



I. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA HIDRÁULICO

I.1 Configuración general de la laguna La Gasera

La laguna *La Gasera* es un almacenamiento artificial construido para contribuir a la regulación de las avenidas que bajan de las cuencas altas del río de *La Compañía*, de tal manera que funcione en forma integral con los siete vasos de almacenamiento que se tienen proyectados para ser construidos en las partes medias altas de las cuencas de los ríos San Francisco y San Rafael. Estos cauces también forman parte de las fronteras que delimitan a la laguna, en la zona donde confluyen ambos ríos, como se indica en la figura 1.1.



Figura 1. 1 Configuración general de la laguna La Gasera.



El diseño original de la laguna se hizo para regular un tren de avenidas con caudal máximo asociado a un periodo de retorno, T_r , de 50 años; en el diseño se consideró que se tenían construidas todas las presas; sin embargo, no se ha construido ninguna, por tal motivo se decidió revisar su funcionamiento hidráulico, y en caso de ser necesario proponer alternativas para lograr un funcionamiento adecuado; esto mientras no estén disponibles al menos algunas de las siete presas reguladoras.

Para que la laguna funcione como vaso de regulación durante el paso de las avenidas, se construyó una estructura derivadora en el río San Francisco, otra en el río San Rafael y una estructura que descarga el volumen almacenado en la laguna. El sistema hidráulico de la laguna está constituido por:

- Bordos perimetrales con cota variable, debido a que se han estado deteriorando.
- Dos estructuras derivadoras, que permiten el ingreso del agua a la laguna.
- Una estructura de descarga de la laguna, para vaciar el volumen almacenado al río de *La Compañía*.

1.1.1 Estructura de descarga de la laguna *La Gasera*.

La laguna tiene una estructura de descarga para su vaciado, formada por tres orificios de sección cuadrada, de 0.76 m de lado, y pared gruesa de 0.50 m, cuyo piso tiene la misma elevación de la plantilla del canal de acceso, que es la cota 2239.50 msnm, con una compuerta plana deslizante a la entrada de cada orificio. En la figura 1.1.1.1 se incluye una fotografía de esta estructura, vista desde aguas abajo. Se tiene la recomendación de mantener totalmente abiertas las compuertas para favorecer que la laguna tenga el mínimo de almacenamiento de agua, y así disponer de la mayor capacidad posible durante el tránsito de avenidas. Además de estos orificios, se tiene un vertedor tipo cimacio de cresta libre con una longitud de 20 m, a la elevación de 2242.10 msnm.



Figura 1.1.1. 1 Estructura de descarga de la laguna la Gasera.

Capacidad de descarga de la Estructura de la laguna.

Al irse llenando la laguna, una parte del caudal sale por los orificios, y cuando el nivel del agua en la laguna rebasa la cresta del vertedor, la descarga total está dada por la suma del gasto de salida de los orificios más la del vertedor.

En particular, el funcionamiento hidráulico de los orificios depende del nivel del agua en la laguna; ya que para cargas pequeñas, los orificios funcionan como vertedores de sección rectangular, con contracciones laterales; mientras que para cargas mayores, su comportamiento es similar al de las compuertas, pero con contracciones laterales. Por estas razones, a continuación se presenta primero el cálculo de la descarga de los orificios con varios métodos; después se discuten los resultados obtenidos para seleccionar la ley de descarga que se considere más adecuada.



Descarga de los orificios con tirante crítico.

Se hace notar que el piso del canal de acceso a los orificios es horizontal, y que aguas abajo se tiene un canal con pendiente de plantilla de 16%; por ello, se considera que cuando el nivel H del agua en la laguna varía entre $2239.50 < H \leq 2240.625$ msnm, la descarga se da con el tirante crítico, véase figura 1.1.1.2.

