



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO EN MODELO FÍSICO DEL DISEÑO Y POLÍTICAS DE
OPERACIÓN DE LAS OBRAS DE CAPTACIÓN DE LA PLANTA DE
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (PTAR) ATOTONILCO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

(HIDRÁULICA)

P R E S E N T A:

JUAN CÉSAR LUNA BAHENA

DIRECTOR DE TESIS: DR. JESÚS GRACIA SÁNCHEZ

JURADO ASIGNADO

Presidente: Dr. Domínguez Mora Ramón
Secretario: M.I. Franco Víctor
Vocal: Dr. Dr. Jesús Gracia Sánchez
1er Suplente: Dr. Carmona Paredes Rafael Bernardo
2do Suplente: Dr. Paz Soldán Córdova Gustavo Adolfo

Lugar donde se realizó la tesis:

INTITUTO DE INGENIERÍA DE LA UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. Jesús Gracia Sánchez

AGRADECIMIENTOS

Mis más sinceros agradecimientos a la Universidad Nacional Autónoma de México, por mi formación profesional; al Instituto de ingeniería de la UNAM y a mi director de tesis Dr. Jesús Gracia Sánchez por las facilidades para la realización de éste trabajo; especialmente a mis amigos por hacer muy placentero el tiempo que hemos compartido durante éste periodo.

DEDICATORIA

A mis padres y hermano ya que sin ellos esto no sería posible, muchas gracias

Contenido

| | |
|--|----|
| RESUMEN | iv |
| ABSTRACT | vi |
| 1. INTRODUCCIÓN Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA..... | 1 |
| 1.1. Historia del Drenaje en el Valle de México | 1 |
| 1.2. Condiciones actuales..... | 9 |
| 1.3. Problemática actual..... | 13 |
| 1.3.1. Túnel Emisor Oriente | 13 |
| 1.3.2. Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) Atotonilco Hgo. | 15 |
| 1.4. Planteamiento del problema | 17 |
| 2. ANTECEDENTES | 19 |
| 2.1. Gasto en compuertas radiales..... | 19 |
| 2.1.1. Método de Toch | 20 |
| 2.1.2. Método de Knap-Gentilini..... | 22 |
| 2.2. Perfil del cimacio | 23 |
| 2.3. Operación actual de las compuertas en el portal de salida de del TEC | 24 |
| 3. MODELO FÍSICO..... | 28 |
| 3.1. Leyes de semejanza hidráulica | 30 |
| 3.2. Fuerzas que actúan sobre los fluidos | 32 |
| 3.3. Relación de escala entre prototipo y modelo | 36 |
| 3.4. Descripción del modelo físico | 39 |
| 4. ANÁLISIS HIDRÁULICO | 44 |
| 4.1. Condiciones de diseño | 44 |
| 4.2. Condiciones de análisis | 46 |
| 4.3. TEO con gasto de 25 m ³ /s hacia el canal El Salto-Tlamaco | 49 |
| 4.3.1. Sección 8-9 | 51 |
| 4.3.2. Sección 7-8 | 54 |
| 4.3.3. Sección 6-7 | 55 |

| | | |
|----------|---|-----|
| 4.3.4. | Sección 5-6 | 55 |
| 4.3.5. | Sección 4-5 | 56 |
| 4.3.6. | Sección 3-4 | 57 |
| 4.3.7. | Sección 1..... | 58 |
| 4.3.8. | Sección 1-2 | 60 |
| 4.4. | TEO con un gasto de 50 m ³ /s hacia el canal El Salto-Tlamaco..... | 63 |
| 4.5. | Profundidad del tanque amortiguador | 64 |
| 5. | PRUEBAS EN MODELO FÍSICO | 68 |
| 5.1. | Comparación entre el perfil calculado y medido en modelo | 68 |
| 5.2. | Pruebas en la zona de alcantarillas | 71 |
| 5.2.1. | Configuración de las estructuras correspondientes a la zona aguas arriba de la alcantarilla..... | 72 |
| 5.2.2. | Determinación de las relaciones elevaciones (aguas arriba y aguas abajo) vs. gastos de la alcantarilla..... | 73 |
| 5.2.3. | Gastos extremos por la alcantarilla..... | 78 |
| 5.2.3.1. | Gasto y nivel máximo entrando agua sólo por el TEO | 78 |
| 5.2.3.2. | Gasto y nivel máximo entrando agua sólo por el TEC..... | 81 |
| 5.2.3.3. | Gasto y nivel máximo entrando agua por el TEC y por el TEO..... | 83 |
| 5.2.4. | Fluctuación de niveles en el canal de llegada a la alcantarilla. | 84 |
| 5.2.5. | Prueba con gasto de diseño en el TEO y compuertas parcialmente abiertas para 50 m ³ /s y 25 m ³ /s..... | 85 |
| 5.2.6. | Prueba con gasto de diseño en el TEC y compuertas parcialmente abiertas para 50 m ³ /s y 25 m ³ /s..... | 88 |
| 5.2.7. | COMPARACION DE PRUEBAS | 93 |
| 6. | ANÁLISIS DE TURBULENCIA..... | 96 |
| 6.1. | Mediciones con ADV | 97 |
| 6.2. | Turbulencia..... | 100 |
| 6.3. | Medición en tanque amortiguador | 104 |
| 6.4. | Pruebas en el canal de llamada de las alcantarillas | 106 |
| 6.4.1. | Estructura 1. Disipador..... | 107 |
| 6.4.2. | Estructura 2 Celosía..... | 109 |
| 6.4.3. | Estructura 3. Tres Vanos | 111 |
| 6.4.4. | Operando compuertas | 113 |

| | |
|---|-----|
| 6.4.5. Estructura 4 | 114 |
| 6.5. Comparación de estructuras | 114 |
| 6.5.1. Fluctuación en el nivel del agua | 114 |
| 6.5.2. Índices de turbulencia | 117 |
| 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | 120 |
| REFERENCIAS | 126 |
| REFERENCIAS DE INTERNET | 127 |
| BIBLIOGRAFÍA | 127 |
| MESOGRAFÍA | 128 |

RESUMEN

Debido a que en época de lluvias la Ciudad de México se encuentra en grave riesgo de inundación, ya que la capacidad de sus obras de desalojo ha disminuido considerablemente, en 2007 se aprobó el Programa de Sustentabilidad Hídrica de La Cuenca Valle de México. Dos de las principales obras que incluye el programa es la construcción del Túnel Emisor Oriente (TEO), para el desalojo de las aguas residuales y pluviales, y la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales “Atotonilco” (PTAR Atotonilco), como colaboración para llegar al 100% de aguas residuales tratadas en el valle.

Dada la complejidad geométrica y las múltiples estructuras que se encuentran en el portal de salida del TEO la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) contrató al Instituto de Ingeniería de la UNAM para la construcción de un modelo físico, en él se modeló la zona de conexión entre los Túneles Emisores Central (TEC) y Oriente (TEO) con el canal El Salto-Tlamaco, por el cual se suministrará agua a la PTAR Atotonilco, localizada en el Edo. de Hidalgo.

En el modelo físico se realizaron pruebas variando el gasto y tomando registro tanto de tirante y sus fluctuaciones como de velocidades. Los tirantes y sus fluctuaciones se obtuvieron con limnímetros de precisión que proporcionaban una lectura cada segundo, la velocidad se midió con un aparato llamado Acoustic Doppler Velocimeter (ADV) con un registro de diez valores por segundo.

Como resultado del análisis de las mediciones, se comparó lo medido contra los resultados obtenidos analíticamente y así obtener las dimensiones del tanque amortiguador del TEO, por lo que se recomienda una disminución de la longitud y de la profundidad.

Según las políticas de operación de las compuertas existentes y las pruebas realizadas en el modelo, se proponen las nuevas políticas de operación del sistema de compuertas que se sugieren implementar para el funcionamiento normal.

Una parte importante del estudio fue obtener las curvas elevación-gasto de las alcantarillas ubicadas por debajo del río el Salto, con el objetivo de prever qué pasaría en el escenario más desfavorable, concluyendo que si bien el agua no desborda, se deberá tener especial cuidado con la abertura máxima de las compuertas existentes.

De igual modo, se realizó un análisis de los índices de turbulencia de cada recorrido, a partir de los registros de velocidades obtenidos con el ADV. Esto debido a que se observaron oscilaciones en el nivel de agua del TEO mayores que en el TEC. Por lo tanto se propusieron y probaron varias estructuras para reducir la turbulencia, tanto en el canal de la curva horizontal del TEO como en la zona denominada Canal de llamada de las alcantarillas.

Se observó que es posible reducir la turbulencia, colocando estructuras en el cauce, tanto en canales curvos como en la confluencia de canales, pero para este caso de análisis no se pudo reducir la turbulencia del TEO al grado de la del TEC.

Se obtuvo una grafica de índices de turbulencia contra un parámetro adimensional que relaciona el tirante con sus fluctuaciones, si el nivel del agua se mantiene en las secciones de estudio se corrobora que con una estructura dada puede disminuir tanto la turbulencia como las fluctuaciones de nivel y se concluyó que están relacionadas directamente ya que al disminuir una disminuye la otra.

ABSTRACT

Every season, part of Mexico City is in great danger of flooding due to capacity of drainage has considerably decreased. In 2007 the Program of Hydric Sustainability of the Valley of Mexico Basin was approved. Two of the most important strategies that were include in the program are the construction of the Túnel Emisor Oriente (TEO), for rain water drainage, and the Residual Water Treatment Plant “Atotonilco”, which will help to treat 100 per cent of the residual water in the Valley.

Due to the geometric complexity and multiple structures in the outlet structure of the TEO, Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) consult to the Instituto de Ingeniería de UNAM about to make a physical model, in which it was modeled the outlets converge zone of the “Túnel Emisor Oriente (TEO)”, and the “Túnel Emisor Central (TEC)” with the channel called “El Salto-Tlamaco” which will supply water to the “Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Atotonilco (PTAR)”, in the Hidalgo state.

Dada la complejidad geométrica y las múltiples estructuras que se encuentran en el portal de salida del TEO la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) contrató al Instituto de Ingeniería de la UNAM para la construcción de un modelo físico, en él se modeló la zona de conexión entre los Túneles Emisores Central (TEC) y Oriente (TEO) con el canal El Salto-Tlamaco, por el cual se suministrará agua a la PTAR Atotonilco, localizada en el Edo. de Hidalgo.

In the tests performed, different discharges and water levels were used; velocities and its fluctuations were recorded. For the water level measurement a precision limnimeter were utilized which provide information each second. The velocity records were obtained with Acoustic Doppler Velocimeter (ADV), which provides ten lectures every second.

Comparisons were made between the results of the measurements and the analytic analysis in order to obtain the TEO's stilling basin dimensions. It is recommended to reduce length and depth.

According with the present strategy of gates operation and tests performed in the physical model, new strategy of gates operation were proposed for the whole gates system of the TEO.

An essential part of the study was obtaining the relation between elevation and flow of the sewers localized beneath the river "El Salto", in order to define the most unfavorable scenario, concluding despite this the water does not overflow. It must have carefully in the case of the maximum opening for the existing gates.

Because the water level oscillations were higher in the TEO than in TEC, an analysis was performed for the turbulence index in each channel span from velocity records obtained with the ADV. Therefore, several structures are proposed and tested to reduce the turbulence, specifically in the channel of the horizontal curve of TEO and in the zone called "sewage inlet apron".

It was observed that the turbulence can be reduced by using some structures inside the curved channel and in the confluence. In this particular case it wasn't possible to reduce the turbulence in TEO like in the TEC where it is very low.

Turbulence index vs non-dimensional parameter graphic was obtained; it links the water depths with its fluctuations. It was found that when depth is the same in the different

cross sections, the turbulence and the level fluctuations can be reduced using a specific structure. When the magnitude of one is reduced the other also, and that have a directly relationship

INTRODUCCIÓN Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1. INTRODUCCIÓN Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Historia del Drenaje en el Valle de México

La Zona Metropolitana del valle de México (ZMVM) es una de las más grandes urbes a nivel mundial en ella habitan más de 20 millones de personas en una superficie de 7860 Km² *¹⁰. Como es de esperarse la ciudad demanda gran cantidad de recursos, uno de los más importantes e indispensables para el desarrollo de todas sus actividades económicas es el suministro de agua potable. El suministro para consumo humano es cerca de 81.9 m³/s, *¹ pero esta gran cantidad de agua se convierte en un problema al momento de tener que desalojarla de la Cuenca del Valle de México, debido a que es una cuenca cerrada. El problema se agrava en época de lluvias, pues el sistema de desalojo es un sistema combinado encargado de desalojar tanto las aguas residuales como el agua pluvial, esto demanda una gran infraestructura para desalojar las aguas residuales de una forma segura fuera de la cuenca.

Es precisamente en época de lluvias cuando la ciudad de México presenta grandes riesgos de inundación, principalmente en las zonas bajas de la ciudad que están ubicadas al

centro de ella. Este problema aunado a la disminución de la capacidad hídrica del sistema de drenaje, hacen que la ciudad quede vulnerable ante las inundaciones en caso de que alguno de los principales emisores fallaran.

La ZMVM originalmente estaba constituida por un sistema lacustre integrado por 5 grandes lagos: Texcoco, Xaltocan, Zumpango, Xochimilco y Chalco. En época de lluvias estos lagos se convertían en uno solo de dos mil kilómetros cuadrados de superficie. Esta condición explica las periódicas inundaciones que desde la fundación de Tenochtitlán han enfrentado sus habitantes, así como la necesidad de construir importantes obras de drenaje para el control y desalojo de las aguas pluviales y residuales del valle.^{*2}

A lo largo de la historia los habitantes se han enfrentado a gran cantidad de problemas, sobre todo en la temporada de lluvias, para consolidar los asentamientos humanos en la cuenca, teniendo que hacer un inmenso trabajo para desviar artificialmente los ríos y aprovechar el recurso del agua.

Principalmente, después de la conquista la ciudad fue presentando un crecimiento exponencial, los grandes lagos fueron desapareciendo poco a poco y las zonas urbanas aumentando, haciendo así que la ciudad pasara de 2000 km² de área lacustre en el siglo XVI, a las pequeñas superficies lacustres que se tienen hoy. Este crecimiento de la población se muestra en las figuras 1.1.1, .2 y .3

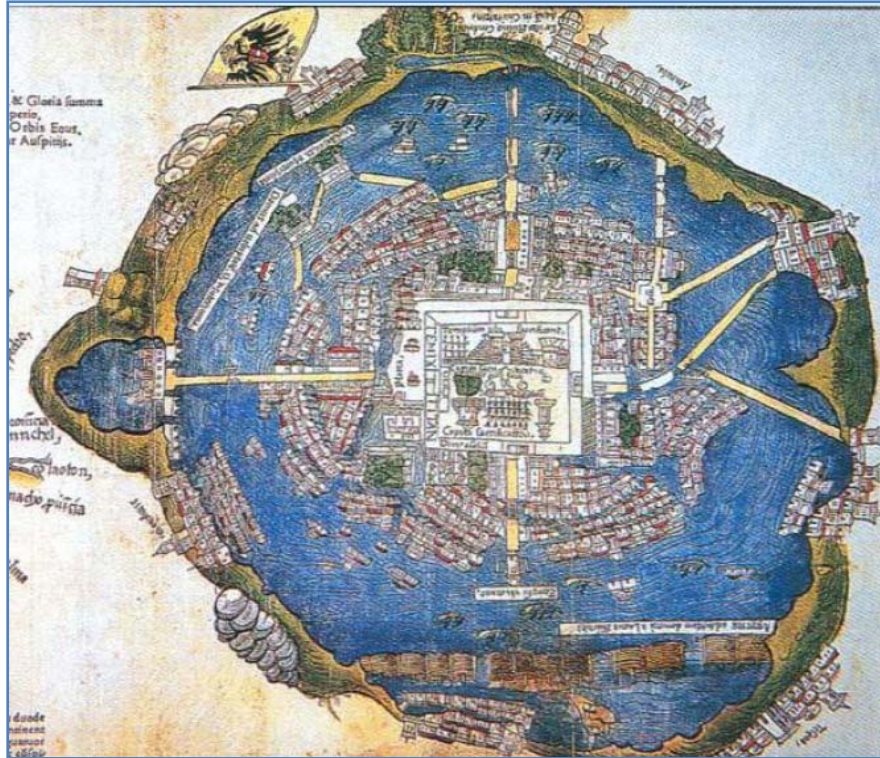


Fig. 0.1.1 Ciudad de México 1521 Mapa Nürenberg (ref. 11)



Fig..1.1.2 Ciudad de México 1850 Foto tomada en globo (ref. 1)



Fig. 1.1.3 Ciudad de México en 1930 Fotografía aérea (ref. 12)

Conforme la ciudad fue creciendo se demandaban grandes obras de saneamiento dentro del valle y fue así como se comenzaron a construir las principales obras de drenaje que hasta hoy en día siguen funcionando.

Las obras se iniciaron alrededor de 1600 y su desarrollo tomó casi dos siglos. En ese lapso se produjeron varias inundaciones de gran magnitud, dentro de las que destacan las de 1629-1635, en la que se estima murieron 30 000 personas y que un número similar de españoles salieron de la ciudad. La catástrofe fue tan grande que se pensó seriamente en trasladar la ciudad a otro sitio ^{*13}.

La primera gran obra surgió en 1607 cuando se trató de construir un túnel al oriente de la ciudad que desalojara las aguas residuales y que atravesara bajo el sitio conocido como Nochistongo (Fig. 1.1.4). Esta obra se mando construir por el virrey Luis de Velasco como medida de prevención dado que en 1555 se dio una gran inundación. El encargado de su construcción fue Enrico Martínez que no pudo ser concretada pues el túnel colapso por problemas con el revestimiento. El propósito de dicha obra era evitar que las aguas del río Cuautitlán afectaran el lago de Texcoco. ^{*3}

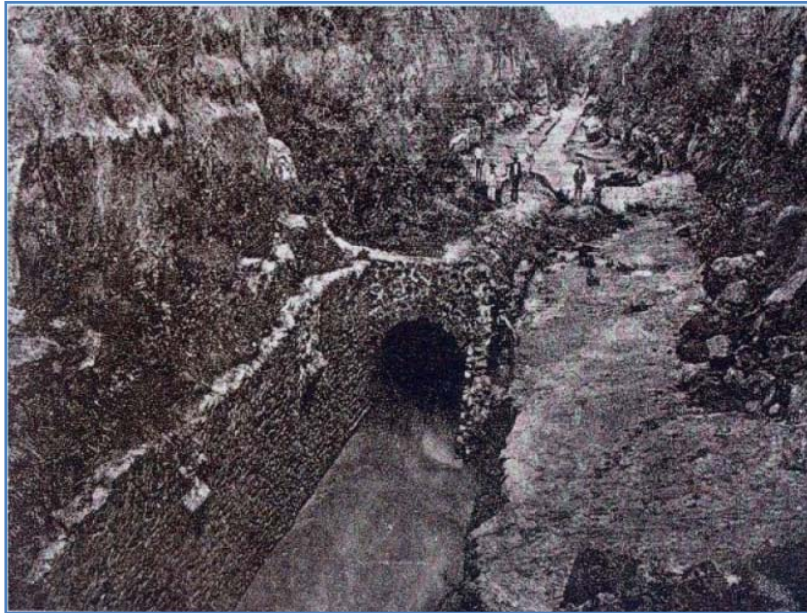


Fig. 1.1.4 Túnel de Nochistongo primera salida artificial de las aguas residuales de la cuenca de México

Posteriormente, se consiguió el desalojo del agua por ese mismo lugar pero mediante un tajo a cielo abierto que se inaugura en 1788 cerca de 150 años después de su inicio (Fig. 1.1.5).

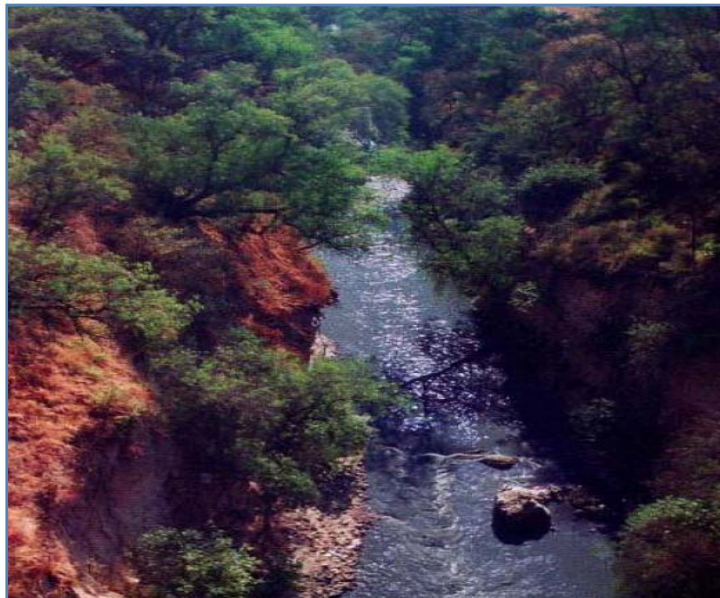


Fig. 1.1.5 Tajo de Nochistongo

En 1866 se inicia la construcción del gran canal de desagüe por órdenes del presidente Porfirio Díaz y fue inaugurado hasta 1990. Este proyecto consta de un canal un túnel y un Tajo de salida. Esta obra estaba calculada para recibir un gasto de $80 \text{ m}^3/\text{s}$ con ella se proporcionó la primer salida hacia el río Tequisquiac, esta es una obra que aún sigue funcionando y cuenta con una longitud de 47.5 Km^3 (Fig. 1.1.6)



Fig. 1.1.6 Gran Canal de Desagüe

Posteriormente se construyeron otras dos grandes obras de drenaje:

El Emisor Poniente que en 1964 (Fig. 1.1.7) concluyó la segunda etapa de su diseño teniendo una capacidad de desalojar $30 \text{ m}^3/\text{s}$ con una longitud de 32.3 Km , su funciones eran evitar la sobrecarga del gran canal y desalojar las aguas pluviales hacia el río Cuautitlan, la Laguna de Zumpango y el tajo de Nochistongo, con esto se evitó que las aguas del poniente descargaran sin control.

En 1967 comenzó la construcción del Drenaje Profundo integrado actualmente por un Emisor Central (Fig. 1.1.8) y nueve Interceptores, con una longitud total de 153.3 kilómetros.

El Emisor Central descarga en el río El Salto, afluente del Tula que continúa hasta el Distrito de Riego 03, del Valle del Mezquital. El Emisor Central contaba con una capacidad máxima de 200 m³/s, su profundidad mínima es de 50 m y su máxima es de 237 m. En una segunda etapa se construyeron los interceptores oriente y central, túneles que confluyen en el Emisor Central. ^{*3}

El interceptor oriente, con una longitud de 10 kilómetros, se construyó para aliviar al Gran Canal, y el interceptor central de 8 kilómetros de largo aliviaría la parte central y norte de la ciudad.

Actualmente, el Sistema de Drenaje Profundo cuenta con el Emisor Central, Interceptor Central, Interceptor Centro-Centro, Interceptor Oriente, Interceptor Centro-Oriente, Interceptor del Poniente, Interceptor Iztapalapa, Interceptor Obrero Mundial, Interceptor Oriente Sur, Canal Nacional-Canal de Chalco. ^{*4}



Fig.1.1.7 Túnel Emisor Poniente (ref. 5)



Fig.1.1.8 Túnel Emisor Central (ref. 5)

Con la puesta en operación del TEC en 1975 se logró la mayor capacidad hídrica histórica de la cuenca con una capacidad en conjunto de 285 m³/s. que beneficiaban a cerca de 9 millones de habitantes. A partir de este momento se dejó de realizar infraestructura para las obras de drenaje y la ciudad siguió creciendo de forma exponencial y con ello los problemas.

Un ejemplo de ello es el Gran Canal de Desagüe después de puesta en operación en 1900 tenía una capacidad de desalojo de 80 m³/s. posteriormente la ciudad comenzó a hundirse por la sobre explotación de los acuíferos, para obtener agua para consumo humano, así el Gran Canal fue perdiendo pendiente de 19 cm por kilómetro hasta llegar a tener una contrapendiente en 1992 haciendo el sistema totalmente ineficaz, pues su capacidad de desalojo disminuyó hasta llegar a 15 m³/s. posteriormente fue necesario instalar una serie de plantas de bombeo una en el kilómetro 11.5, otra al 18.5 llamada Canal de sales, con ellas se pudo aumentar la capacidad de desalojo a 45 m³/s y evitar que cuando el canal trabaje con cargas grandes el agua en lugar de salir de la cuenca se regrese. A este gran problema también se le aumenta que el TEC desde su concepción manejara solo aguas pluviales; sin embargo, a partir de 1992, como resultado de la pérdida de nivel del Gran Canal, se conducen aguas negras que recibe del interceptor oriente y del central. ^{*1}

Se estima que en 1975 se tenía una capacidad de desalojo de 285 m³/s, suficiente para servirle a 10 millones de habitantes, gran parte de este gasto se desalojaba por el TEC y por el Gran Canal, 170 m³/s y 80 m³/s. respectivamente. Ya para el año del 2007 la capacidad de desalojo del valle era tan solo 165 m³/s, pero para esa fecha ya se contaba con cerca de 19 millones de habitantes, de este gasto 120 m³/s. eran extraídos por TEC y solo 15 m³/s. por el Gran Canal. ^{*1}

1.2. Condiciones actuales

Actualmente, con las obras que se han hecho principalmente con la aportación de la planta de bombeo en El Gran Canal se cuenta con una capacidad estimada de 195 m³/s de los cuales 120 m³/s se desalojan por el TEC y 45 m³/s por el Gran Canal, pero esta cantidad es baja si se toma en cuenta que deben servir a poco más de 20 millones de habitantes.

La capacidad hídrica de las obras de desalojo ha disminuido de una manera considerable a través del tiempo, principalmente debido a la pérdida de pendiente del Gran Canal y por la pérdida de conducción del TEC. La pérdida de conducción hidráulica se debió a que se utilizó por mucho tiempo para una condición para la que no estuvo diseñado, desalojo de aguas residuales, aumentado esto a la falta de mantenimiento. Fue por esa razón que el revestimiento del TEC fue aumentando su rugosidad haciendo que disminuyera su capacidad de desalojo.

