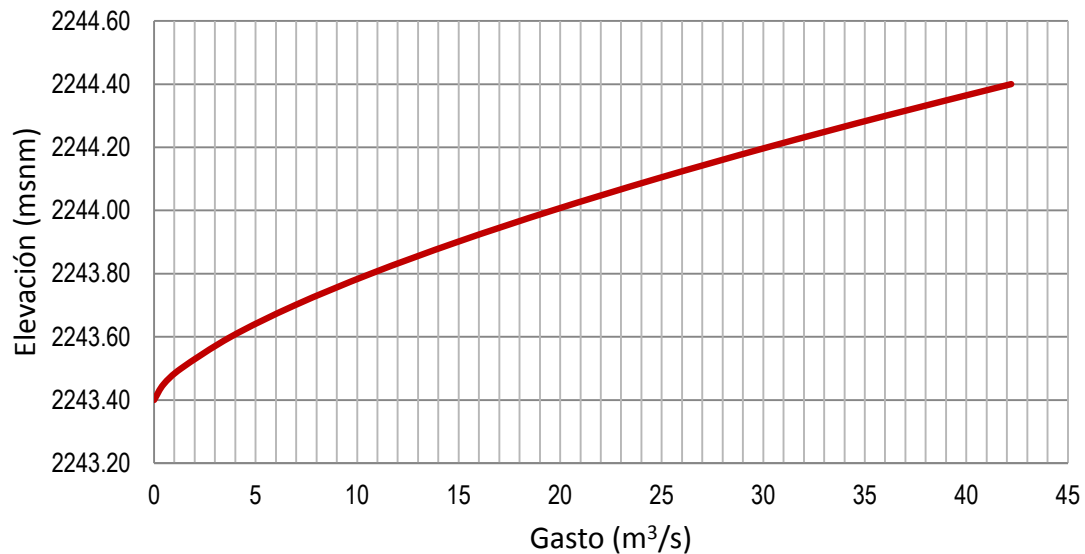


Fig. 2.12.- Curva E-Q del vertedor de la estructura de salida.

2.3.2 Orificios de sección cuadrada con compuertas planas

En el caso de los orificios, debido a sus características particulares y dado que pudieran trabajar con carga o sin carga, dependiendo de la elevación del agua en la laguna, existe cierta incertidumbre sobre la ecuación a emplear. En este estudio se realiza el cálculo usando diversas expresiones comúnmente empleadas y al final se opta por elegir una de ellas.

Condición a. Gasto calculado en función del tirante crítico

Se debe señalar que el piso del canal de acceso a los orificios es horizontal, y que aguas abajo de los mismos se tiene una plantilla con pendiente pronunciada de 16%; por ello, se considera que cuando el nivel del agua en la laguna varía entre la elevación de la plantilla del canal y 1.5 veces la altura del orificio o sea $1.5(D)$ aproximadamente, la descarga se da con el tirante crítico, véase la figura 2.13, lo anterior significa que la expresión se puede aplicar siempre y cuando la elevación H se encuentre en el siguiente rango de valores:

$$Z_o = 2239.50 < H \leq Z_o + 1.5(D) = 2240.64 \text{ msnm}$$

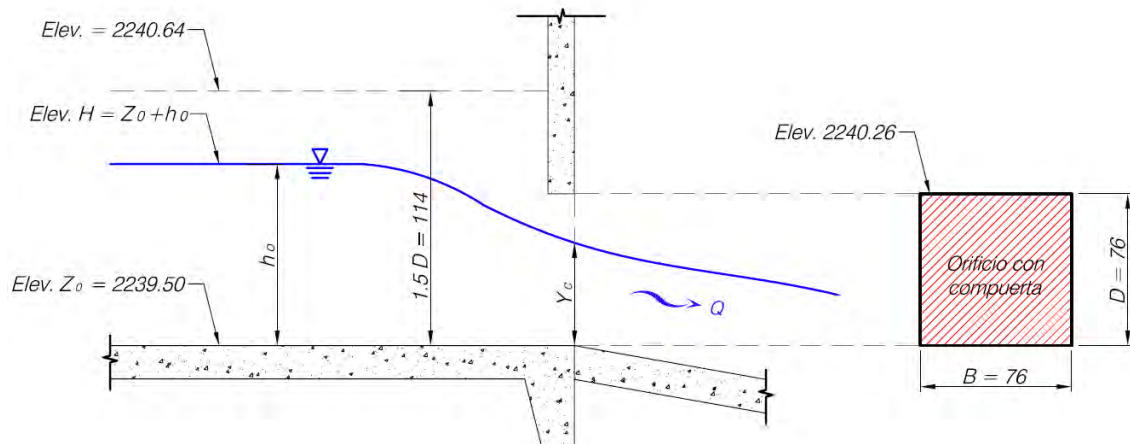


Fig. 2.13.- Perfil hidráulico en la descarga de los orificios.

El caudal que descarga cada orificio se calcula con la expresión siguiente, la cual es válida para un canal de sección rectangular con tirante crítico.

$$Q = \sqrt{g b_e^2 y_c^3} \text{ --- (II.5)}$$

donde y_c es el tirante crítico, en m y b_e es el ancho efectivo de la descarga, en m.

Debido a que se presentan dos contracciones laterales, el ancho efectivo b_e se calcula con la expresión siguiente.

$$b_e = b - 0.1(2)h_o \text{ --- (II.6)}$$

donde b es el ancho del orificio, igual a 0.76 m en nuestro caso, y h_o es el tirante que se tiene aguas arriba del orificio; así la correspondiente elevación de la superficie libre del agua en la laguna se obtiene como $H = 2239.50 + h_o$.

La relación entre h_o y el tirante crítico consiste en suponer que h_o es igual a la energía específica mínima (E_{min}), por lo que se cumple que para una sección rectangular, con carga de velocidad de llegada despreciable.

$$h_o = E_{min} = 1.5 y_c \text{ --- (II.7)}$$

Con base en lo anterior la metodología de cálculo consiste en:

- Proponer el tirante aguas arriba, con valores que van desde $0 < h_o \leq 1.14 \text{ m}$
- Calcular el tirante crítico, usando $y_c = h_o/1.5$
- Se calcula el ancho efectivo, $b_e = b - 0.1(2)h_o$
- Se realiza el cálculo del gasto, empleando la expresión: $Q = \sqrt{g b_e^2 y_c^3}$
- El gasto calculado corresponde a la descarga de un solo orificio, por tanto se multiplica por tres para obtener el gasto total Q_{total} .

Al aplicar el método anterior se obtienen los resultados que se incluyen en la tabla 2.12, la gráfica correspondiente se incluye en la figura 2.17.

Tabla 2.12.- Gasto descargado por los orificios, condición a.

h_o (m)	y_c (m)	B_e (m)	H (msnm)	Q (m³/s)	Q_{total} (m³/s)
0.00	0.00	0.76	2239.50	0.000	0.000
0.05	0.03	0.75	2239.55	0.014	0.043
0.10	0.07	0.74	2239.60	0.040	0.120
0.15	0.10	0.73	2239.65	0.072	0.217
0.20	0.13	0.72	2239.70	0.110	0.329
0.25	0.17	0.71	2239.75	0.151	0.453
0.30	0.20	0.70	2239.80	0.196	0.588
0.35	0.23	0.69	2239.85	0.243	0.730
0.40	0.27	0.68	2239.90	0.293	0.879
0.45	0.30	0.67	2239.95	0.344	1.033
0.50	0.33	0.66	2240.00	0.397	1.192
0.55	0.37	0.65	2240.05	0.452	1.355
0.60	0.40	0.64	2240.10	0.507	1.520
0.65	0.43	0.63	2240.15	0.562	1.687
0.70	0.47	0.62	2240.20	0.618	1.855
0.75	0.50	0.61	2240.25	0.675	2.024
0.80	0.53	0.60	2240.30	0.731	2.194
0.85	0.57	0.59	2240.35	0.787	2.362
0.90	0.60	0.58	2240.40	0.843	2.530
0.95	0.63	0.57	2240.45	0.899	2.697
1.00	0.67	0.56	2240.50	0.954	2.861
1.05	0.70	0.55	2240.55	1.008	3.024
1.10	0.73	0.54	2240.60	1.061	3.183
1.14	0.76	0.53	2240.64	1.103	3.309

Condición b. Considerando que los orificios funcionan de forma similar a los vertedores.

En esta parte se hace la consideración de que los orificios, dadas sus características particulares, funcionan como vertedores, se considera válida esta consideración siempre y cuando la elevación del agua no rebase la altura del orificio, lo que significa que el rango de valores aceptables será:

$$Z_o = 2239.50 < H \leq Z_o + (D) = 2240.26 \text{ msnm}$$

Al aplicar la ecuación (II.1) y emplear un coeficiente de descarga igual a 2.1, se genera la tabla 2.13; obsérvese que el gasto total se obtiene de multiplicar tres veces el gasto calculado para cada orificio. La correspondiente gráfica se presenta en la figura 2.17

Tabla 2.13.- Gasto descargado por los orificios, condición b.

h (m)	Elevación, H (msnm)	C	L (m)	Qa = CLh^{3/2} (m³/s)	QT = 3Qa (m³/s)
0	2239.50	2.1	0.76	0.000	0.000
0.05	2239.55	2.1	0.76	0.018	0.054
0.1	2239.60	2.1	0.76	0.050	0.151
0.2	2239.70	2.1	0.76	0.143	0.428
0.3	2239.80	2.1	0.76	0.262	0.787
0.4	2239.90	2.1	0.76	0.404	1.211
0.5	2240.00	2.1	0.76	0.564	1.693
0.6	2240.10	2.1	0.76	0.742	2.225
0.7	2240.20	2.1	0.76	0.935	2.804
0.76	2240.26	2.1	0.76	1.057	3.172

Condición c. Metodología de Henderson

Según este método se considera que un orificio funciona a superficie libre cuando el nivel del agua en el almacenamiento es menor que $1.2 D$, donde D es la altura del orificio. En Henderson (1966) se recomiendan las expresiones siguientes para calcular la ley de descarga de orificios rectangulares, como los que están incluidos en esta estructura. Se tienen los dos casos siguientes (véase la fig 2.14):

I. Entrada no sumergida, $h_0 < 1.2 D$

$$Q = \frac{2}{3} C B h_0 \sqrt{\frac{2}{3} g h_0} \quad \text{--- --- --- --- --- (II.8)}$$

donde C es el coeficiente de contracción lateral (para lados no redondeados $C = 0.9$), adimensional; B el ancho del orificio, en m; g la aceleración de la gravedad ($g = 9.79 \text{ m/s}^2$); h_0 la diferencia entre la elevación de la superficie libre del agua y la del umbral de entrada del orificio, en m (véase fig. 2.14).

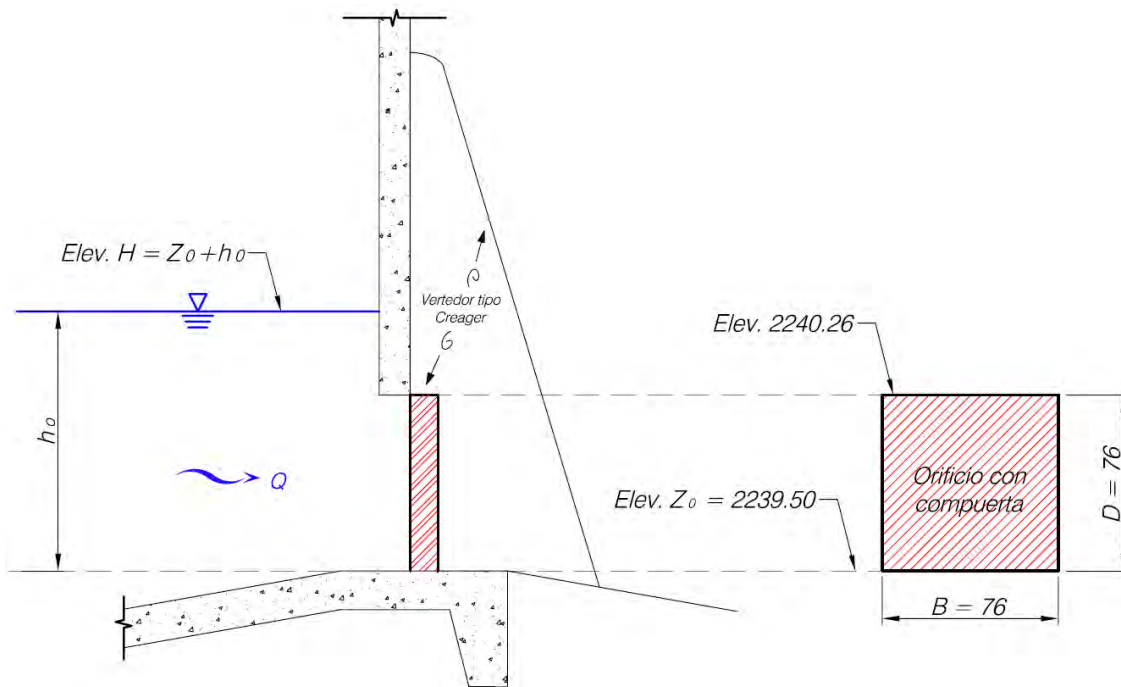


Fig. 2.14.- Esquema del orificio de la estructura de salida.

II. Entrada sumergida, $h_0 > 1.2 D$

$$Q = C B D \sqrt{2 g (h_0 - C D)} \quad \text{--- --- --- (II. 9)}$$

Para este caso, C es el coeficiente de contracción lateral y superior (para lados no redondeados se recomienda $C = 0.6$).

Con base en las expresiones anteriores, primero se obtiene el gasto correspondiente a un orificio, y después, el resultado se multiplica por el número total de orificios, en este caso tres, para obtener el gasto total.

En la tabla 2.14 se incluyen los valores empleados en el cálculo, y también el gasto total que descargan los orificios. En la fig 2.17 se presenta la correspondiente curva de descarga de los orificios, donde se nota que la parte inferior de la misma corresponde a un funcionamiento hidráulico de los orificios a superficie libre, mientras que la parte superior pertenece a un funcionamiento hidráulico de un orificio a presión.

Tabla 2.14.- Valores de la ley de descarga de los orificios, condición c.

	h_0 (m)	Elevación, H (msnm)	Q (m ³ /s)	Qtotal (m ³ /s)
Entrada no sumergida	0	2239.50	0.000	0.000
	0.05	2239.55	0.013	0.039
	0.1	2239.60	0.037	0.111
	0.2	2239.70	0.104	0.313
	0.3	2239.80	0.191	0.574
	0.4	2239.90	0.295	0.884
	0.5	2240.00	0.412	1.236
	0.6	2240.10	0.541	1.624
	0.7	2240.20	0.682	2.047
	0.76	2240.26	0.772	2.316
	0.8	2240.30	0.834	2.501
	0.9	2240.40	0.995	2.984
	0.912	2240.41	1.015	3.044
Entrada sumergida	0.912	2240.41	1.036	3.107
	1	2240.50	1.131	3.393
	1.1	2240.60	1.231	3.692
	1.2	2240.70	1.323	3.968
	1.3	2240.80	1.409	4.226
	1.4	2240.90	1.490	4.470
	1.5	2241.00	1.567	4.701
	1.6	2241.10	1.640	4.921
	1.7	2241.20	1.710	5.131
	1.8	2241.30	1.778	5.333
	1.9	2241.40	1.843	5.528
	2	2241.50	1.905	5.716
	2.1	2241.60	1.966	5.899
	2.2	2241.70	2.025	6.075
	2.3	2241.80	2.082	6.247
	2.4	2241.90	2.138	6.414
	2.5	2242.00	2.192	6.577
	2.6	2242.10	2.245	6.736
	2.7	2242.20	2.297	6.892
	2.8	2242.30	2.348	7.043
	2.9	2242.40	2.397	7.192
	3	2242.50	2.446	7.338
	3.1	2242.60	2.494	7.481
	3.2	2242.70	2.540	7.621
	3.3	2242.80	2.586	7.758
	3.4	2242.90	2.631	7.894
	3.5	2243.00	2.676	8.027
	3.6	2243.10	2.719	8.157
	3.7	2243.20	2.762	8.286
	3.8	2243.30	2.804	8.413
3.9	2243.40	2.846	8.538	
3.95	2243.45	2.866	8.599	
4	2243.50	2.887	8.661	
4.1	2243.60	2.927	8.782	
4.2	2243.70	2.967	8.902	
4.3	2243.80	3.007	9.020	
4.4	2243.90	3.045	9.136	
4.5	2244.00	3.084	9.251	
4.6	2244.10	3.122	9.365	
4.7	2244.20	3.159	9.477	
4.8	2244.30	3.196	9.589	
4.9	2244.40	3.233	9.698	

Condición d. Metodología de Sotelo.

Cuando los niveles del agua sobrepasan la altura del orificio, se presenta una descarga a presión, en Sotelo (2004) se recomienda emplear la fórmula general del orificio, teniendo en cuenta las consideraciones adecuadas para el cálculo del área transversal.

El gasto que descarga el orificio a presión se calcula con la expresión siguiente:

$$Q = C_d A \sqrt{2 g h} \text{ --- --- --- --- --- (II. 10)}$$

Donde C_d es el coeficiente de descarga calculado con la expresión (10), adimensional y A es el área calculada con la ecuación (II.12), en m^2 .

$$C_d = 0.60 \left[1 + 0.641 \left(\frac{A_o}{A_T} \right)^2 \right] \text{ --- --- --- --- --- (II. 11)}$$

Donde A_o corresponde al área del orificio, en m^2 y A_T es el área transversal en contacto con las paredes (ver figura 2.15), en m^2 .

$$A_T = b \left(h + \frac{D}{2} + c \right) \text{ --- --- --- --- --- (II. 12)}$$

Donde b es la base incluyendo ancho de paredes, en m; h es la altura de la superficie libre del agua al centro del orificio, en m; D es la altura del orificio, en m; c es la distancia entre la base del orificio y el nivel de piso, en m. Véase figura 2.15

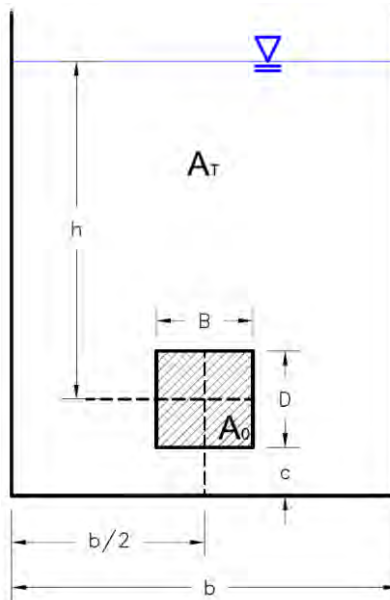


Fig. 2.15.- Esquema del orificio a presión de la estructura de salida.

Para aplicar las expresiones anteriores es necesario hacer una diferencia entre orificios laterales y el orificio central, dado que la base b será diferente para ambos casos. Ver figura 2.16

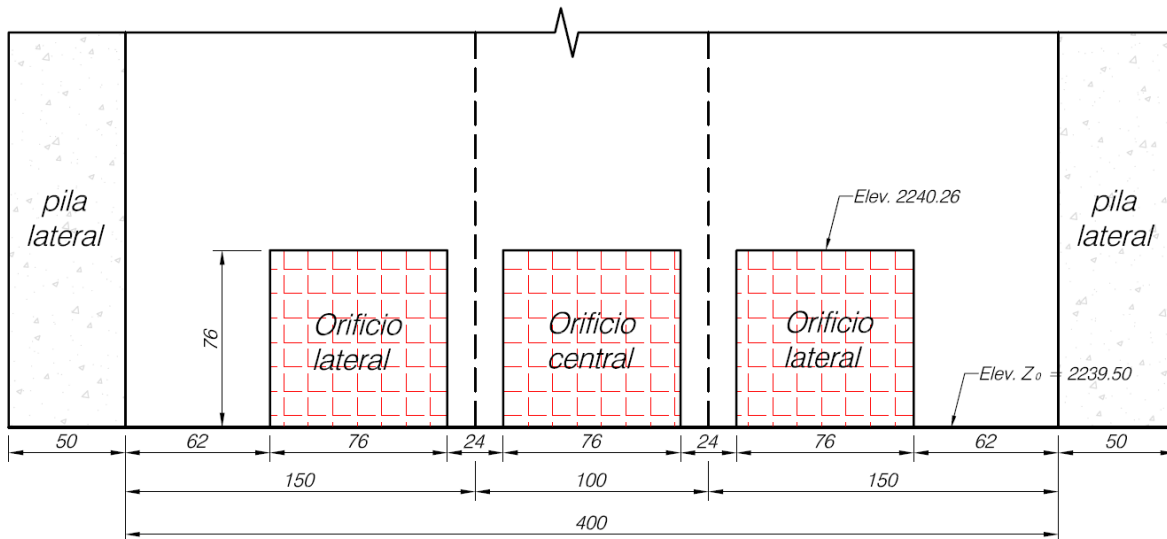


Fig. 2.16.- Esquema de los orificios en el fondo de la estructura de salida.

Al aplicar la metodología se obtienen como datos de inicio los siguientes:

<i>Elevación de plantilla de los orificios:</i>	2239.50 msnm.
<i>Elevación al centro de los orificios:</i>	2239.88 msnm.
<i>Ancho de muros laterales:</i>	0.62 m
<i>Ancho de muros centrales:</i>	0.24 m
<i>Base del orificio:</i>	0.76 m
<i>Base del orificio (incluyendo paredes) para orificios laterales:</i>	1.50 m
<i>Base del orificio (incluyendo paredes) para orificio central:</i>	1.00 m
<i>Altura del orificio (D):</i>	0.76 m
<i>Área del orificio (A_o):</i>	0.5776 m ²
<i>Distancia entre la base del orificio y el nivel de piso (c):</i>	0.00 m

La tabla 2.15 contiene los resultados al aplicar las expresiones con los datos anteriores, se realiza el cálculo por separado de orificio lateral y orificio central, finalmente el gasto total descargado por los orificios será dos veces el gasto del orificio lateral más el gasto central.

Tabla 2.15.- Valores de la ley de descarga de los orificios, condición d.

Elevación, H (msnm)	h (m)	Atlateral (m ²)	Atcentral (m ²)	Cd*lateral	Cd*central	Qlateral (m ³ /s)	Qcentral (m ³ /s)	Qttotal (m ³ /s)
2240.26	0.38	1.140	0.760	0.699	0.822	1.101	1.295	3.497
2240.30	0.42	1.200	0.800	0.689	0.800	1.141	1.326	3.609
2240.40	0.52	1.350	0.900	0.670	0.758	1.236	1.398	3.869
2240.50	0.62	1.500	1.000	0.657	0.728	1.322	1.466	4.110
2240.60	0.72	1.650	1.100	0.647	0.706	1.403	1.531	4.338
2240.70	0.82	1.800	1.200	0.640	0.689	1.480	1.595	4.555
2240.80	0.92	1.950	1.300	0.634	0.676	1.554	1.657	4.764
2240.90	1.02	2.100	1.400	0.629	0.665	1.624	1.718	4.965
2241.00	1.12	2.250	1.500	0.625	0.657	1.691	1.777	5.160
2241.10	1.22	2.400	1.600	0.622	0.650	1.757	1.835	5.349
2241.20	1.32	2.550	1.700	0.620	0.644	1.820	1.892	5.532
2241.30	1.42	2.700	1.800	0.618	0.640	1.881	1.948	5.710
2241.40	1.52	2.850	1.900	0.616	0.636	1.940	2.003	5.883
2241.50	1.62	3.000	2.000	0.614	0.632	1.998	2.056	6.053
2241.60	1.72	3.150	2.100	0.613	0.629	2.055	2.109	6.218
2241.70	1.82	3.300	2.200	0.612	0.627	2.109	2.160	6.379
2241.80	1.92	3.450	2.300	0.611	0.624	2.163	2.211	6.537
2241.90	2.02	3.600	2.400	0.610	0.622	2.215	2.260	6.691
2242.00	2.12	3.750	2.500	0.609	0.621	2.267	2.309	6.843
2242.10	2.22	3.900	2.600	0.608	0.619	2.317	2.357	6.991
2242.20	2.32	4.050	2.700	0.608	0.618	2.366	2.404	7.137
2242.30	2.42	4.200	2.800	0.607	0.616	2.414	2.451	7.280
2242.40	2.52	4.350	2.900	0.607	0.615	2.462	2.496	7.420
2242.50	2.62	4.500	3.000	0.606	0.614	2.508	2.541	7.558
2242.60	2.72	4.650	3.100	0.606	0.613	2.554	2.585	7.694
2242.70	2.82	4.800	3.200	0.606	0.613	2.599	2.629	7.827
2242.80	2.92	4.950	3.300	0.605	0.612	2.643	2.672	7.959
2242.90	3.02	5.100	3.400	0.605	0.611	2.687	2.714	8.088
2243.00	3.12	5.250	3.500	0.605	0.610	2.730	2.756	8.215
2243.10	3.22	5.400	3.600	0.604	0.610	2.772	2.797	8.341
2243.20	3.32	5.550	3.700	0.604	0.609	2.814	2.838	8.465
2243.30	3.42	5.700	3.800	0.604	0.609	2.855	2.878	8.587
2243.40	3.52	5.850	3.900	0.604	0.608	2.895	2.918	8.708
2243.45	3.57	5.925	3.950	0.604	0.608	2.915	2.937	8.767
2243.50	3.62	6.000	4.000	0.604	0.608	2.935	2.957	8.827
2243.60	3.72	6.150	4.100	0.603	0.608	2.974	2.995	8.944
2243.70	3.82	6.300	4.200	0.603	0.607	3.013	3.034	9.060
2243.80	3.92	6.450	4.300	0.603	0.607	3.052	3.071	9.175
2243.90	4.02	6.600	4.400	0.603	0.607	3.090	3.109	9.288
2244.00	4.12	6.750	4.500	0.603	0.606	3.127	3.146	9.400
2244.10	4.22	6.900	4.600	0.603	0.606	3.164	3.182	9.511
2244.20	4.32	7.050	4.700	0.603	0.606	3.201	3.218	9.620
2244.30	4.42	7.200	4.800	0.602	0.606	3.237	3.254	9.729
2244.40	4.52	7.350	4.900	0.602	0.605	3.273	3.289	9.836

En la figura 2.17 se presentan las respectivas gráficas de los casos antes descritos, obsérvese las diferencias que existen en cuanto a los resultados.

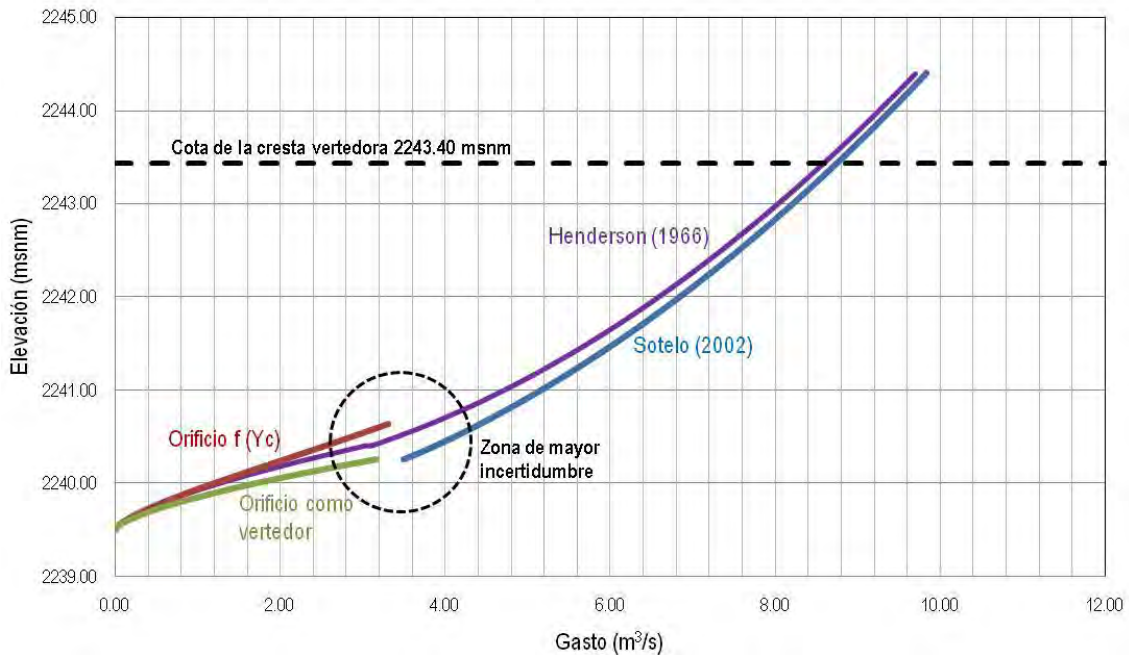


Fig. 2.17.- Leyes de descarga de los orificios al fondo de la estructura de salida.

2.3.3 Discusión de las leyes de descarga de los orificios

Con respecto a las leyes de descarga que se presentan en la figura 2.17, y que son producto de los casos antes mencionados, puede observarse que cuando el orificio funciona de manera libre, o sea antes de que el nivel del agua rebase la altura del mismo, se presentan pequeñas diferencias; puede notarse también, que los valores generados con el método propuesto por Henderson tiende a ser la “curva promedio”.

Por otro lado, cuando los orificios funcionan con la entrada sumergida, con descarga a presión, las leyes propuestas por Sotelo y Henderson tienen ciertas variaciones. Puede observarse sin embargo que la propuesta de Henderson toma en cuenta los dos casos que se presentan: orificio a descarga libre y orificio a presión, y al calcular los gastos con ambas expresiones, difieren muy poco en el punto donde debiera estar unida la curva (zona de mayor incertidumbre) tal como se muestra en la figura 2.17.