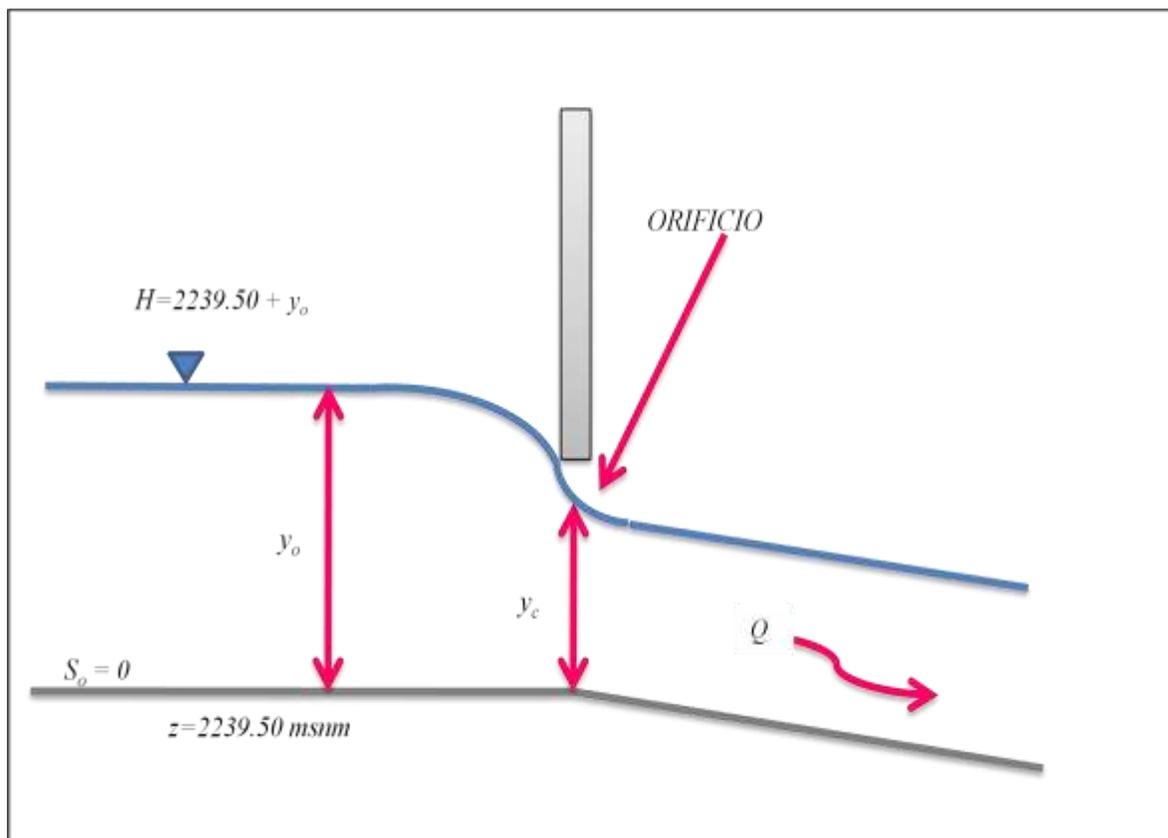


Figura 1.1.1. 2 Perfil hidráulico en la descarga de los orificios.

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.

$$Q = \sqrt{gb_e^2 y_c^3} \quad (1.1.1)$$



Donde: y_c tirante crítico, en m; g aceleración de la gravedad, igual a 9.78 m/s^2 para el valle de la Ciudad de México; b_e ancho efectivo de la descarga, en m.

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

$$b_e = b - 0.1(2)y_o \quad (1.1.2)$$

Siendo b el ancho del orificio e igual a 0.76 m , y y_o es el tirante que se tiene aguas arriba del orificio.

Así, la correspondiente elevación de la superficie del agua en la laguna se obtiene como $H = 2239.50 + y_o$. La relación entre y_o y el tirante crítico consiste en suponer que y_o es igual a la energía específica mínima, E_{min} donde se ubica el tirante crítico y_c , por lo que se cumple que para una sección rectangular, con carga de velocidad de llegada despreciable, se tiene

$$y_o = E_{min} = 1.5 y_c \quad (1.1.3)$$

Metodología de cálculo:

1. Proponer el tirante crítico, con valores que van desde $0 < y_c < 0.76 \text{ m}$.
2. Calcular el tirante aguas arriba, en este caso $y_o = E_{min} = 1.5 y_c$
3. Calcular el ancho efectivo, $b_e = b - 0.1(2)y_o$
4. Calcular el caudal $Q = \sqrt{gb_e^2 y_c^3}$, y posteriormente multiplicarlo por tres para obtener el gasto total.

En la tabla 1.1.1 se incluyen los valores calculados. En la figura 1.1.1.3 se presenta la curva de la ley de descarga de los orificios para el mismo rango de valores, en color rojo; además se muestra la comparativa con otros modelos matemáticos.



Tabla 1.1.1. 1 Caudal descargado por los orificios, cuando $2239.50 < H < 2240.63$ msnm.

H (msnm)	y_c (m)	y_o (m)	b_e (m)	$3Q$ (m^3/s)
2239.500	0.00	0.000	0.76	0.000
2239.650	0.10	0.150	0.73	0.217
2239.800	0.20	0.300	0.700	0.587
2239.950	0.30	0.450	0.67	1.033
2240.100	0.40	0.600	0.64	1.519
2240.175	0.45	0.675	0.625	1.770
2240.250	0.50	0.750	0.61	2.023
2240.325	0.55	0.825	0.595	2.277
2240.400	0.60	0.900	0.58	2.529
2240.475	0.65	0.975	0.565	2.778
2240.550	0.70	1.050	0.55	3.022
2240.625	0.75	1.125	0.535	3.260

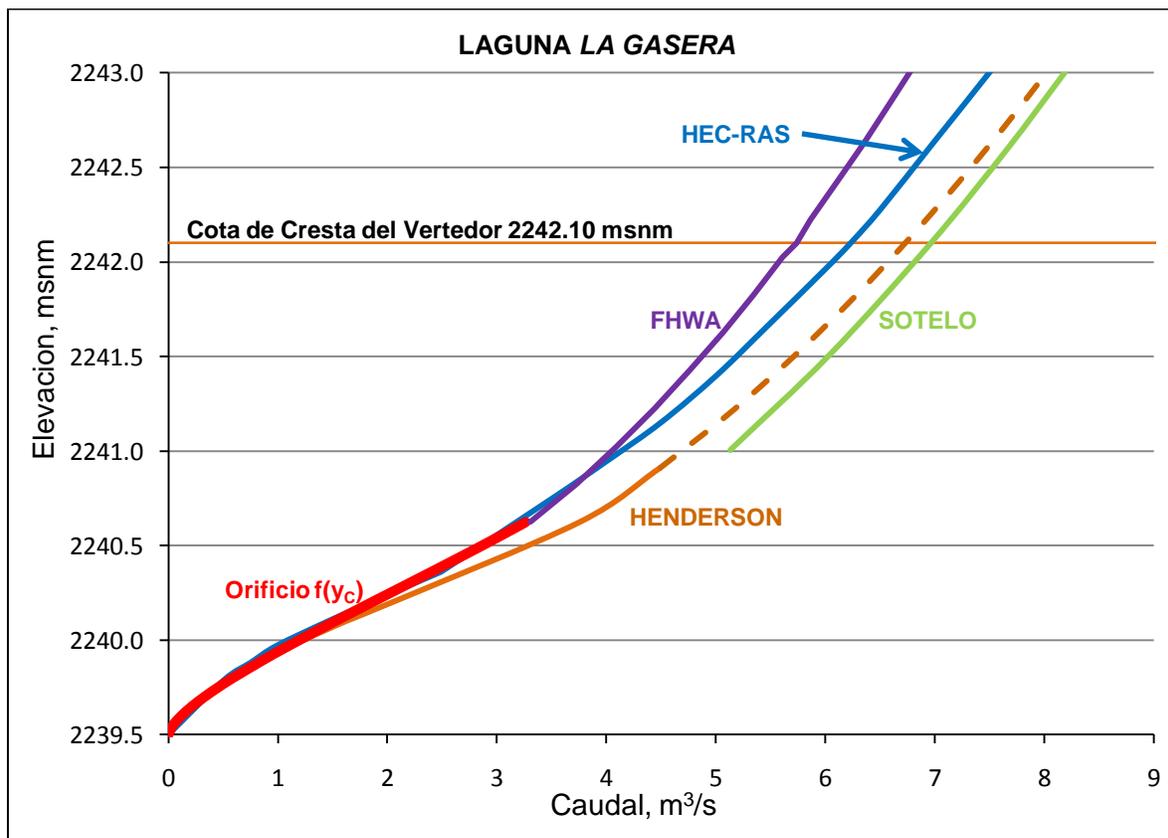


Figura 1.1.1. 3 Leyes de descarga de los orificios.