Actualmente el sistema para el control de inundaciones funciona a grandes rasgos de la siguiente manera.

Los cauces naturales solamente se conservan en las zonas montañosas que rodean al valle de México. Los ríos que cruzan la zona urbana han sido entubados para evitar el contacto de la población con las aguas residuales.

De las montañas del sur bajan los ríos San Luis, San Lucas, San Gregorio, Santiago y San Buenaventura. Normalmente conducen escurrimientos escasos, porque sus cuencas están en formaciones basálticas muy permeables. Sólo el río San Buenaventura, ocasionalmente, conduce crecientes importantes, debido a precipitaciones intensas combinadas con deshielos del volcán del Ajusco.

Los principales aportadores al Valle de México son los ríos que bajan de las sierras del poniente. Los más importantes son los ríos Magdalena, Mixcoac, Tacubaya y Hondo, que

drenan hacia el sistema de presas del poniente que los intercepta, descargando gastos regulados en el Interceptor del Poniente. Este conduce las avenidas hacia el norte y las descarga por la parte baja del río Hondo, en el Vaso del Cristo, donde pueden ser reguladas nuevamente y descargadas en el Emisor del Poniente, hacia el norte, o en el río de Los Remedios, hacia el oriente.*⁴

Al norte del Vaso del Cristo, el Emisor del Poniente recibe las descargas de los ríos Tlalnepantla, San Javier, Cuautitlán y Hondo de Tepotzotlán, los cuales son regulados previamente por las presas Madín, San Juan, las Ruinas, Guadalupe y La Concepción. El Emisor descarga las avenidas fuera del valle por el Tajo de Nochistongo.

Aguas abajo del Interceptor del Poniente, los antiguos ríos ya entubados tienen una trayectoria aproximada de poniente a oriente. Los principales, citados de sur a norte, son el río Churubusco, el río Mixcoac, el río de La Piedad y el río Consulado, que originalmente descargaban en el lago de Texcoco.

Actualmente, el río Churubusco constituye la infraestructura básica para el drenaje de las cuencas de la zona situada al sur de su trayectoria y descarga las crecientes en los nuevos lagos de Texcoco, que las regulan antes de descargarlas en el Dren General del Valle.

Los ríos Mixcoac, La Piedad y Consulado, y en general toda la red primaria que conduce las avenidas con una trayectoria aproximada de poniente a oriente, son interceptados primero por el Sistema de Drenaje Profundo y después por el Gran Canal del Desagüe. Las descargas en el sistema profundo se realizan por gravedad y en el Gran Canal mediante bombeo.*⁴

El Sistema de Drenaje Profundo maneja los escurrimientos captados por los Interceptores Centro-Poniente, Central y Oriente, y los conduce por el Emisor Central fuera del valle hasta el río El Salto. El interceptor Centro-Poniente puede auxiliar al Interceptor del

Poniente, recibiendo parte de las crecientes que conduce este último. El Interceptor Oriente puede ayudar de la misma forma al Gran Canal.

En los últimos años, el Sistema de Drenaje Profundo ha ampliado su cobertura hacia el sur y el este, con objeto de auxiliar al río Churubusco y absorber las avenidas generadas por el crecimiento acelerado de las delegaciones Iztapalapa y Tláhuac, situadas al sur-oriental del Distrito Federal.

La zona sur-oriental del Valle también ha crecido aceleradamente en el Estado de México, sobre todo en los municipios de Chalco e Iztapalapa. Para su drenaje depende básicamente del río de La Compañía, que conduce los escurrimientos hacia el norte, hasta descargarlos en el Dren General del Valle y de ahí en el Gran Canal del desagüe.^{*4}

Finalmente, el otro gran conducto para drenar las avenidas fuera del valle de México, es el Gran Canal del Desagüe. Este recibe directamente las descargas de toda la zona urbana situada al oriente del Interceptor del Poniente y al norte del río Churubusco, con el agravante de que, por el hundimiento de la ciudad, dichas descargas tienen que efectuarse mediante bombeos. Más adelante recibe al Dren General del Valle, que conduce los escurrimientos del río Churubusco, ya regulados en los lagos de Texcoco, y del río de La Compañía.(Fig. 1.2.1)

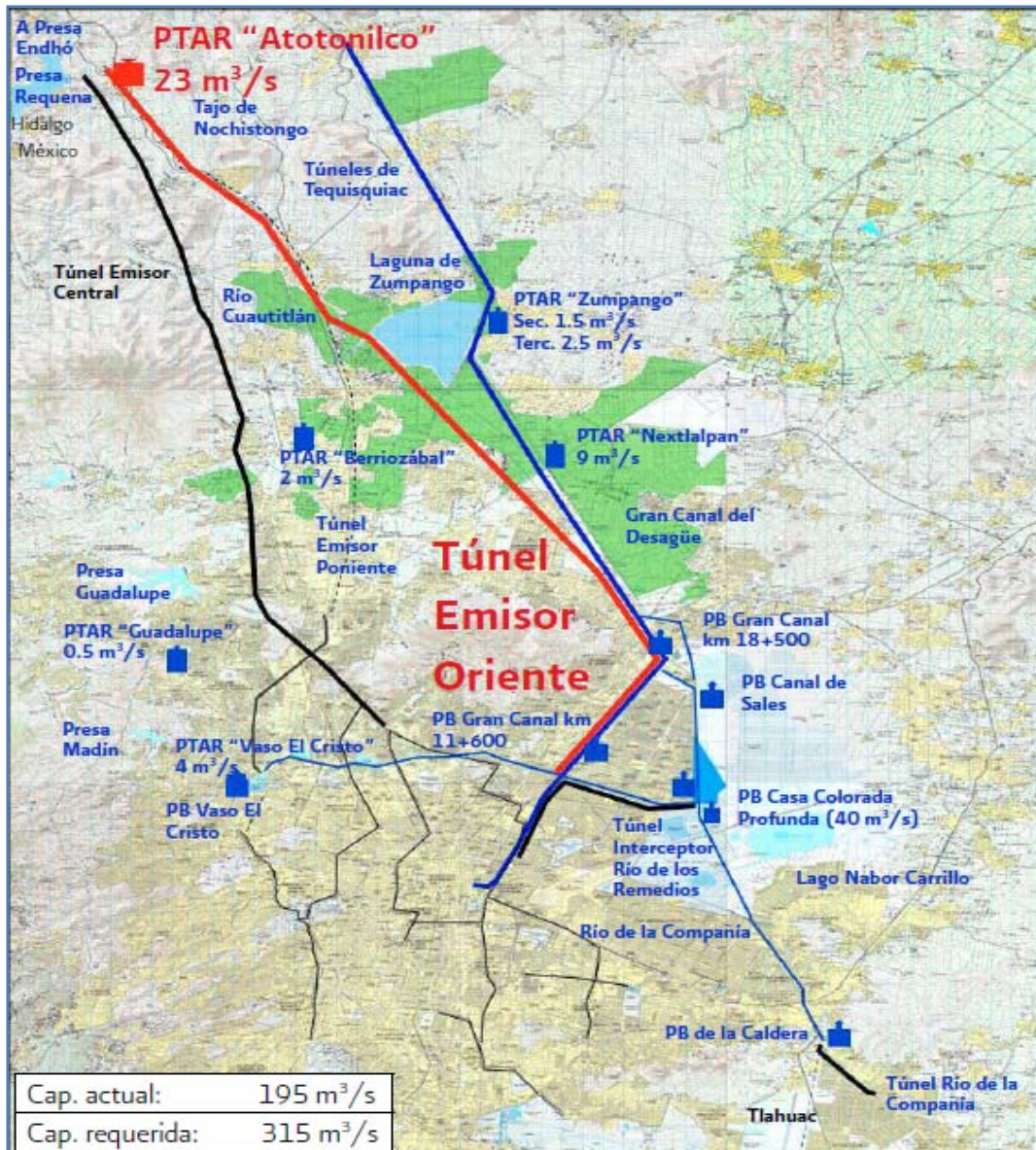


Fig. 1.2.1 Principales obras del sistema de drenaje de la Ciudad de México (CONAGUA 2007)

El sistema ha ido creciendo conforme se han presentado los graves problemas de inundaciones, así la última inundación que afectó gravemente el Valle de México se presentó en 1950, después de la construcción del Gran Canal no se habían desarrollado las obras necesarias para prevenir las inundaciones, durante ese periodo se construyeron plantas de bombeo y colectores que no dieron abasto y en ese año se presentó una de las inundaciones más graves, en ella fallecieron 5 personas y cerca de dos tercios de la ciudad se encontró nuevamente inundada.

1.3. Problemática actual

La gravedad de los problemas de inundación se ha ido incrementando con el tiempo, con ello es evidente que las medidas que se tomen para tratar de prevenirlos no son definitivas si la ciudad sigue creciendo de esta manera. Prueba de ello es que actualmente se considera que la ciudad está en grave riesgo, pero en 1975 se creía que al construir el TEC se tenía garantizado que los problemas de inundaciones en épocas de lluvias ya no se presentarían, actualmente la posibilidad de sufrir una inundación en la parte baja de la ciudad es muy alta, si alguno de los emisores falla, la catástrofe que se presentaría sería muy grave.

Desde su construcción el Emisor Central es el encargado inicialmente del desalojo de las aguas pluviales y luego de las residuales, por eso es necesario cerrarlo durante los meses de estiaje para su reparación y mantenimiento. Esto plantea la urgente necesidad de disponer de un emisor alternativo que permita mantener la capacidad de operación del sistema durante todo el año. Aunque no se presentaran fallas en el Emisor Central, las lluvias atípicas que llegan a ocurrir varios días al año, pueden ocasionar inundaciones localizadas en las zonas bajas de la Ciudad de México.

1.3.1. Túnel Emisor Oriente

Para resolver la problemática del sistema de drenaje se aprobó la construcción del Túnel Emisor Oriente (TEO) como parte de un sistema general llamado Programa de Sustentabilidad Hídrica del Valle de México. Los puntos más destacados de este Programa, anunciado por el Presidente de la República en noviembre de 2007 son:

- Ampliar la capacidad de drenaje, mediante la construcción del túnel Emisor Oriente, lo que permitirá reducir el riesgo de inundaciones.
- Disminuir la sobreexplotación de los acuíferos, con lo cual se abatirá el hundimiento de la zona metropolitana.
- Tratar el total de las aguas residuales del Valle de México para promover su reúso en la agricultura, en lugar de utilizar aguas negras o de primer uso*

Uno de los puntos principales del programa es el manejo y control de avenidas lo cual se piensa conseguir con la construcción de un nuevo drenaje profundo el TEO. Obra que ya se encuentra en construcción, cuenta con 62 kilómetros de longitud y siete metros de diámetro. El túnel permitirá contar con una salida complementaria y alterna al Emisor Central, con él se abatirá el riesgo de inundaciones en la Ciudad de México y su zona conurbada y dará seguridad a 20 millones de habitantes. En temporada de lluvias, funcionará de manera simultánea con el actual drenaje profundo y, en época de secas, lo hará alternadamente para facilitar su mantenimiento.

El Túnel Emisor Oriente tendrá una capacidad de diseño de 170 m³/s. Iniciará en la segunda lumbrera del túnel Interceptor del Río de los Remedios y continuará hasta su descarga total en el río El Salto, cerca del actual portal de salida del Emisor Central, en Hidalgo.

Esta planeado que tanto el Emisor Central como el Emisor Oriente Descargan en el estado de Hidalgo en el poblado de Atotonilco, ambos serán afluentes del río El Salto al cual el Emisor Central le deriva el agua excedente por un vertedor de canal lateral y el Emisor Oriente lo hará de la misma manera. El gasto que no se deriva actualmente al río El Salto pasa del Emisor Central a un canal que se dirige al distrito de riego del valle del mezquital, éste canal es operado por tres compuertas que regulan el gasto, pues para llegar al

distrito de riego se debe pasar el agua por unas alcantarillas de las cuales se sabe que para un gasto de 50 m³/s trabajan a presión, pero como no se conoce su estado físico, ya que no se ha tenido acceso a ellas para darles mantenimiento, se tiene que evitar que operen bajo estas condiciones.

1.3.2. Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) Atotonilco Hgo.

Actualmente el agua que fluye por el río El Salto, en la parte del portal de salida del TEC, puede seguir por el río o puede desviarse parte del gasto por una obra de toma que se dirige hacia el Canal Salto-Tlamaco y se junta con el agua que sale del TEC y pasa a este canal por una alcantarilla.

Principalmente, el agua del canal se dirige al Distrito de Riego 003 Tula y al 100 Alfajayucan ambos en el estado de Hidalgo, también se dirige a otros distritos de riego pero en porcentajes mucho menores como son el 112 Ajacuba también en el estado de Hidalgo, el 073 La Concepción y 088 Chiconautla estos en el Estado de México. En estos distritos de riego el agua actualmente se utiliza para el riego principalmente de alfalfa, maíz y forrajes sin ningún tipo de tratamiento.*⁵

Los distritos de riego 003 y 100 que son a los que llega la mayor parte del agua del canal El Salto-Tlamaco están en la región que se conoce como El Valle del Mezquital donde al utilizar esa agua para riego han tenido gran cantidad de beneficios en la región, pero al tratarse de aguas residuales también se tiene varios daños importantes.

Entre los principales beneficios derivados de la exportación de aguas al Valle de Mezquital se pueden mencionar:

- La disponibilidad de agua para el riego agrícola de cerca de 80,000 ha en una región donde la falta de agua había limitado la actividad agrícola.
- La actividad agrícola en la región ha dado empleo, sustento y arraigo en forma directa a más 300,000 habitantes de la zona.
- La formación de suelos aptos para la agricultura, gracias a la aportación de materia suspendida en las aguas residuales, en una zona de suelos originalmente áridos.
- El aporte de nutrientes, principalmente nitrógeno y fósforo.

Entre los efectos adversos del riego con aguas residuales sin tratar se pueden mencionar:

- La contaminación de acuíferos, cauces superficiales y embalses de la zona.
- La contaminación de los suelos por grasas y aceites.
- La degradación ambiental por los escurrimientos de aguas sépticas en cauces a cielo abierto.
- Los riesgos a la salud de los trabajadores del campo, sus familias y, en general a toda la población de la zona que aprovecha el agua de sus acuíferos como fuente de suministro de agua potable.

Es por esto que se aprobó el Programa de Sustentabilidad Hídrica de La Cuenca Valle de México en el cual uno de los principales objetivos es el tratar el 100% de las aguas residuales que salen de la cuenca, para ello una de las obras más importantes es la construcción de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) en Atotonilco, actualmente en construcción.

La PTAR de Atotonilco se diseñó para tratar una gran parte de las aguas residuales del Valle de México. En la época de estiaje se tiene programado tratar alrededor de 23 m³/s

esto se piensa hacer con un Tren de Procesos Convencionales (TPC). En época de lluvia la capacidad de tratamiento aumenta en $13 \text{ m}^3/\text{s}$ con un Tren de Procesos Químicos (TPQ). Por último, para tratar parte de las avenidas se puede tratar un gasto máximo de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ pero solo durante 3 horas y después de este tiempo se tiene que cerrar parte del sistema y solo se trabajará con el TPC. Esa será de manera general la operación de la PTAR durante el año.

1.4. Planteamiento del problema

El manejo del caudal que se dirige a la PTAR se puede volver un problema al tratar de conducir el agua hacia el distrito de riego. Al salir de la zona de alcantarillas el agua entra al cana El Salto- Tlamaco del cual se extraerá el agua que se dirigirá a la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Atotonilco (PTAR Atotonilco), la cual se diseñó para un gasto en estiaje de $23 \text{ m}^3/\text{s}$ y en avenidas se podrán tratar $35 \text{ m}^3/\text{s}$.

Durante una avenida si no se tiene un control adecuado desde los portales de salida de ambos emisores, con una correcta operación de compuertas, no se derivará el agua necesaria por cada vertedor hacia el río El Salto, lo que provocará que las alcantarillas trabajen con gastos cercanos o mayores a $50 \text{ m}^3/\text{s}$ lo que afectará el funcionamiento hidráulico y posiblemente se tengan problemas en las estructuras.

El propósito de ésta tesis es realizar un análisis de las estructuras que transportarán el agua desde las compuertas de cada emisor hasta el canal El Salto-Tlamaco, que entregará el agua residual a la PTAR Atotonilco, para conocer su funcionamiento una vez que se ponga en operación el TEO y trabaje todo el sistema en conjunto, así proponer un funcionamiento que satisfaga las demandas de la PTAR que no afecte el funcionamiento hidráulico de las demás estructuras.

ANTECEDENTES

2. ANTECEDENTES

2.1. Gasto en compuertas radiales

Para determinar la abertura necesaria y obtener un gasto a través de una compuerta existen varios métodos, entre los que destacan el de Toch, Tel, el de Knap-Gentilini entre otros, el método más sencillo de utilizar es el de Knap-Gentilini. Para este análisis se utilizará el de Knap-Gentilini y se compara los resultados mediante las gráficas del método de Toch.

Se sabe que la ecuación para calcular el gasto a través de una compuerta se puede conocer resolviendo simultáneamente las ecuaciones de Energía, continuidad y Momentum, obteniendo una ecuación 2.1

$$Q = C_d C_v b a \sqrt{2gy} \quad (2.1)$$

De esta ecuación Q es el gasto en m³/s, b es el ancho de la compuerta en metros, a es la abertura en metros, y es la carga aguas arriba de la compuerta y g el valor de la gravedad

(Fig. 2.1.1.1). Lo que está a discusión son los coeficientes que se deben emplear para encontrar el gasto correcto. Estos son el coeficiente de descarga C_d y el coeficiente de ajuste de velocidad C_v , es en el cálculo de estos valores donde algunos autores han aportado datos para la determinación del gasto.

2.1.1. Método de Toch

Este método fue desarrollado por Arthur Toch quien experimento con compuertas radiales en 1955, él realizó estudios en condiciones de flujo libre y sumergido y concluyó su trabajo con una serie de graficas en las que se cumplen relaciones entre los tirantes aguas arriba, aguas abajo de la compuerta, abertura de la compuerta y estas se relacionan con características físicas de la compuerta como altura del perno y radio de la misma. Algunas de sus observaciones demuestran que para condiciones de flujo libre el coeficiente de contracción (C_c) se incrementa cuando el ángulo θ del labio de la compuerta disminuye.

Toch desarrollo estudios muy completos sobre compuertas radiales, incluidas las descargas sumergidas, él desarrollo experimentos para tres casos definidos por la relación h/r , siendo h la altura al eje de la compuerta y r el radio de la misma (Fig.2.1.1.1). Para cada uno de estos tres casos se presentan familias de curvas correspondientes a valores de 0.5 y 0.7 de la relación Y_3/r . Cada familia de curvas está definida por la relación a/r , cuyo valor se encuentra entre 0.1 y 0.5 en el caso de $Y_3/r=0.7$ y 0.1 y 0.3 en el caso de $Y_3/r=0.5$. En la figura 2.1.1.2 se muestran los gráficos desarrollados por Toch, en los cuales incluye la descarga libre

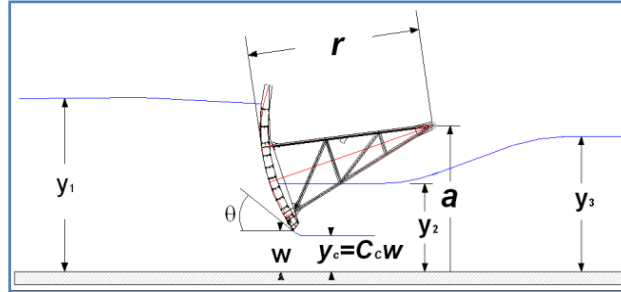


Fig. 2.1.1.1 Compuerta radial

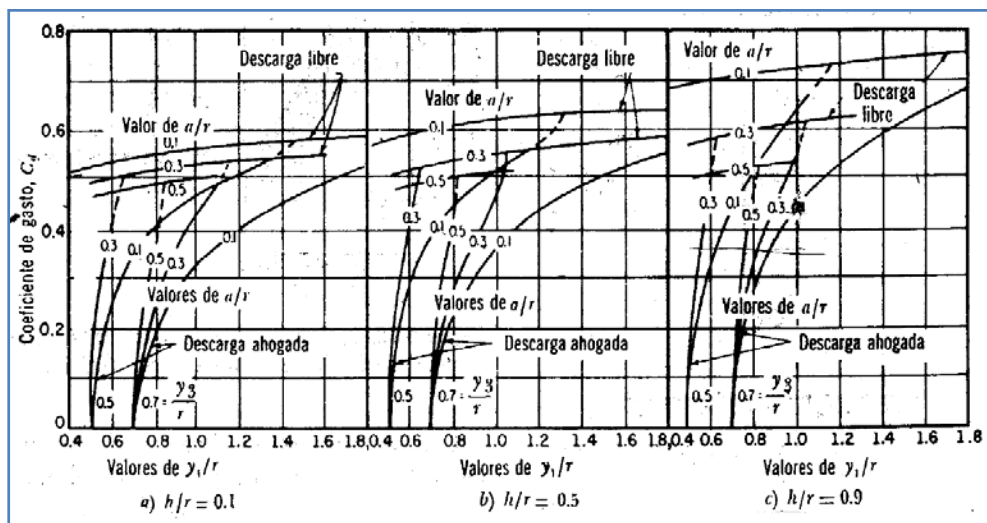


fig.2.1.1.2 Gráficas de Toch

La obra de Toch es precedida por los estudios realizados por Donald E. Metzler, quien consideró para la descarga en condiciones de flujo sumergido los parámetros básicos en el siguiente orden a/r , y_1/r , y_3/r , w/r mientras que para la descarga con condiciones de flujo libre no se toma en cuenta la influencia de y_3/r . Finalmente, Metzler obtuvo un coeficiente de descarga C_d , el cual fue definido como se muestra en la ecuación 2.2

$$c_d = \frac{q}{w\sqrt{2gy_1}} \quad (2.2)$$

Con los datos de las tablas de Toch se puede conocer el coeficiente de descarga y con él calcular el gasto a través de las compuertas.

2.1.2. Método de Knapp-Gentilini

Knapp propone una ecuación, semejante a la de compuertas deslizantes para calcular los coeficientes de velocidad, pero introduciendo el ángulo θ , que es el que forma la tangente del labio de la compuerta con la horizontal (Fig. 2.1.2.1).

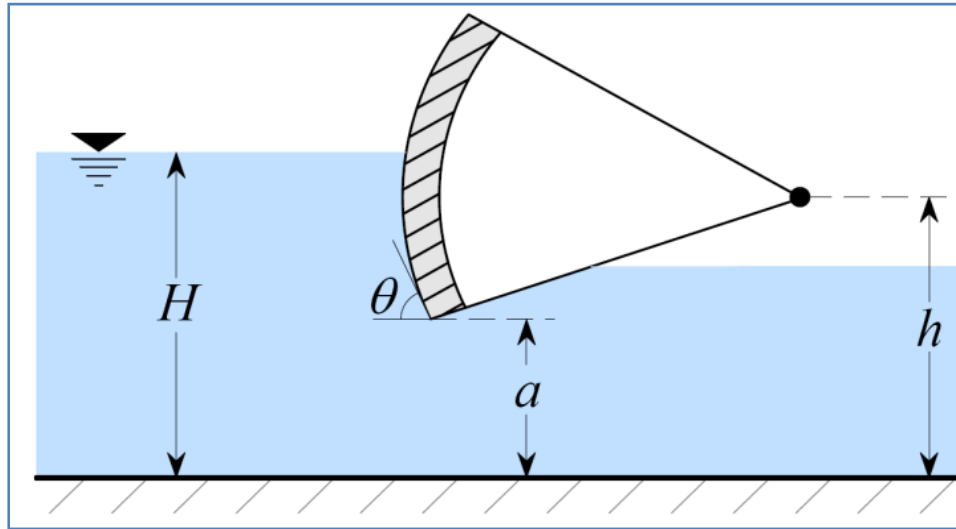


Fig 2.1.2.1 ángulo θ entre la tangente del labio de la compuerta y la horizontal

Knapp propuso la ecuación 2.3 para encontrar el coeficiente de velocidad en función del ángulo θ y la relación a/H

$$C_v = 0.960 + (0.001615\theta - 0.0475) \frac{a}{H} \dots (2.3)$$

Gentilini analizó el caso de compuertas radiales con descarga libre y propone un gráfico para determinar el coeficiente de descarga en función del ángulo θ y la relación Y_1/h . (Fig. 2.1.2.2)

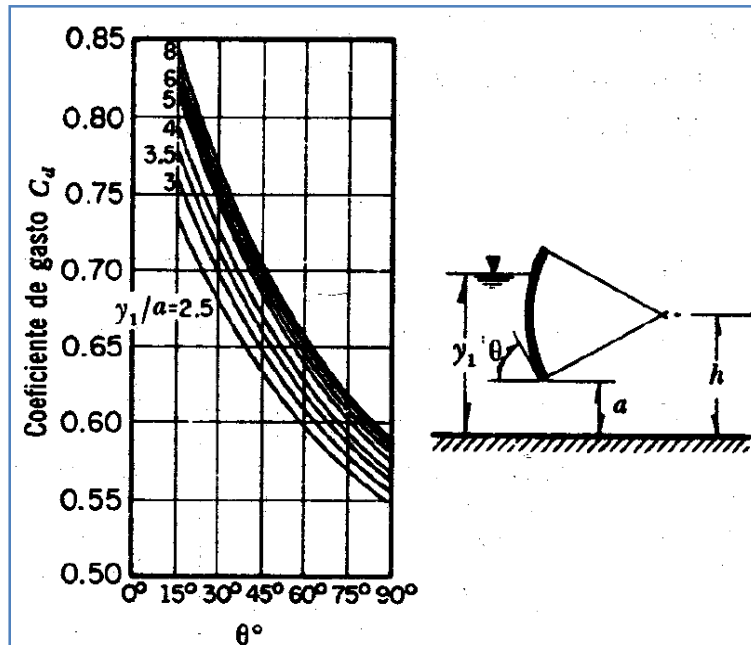


Fig. 2.1.2.2 Grafica de Gentilini para encontrar el Cd

2.2. Perfil del cimacio

Para la condición de compuertas totalmente abiertas se analiza el perfil del cimacio como si se tratara de un cimacio de cresta libre, con una carga máxima que es la carga de diseño (H_d); sin embargo, Cuando se dan aberturas pequeñas a las compuertas, aparecen presiones entre $0.1 H_d$ y $0.13 H_d$, cuando las cargas aguas arriba de la compuerta son H_d y $1.33H_d$ respectivamente.