Mencionado lo anterior se opta por elegir la curva generada con base en el criterio de Henderson, misma que se emplea para generar la condición de vertedor más orificios, que se logra cuando se suman los gastos de los tres orificios más el que descarga el vertedor; la suma se incluye en la figura 2.18

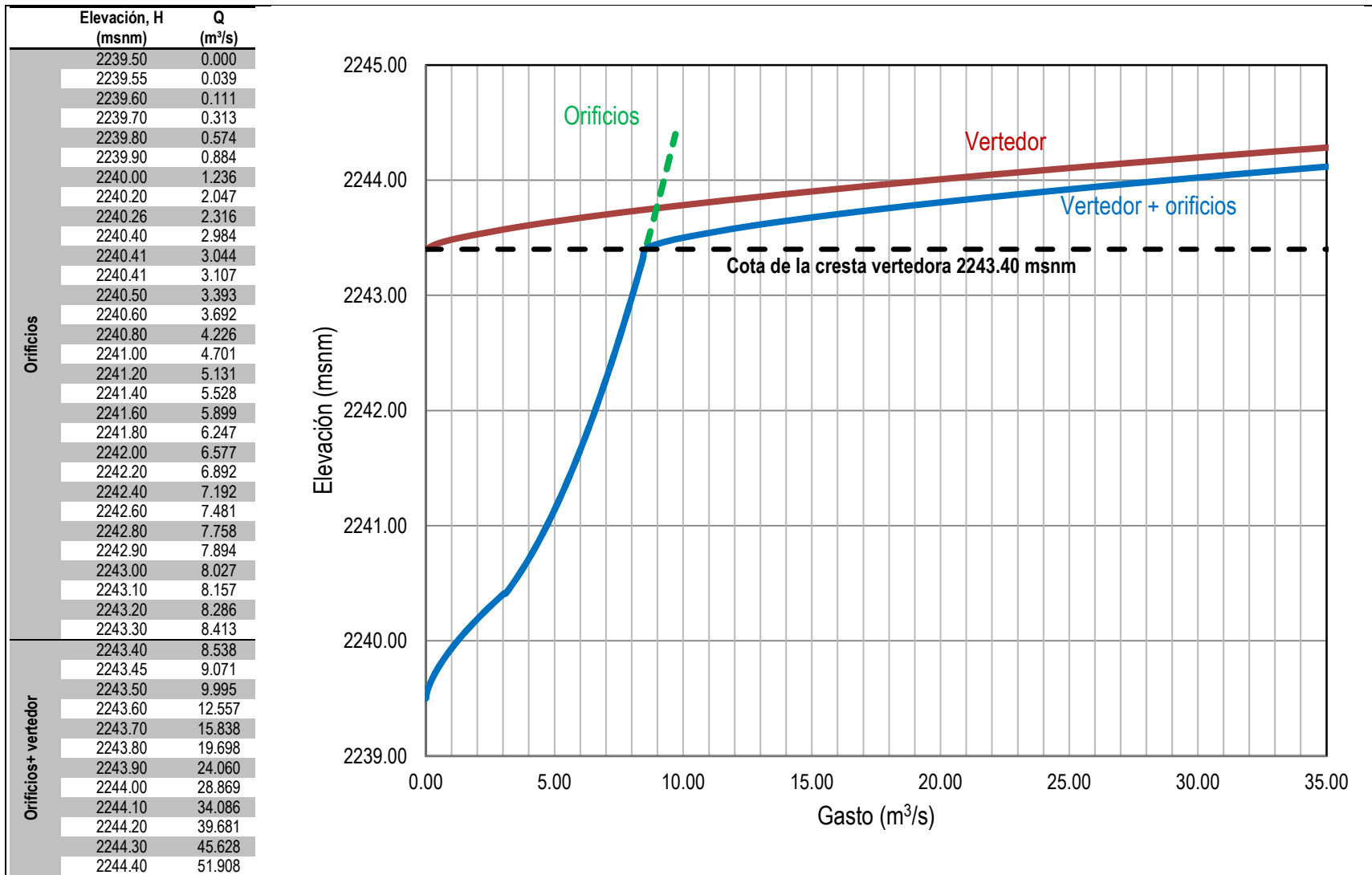


Figura 2.18.- Leyes de descarga de la estructura de salida de la laguna La Gasera

2.4 Capacidad de almacenamiento de la laguna *La Gasera*

La capacidad de almacenamiento de la laguna se reporta en la tabla 2.17, donde se presentan los valores de las curvas elevaciones – áreas – volúmenes de almacenamiento. Con base en la información de la tabla se genera la curva elevaciones – volúmenes que se muestra en las fig 2.19

Tabla 2.17.- Elevaciones – Áreas - Volúmenes de la laguna *La Gasera*

Elevación (msnm)	Área (Ha)	Volumen (m ³)
2239.0	0.0	0.0
2239.5	2.3	7544.6
2240.0	2.8	17264.8
2240.5	3.8	33499.2
2241.0	13.9	59199.4
2241.5	23.2	177430.0
2242.0	30.8	313107.0
2242.4	37.2	454873.0
2242.9	37.7	645846.8
2243.4	38.4	837147.4
2243.9	39.2	1028775.0
2244.4	40.2	1220729.6

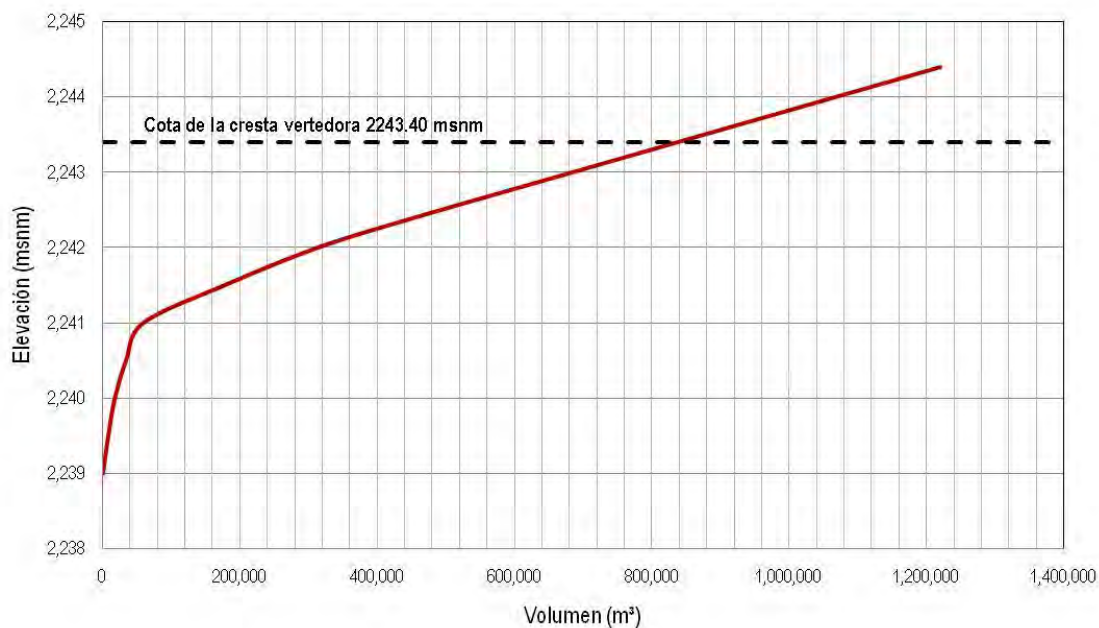


Figura 2.19.- Curva Elevaciones – Gastos de la laguna *La Gasera*

El volumen de almacenamiento es 837,147.40 m³ contemplado hasta la cresta de los vertedores de excedencias en la estructura de salida que es la elevación 2243.40 msnm; sin embargo, la elevación de los vertedores trabajando a carga máxima es la cota 2244.40 msnm que en este caso nos daría una capacidad de 1,220,729.60 m³.

III.- CAPACIDAD DE CONDUCCIÓN DEL RÍO SAN RAFAEL

Como se ha mencionado en reiteradas ocasiones, el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, realizó para el Organismo de Cuenca Aguas del Valle de México, la “*Revisión del funcionamiento hidráulico del sistema de las siete presas y laguna de regulación para el control de avenidas de la cuenca alta del río de La Compañía, Estado de México*”, en este estudio se han determinado los gastos de diseño para ambos ríos, esta es la información de partida para el presente estudio. Para el caso particular del río *San Rafael* en la tabla 3.1 se presentan los gastos asociados a determinados periodos de retorno.

Tabla 3.1.- Periodo de retorno – gasto para el río San Rafael

Periodo de retorno Tr (años)	Gasto (m ³ /s)
10	17.17
50	21.24
100	23.40

Es indispensable revisar que las avenidas que provienen de las cuencas de los ríos *San Francisco* y *San Rafael* lleguen sin problema alguno hasta sus respectivas derivadoras, para que se almacenen en la laguna los volúmenes de sendos hidrogramas, y se regulen los gastos descargados hacia el río de *La Compañía*; por ello, a continuación se calcula la capacidad de conducción del tramo final del río *San Rafael*.

Para lograr lo anterior se hizo uso del programa de cómputo HEC-RAS que fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrological Engineering Center) del cuerpo de ingenieros de la Armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers); este modelo se distingue por su capacidad para incluir el efecto de las pilas de los puentes en el cauce, vertedores y alcantarillas que influyen en el cauce del río. Al realizar el cálculo de los perfiles hidráulicos se tomó un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.025 en todo lo largo del cauce, la sección de control o de frontera aguas abajo, está dada por su correspondiente derivadora.

También debe señalarse que las políticas de operación de las derivadoras prevén que ocurrida una avenida extraordinaria, las compuertas se cierren por completo, entonces la condición de frontera se restringe al uso de los vertedores laterales. Se procede entonces a introducir al modelo las secciones transversales (figura 3.1) correspondientes a cada uno de los cauces (mismas que se presentan en el anexo de este trabajo), la condición de frontera para el caso del río *San Rafael* se presenta en la figura 3.2

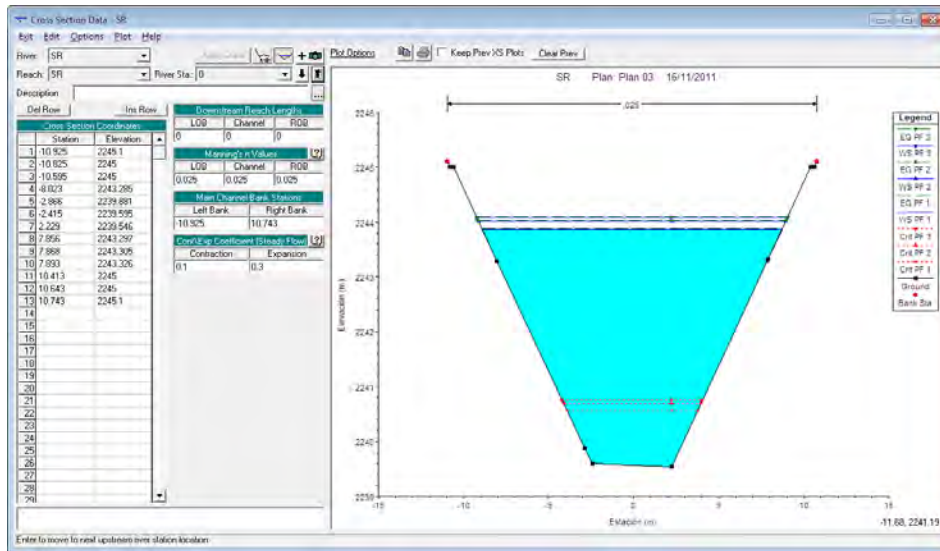


Fig 3.1.- Ejemplo de sección transversal del río San Rafael en el programa HEC-RAS

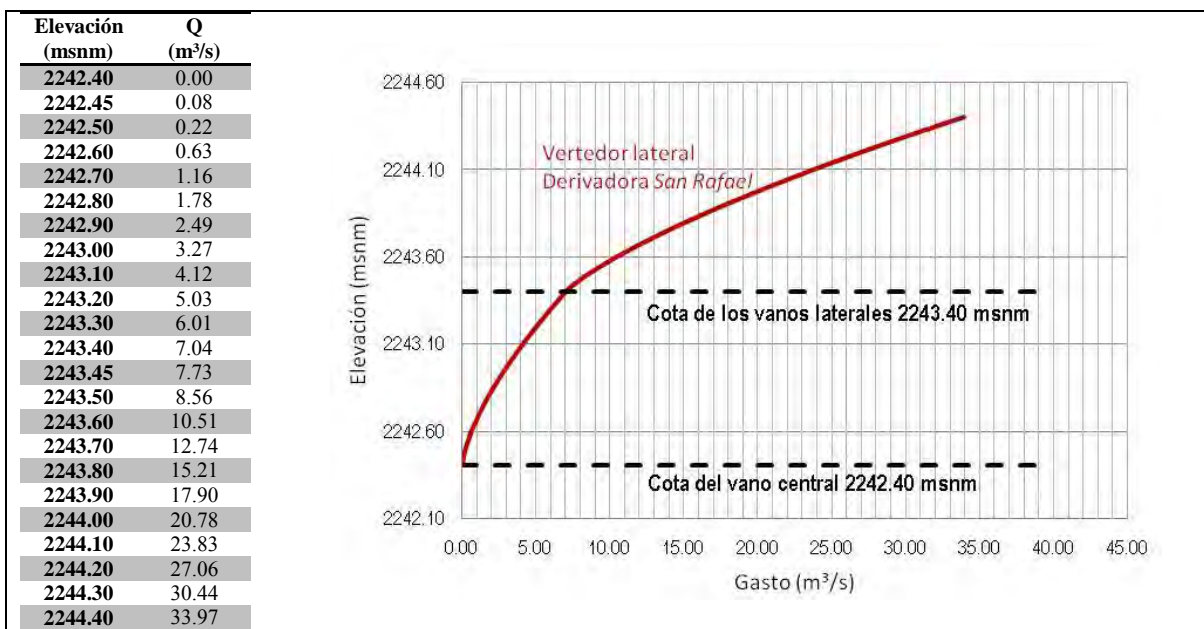


Fig 3.2.- Ley de descarga empleada en el modelo para la derivadora San Rafael

Se hizo pasar un gasto de $23.40 \text{ m}^3/\text{s}$, que pertenece a un periodo de retorno de 100 años, y que corresponde a la condición de que se presente una tormenta concentrada en la parte alta de la cuenca. El perfil hidráulico calculado, el perfil del fondo del cauce, del agua y de ambos bordos perimetrales se incluyen en la fig 3.3, de donde puede observarse que este tramo tiene capacidad de conducción adecuada para conducir avenidas de este orden de magnitud.

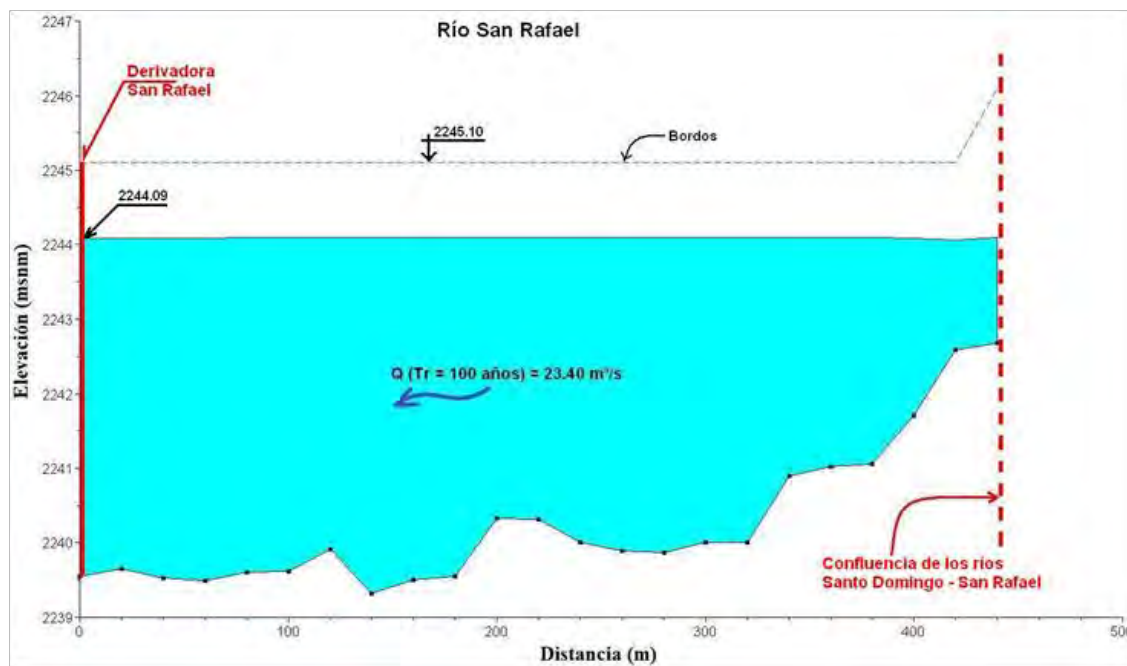


Fig 3.3.- Perfil hidráulico del tramo aguas arriba de la derivadora San Rafael

Obsérvese que el bordo libre resulta ser de aproximadamente 1.10 m, lo cual es aceptable porque se puede asegurar con firmeza que el agua no desbordara por alguna de las márgenes del río *San Rafael*, al menos con un periodo de retorno correspondiente a 100 años.

La figura 3.4 es una vista en perspectiva de las secciones introducidas al programa, mismas que permiten el cálculo del perfil generado en la figura 3.3.

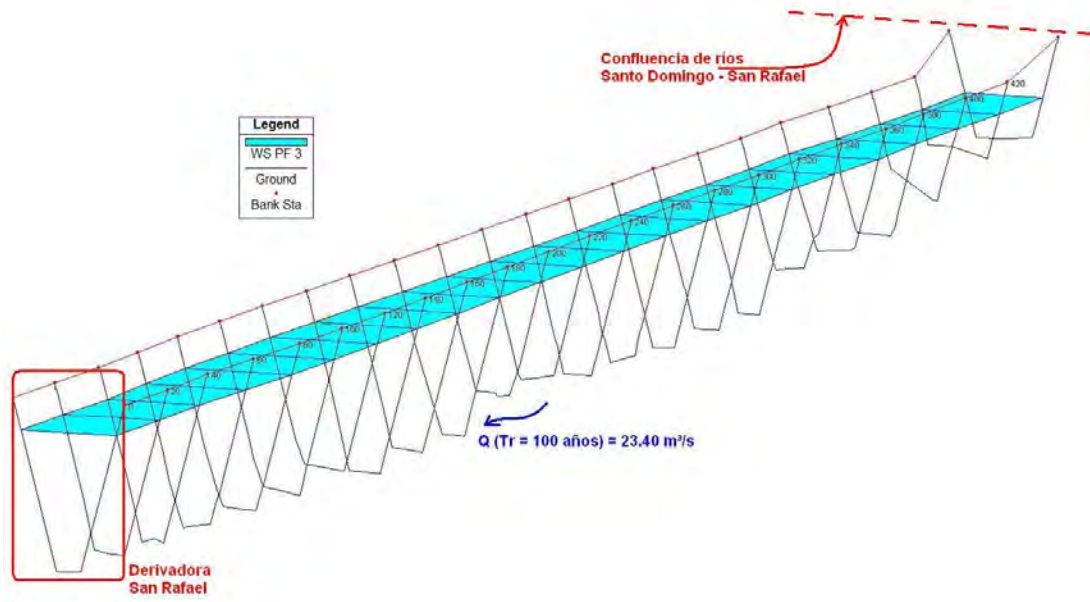


Fig 3.4.- Vista en perspectiva del tramo final del río San Rafael en HEC-RAS

IV.- CAPACIDAD DE CONDUCCIÓN DEL RÍO SAN FRANCISCO

En el caso particular del río *San Francisco* se tienen asignados ciertos gastos de diseño para los diversos periodos de retorno, mismos que se presentan en la tabla 4.1

Tabla 4.1.- Periodo de retorno – gasto para el río San Francisco.

Periodo de retorno	Gasto
Tr (años)	(m ³ /s)
5	28.58
10	38.30
50	56.22
100	63.34

Se procede a introducir las secciones transversales en el programa de cómputo HEC-RAS tal como se muestra en la figura 4.1; nótese que se utilizó un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.025.

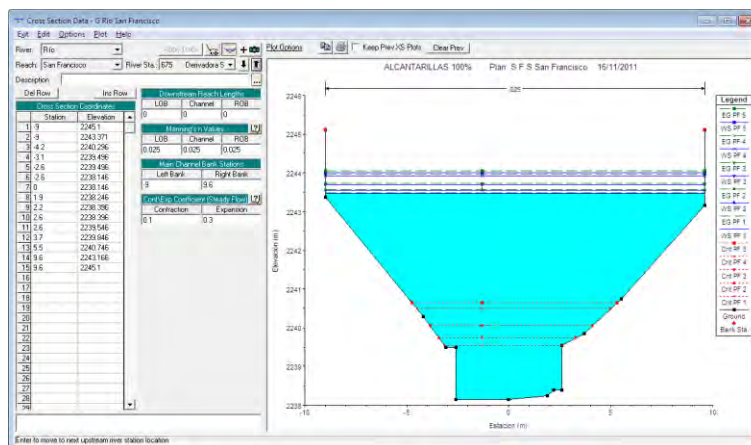


Fig 4.1.- Ejemplo de sección transversal del río San Francisco introducida en HEC-RAS.

La condición de frontera utilizada corresponde a la ley de descarga del vertedor lateral de la derivadora *San Francisco*, tal como se muestra en la figura 4.2.

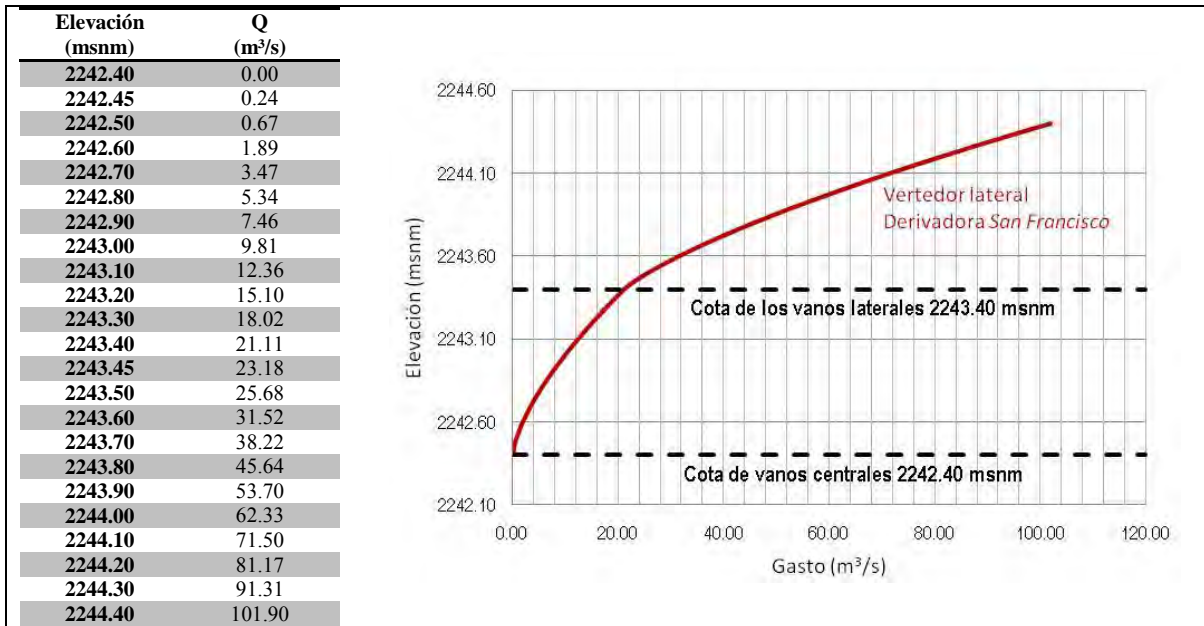


Fig 4.2.- Ley de descarga empleada en el modelo para la derivadora San Francisco.

Como se ha señalado en el capítulo 1, el cauce de este tramo de río se ve obstruido por dos alcantarillas, las cuales se resumen a continuación:

- **Alcantarilla tipo arco** que se presenta en el cruce del río San Francisco con la autopista México-Puebla, de metal corrugado, con coeficiente de rugosidad de Manning de 0.030, longitud aproximada de 39.30 m, altura máxima al centro de 2.72 m y un ancho máximo en la base de 4.35 m. El umbral de la entrada de la alcantarilla se presenta en la elevación 2240.382 msnm. Véase figura 4.3



Fig 4.3.- Alcantarilla en cruce con autopista México-Puebla.

- **Alcantarilla con tubos circulares** que se localizan en el cruce del río con la carretera a San Marcos Huiztoco, de concreto, con coeficiente de rugosidad de Manning de 0.015, diámetro de cada tubo de 2.44 m y longitud aproximada de 12.60 m. El umbral de entrada se localiza en la elevación 2238.335 msnm y la salida en la elevación 2237.85 msnm. Véase la figura 4.4

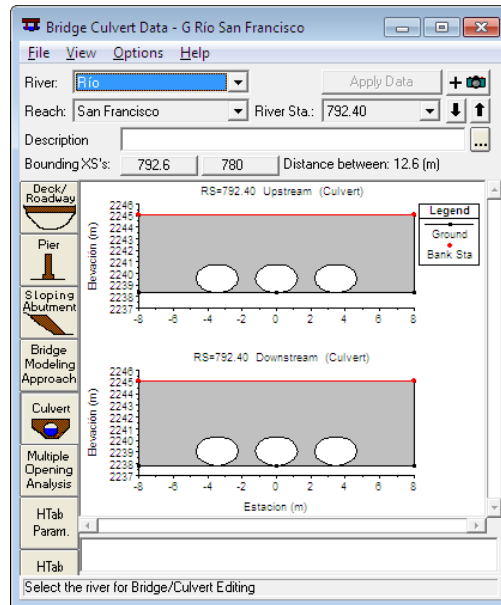


Fig 4.4.- Alcantarilla en cruce con carretera San Marcos Huiztoco.

Las alcantarillas descritas anteriormente, obstruyen el paso de avenidas por el tramo final del río *San Francisco*; para cuantificar dicho efecto a continuación se presentan los resultados obtenidos de la revisión de la capacidad de conducción de ese tramo para distintos escenarios; en todos ellos se considera que la compuerta radial de la derivadora está totalmente cerrada; por ello la condición de frontera empleada es la ley generada únicamente por el vertedor lateral en la derivadora. Además, se considera que el orificio de sección rectangular está totalmente azolvado por lo que el gasto que se descarga por el mismo, si llega a existir, es despreciable.

4.1 Alcantarillas en condiciones de diseño

En este caso se incluyen tanto las alcantarillas del cruce con la carretera, como también con el cruce con la autopista; se considera que tanto la entrada como la salida de las alcantarillas en el cruce con la carretera a San Marcos Huiztoco están libres de sedimento. Con base en el modelo HEC - RAS se calculó que el caudal máximo que puede pasar, sin que el nivel del agua rebase los bordos de ambas márgenes del río, es de $24.25 \text{ m}^3/\text{s}$, véase las figuras 4.5 y 4.6.

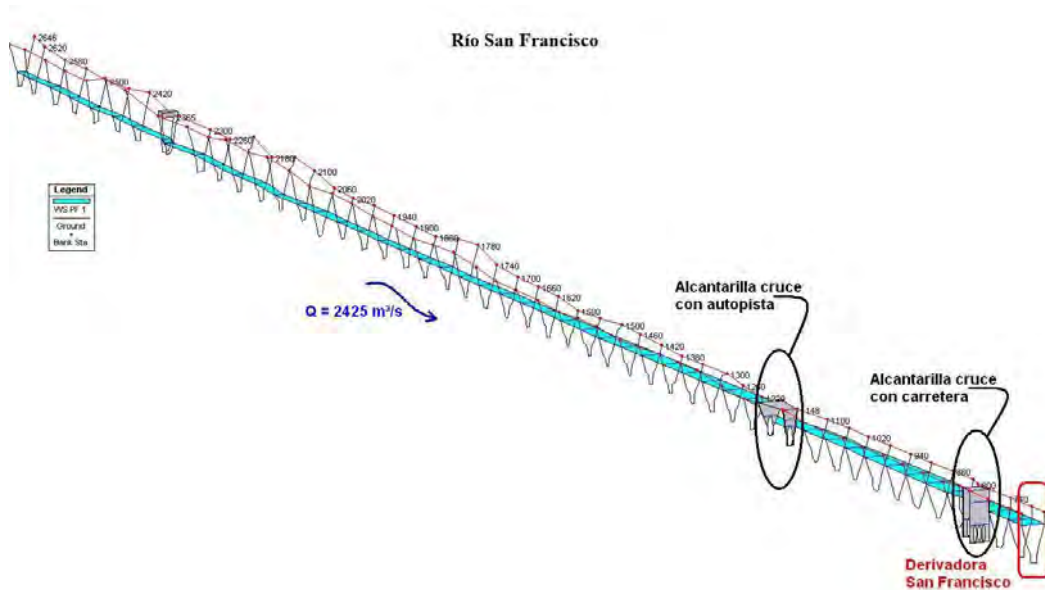


Fig 4.5.- Vista en perspectiva del río San Francisco, condición de diseño

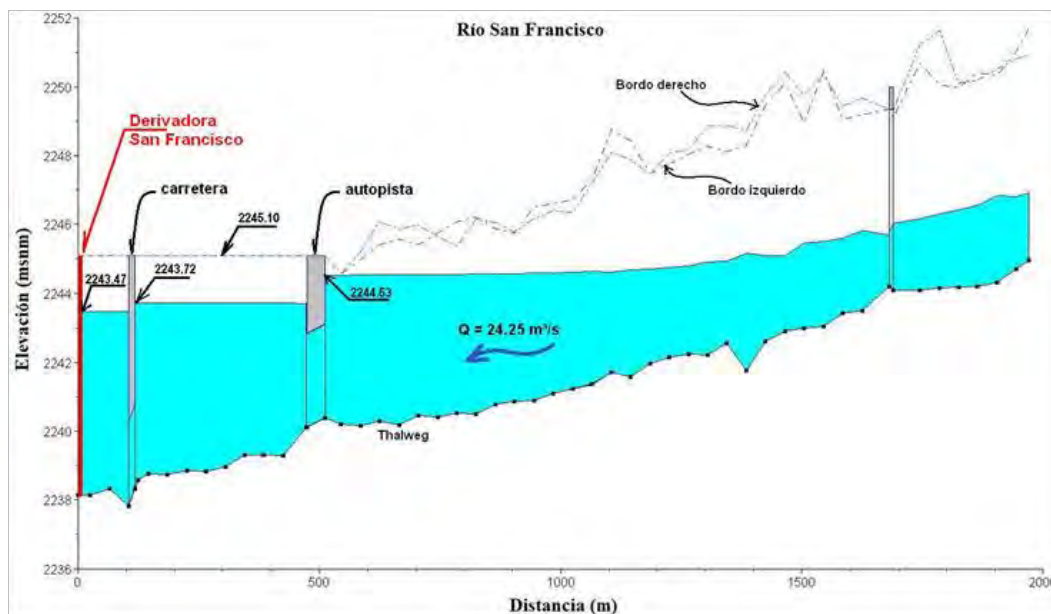


Fig 4.6.- Gasto máximo que pasa por el tramo del río San Francisco, condición de diseño

Se nota que el nivel crítico de desbordamiento se tiene en el tramo vecino aguas arriba del cruce con la autopista México – Puebla, donde la elevación de los bordos corresponde a 2244.58 msnm. Este caudal tiene un periodo de retorno del orden de 2 años, para el caso de que se presente una tormenta concentrada en la parte alta de la cuenca del río *San Francisco*.

4.2 Condición actual de las alcantarillas

En la visita realizada al sistema hidráulico en estudio, se notó que tanto la entrada como la salida de las alcantarillas que se localizan en el cruce con la carretera a San Marcos Huixtoco, están notablemente azolvadas. Por ello, en un intento por simular dicha situación, se propuso considerar que el área hidráulica de las alcantarillas sea la mitad del área total (figura 4.7).

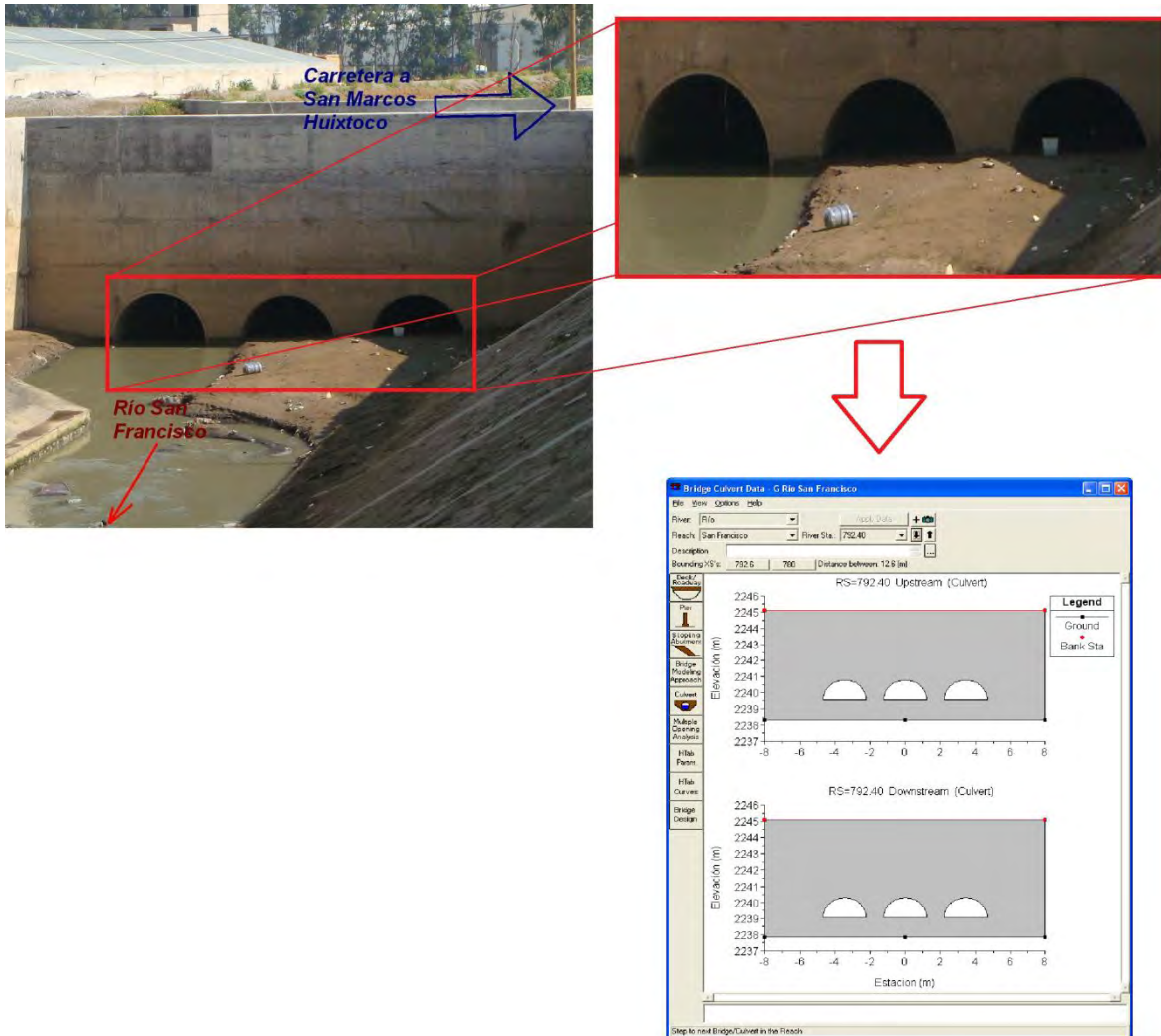


Fig 4.7.- Alcantarillas en cruce de carretera azolvadas en un 50 %

Al calcular nuevamente el caudal máximo que puede conducir dicho tramo sin que se desborde a lo largo del mismo, se obtuvo un caudal aproximado de $19.25 \text{ m}^3/\text{s}$, véase la figura 4.8

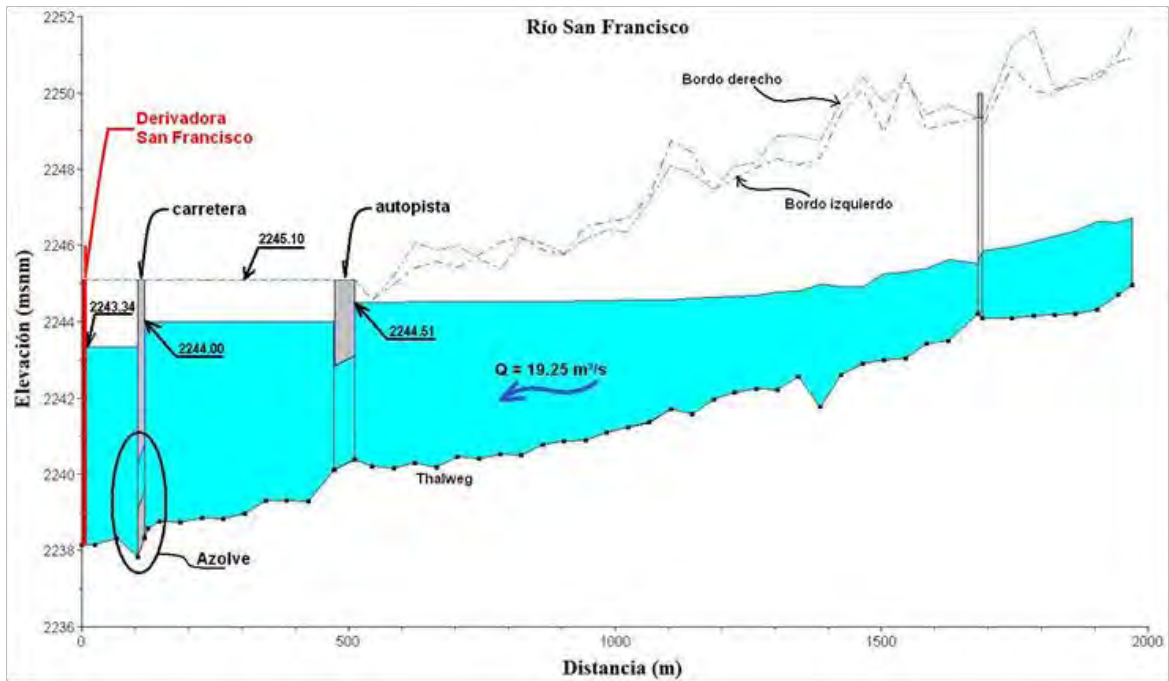


Fig 4.8.- Funcionamiento hidráulico con alcantarillas en cruce de carretera azolvadas en un 50 %

4.3 Sin alcantarillas de cruce en la carretera a San Marcos Huixtoco.

Con la intención de identificar cuál de los dos cruces influye más en el flujo del río, esta condición plantea la posibilidad de tener la alcantarilla de la autopista y, donde actualmente se ubican las alcantarillas del cruce con la carretera, libre de obstáculos; lo anterior se lograría con la construcción de un puente que permita el libre flujo en el río.