Descarga como orificios a presión

Cuando el nivel del agua varía dentro del rango de $2241 < H < 2243$ msnm, se dispone de las siguientes metodologías.

- a. Formulación recomendada en *Sotelo* (1976).

Se supone que cada orificio funciona como la descarga de una compuerta plana vertical totalmente abierta, por lo que la metodología de cálculo que se recomienda es la siguiente:

Metodología.

Para una abertura de compuerta, $w = 0.76$ m, ancho $b = 0.76$ m; aceleración de la gravedad constante $g = 9.78$ m/s², el tirante aguas arriba de la estructura de descarga y_0 , se calcula el coeficiente de velocidad;

$$C_v = 0.96 + 0.0979 \frac{w}{y_0} \quad (1.1.4)$$

El coeficiente de contracción se considera constante e igual a $C_c = 0.62$

Se calcula el coeficiente de descarga

$$C_d = \frac{C_c C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_c w}{y_0}}} \quad (1.1.5)$$

Se calcula el caudal que se descarga por cada orificio

$$Q = C_d w b \sqrt{2gy_0} \quad (1.1.6)$$



Para obtener el gasto total de la descarga por los orificios se hace el producto de $3Q$. En la tabla 1.1.1.2 se presentan los correspondientes valores calculados. También, en la figura 1.1.1.3 se incluye la curva, en color café, que define la ley de descarga de los orificios, con la suposición de que funcionan hidráulicamente como la descarga de compuertas planas verticales, totalmente abiertas.

Tabla 1.1.1. 2 Resultados obtenidos al realizar el cálculo, metodología recomendada en Sotelo.

H (m)	y_0 (m)	C_v	C_d	Q (m^3/s)	$3Q$ (m^3/s)
2241.0	1.500	1.0096	0.5460	1.708	5.125
2241.5	2.000	0.9972	0.5562	2.009	6.028
2242.1	2.600	0.9886	0.5640	2.323	6.969
2242.6	3.100	0.9840	0.5684	2.557	7.670
2243.0	3.500	0.9813	0.5711	2.730	8.189

Es conveniente aclarar que las fórmulas publicadas para el cálculo del caudal que descarga una compuerta han sido obtenidas en canales de sección rectangular, sin considerar las contracciones laterales que se presentan en los orificios que se estudian en este trabajo, por lo que se considera que el caudal calculado con esta metodología está sobreestimado.

b. Fórmulas de Henderson (1969)

Para la alcantarilla cuadrada, se considera un comportamiento muy parecido al de la alcantarilla circular, pero los coeficientes de contracción no corresponden a las contracciones que se presentan en las alcantarillas de sección cuadrada.

Henderson plantea dos comportamientos del funcionamiento hidráulico: cuando $y_0 < 1.2D$, la entrada a la alcantarilla es libre, y $y_0 > 1.2D$, cuando la descarga es como un orificio a presión.

Cuando se presenta la primera condición Henderson propone la ecuación siguiente:



$$Q = \frac{2}{3} C_B B y_0 \sqrt{2gy_0} \quad (1.1.7)$$

C_B , coeficiente de descarga, 0.9

B , ancho de la alcantarilla, 0.76 m

$y_0 < 1.2D$, nivel aguas arriba de la alcantarilla, siendo D el diámetro de la alcantarilla.

Para $y_0 > 1.2D$, se emplea la siguiente fórmula:

$$Q = C_h B D \sqrt{2g(y_0 - C_h D)} \quad (1.1.8)$$

C_h , coeficiente de contracción tanto vertical como horizontal, 0.6

D , altura de la alcantarilla, 0.76 m

B , ancho de la alcantarilla, 0.76 m

En la tabla 1.1.1.3a y 1.1.1.3b se presentan los resultados obtenidos al emplear ambas fórmulas.

Tabla 1.1.1. 3a Resultados obtenidos al realizar el cálculo, $y_0 < 1.2D$.

H (m)	$3Q$ (m ³ /s)
2239.500	0.000
2239.600	0.110
2239.700	0.312
2239.800	0.574
2240.000	1.235
2240.100	1.623
2240.200	2.046
2240.625	3.761
2240.912	4.496



Tabla 1.1.1. 3b Resultados obtenidos al realizar el cálculo, $y_0 > 1.2D$.

H (m)	$3Q$ (m^3/s)
2241.212	5.153
2241.512	5.736
2241.812	6.264
2242.112	6.752
2242.412	7.206
2242.712	7.634
2243.012	8.038

En la figura 1.1.1.3 también se muestra la curva de la ley de descarga de los orificios, en color café, obtenida mediante el criterio de Henderson.

c. Fórmula de la Federal Highway Administration (FHWA)

La fórmula que se emplea fue publicada en la primera edición de 1960 de “Hydraulic of Bridge Waterway”, obtenida para calcular el caudal de un canal que es cruzado por un puente, donde se tiene un funcionamiento hidráulico como el mostrado en la figura siguiente:

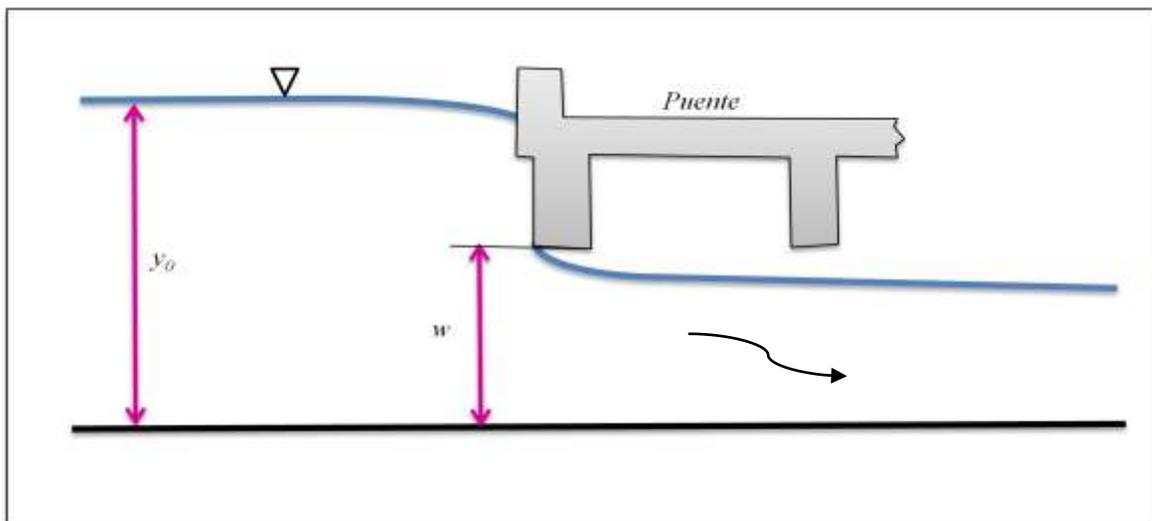


Figura 1.1.1. 4 Criterio de cálculo de la FHWA.



El comportamiento considerado, fue el de una compuerta plana vertical totalmente abierta, por lo que de la misma manera que la metodología anterior no considera las contracciones laterales, pero el coeficiente de descarga es menor, el cual fue obtenido experimentalmente.

$$Q = C_d A_{BU} \sqrt{2g \left(y_0 - \frac{w}{2} \right)} \quad (1.1.9)$$

C_d : Coeficiente de descarga, 0.50,

w : Abertura de la compuerta, en este caso de 0.76 m por ser un orificio cuadrado,

y_0 : Tirante aguas arriba de la estructura de descarga,

A_{BU} : Área del orificio.

En la figura 1.1.1.4 se puede apreciar con mayor claridad las variables que intervienen en este cálculo.

Al proponer valores del tirante y_0 , que se presenta aguas arriba, se calcula el caudal del orificio, para posteriormente multiplicarlo por tres para obtener el caudal total descargado, cuyos resultados se incluyen en la tabla 1.1.1.4.

Tabla 1.1.1. 4 Resultados obtenidos al realizar el cálculo, FHWA.

H (m)	y_0 (m)	Q (m ³ /s)	$3Q$ (m ³ /s)
2240.625	1.125	1.102	3.307
2240.825	1.325	1.242	3.725
2241.025	1.525	1.367	4.100
2241.225	1.725	1.481	4.444
2241.425	1.925	1.588	4.763
2241.625	2.125	1.687	5.062
2241.825	2.325	1.781	5.344
2242.100	2.600	1.903	5.709
2242.225	2.725	1.956	5.868
2242.425	2.925	2.038	6.113
2242.625	3.125	2.116	6.349
2242.825	3.325	2.192	6.576
2243.025	3.525	2.265	6.795



En la figura 1.1.1.3 también se incluye la ley de descarga calculada con el criterio de la FHWA, en color morado, válida para el intervalo $2242.625 < H < 2243.025$

d. Modelo numérico *HEC-RAS*

Este programa de computadora 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 pilas de puentes en el cauce, vertedores y alcantarillas. Con este programa también se puede calcular la ley de descarga de los orificios; en este caso en la figura 1.1.1.5 se presenta la sección transversal de los orificios que se introduce al programa. Los datos obtenidos del caudal descargado se presentan en la tabla 1.1.1.5.