Para evitar presiones negativas sobre el perfil del cimacio aguas abajo de la cresta, su perfil queda definido por la trayectoria de un chorro al salir de un orificio.

Si la compuerta se apoya en la cresta del cimacio, al abrirla parcialmente se dice que se forma un orificio vertical. Para este caso la curva del chorro y por tanto el perfil del cimacio se representa por la ecuación de la parábola descrita por la ecuación 2.4

$$-Y = \frac{X^2}{4H_d} \quad (2.4)$$

2.3. Operación actual de las compuertas en el portal de salida de del TEC

Con datos de gastos horarios en el TEC y sobre el río El Salto, proporcionados por la CONAGUA, se realizó un análisis para estudiar el funcionamiento de las compuertas existentes que separan el agua del TEC hacia el Canal Salto – Tlamaco o hacia el río el Salto por el vertedor del TEC (Fig. 2.3.1). Ya que es importante saber cómo funcionan actualmente dichas compuertas para proponer una política de operación cuando se encuentren las estructuras operando en conjunto.

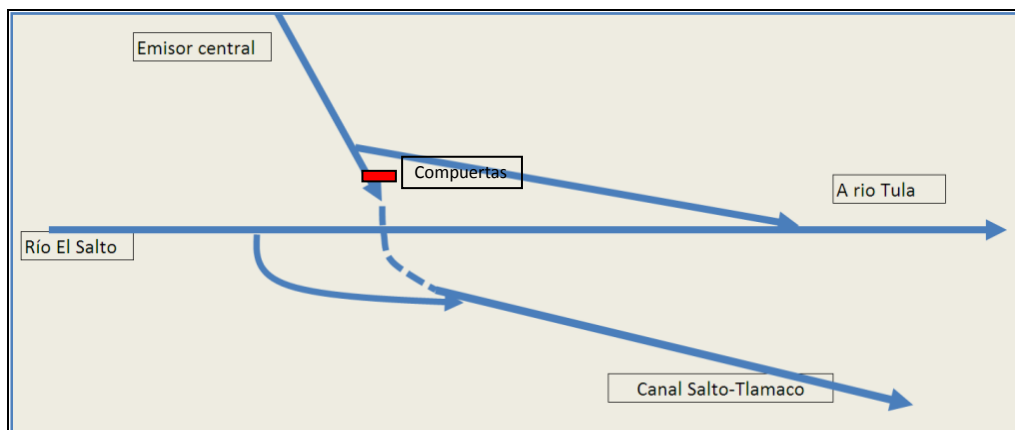


Fig. 2.3.1 Caudal del TEC situación actual

De acuerdo con la información proporcionada por el Ing. Ariel Robles Flores Subgerente de usos de agua de CONAGUA y encargado actualmente de la construcción de la PTAR. Se analizaron los datos de gastos horarios de la estación portal de salida correspondiente al TEC y una estación ubicada sobre el río El Salto. Los datos arrojan gastos muy grandes en el portal de salida del TEC, incluso mayores a $150 \text{ m}^3/\text{s}$, estos gastos son muy grandes para caber en el túnel sin provocar daños, pero como son la información disponible es bueno tenerlos en cuenta. Para ello se analizaron los datos de los años 2003, 2004, 2005, 2006 y 2007 de donde se puede apreciar que:

- En los 5 años de análisis el TEC 58 veces ha llevado un caudal mayor a $150 \text{ m}^3/\text{s}$. Este gasto es mayor al que se utilizó en el modelo y también en el diseño de la PTAR Atotonilco. El máximo gasto registrado ocurrió el del 22 de septiembre del 2006 con un caudal saliendo del TEC de $195.3 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El gasto hacia el canal Salto-Tlamaco depende de la demanda de los distritos de riego y ella se regula con la abertura de las compuertas. El mayor gasto registrado hacia el canal fue de $49.3 \text{ m}^3/\text{s}$ en 2005, pero se tienen registros en 2003 de varias ocasiones que el gasto hacia el canal fue mayor de $40 \text{ m}^3/\text{s}$, en 2004 solo una vez se tuvo un gasto mayor de $40 \text{ m}^3/\text{s}$ en 2006 y 2007 el mayor gasto hacia el canal fue alrededor de $35 \text{ m}^3/\text{s}$. Esto muestra que el gasto hacia la alcantarilla ha disminuido con el tiempo debido posiblemente a que se tiene mayor control en las compuertas y ya no se trabajan gastos mayores de $35 \text{ m}^3/\text{s}$ cuando se tienen cargas grandes o a que la capacidad hidráulica de las alcantarillas ha disminuido, esto sería bueno comprobarlo haciendo un levantamiento a detalle de esta zona.

- Por lo general Las compuertas existentes están parcialmente abiertas en época de lluvias y aun con gastos en el TEC mayores a $100 \text{ m}^3/\text{s}$, esto con el fin de satisfacer la demanda en los distritos de riego. En caso de tener un tren de tormentas en el Valle de México las compuertas se cierran casi totalmente y todo el gasto pasa por el vertedor del TEC hacia el rio El Salto. Esta condición de operación es importante porque se observa que las compuertas operan aún con caudales grandes.

- En los meses de estiaje en general cuando el gasto es menor de $30 \text{ m}^3/\text{s}$ toda el agua del TEC se dirige hacia el canal Salto-Tlamaco.

En resumen se puede decir que:

El máximo caudal del TEC fue de $195.3 \text{ m}^3/\text{s}$

El máximo caudal hacia el canal Salto-Tlamaco fue de $49.3 \text{ m}^3/\text{s}$

Las compuertas operan regulando la demanda aun para gastos mayores a $100 \text{ m}^3/\text{s}$ pero si se tiene un tren de lluvias las compuertas se cierran casi totalmente

En época de estiaje toda el agua del TEC pasa al canal si el gasto es en general menor de $30 \text{ m}^3/\text{s}$

MODELO FÍSICO

3. MODELO FÍSICO

Dado que en el campo de la Hidráulica existen fenómenos muy complejos para ser estudiados solamente con métodos analíticos o modelos matemáticos, a pesar de las herramientas computacionales con que se cuenta actualmente, es necesario recurrir a modelos físicos para observar y comprender mejor los fenómenos que se presentarán en el prototipo y así prevenir los posibles daños.

Generalmente los modelos físicos se pueden emplear cuando:

- Se presentan problemas en los que intervienen simultáneamente varios efectos en el escurrimiento, como por ejemplo en la modelación de vórtices, donde tanto la viscosidad como la tensión superficial pueden tener influencia.
- Cuando el escurrimiento es francamente tridimensional.
- Cuando se tienen condiciones de frontera complicadas.

Para el caso del portal de salida del TEC y TEO al ser una gran obra, de gran importancia y donde intervienen gran cantidad de estructuras que por sí solas representan dificultades como son compuertas, vertedores, tanques amortiguadores, alcantarillas, cambios de dirección, fondo fijo y fondo móvil. Por ello la CONAGUA decidió encargarle al Instituto de

Ingeniería de la UNAM la construcción del modelo físico llamado portal de salida del Túnel Emisor Oriente

En este modelo se incluye parte de los túneles tanto del TEC como del TEO, el canal de salida, los vertedores de demasías de cada uno de ellos, la descarga de los vertedores hacia el río El Salto y la obra de toma de cada emisor hacia el canal El Salto-Tlamaco. (Fig. 3.1)



Fig. 3.1 Modelo físico construido por el Instituto de Ingeniería de la UNAM

Casi todas las obras hidráulicas grandes como ésta del portal de salida, además de puertos, presas, estuarios, obras fluviales y marítimas, requieren la construcción de un modelo físico, esto para que el diseñador tenga una idea holística de las partes que

componen la obra, detectar con anticipación los problemas y con ello hacer los cambios necesarios antes de iniciar las obras. Durante la construcción es frecuente que se presenten cambios o que se necesiten datos adicionales y en el modelo es fácil ver el comportamiento ante estos cambios u obtener los datos que se necesiten. Aun cuando la obra ya está terminada pueden aparecer dudas en su operación o que se necesite obtener graficas del funcionamiento para diferentes condiciones hidráulicas, las cuales se pueden obtener del modelo físico. Otro aspecto importante que proporciona un modelo físico es su capacidad didáctica, al mostrar las características del escurrimiento para diferentes condiciones.

Para que un modelo físico represente al prototipo debe cumplir la semejanza hidráulica, que puede ser geométrica, cinemática, dinámica, térmica y en ciertas propiedades químicas.

Las leyes de similitud hidráulica fueron establecidas a mediados del siglo XIX en Inglaterra por William Froude, su hijo Robert Edmund y Osborne Reynolds fueron ellos quienes en esa época aplicaron en forma correcta las escalas de semejanza al realizar experimentos

*6 .

3.1. Leyes de semejanza hidráulica

La semejanza geométrica entre el modelo y el prototipo existe si el cociente de longitudes correspondientes (homólogas) es el mismo. Es decir, la relación de tirantes, anchos, distancias, etc. debe ser constante. (Fig. 3.1.1)

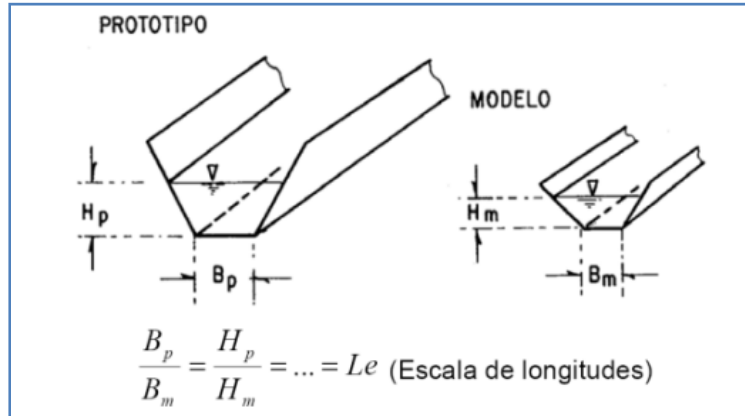


Fig. 3.1.1 Semejanza geométrica (ver ref. 6)

La semejanza cinemática existe si los componentes de la velocidad de todos los puntos correspondientes, son semejantes geoméricamente. (Fig 3.1.2)

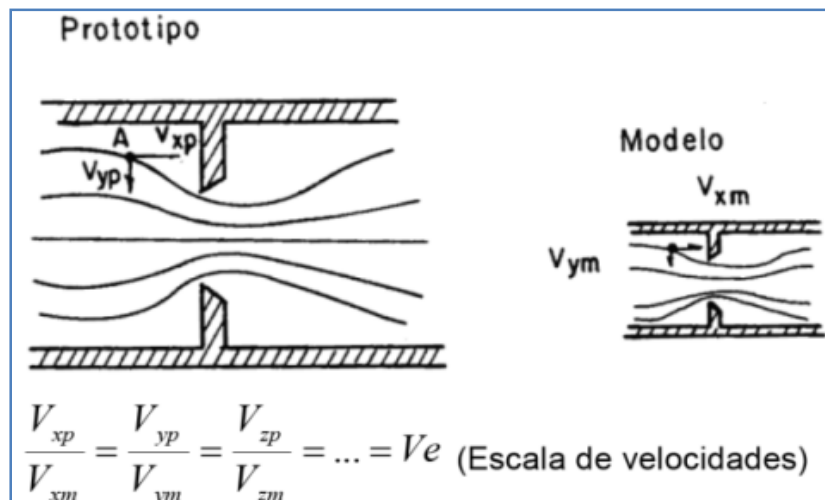


Fig. 3.1.2 Semejanza cinemática (ver ref. 6)

La semejanza dinámica existe si los polígonos de fuerzas, de todos los puntos correspondientes, son semejantes geoméricamente. (Fig. 3.1.3)

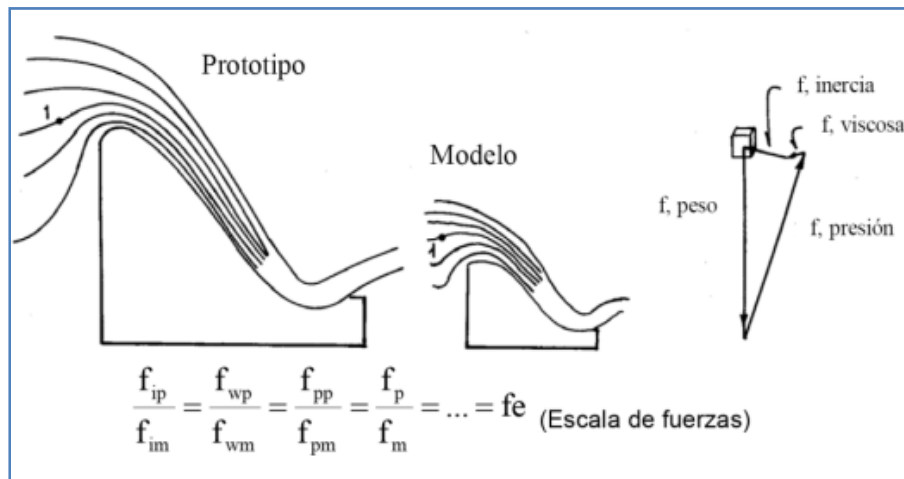


Fig.3.1.3 Semejanza dinámica (ver ref. 6)

La semejanza térmica se da si las temperaturas entre dos puntos cualesquiera son iguales en prototipo que los correspondientes del modelo.

La semejanza química se da si las concentraciones de sustancias como sal, cloro, metales etc. Entre dos puntos cualesquiera son iguales en prototipo y modelo.

3.2. Fuerzas que actúan sobre los fluidos

Cuando se tienen escurrimientos permanentes actúan generalmente cuatro fuerzas: fuerza de inercia, de presión, peso propio y fuerzas viscosas. Eventualmente también pueden intervenir las fuerzas elásticas asociadas a la compresibilidad de los fluidos y la fuerza de tensión superficial que aparece en las interfaces liquido-gas, liquido-sólido, estas dos fuerzas es frecuente tratarlas como condiciones de frontera, por lo que es común solo considerar las cuatro fuerzas primeras.

Para garantizar la semejanza dinámica habrá que mantener constantes los cocientes de las fuerzas correspondientes en modelo y prototipo. Para esto, es necesario expresar los cocientes en función de las variables del problema como velocidad, densidad, longitud, etc.

Las fuerzas que intervienen en los problemas son proporcionales a algunas variables del problema.

Fuerza de inercia: $\rho V^2 L^2$

Fuerza de presión: $\Delta p L^2$

Fuerza de peso propio: γL^3

Fuerza viscosa: $\mu V L$

Donde:

V. velocidad

L. longitud

Δp . Diferencial de presión

γ, μ, ρ . Propiedades del fluido

Con los cocientes de estas fuerzas se obtienen números adimensionales que garantizan la semejanza dinámica estos números son los números de:

- Euler (E)

$$\frac{f_{\text{inerxia}}}{f_{\text{presión}}} \sim \frac{\rho V^2 L^2}{\Delta p L^2} \sim \frac{V}{\sqrt{2\Delta p/\rho}} = E \quad (3.1)$$

- Froude (F)

$$\frac{f_{\text{inerxia}}}{f_{\text{peso propio}}} \sim \frac{\rho V^2 L^2}{\gamma L^3} \sim \frac{V}{\sqrt{gL}} = F \quad (3.2)$$

- Reynolds (R)

$$\frac{f_{\text{inerxia}}}{f_{\text{viscosa}}} \sim \frac{\rho V^2 L^2}{\mu VL} \sim \frac{VL}{\nu} = R \quad (3.3)$$

La ecuación general del movimiento permanente para líquidos, sin considerar las fuerzas elásticas se puede escribir como:

$$E = f(F, R, \text{geometria}) \dots (3.4)$$

En esta ecuación ya se incluye las condiciones de frontera como la geometría, la rugosidad y la tensión superficial, y como generalmente el número de Euler es la variable dependiente se iguala la ecuación a él.

Como la ecuación de movimiento es la misma para prototipo y modelo, para tener semejanza dinámica entre ellos bastará con mantener el mismo número de Froude y de Reynolds. Como esto en la mayoría de los casos es impráctico (por ejemplo, si se usa el mismo fluido y se desea mantener el mismo número de Froude y de Reynolds simultáneamente, es necesario que el tamaño del modelo sea igual al del prototipo), hay

que estudiar cada caso particular para simplificar la ecuación y escalar sólo las fuerzas y efectos más importantes.

Para el estudio de la modelación en hidráulica es común separar los problemas en fronteras rígidas como flujos en tuberías a presión y en flujo con escurrimiento a superficie libre como canales, ríos, etc.

En los problemas con fronteras rígidas un efecto importante puede ser el generado por la viscosidad si las fronteras imponen gradientes de velocidad y si el efecto del peso propio es pequeño, para tener semejanza dinámica en modelo y prototipo aparte de mantener la semejanza geométrica se tiene que mantener el mismo número de Reynolds, generalmente con pasar de un número de Reynolds crítico basta para tener semejanza dinámica. Este parámetro sirve para saber si el flujo está en régimen laminar, de transición o turbulento dependiendo de valor.

- Si $R \leq 500$ el flujo está en régimen laminar
- Si $R \geq 2000$ el flujo está en régimen turbulento
- Si $500 < R < 2000$ *el flujo está en régimen de transición*

En los problemas con superficie libre donde el peso del fluido es importante, pues la superficie adoptará la forma que le permita ser una superficie de igual presión, en este caso los criterios de semejanza quedan establecidos por el número de Froude. Este parámetro también sirve para saber si el flujo está en régimen subcrítico, crítico o supercrítico de acuerdo a su valor.

- Si $F < 1$ el flujo está en régimen subcrítico
- Si $F = 1$ el flujo está en régimen crítico
- Si $F > 1$ el flujo está en régimen supercrítico

Al establecer el tipo de problema que se va a manejar y si es el número de Reynolds o el de Froude el que va a regir el problema quedan establecidas todas las escalas que se manejarán en el modelo como gastos, velocidades, tiempos, etc. Y estas escalas varían de acuerdo al número que rige el fenómeno.

3.3. Relación de escala entre prototipo y modelo

Para este análisis se parte de la escala de longitud definida como:

$$L_e = \frac{L_p}{L_m} \quad (3.5)$$

Donde:

L_p longitud del prototipo

L_m longitud correspondiente en el modelo

Se utiliza el subíndice "e" (que se lee como escala de...) para indicar el cociente de cualquier característica del prototipo "p" entre la característica correspondiente del modelo "m" así se definen las escalas como:

$$()_e = \frac{()_p}{()_m} \quad (3.6)$$

Las leyes de semejanza quedan definidas de acuerdo al tipo de problema y de le numero que rija su comportamiento que puede ser Froude o Reynolds. Conociendo el tipo de problema se pueden conocer las escalas de acuerdo a la tabla 3.3.1

Tabla 3.3.1 .Escala de semejanza (ver ref. 6)

| Característica | Ley de Froude | Ley de Reynolds |
|----------------------------------|---|----------------------------|
| Longitud | L_e | L_e |
| Área | L_e^2 | L_e^2 |
| Volumen | L_e^3 | L_e^3 |
| Tiempo | $[L_e \rho_e / \gamma_e]^{1/2}$ | $L_e^2 \rho_e / \mu_e$ |
| Velocidad | $[L_e \gamma_e / \rho_e]^{1/2}$ | $\mu_e / L_e \rho_e$ |
| Velocidad angular | $[\gamma_e / \rho_e L_e]^{1/2}$ | $\mu_e / L_e^2 \rho_e$ |
| Aceleración | γ_e / ρ_e | $\mu_e^2 / \rho_e^2 L_e^3$ |
| Gasto | $L_e^{5/2} (\gamma_e / \rho_e)^{1/2}$ | $L_e \mu_e / \rho_e$ |
| Masa | $L_e^3 \rho_e$ | $L_e^3 \rho_e$ |
| Fuerza | $L_e^3 \gamma_e$ | μ_e^2 / ρ_e |
| Presión | $L_e \gamma_e$ | $\mu_e^2 / \rho_e L_e^2$ |
| Impulso y cantidad de movimiento | $L_e^{7/2} (\gamma_e \rho_e)^{1/2}$ | $L_e^2 \mu_e$ |
| Energía y trabajo | $L_e^4 \gamma_e$ | $L_e \mu_e^2 / \rho_e$ |
| Potencia | $L_e^{7/2} \gamma_e^{3/2} / \rho_e^{1/2}$ | $\mu_e^3 / L_e \rho_e^2$ |
| Rugosidad | $L_e^{1/6}$ | L_e ó Moody |
| Pendientes | 1 | 1 |

Si se utiliza el mismo fluido en prototipo y modelo: $\rho_e = \rho_m = \mu_e = \mu_m = 1$ y si $g_e = 1$, $\gamma_e/\rho_e = 1$ esto simplifica las escalas de semejanza y todo queda en función de la escala de longitudes.

El modelo físico que se realizó corresponde a uno con escurrimiento a superficie libre por lo que los criterios de semejanza quedan establecidos por la ley de Froude. Para este caso se seleccionó una escala de longitud de 1:30, ya que representa bien al prototipo y por el espacio disponible en el laboratorio del Instituto de Ingeniería.

Fue necesario hacer una simplificación en el modelo, ya que en él se trabaja con agua potable y no con agua residual como el prototipo, pero considerando las propiedades del agua residual y que en este modelo no se requería conocer las afectaciones que estas provocan, se consideró trabajar con agua potable y considerar que las propiedades del fluido son iguales en prototipo y modelo.

Con la escala de longitudes definida y considerando que se trabaja con el mismo fluido tanto en prototipo y modelo, se conocen las demás escalas de las cuales las más importantes para este estudio son las mostradas en la tabla 3.3.2

Tabla 3.3.2 Escalas entre modelo y prototipo

| Característica | Escala |
|----------------|------------|
| Longitud | 1 : 30 |
| Gasto | 1 : 4929.5 |
| Velocidad | 1 : 5.48 |
| Tiempo | 1 : 5.48 |
| Rugosidad | 1 : 1.76 |

3.4. Descripción del modelo físico

Las condiciones de diseño para el modelo fueron proporcionadas por CONAGUA, los gastos que proporcionaron para el diseño fueron las condiciones de gasto máximo, es decir $80 \text{ m}^3/\text{s}$ por el río El Salto, $150 \text{ m}^3/\text{s}$ por el TEC y $170 \text{ m}^3/\text{s}$ por el TEO, si se tuviera los tres trabajando al máximo dan un gasto total de $400 \text{ m}^3/\text{s}$ lo que equivale a un gasto máximo en modelo de $0.08114 \text{ m}^3/\text{s}$ o 81.14 l/s .

Para proporcionar este gasto en el modelo se instalaron dos bombas una de 50 HP y de 25 HP, ambas bombas cuentan con regulador de velocidad de giro, con lo que resulta fácil variar el gasto que llega a cada parte del modelo.

Las bombas instaladas cuentan con un sistema de tuberías de 200 mm para la bomba 25 HP y de 300 mm para la bomba de 50 HP que pueden pasar directamente al modelo o pueden pasar a un tanque de carga constante mediante un sistema de válvulas, dependiendo de cómo se quiera trabajar el modelo.