Al modificar este escenario, se obtiene que el gasto máximo que puede circular bajo esta condición sería de $26.50 \text{ m}^3/\text{s}$, véase la figura 4.9.

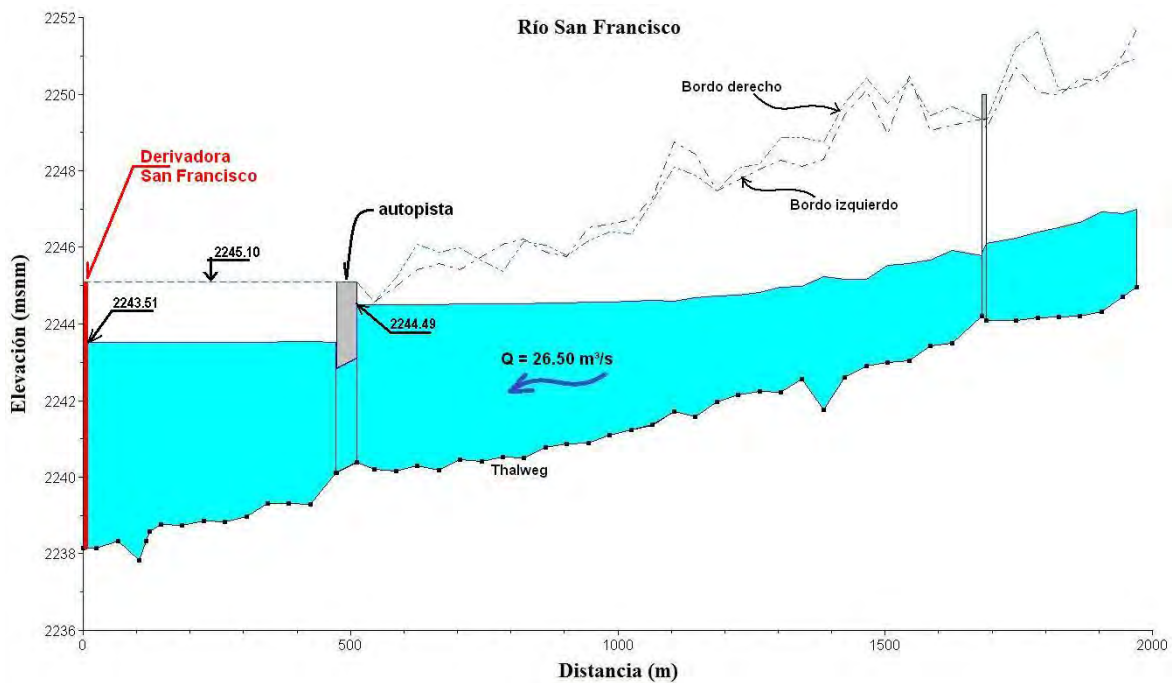


Fig 4.9.- Funcionamiento hidráulico sin alcantarillas en cruce de carretera.

4.4 Sin la alcantarilla de cruce con la autopista.

En este caso se contempla que las alcantarillas del cruce con la carretera permanezcan en su condición actual (azolvado al 50%) y que el cruce con la autopista sea modificado para asegurar el libre flujo del río.

Modelando esta condición en el programa de cómputo HEC-RAS se observa que el gasto máximo admitido es de aproximadamente 24.00 m³/s, véase la figura 4.10.

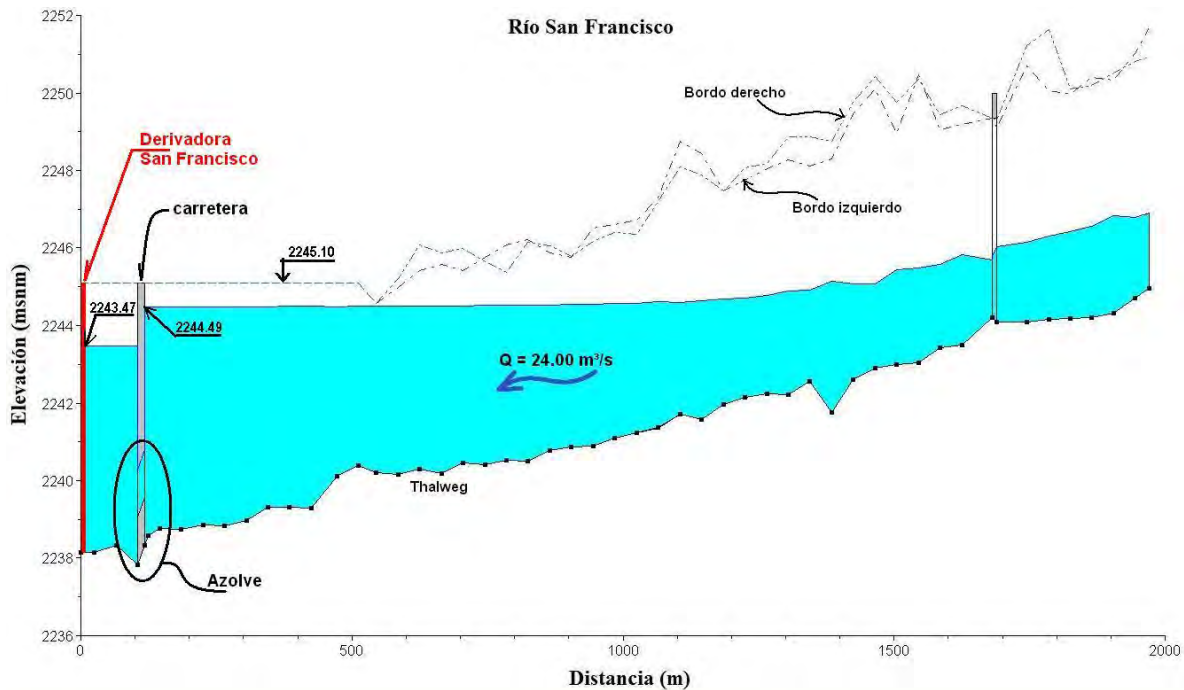


Fig 4.10.- Funcionamiento hidráulico sin alcantarilla en cruce de autopista.

4.5 Condición ideal, sin alcantarillas.

Es claro que en ambos cruces las alcantarillas producen efectos importantes de remanso, por lo que se plantea quitar ambas y dejar la sección transversal libre de obstáculos.

En la fig 4.11 se incluye el perfil hidráulico calculado en ese tramo, para un caudal asociado a un periodo de retorno de 100 años; se nota que la capacidad del cauce para este orden de caudales es adecuada.

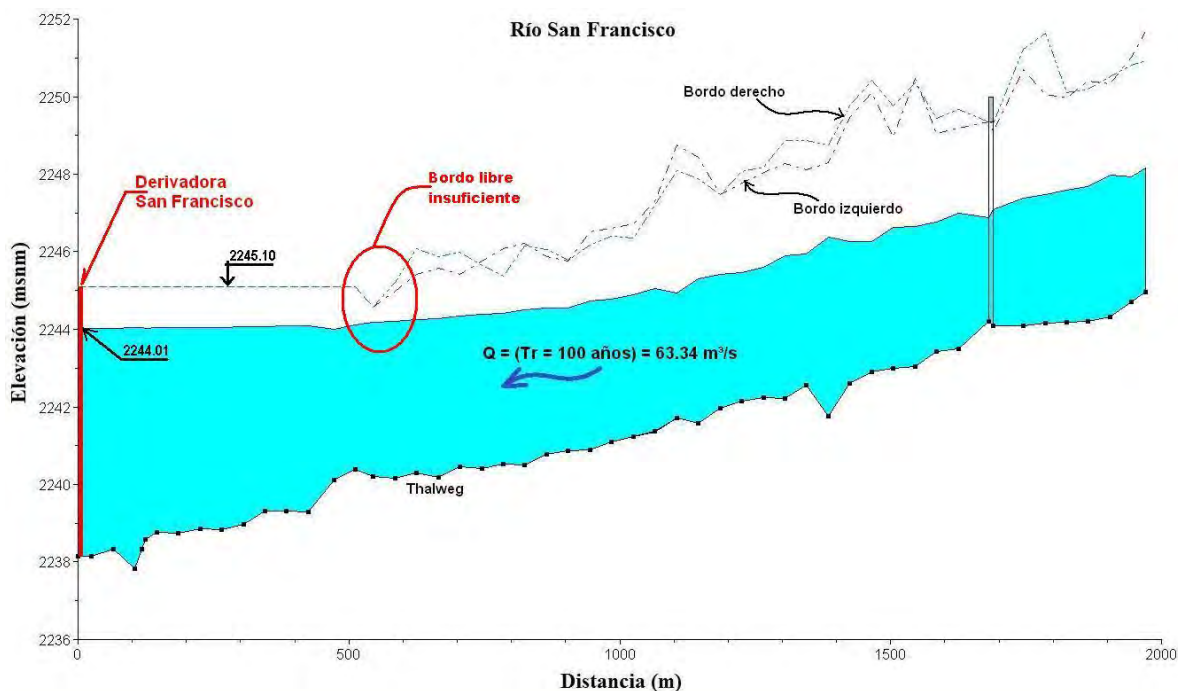


Fig 4.11.- Tramo del río San Francisco, sin alcantarillas.

El bordo libre en la sección de posible desborde es aproximadamente 40 cm lo cual pareciera ser un valor muy pequeño; es cierto que la magnitud del bordo libre depende de muchos factores que hacen compleja su selección, sin embargo existen reglas sencillas resultado de la experiencia, una de las expresiones comúnmente empleadas es la siguiente:

$$L_b = 0.30 + 0.25 y \text{ --- (IV.1)}$$

Donde L_b es el bordo libre, en m, y es el tirante máximo en el canal. Para el último se acepta un máximo de 1.20 m

El tirante en la sección es aproximadamente 4.00 m, lo que significa que el bordo libre debe ser cuando menos:

$$L_b = 0.30 + 0.25 (1.20) = 0.60 \text{ m}$$

Por tanto se recomienda una vez que se hayan quitado las alcantarillas, elevar los bordos aguas arriba de la actual ubicación de la alcantarilla con cruce en la autopista, al menos hasta asegurar que la cota mínima sea de 2245.10 msnm, tal como se ha hecho aguas abajo del río; esto implicaría elevar los bordos en un tramo aproximado de 70 m aguas arriba de la autopista. Lo anterior asegura bordo libre de casi 1.00 m y que el gasto correspondiente a un periodo de retorno de 100 años circule sin problema alguno.

La figura 4.12 es una vista en perspectiva y señala el tramo donde se requiere elevar los bordos para asegurar suficiente bordo libre.

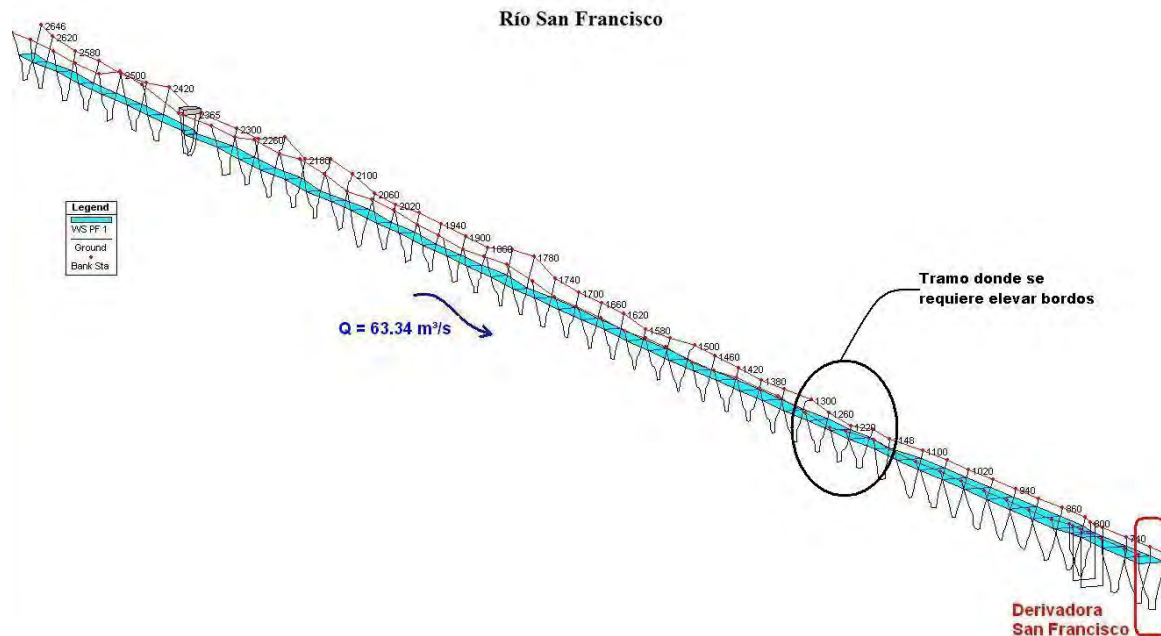


Fig 4.12.- Perspectiva del tramo final del río San Francisco, sin alcantarillas.

V.- FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA LAGUNA LA GASERA

5.1 Tránsito de avenidas en vasos

El tránsito de avenidas en vasos tiene por objetivo principal obtener el hidrograma de salida de una presa a partir de proporcionarle su hidrograma de entrada. Este procedimiento resulta de gran utilidad, ya que algunas de sus aplicaciones son:

- Conocer el volumen de agua que deberá pasar por la obra de excedencia y saber si la operación de las compuertas del vertedor es adecuada o no, para que cuando se presente una avenida no se ponga en riesgo a la presa, bienes materiales, o lo que es aun más importante, vidas humanas que se encuentren aguas debajo de la presa.
- Dimensionar la obra de excedencia, que será la encargada de conducir el volumen de agua que sobrepase la capacidad de almacenamiento del vaso.
- Calcular el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) y dimensionar la obra de desvío y ataguías.

A continuación se presenta la información necesaria para modelar numéricamente el tránsito de una avenida, ver figura 5.1

- Hidrograma de entrada $I(t)$ del vaso de almacenamiento, el cual se obtiene de un estudio hidrológico de la cuenca.
- La curva Elevaciones – Volúmenes (E-V) del vaso, que se obtiene de un levantamiento topográfico de la superficie de inundación.
- La ley de descarga de la estructura de salida del vaso de almacenamiento, obtenida de las formulaciones propias de cada una de las estructuras de descarga que la integran (vertedores, orificios, etc.)

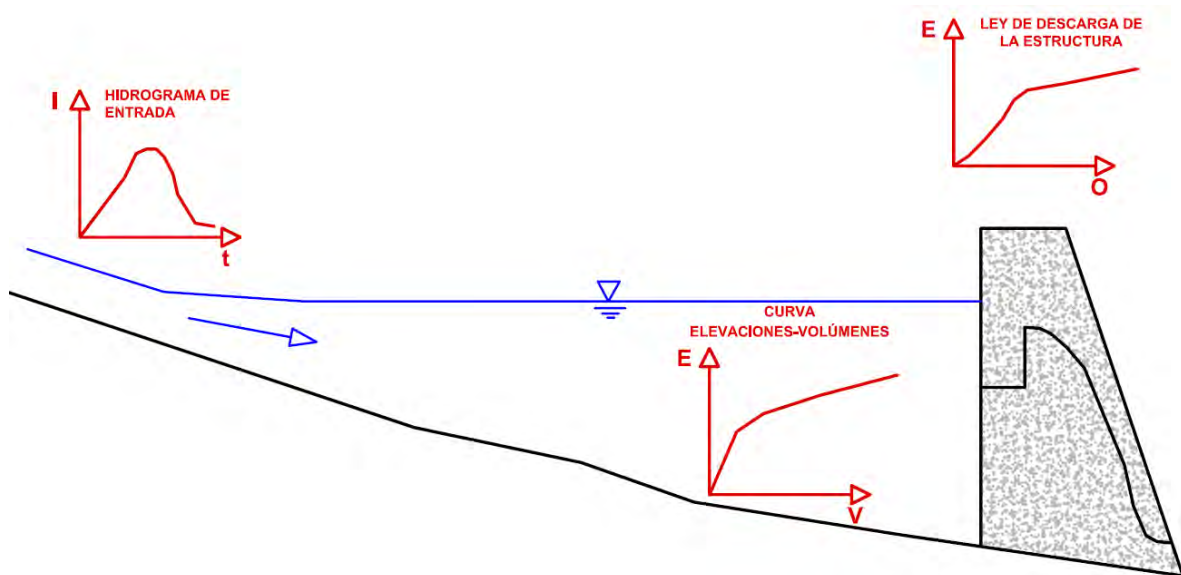


Fig 5.1.- Curvas necesarias para realizar el tránsito de avenidas en vasos.

Para modelar numéricamente el tránsito de avenidas en vasos se hace uso de la ecuación de continuidad que está expresada por los siguientes términos.

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad \text{--- --- --- --- --- --- --- --- (IV.1)}$$

Donde I es el gasto de entrada al vaso, O es el gasto de salida del vaso y $\frac{dV}{dt}$ es la variación del volumen almacenado en el tiempo. La ecuación anterior también se puede expresar en diferencias finitas

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad \text{--- --- --- --- --- --- --- --- (IV.2)}$$

Donde los subíndices i e $i + 1$ expresan valores al comienzo y al final del intervalo de tránsito Δt , respectivamente.

Al ordenar los términos desconocidos del lado derecho de la ecuación, y del lado izquierdo las que se tienen al final del intervalo de tiempo Δt , se obtiene la ecuación:

$$I_i + I_{i+1} + \frac{2V_i}{\Delta t} - O_i = \frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1} = C \quad \text{--- --- --- --- --- --- --- --- (IV.3)}$$

El valor de Δt que se usa en el tránsito de avenidas, debido a la duración de las mismas, es considerablemente más pequeño que el empleado en la simulación del funcionamiento de vasos.

Se recomienda que el Δt que se use, sea menor o igual a la décima parte del tiempo pico del hidrograma de entrada.

$$\Delta t \leq 0.1 t_p$$

Durante el tránsito de una avenida por determinado vaso de almacenamiento, la forma de los hidrogramas de entrada y de salida es aproximadamente como se muestra en la figura 5.2. En el intervalo $t_0 < t < t_i$ la entrada es menor que la salida, es decir, aumenta el volumen almacenado en el vaso y con ello el nivel del agua en el almacenamiento. En el tiempo t_i se igualan los gastos de entrada y salida del almacenamiento y es en este instante donde se llega al nivel máximo del agua en el almacenamiento.

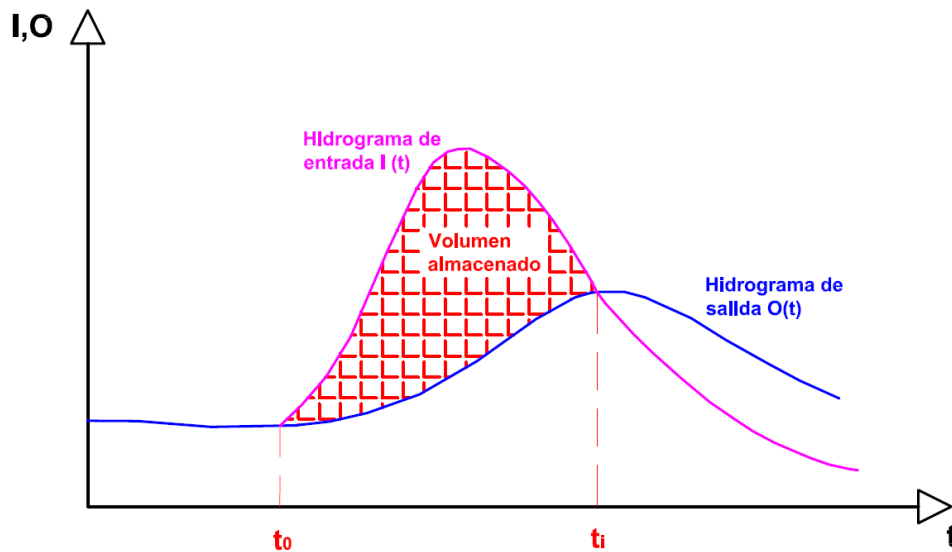


Fig 5.2.- Hidrogramas de entrada (I) y salida (O) del almacenamiento

El área existente entre los dos hidrogramas entre los tiempos t_0 y t_i es el volumen de superalmacenamiento requerido para la avenida $I(t)$ considerada y el nivel que se tiene en el vaso cuando el tiempo es t_i será el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) necesario para esa misma avenida. Cuando $t > t_i$ significa que las salidas son mayores que las entradas, por consiguiente el nivel del agua en el almacenamiento disminuye y da lugar al vaciado del mismo.

La ecuación (IV.3) tiene dos incógnitas. Dado que tanto V_{i+1} como O_{i+1} dependen del nivel en el vaso al final del intervalo de tiempo, antes de realizar el tránsito conviene trazar una gráfica auxiliar que relacione las incógnitas, en este caso $\frac{2V}{\Delta t} + O$ vs O . Para trazar dicha figura los pasos a seguir son:

- Se fija el Δt que se usará en el cálculo.
- Se fija un valor E , mayor que E_0 .
- Se calcula el valor de O con la ayuda de la ecuación o con la curva que describe la ley de descarga, E-O
- Se calcula V con la curva Elevaciones-Volúmenes del almacenamiento, E-V
- Se determina el valor de la expresión $\frac{2V}{\Delta t} + O$
- Se regresa al paso 2 tantas veces como sea necesario para definir suficientes puntos.
- Se dibuja la curva

Una vez dibujada la curva, se utiliza el siguiente procedimiento para el tránsito de avenida:

1. Con los datos del hidrograma de entrada obtener los valores de $I_i + I_{i+1}$
2. Calcular la expresión $\frac{2V_i}{\Delta t} - O_i$, para cuando $t = 0$
3. Con los resultados de los incisos 1 y 2 calcular el valor de

$$C = I_i + I_{i+1} + \frac{2V_i}{\Delta t} - O_i = \frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}$$
4. Con el resultado de la expresión del inciso 3 y haciendo uso de la curva auxiliar, obtener el valor de $F(C) = O_{i+1}$
5. Con el resultado del inciso 4 y haciendo uso de la curva E-Q, se obtiene el valor de $F[E(Q)] = E_{i+1}$ y una vez obtenido el valor de E_{i+1} , con la curva E-V se obtiene el valor de $F[E(V)] = V_{i+1}$
6. Con los valores de O_{i+1} y V_{i+1} obtenidos en los incisos 4 y 5 respectivamente, se calcula el valor de la expresión $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}$
7. Con el resultado del inciso 6 y haciendo $t = t + \Delta t$; regresar al inciso 1 tantas veces sea necesario hasta terminar con el hidrograma de entrada o cuando el gasto de salida sea cero.

5.2 Hidrograma de entrada a la laguna

A continuación se realiza el análisis hidráulico del funcionamiento del vaso que conforma la presa de regulación *La Gasera*. Es claro que con el aumento de la altura de los bordos que delimitan a la laguna, ésta tiene gran capacidad de almacenamiento; además, es notable su capacidad de regulación, puesto que para su vaciado se tienen únicamente los tres orificios donde están instaladas las compuertas planas verticales.

Para obtener el hidrograma de entrada a la laguna se procede a realizar la suma de los hidrogramas pertenecientes a los ríos *San Francisco* y *San Rafael*, tal como se muestra en la figura 5.2

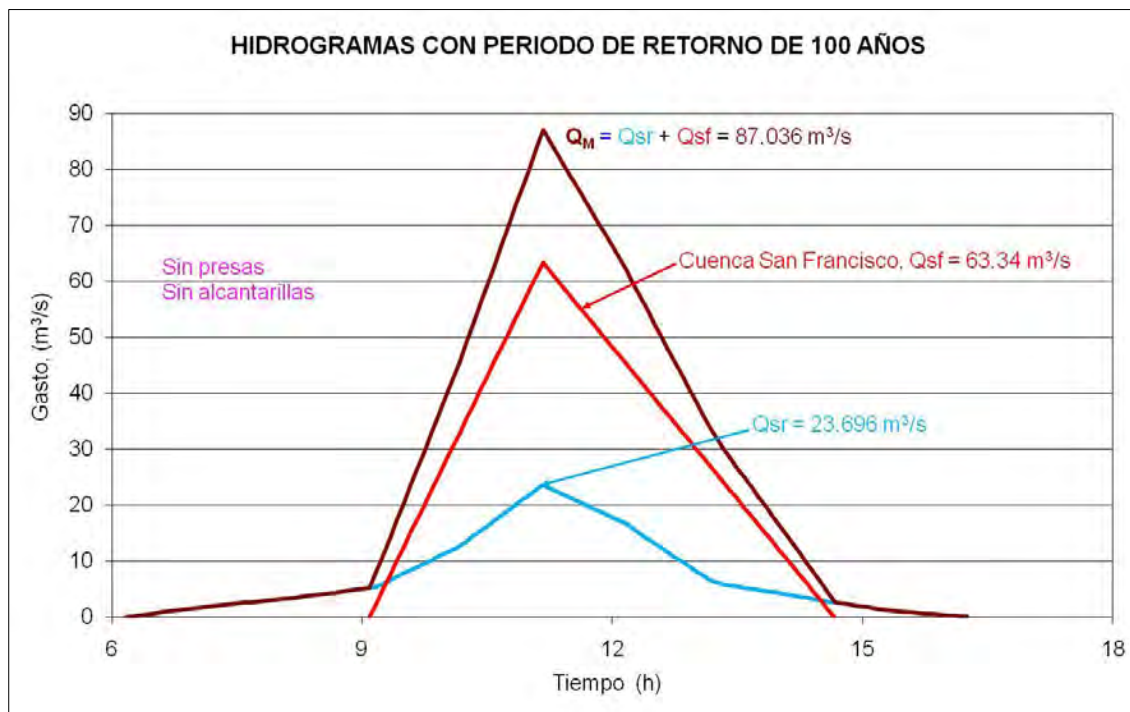


Fig 5.2.- Hidrograma de entrada a la laguna con $Tr = 100$ años

Es preciso aclarar que en este apartado se considera que una vez ocurrida la avenida, el flujo por los cauces de los ríos no será obstaculizado, lo anterior significa que en caso del río *San Francisco* se considera que se han quitado las alcantarillas de los cruces con la carretera y la autopista. Los distintos escenarios que se prevén se mencionan a continuación.

5.3 Sin vasos de regulación en la cuenca alta

En este escenario se simula la condición actual de la laguna, lo que significa que no se dispone de ninguna de las presas de almacenamiento y regulación que actualmente se tienen proyectadas para ser construidas en las cuencas de los ríos *San Francisco* y *San Rafael*, es decir que la presa *La Gasera* resultara ser la única presa de regulación.

El análisis se realizó para dos posibles casos: con las compuertas planas totalmente abiertas durante la avenida y con las compuertas planas completamente cerradas durante la avenida.

5.3.1 Avenida con Tr de cien años y compuertas planas totalmente abiertas

El hidrograma de entrada de este escenario es el correspondiente al producido por una tormenta que se presenta en las partes altas de las cuencas del río de *La Compañía*. En este caso se considera que durante el ingreso de la avenida a la laguna, las compuertas planas se mantienen totalmente abiertas, por lo que en esta modelación se transita y regula la avenida desde el ingreso de la misma a la laguna.

En la figura 5.3 se incluyen los hidrogramas de entrada y salida de la laguna, donde se nota que el caudal máximo de salida, y que ingresa al río de *La Compañía*, es de $8.314 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo que la reducción del gasto de pico es de casi 90%.

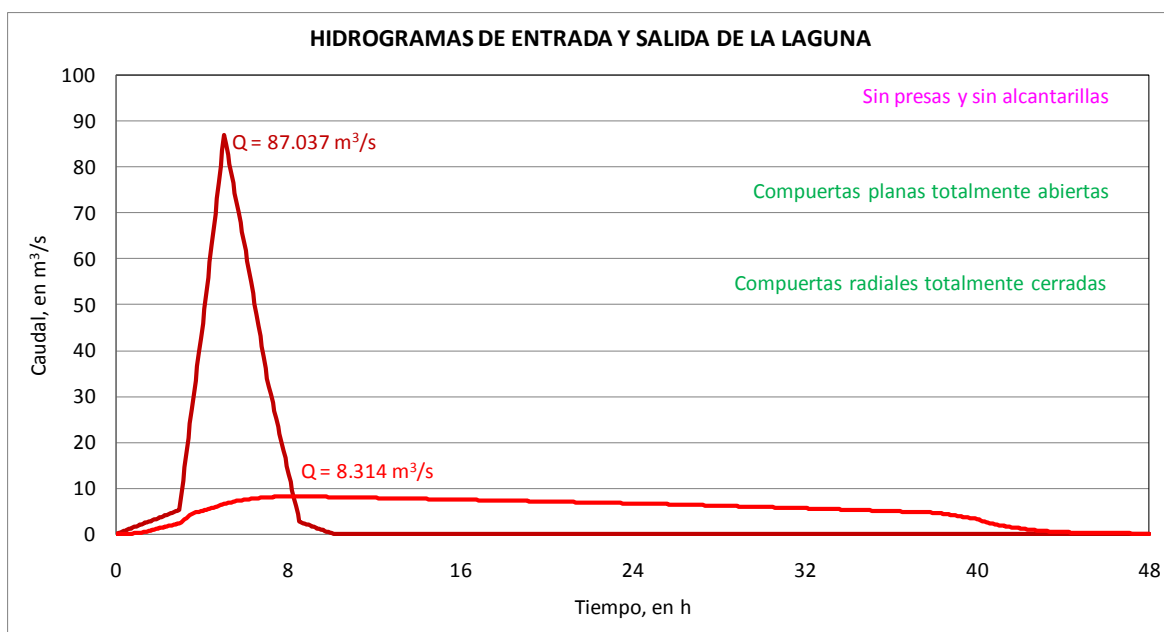


Fig 5.3.- Tránsito de la avenida con periodo de retorno de 100 años

En la figura 5.4 se presenta la evolución del nivel del agua en la laguna durante el tránsito de la avenida, donde se observa que el nivel máximo del agua no excede el nivel de la cresta del vertedor de la estructura de descarga.