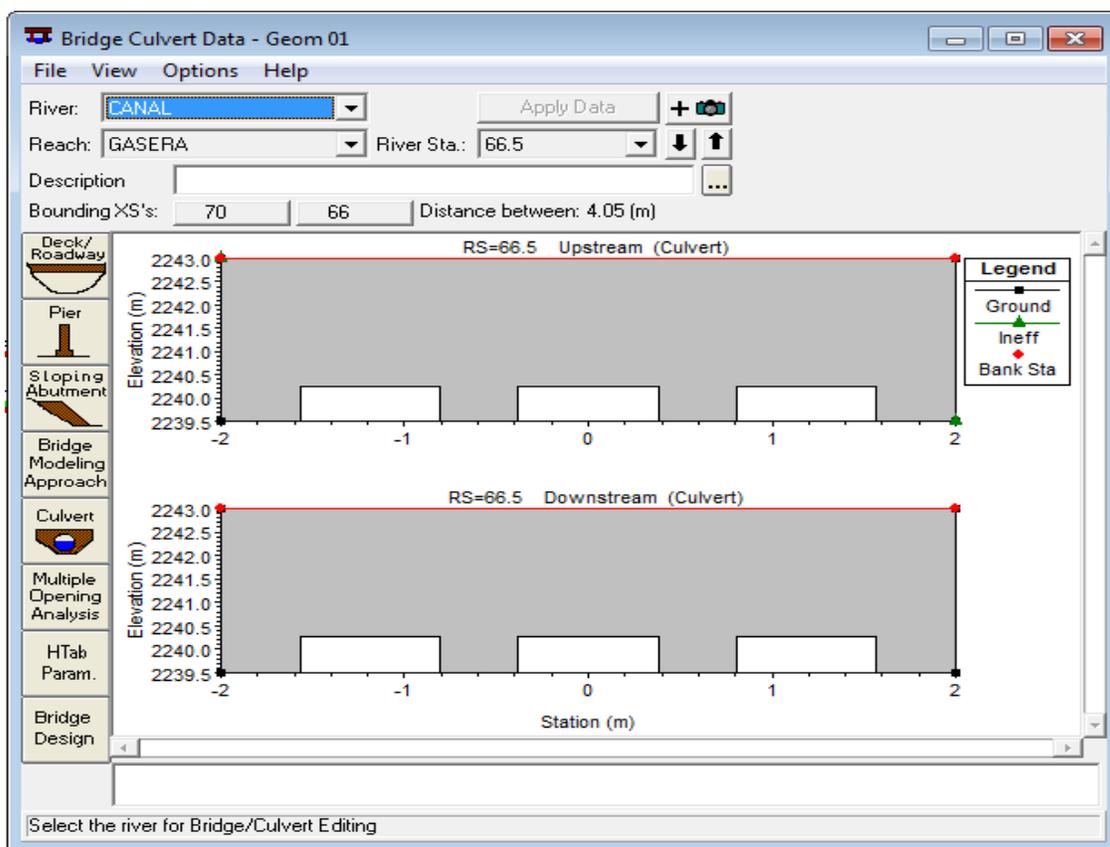


Figura 1.1.1. 5 Datos de entrada al programa *HEC-RAS*



Tabla 1.1.1. 5 Resultados obtenidos al realizar el cálculo, HEC-RAS.

H (m)	$3Q$ (m ³ /s)
2239.500	0.000
2239.790	0.510
2239.880	0.750
2239.970	0.990
2240.110	1.500
2240.240	2.010
2240.360	2.490
2240.360	2.490
2240.750	3.510
2240.940	3.990
2241.150	4.500
2241.400	5.010
2241.670	5.490
2241.960	6.000
2242.280	6.510
2242.630	6.990
2243.000	7.500
2243.140	7.680
2243.230	7.800

En la figura 1.1.1.3 se muestra también la curva de la ley de descarga de los orificios, línea en color azul, obtenida mediante el programa *HEC-RAS*.

Discusión de las leyes de descarga de los orificios.

Con respecto a las leyes de descarga de los orificios que se indican en la figura 1.1.1.3, se nota que cuando la entrada de éstos no está sumergida, las leyes calculadas con los criterios del tirante crítico y del modelo *HEC-RAS* prácticamente se confunden, debido a que los resultados son bastante similares; en ese rango, la curva calculada con el criterio de Henderson difiere para $H > 2240.20$ msnm. Por otro lado, cuando los orificios funcionan con la entrada sumergida, con descarga a presión, todas las leyes empleadas dan resultados diferentes; para decidir cuál de ellas es la más adecuada, es conveniente aclarar lo siguiente.



Las leyes obtenidas con los criterios de Sotelo, de Henderson y de la FHWA, explícitamente no consideran las contracciones laterales en los coeficientes de descarga; en el modelo *HEC-RAS* tampoco se indica de manera explícita que en el cálculo del caudal se consideren las contracciones laterales; sin embargo, debido a que en los resultados obtenidos para el caso de la entrada no sumergida se nota que sí se toman en cuenta las contracciones laterales, se deduce que para el caso de la entrada ahogada también se deben tomar en cuenta dichas contracciones, por lo que se considera que la ley más adecuada es la obtenida con el modelo *HEC-RAS*.

También se aclara que en un intento por saber cuál es la formulación que emplea el modelo *HEC – RAS* para calcular la ley de descarga de los orificios, se consultó el correspondiente manual de referencia; así se encontró que probablemente se empleaba la formulación propuesta por la FHWA; sin embargo, en la figura 1.1.1.3 se nota que con ésta fórmula se obtienen resultados con caudales notablemente menores que los obtenidos al emplear el modelo *HEC – RAS*.

También es conveniente hacer notar que el modelo *HEC – RAS* ha sido validado con gran cantidad de investigación experimental, y con la cual se han elaborado gráficas y fórmulas. Debido a estas razones fue que se decidió elegir este criterio

Descarga por el vertedor.

Cuando el nivel en la laguna $H > 2242.10$ msnm, la descarga también se presenta por el vertedor; con respecto a la ley de descarga del vertedor tipo cimacio, se emplea la siguiente fórmula:

$$Q = C L (H - 2242..10)^{3/2} \quad (1.1.10)$$

Donde: C es el coeficiente de descarga del vertedor, se considera un valor constante de 2, y L es la longitud de la cresta del vertedor, $L = 20$ m. En la tabla 1.1.1.6 se reportan los valores calculados del gasto descargado por el vertedor de la estructura de



descarga de la laguna *La Gasera*. En la figura 1.1.1.6 se muestra la curva de la ley de descarga del vertedor en color verde con línea discontinua.

Tabla 1.1.1. 6 Resultados obtenidos al realizar el cálculo, Vertedor.

H (m)	Q (m^3/s)
2242.10	0.000
2242.40	6.573
2242.70	18.590
2243.00	34.153
2243.30	52.581