Antes de ingresar a cada parte del modelo se instalaron cajas para estabilizar el flujo y en cada una de ellas un vertedor triangular para que con ayuda de un limnómetro de gancho se calcula el gasto que ingresa a cada parte del modelo (Fig. 3.4.1)



Fig. 3.4.1 Vertedor triangular para medir gastos en modelo

La configuración del modelo permite tener el río funcionando, el TEC y el TEO o solo uno de ellos o cualquier combinación que se requiera. Las partes principales de la modelación se muestran en las figuras 3.4.2, .3, .4, .5 y .6

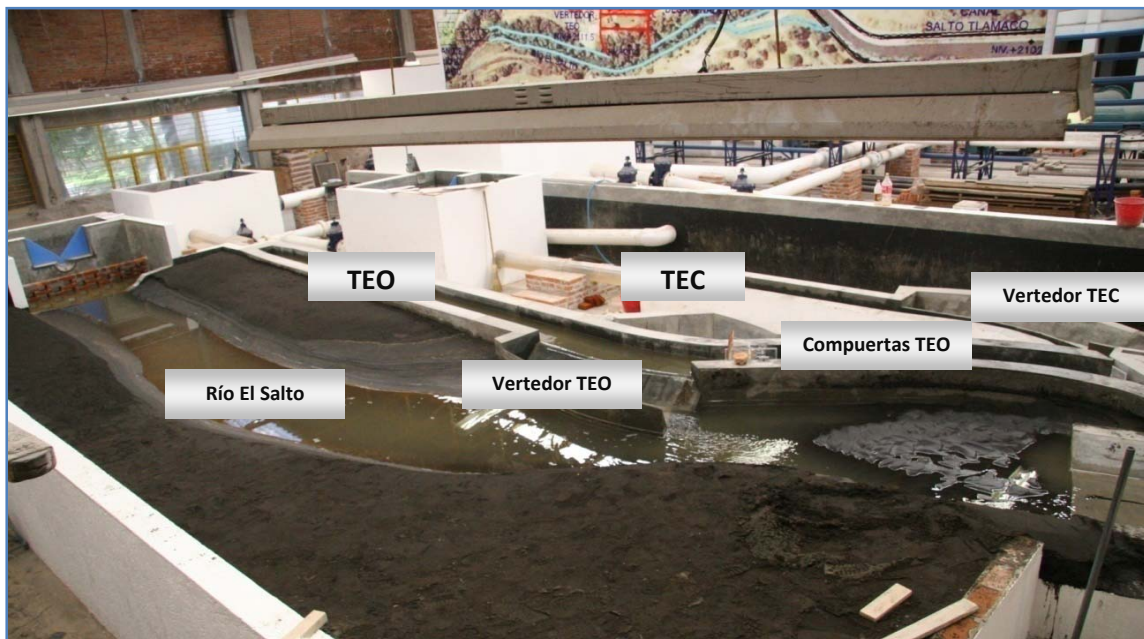


Fig. 3.4.2 Vista general del modelo con las estructuras principales

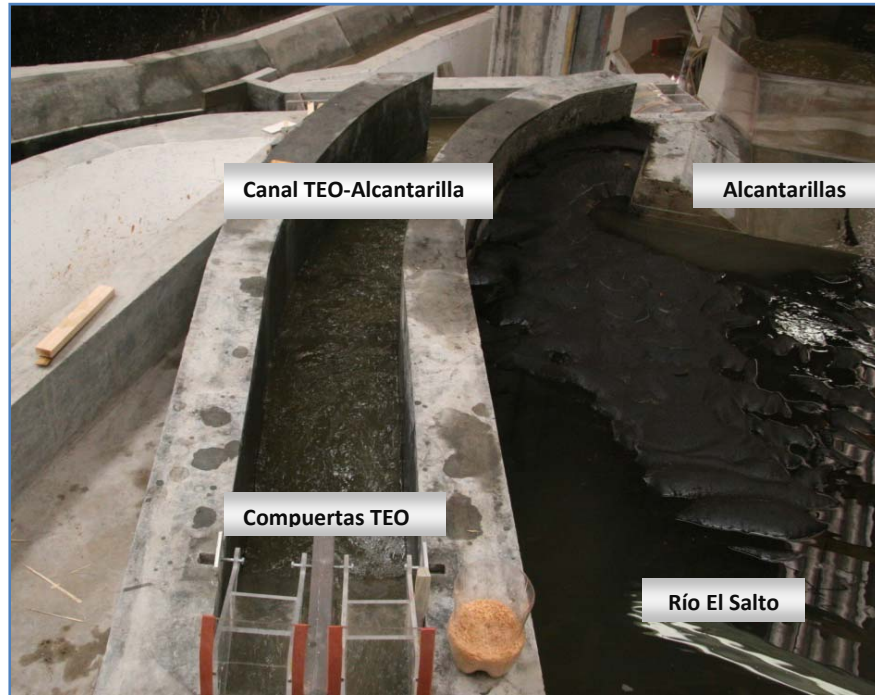


Fig. 3.4.3 Vista de las compuertas del TEO hacia el canal de llamada de las alcantarillas

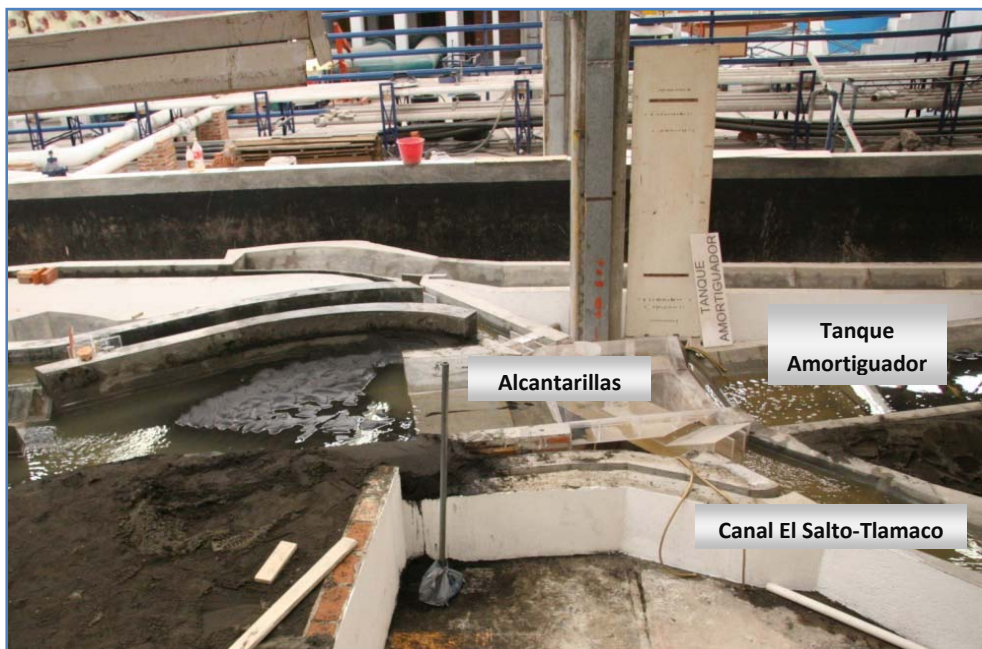


Fig. 3.4.4 vista de Alcantarilla, Canal El Salto-Tlamaco y tanque amortiguador Río El Salto



Fig. 3.4.5 Entrada a la alcantarilla

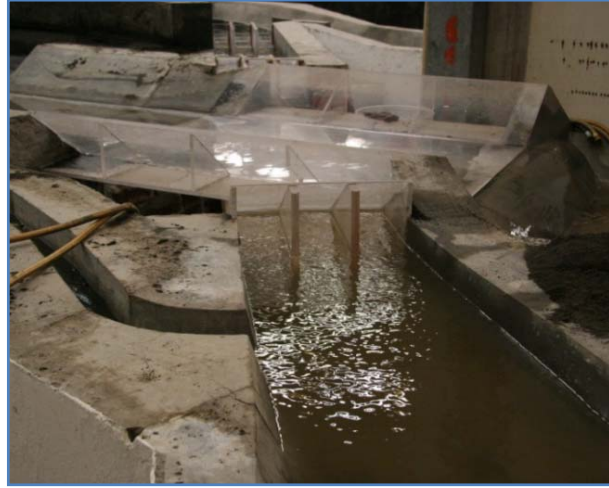


Fig. 3.4.6 Salida de la alcantarilla

Las compuertas que se muestran en la figura 3.4.5 a la entrada de la alcantarilla son las que existen actualmente y con las que se regula el gasto hacia el Canal Salto-Tlamaco que sale del TEC. Se planea dejar estas compuertas e instalar otras que controlen el flujo del TEC y estas compuertas quedarán como de servicio para dar mantenimiento a los canes que conforman la alcantarilla ya que esa alcantarilla está compuesta por tres vanos.

4. ANÁLISIS HIDRÁULICO

4.1. Condiciones de diseño

Uno de los objetivos principales de esta tesis es el estudio de la sección comprendida después de los vertedores tanto del TEO como del TEC, hasta llegar a la zona de las alcantarillas y la salida al canal El Salto-Tlamaco. La configuración general del sistema es bastante compleja ya que se tienen los emisores a diferentes elevaciones en sus portales de salida, (Fig. 4.1.1) por tal razón fue necesario la construcción de una rápida después del vertedor del TEO para tener la misma elevación en la confluencia de los canales, correspondiente a la elevación en la entrada de las alcantarillas.

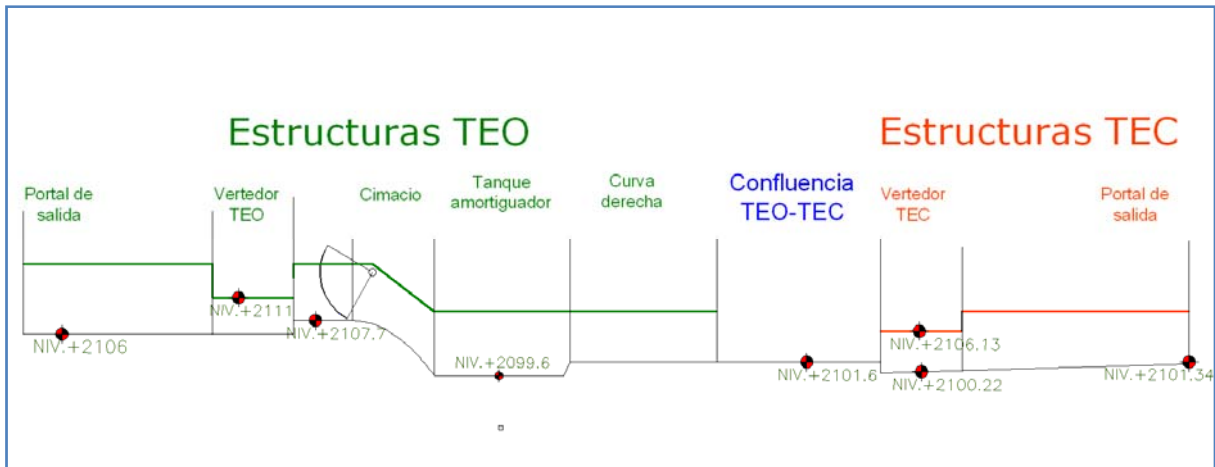


Fig. 4.1.1 comparación de elevaciones entre las estructuras del TEO y TEC

Si se sigue el recorrido del agua por el TEO (Fig. 4.1.2) se tiene lo siguiente: después de las 2 compuertas comienza un cimacio el cual termina en un tanque amortiguador de 10 m de ancho, una longitud de 19 m y un escalón de 2 m; al salir del tanque se cuenta con una curva horizontal, para posteriormente encontrar la confluencia con el canal que llega del TEC; los canales se juntan en este punto, aguas abajo están las 3 compuertas que se dirigen a la alcantarilla, la cual tiene 50 m de longitud, utilizada para pasar por debajo del río El salto; al salir de la alcantarilla se tiene una transición de un canal rectangular de 10 m de ancho a un canal trapecial con una base de 6.9 m y taludes de 1.5:1 con una elevación aproximada de 5 m, esta transición se desarrolla en una longitud aproximada de 30 m; el flujo posteriormente se encuentra con otra curva horizontal para finalmente salir y tras 15 m de canal revestido de concreto se vuelve un canal trapecial con 7.028 m de base y taludes 1.498:1, zampeado con piedra braza.

Por el TEC después del vertedor se tienen 3 compuertas que se dirigen hacia un canal que va a la alcantarilla, hasta llegar a la confluencia con el canal del TEO y así continuar con el recorrido antes mencionado. La zona de estudio y las estructuras que la componen se observa en la Fig. 4.1.2

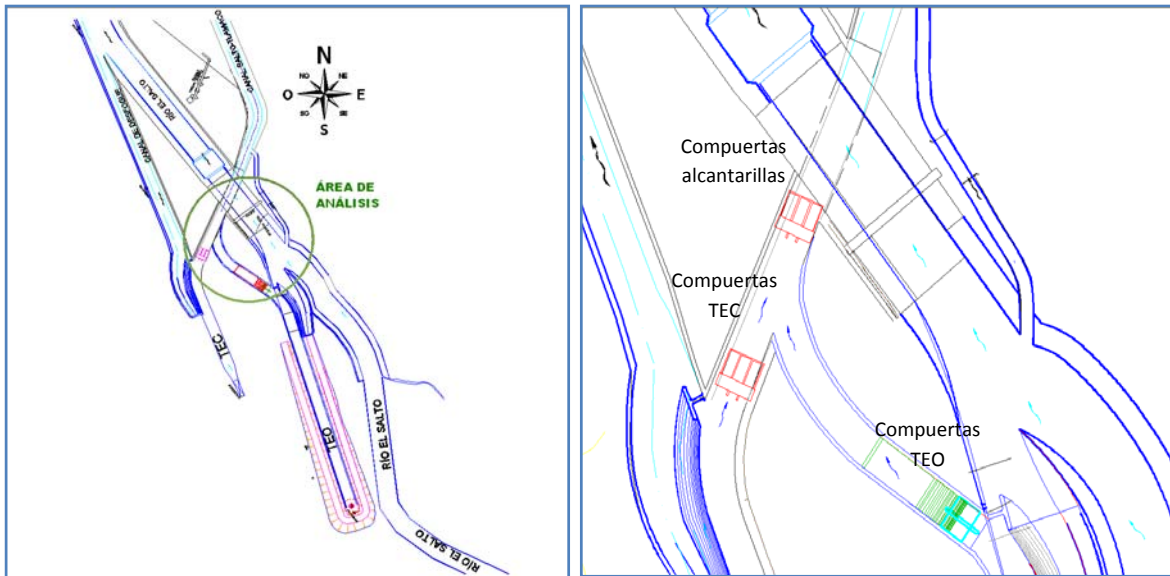


Fig. 4.1.2. Planta general de la zona estudiada

4.2. Condiciones de análisis

El gasto que se dirige hacia el canal El Salto-Tlamaco depende de dos parámetros fundamentales. Actualmente es la cantidad de agua que llega por el TEC y la demanda que se requiere en los distritos de riego a los que se dirige. Con estas variables se ha manejado su funcionamiento básicamente operando como se informó al analizar los datos de la estación portal de salida (Inciso 2.3).

Para el estudio del funcionamiento que tendrá dicho canal una vez que entre en operación el TEO y la PTAR, es necesario el análisis del sistema de compuertas que alimentan al canal así como todas las demás estructuras que intervienen en él. Su funcionamiento dependerá de la demanda que se tenga por parte de la PTAR y del gasto que llegue por el TEC o por el TEO o por ambos según fuera el caso.

Como se vio en el inciso 1.3.2 el gasto que espera procesar la PTAR serán básicamente de 23 m³/s en estiaje con capacidad de tratar 35 m³/s en época de lluvias y un gasto máximo para tratar una avenida de 50 m³/s, siendo éste el gasto que se sabe ha pasado por la alcantarilla sin ocasionar daños a la estructura. Partiendo de estos gastos y sabiendo que con el afluente que llega fácilmente se pueden proporcionar, se puede establecer la condición de diseño.

Las condiciones más desfavorables serán:

- Tener una avenida por el TEO y que éste trabaje con su gasto de diseño que es de 170 m³/s de los cuales se tengan que pasar 25 m³/s hacia la PTAR y los restantes 145 m³/s por el vertedor del TEO.
- Tener una avenida por el TEC que lo haga trabajar a su gasto de diseño de 150 m³/s de los cuales 25 m³/s se dirigen a la PTAR y los restantes por su vertedor.

Con los registros analizados se observa que el TEC puede pasar los 150 m³/s en una avenida, pero no se considera un gasto mayor para el diseño ya que al contar con los dos emisores el gasto de pico del TEC deberá bajar considerablemente.

La condición de 25m³/s hacia la PTAR corresponde a que la PTAR esté trabajando en época de lluvias con una avenida y su tren de procesos químicos ya haya terminado de operar su tiempo máximo de tres horas, por lo que éste proceso se cierra para mantenimiento y solo se trabaja con el tren de procesos convencionales con lo cual se

tendrá un gasto de $23 \text{ m}^3/\text{s}$, pero por las fluctuaciones del caudal se considera un gasto de diseño de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ bajo las condiciones mencionadas.

Para tener una correcta operación del sistema es recomendable que cuando se tenga esta condición solo se opere con un emisor. Esto con el fin de hacer la operación más fácil al no tener que operar las compuertas de cada emisor con gastos bajos y cargas grandes ya que esto podría ocasionar problemas en el comportamiento del flujo como vórtices en las compuertas.

Este análisis también se realiza para un gasto de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ saliendo por las compuertas del TEO ya que es necesario ver el comportamiento de las estructuras como la rápida, tanque amortiguador y también con este gasto observar el comportamiento del flujo a la entrada y salida de las alcantarillas. Esto con el fin de detectar posibles daños que se tendrían al trabajar con dicho gasto ya que la última vez que se presentó fue en 2005, después de eso no se ha revisado la situación en la que se encuentran las alcantarillas y no se sabe actualmente como trabaja con esa condición.

El análisis de la parte correspondiente al TEO trabajando en estas condiciones se presenta a continuación. Ya que ésta parte está en proceso de diseño es conveniente su análisis para compararlo en el modelo hidráulico y dar propuestas de solución en caso de presentar un mal comportamiento. Para el caso de las estructuras del TEC como ya está construido solo se revisará en el modelo cómo se comporta bajo estas condiciones de análisis.

Para realizar este estudio es necesario conocer el tirante aguas abajo del tanque amortiguador ubicado después de la rápida posterior a las compuertas del TEO, para ello

es necesario partir de que en el canal El Salto-Tlamaco se presenta el tirante normal y a partir de allí hacer el perfil hacia aguas arriba hasta llegar al tanque amortiguador, con este tirante se conoce si el salto es libre o ahogado.

Por otra parte también se debe de hacer al análisis de la abertura de las compuertas para conocer el tirante al inicio del cimacio, posteriormente el conjugado menor al inicio del tanque y finalmente conocer el conjugado mayor del salto hidráulico y compararlo con el que se obtuvo con el recorrido del canal al tanque.

4.3. TEO con gasto de 25 m³/s hacia el canal El Salto-Tlamaco

Para realizar este análisis es necesario conocer el perfil, la planta, la geometría y las elevaciones de cada una de las secciones del prototipo, conociendo estas características se puede obtener el perfil del agua. (Figs. 4.3.1, .2 y .3)

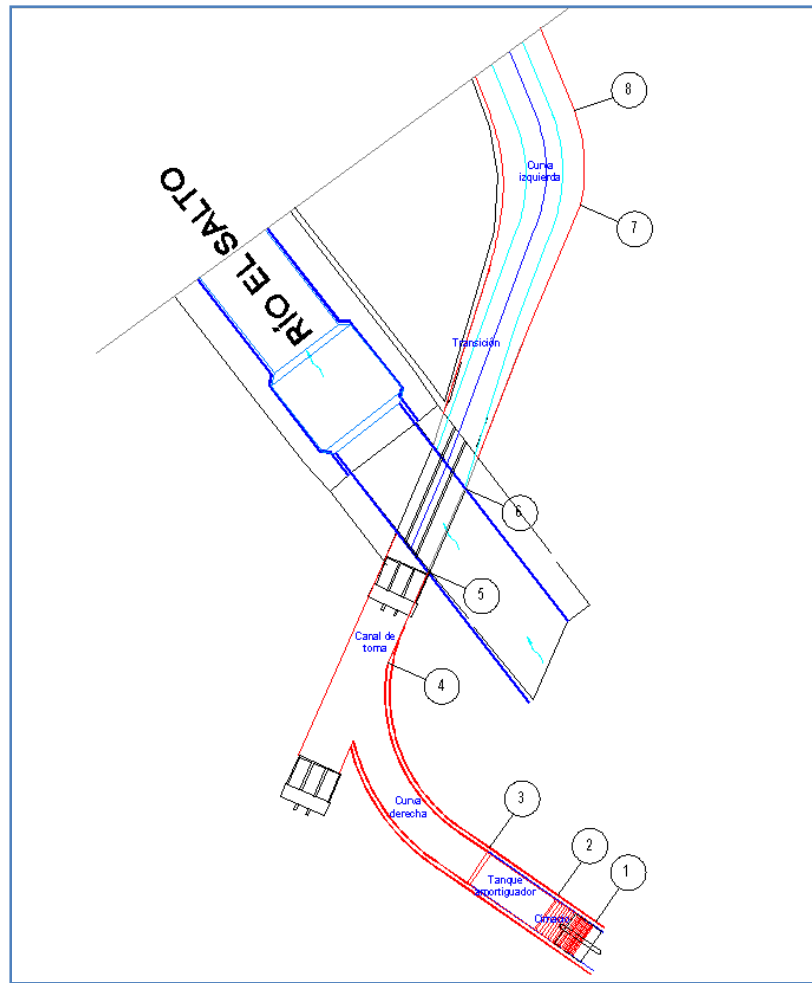


Fig. 4.3.1 Planta de la zona de análisis

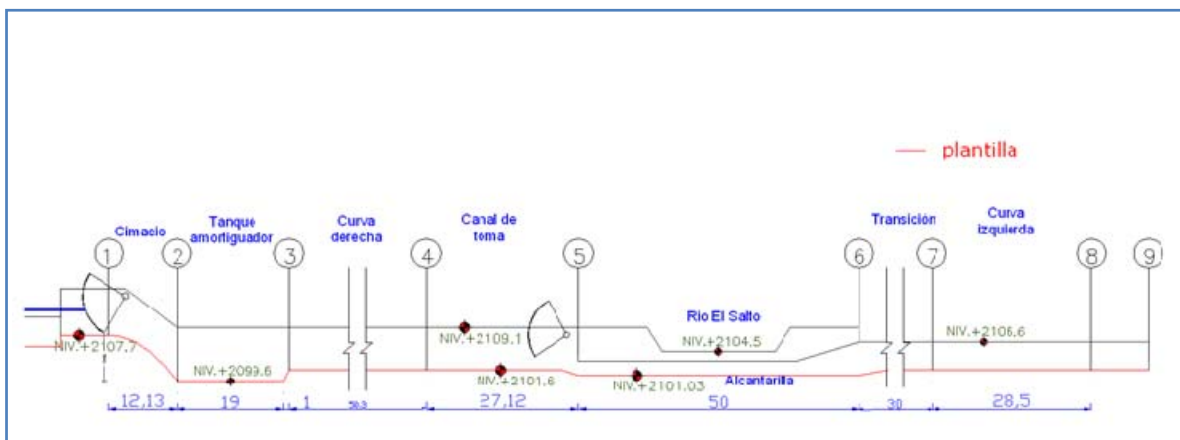


Fig. 4.3.2 Perfil recorrido TEO secciones, elevaciones y longitud

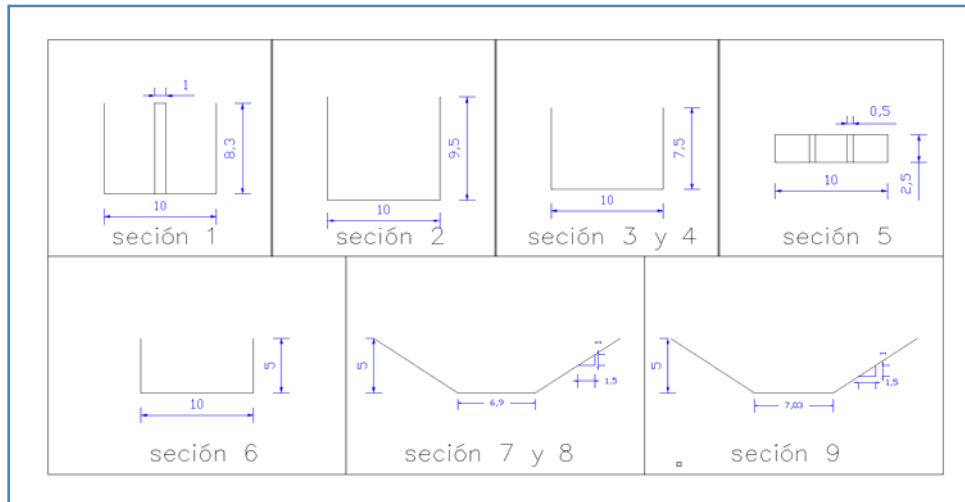


Fig. 4.3.3 Secciones transversales

Análisis del perfil hidráulico de la sección 9 hacia aguas arriba para conocer el tirante aguas abajo del tanque amortiguador.

4.3.1. Sección 8-9

En ésta sección se supone un tirante normal a la entrada de la sección 9 ya que posteriormente se considera que la geometría del canal es constante. Se tiene una pendiente de $S=0.00203$, que es menor que la pendiente crítica por tal motivo es un perfil M y su entrada al canal será por el tirante normal. Considerando que el canal tiene un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.025, ya que esta parte no es revestida de concreto sino zampeada con piedra, como la geometría y el gasto son conocidos, puede conocerse el tirante y la velocidad en la sección 9 mediante la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{A}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (4.1)$$

Donde:

Q Gasto en m³/s

A Área hidráulica

n coeficiente de rugosidad de Manning

R_h Radio hidráulico $\frac{A}{p}$

P perímetro mojado

S pendiente del cauce

La ecuación anterior se puede dejar en términos solo del tirante en la sección 9 ya que se relaciona con el área y con el radio hidráulico al resolver la ecuación se obtiene el tirante, con él se conoce el área y posteriormente la velocidad en ese punto. (Tabla 4.3.1.1)

Tabla 4.3.1.1 propiedades hidráulicas en la sección 9 para un gasto de 25 m³/s

| Sección 9 | | |
|-----------|-------|----------------|
| Y | 1.44 | m |
| A | 13.18 | m ² |
| V | 1.9 | m/s |

Entre la sección 8 y 9 se tiene una expansión en la geometría del canal, sigue siendo trapecial pero el ancho de la plantilla aumenta de 6.9 m a 7.2 m y los taludes también

cambian de 1.5:1 a 1.498:1. Empleando la ecuación de la energía entre los puntos 8-9, como ya se conocen las propiedades hidráulicas en la sección 9 se puede encontrar el tirante en la sección 8.

Ecuación de la energía entre 8-9

$$y_8 + \frac{v_8^2}{2g} = y_9 + \frac{v_9^2}{2g} + h_t \quad (4.2)$$

Las pérdidas h_t son las pérdidas locales ocasionadas por la expansión y las pérdidas por fricción. Las pérdidas por expansión se consideran con la fórmula de Mostkow y Chow que proponen calcular la pérdida en términos del cambio en la carga de velocidad antes y después de la expansión, mediante la fórmula:

$$h_l = c_o \left(\frac{V_8^2 + V_9^2}{2g} \right) \quad (4.3)$$

donde c_o , según Mostkow, se mantiene prácticamente constante entre 0.35 y 0.4. Según Chow c_o depende de la forma de la expansión con valores que oscilan entre 0.2 y 0.35. Estas expansiones están diseñadas para pasar de una forma rectangular a una trapezoidal sin importar los taludes de la sección trapezoidal. Dado que en éste caso se pasa de trapezoidal a trapezoidal se considera una transición recta y un c_o de 0.35 que es el mayor propuesto por Chow, esto para compensar el talud en la sección de aguas abajo.

Las pérdidas por fricción se pueden evaluar al multiplicar la longitud de la transición por la pendiente del cauce, pero esta es muy pequeña y no tiene mayor repercusión en los cálculos.

$$h_f = 0.0002 * 28.5 = 0.0057 \quad (4.4)$$

Agrupando términos en la ecuación de la energía se llega a una ecuación solo en términos del tirante en la sección 8 y con éste tirante se puede conocer el área y la velocidad en la sección. (Tabla 4.3.1.2).

Tabla 4.3.1.2 propiedades hidráulicas en la sección 8 para un gasto de 25 m³/s

| Sección 8 | | |
|-----------|-------|----------------|
| Y | 1.43 | m |
| A | 12.94 | m ² |
| V | 1.93 | m/s |

4.3.2. Sección 7-8

En esta sección se tiene una curva izquierda con un radio al centro de la curva de $r_c = 37.97m$ y una longitud de 28.5m. Para encontrar el tirante en la sección 7 se aplica la ecuación de la energía entre 7 y 8 considerando las pérdidas locales propias por la curva más las perdidas por fricción.

Las pérdidas locales se evalúan con la siguiente formula.

$$h_l = k \frac{v_8^2}{2g} \quad (4.5)$$

$$k = \frac{2b}{r_c} \quad (4.6)$$

donde k es un coeficiente que depende del ancho de la plantilla y del radio de curvatura.