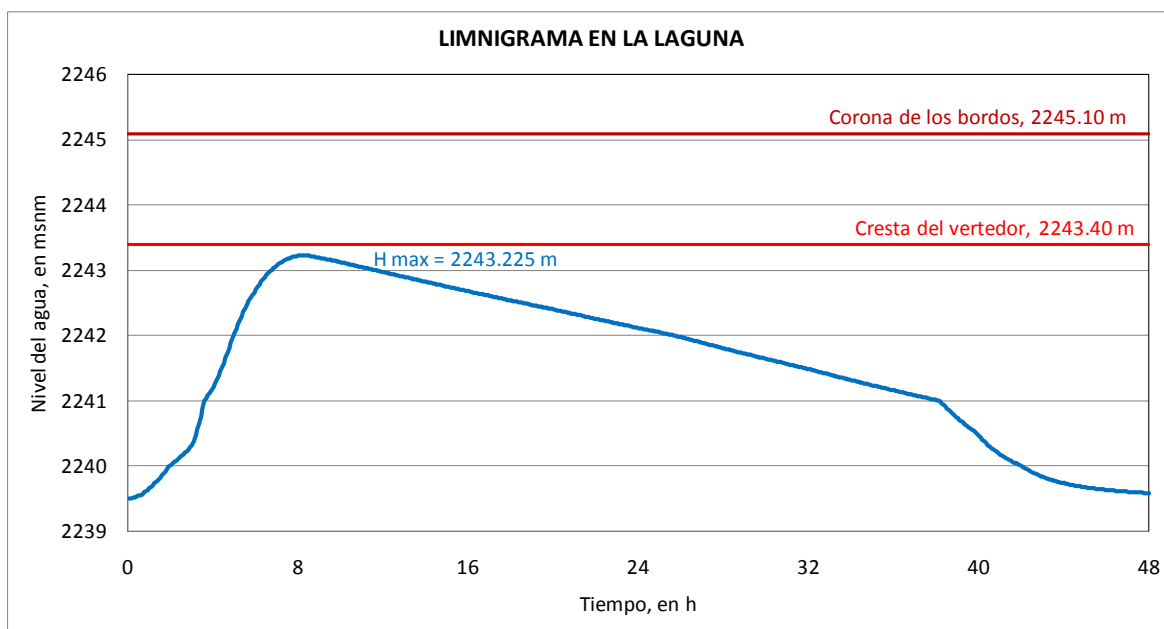


Fig 5.4.- Variación del nivel del agua en la laguna

En la figura 5.5 se incluye, en porcentaje, el volumen ocupado en el almacenamiento; donde se considera que cuando el nivel del agua es igual a la cota de la cresta del vertedor ($H = 2243.40$ msnm), el correspondiente volumen en la laguna, que es de $837,147.40 \text{ m}^3$, representa el 100 % del volumen. Ahí se nota que para esta avenida, se requieren del orden de 13 horas para que la laguna vuelva a tener disponible la mitad de su capacidad total de almacenamiento.

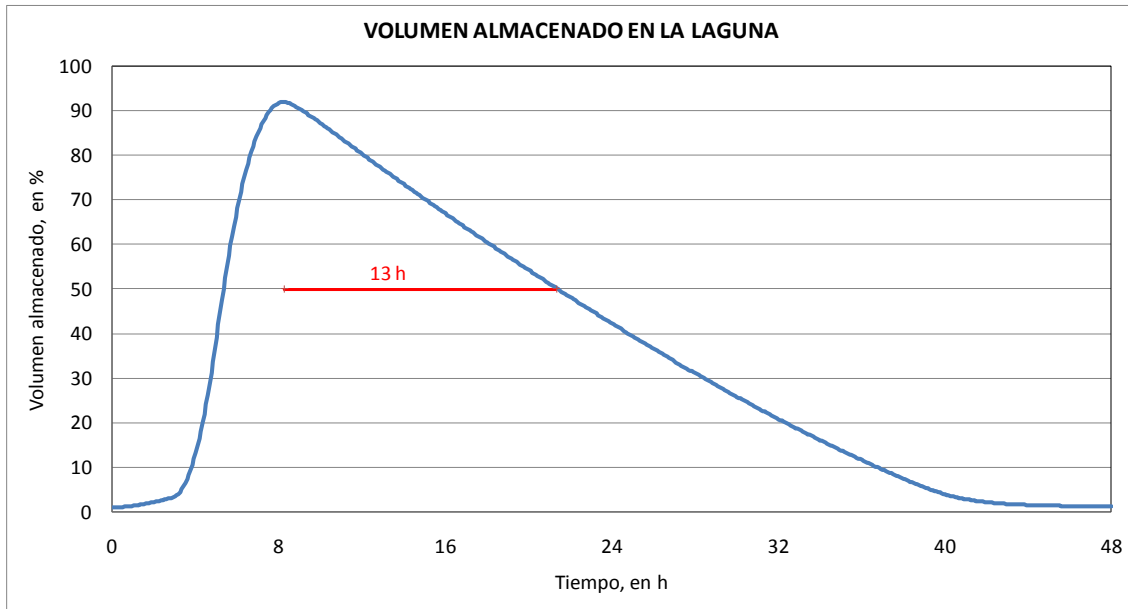


Fig 5.5.- Volumen ocupado en la laguna durante el paso de la avenida

5.3.2 Avenida con Tr de cien años y compuertas planas cerradas completamente

La modelación de este escenario consiste en considerar que desde el ingreso del hidrograma a la laguna se mantienen totalmente cerradas las compuertas planas, y que después de once horas de que comenzó a ingresar la avenida a la laguna, se abren totalmente las tres compuertas planas.

En la figura 5.6 se incluyen los hidrogramas de entrada y salida de la laguna; ahí se nota que desde el inicio de la modelación hasta 7.25 h, el caudal de salida de la laguna es nulo; después de este tiempo, hay un caudal descargado por el vertedor que alcanza un valor máximo de 3.788 m³/s. A las 11 h de modelación, se abren las compuertas planas, con lo que se tiene un gasto máximo descargado hacia el río de *La Compañía* de 10.941 m³/s. Durante las siguientes 30 h, el caudal descargado por la laguna es menor que 10 m³/s.

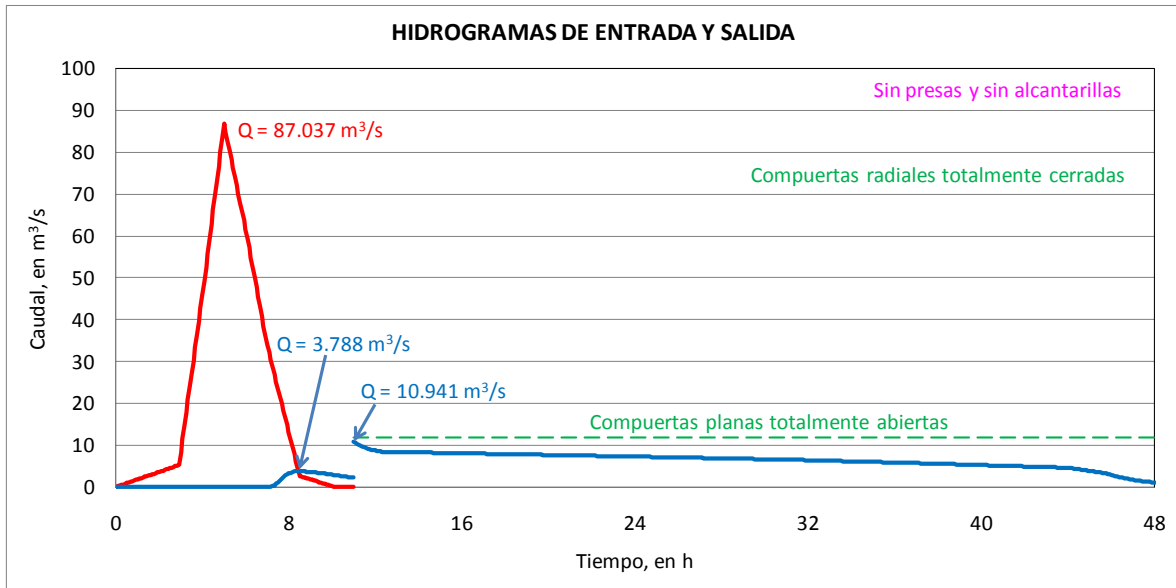


Fig 5.6.- Hidrogramas de entrada y salida de la laguna, con compuertas cerradas

En la fig 5.7 se nota que el nivel del agua en la laguna supera la cota de la cresta del vertedor por 0.20 m; sin embargo, este nivel no excede el NAME, el cual se ha propuesto definirlo con la consideración de que es el nivel del agua que se tendría en la laguna para que se descargara un caudal máximo de 30 m³/s hacia el río de *La Compañía*.

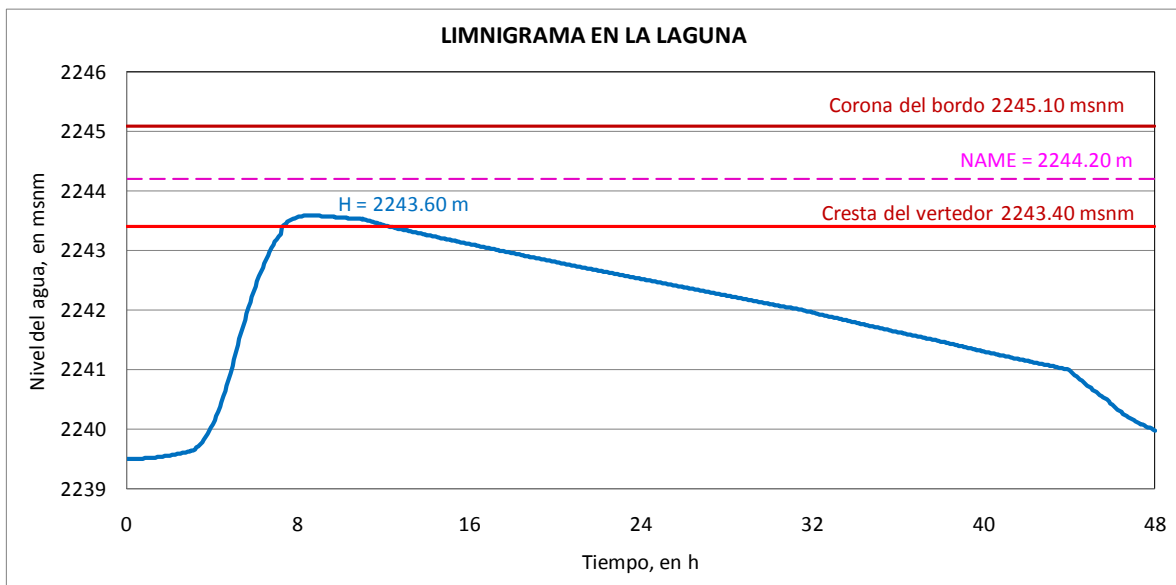


Fig. 5.7.- Variación del nivel del agua en la laguna

En la fig 5.8 se incluye la evolución del porcentaje del volumen ocupado en la laguna; desde que se abren las compuertas planas, se requieren del orden de 15 h para que la laguna se haya vaciado a la mitad de su capacidad de almacenamiento.

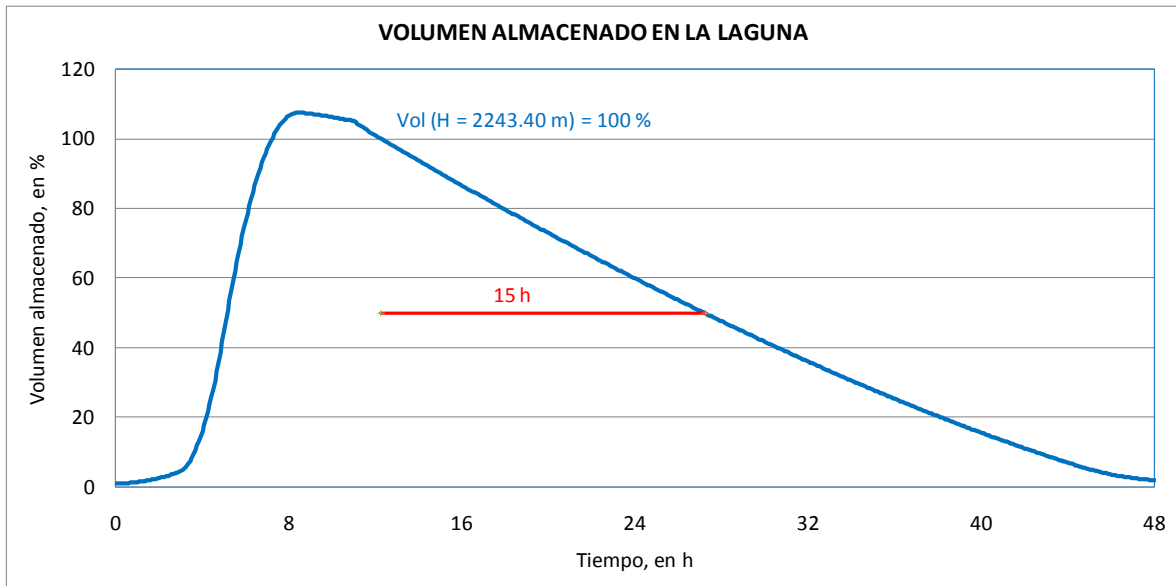


Fig 5.8.- Variación del volumen ocupado en la laguna

5.4 Con algunos vasos de regulación en la cuenca alta.

En Jiménez et al (2009) se recomienda construir primero la presa *Santo Domingo* en la cuenca del río *San Rafael*, y también las presas *Texcahuey*, *Zoquiapan* y *Chihuahua II*, las cuales se localizan en la cuenca del río *San Francisco*. Se aclara que estas cuatro presas son las que reciben los hidrogramas con mayor escurrimiento directo. En Jiménez et al (2009) se presenta el hidrograma total que ingresa a la laguna, asociado a un periodo de retorno de cien años, donde se incluye el efecto de disponer de las cuatro presas mencionadas. Al transitar ese hidrograma por la laguna con las adecuaciones realizadas en el almacenamiento, se obtuvieron los resultados siguientes.

En la figura 5.9 se presentan los hidrogramas de entrada y salida de la laguna; donde se ha considerado que las compuertas planas están totalmente abiertas durante el tránsito de la avenida, y que las compuertas radiales de las derivadoras están totalmente cerradas.

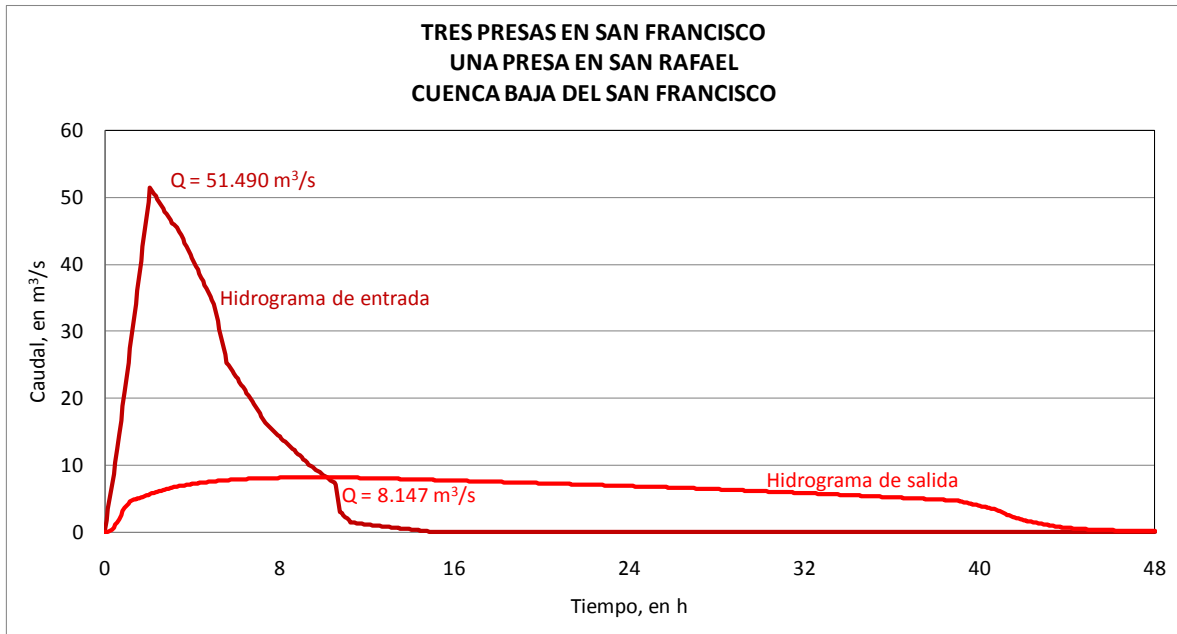


Fig 5.9.- Hidrogramas con cuatro presas construidas

En la fig 5.10 se presenta el limnigrama en la laguna durante el paso de la avenida en cuestión; ahí se nota que el nivel máximo del agua en la laguna no rebasa la cresta del vertedor, por lo que todo el volumen de escurrimiento directo es regulado de manera adecuada en la laguna.

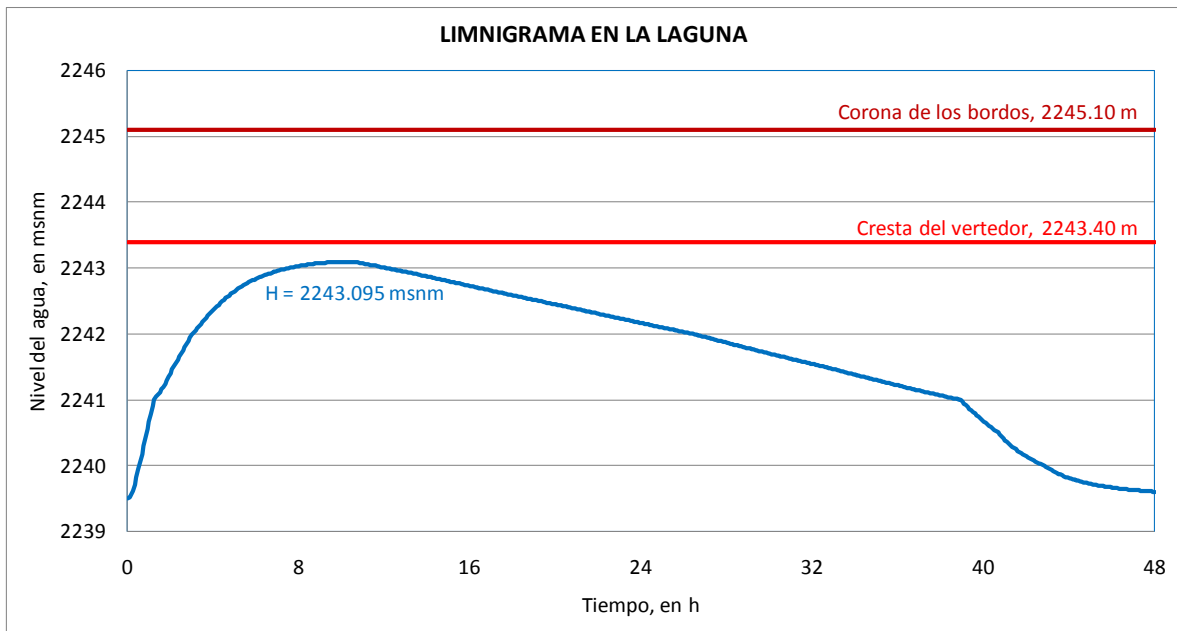


Fig 5.10.- Variación del nivel del agua en la laguna con cuatro presas construidas

VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados obtenidos, de la modelación numérica del tránsito de avenidas por la laguna, indican que el almacenamiento es suficiente y regula de manera adecuada los hidrogramas que ingresan a la misma, y que corresponden a un periodo de retorno 100 años.

Al comparar los resultados que se obtienen bajo las condiciones actuales del sistema hidráulico, que se caracteriza por no tener construida ninguna de las siete presas, con respecto a los resultados al suponer construidas cuatro de las siete presas proyectadas, se nota que no existe diferencia notable entre dichos resultados; sin embargo, se recomienda disponer de dichas presas, debido a que daría lugar a estudiar alternativas para administrar los volúmenes de escurrimiento directo captados en cada uno de esos vasos de almacenamiento, lo que ayudaría a mejorar el funcionamiento hidráulico de todo el sistema.

Es necesario aclarar que se asegura que la capacidad de la laguna es suficiente para transitar la avenida de diseño con periodo de retorno de 100 años, siempre y cuando se pueda asegurar que los bordos perimetrales de la laguna no presenten fallas cuando el almacenamiento corresponda al de diseño, lo anterior implica tener un programa de revisión y mantenimiento de los mismos. También es necesario mantener en óptimas condiciones los bordos de las márgenes de los ríos para evitar posibles desbordamientos, y por tanto inundaciones aguas arriba de la laguna de regulación.

En cuanto a las alcantarillas de cruce localizadas en el tramo final del río *San Francisco*, es de primordial importancia retirarlas, y mediante el uso de otra estructura asegurar que la sección transversal del río quede sin obstáculos que obstruyan el libre paso del flujo durante el tránsito de avenidas extraordinarias. Se recomienda que, de ser posible, el orden para retirar las alcantarillas sea en primer lugar para el cruce con la carretera a San Marcos Huixtoco, y posteriormente se proceda a retirar la alcantarilla ubicada en el cruce con la autopista México-Puebla.

También es necesario sobreelevar los bordos en un tramo de aproximadamente 70 m aguas arriba de la alcantarilla de cruce con la autopista México – Puebla, esto último permitirá asegurar que exista suficiente bordo libre para evitar el desbordamiento del río en ese tramo.

Como punto final, se motiva a proteger las márgenes de los ríos, dado que en muchas partes se pudo observar que presentaban deslizamiento de material debido a la erosión que el flujo ocasiona en los taludes, la parte más propensa a esta amenaza es la ubicada en la confluencia de los ríos *San Francisco* y *Santo Domingo*, que ocurre justo en el límite de la laguna de regulación. La protección podría ser el concreto flexible, mismo que se ha usado en los bordos del vaso, dado que el proveedor recomienda hacer uso de ellos para este tipo de erosión además, de que resulta ser ecológico porque permite el crecimiento de la vegetación.

REFERENCIAS

- Aparicio, F J, (1992), *Fundamentos de hidrología de superficie*, Editorial Limusa.
- Chow, V T (1959), *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill Book Co. New York, USA
- CONAGUA, (2011), *Rehabilitación Integral de la Laguna de Regulación La Gasera, en el municipio de Chalco, Estado de México*, Carpetas 1, 2 y 3.
- Cozzo, G (1978), *Una formula per il calcolo del coefficiente d'efflusso delle luci sotto paratoie*, *L'Energia Elettrica*, No. 11-12, 504-513.
- Henderson, F M (1966), *Open Channel Flow*, Macmillan Company, New York.
- Jiménez, A A, Domínguez, R, Berezowsky, M y Ramos, J, (2009), *Revisión del funcionamiento hidráulico del sistema de las siete presas y laguna de regulación para el control de avenidas de la cuenca alta del río de La Compañía, Estado de México*. Informe final, Proy. No. 9348, Instituto de Ingeniería, UNAM, Convenio OAVM-DAPDS-MEX-09-224-RF-CC, elaborado para Organismo de Cuenca Aguas del Valle de México, Comisión Nacional del Agua, diciembre, 197 pp.
- Sotelo, A G (2004), *Hidráulica general. Fundamentos*, Limusa, México.
- US Army Corps of Engineers, (2002). HEC-RAS River Analysis System. Hydraulic Reference Manual, Hydrologic Engineering, Davis, CA.

APÉNDICE - SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS CAUCES

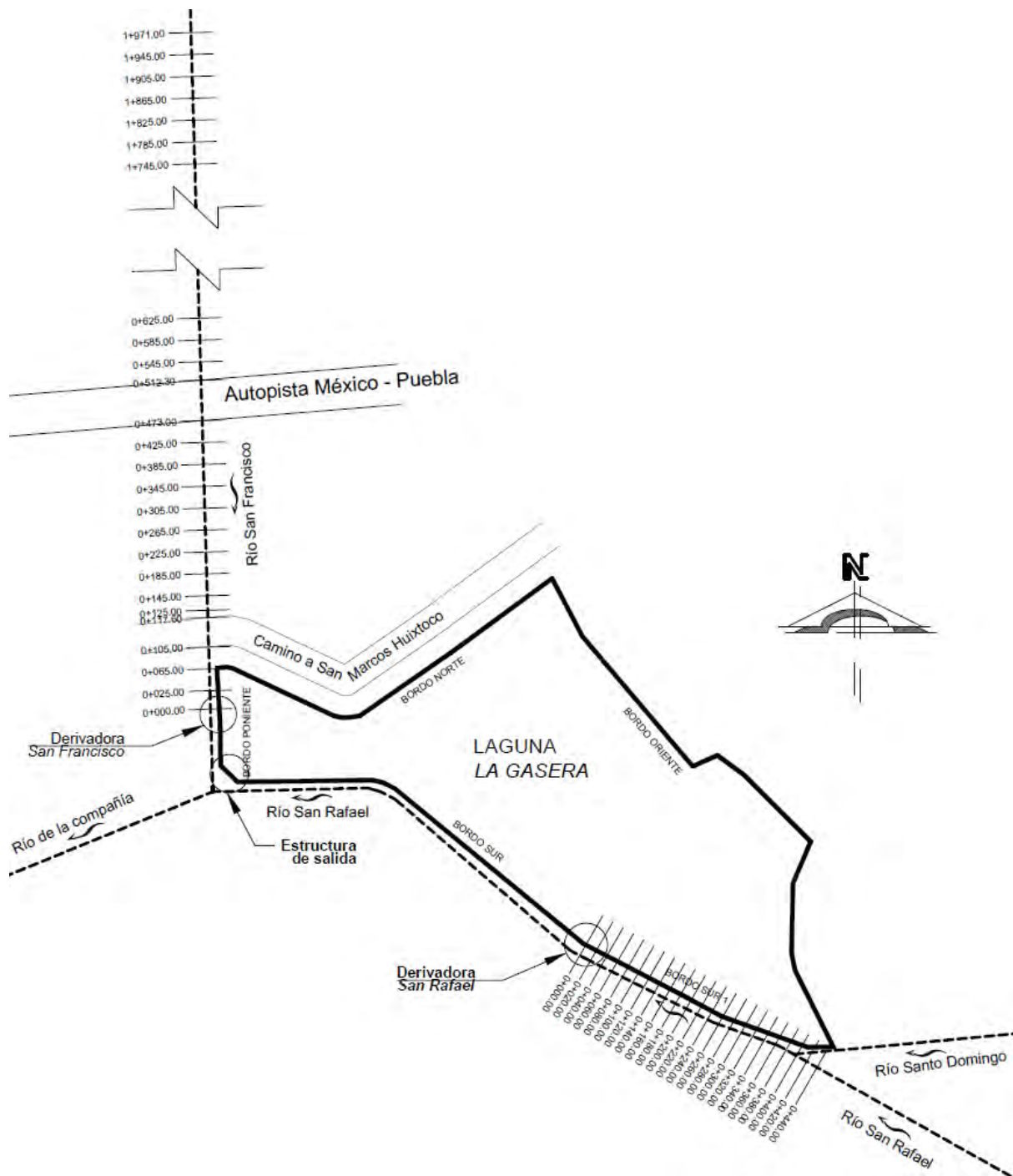
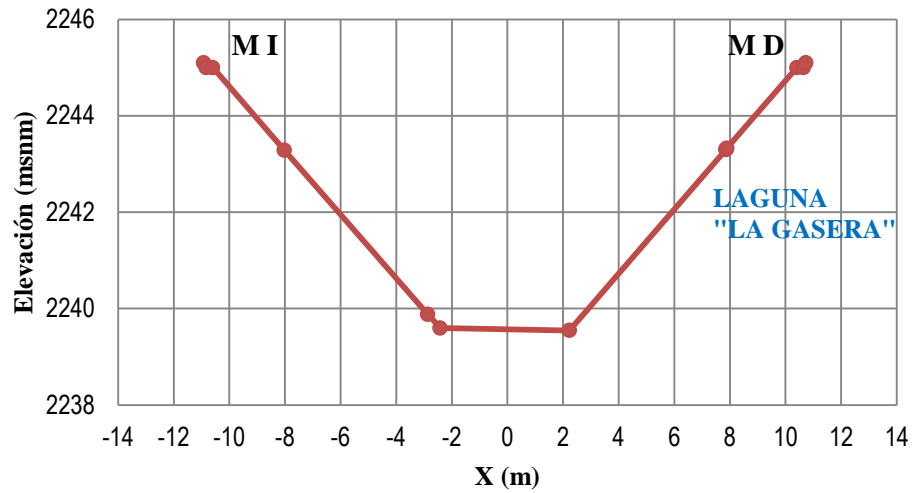


Fig. B.1 Localización de las secciones transversales (vista en planta).

Secciones transversales del río *San Rafael*

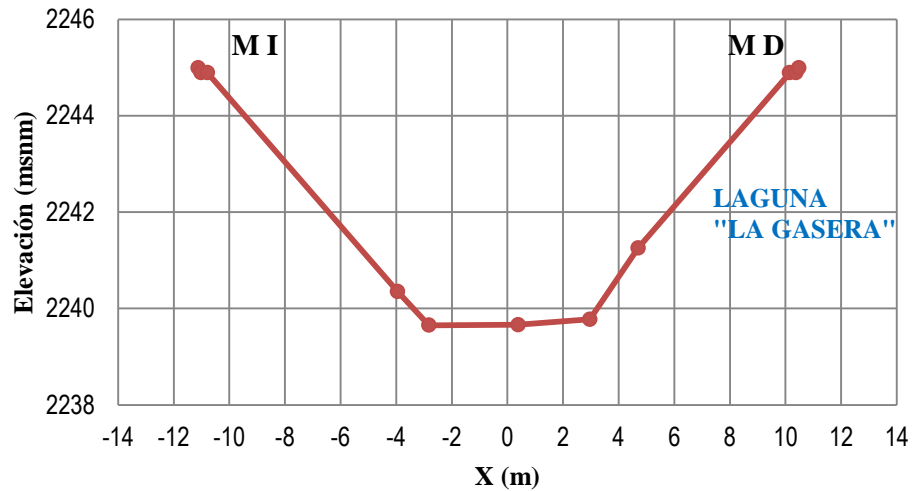
Estación 0+000.00

X (m)	Elevación (msnm)
-10.925	2245.100
-10.825	2245.000
-10.595	2245.000
-8.023	2243.285
-2.866	2239.881
-2.415	2239.595
2.229	2239.546
7.856	2243.297
7.868	2243.305
7.893	2243.326
10.413	2245.000
10.643	2245.000
10.743	2245.100



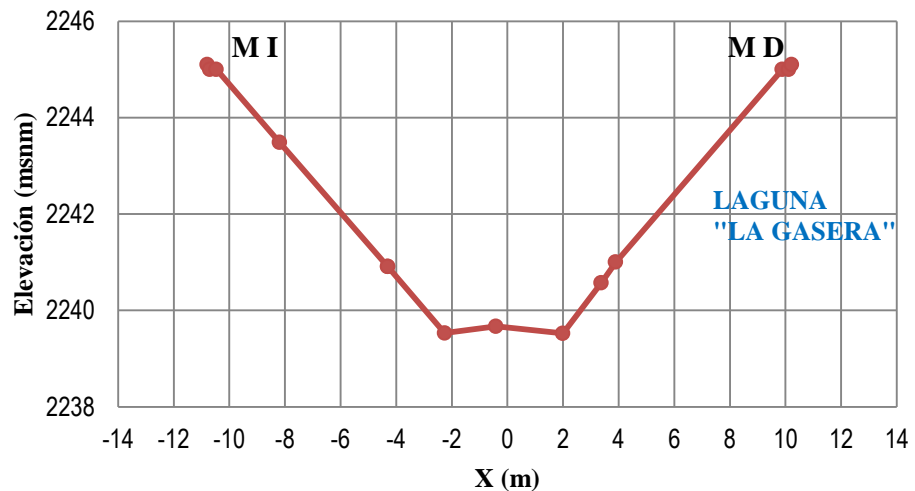
Estación 0+020.00

X (m)	Elevación (msnm)
-11.114	2244.990
-11.014	2244.890
-10.784	2244.890
-3.949	2240.354
-2.819	2239.653
0.389	2239.663
2.967	2239.776
4.702	2241.257
10.151	2244.890
10.381	2244.890
10.481	2244.990



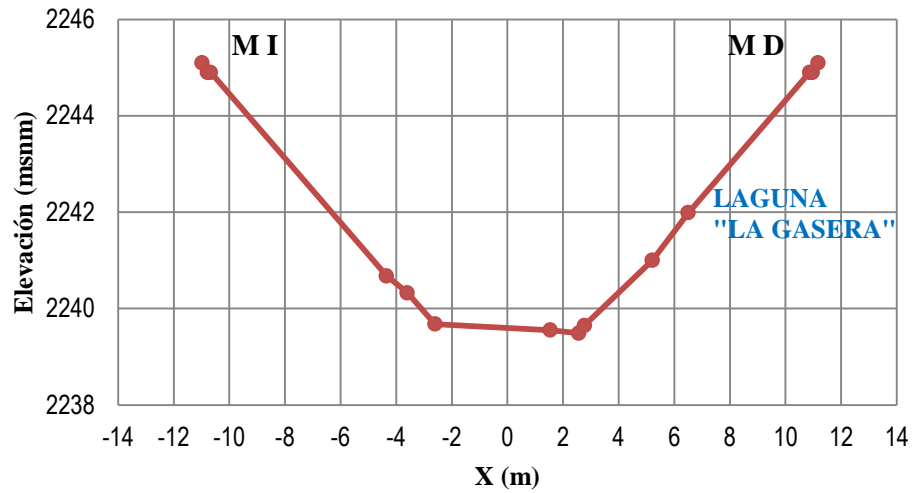
Estación 0+040.00

X (m)	Elevación (msnm)
-10.797	2245.100
-10.697	2245.000
-10.467	2245.000
-8.197	2243.487
-4.308	2240.911
-4.308	2240.911
-2.258	2239.528
-0.413	2239.668
1.995	2239.522
3.375	2240.571
3.891	2241.000
9.890	2245.000
10.121	2245.000
10.221	2245.100