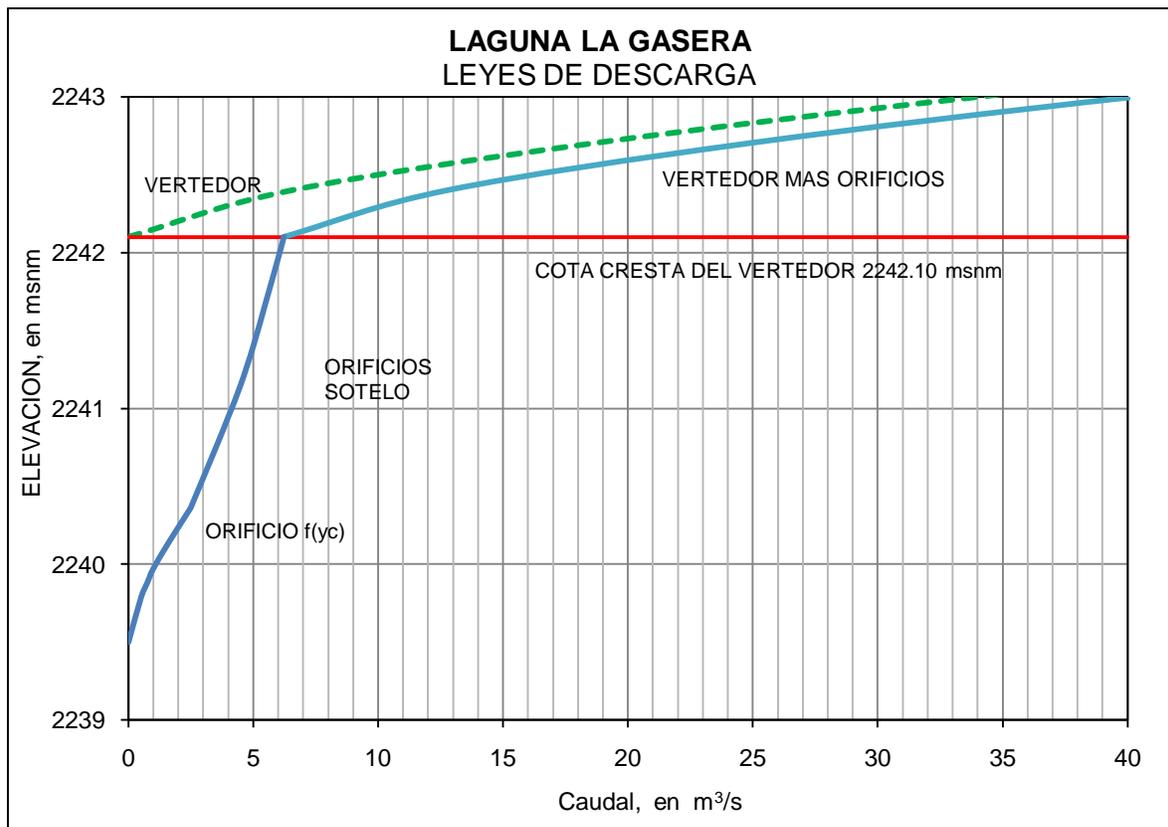


Figura 1.1.1. 6 Ley de descarga de la estructura de la laguna la Gasera

En la figura 1.1.1.6 también se incluye la ley de descarga total de la estructura de la laguna, la cual está definida por las líneas continuas en color azul y rojo. Esta ley se



utilizará para modelar numéricamente el tránsito de las avenidas que ingresan a la laguna por las derivadoras San Francisco y San Rafael.

1.1.II Capacidad de Almacenamiento de la laguna

En cuanto a su capacidad de almacenamiento, en la tabla 1.1.2.1 se reportan los valores de las curvas elevaciones-áreas-volúmenes de almacenamiento, correspondiente a un levantamiento topográfico realizado en el año 2000. En su diseño original se indica que el nivel del NAME es la cota 2242.70 msnm. Con base en la información que se proporciona en la tabla, se obtuvo la curva elevaciones - capacidades que se muestra en la figura 1.1.21.

Tabla 1.1.2 1 Elevaciones-Áreas-Volúmenes de la laguna la Gasera

Elevación (msnm)	Área (ha)	Volumen (miles de m ³)
2239.50	0.0	0.0
2240.00	3.1695	7.92
2241.00	7.4326	60.93
2242.00	21.2477	204.32
2242.70	41.5984	424.27

El gasto que sale de *La Gasera* entra directamente al río de *La Compañía*; el gasto total que llega al río de *La Compañía* está dado por la suma del que se descarga por cada uno de los orificios de las derivadoras, más el que sale por la estructura de descarga de la laguna, y cuyo valor total no debe de exceder de 30 m³/s que es el máximo caudal que puede conducir el río de *La Compañía*, sin que se presenten problemas de desbordamiento en ese canal.

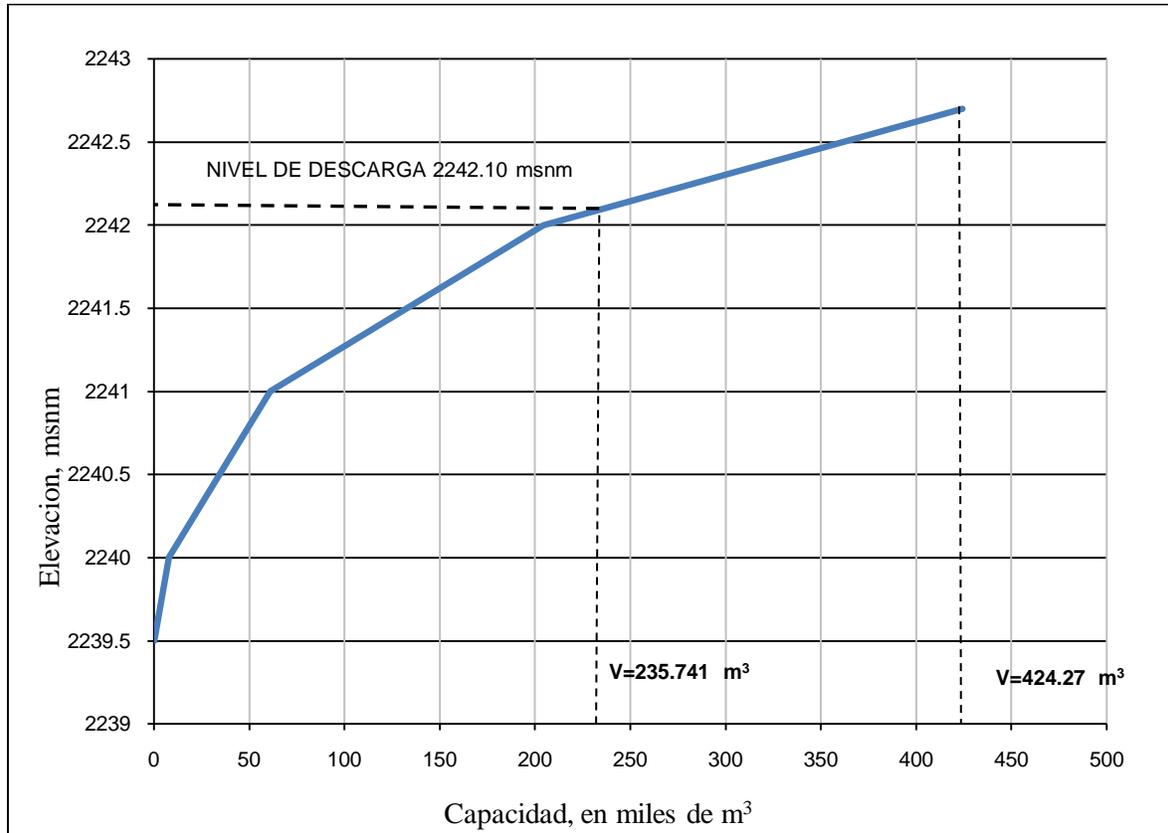


Figura 1.1.21 Curva Elevaciones-Capacidades de la laguna la Gasera.