Al aplicar esta ecuación para las pérdidas locales en la ecuación de la energía se llega a una ecuación con una sola incógnita que es el tirante en la sección 7. Al resolverla se obtienen las propiedades en dicha sección. (Tabla 4.3.2.1).

Tabla 4.3.2.1 propiedades hidráulicas en la sección 7 para un gasto de 25 m³/s

| Sección 7 | | |
|-----------|-------|----------------|
| Y | 1.54 | m |
| A | 15.59 | m ² |
| V | 1.6 | m/s |

4.3.3. Sección 6-7

Esta parte es la transición entre un canal rectangular a uno trapecial en una longitud de 30m. Se trata igual que la 8-9 solo que en ella se considera un coeficiente C_o de 0.30 para el cálculo de las pérdidas locales. Al aplicar la ecuación de la energía entre las secciones se conoce el tirante en la sección 6. (Tabla 4.3.3.1)

Tabla 4.3.3.1 propiedades hidráulicas en la sección 6 para un gasto de 25 m³/s

| Sección 6 | | |
|-----------|-------|----------------|
| Y | 1.56 | m |
| A | 15.59 | m ² |
| V | 1.45 | m/s |

4.3.4. Sección 5-6

Esta sección es la correspondiente a la alcantarilla. Para este tirante a la salida de la alcantarilla ya se trabaja ahogado, debido a que la alcantarilla cuenta con un escalón

descendente a la entrada y un escalón ascendente a la salida lo que hace que su plantilla este ubicada en la cota 2101.03 msnm. La alcantarilla trabaja como un conducto a presión y se analiza aplicando la ecuación de la energía entre las dos secciones, también se puede analizar como un orificio ahogado. Esta parte se tratará con la ecuación de la energía proponiendo pérdidas a la entrada y a la salida de la alcantarilla. Frecuentemente se considera un coeficiente de pérdida por entrada a un túnel alrededor de 0.5 y para obtener la pérdida local se multiplica por la carga de velocidad en ese punto. Éste valor del coeficiente tiende a variar considerando varios factores como la geometría del túnel, el diámetro del tubo, las características físicas de la estructura de toma, entre otros. Dado que en este caso se tiene una entrada a tres vanos independientes y la entrada es de sección rectangular se propone un coeficiente de pérdida de entrada de $k_e = 0.7$ y se propone un coeficiente de pérdida de salida de $k_s = 0.3$ dado que la salida se va haciendo de manera gradual como se muestra en el perfil de la sección en la figura. 4.3.2

Con estos datos se aplica la ecuación de la energía entre las secciones, conociendo las características hidráulicas de la sección 6 se puede conocer el tirante en la sección 5. (Tabla 4.3.4.1)

Tabla 4.3.4.1 propiedades hidráulicas en la sección 5 para un gasto de 25 m³/s

| Sección 5 | | |
|-----------|-------|----------------|
| Y | 2.203 | m |
| A | 22.03 | m ² |
| V | 1.13 | m/s |

4.3.5. Sección 4-5

En esta sección se tiene un perfil H ya que no existe pendiente, para lo cual se analiza utilizando la información de la sección 5 para iniciar el análisis del perfil H hacia aguas

arriba hasta la longitud del canal que es de 27.12m. Para realizar este análisis se utilizó el método de incrementos finitos, y se verificó que las velocidades no oscilaran en más del 10% entre cada incremento propuesto. Con esto se obtuvieron las características de la sección 4. (Tabla 4.3.5.1)

Tabla 4.3.5.1 propiedades hidráulicas en la sección 4 para un gasto de 25 m³/s

| Sección 4 | | |
|-----------|-------|----------------|
| Y | 1.74 | m |
| A | 17.36 | m ² |
| V | 1.44 | m/s |

4.3.6. Sección 3-4

En esta sección se tiene una curva derecha por lo que su análisis será muy parecido al de la sección 7-8 solo que en este caso el radio al centro de la curva es $r_c = 86.56m$ y una longitud de 50.3m, con esto se calcula la pérdida local. Posteriormente se emplea la ecuación de la energía entre las secciones 3 y 4 para conocer el tirante en la sección 3. (Tabla 4.3.6.1)

Tabla 4.3.6.1 propiedades hidráulicas en la sección 3 para un gasto de 25 m³/s

| Sección 3 | | |
|-----------|-------|----------------|
| Y | 2.224 | m |
| A | 22.24 | m ² |
| V | 1.12 | m/s |

Este será el tirante correspondiente al conjugado mayor del salto hidráulico, situado en la salida del tanque amortiguador.

Ahora se realiza el análisis desde las compuertas hacia aguas abajo.

4.3.7. Sección 1

Esta sección corresponde a la zona de las compuertas radiales del TEO, las cuales tienen una altura al perno de 7.67 m y un radio de 7.06 m estas características son necesarias para calcular el gasto que pasa a través de ellas.

La carga aguas arriba de las compuertas está condicionada por la condición de diseño que considera el TEO operando con un gasto de 170 m³/s de las cuales 145 m³/s pasan por el vertedor y generan una carga en su cresta de 1.43 m por lo que la carga total aguas arriba de las compuertas será de 4.73 m. Lo que se quiere conocer es la abertura de la compuerta (w) para que con la carga dada pasen por cada compuerta 12.5 m³/s. (Fig. 4.3.7.1)

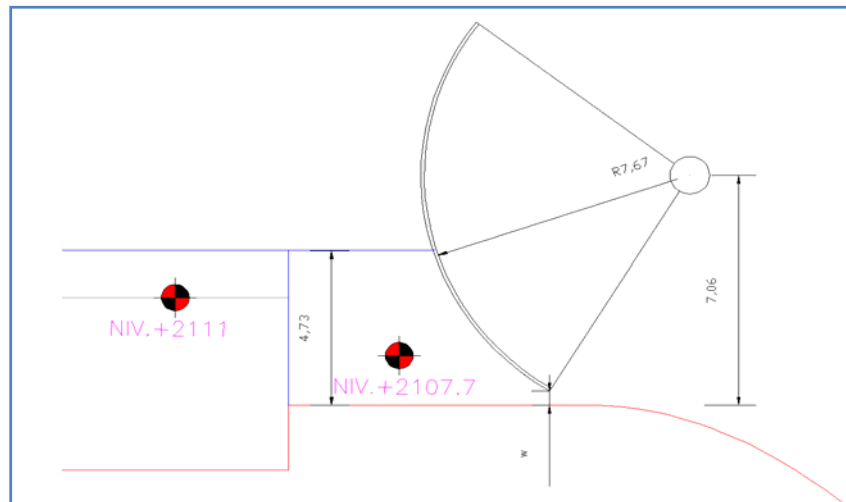


Figura 4.3.7.1 Sección y abertura de la compuerta (w)

Para calcular el gasto en compuertas radiales se utilizó el método de Toch descrito en los antecedentes (inciso 2.1.1). Se necesitó extrapolar las curvas de la relación a/r debido a que esta relación es muy pequeña y se sale del rango de aplicación de las gráficas propuestas por Toch. Al considerar que se tiene una relación $w/r = 0.05$ se obtiene un coeficiente descarga 0.72 con el que se obtuvo la abertura en las compuertas de 0.4 m.

Después de conocer la abertura requerida de las compuertas se puede calcular el perfil del cimacio aguas abajo de la cresta con la ecuación:

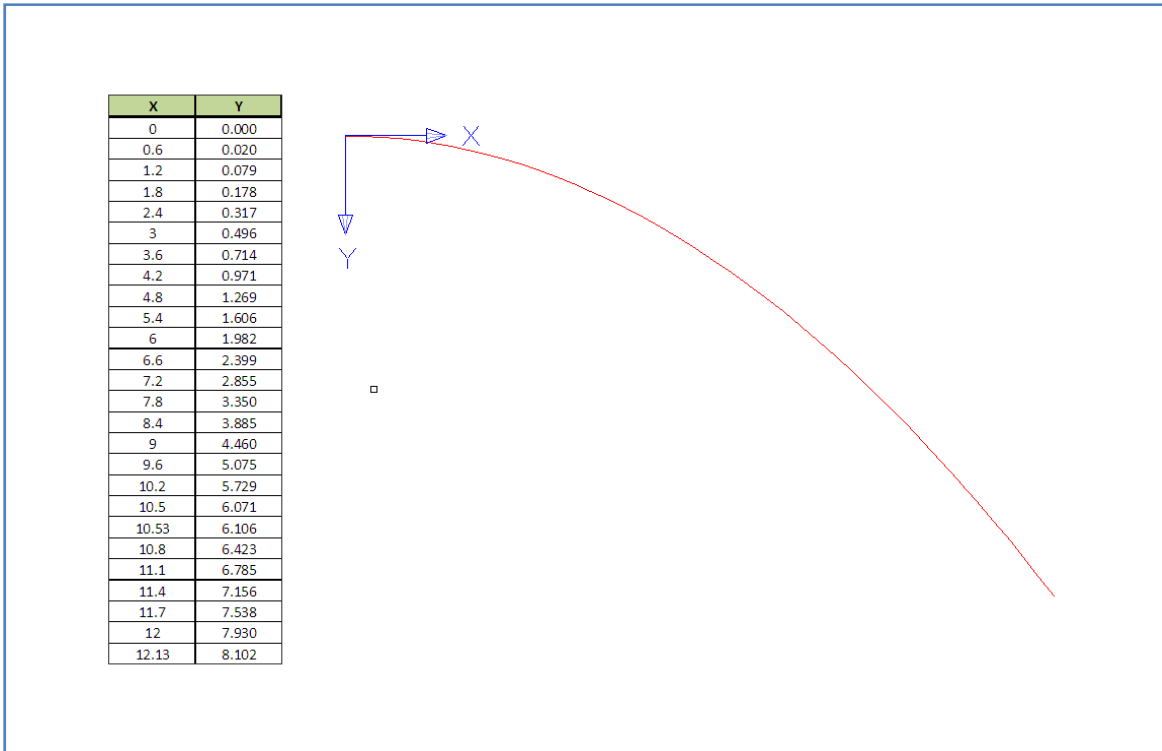
$$-Y = \left(\frac{X^2}{4H} \right) \dots (4.7)$$

donde H: es la carga sobre el centro de la abertura, en m

X,Y: son coordenadas en metros.

Este análisis del cimacio fue el que se construyó en el modelo físico, considerando la carga H de 4.73 m. esta es la condición más desfavorable, pues al tener la menor abertura que se recomienda y la mayor carga, el agua tiene mayor velocidad, es esta la condición en la que se tiene un chorro de mayor alcance y si se construyera un cimacio de menor longitud se podrían presentar presiones negativas que posiblemente ocasionarían daños importantes a la estructura.

Conociendo el valor de la carga aguas arriba de las compuertas se puede hacer una tabla para conocer algunos puntos del perfil. (Fig 4.3.7.2)

Fig 4.3.7.2 Perfil del cimacio diseñada para un gasto de 25 m³/s

4.3.8. Sección 1-2

Como la compuerta al estar cerrada se apoya en la cresta del cimacio, al abrirla parcialmente se forma un orificio vertical. El cimacio y el agua siguen la trayectoria parabólica que se utilizó para el cálculo del cimacio, por tal motivo en la parte del cimacio no se tienen pérdidas por fricción y se utiliza la ecuación de la energía para calcular el tirante al final del cimacio que corresponde al conjugado menor del salto hidráulico.

Para esta sección al aplicar la ecuación de la energía al ser una superficie tan inclinada y considerando que el flujo está en régimen supercrítico es necesario considerar la carga de presión como:

$$\frac{p}{\gamma} = d \cos \alpha, \text{ donde } d = y \cos \alpha \quad (4.8)$$

$$\alpha \cong 53^\circ$$

Para encontrar el tirante a la entrada del tanque amortiguador se plantea la ecuación de la energía entre la plantilla del tanque y el labio de la compuerta, como cálculo inicial para conocer si se necesita tanque amortiguador.

$$Z_1 + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + d \cos \alpha + \frac{v_2^2}{2g} \dots (4.9)$$

Teniendo en cuenta las consideraciones mencionadas para el cálculo de esta sección se pueden ver los resultados de las propiedades en la sección 2 en la tabla 4.3.8.1.

Tabla 4.3.8.1 propiedades hidráulicas en la sección 2 para un gasto de 25 m³/s

| Sección 2 | | |
|-----------|-------|----------------|
| d= | 0.211 | m |
| A | 2.11 | m ² |
| V | 11.84 | m/s |

Tomando como conjugado mayor del salto hidráulico al tirante en la sección 3 que es de 2.65 m se calcula el número de Froude y con él el conjugado menor con la ecuación 4.10. Con el cual se obtiene que a este tirante le corresponde un conjugado menor de 0.171 m,

que al compararlo con 0.211 m, que es el tirante en la sección 2, se tiene que este es mayor por lo que se presentará un salto hidráulico ahogado, mediante este análisis se muestra que no se requiere tanque amortiguador aunque se estaría trabajando al límite, ya que el tirante en la sección 2 y el conjugado menor son muy cercanos solo varían en 4 cm, pero será el análisis para un gasto de 50 m³/s el que defina la profundidad del tanque amortiguador.

$$d_1 = \frac{d_2}{2} \left(-1 + \sqrt{8F_r^2 + 1} \right) \quad \text{con } F_r = \frac{v_1}{\sqrt{gd_1}} \quad (4.10)$$

La tabla 4.3.8.2 resume las propiedades hidráulicas para esta condición de diseño y en la figura 4.3.8.1 se muestra el perfil del agua calculado.

Tabla 4.3.8.2. Propiedades hidráulicas de las estructuras del TEO para un gasto de 25 m³/s

| SECCIÓN | TIRANTE (m) | ÁREA (m ²) | VELOCIDAD (m/s) |
|-----------|-------------|------------------------|-----------------|
| Sección 1 | 0.4 | 3.6 | 6.94 |
| Sección 2 | 0.21 | 2.11 | 11.85 |
| Sección 3 | 1.76 | 26.46 | 0.94 |
| Sección 4 | 1.74 | 17.36 | 1.44 |
| Sección 5 | 1.73 | 17.25 | 1.45 |
| Sección 6 | 1.56 | 15.59 | 1.6 |
| Sección 7 | 1.54 | 14.18 | 1.76 |
| Sección 8 | 1.43 | 12.95 | 1.93 |
| Sección 9 | 1.44 | 13.18 | 1.9 |

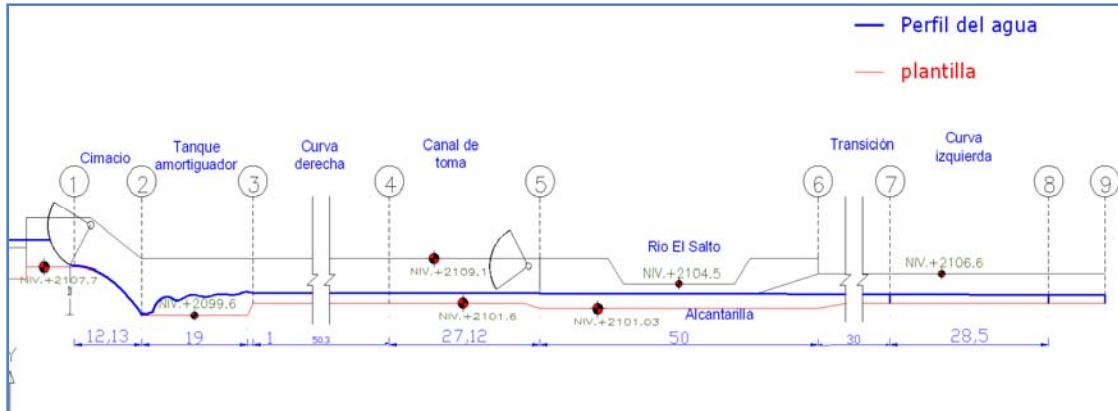


Fig. 4.3.8.1 Perfil del agua para el TEO funcionando en condiciones de diseño y pasando 25 m³/s hacia el canal El Salto-Tlamaco

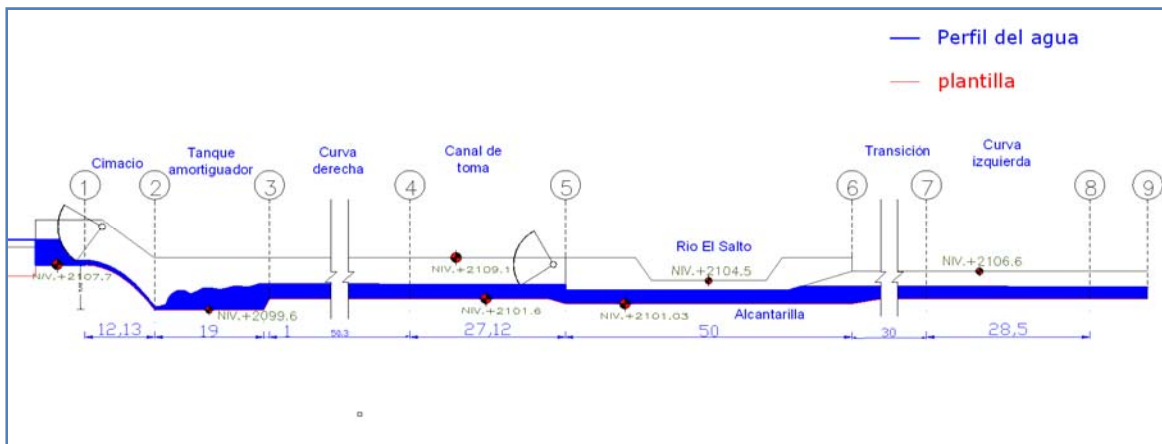
4.4. TEO con un gasto de 50 m³/s hacia el canal El Salto-Tlamaco.

De manera semejante que para el cálculo de 25 m³/s se realiza el cálculo para la otra condición de diseño que consiste en que el TEO esté trabajando con su gasto de diseño de 170 m³/s, de los cuales pasan por su vertedor 120 m³/s y los restantes 50 m³/s pasan al canal El Salto-Tlamaco. El cálculo se realizó partiendo del canal y de allí hacia aguas arriba hasta el final del tanque amortiguador que corresponde a la sección 3 de la figura 4.3.1. Por otra parte se partió de las compuertas del TEO hasta llegar al inicio del tanque amortiguador para conocer el conjugado menor del salto hidráulico y ver su comportamiento. Otra parte interesante del análisis es la parte de las alcantarillas, en esta sección interesa conocer el tirante aguas arriba de las alcantarillas bajo estas condiciones, para observar si es posible que pasen por las alcantarillas los 50 m³/s sin ocasionar problemas ni derrames.

Los cálculos de esta sección se realizaron de manera similar a la condición anterior, sólo que ahora utilizando un gasto de 50 m³/s, los resultados se observan en la tabla 4.4.1 y el perfil del agua se aprecia en la figura 4.4.1

Tabla 4.4.1. Propiedades hidráulicas de las estructuras del TEO para un gasto de 50 m³/s

| SECCIÓN | TIRANTE (m) | ÁREA (m ²) | VELOCIDAD m/s |
|-----------|-------------|------------------------|---------------|
| Sección 1 | 0.81 | 7.31 | 6.84 |
| Sección 2 | 0.43 | 4.30 | 11.63 |
| Sección 3 | 2.65 | 26.46 | 1.89 |
| Sección 4 | 2.60 | 25.96 | 1.93 |
| Sección 5 | 2.58 | 25.83 | 1.94 |
| Sección 6 | 2.26 | 22.58 | 2.21 |
| Sección 7 | 2.27 | 23.39 | 2.14 |
| Sección 8 | 2.11 | 21.22 | 2.36 |
| Sección 9 | 2.11 | 21.47 | 2.33 |

Fig. 4.4.1 Perfil del agua para el TEO funcionando en condiciones de diseño y pasando 25 m³/s hacia el canal El Salto-Tlamaco

4.5. Profundidad del tanque amortiguador

Para definir la profundidad del tanque amortiguador bajo esta condición se realizó un análisis de la siguiente manera:

- 1.- Se propuso una plantilla del tanque a la elevación 2101.0 msnm, la cual corresponde a un escalón de 0.6 m
- 2.- Se calculó la velocidad y el tirante de llegada del agua a esa elevación los cuales fueron 11.63 m/s y 0.43 m respectivamente.
- 3.- Se supone que el agua al entrar en el tanque amortiguador da la vuelta con la misma velocidad y tirante con que llega.
- 4.- conociendo el conjugado mayor que es el tirante correspondiente a la sección 3 de 2.65 m se aplica la ecuación de salto hidráulico (ec. 4.10) para obtener el conjugado menor y compararlo con el tirante en la sección 2
- 5.- Se compara el resultado del tirante en la sección 2, si el resultado coincide con el conjugado menor, entonces se tiene un salto hidráulico Normal.

Utilizando la formula de Smetana para calcular la longitud del tanque amortiguador se tiene.

$$L = 6(d_2 - d_1) \dots (4.11)$$

Por lo que la longitud del tanque amortiguador es de $L = 16.91 \text{ m}$ pero por razones de espacio en el trazo del modelo se construirá de 19 m con el propósito de que si se requiere un tanque mayor debido a las consideraciones que se tomaron es más fácil rellenar que romper para hacer un tanque más grande, esto tomando en cuenta el modelo físico.

Como se puede observar para las dos condiciones de diseño mencionadas en la sección 5-6 se trabaja como conducto a presión, pero como se ve en este análisis numérico no se tiene problema de desbordamiento aguas arriba de las alcantarillas por lo que no se pone en riesgo ninguna de las estructuras.

También se observó que para la condición de 25 m³/s no se necesita tanque amortiguador pero cuando cambia la condición de análisis a 50 m³/s se requiere un tanque de 0.6 m de profundidad. Se observa que debido lo complejo de los cálculos en particular la zona de las alcantarillas ya que como no se cuenta con planos a detalle, no se conoce bien su geometría ni el estado en que se encuentra, no se puede calcular de forma exacta las pérdidas que se presentaran en ella. Por tal motivo no se puede determinar de una forma segura el tirante en la sección 3 que corresponde al conjugado mayor del salto hidráulico por lo que se propone una profundidad del tanque amortiguador grande de 2 m y al comparar el comportamiento en el modelo se rellenará el fondo del tanque para tener la profundidad real del tanque.

PRUEBAS EN MODELO FÍSICO

5. PRUEBAS EN MODELO FÍSICO

Las pruebas realizadas en el modelo físico se basaron en obtener los niveles del agua en las diferentes secciones, con el fin de comparar el perfil calculado contra el perfil medido en el modelo físico. También se realizaron pruebas en el área de alcantarillas para definir la política de operación del sistema de compuertas, analizando el gasto tanto del TEO como del TEC y comparándolos entre ellos con la elevación del agua y las fluctuaciones en los tirantes. Otra parte de las pruebas consistió en un ejercicio para conocer el gasto máximo que puede pasar por las compuertas en caso de que se presentaran las condiciones de diseño y las compuertas se quedaran abiertas.

5.1. Comparación entre el perfil calculado y medido en modelo

En el capítulo 4 se calculó el perfil de la superficie libre del agua para las condiciones de diseño del TEO. En las figuras 5.1.1 y 5.1.2 se muestra la comparación entre los perfiles

calados y medidos y en la tabla 5.1.1 y 5.1.2 se muestran las diferencias entre dichos perfiles.