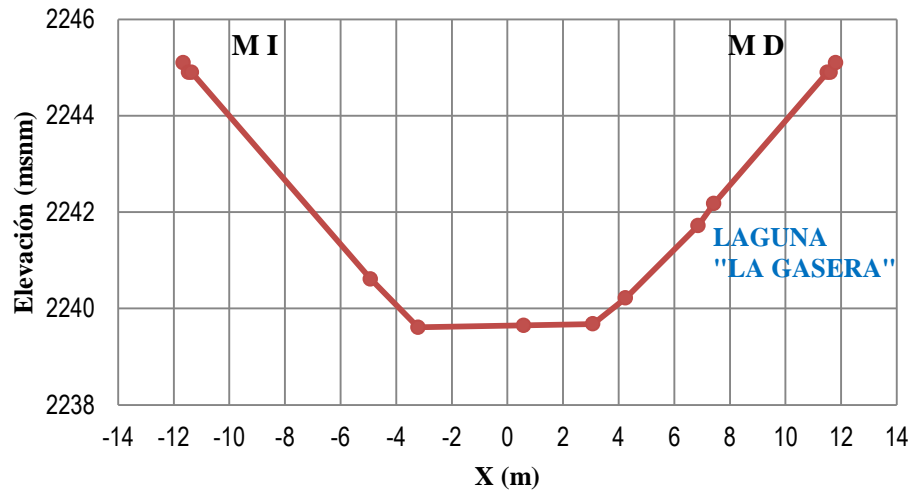
Estación 0+060.00

X (m)	Elevación (msnm)
-10.976	2245.100
-10.776	2244.900
-10.676	2244.900
-4.344	2240.679
-3.596	2240.328
-2.604	2239.679
1.539	2239.552
2.566	2239.488
2.771	2239.649
5.213	2240.999
6.505	2241.988
10.872	2244.900
10.972	2244.900
11.172	2245.100



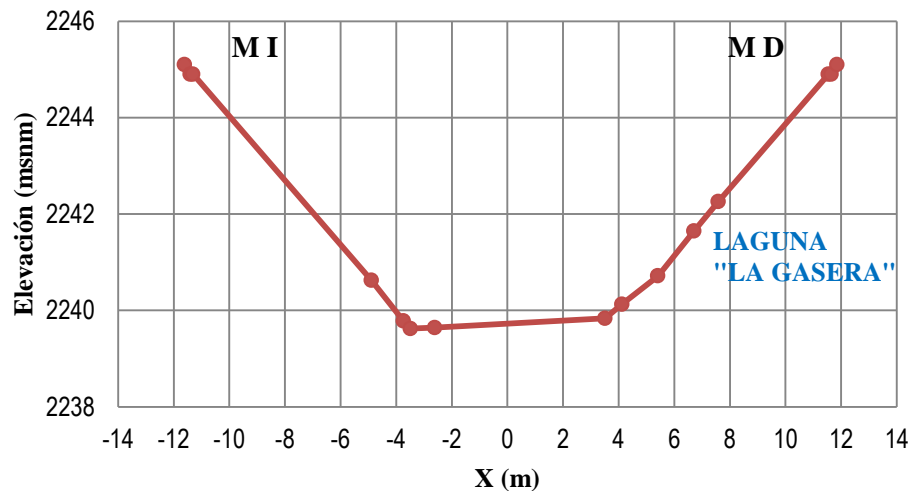
Estación 0+080.00

X (m)	Elevación (msnm)
-11.657	2245.100
-11.457	2244.900
-11.357	2244.900
-4.923	2240.610
-3.214	2239.610
0.583	2239.650
3.075	2239.678
4.251	2240.218
6.865	2241.721
7.425	2242.178
11.509	2244.900
11.609	2244.900
11.809	2245.100



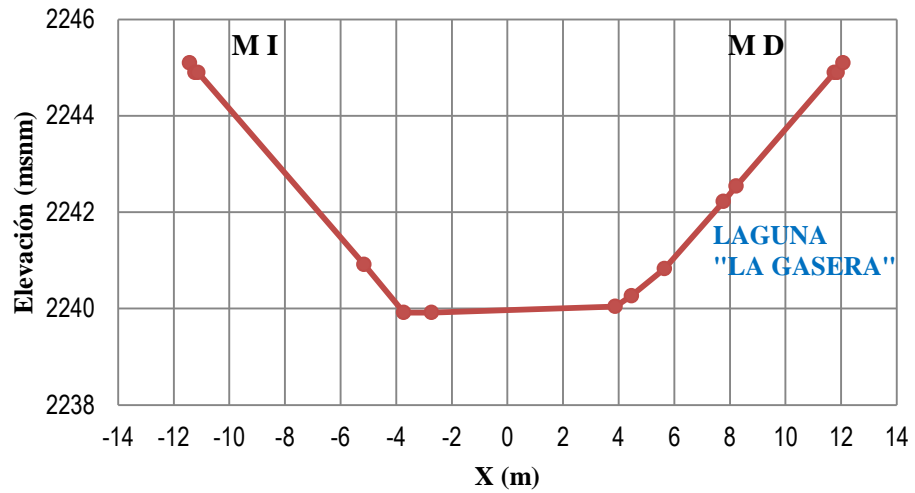
Estación 0+100.00

X (m)	Elevación (msnm)
-11.605	2245.100
-11.405	2244.900
-11.305	2244.900
-4.886	2240.621
-3.737	2239.779
-3.489	2239.621
-2.611	2239.644
3.513	2239.835
4.120	2240.127
5.413	2240.714
6.708	2241.644
7.582	2242.256
11.548	2244.900
11.648	2244.900
11.848	2245.100



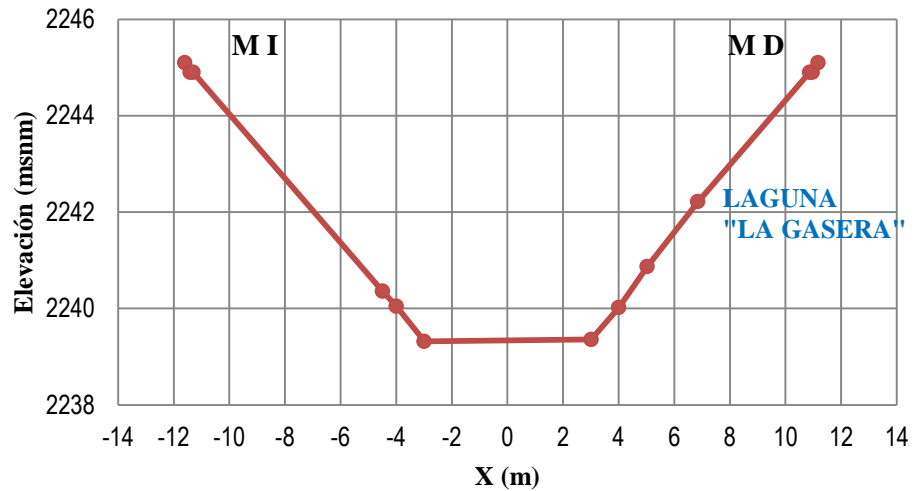
Estación 0+120.00

X (m)	Elevación (msnm)
-11.431	2245.100
-11.231	2244.900
-11.131	2244.900
-5.156	2240.917
-3.725	2239.917
-2.728	2239.918
3.884	2240.045
4.463	2240.266
5.651	2240.828
7.773	2242.222
8.234	2242.544
11.767	2244.900
11.867	2244.900
12.067	2245.100



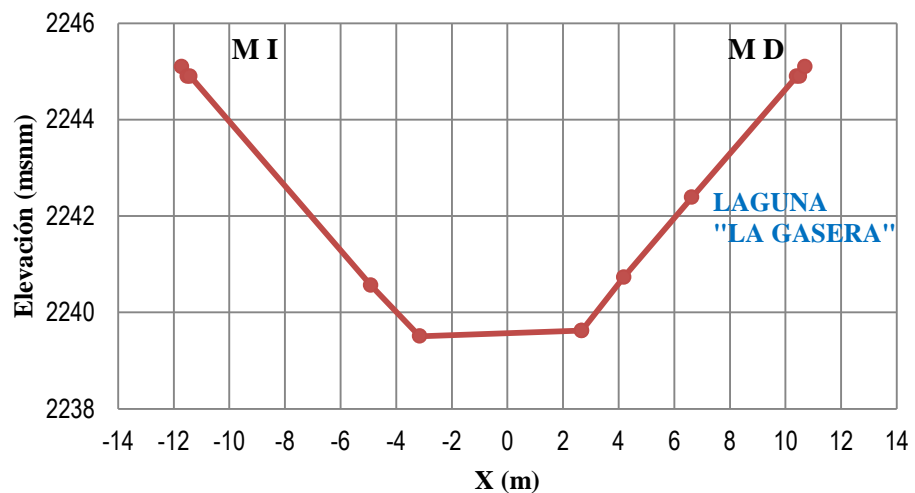
Estación 0+140.00

X (m)	Elevación (msnm)
-11.601	2245.100
-11.401	2244.900
-11.301	2244.900
-4.484	2240.355
-3.989	2240.045
-2.988	2239.318
3.011	2239.355
4.011	2240.022
5.024	2240.868
6.851	2242.216
10.870	2244.900
10.970	2244.900
11.170	2245.100



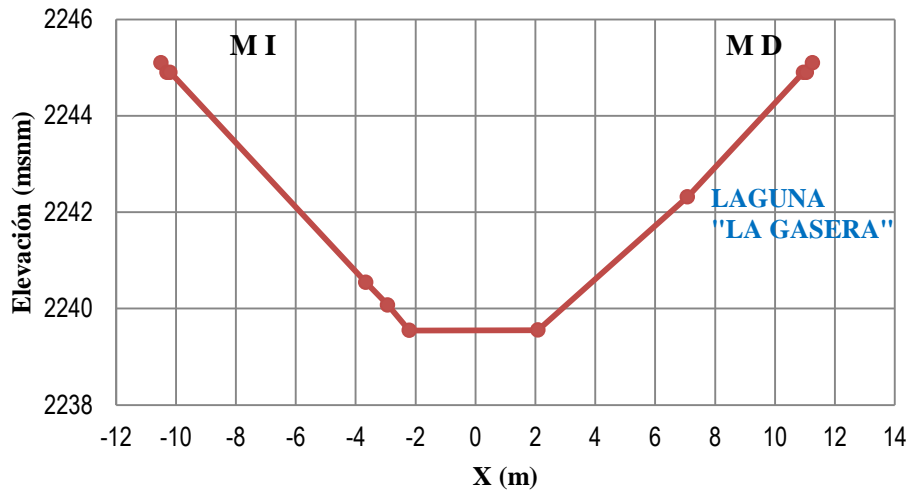
Estación 0+160.00

X (m)	Elevación (msnm)
-11.712	2245.100
-11.512	2244.900
-11.412	2244.900
-4.907	2240.563
-3.157	2239.505
2.675	2239.621
2.675	2239.621
4.184	2240.731
6.633	2242.386
10.404	2244.900
10.504	2244.900
10.704	2245.100



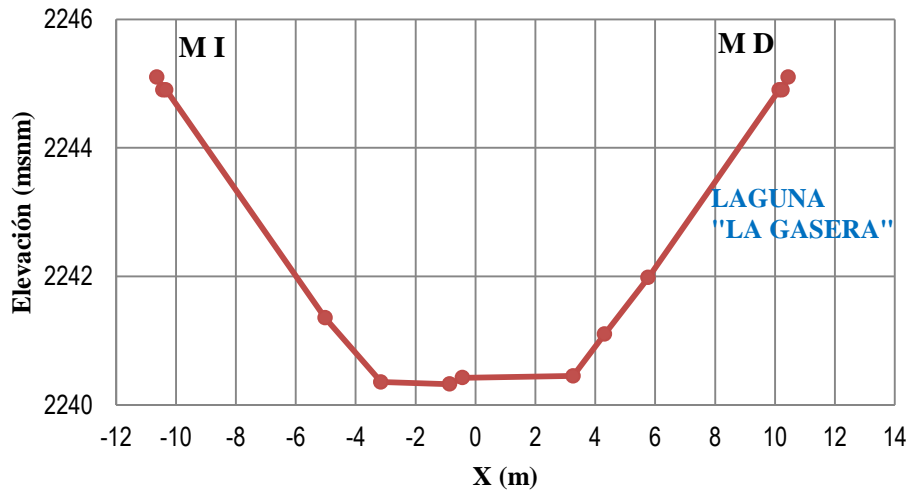
Estación 0+180.00

X (m)	Elevación (msnm)
-10.494	2245.100
-10.294	2244.900
-10.194	2244.900
-3.662	2240.546
-2.927	2240.073
-2.205	2239.546
2.090	2239.552
7.081	2242.317
10.957	2244.900
11.057	2244.900
11.257	2245.100



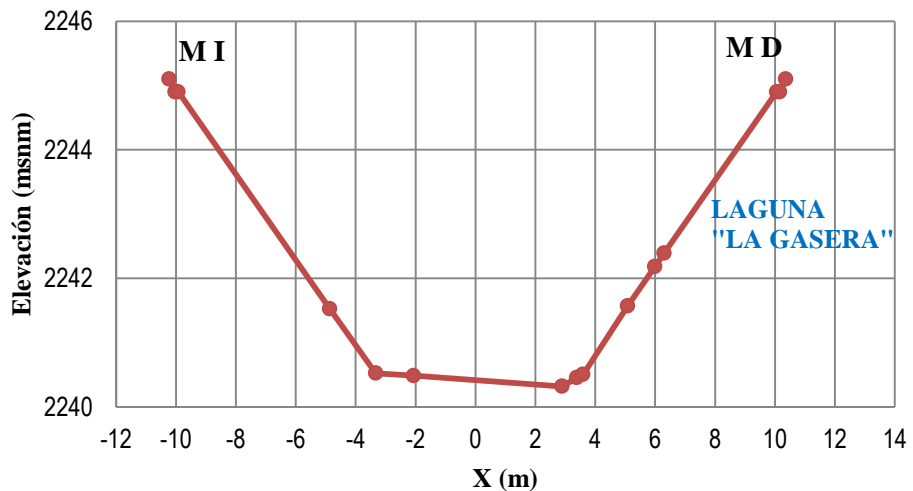
Estación 0+200.00

X (m)	Elevación (msnm)
-10.634	2245.100
-10.434	2244.900
-10.334	2244.900
-5.016	2241.355
-3.155	2240.355
-0.857	2240.323
-0.433	2240.424
3.264	2240.451
4.309	2241.100
5.768	2241.981
10.145	2244.900
10.245	2244.900
10.445	2245.100



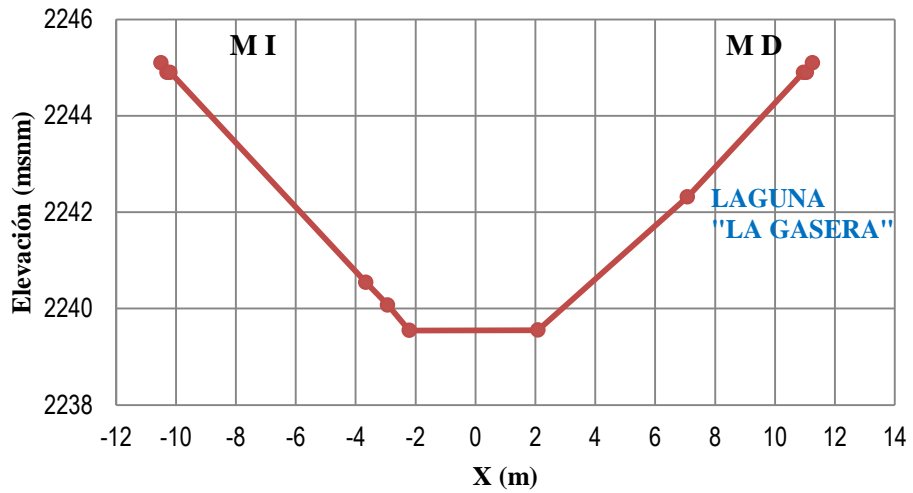
Estación 0+220.00

X (m)	Elevación (msnm)
-10.227	2245.100
-10.027	2244.900
-9.927	2244.900
-4.861	2241.522
-3.329	2240.522
-2.066	2240.485
2.891	2240.318
3.384	2240.452
3.588	2240.504
5.080	2241.569
5.992	2242.183
6.296	2242.389
10.062	2244.900
10.162	2244.900
10.362	2245.100



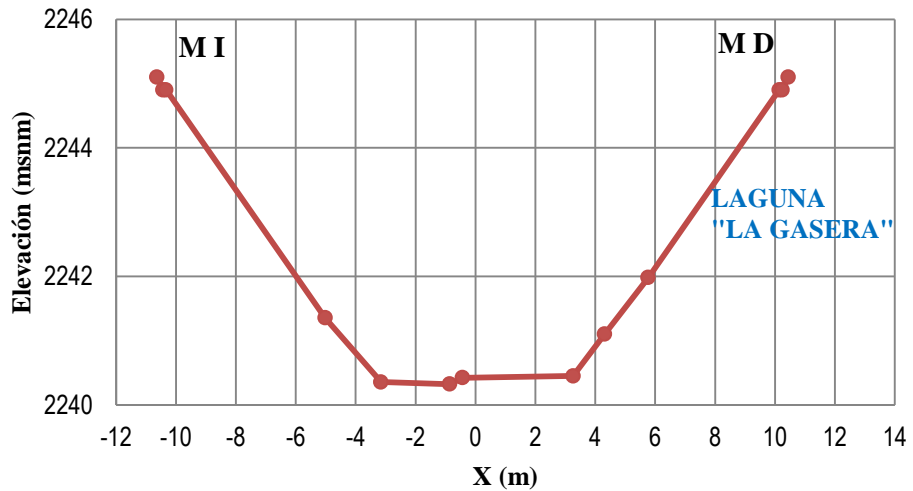
Estación 0+180.00

X (m)	Elevación (msnm)
-10.494	2245.100
-10.294	2244.900
-10.194	2244.900
-3.662	2240.546
-2.927	2240.073
-2.205	2239.546
2.090	2239.552
7.081	2242.317
10.957	2244.900
11.057	2244.900
11.257	2245.100



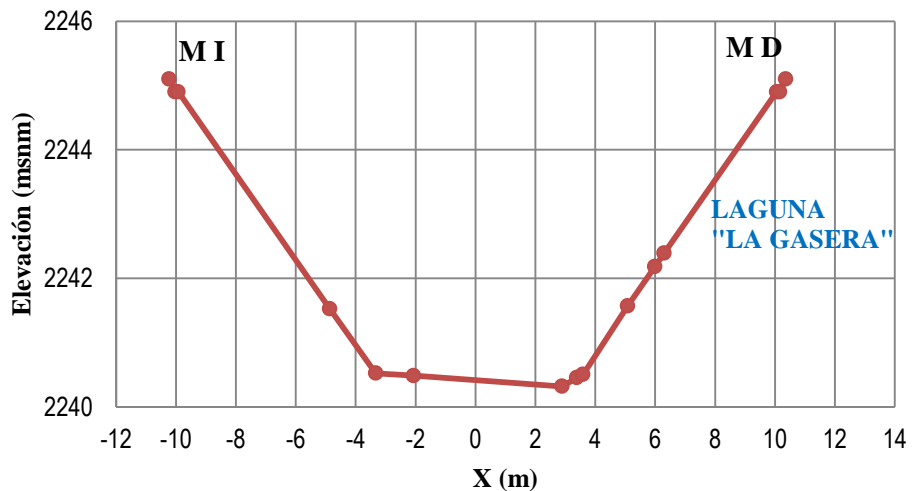
Estación 0+200.00

X (m)	Elevación (msnm)
-10.634	2245.100
-10.434	2244.900
-10.334	2244.900
-5.016	2241.355
-3.155	2240.355
-0.857	2240.323
-0.433	2240.424
3.264	2240.451
4.309	2241.100
5.768	2241.981
10.145	2244.900
10.245	2244.900
10.445	2245.100



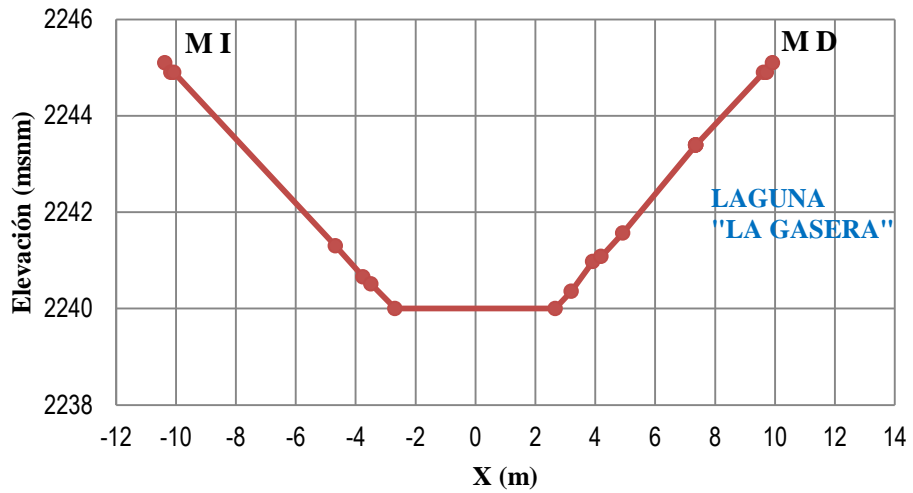
Estación 0+220.00

X (m)	Elevación (msnm)
-10.227	2245.100
-10.027	2244.900
-9.927	2244.900
-4.861	2241.522
-3.329	2240.522
-2.066	2240.485
2.891	2240.318
3.384	2240.452
3.588	2240.504
5.080	2241.569
5.992	2242.183
6.296	2242.389
10.062	2244.900
10.162	2244.900
10.362	2245.100



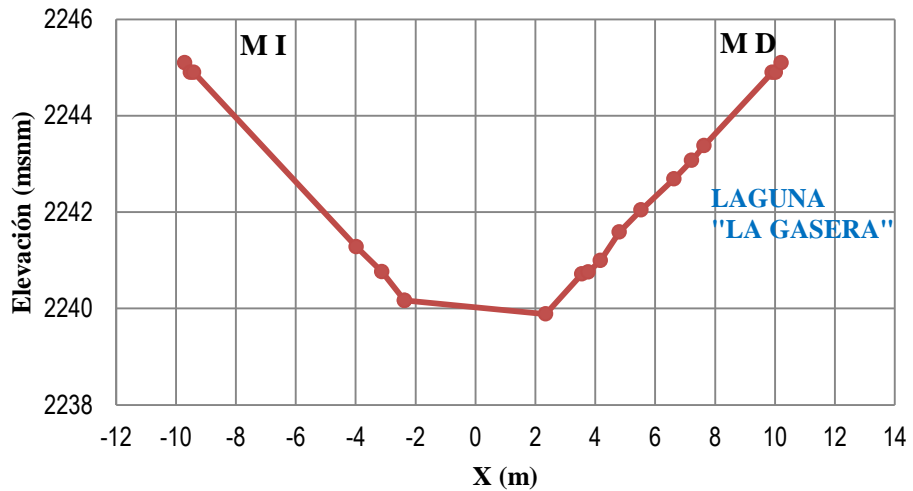
Estación 0+240.00

X (m)	Elevación (msnm)
-10.370	2245.100
-10.170	2244.900
-10.070	2244.900
-4.670	2241.300
-3.753	2240.657
-3.487	2240.512
-2.684	2240.000
2.666	2240.000
3.201	2240.357
3.922	2240.977
4.198	2241.081
4.918	2241.566
7.362	2243.391
7.362	2243.391
7.362	2243.391
7.362	2243.391
9.625	2244.900
9.725	2244.900
9.925	2245.100



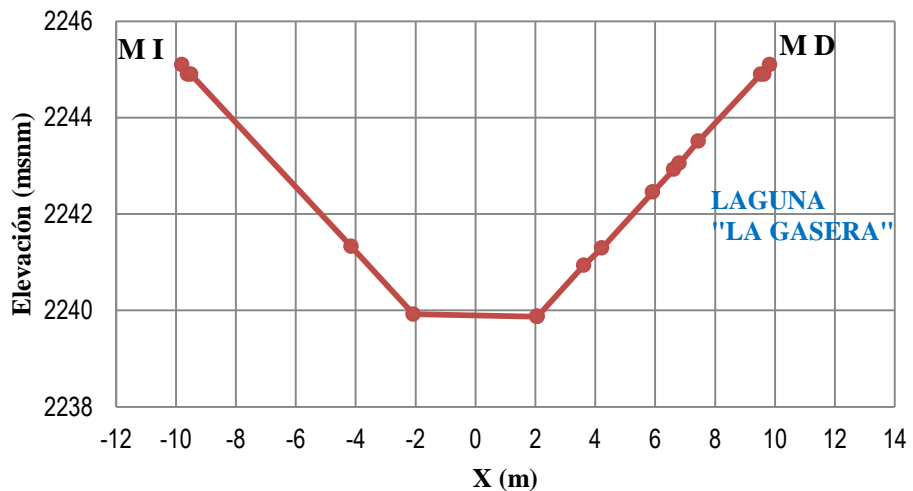
Estación 0+260.00

-9.709	2245.100
-9.509	2244.900
-9.409	2244.900
-3.980	2241.281
-3.121	2240.760
-2.366	2240.166
-2.366	2240.166
2.343	2239.886
3.551	2240.713
3.766	2240.755
4.175	2240.998
4.810	2241.589
5.531	2242.043
6.637	2242.690
7.224	2243.071
7.632	2243.377
9.916	2244.900
10.016	2244.900
10.216	2245.100



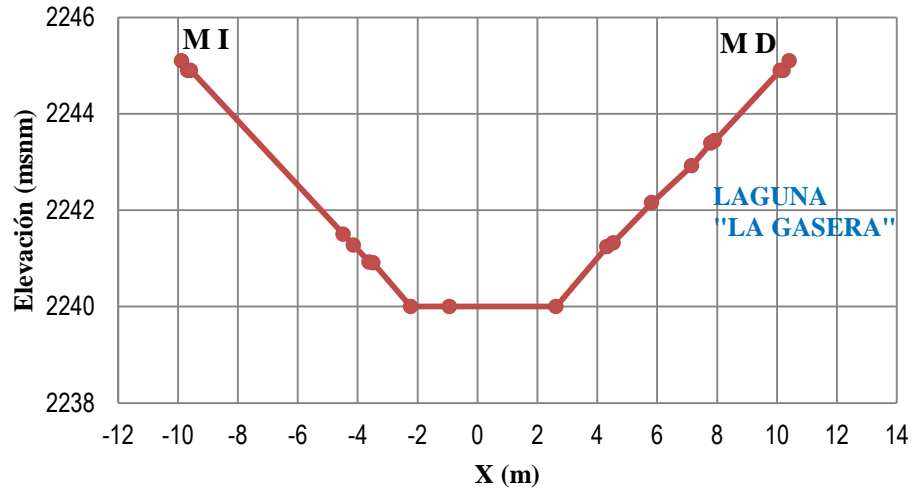
Estación 0+280.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.806	2245.100
-9.606	2244.900
-9.506	2244.900
-4.145	2241.326
-2.072	2239.921
2.061	2239.870
2.061	2239.870
2.061	2239.870
3.617	2240.934
4.219	2241.292
5.920	2242.455
6.626	2242.924
6.805	2243.051
7.449	2243.512
9.532	2244.900
9.632	2244.900
9.832	2245.100



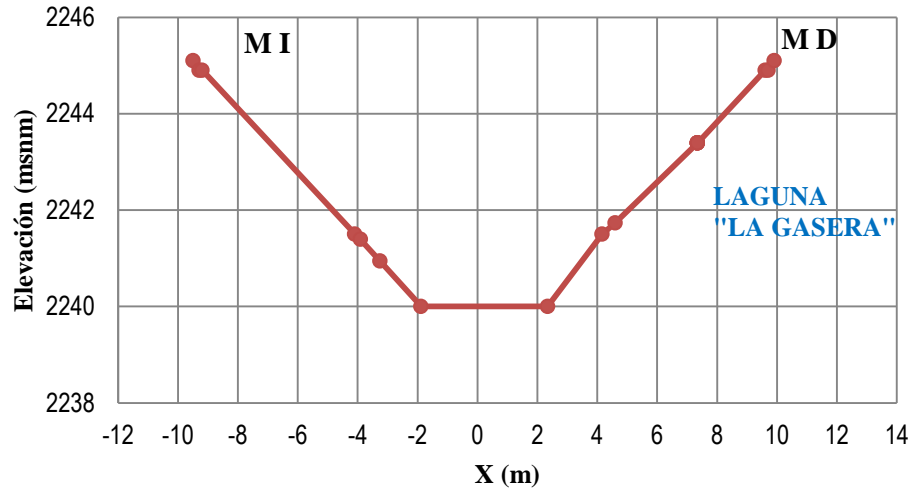
Estación 0+300.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.877	2245.100
-9.677	2244.900
-9.577	2244.900
-4.477	2241.500
-4.134	2241.271
-3.610	2240.924
-3.486	2240.905
-2.227	2240.000
-0.935	2240.000
2.627	2240.000
4.319	2241.238
4.536	2241.321
5.820	2242.156
7.153	2242.918
7.801	2243.391
7.915	2243.436
10.111	2244.900
10.211	2244.900
10.411	2245.100



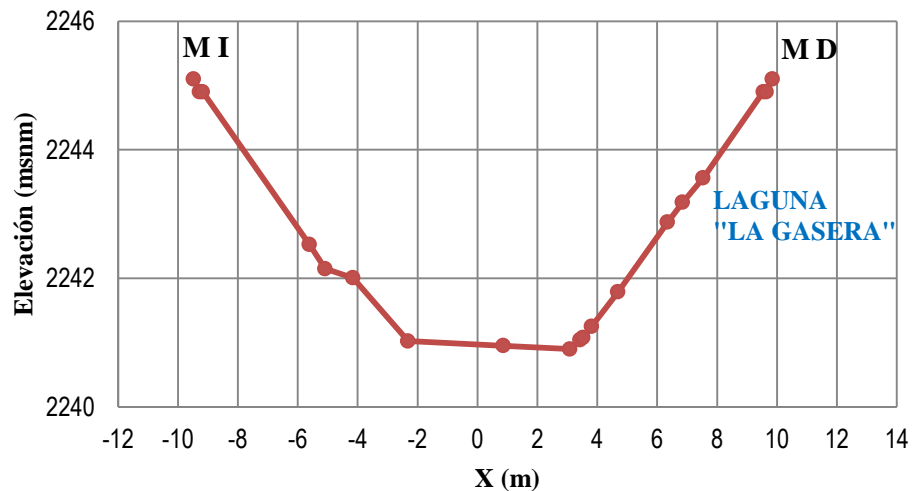
Estación 0+320.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.491	2245.100
-9.291	2244.900
-9.191	2244.900
-4.091	2241.500
-3.909	2241.391
-3.257	2240.944
-1.880	2240.000
2.343	2240.000
4.160	2241.498
4.597	2241.735
7.349	2243.391
7.349	2243.391
7.349	2243.391
7.349	2243.391
7.349	2243.391
7.349	2243.391
9.612	2244.900
9.712	2244.900
9.912	2245.100



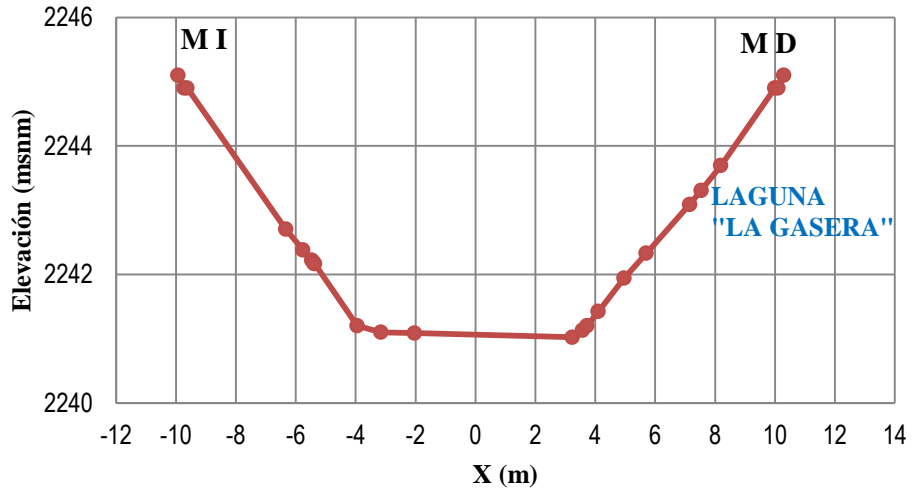
Estación 0+340.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.477	2245.100
-9.277	2244.900
-9.177	2244.900
-5.613	2242.524
-5.089	2242.148
-4.158	2242.005
-2.322	2241.024
0.864	2240.951
3.084	2240.898
3.430	2241.043
3.525	2241.075
3.811	2241.249
4.690	2241.787
6.347	2242.873
6.846	2243.181
7.532	2243.559
9.544	2244.900
9.644	2244.900
9.844	2245.100