1.1.III Derivadora San Rafael.

Esta derivadora, véase figura 1.1.3.1a, está formada por un dique que cierra el cauce, con un orificio de sección cuadrada de 0.76 m de lado, que sirve principalmente para drenar los caudales pequeños durante la época de estiaje, ya que se encuentra a nivel del piso de la estructura derivadora; además, la derivadora San Rafael tiene una compuerta tipo radial de 2 m de ancho por 4.5 m de alto, se recomienda mantener la compuerta cerrada durante el paso de las avenidas, y abrirla después para drenar y limpiar la zona vecina aguas arriba; un vertedor lateral tipo cimacio de cresta libre con una cota de diseño de 2242.60 msnm que vierte hacia la laguna y una longitud de cresta de 10 m.



Figura 1.1.3.1a Vista aguas arriba de la derivadora San Rafael.

En la tabla 1.1.3.1 se reportan los datos de diseño de la derivadora San Rafael.

Tabla 1.1.3. 1 Datos de diseño de la derivadora San Rafael.

Derivadora	Elevación Piso (msnm)	Elevación Cresta (msnm)	Long Cresta (m)	NAME (msnm)	Q vert. (m ³ /s)	Q orificio (m ³ /s)
San Rafael	2239.00	2242.60	10	2243.30	11.760	2.473

En la figura 1.1.3.1a, se muestra la derivadora San Rafael vista desde aguas arriba, mientras que en la figura 1.1.3.1b, se muestra una vista desde aguas abajo de la misma.



Figura 1.1.3.1b Vista aguas abajo de la derivadora San Rafael.

En la figura 1.1.3.1 se muestra la ley de descarga de la derivadora San Rafael, donde se observa en color azul claro la ley de descarga del orificio, con color rojo se muestra la ley de descarga del vertedor de la derivadora, y en color verde la ley de descarga del vertedor más la ley de descarga del orificio de la derivadora

En la tabla 1.1.3.2 se muestran los datos con que se dibujó la ley de descarga de la derivadora San Rafael.

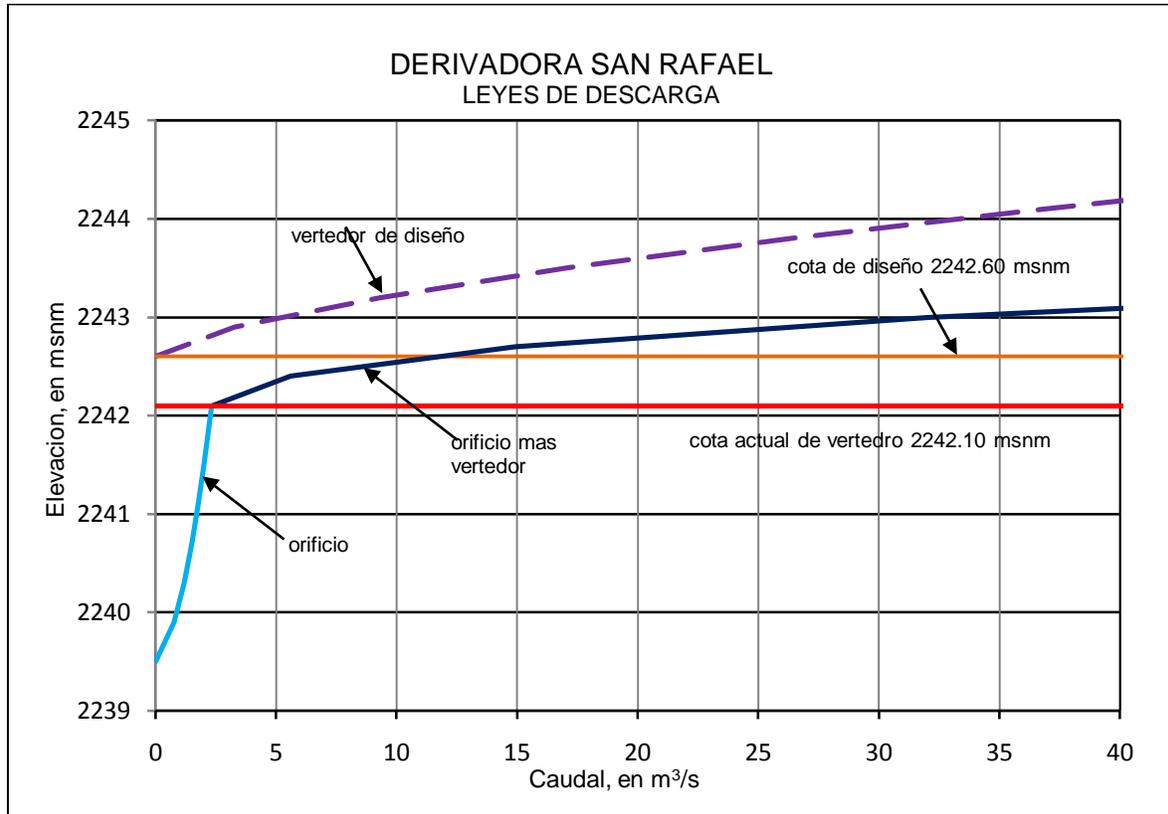


Figura 1.1.3. 1 Ley de descarga de la Derivadora San Rafael.