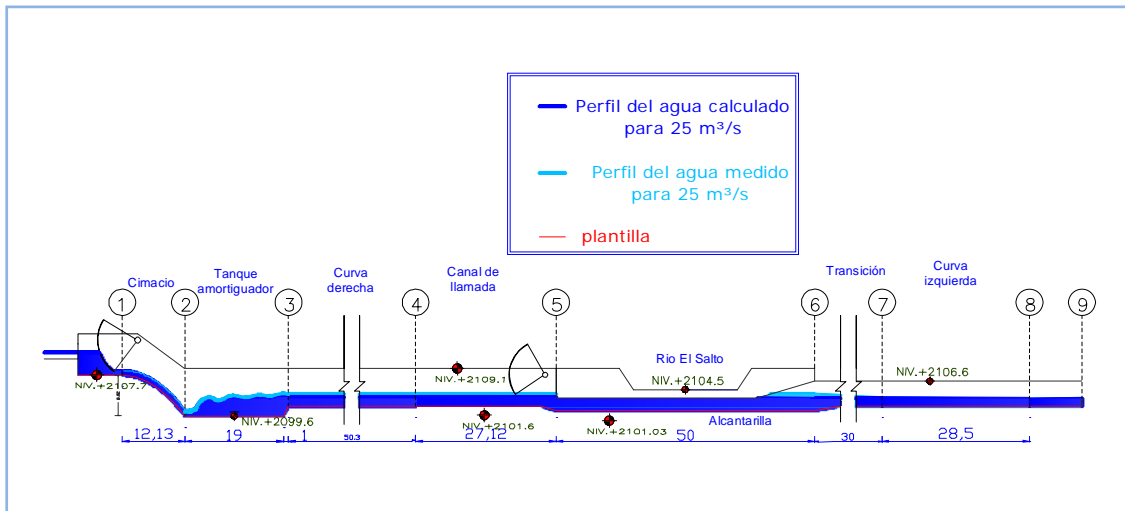


Figura 5.1.1 Comparación de los perfiles para un gasto de 25 m³/s

Tabla 5.1.1 Diferencia entre los perfiles para un gasto de 25 m³/s

| SECCIÓN | Tirante calculado (m) | Tirante medido (m) | Diferencia % |
|-----------|-----------------------|--------------------|--------------|
| Sección 1 | 0.4 | 0.41 | 2.4 |
| Sección 2 | 0.21 | 0.2 | 5.0 |
| Sección 3 | 1.76 | 2.43 | 27.6 |
| Sección 4 | 1.74 | 2.4 | 27.5 |
| Sección 5 | 1.73 | 2.37 | 27.0 |
| Sección 6 | 1.56 | 2.34 | 33.3 |
| Sección 7 | 1.54 | 1.65 | 6.7 |
| Sección 8 | 1.43 | 1.38 | 3.6 |
| Sección 9 | 1.44 | 1.38 | 4.3 |

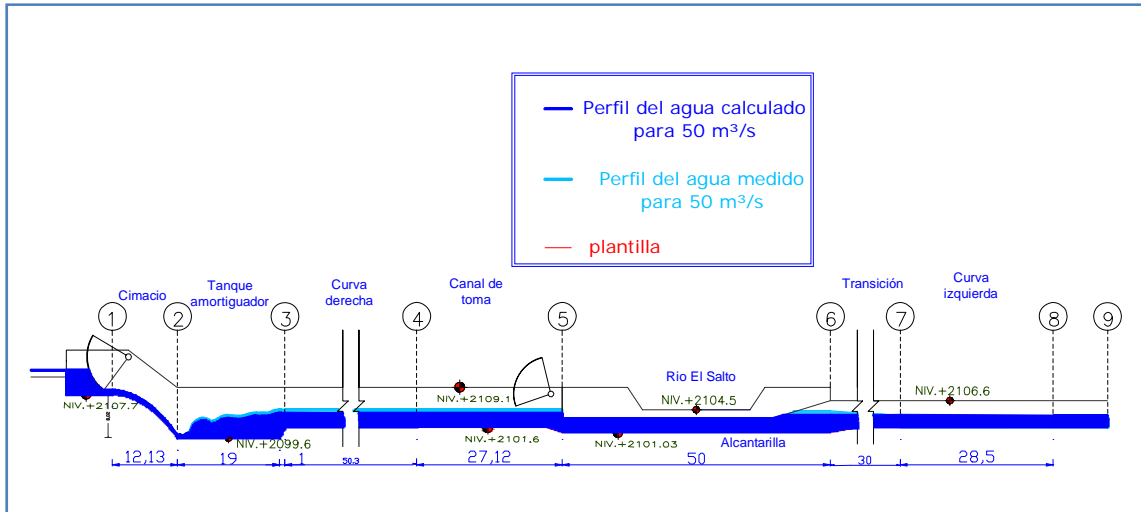


Figura 5.1.2 Comparación de los perfiles para un gasto de 50 m³/s

Tabla 5.1.2 error entre los perfiles para un gasto de 50 m³/s

| SECCIÓN | Tirante calculado (m) | Tirante medido (m) | Diferencia % |
|-----------|-----------------------|--------------------|--------------|
| Sección 1 | 0.81 | 0.8 | 1.3 |
| Sección 2 | 0.43 | 0.4 | 7.5 |
| Sección 3 | 2.65 | 3.22 | 17.7 |
| Sección 4 | 2.6 | 3.21 | 19.0 |
| Sección 5 | 2.58 | 3.21 | 19.6 |
| Sección 6 | 2.26 | 2.88 | 21.5 |
| Sección 7 | 2.27 | 2.16 | 5.1 |
| Sección 8 | 2.11 | 1.83 | 15.3 |
| Sección 9 | 2.11 | 1.83 | 15.3 |

Como se observa en las tablas 5.1.1 y 5.1.2, se tienen diferencias grandes entre el perfil medido y el calculado, la zona con una mayor diferencia en el cálculo es la sección 6 para los dos casos de análisis. Esto se debe a que para su análisis se toma en cuenta el recorrido del agua de 6 a 7 hacia aguas arriba, al tratarse de una transición se tomó como premisa que la plantilla es horizontal cosa que no se presenta en el modelo, en él se tiene

una pendiente negativa de 42 cm, lo que hace que el agua tenga un tirante mayor en la sección 6.

Las pérdidas aguas arriba de la alcantarilla y hasta llegar a la salida del tanque amortiguador tienen el mismo gradiente tanto en el perfil medido como en el calculado, por lo que se puede decir que esta parte del cálculo se puede tomar como correcta. Lo que deja ver la importancia de la construcción de un modelo físico ya que por muy detallado que se realicen los cálculos no se podrá igualar la precisión que se obtiene con el modelo.

Tomando el tirante en la sección 3 como el conjugado mayor del salto hidráulico el tanque amortiguador debe tener un escalón de 0.4 m y una longitud de 18 m para tener un funcionamiento adecuado

5.2. Pruebas en la zona de alcantarillas

Para la conexión de ambos emisores (TEC y TEO) hacia la PTAR, se propuso la instalación de compuertas en cada emisor, colocadas después de cada vertedor de excedencias, lo cual permitiría controlar los gastos hacia la planta de tratamiento. Es recomendable que también las compuertas actuales se conservaran, para facilitar, como método alternativo, la operación de las descargas de ambos emisores y para facilitar el mantenimiento.

Debido a que la descarga del TEO también se realizará por la misma alcantarilla donde actualmente descarga el TEC, es necesario revisar el funcionamiento de los canales de

acceso para determinar las principales condiciones de descarga. Sin embargo es claro que debe realizarse un levantamiento específico del tal sitio.

5.2.1. Configuración de las estructuras correspondientes a la zona aguas arriba de la alcantarilla.

La configuración de esta zona quedo como se muestra en la figura 5.2.1.1

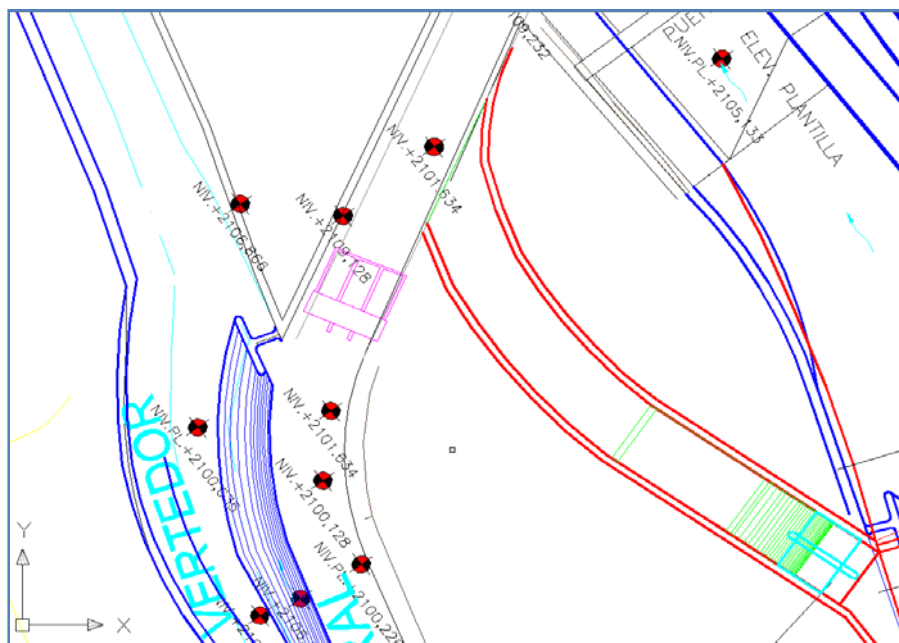


Fig. 5.2.1.1 Configuración de la zona del canal de acceso hacia la PTAR

La geometría consiste en una rapida inmediatamente después de las compuertas, la cual va de la cota 2107.28 msnm a la 2099.6 msnm, donde empieza un tanque amortiguador de 19 m de longitud, con un escalón al final de 2 m, para terminar en la elevación 2101.6 msnm.

5.2.2. Determinación de las relaciones elevaciones (aguas arriba y aguas abajo) vs. gastos de la alcantarilla.

Para estas pruebas se midió en los puntos 4 y 5 de la fig. 5.2.2.1, y se obtuvo el nivel de la superficie libre del agua, considerando que el nivel de la plantilla en estos puntos es el de 2101.6 para ambos casos. Para obtener la fluctuación de los niveles, se realizaron las pruebas con un limnómetro electrónico que registran el nivel del agua cada segundo, para esto se tomaron registros con una duración de 1 a 2 minutos una vez que el gasto estaba establecido. Al analizar los datos se obtuvo la media y la desviación estándar para establecer las características de oscilación de la superficie libre del agua.

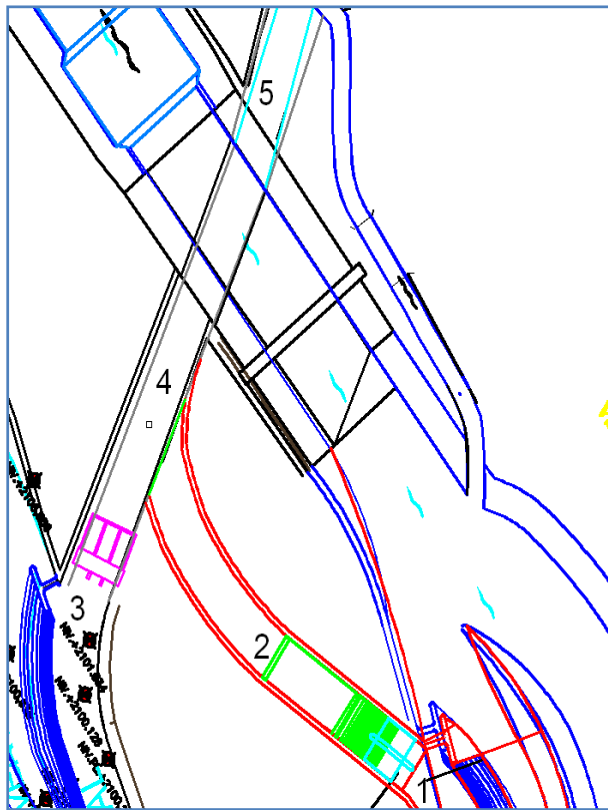


Fig. 5.2.2.1 Puntos de medición en el acceso y salida de la alcantarilla

Las pruebas se realizaron variando el gasto que entra a la alcantarilla y midiendo en los puntos indicados. Las compuertas del TEO y del TEC estaban totalmente abiertas y también las compuertas que actualmente existen. Con estas condiciones se obtuvieron los resultados que se presentan en la figuras 5.2.2.2, .3 y .4.

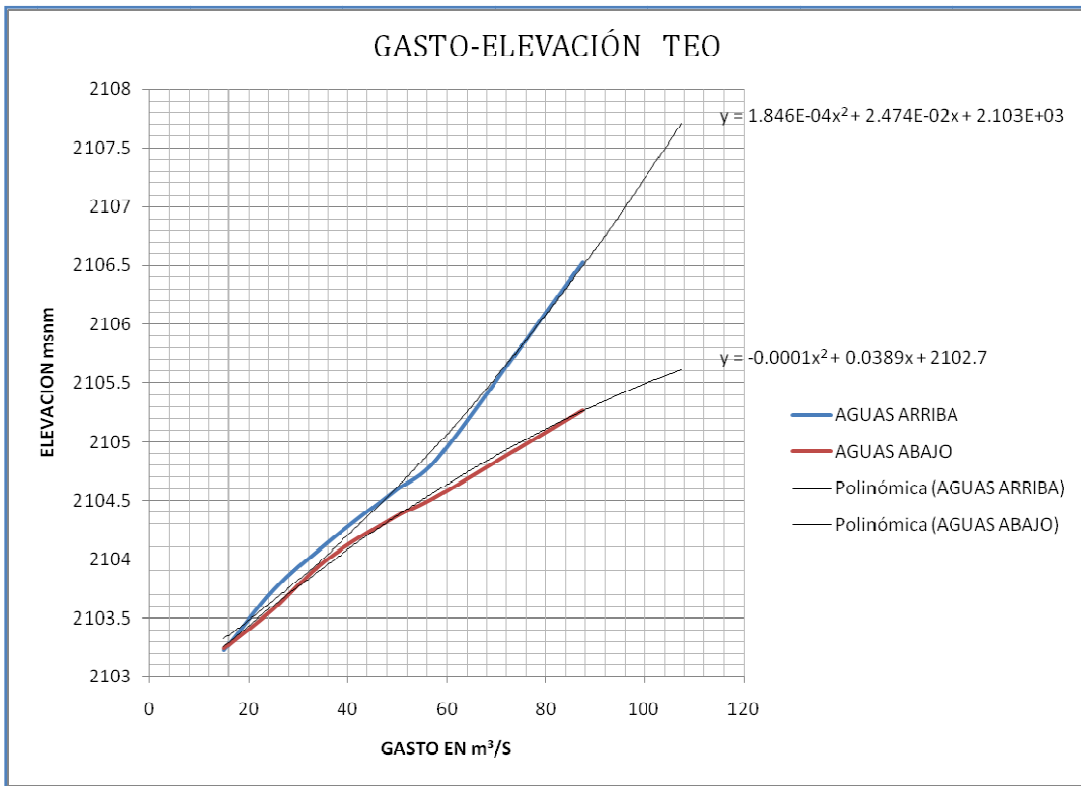


Fig. 5.2.2.2 Curva Elev. – gastos en la alcantarilla cuando se alimenta sólo por el TEO

A los datos medidos en el modelo se les ajustó una función polinómica de segundo grado para que representara su comportamiento dentro del área de estudio, de ser necesario, extrapolar de una manera confiable las elevaciones para gastos mayores. La ecuación polinómica de segundo grado para la relación elevaciones-gastos aguas abajo es:

$E=0.000185Q^2+0.0247Q+2103$ y la resultante para aguas arriba es:
 $E=0.000185Q^2+0.0247Q+2103$.

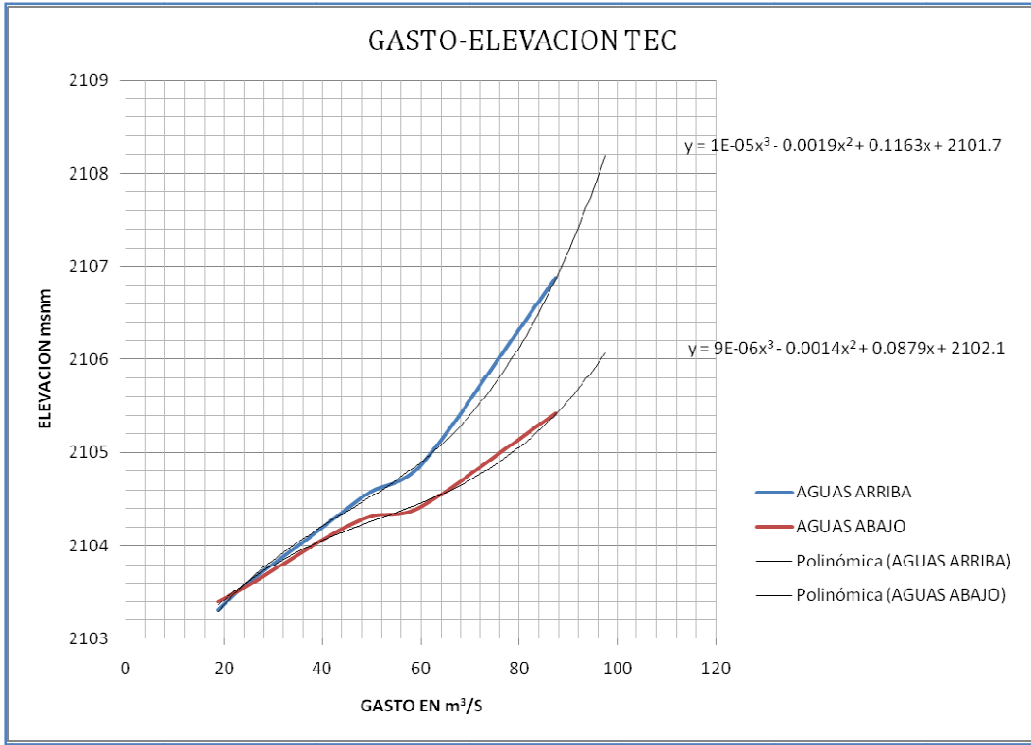


Fig. 5.2.2.3 Curva Elev. – gastos en la alcantarilla cuando se alimenta sólo por el TEC

A los datos medidos en el modelo se les ajusto una función polinómica de tercer grado, pues se observó que esta función la representaba mejor en el rango de estudio, aunque se observa que se tiene que tomar con reservas en dado caso que se quiera extrapolar. La ecuación polinómica de tercer grado para la relación elevaciones-gastos aguas abajo es: $E=0.001Q^3-0.0019Q^2+116Q+2101.7$ y la resultante para aguas arriba es: $E=0.000009Q^3-0.0014Q^2+0.0879Q+2102.1$

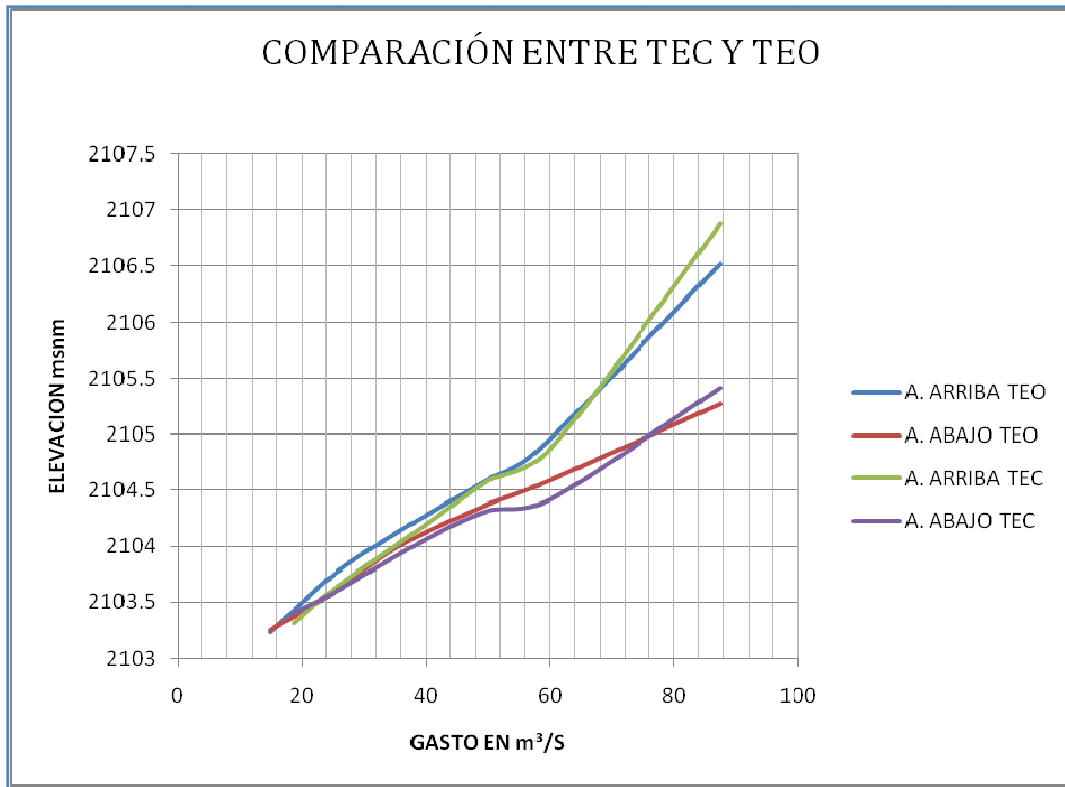


Fig. 5.2.2.4 Comparación de las curvas de las figs. 5.2.2.2 y 5.2.2.3

Como se puede observar el funcionamiento es muy similar ya sea que el gasto provenga del TEC o del TEO (Fig. 5.2.2.4). La mayor diferencia se tiene para un gasto aproximado de 30 m³/s, aguas arriba de la alcantarilla donde esta diferencia es alrededor de los 15 cm, la variación de los niveles se debe a la forma en que ingresa el agua al canal de llamada de la alcantarilla y a las oscilaciones de la superficie libre.

Las pruebas para determinar las oscilaciones del agua (fluctuaciones), sólo se realizaron para el sitio aguas arriba de la alcantarilla, ya que es el sitio donde ocurrieron las mayores fluctuaciones y donde importa más su comportamiento. Los resultados se muestran la tabla 5.2.2.1

Tabla 5.2.2.1 Desviaciones estándar de la fluctuación de niveles

| Gasto m ³ /s | desviación estándar (m) | |
|----------------------------|-------------------------|--------------|
| | TEC | TEO |
| 25 | 0 | 0.054 |
| 36 | sin registro | 0.057 |
| 40 | 0.017 | sin registro |
| 50 | 0.0204 | 0.065 |
| 58 | sin registro | 0.061 |
| 60 | 0.0109 | sin registro |

Como se puede observar, la mayor fluctuación es para un gasto cercano a los 50 m³/s (tanto para la descarga del TEC como para del TEO), mientras que para otros gastos las fluctuaciones son menores. La descarga del TEO tiene mayores fluctuaciones que la del TEC, esto se observa para todos los gastos medidos. Esta mayor variación del TEO, se debe a la gran turbulencia con que llega el flujo al canal de llamada de las alcantarillas.

Para la condición más crítica en el TEO (50 m³/s), se tiene una desviación estándar de 6.51 cm en prototipo que no es muy grande, pero al observar los registros de las mediciones donde se obtuvieron una fluctuación máxima de 2104.75 msnm y mínima de 2104.39 msnm, lo cual implica una variación máxima de 36 cm, se ve que son fluctuaciones grandes en el tirante, pero se observó que no ponen en riesgo a ninguna parte de la estructura.

5.2.3. Gastos extremos por la alcantarilla.

Se realizó una prueba donde se pretende trabajar el modelo en condiciones extremas para determinar el NAME en la alcantarilla, la condición más desfavorable consiste en el caso de que ocurrieran simultáneamente los gastos de diseño por el TEC ($150 \text{ m}^3/\text{s}$) y por el TEO ($170 \text{ m}^3/\text{s}$) y que sus compuertas se encontraran totalmente abiertas y ambos emisores estuvieran derramando parte del gasto por sus vertedores y parte estuviera pasando al canal, y que al mismo tiempo se encontrara totalmente abierta la alcantarilla (en sus tres vanos). Es decir, se trata entonces de encontrar el gasto máximo que pasa por la alcantarilla, al estar derramando los vertedores cuando se presentan los gastos de diseño. Adicionalmente a esta indicación, se procedió a agregar dos pruebas más, una suponiendo que sólo descargaba el TEO y otra dónde sólo descargaba el TEC (con las compuertas totalmente abiertas) y se determinaron los niveles máximos a la entrada de la alcantarilla.

5.2.3.1. Gasto y nivel máximo entrando agua sólo por el TEO

Estas pruebas se realizaron con el gasto de diseño del TEO de $170 \text{ m}^3/\text{s}$, con la condición de las compuertas totalmente abiertas para determinar el gasto que pasa por el vertedor del TEO y el gasto que se deriva a la zona de alcantarillas (Fig. 5.2.3.1.1).

Se colocó el limnómetro en el punto 1 de la figura 5.2.3.1.1 para obtener la media y con ella conocer el tirante en dicha sección (Fig. 5.2.3.1.2). Posteriormente se cerraron completamente las compuertas del TEO y se disminuyó el gasto hasta llegar a obtener el tirante mencionado en la misma sección (Fig. 5.2.3.1.3). Una vez igualado el tirante en la sección, se midió el gasto que estaba saliendo que era el mismo que pasaba por el

vertedor, por diferencia se obtuvo el gasto que pasó por la alcantarilla. Los cuales se observan en la tabla 5.2.3.1.1 y las elevaciones correspondientes en la tabla 5.2.3.1.2

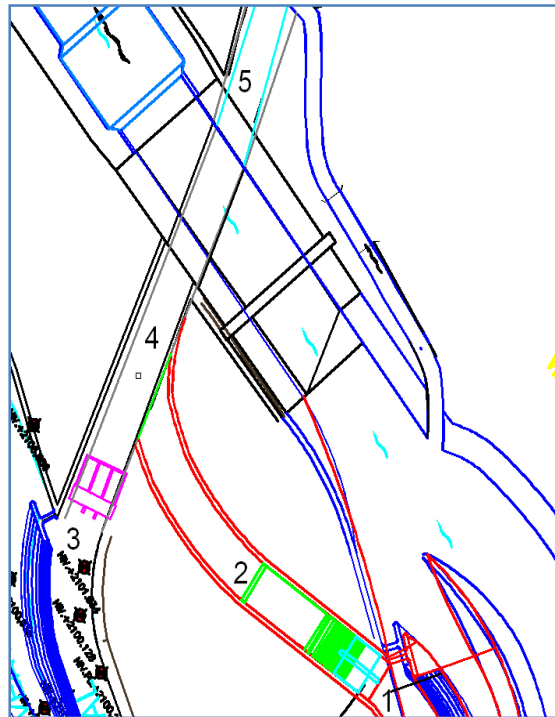


Fig.5.2.3.1.1 Sitios de medición de niveles

Tabla 5.2.3.1.1 Repartición de gastos

| | |
|---------------------------------|-------------------------|
| Gasto de diseño | 170 m ³ /s |
| Gasto derivado por el vertedor | 82.52 m ³ /s |
| Gasto a la zona de alcantarilla | 87.48 m ³ /s |

Tabla 5.2.3.1.1 Gasto y elevaciones en el canal de acceso a la alcantarilla

| | Gasto m ³ /s | Elev. A.arriba msnm | Elev. A.abajo msnm |
|-----------------------------|-------------------------|---------------------|--------------------|
| TEO, gasto por alcantarilla | 87.48 | 2106.53 | 2105.27 |



Fig. 5.2.3.1.2 El TEO con 170 m³/s, con compuertas totalmente abiertas. Medición del nivel en la sección 1



Fig. 5.2.3.1.3 Variación en el gasto para determinar el gasto de descarga por el vertedor del TEO con compuertas cerradas



Fig. 5.1.3.1.4 Nivel del agua en la zona de entrada a la alcantarilla, con las compuertas existentes totalmente abiertas

5.2.3.2. Gasto y nivel máximo entrando agua sólo por el TEC

Para estas pruebas del TEC se trabajo con su gasto de diseño de $150 \text{ m}^3/\text{s}$ y se tomaron mediciones en el punto 3 de la figura 5.2.3.1.1 Se realizaron las pruebas de la misma manera que en el TEO. Los resultados obtenidos se muestran en las tablas 5.2.3.2.1 y 5.2.3.2.2 y en las figuras 5.2.3.2.1 y 5.2.3.2.2.