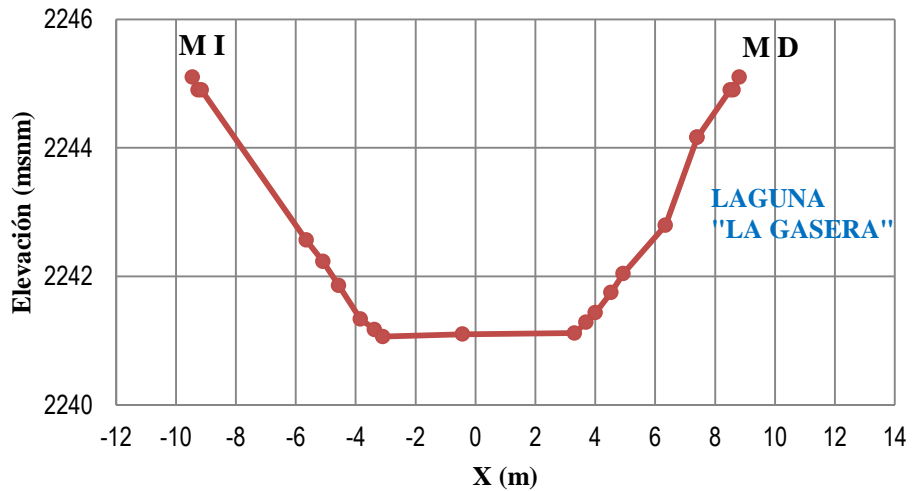
Estación 0+360.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.930	2245.100
-9.730	2244.900
-9.630	2244.900
-6.334	2242.703
-5.759	2242.381
-5.468	2242.223
-5.412	2242.190
-5.389	2242.174
-5.371	2242.168
-3.947	2241.203
-3.151	2241.099
-2.038	2241.088
3.239	2241.024
3.572	2241.129
3.723	2241.200
4.101	2241.423
4.965	2241.941
5.704	2242.330
7.155	2243.090
7.536	2243.308
8.194	2243.695
10.002	2244.900
10.102	2244.900
10.302	2245.100



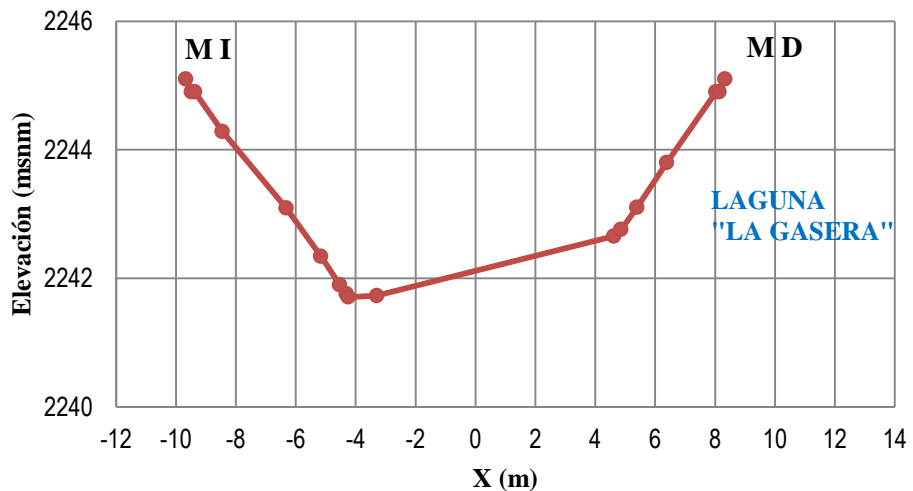
Estación 0+380.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.452	2245.100
-9.252	2244.900
-9.152	2244.900
-5.646	2242.562
-5.094	2242.233
-4.565	2241.857
-3.841	2241.337
-3.368	2241.172
-3.095	2241.062
-0.433	2241.099
3.310	2241.116
3.695	2241.284
4.007	2241.433
4.528	2241.750
4.938	2242.042
6.348	2242.794
7.405	2244.162
7.405	2244.162
8.512	2244.900
8.612	2244.900
8.812	2245.100



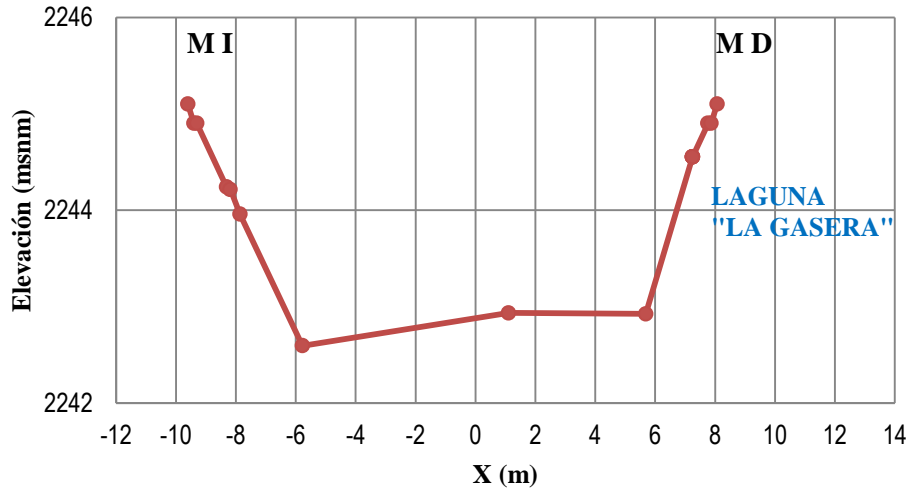
Estación 0+400.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.678	2245.100
-9.478	2244.900
-9.378	2244.900
-8.452	2244.283
-6.323	2243.093
-5.161	2242.342
-4.531	2241.896
-4.315	2241.758
-4.243	2241.708
-3.295	2241.729
4.624	2242.656
4.862	2242.758
5.393	2243.103
6.387	2243.801
8.036	2244.900
8.136	2244.900
8.336	2245.100



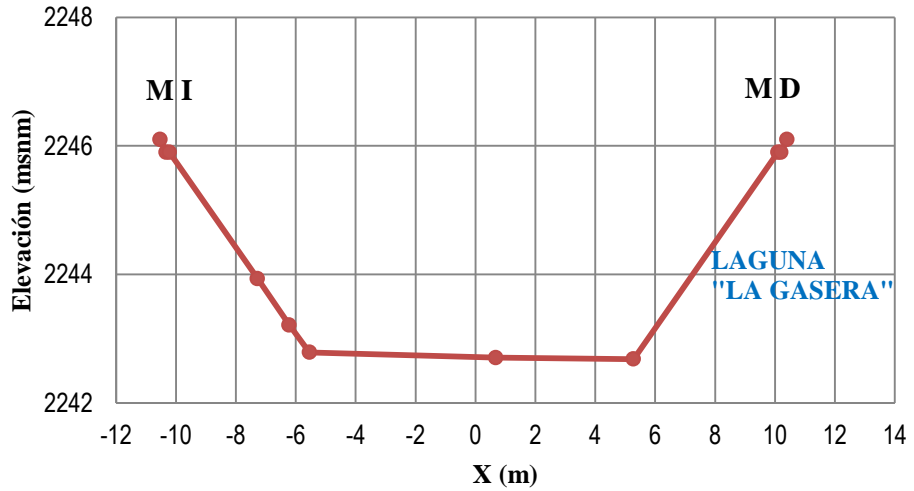
Estación 0+420.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.601	2245.100
-9.401	2244.900
-9.301	2244.900
-8.311	2244.240
-8.188	2244.214
-7.858	2243.957
-5.777	2242.594
1.113	2242.934
5.689	2242.925
7.249	2244.552
7.249	2244.552
7.249	2244.552
7.249	2244.552
7.249	2244.552
7.770	2244.900
7.870	2244.900
8.070	2245.100



Estación 0+440.00

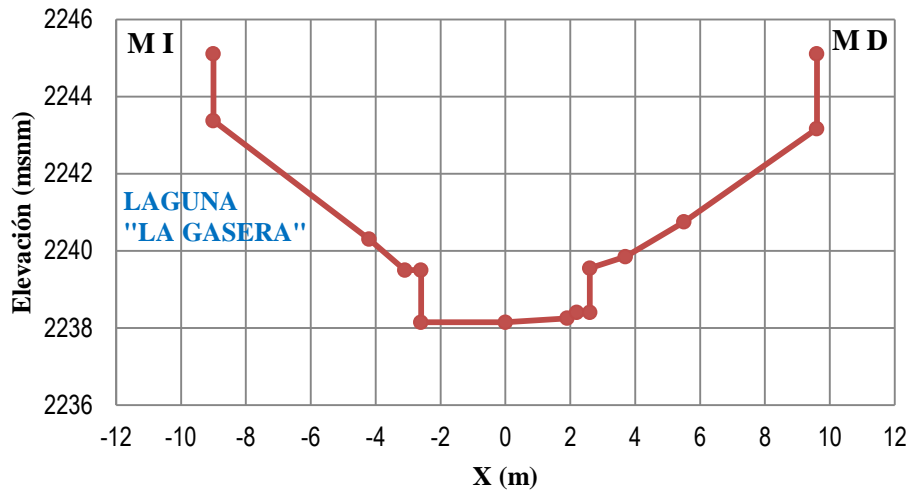
X (m)	Elevación (msnm)
-10.524	2246.100
-10.324	2245.900
-10.224	2245.900
-7.276	2243.934
-6.218	2243.213
-5.543	2242.786
0.675	2242.703
5.278	2242.682
10.104	2245.900
10.204	2245.900
10.404	2246.100



Secciones transversales del río *San Francisco*

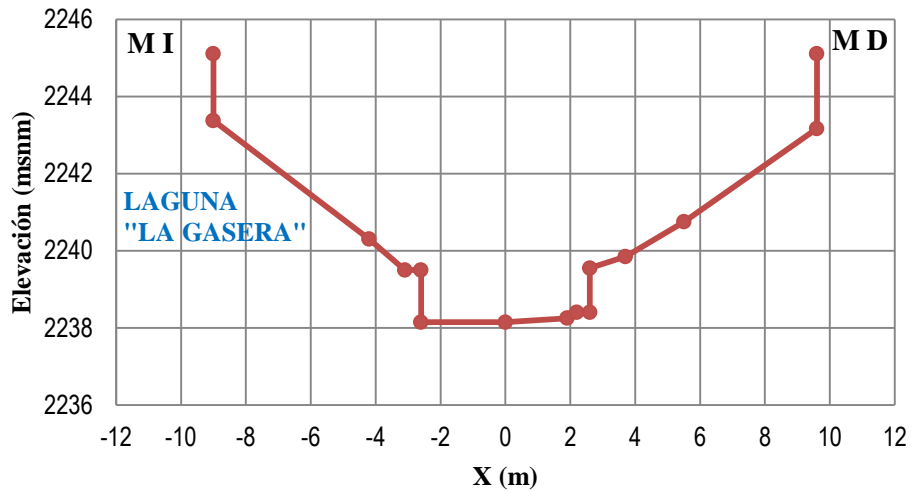
Estación 0+000.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.000	2245.100
-9.000	2243.371
-4.200	2240.296
-3.100	2239.496
-2.600	2239.496
-2.600	2238.146
0.000	2238.146
1.900	2238.246
2.200	2238.396
2.600	2238.396
2.600	2239.546
3.700	2239.846
5.500	2240.746
9.600	2243.166
9.600	2245.100



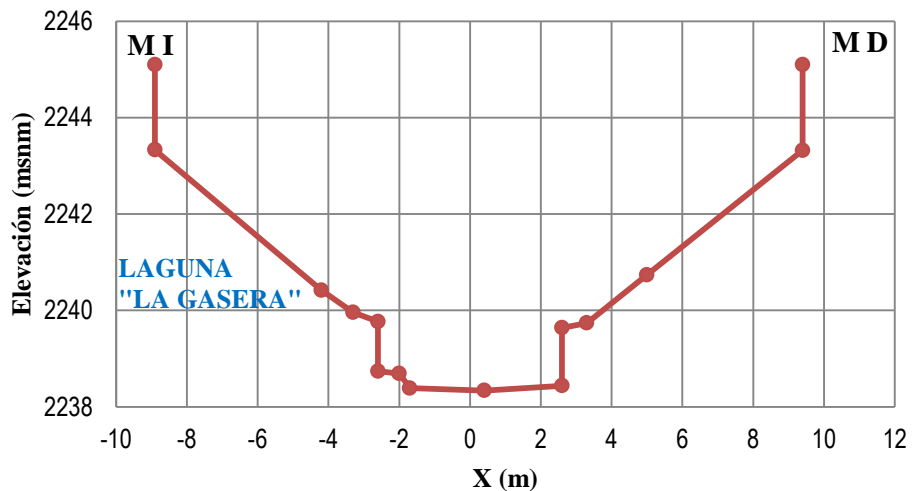
Estación 0+025.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.000	2245.100
-9.000	2243.371
-4.200	2240.296
-3.100	2239.496
-2.600	2239.496
-2.600	2238.146
0.000	2238.146
1.900	2238.246
2.200	2238.396
2.600	2238.396
2.600	2239.546
3.700	2239.846
5.500	2240.746
9.600	2243.166
9.600	2245.100



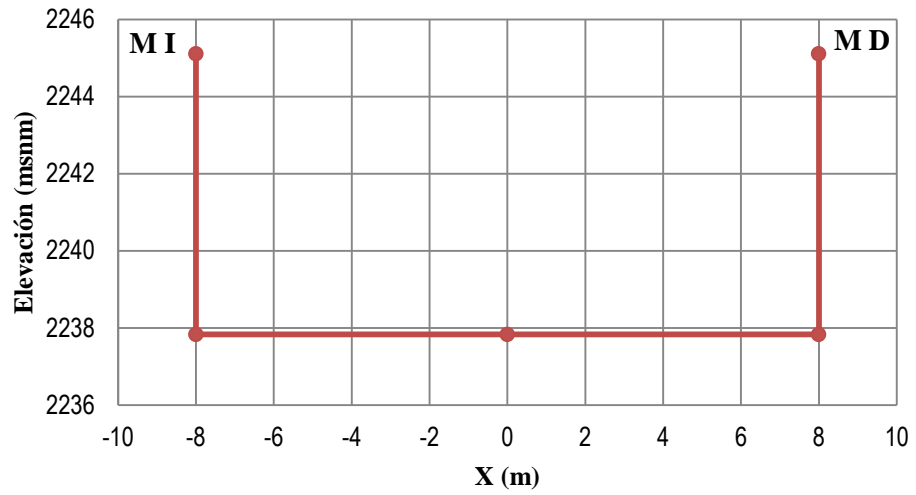
Estación 0+065.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.900	2245.100
-8.900	2243.329
-4.200	2240.419
-3.300	2239.959
-2.600	2239.769
-2.600	2238.739
-2.000	2238.689
-1.700	2238.389
0.400	2238.339
2.600	2238.439
2.600	2239.639
3.300	2239.739
5.000	2240.739
9.400	2243.319
9.400	2245.100



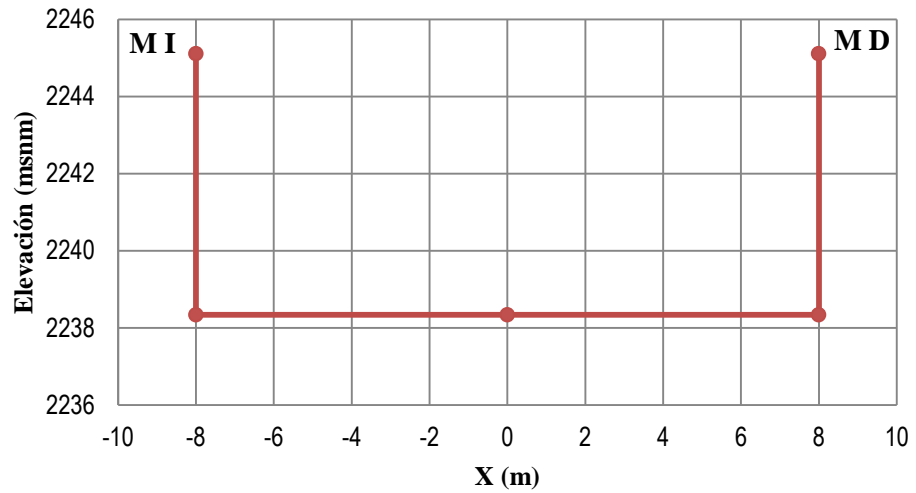
Estación 0+105.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.000	2245.100
-8.000	2237.830
0.000	2237.830
8.000	2237.830
8.000	2245.100



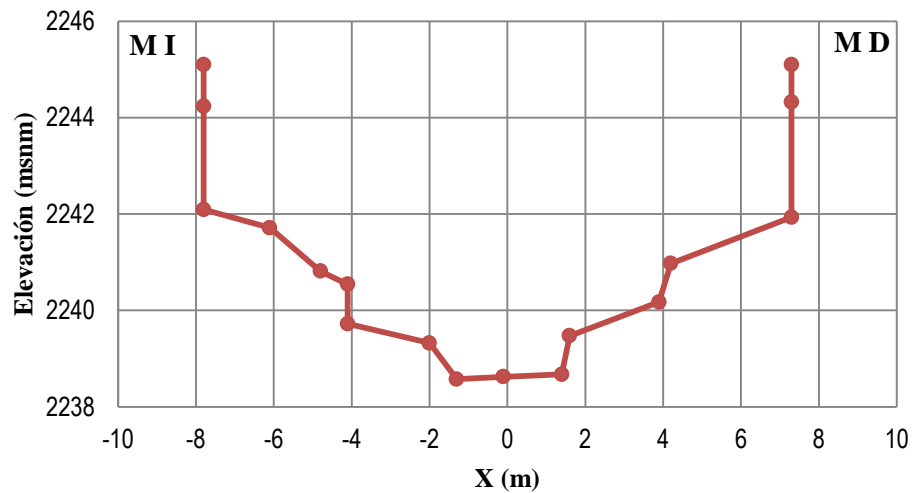
Estación 0+117.60

X (m)	Elevación (msnm)
-8.000	2245.100
-8.000	2238.335
0.000	2238.335
8.000	2238.335
8.000	2245.100



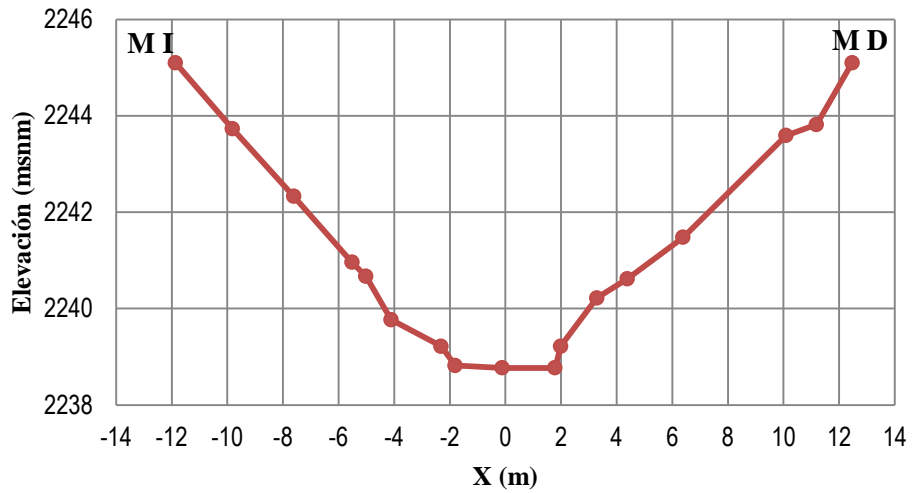
Estación 0+125.00

X (m)	Elevación (msnm)
-7.803	2245.100
-7.803	2244.233
-7.803	2242.093
-6.103	2241.713
-4.803	2240.813
-4.103	2240.543
-4.103	2239.723
-2.003	2239.323
-1.303	2238.573
-0.103	2238.623
1.397	2238.673
1.597	2239.473
3.897	2240.173
4.197	2240.973
7.297	2241.933
7.297	2244.323
7.297	2245.100



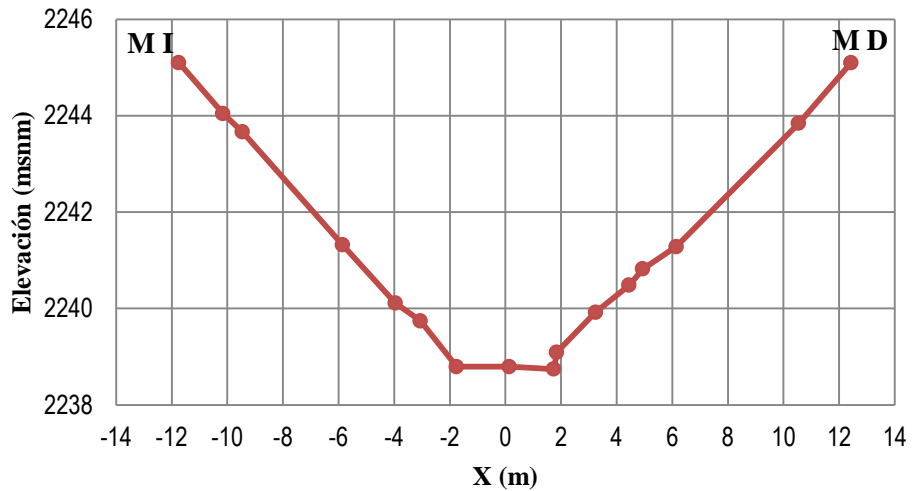
Estación 0+145.00

X (m)	Elevación (msnm)
-11.868	2245.100
-9.811	2243.729
-7.611	2242.329
-5.511	2240.959
-5.011	2240.669
-4.111	2239.769
-2.311	2239.219
-1.811	2238.819
-0.111	2238.769
1.789	2238.769
1.989	2239.219
3.289	2240.219
4.389	2240.619
6.389	2241.479
10.089	2243.589
11.189	2243.819
12.470	2245.100



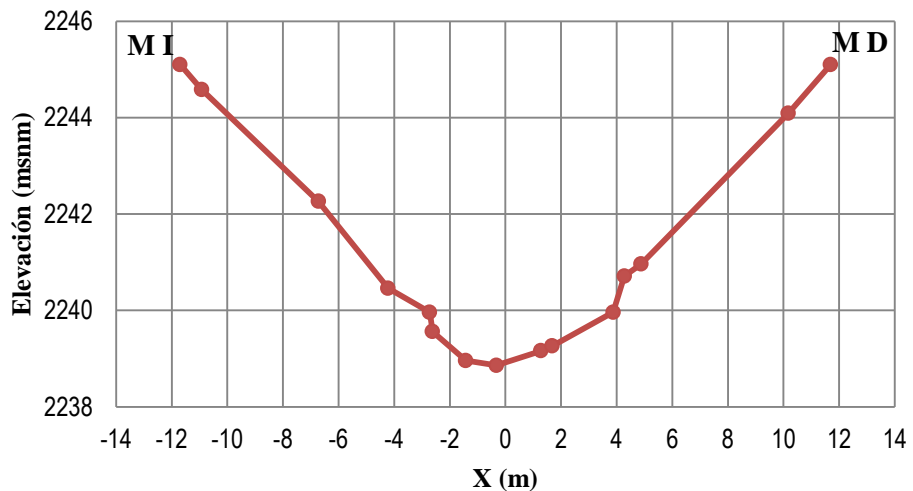
Estación 0+185.00

X (m)	Elevación (msnm)
-11.744	2245.100
-10.157	2244.042
-9.457	2243.662
-5.857	2241.322
-3.957	2240.112
-3.057	2239.742
-1.757	2238.792
0.143	2238.792
1.743	2238.742
1.843	2239.092
3.243	2239.922
4.443	2240.482
4.943	2240.822
6.143	2241.282
10.543	2243.842
12.430	2245.100



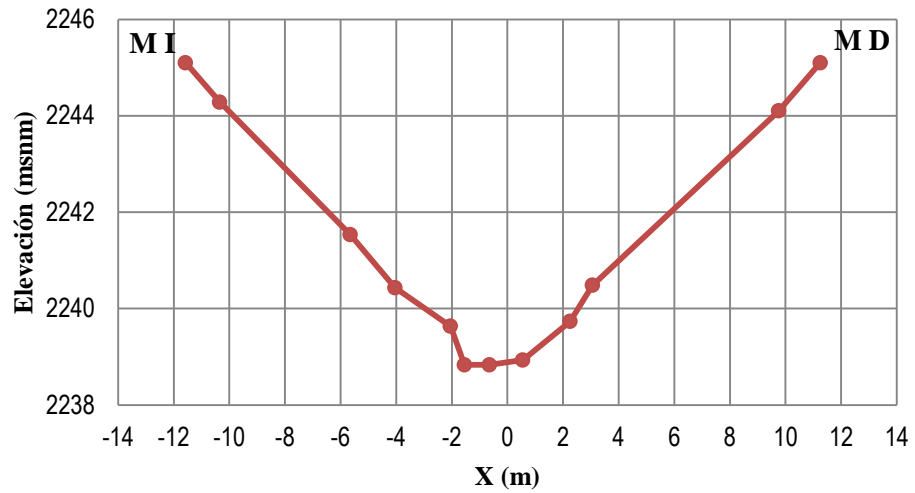
Estación 0+225.00

X (m)	Elevación (msnm)
-11.701	2245.100
-10.921	2244.580
-6.721	2242.260
-4.221	2240.460
-2.721	2239.960
-2.621	2239.560
-1.421	2238.960
-0.321	2238.860
1.279	2239.160
1.679	2239.260
3.879	2239.960
4.279	2240.710
4.879	2240.960
10.179	2244.090
11.694	2245.100



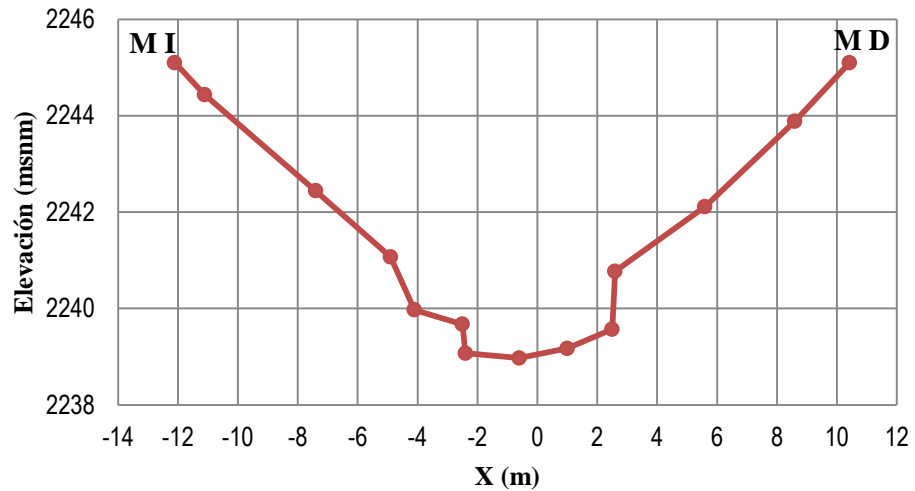
Estación 0+265.00

X (m)	Elevación (msnm)
-11.572	2245.100
-10.344	2244.281
-5.644	2241.531
-4.044	2240.431
-2.044	2239.631
-1.544	2238.831
-0.644	2238.831
0.556	2238.931
2.256	2239.731
3.056	2240.481
9.756	2244.101
11.255	2245.100



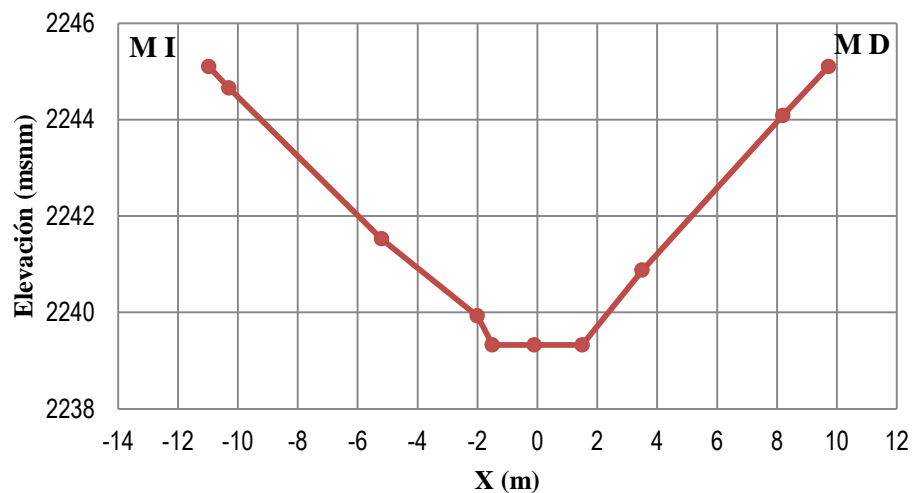
Estación 0+305.00

X (m)	Elevación (msnm)
-12.108	2245.100
-11.104	2244.431
-7.404	2242.441
-4.904	2241.071
-4.104	2239.971
-2.504	2239.671
-2.404	2239.071
-0.604	2238.971
0.996	2239.171
2.496	2239.571
2.596	2240.771
5.596	2242.111
8.596	2243.881
10.424	2245.100



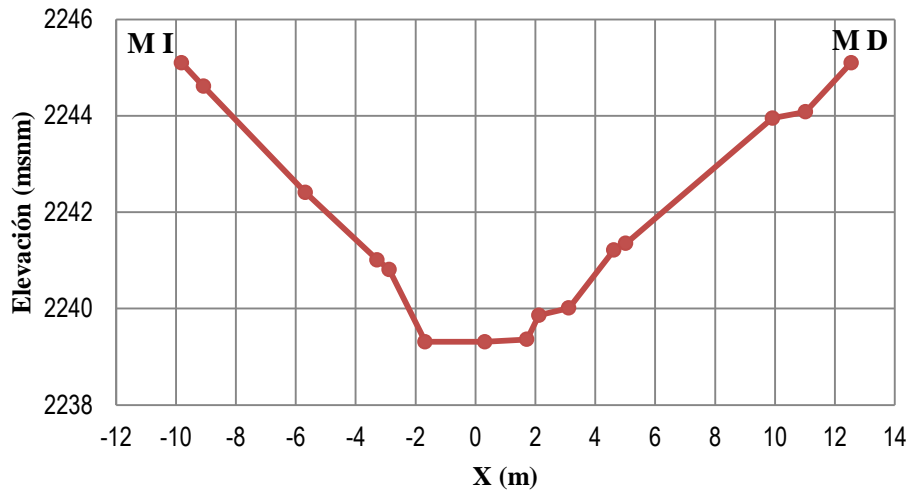
Estación 0+345.00

X (m)	Elevación (msnm)
-10.971	2245.100
-10.300	2244.653
-5.200	2241.523
-2.000	2239.923
-1.500	2239.323
-0.100	2239.323
1.500	2239.323
3.500	2240.873
8.200	2244.083
9.726	2245.100



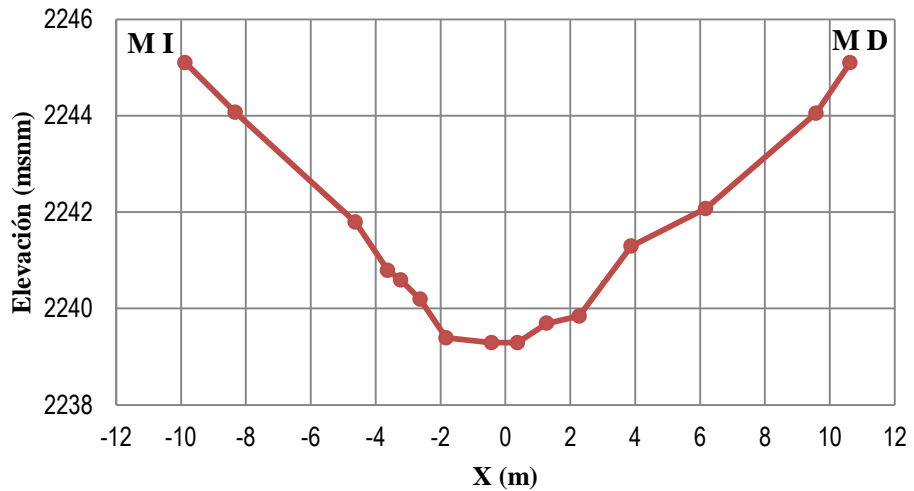
Estación 0+385.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.814	2245.100
-9.080	2244.611
-5.680	2242.411
-3.280	2241.011
-2.880	2240.811
-1.680	2239.311
0.320	2239.311
1.720	2239.361
2.120	2239.861
3.120	2240.011
4.620	2241.211
5.020	2241.351
9.920	2243.951
11.020	2244.081
12.549	2245.100



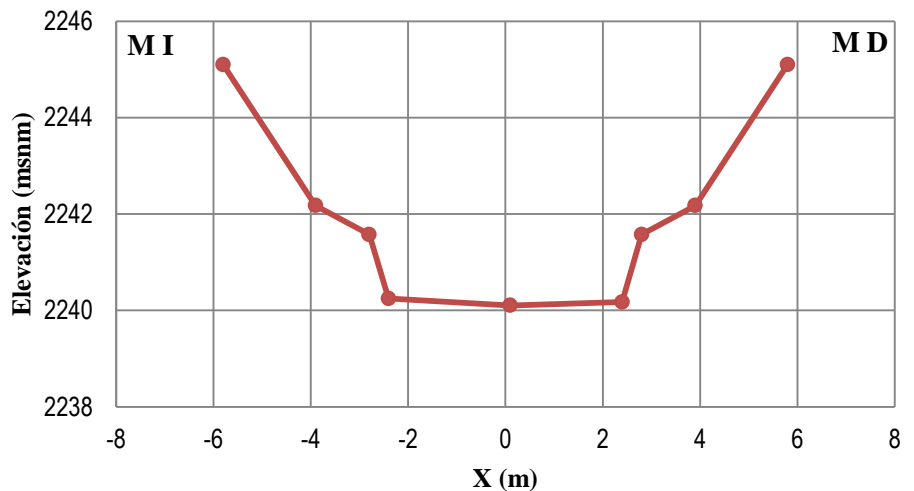
Estación 0+425.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.869	2245.100
-8.325	2244.071
-4.625	2241.791
-3.625	2240.791
-3.225	2240.591
-2.625	2240.191
-1.825	2239.391
-0.425	2239.291
0.375	2239.291
1.275	2239.691
2.275	2239.841
3.875	2241.291
6.175	2242.071
9.575	2244.051
10.624	2245.100