Tabla 1.1.3. 2 Variación de caudal y de la superficie libre del agua

Q (m^3/s)	H msnm
0.000	2239.50
0.778	2239.90
1.183	2240.30
1.503	2240.70
1.772	2241.10
2.009	2241.50
2.223	2241.90
2.419	2242.30
2.557	2242.60
2.730	2243.00
2.893	2243.40
3.047	2243.80
3.194	2244.20
3.335	2244.60
3.470	2245.00



1.1.IV Derivadora San Francisco

La derivadora San Francisco está conformada por un dique que cierra el cauce, con un orificio de sección cuadrada de 0 76 m de lado, que sirve principalmente para drenar los caudales pequeños durante la época de estiaje, el orificio se encuentran al nivel del piso de la derivadora. Además, la derivadora San Francisco tiene una compuerta radial de 3 m de ancho por 4.5 m de alto, un vertedor tipo cimacio de cresta libre, que vierte hacia la laguna con una cota de diseño de 2242.30 msnm y una longitud de 30 m.

En la figura 1.1.4.1a, se muestra la derivadora San Francisco vista desde aguas arriba, mientras que en la figura 1.1.4.1b, se muestra una vista desde aguas abajo de la misma.



Figura 1.1.4.1a Vista aguas arriba de la derivadora San Francisco.



Figura 1.1.4.1b Vista aguas abajo de la derivadora San Francisco.

En la tabla 1.1.4.1 se reportan los datos de diseño de la derivadora San Francisco, y en la figura 1.1.4.1 se muestra las leyes de descarga de la derivadora San Francisco, en color azul se muestra la ley de descarga del orificio de la derivadora, en color rojo punteado se presenta la ley de descarga del vertedor, y en color verde se presenta la ley de descarga del orificio más la del vertedor.

Tabla 1.1.4. 1 Datos de diseño de la derivadora San Francisco.

Derivadora	Elevación Piso (msnm)	Elevación Cresta (msnm)	Long Cresta (m)	NAME (msnm)	Q vert. (m ³ /s)	Q orificio (m ³ /s)
San Francisco	2237.80	2242.30	30	2242.76	18.740	2.070

En la tabla 1.1.4.2 se muestra los resultados obtenidos, para la ley de descarga de la derivadora San Francisco.

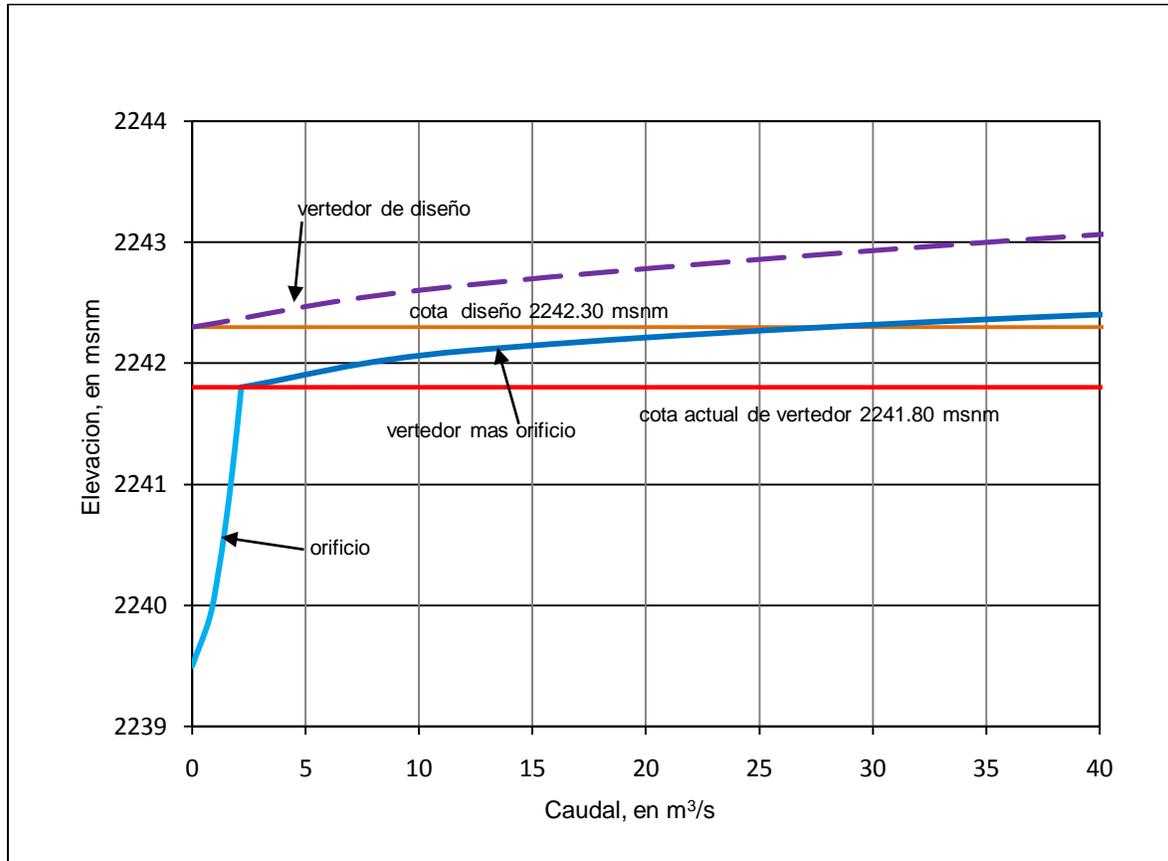


Figura 1.1.4. 1 Ley de descarga de la Derivadora San Francisco.

Tabla 1.1.4. 2 Variación de caudal y de la superficie libre del agua

Q (m^3/s)	H msnm
0.000	2239.50
0.778	2239.90
1.183	2240.30
1.503	2240.70
1.772	2241.10
2.009	2241.50
2.223	2241.90
2.419	2242.30
2.644	2242.80
2.812	2243.20
2.971	2243.60
3.122	2244.00
3.266	2244.40