Tabla 5.2.3.2.1 Repartición de gastos

| | |
|---------------------------------|------------------------------|
| Gasto de diseño | $150 \text{ m}^3/\text{s}$ |
| Gasto derivado por el vertedor | $65.59 \text{ m}^3/\text{s}$ |
| Gasto a la zona de alcantarilla | $87.41 \text{ m}^3/\text{s}$ |

Tabla 5.2.3.2.2 Gasto y elevaciones en el canal de acceso a la alcantarilla

| | Gasto m^3/s | Elev. A.arriba msnm | Elev. A.abajo msnm |
|-----------------------------|-----------------------------|---------------------|--------------------|
| TEC, gasto por alcantarilla | 87.41 | 2106.87 | 2105.42 |



Fig. 5.2.3.2.1 Gasto de 150 m³/s por el TEC y compuertas totalmente abiertas



Fig. 5.2.3.2.2 El TEC con gasto de diseño, compuertas totalmente abiertas. Medición del tirante aguas abajo de la alcantarilla

5.2.3.3. Gasto y nivel máximo entrando agua por el TEC y por el TEO

En estas condiciones el canal de acceso no desborda, siendo la más crítica de las probadas. Los resultados para estas pruebas se muestran en la tabla 5.2.3.3.1

Tabla 5.2.3.3.1 Gasto y elevaciones en el canal de acceso a la alcantarilla

| | Gasto m ³ /s | Elev. A.arriba msnm | Elev. A.abajo msnm |
|---|----------------------------|------------------------|-----------------------|
| TEO y TEC, gasto por alcantarilla | 102.6 | 2107.56 | 2105.78 |

Para conocer el gasto cuando funciona tanto el TEO como el TEC se calculó extrapolando las curvas de las elevaciones-gastos para cada emisor y conocer el equivalente gasto que se requiere para alcanzar esta cota. Para el TEO el gasto requerido para alcanzar esta elevación es 105 m³/s aprox. y para el TEC de 95 m³/s aprox. Entonces puede aceptarse que el gasto que pasaría por la alcantarilla sería de 102.6 m³/s.(Figs 5.2.3.3.1 y .2)



Fig. 5.2.3.3.1 TEC y TEO con descarga de diseño y compuertas abiertas



Fig. 5.2.3.3.2 Medición del tirante aguas abajo de la alcantarilla para el TEC y TEO con gasto de diseño y compuertas totalmente abiertas

5.2.4. Fluctuación de niveles en el canal de llegada a la alcantarilla.

Es importante determinar la desviación estándar de los datos de la fluctuación de niveles, tanto aguas arriba como aguas abajo de la alcantarilla, para determinar el grado de oscilación (fluctuación) de la superficie libre. Lo que se puede observar en la tabla 5.2.4.1

Tabla 5.2.4.1 Desviaciones estándar de la fluctuación de niveles

| EMISOR | desviación estándar (m) | |
|--------|-------------------------|---------|
| | A. ARRIBA | A.ABAJO |
| TEO | 0.126 | 0.037 |
| TEC | 0.023 | 0.051 |
| AMBOS | 0.106 | 0.063 |

Como se puede apreciar, las fluctuaciones más grandes ocurren cuando opera el TEO y en el modelo se puede apreciar pequeños desbordamientos del canal de llegada por estas fluctuaciones, pero son esporádicas, pequeñas y no presentan riesgo de inundación.

Es importante mencionar que las compuertas totalmente abiertas tienen una abertura de 5.43 m, que sería importante compararlo con la abertura real en prototipo, ya que si las compuertas existentes no alcanzan tal abertura los resultados pueden variarían considerablemente y podría haber desbordes.

5.2.5. Prueba con gasto de diseño en el TEO y compuertas parcialmente abiertas para 50 m³/s y 25 m³/s.

Una prueba importante para el TEO es el determinar el comportamiento del acceso a la alcantarilla, para gastos de 50 m³/s y 25 m³/s, con compuertas parcialmente abiertas en el TEO (y cerradas en el TEC), suponiendo que ocurre el gasto de diseño por el TEO.

Para realizar la prueba del TEO funcionando con gasto de diseño de 170 m³/s y por su vertedor se deriven 120 m³/s, dirigiendo entonces 50 m³/s hacia la zona de riego, se determinó elevación de SLA en el punto 1 de la figura 5.2.5.1, para un gasto de 120 m³/s. Posteriormente se alimentaron 170 m³/s y se abrieron las compuertas hasta alcanzar el mismo tirante en la sección, obteniéndose una abertura de 0.85 m. (Figs. 5.2.5.2, .3 y .4)

Bajo estas condiciones se midieron los tirantes y las fluctuaciones aguas arriba de la zona de alcantarillas en el punto 2 de la figura 5.2.5.1. Obteniéndose los siguientes resultados:

Elevación de la SLA: 2104.72 msnm

Desviación estándar de la mediciones: 0.0762 m

Esta prueba se repitió pero para el gasto de diseño de $170 \text{ m}^3/\text{s}$ por el TEO, sólo que ahora se derivaron por el vertedor $145 \text{ m}^3/\text{s}$ y se pasaron por las compuertas los restantes $25 \text{ m}^3/\text{s}$, con lo que se obtuvo una abertura de compuertas de 0.39 m y los siguientes resultados de las mediciones en el punto 2 de la figura. 5.2.5.1.

Elevación de la SLA 2103.54 msnm

Desviación estándar 0.0402 m

Como se puede observar es congruente, con los resultados anteriores, que a mayor gasto la elevación en el punto 2 es mayor y también la desviación estándar.

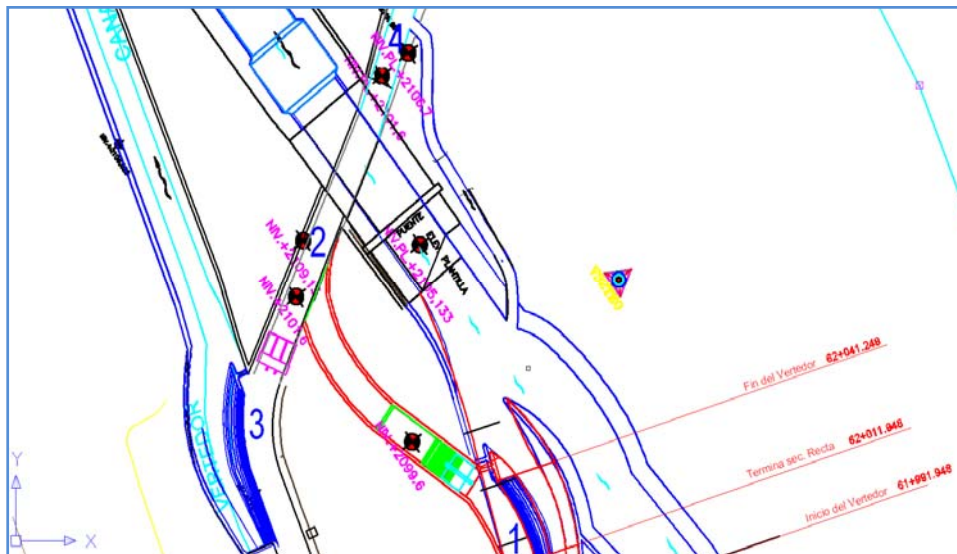


Fig. 5.2.5.1 Puntos de medición de niveles



Fig. 5.2.5.2 El TEO con gasto de diseño y compuertas operando para pasar 50 m³/s a la zona de alcantarillas



Fig. 5.2.5.3 Tirante aguas arriba de la alcantarilla para 25 m³/s operando sólo las compuertas del TEO



Fig. 5.2.5.4 Rápida del TEO funcionando en condiciones de diseño (170 m³/s) dejando pasar 25 m³/s a la zona de alcantarillas

5.2.6. Prueba con gasto de diseño en el TEC y compuertas parcialmente abiertas para 50 m³/s y 25 m³/s.

Una prueba importante para el TEC es el determinar el comportamiento del acceso a la alcantarilla, para gastos de 50 m³/s y 25 m³/s, con compuertas parcialmente abiertas en el TEC (y cerradas en el TEO), suponiendo que ocurre el gasto de diseño por el TEC.

Las mediciones para esta prueba con el gasto de diseño de 150 m³/s que provienen del TEC se realizaron de una manera similar a las pruebas que se realizaron para el TEO.

Para realizar la prueba del TEC funcionando con gasto de diseño (150 m³/s), pasando por su vertedor 100 m³/s y dirigiendo entonces 50 m³/s hacia la zona de riego (Fig 5.2.6.1), se determinó primero la elevación de SLA en el punto 3 de la figura 5.2.5.1 para el gasto de 100 m³/s. Posteriormente se alimentaron 150 m³/s y se abrieron las compuertas hasta

alcanzar el mismo tirante en la sección, obteniéndose una abertura de compuertas de 0.79 m. Las compuertas de entrada a las alcantarilla se encontraban totalmente abiertas.

Bajo estas condiciones se midieron los tirantes y las fluctuaciones aguas arriba de la zona de alcantarillas en el punto 2. Obteniéndose los siguientes resultados:

Elevación de la SLA: 2104.55 msnm

Desviación estándar: 0.14 m



Fig. 5.2.6.1 Gasto de diseño en el TEC y compuertas operando para pasar 50 m³/s. Nótese el salto hidráulico en la descarga.

Trabajando con estas condiciones se puede apreciar en comparación con la descarga del TEO que las elevaciones de la SLA son muy similares, pero lo que varía mucho es la

desviación estándar, esto se debe a que para estas condiciones, al salir el gasto de las compuertas, se tiene un salto hidráulico, lo que hace que los niveles aguas arriba de la alcantarilla varíen más que para el TEO (Fig. 5.2.6.2)



Fig. 5.2.6.2 Detalle del salto hidráulico en el TEC para el gasto de 50 m³/s a las alcantarillas

Para esta operación de las compuertas se puede apreciar la presencia de vórtices a la entrada de las mismas. Se hace notar que esto también ocurre en las compuertas existentes, cuando trabajan con cargas grandes (Fig. 5.2.6.3)



Fig. 5.2.6.3 Presencia de vórtices en compuertas TEC

La segunda prueba que se realizó fue para el TEC fue trabajando con el gasto de diseño y hacer pasar a las alcantarillas $25 \text{ m}^3/\text{s}$. Para ello se procedió de la misma manera que para $50 \text{ m}^3/\text{s}$, sólo que ahora se derivaron por el vertedor $125 \text{ m}^3/\text{s}$ y el resto se dirige a las alcantarillas. Los resultados para esta prueba fueron los siguientes:

Elevación de la SLA: 2102.98 msnm

Desviación estándar: 0.064 m

Para esta condición también se observa una desviación estándar más elevada que para la descarga del TEO, ya que aquí también se forma un salto hidráulico al salir el flujo de las compuertas, aunque para este caso no es tan evidente como para la condición de $50 \text{ m}^3/\text{s}$. Para esta condición de trabajo también se presentan vórtices en la entrada de las compuertas. (Figs. 5.2.6.4 y 5.2.6.5)



Fig. 5.2.6.4 Compuertas operando para descargar 25 m³/s a la zona de alcantarillas



Fig. 5.2.6.5 Vórtices para la condición de compuertas trabajando con carga alta y 25 m³/s hacia la zona de alcantarillas

Un resumen de los resultados obtenidos se muestra en la tabla 5.2.6.1

Tabla 5.2.6.1 Resultados para 50 y 25 m³/s

| Gastos de diseño en los emisores y compuertas funcionando | TEO | | TEC | |
|---|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | 50 m ³ /s | 25 m ³ /s | 50 m ³ /s | 25 m ³ /s |
| Nivel de la SLA aguas arriba de la alcantarilla (msnm) | 2104.72 | 2103.54 | 2104.55 | 2102.98 |
| Desviación estándar (m) | 0.076 | 0.04 | 0.14 | 0.064 |

5.2.7. COMPARACION DE PRUEBAS

Al observar el comportamiento del agua en el modelo físico, el canal de llamada a la zona de alcantarillas tiene un comportamiento más regular, sin tanta fluctuación de tirantes, si se trabaja con el TEC a diferencia del TEO. Esto es congruente con lo representado en las tablas de resultados, para los gastos de estudio el de 25 m³/s se tiene una desviación estándar de 0 para el TEC y una de 0.054 m para el TEO. Para el gasto de 50 m³/s la desviación estándar es de 0.02 m para el TEC y 0.065 m para el TEO con lo que se tiene una diferencia de 225%.

Para la condición de gasto de diseño en los emisores y operando las compuertas para controlar 25 m³/s o 50 m³/s dirigiéndose al canal El Salto-Tlamaco, el comportamiento más controlado lo presenta el TEO a diferencia del otro análisis. Esto se debe a que al salir el agua de las compuertas del TEC se presenta un salto hidráulico y entra al canal de

llamada el cual no tiene una longitud suficiente para a estabilizar el flujo y llega a las alcantarillas con muchas fluctuaciones de tirante. Para el gasto de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ se tiene una desviación estándar en el TEC de 0.064 m y en el TEO de 0.04 m 60% más grande la del TEC y para el gasto de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ es mayor la fluctuación del TEC en 84.2% . Estas diferencias son grandes pero congruentes con lo observado en el modelo. Por lo que se recomienda que en caso de operar sin hacer uso de las compuertas, es mejor el comportamiento si se trabaja con el TEC, pero si se requiere extraer gasto hacia el canal con carga en las compuertas es mejor extraerla por el lado del TEO. Esto con el fin de evitar que en la alcantarilla se tenga aire atrapado y se tengan problemas al operar como un conducto a presión.

ANÁLISIS DE TURBULENCIA

6. ANÁLISIS DE TURBULENCIA

Se realizó un análisis de velocidades en la sección comprendida entre el inicio del tanque amortiguador del TEO y la entrada a las compuertas de la alcantarilla, pues al observar el funcionamiento hidráulico en el modelo, se notó que el gasto al entrar por las compuertas del TEC, sin trabajar con carga, se comportaba de una manera muy tranquila desde su entrada hasta las alcantarillas, esto contrastaba con lo observado en el TEO, en él al salir el gasto del tanque amortiguador se tenían fluctuaciones grandes en el nivel del agua y se mantenían durante la curva horizontal hasta llegar a las alcantarillas (Figs. 6.1 y 6.2)



Fig. 6.1 Comportamiento TEO



Fig.6.2 Comportamiento TEC

Se realizaron pruebas midiendo las velocidades en las tres direcciones, diez valores cada segundo, sobre el recorrido del TEO y se compararon con el recorrido por el TEC. Posteriormente se calculó la intensidad de turbulencia para ambos recorridos en los mismos puntos para tener un parámetro de cuanto variaban y así proponer estructuras que trataran de mejorar el comportamiento del flujo, para asemejarlo lo más posible al del TEC. Las pruebas consistieron en extraer 50 m³/s hacia la zona de las alcantarillas, con compuertas totalmente abiertas.

Se realizó un análisis de las fluctuaciones en el nivel del agua, con los limnímetros de precisión, en el recorrido del TEO al operarlo sin estructuras que mejoraran el flujo. Posteriormente se colocó una estructura y se compararon las fluctuaciones contra el recorrido sin estructura. Partiendo de este análisis se relacionó la turbulencia y la variación en el nivel del agua para observar cómo se mejoraba el flujo.

6.1. Mediciones con ADV

Para realizar las pruebas de velocidad se realizó un mapeo en la zona de estudio del TEO y del TEC mediante la utilización de un instrumento llamada Acoustic Doppler Velocimeter (ADV) tomando registros puntuales en las diferentes zonas con duración de 62 s.

La medición con ADV emplea el efecto Doppler, en el que un transmisor genera un pulso breve de sonido a una frecuencia conocida, ésta se propaga por el agua. Cuando el pulso pasa por el volumen de la muestra la energía acústica es reflejada en todas las direcciones por las partículas de materia como sedimentos, organismos pequeños o burbujas. Cierta fracción de la energía reflejada viaja por el receptor donde es recogida por el ADV y el proceso electrónico mide el cambio de frecuencia. La velocidad en el flujo se obtiene mediante un proceso llamado pulso-coherente, el ADV envía dos pulsos de sonido separados en el tiempo, mide la fase de señal de retorno de cada pulso. El cambio en fase dividido entre el tiempo entre pulsos es directamente proporcional a la velocidad de las partículas. Las ventajas de utilizar el ADV en las mediciones es: exactitud, rapidez, medida de velocidad en tres direcciones en un volumen de muestra distante, el aparato está calibrado de fábrica, por lo que no se requiere ninguna calibración posterior.

El ADV registra nueve valores con cada muestra: tres valores de velocidad (uno para cada componente), tres valores de intensidad de señal y tres valores de correlación. Los datos de velocidad son de mayor interés, pero los datos de intensidad de señal y correlación se utilizan para revisar la calidad de los datos y detectar posibles errores de medición

La intensidad de señal es una medida de la intensidad de señal acústica reflejada. Se registra como amplitud de la señal bruta en unidades logarítmicas de cuentas; una cuenta equivale a 0.43 dB. Con el software de ADV se puede acceder a la intensidad de señal como amplitud de la señal en cuentas o como relación de señal de ruido (SNR) en dB. Con estos datos se verifica la existencia de partículas materiales suficientes en el agua. Si el agua es demasiado clara la señal retornada puede no ser más fuerte que el nivel de ruido ambiente de la electrónica. Sin intensidad suficiente, bajo esta condición el ADV no puede medir velocidades exactas. Por lo que se recomienda mantener el SNR al menos en 15 dB^{*7}

Los valores de intensidad de la señal pueden usarse como una medida de la concentración de sedimentos cuando el tipo de sedimento se conoce. Aunque los datos de intensidad de señal de ADV no se pueden convertir directamente a concentraciones de sedimento, proporcionan un muestreo cualitativo de fluctuación de sedimentos y con una calibración apropiada, pueden usarse para estimaciones razonablemente exactas de concentración de sedimentos.

El coeficiente de correlación es un parámetro de calidad de los resultados de salida directa con los cálculos de velocidad Doppler. El ADV calcula tres valores de correlación, una para cada receptor acústico. La correlación es expresada en porcentaje: la correlación perfecta indica una fiabilidad del 100% en mediciones de velocidad con bajo ruido; la correlación 0% indica que el valor de la velocidad de salida está dominado por el ruido. La correlación puede usarse para revisar la calidad de los datos durante la recopilación. Por ejemplo si el ADV está siendo usado en zonas donde periódicamente esta fuera del agua, los valores de correlación pueden usarse para determinar que parte de los datos puede ser usada.

Idealmente los valores de correlación deben estar entre 70 y 100%. Valores por debajo del 70% indican que: El ADV está operando en un régimen de medida difícil, la sonda está

fuera del agua, el SNR es demasiado bajo, o que puede pasarle algo al ADV. En ciertos entornos como flujos altamente turbulentos puede no ser posible lograr valores altos de correlación, en estas zonas si la SNR se mantiene mayor a 30 % y se nota que es un flujo turbulento se puede utilizar los valores de velocidad media aún con valores de correlación menores a 30%^{*7}.

Las mediciones de una zona turbulenta como el TEO y una donde las oscilaciones son pequeñas como el TEC se muestran en las figs. 6.1.1 y 6.1.2. En el registro de velocidades para ambos casos se tiene que la velocidad en la dirección X es mayor que en Y y Z; las correlaciones para el caso el TEC se muestra que son muy altas alrededor del 95 % y en nivel de ruido (SNR) es mayor a 15 dB; las correlaciones en el TEO son cercanas a 60 % y la medida de SNR es mayor a 15 dB

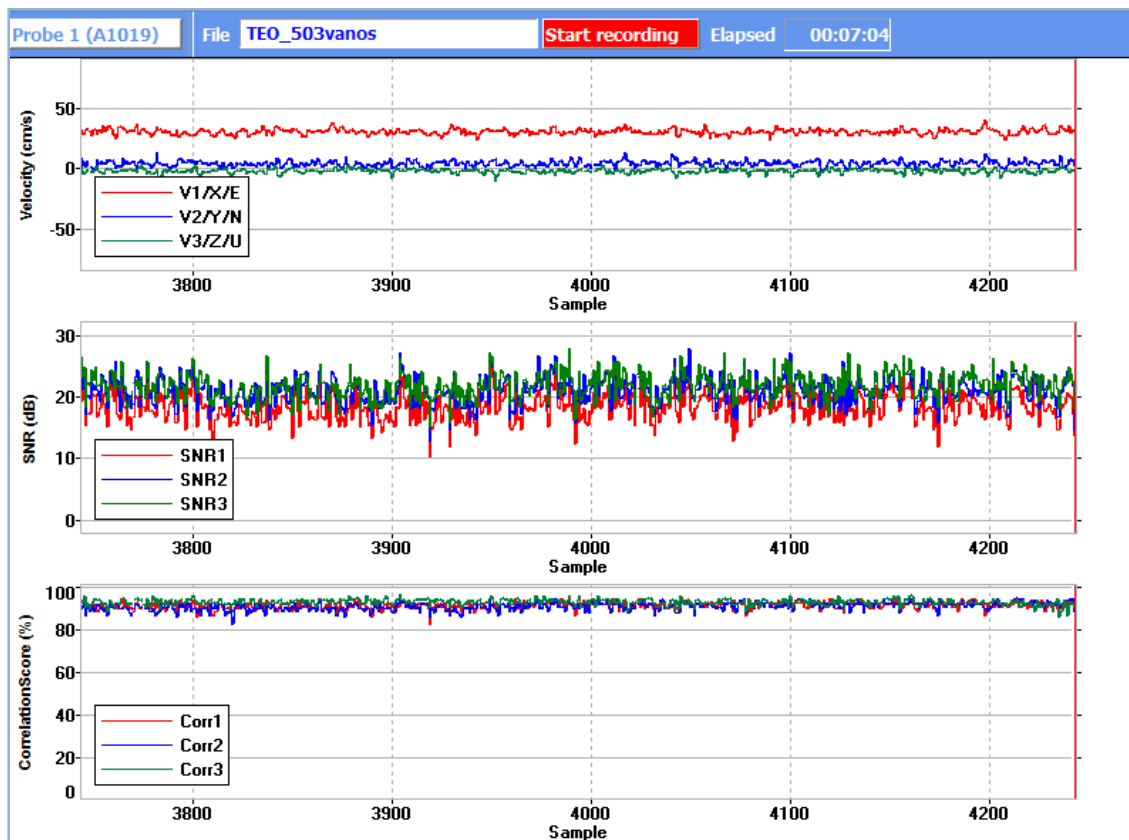


Fig. 6.1.1 Registro de lectura sobre el TEC

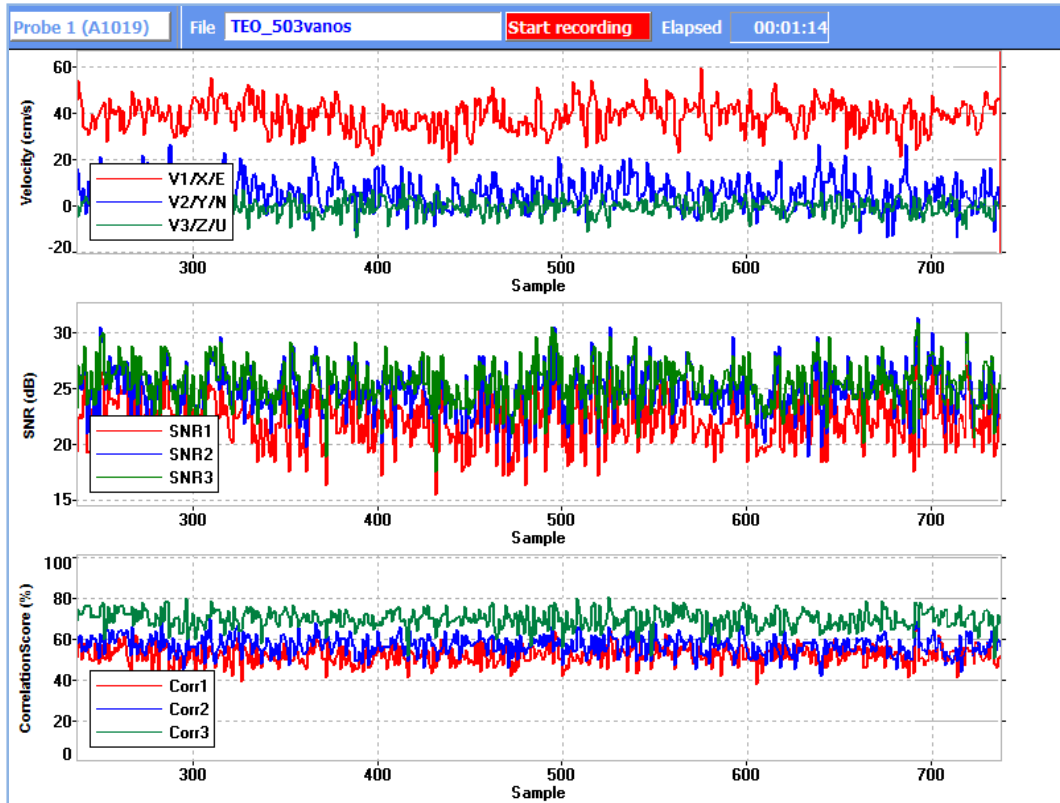


Fig. 6.1.2 Registro de lectura sobre el TEO

6.2. Turbulencia

Los flujos turbulentos se han estudiado bastante especialmente en vórtices, saltos hidráulicos y confluencias de canales. En la literatura se pueden encontrar maneras de cuantificar la turbulencia, ya sea como intensidad de turbulencia, energía cinética turbulenta o nivel de turbulencia. Se cuentan estudios profundos dedicados al estudio de la obtención de este índice, pero en su mayoría se enfocan a la turbulencia en los saltos hidráulicos y al final de los mismos.