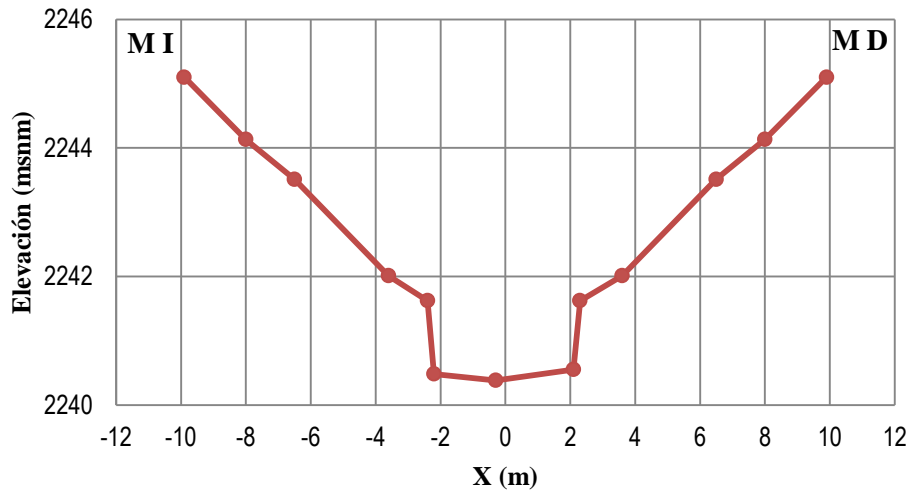
Estación 0+473.00

X (m)	Elevación (msnm)
-5.800	2245.100
-3.900	2242.175
-2.800	2241.575
-2.400	2240.245
0.100	2240.105
2.400	2240.175
2.800	2241.575
3.900	2242.175
5.800	2245.100



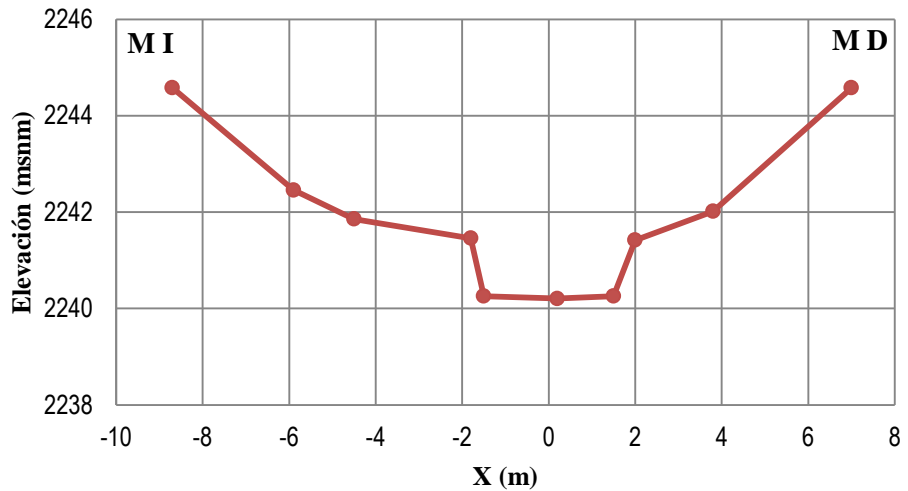
Estación 0+512.30

X (m)	Elevación (msnm)
-9.900	2245.100
-8.000	2244.132
-6.500	2243.512
-3.600	2242.012
-2.400	2241.622
-2.200	2240.482
-0.300	2240.382
2.100	2240.552
2.300	2241.622
3.600	2242.012
6.500	2243.512
8.000	2244.132
9.900	2245.100



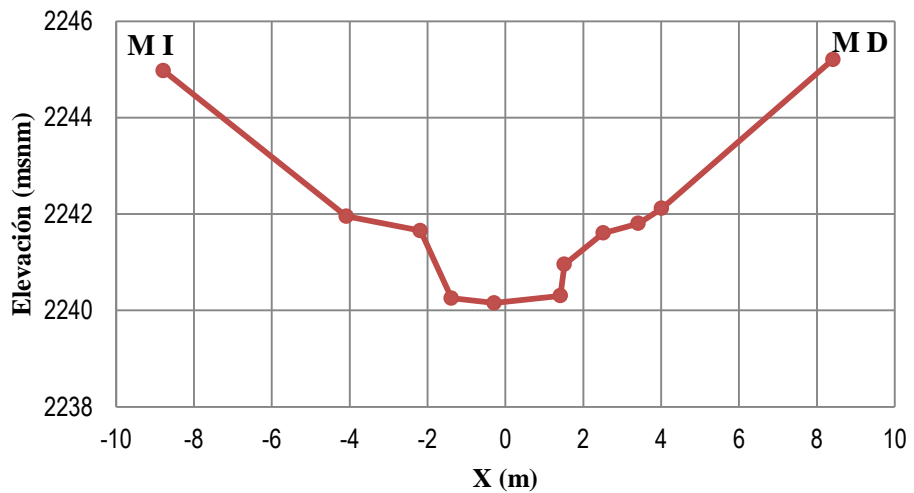
Estación 0+545.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.700	2244.577
-5.900	2242.457
-4.500	2241.857
-1.800	2241.457
-1.500	2240.257
0.200	2240.207
1.500	2240.257
2.000	2241.417
3.800	2242.017
7.000	2244.577



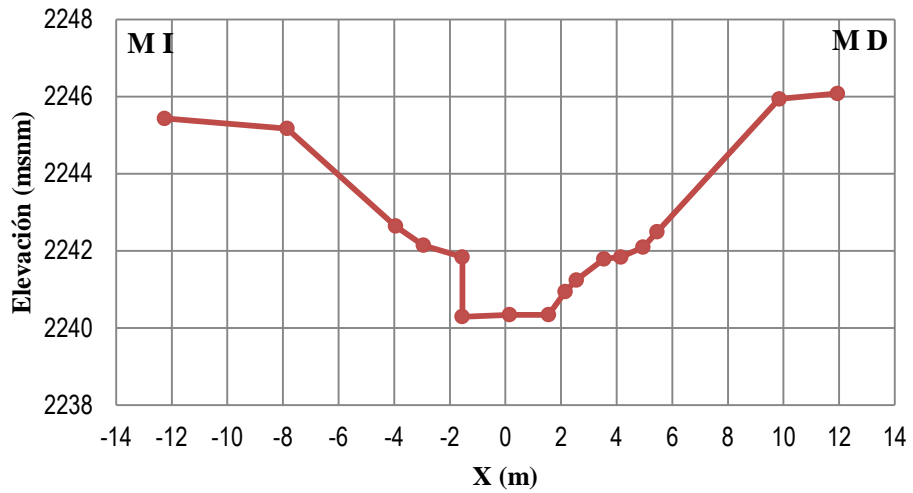
Estación 0+585.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.786	2244.974
-4.086	2241.954
-2.186	2241.654
-1.386	2240.254
-0.286	2240.154
1.414	2240.304
1.514	2240.954
2.514	2241.604
3.414	2241.804
4.014	2242.114
8.414	2245.204



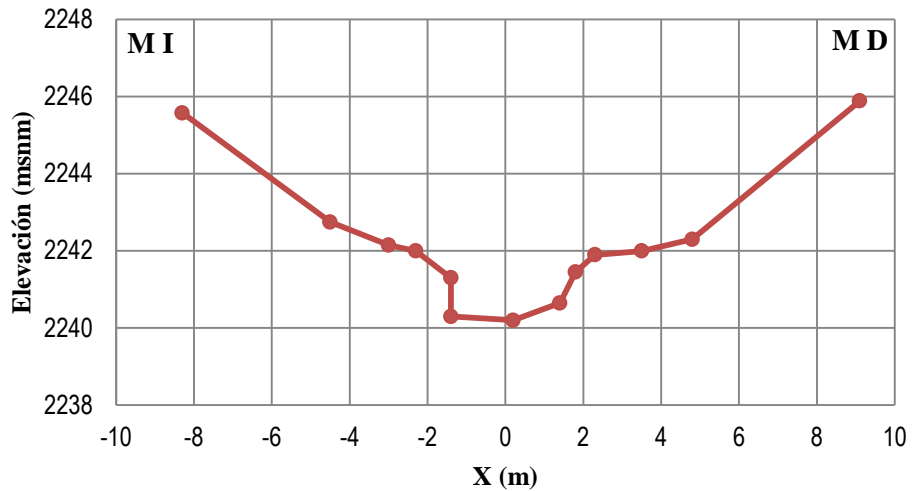
Estación 0+625.00

X (m)	Elevación (msnm)
-12.250	2245.428
-7.850	2245.168
-3.950	2242.638
-2.950	2242.138
-1.550	2241.838
-1.550	2240.288
0.150	2240.338
1.550	2240.338
2.150	2240.938
2.550	2241.238
3.550	2241.788
4.150	2241.838
4.950	2242.088
5.450	2242.488
9.850	2245.938
11.950	2246.078



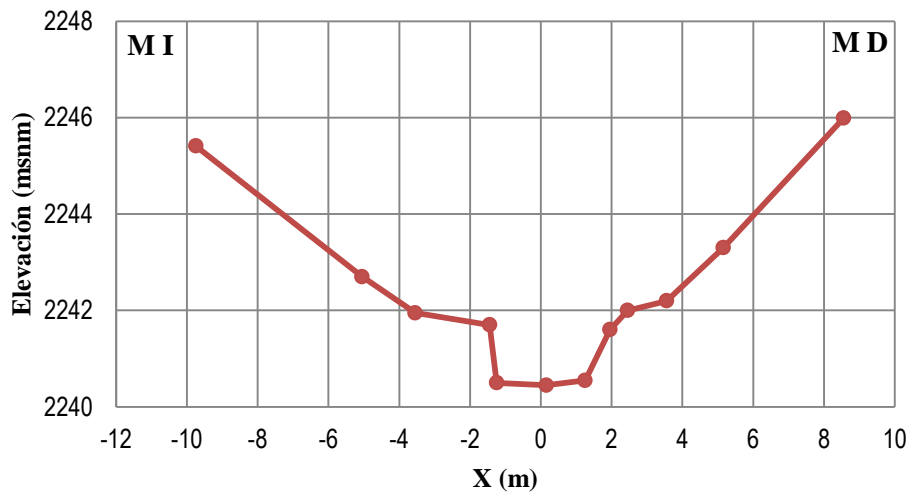
Estación 0+665.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.300	2245.572
-4.500	2242.742
-3.000	2242.142
-2.300	2241.992
-1.400	2241.292
-1.400	2240.292
0.200	2240.192
1.400	2240.642
1.800	2241.442
2.300	2241.892
3.500	2241.992
4.800	2242.292
9.100	2245.882



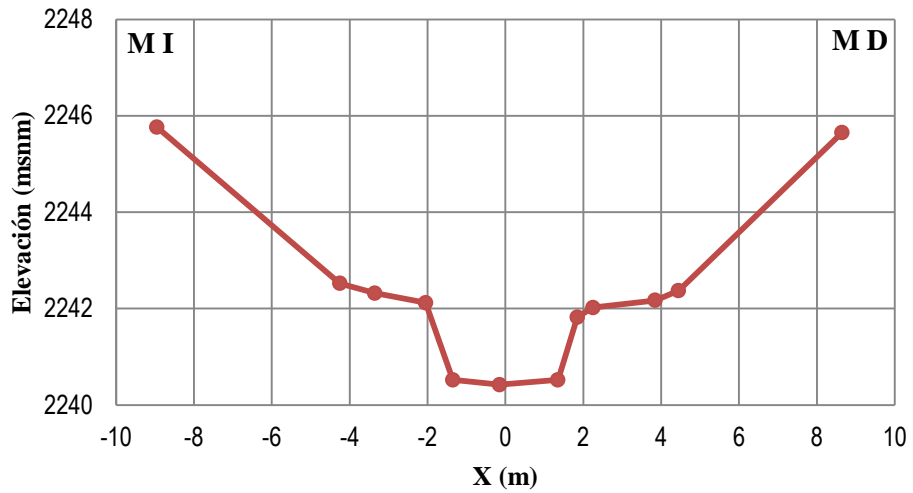
Estación 0+705.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.746	2245.408
-5.046	2242.698
-3.546	2241.948
-1.446	2241.698
-1.246	2240.498
0.154	2240.448
1.254	2240.548
1.954	2241.598
2.454	2241.998
3.554	2242.198
5.154	2243.298
8.554	2245.988



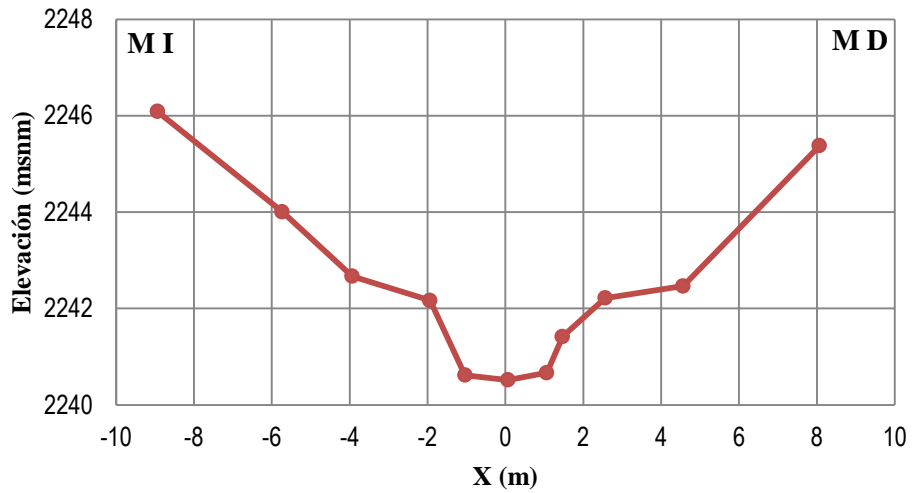
Estación 0+745.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.950	2245.761
-4.250	2242.521
-3.350	2242.321
-2.050	2242.121
-1.350	2240.521
-0.150	2240.421
1.350	2240.521
1.850	2241.821
2.250	2242.021
3.850	2242.171
4.450	2242.371
8.650	2245.651



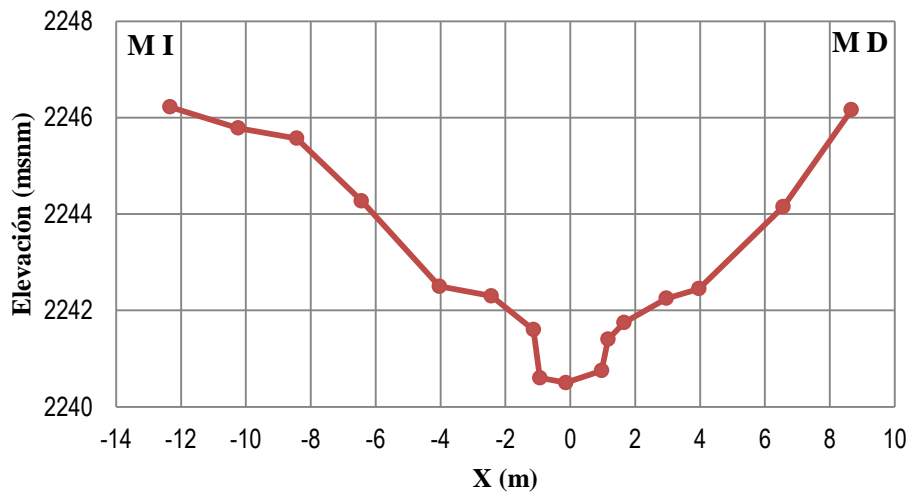
Estación 0+785.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.936	2246.087
-5.736	2244.007
-3.936	2242.667
-1.936	2242.167
-1.036	2240.617
0.065	2240.517
1.065	2240.667
1.465	2241.417
2.565	2242.217
4.565	2242.467
8.065	2245.377



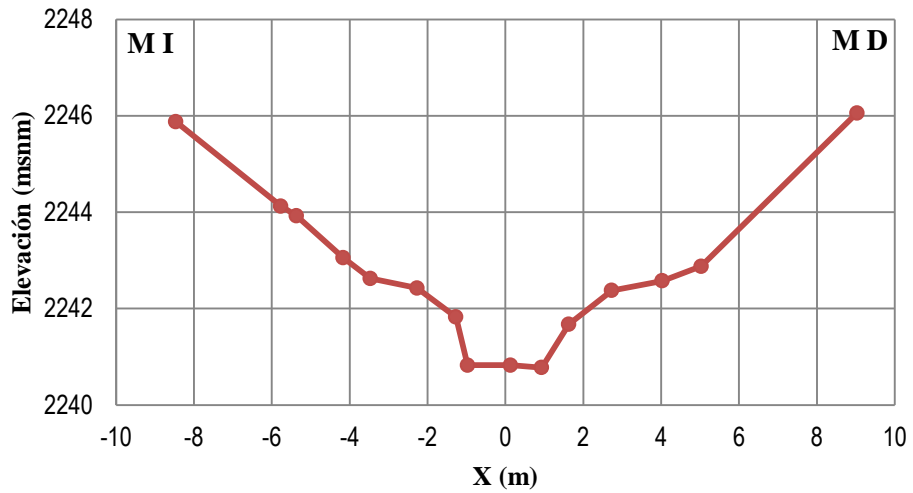
Estación 0+825.00

X (m)	Elevación (msnm)
-12.335	2246.220
-10.235	2245.780
-8.435	2245.570
-6.435	2244.270
-4.035	2242.500
-2.435	2242.300
-1.135	2241.600
-0.935	2240.600
-0.135	2240.500
0.965	2240.750
1.165	2241.400
1.665	2241.750
2.965	2242.250
3.965	2242.450
6.565	2244.150
8.665	2246.160



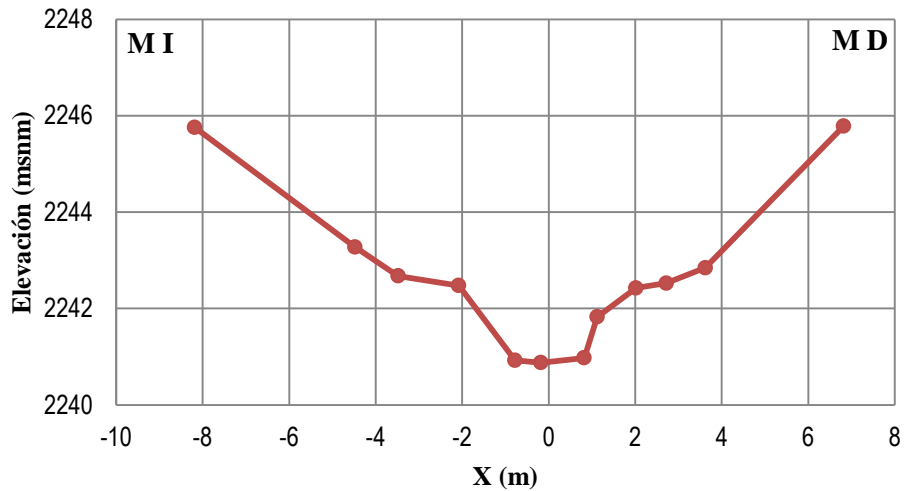
Estación 0+865.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.469	2245.876
-5.769	2244.126
-5.369	2243.926
-4.169	2243.056
-3.469	2242.626
-2.269	2242.426
-1.269	2241.826
-0.969	2240.826
0.131	2240.826
0.931	2240.776
1.631	2241.676
2.731	2242.376
4.031	2242.576
5.031	2242.876
9.031	2246.056



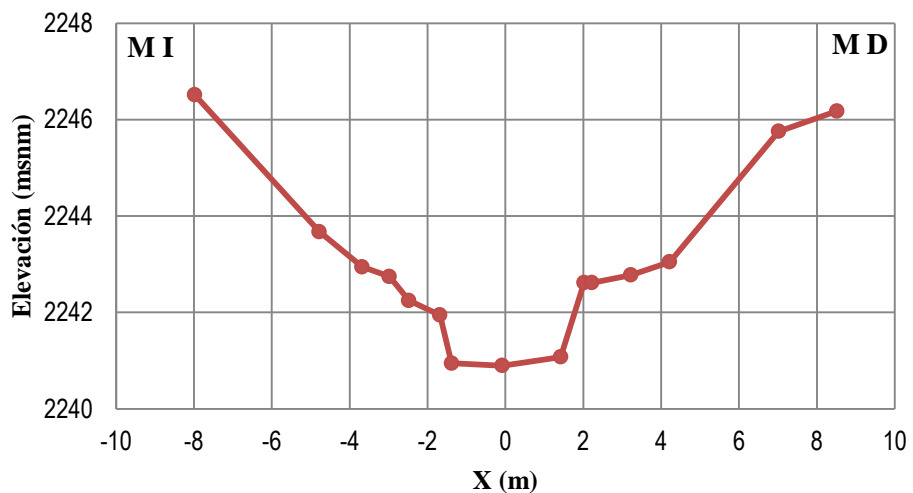
Estación 0+905.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.179	2245.755
-4.479	2243.275
-3.479	2242.675
-2.079	2242.475
-0.779	2240.925
-0.179	2240.875
0.821	2240.975
1.121	2241.825
2.021	2242.425
2.721	2242.525
3.621	2242.845
6.821	2245.785



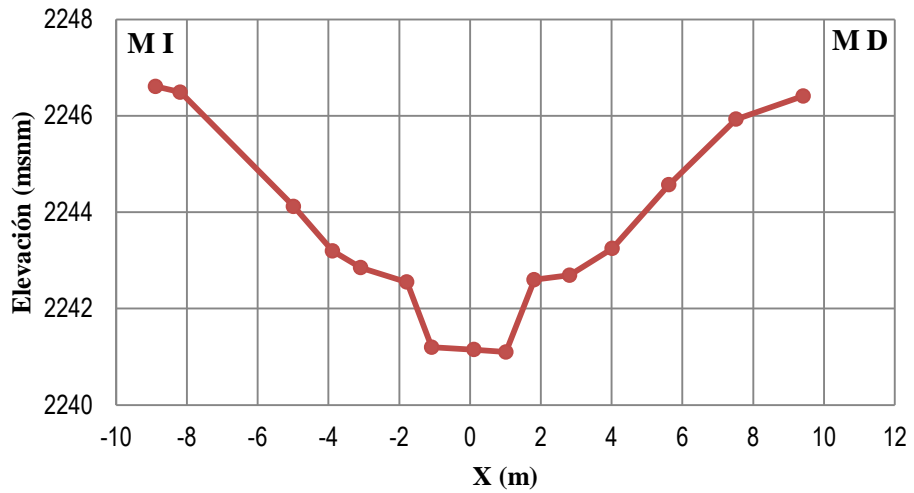
Estación 0+945.00

X (m)	Elevación (msnm)
-7.981	2246.515
-4.781	2243.675
-3.681	2242.945
-2.981	2242.745
-2.481	2242.245
-1.681	2241.945
-1.381	2240.945
-0.081	2240.895
1.420	2241.075
2.020	2242.615
2.220	2242.615
3.220	2242.775
4.220	2243.045
7.020	2245.755
8.520	2246.175



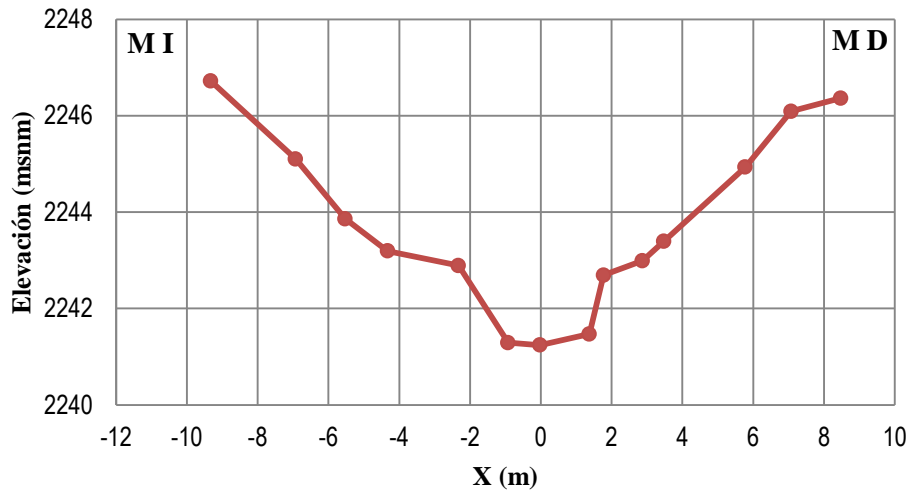
Estación 0+985.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.883	2246.607
-8.183	2246.487
-4.983	2244.117
-3.883	2243.197
-3.083	2242.847
-1.783	2242.547
-1.083	2241.197
0.117	2241.147
1.017	2241.097
1.817	2242.597
2.817	2242.692
4.017	2243.247
5.617	2244.567
7.517	2245.927
9.417	2246.407



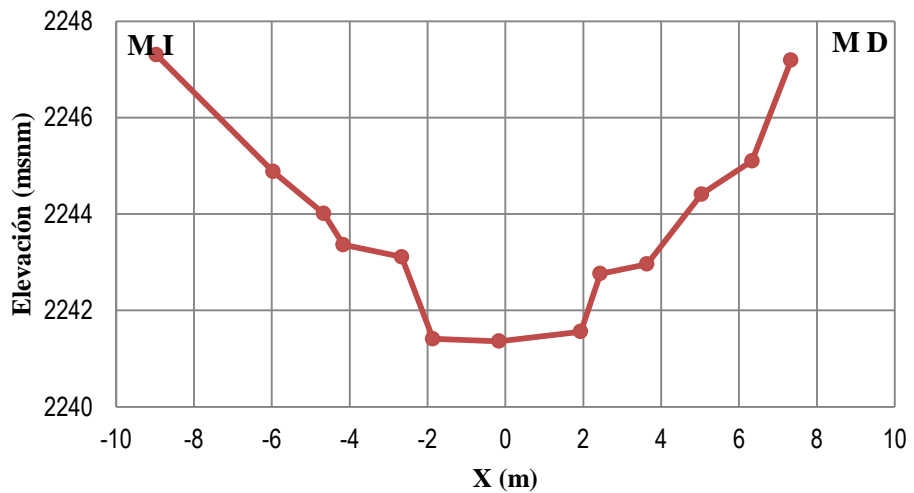
Estación 1+025.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.327	2246.721
-6.927	2245.101
-5.527	2243.861
-4.327	2243.191
-2.327	2242.891
-0.927	2241.291
-0.027	2241.241
1.374	2241.471
1.774	2242.691
2.874	2242.991
3.474	2243.391
5.774	2244.931
7.074	2246.091
8.474	2246.361



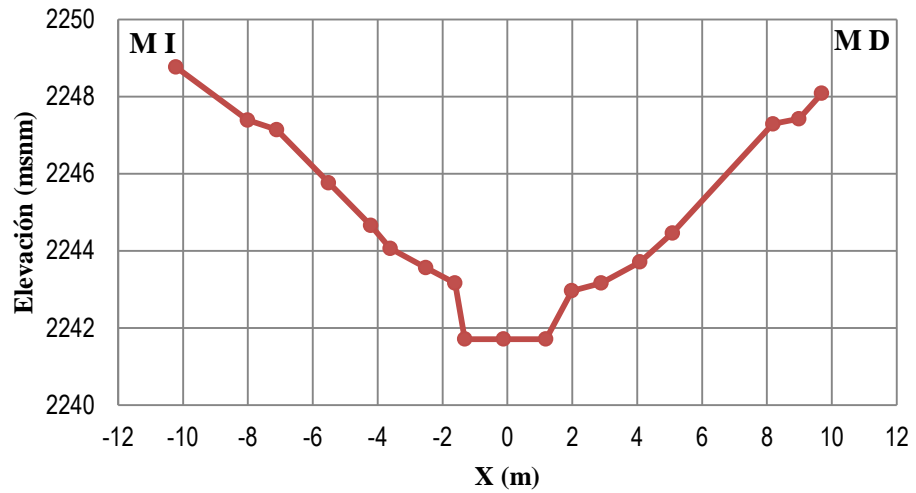
Estación 1+065.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.965	2247.300
-5.965	2244.880
-4.665	2244.010
-4.165	2243.360
-2.665	2243.110
-1.865	2241.410
-0.165	2241.360
1.935	2241.560
2.435	2242.760
3.635	2242.960
5.035	2244.410
6.335	2245.100
7.335	2247.190



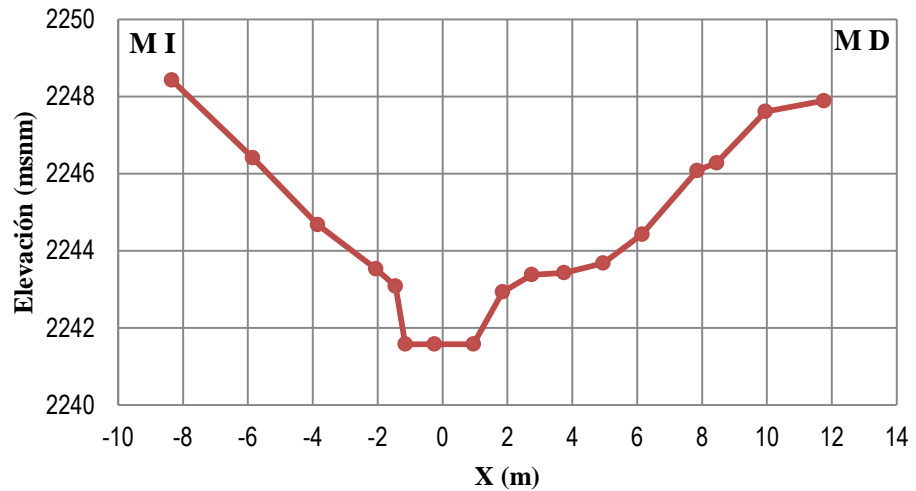
Estación 1+105.00

X (m)	Elevación (msnm)
-10.213	2248.760
-8.013	2247.390
-7.113	2247.140
-5.513	2245.760
-4.213	2244.660
-3.613	2244.060
-2.513	2243.560
-1.613	2243.160
-1.313	2241.710
-0.113	2241.710
1.187	2241.710
1.987	2242.960
2.887	2243.160
4.087	2243.710
5.087	2244.460
8.187	2247.290
8.987	2247.420
9.687	2248.080



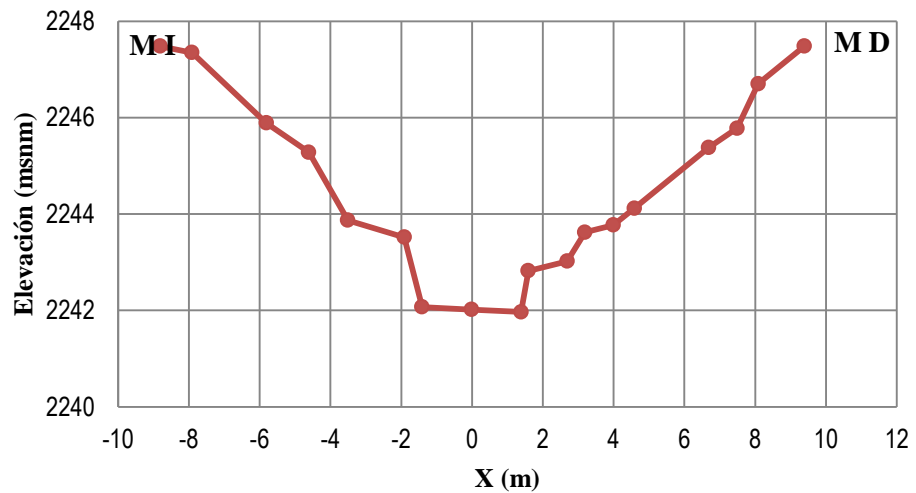
Estación 1+145.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.349	2248.427
-5.849	2246.407
-3.849	2244.677
-2.049	2243.527
-1.449	2243.077
-1.149	2241.577
-0.249	2241.577
0.951	2241.577
1.851	2242.927
2.751	2243.377
3.751	2243.427
4.951	2243.677
6.151	2244.427
7.851	2246.077
8.451	2246.277
9.951	2247.607
11.751	2247.887



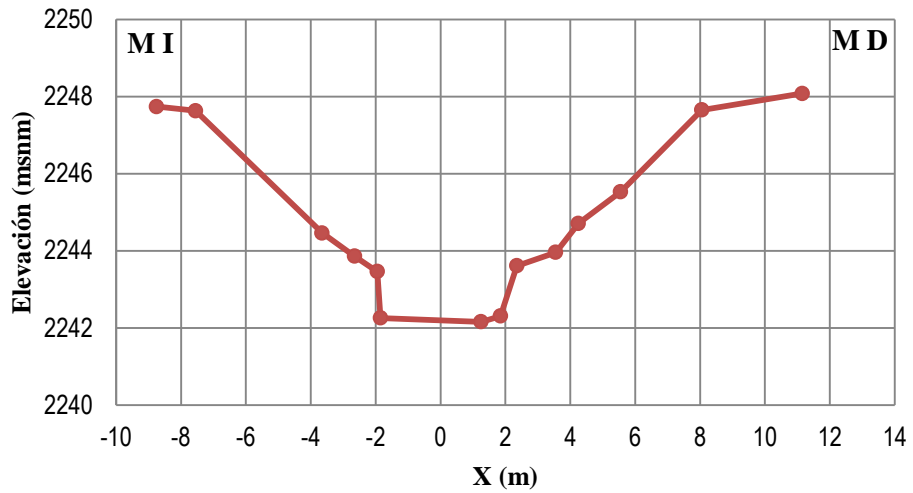
Estación 1+185.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.811	2247.479
-7.911	2247.349
-5.811	2245.889
-4.611	2245.279
-3.511	2243.869
-1.911	2243.519
-1.411	2242.069
-0.011	2242.019
1.389	2241.969
1.589	2242.819
2.689	2243.019
3.189	2243.619
3.989	2243.769
4.589	2244.119
6.689	2245.379
7.489	2245.779
8.089	2246.699
9.389	2247.479



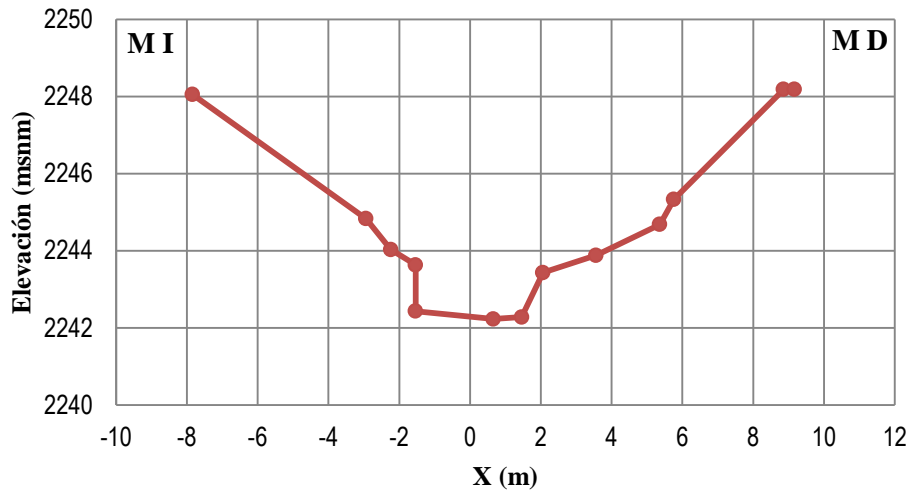
Estación 1+225.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.748	2247.738
-7.548	2247.628
-3.648	2244.458
-2.648	2243.858
-1.948	2243.458
-1.848	2242.258
1.252	2242.158
1.852	2242.308
2.352	2243.608
3.552	2243.958
4.252	2244.708
5.552	2245.528
8.052	2247.648
11.152	2248.078



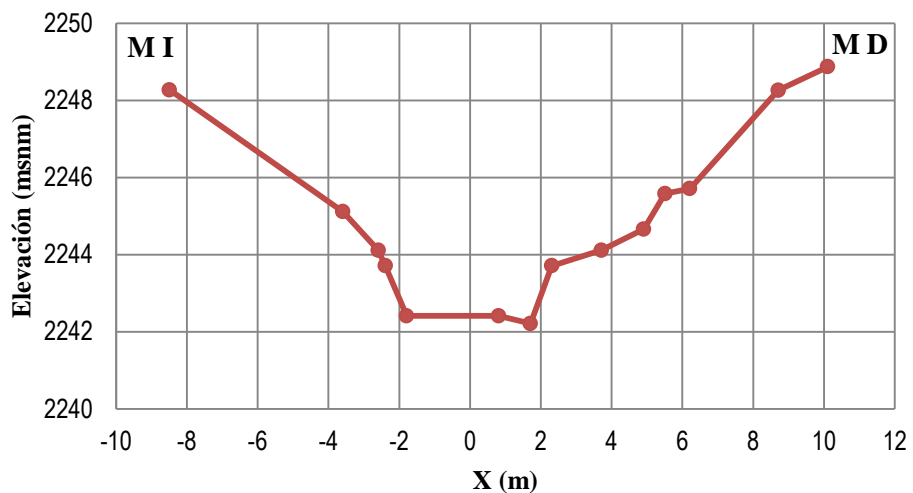
Estación 1+265.00

X (m)	Elevación (msnm)
-7.839	2248.049
-2.939	2244.829
-2.239	2244.029
-1.539	2243.629
-1.539	2242.429
0.661	2242.229
1.461	2242.279
2.061	2243.429
3.561	2243.879
5.361	2244.679
5.761	2245.329
8.861	2248.179
9.161	2248.179



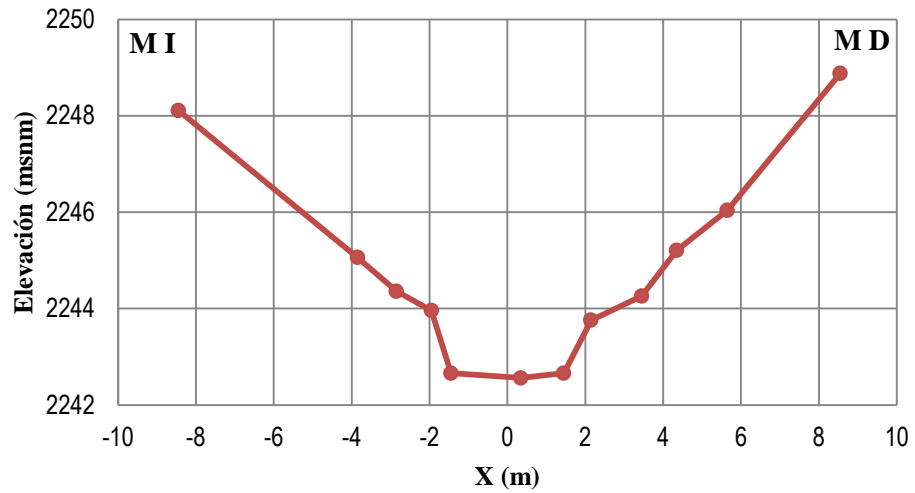
Estación 1+305.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.490	2248.269
-3.590	2245.109
-2.590	2244.109
-2.390	2243.709
-1.790	2242.409
0.810	2242.409
1.710	2242.209
2.310	2243.709
3.710	2244.109
4.910	2244.659
5.510	2245.579
6.210	2245.709
8.710	2248.259
10.110	2248.869



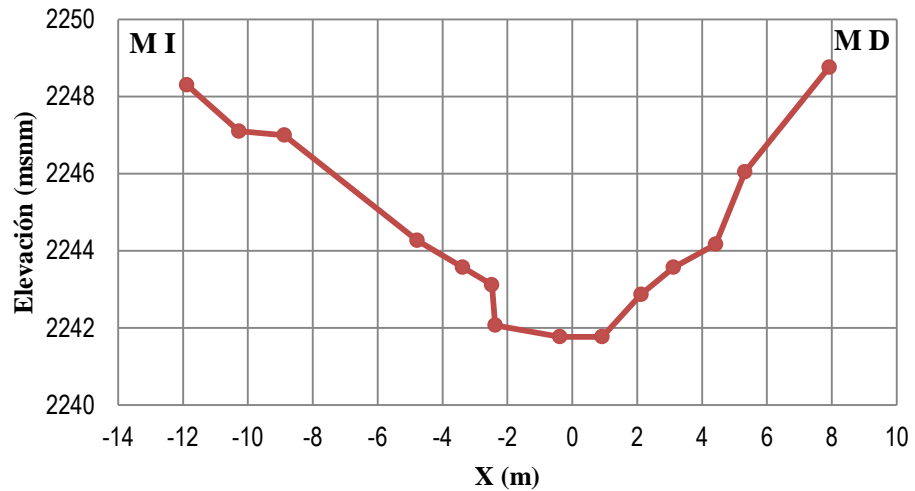
Estación 1+345.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.450	2248.109
-3.850	2245.059
-2.850	2244.359
-1.950	2243.959
-1.450	2242.659
0.350	2242.559
1.450	2242.659
2.150	2243.759
3.450	2244.259
4.350	2245.209
5.650	2246.039
8.550	2248.879



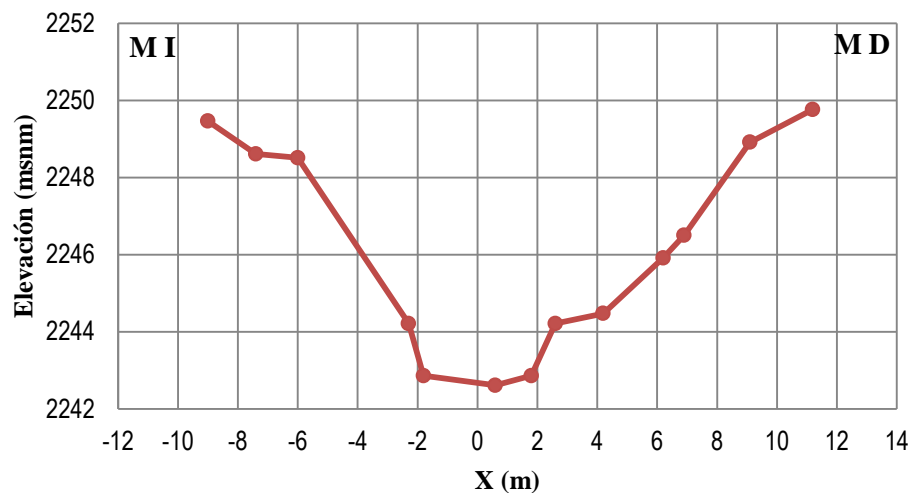
Estación 1+385.00

X (m)	Elevación (msnm)
-11.879	2248.296
-10.279	2247.096
-8.879	2246.996
-4.779	2244.266
-3.379	2243.566
-2.479	2243.116
-2.379	2242.066
-0.379	2241.766
0.921	2241.766
2.121	2242.866
3.121	2243.566
4.421	2244.166
5.321	2246.046
7.921	2248.756



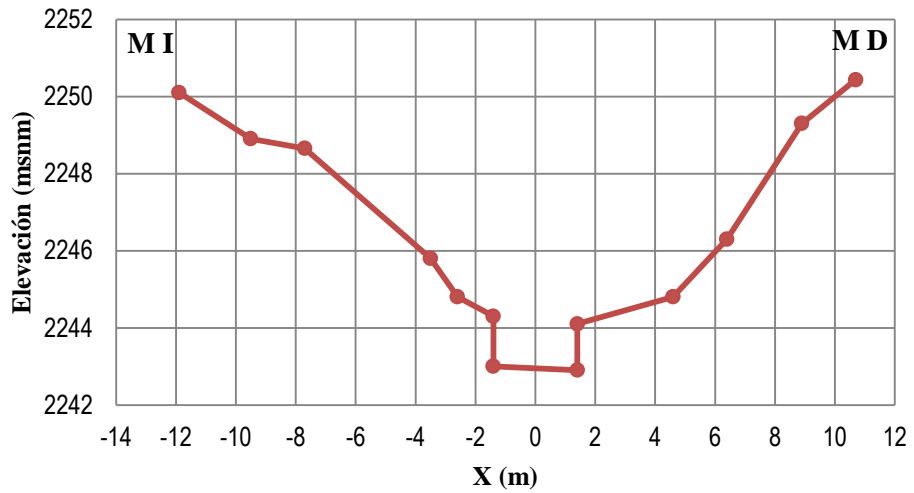
Estación 1+425.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.000	2249.460
-7.400	2248.610
-6.000	2248.510
-2.300	2244.210
-1.800	2242.860
0.600	2242.610
1.800	2242.860
2.600	2244.210
4.200	2244.470
6.200	2245.910
6.900	2246.500
9.100	2248.910
11.200	2249.760



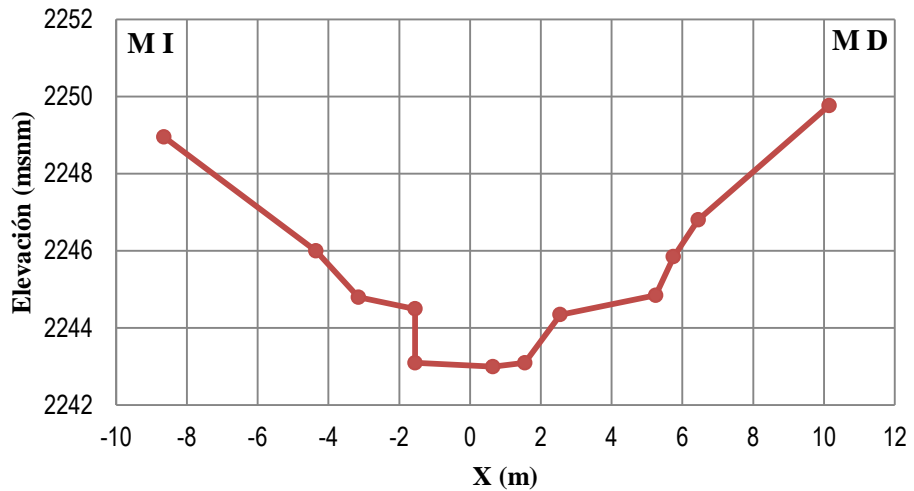
Estación 1+465.00

X (m)	Elevación (msnm)
-11.900	2250.102
-9.500	2248.902
-7.700	2248.652
-3.500	2245.802
-2.600	2244.802
-1.400	2244.302
-1.400	2243.002
1.400	2242.902
1.400	2244.102
4.600	2244.802
6.400	2246.302
8.900	2249.302
10.700	2250.432



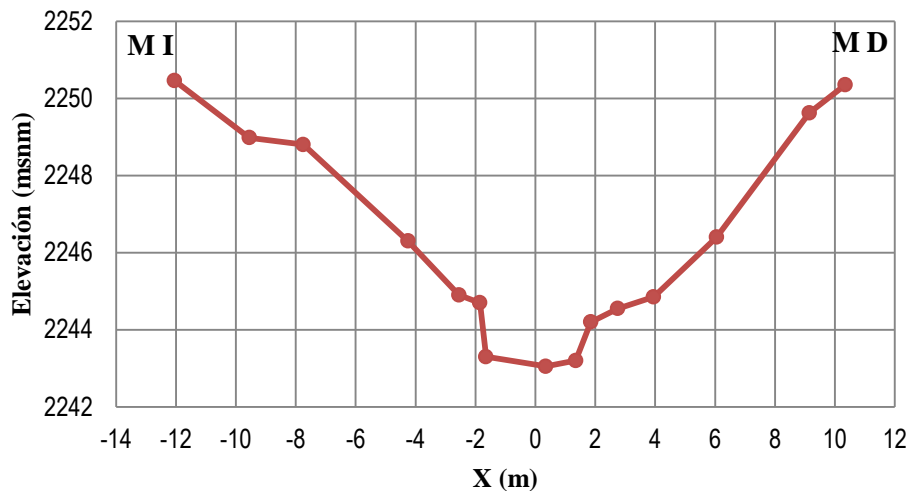
Estación 1+505.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.650	2248.950
-4.350	2245.990
-3.150	2244.790
-1.550	2244.490
-1.550	2243.090
0.650	2242.990
1.550	2243.090
2.550	2244.340
5.250	2244.840
5.750	2245.840
6.450	2246.800
10.150	2249.760



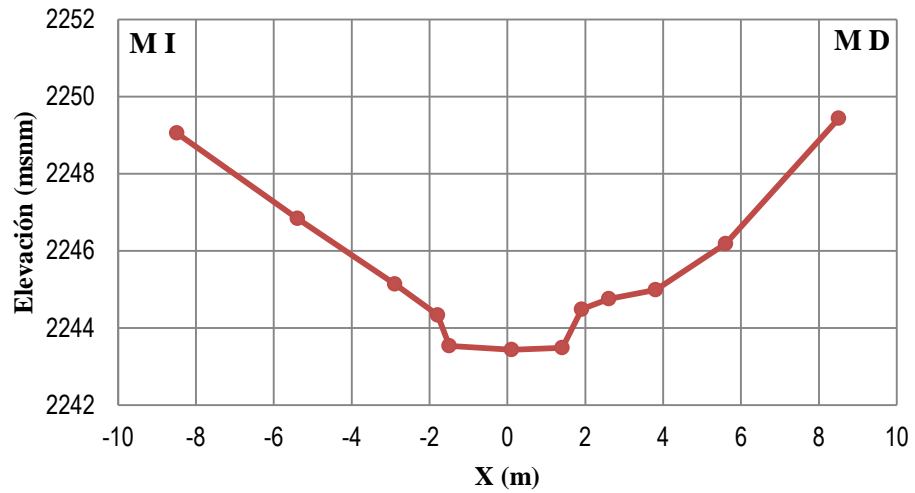
Estación 1+545.00

X (m)	Elevación (msnm)
-12.050	2250.458
-9.550	2248.978
-7.750	2248.798
-4.250	2246.298
-2.550	2244.898
-1.850	2244.698
-1.650	2243.298
0.350	2243.048
1.350	2243.198
1.850	2244.198
2.750	2244.548
3.950	2244.848
6.050	2246.399
9.150	2249.619
10.350	2250.349



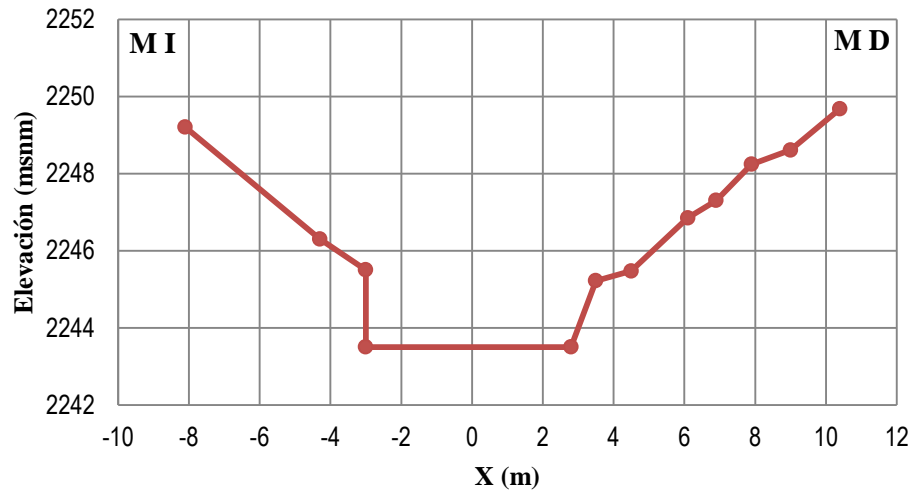
Estación 1+585.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.492	2249.054
-5.392	2246.835
-2.892	2245.135
-1.792	2244.335
-1.492	2243.535
0.108	2243.435
1.408	2243.485
1.908	2244.485
2.608	2244.755
3.808	2244.985
5.608	2246.185
8.508	2249.436



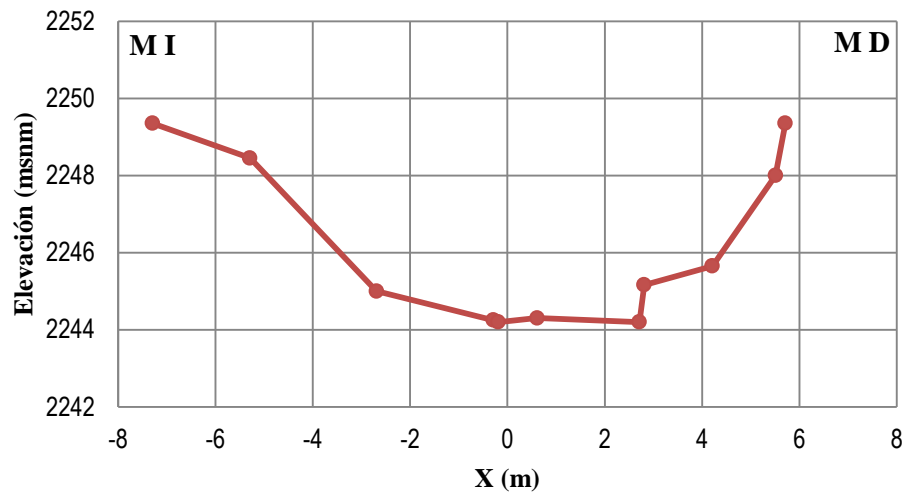
Estación 1+625.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.102	2249.200
-4.302	2246.300
-3.002	2245.500
-3.002	2243.500
2.798	2243.500
3.498	2245.220
4.498	2245.470
6.098	2246.850
6.898	2247.300
7.898	2248.240
8.998	2248.610
10.398	2249.680



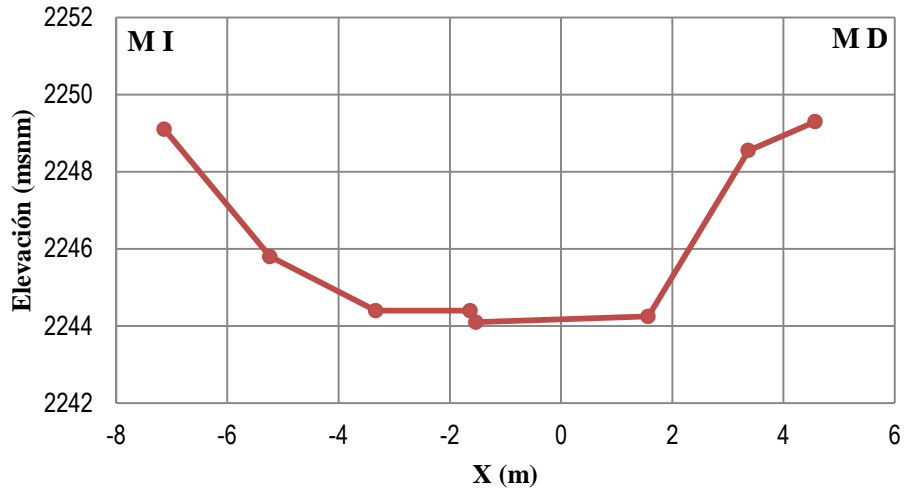
Estación 1+681.00

X (m)	Elevación (msnm)
-7.290	2249.350
-5.290	2248.450
-2.690	2245.000
-0.290	2244.250
-0.190	2244.200
0.610	2244.300
2.710	2244.200
2.810	2245.160
4.210	2245.650
5.510	2248.000
5.710	2249.350



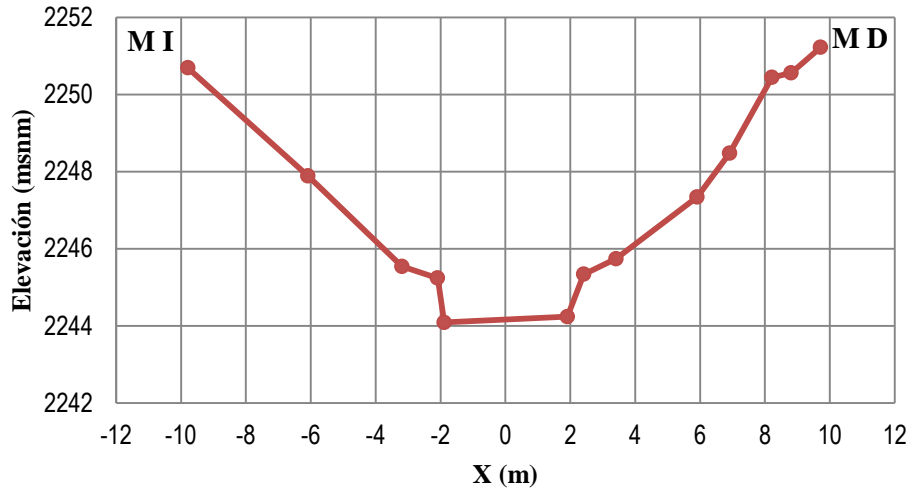
Estación 1+690.00

X (m)	Elevación (msnm)
-7.131	2249.095
-5.231	2245.795
-3.331	2244.395
-1.631	2244.395
-1.531	2244.095
1.569	2244.245
3.369	2248.545
4.569	2249.295



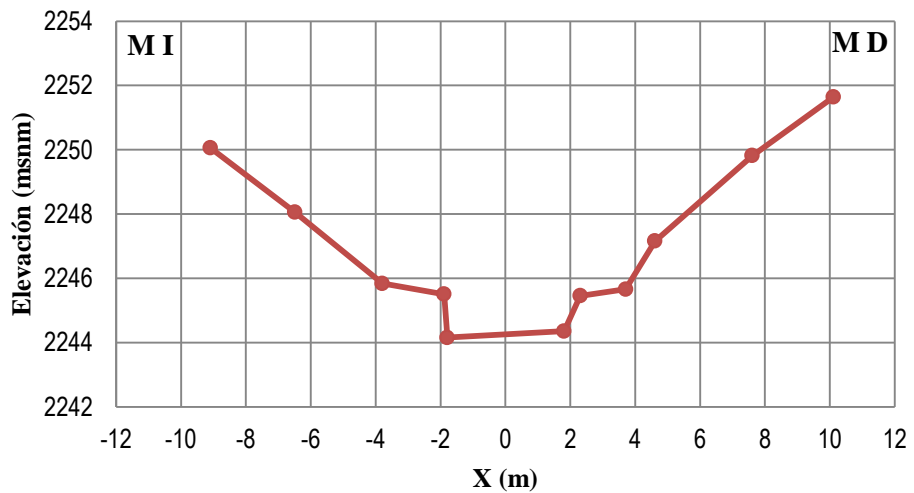
Estación 1+745.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.787	2250.687
-6.087	2247.887
-3.187	2245.537
-2.087	2245.237
-1.887	2244.087
1.913	2244.237
2.413	2245.337
3.413	2245.737
5.913	2247.337
6.913	2248.477
8.213	2250.437
8.813	2250.557
9.713	2251.217



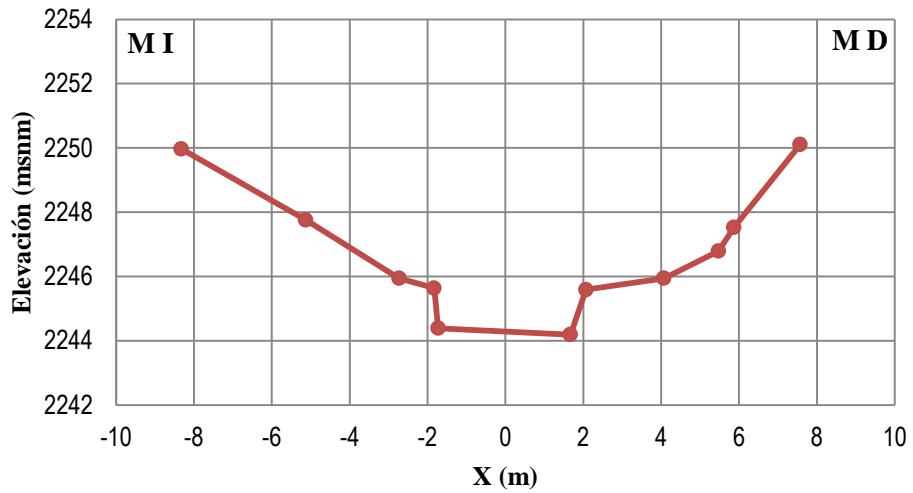
Estación 1+785.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.093	2250.056
-6.493	2248.056
-3.793	2245.836
-1.893	2245.506
-1.793	2244.156
1.807	2244.356
2.307	2245.456
3.707	2245.656
4.607	2247.156
7.607	2249.816
10.107	2251.636



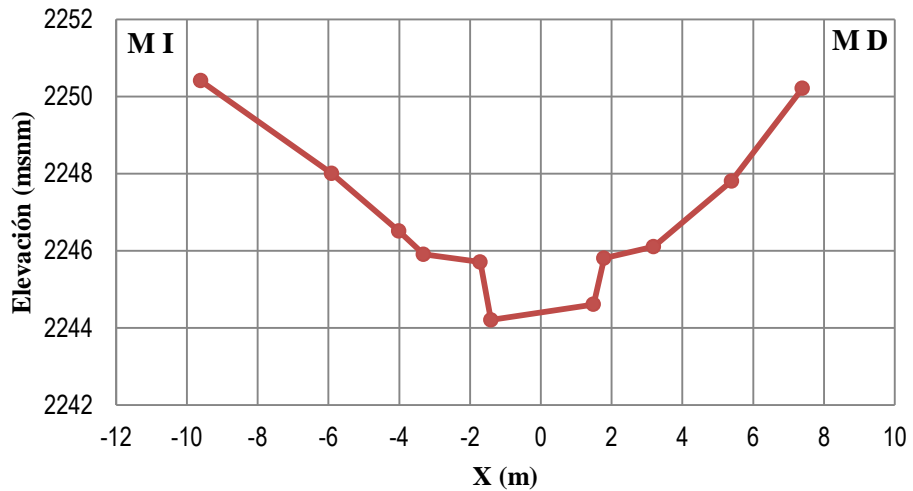
Estación 1+825.00

X (m)	Elevación (msnm)
-8.329	2249.970
-5.129	2247.760
-2.729	2245.940
-1.829	2245.640
-1.729	2244.390
1.671	2244.190
2.071	2245.590
4.071	2245.940
5.471	2246.790
5.871	2247.530
7.571	2250.110



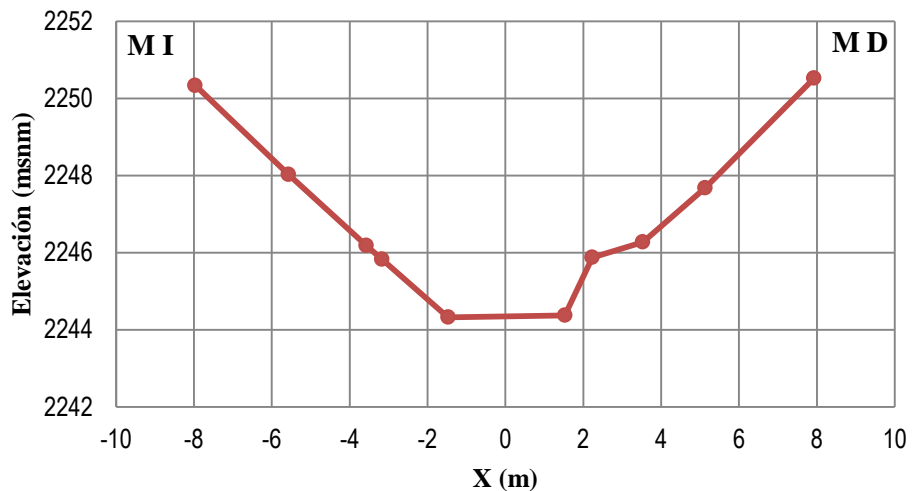
Estación 1+865.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.610	2250.404
-5.910	2248.004
-4.010	2246.504
-3.310	2245.904
-1.710	2245.704
-1.410	2244.204
1.490	2244.604
1.790	2245.804
3.190	2246.104
5.390	2247.804
7.390	2250.204



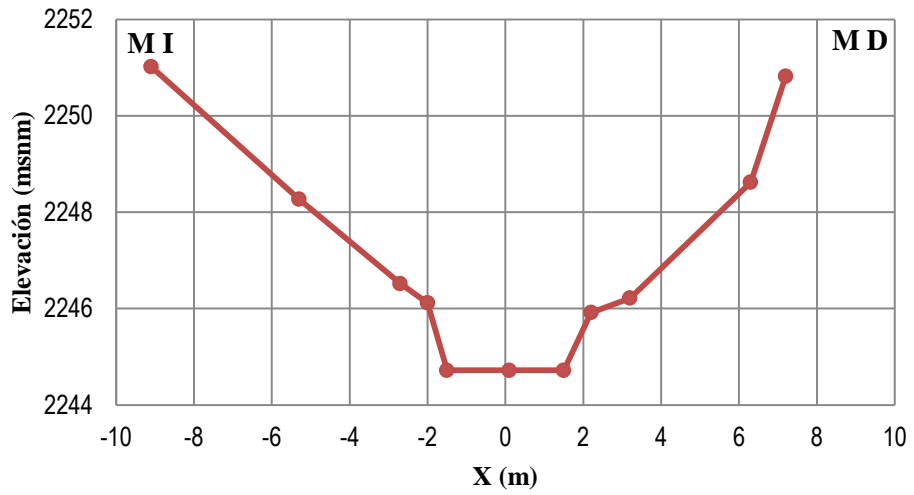
Estación 1+905.00

X (m)	Elevación (msnm)
-7.972	2250.333
-5.572	2248.023
-3.572	2246.183
-3.172	2245.823
-1.472	2244.323
1.528	2244.373
2.228	2245.873
3.528	2246.273
5.128	2247.673
7.928	2250.523



Estación 1+945.00

X (m)	Elevación (msnm)
-9.100	2251.018
-5.300	2248.268
-2.700	2246.518
-2.000	2246.118
-1.500	2244.718
0.100	2244.718
1.500	2244.718
2.200	2245.918
3.200	2246.218
6.300	2248.618
7.200	2250.818



Estación 1+971.00

X (m)	Elevación (msnm)
-12.000	2251.670
-10.700	2250.720
-7.400	2248.520
-6.500	2247.650
-4.700	2246.970
-3.500	2246.670
-3.200	2245.720
-1.900	2245.570
-1.700	2245.070
-1.600	2244.970
1.600	2244.970
2.400	2247.170
2.900	2247.200
4.300	2247.810
6.200	2249.390
9.200	2250.920