La turbulencia residual aguas abajo de un resalto libre se ha interpretado por la intensidad de turbulencia K_v ^{*8}. Para el caso de turbulencia aguas abajo de resaltos libres, en una zona definida por el entorno $0.9 \leq \frac{x}{L_r} \leq 1.1$ ^{*8} donde L_r es la longitud teórica del resalto y x la distancia en dirección del escurrimiento

Es importante destacar a manera de comparación que la intensidad de turbulencia en canales de flujo uniforme, fuera de escurrimientos turbulentos como los de un salto hidráulico se estima alrededor de $K_v = 0.01$

Se han realizado experimentos ^{*8} para obtener el coeficiente de intensidad turbulenta en función del número de Froude, esto para la sección final del salto hidráulico estable.

$$K_v = 0.36(F_1 - 1)^{0.55} \quad (6.1)$$

La turbulencia también puede ser medida partiendo de datos estadísticos de un registro de velocidades, con base en esta suposición se define la velocidad instantánea en términos de una velocidad de tiempo medio y una fluctuación de componente aleatoria. Para un sistema de coordenadas cartesianas x, y, z quedan definidas respectivamente como:

$$u = \bar{u} + u' \quad (6.2)$$

$$v = \bar{v} + v' \quad (6.3)$$

$$w = \bar{w} + w' \quad (6.4)$$

Las velocidades medias se determinan promediando respecto al tiempo en un punto en el espacio. Para ello se utiliza $\overline{u_T}$ que indica el promedio en el tiempo y \bar{u} indica el promedio en el espacio. En adelante para este estudio la estadística solo se define en la dirección de x ya que lo obtenido se aplica en las otras direcciones

La velocidad de tiempo medio se define como:

$$\bar{u}_T = \frac{1}{T} \int_0^T u dt \quad (6.5)$$

Donde T indica una escala de tiempo. La velocidad media espacial está dada por:

$$\bar{u} = A \iint_A u dA \quad (6.6)$$

Para fluctuaciones de la velocidad turbulenta aleatoria en términos de un tiempo medio

$$\bar{u}' = \frac{1}{T} \int_0^T u' dt \quad (6.7)$$

Con base en lo anterior Naudascher, E. en 1994 definió el nivel de turbulencia como:

$$T_U = \frac{V'_{rms}}{V_0} \quad (6.8)$$

$$V'_{rms} = \sqrt{\overline{V'^2}} = \lim_{T \rightarrow \infty} \left[\frac{1}{T} \int_0^T V'^2(t) dt \right]^{1/2} \quad (6.9)$$

El término V'_{rms} es la raíz cuadrática media del valor de las fluctuaciones de velocidad, es decir la desviación estándar para cada una de las componentes, la barra sobre el símbolo denota un promedio en el tiempo.

Las velocidades medias se definen para las tres direcciones como:

$$\bar{u} = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^{n-1} u_i \quad \bar{v} = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^{n-1} v_i \quad \bar{w} = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^{n-1} w \quad (6.10)$$

El resultado de la velocidad media es:

$$V_0 = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^{n-1} \sqrt{u_i^2 + v_i^2 + w_i^2} \quad (6.11)$$

La desviación estándar de las componentes de velocidad se expresan como

$$\sigma_u = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=0}^{n-1} (u_i - \bar{u})^2} \quad \sigma_v = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=0}^{n-1} (v_i - \bar{v})^2} \quad \sigma_w = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=0}^{n-1} (w_i - \bar{w})^2} \quad (6.12)$$

Finalmente el índice de turbulencia queda definido como ^{*9}

$$It = \frac{\sqrt{\frac{1}{3}(\sigma_u^2 + \sigma_v^2 + \sigma_w^2)}}{V_0} \quad (6.13)$$

Otra medida de la turbulencia se representa por la energía cinética turbulenta que se expresa como:

$$TKE = 0.5(\overline{u'^2} + \overline{v'^2} + \overline{w'^2}) \quad (6.14)$$

Donde $\overline{u'^2}$, $\overline{v'^2}$, $\overline{w'^2}$ son las varianzas de la señal de velocidad en las componentes longitudinal, transversal y vertical respectivamente, un inconveniente de utilizar este parámetro es que si la velocidad se trabaja en m/s la energía cinética turbulenta tendrá unidades de cm^2/s^2 que físicamente no tienen sentido.

Para el caso de las pruebas realizadas en el modelo, en la parte del Tanque amortiguador se calculó la intensidad de turbulencia y se comparó con la ecuación 6.1. En la parte del canal se calculó el nivel de turbulencia con la ecuación 6.13 para obtener una cantidad adimensional y compararla conjuntamente.

6.3. Medición en tanque amortiguador

Para realizar las mediciones en la zona del tanque amortiguador, en la curva horizontal y en el canal de llamada de las alcantarillas se dividió la zona en las secciones que se muestran en la figura 6.3.1

Para calcular el índice de turbulencia en los puntos C-1, C-2 y C-3, de la figura 6.3.1, localizados inmediatamente después del tanque amortiguador, se partió de los registros de velocidad tomados con el ADV en los puntos T-1, T-2 y T-3, con la velocidad se calculó el número de Froude y así con la ecuación 6.1 se obtuvo el coeficiente de intensidad de turbulencia al final del salto hidráulico correspondiente a los puntos C-1, C-2 y C-3,. Posteriormente se calculó el índice de turbulencia con los registros del ADV y la ecuación 6.13 para comparar los índices que se obtuvieron en el modelo con los que se manejan en la literatura

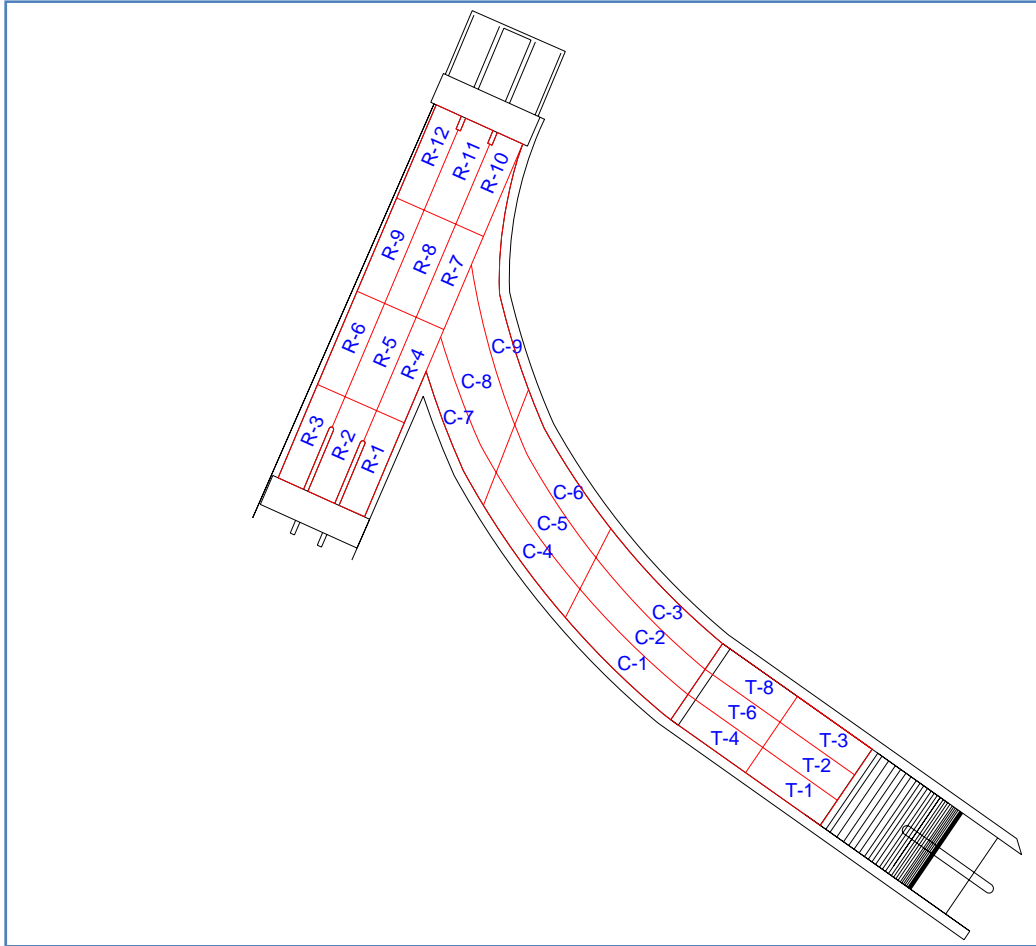


Fig. 6.3.1. División del área de estudio para el cálculo de turbulencia

Tabla 6.3.1 Comparación de índices de turbulencia a la salida del tanque amortiguador

| PUNTO DE MEDICIÓN | VELOCIDAD m/S | F | Kv | It | DIFERENCIA |
|-------------------|---------------|------|-------|------|------------|
| T-1 | 6.33 | 2.28 | 0.412 | 0.42 | 2 |
| T-2 | 4.46 | 1.34 | 0.2 | 0.26 | 29.73 |
| T-3 | 5.94 | 2.07 | 0.374 | 0.37 | 0.98 |

Como se observa en la tabla 6.3.1 los índices de turbulencia medidos se aproximan bastante a los que se obtendrían con la ecuación 6.1. Solo existe para el caso de la turbulencia en el punto C-2

una diferencia entre los valores del 29.73% esto probablemente debido a la forma en que ingresa el flujo al cimacio, pues antes del cimacio no se cuenta con una parte recta, sino que se tiene una deflexión que es la que deriva el agua hacia dicha zona., también a que en la zona T-2 el agua aun tienen el efecto de la pila que separa a las compuertas y en esta zona donde se juntan nuevamente los cauces y esta condición no se considera para la ecuación 6.1

6.4. Pruebas en el canal de llamada de las alcantarillas

En esta zona se calcularon los índices de turbulencia con los registros del ADV. Se realizó un mapeo sobre el recorrido del TEO para un gasto de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ y compuertas totalmente abiertas. Se calcularon los índices de turbulencia en las zonas T, C y de R-7 a R-12 de la figura 6.3.1 para tener un panorama general de la turbulencia. Posteriormente se realizó un mapeo con las mismas condiciones para el recorrido por el TEC y se obtuvieron los índices de turbulencia en la zona R. los resultados se muestran en la tabla 6.4.1 y en las figuras 6.4.1 y 6.4.2

Tabla 6.4.1. Índices de turbulencia en el recorrido del TEO y del TEC

| TEO | |
|-------------------|------|
| PUNTO DE MEDICION | It |
| T-1 | 0.22 |
| T-2 | 0.22 |
| T-3 | 0.22 |
| T-4 | 0.39 |
| T-5 | 0.54 |
| T-6 | 0.29 |
| T-7 | 0.49 |
| T-8 | 0.18 |
| T-9 | 0.29 |
| C-1 | 0.42 |
| C-2 | 0.26 |
| C-3 | 0.37 |
| C-4 | 0.29 |
| C-5 | 0.19 |
| C-6 | 0.15 |
| C-7 | 0.18 |
| C-8 | 0.14 |
| C-9 | 0.11 |
| R-7 | 0.16 |
| R-8 | 0.17 |
| R-9 | 0.36 |
| R-10 | 0.14 |
| R-11 | 0.15 |
| R-12 | 0.17 |

| TEC | |
|-------------------|------|
| PUNTO DE MEDICION | It |
| R-1 | 0.07 |
| R-2 | 0.05 |
| R-3 | 0.08 |
| R-4 | 0.04 |
| R-5 | 0.04 |
| R-6 | 0.14 |
| R-7 | 0.09 |
| R-8 | 0.07 |
| R-9 | 0.20 |
| R-10 | 0.09 |
| R-11 | 0.06 |
| R-12 | 0.07 |

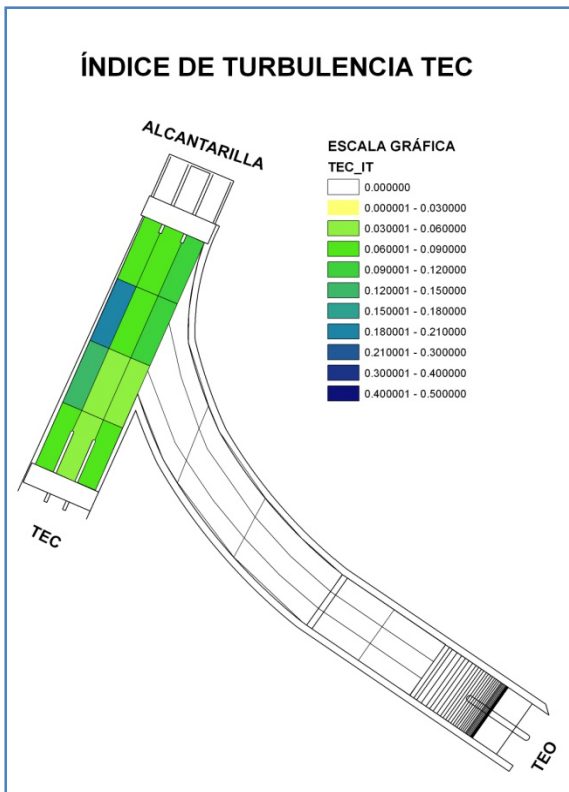


Fig.6.4.1 Índice de turbulencia TEC

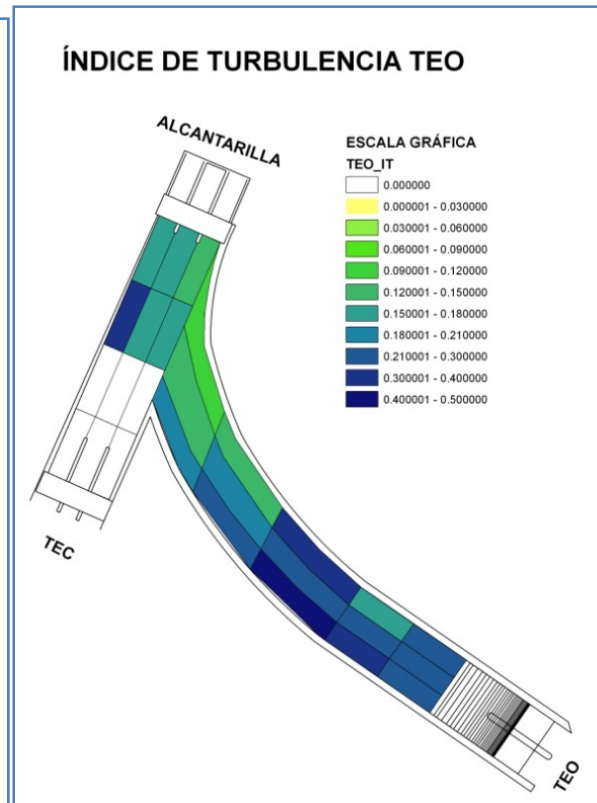


Fig. 6.4.2 Índice de turbulencia TEO

Como se observa en la tabla 6.4.1 para los valores de índices de turbulencia en las zonas que tienen registro tanto para el TEO como el TEC, de R-7 a R-12, se observa que son considerablemente menores, en todas las zonas para el TEC. El promedio de índice de turbulencia para el TEO es de 0.19 y para el TEC es de 0.097, 95.9% menor. Por esta razón se decidió buscar estructuras que redujeran la turbulencia sobre el recorrido del TEO, con el propósito de acercar el grado de turbulencia, a lo registrado en el TEC.

6.4.1. Estructura 1. Disipador

Para ordenar el flujo a la salida del tanque amortiguador del TEO, primero se probó una estructura empleando pequeños conductos (Fig 6.4.1.1) (mazo de popotes de plástico). Esto representa una estructura en prototipo de tubos con diámetro de 1.5 m y 9 m de longitud. Esta estructura no es factible de construir en prototipo, pero se probó para determinar, en un caso extremo, un valor de lo que puede mejorar el flujo si se colocan

estructuras que ordenen el flujo a la salida del tanque amortiguador. Visualmente el comportamiento mejoró en la zona R (Fig. 6.4.1.2), comparado con el caso original sin la estructura (fig. 6.4.2).



Fig. 6.4.1.1 Estructura 1 Disipador a la salida del tanque amortiguador



Fig. 6.4.1.2 Flujo en la zona R

Para ésta estructura se midieron los índices de turbulencia en las zonas de C4 a C-9 y de R-7 a R-12. Los cuales se muestran en la tabla 6.4.1.1 y en la figura 6.4.1.3. Como se observa en la zona C se tiene un índice de turbulencia menor en todos los puntos medidos

comparado con el recorrido sin estructura. En la parte de la zona R existen valores mayores que sin estructura R-7 y R-8 estos valores son mayores y el promedio de esta zona es 0.2 que es 5 % mayor que sin estructura. En general se observa una reducción en la turbulencia en la zona C y en algunas regiones de la zona R a la derecha del flujo.

Tabla 6.4.1.1 índice de turbulencia (Disipador)

| Disipador | |
|-------------------|------|
| PUNTO DE MEDICIÓN | IT |
| C-4 | 0.11 |
| C-5 | 0.13 |
| C-6 | 0.10 |
| C-7 | 0.07 |
| C-8 | 0.11 |
| C-9 | 0.11 |
| R-7 | 0.17 |
| R-8 | 0.29 |
| R-9 | 0.36 |
| R-10 | 0.12 |
| R-11 | 0.14 |
| R-12 | 0.13 |

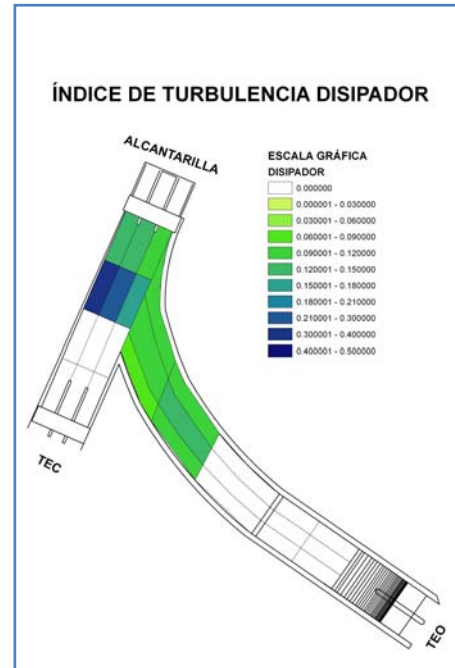


Fig. 6.4.1.3 Índice de turbulencia (Disipador)

6.4.2. Estructura 2 Celosía

Ésta estructura consistía en una barrera en forma de celosía (Fig. 6.4.2.1) con dimensiones en el prototipo con partes sólidas de 2.1 m de largo, 2.5 m de ancho y 1.15 m de alto y claros de 1.5 m de largo, 2.5 m de ancho y 1.15 m de altura. Con esta estructura mejoró (visualmente) su comportamiento en la zona C, pero en la zona R se notaba que se seguía teniendo un flujo muy parecido al que se tenía sin estructura (Fig. 6.4.2.2). Esto debido a que al momento de salir y converger al canal recto se encuentra una masa de grande de agua que está prácticamente estática lo que hace que al chocar contra ella se genere nuevamente turbulencia en esa zona.



Fig. 6.4.2.1 Estructura Celosía a la salida del tanque amortiguador



Fig. 6.4.2.2 Flujo en la zona R

Se midieron los índices de turbulencia en las zonas de C4 a C-9 y de R-7 a R-12. Los cuales se muestran en la tabla 6.4.2.1 y en la figura 6.4.2.3. En la zona C se tienen valores considerablemente más bajos de C-4 a C-7; en C-8 se obtuvo un índice 28.6 % mayor al comparado con el recorrido sin estructuras y en C-9, se obtuvo un índice 9.1 % mayor. Lo que indica que el flujo sale estable del dissipador, pero al llegar a la salida de la curva nuevamente se vuelve turbulento, lo que se refleja en la zona R, ya que en ésta zona en general se tienen índices de turbulencia muy parecidos, pero mayores comparados al caso

sin estructura el promedio de la turbulencia en la zona R con estructura es de 0.22 un 13.6% mayor que sin estructura. (Fig. 6.4.2)

Tabla 6.4.2.1 Índice de turbulencia (Celosía)

| CELOSÍA | |
|-------------------|------|
| PUNTO DE MEDICION | It |
| C-4 | 0.24 |
| C-5 | 0.16 |
| C-6 | 0.12 |
| C-7 | 0.15 |
| C-8 | 0.18 |
| C-9 | 0.12 |
| R-7 | 0.17 |
| R-8 | 0.21 |
| R-9 | 0.25 |
| R-10 | 0.17 |
| R-11 | 0.31 |
| R-12 | 0.21 |

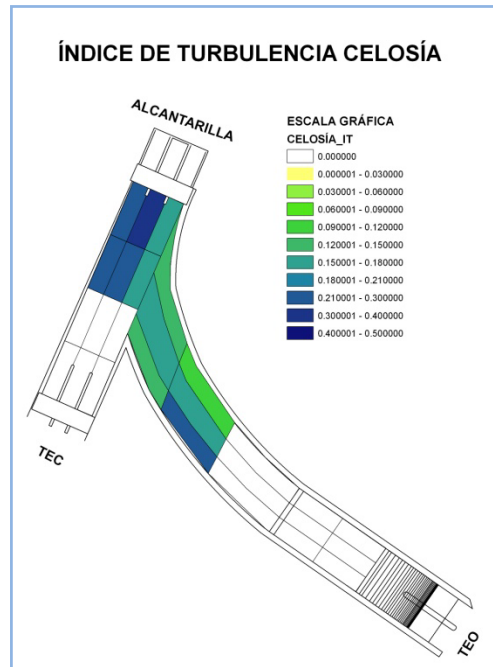


Fig. 6.4.2.3 Índice de turbulencia (Celosía)

6.4.3. Estructura 3. Tres Vanos

Para esta estructura se dividió la sección de la curva horizontal de manera que se tuvieran tres vanos, como en la alcantarilla (Fig. 6.4.3.1). Para esta estructura se observó un mejoramiento general tanto en la zona C como en la zona R. Se midió la turbulencia en las zonas C-1, C-2 y C-3 ya que la estructura lo permitía, en dichas zonas se observó una turbulencia grande y en general mayor que sin estructura, dado que se encuentra a la salida del tanque, pero a la mitad de la curva y al final se nota una disminución considerable en la turbulencia,

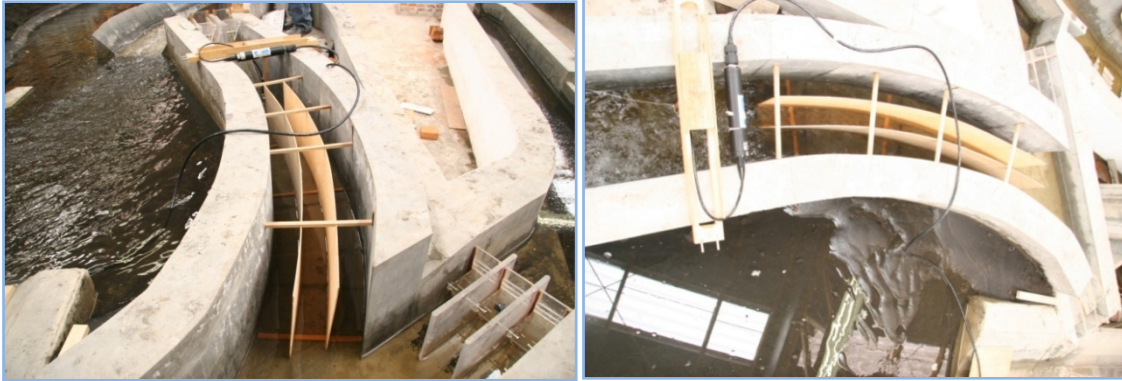


Fig.6.4.3.1 Estructura Tres Vanos

Para ésta estructura se midieron los índices de turbulencia en las zona C y de R-7 a R-12. Los cuales se muestran en la tabla 6.4.3.1 y en la figura 6.4.3.2. En la zona C se registraron valores con índices de turbulencia grandes como C-1 con 35.7 % mayor que el recorrido sin estructura, C-2 46 % y C-7 66.7 %, los otros resultados en la zona C se encuentran por debajo de los registrados sin estructura. El promedio de la zona R es de 0.173 un 10.9% menor que sin estructura. Por lo que se determina que esta es una buena forma de bajar la turbulencia en la zona estudiada y constructivamente es posible hacerla en el prototipo.

Tabla 6.4.3.1 Índice de turbulencia (Tres Vanos)

| TRES VANOS | |
|-------------------|------|
| PUNTO DE MEDICION | It |
| C-1 | 0.57 |
| C-2 | 0.38 |
| C-3 | 0.27 |
| C-4 | 0.23 |
| C-5 | 0.16 |
| C-6 | 0.08 |
| C-7 | 0.30 |
| C-8 | 0.12 |
| C-9 | 0.06 |
| R-7 | 0.15 |
| R-8 | 0.14 |
| R-9 | 0.34 |
| R-10 | 0.10 |
| R-11 | 0.14 |
| R-12 | 0.17 |

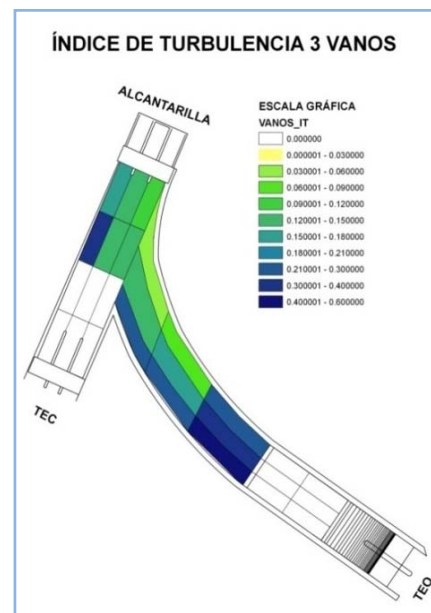


Fig 6.4.3.2 Índice de turbulencia (Tres vanos)

6.4.4. Operando compuertas

Se realizó otra prueba que consistió en cerrar parcialmente las compuertas de la alcantarilla, para que trabajaran con carga y entonces el nivel del agua aumentara en la parte de la curva y el canal de llamada. Con esta prueba se observó que el flujo se tranquiliza aguas arriba de las compuertas (Tabla 6.4.4.1 y Fig 6.4.4.1), pero aguas abajo se tiene un flujo muy turbulento y así entra a las alcantarillas, por lo que no se recomienda trabajar con esta condición, ya que al tener un flujo muy turbulento en un conducto, éste puede trabajar con una presión fluctuante lo cual podría generar problemas a la estructura. Para esta prueba se calculó el índice de turbulencia solamente en las partes centrales, ya que al no ser una solución deseable solo interesa de manera comparativa observar si se mejora el flujo aguas arriba de las compuertas. Se observó que la turbulencia baja considerablemente en todas las áreas por lo que se puede concluir que a un mayor tirante se tiene una menor turbulencia, ya que la velocidad es más baja, aunque como ya se indicó antes, aguas abajo de las compuertas de la alcantarilla aumenta la turbulencia del flujo.

Tabla 6.4.4.1 Índice de turbulencia (Tres Vanos)

| COMPUERTAS | |
|-------------------|------|
| PUNTO DE MEDICIÓN | IT |
| T-2 | 0.46 |
| T-6 | 0.35 |
| C-2 | 0.26 |
| C-5 | 0.23 |
| C-8 | 0.14 |
| R-8 | 0.12 |
| R-11 | 0.10 |

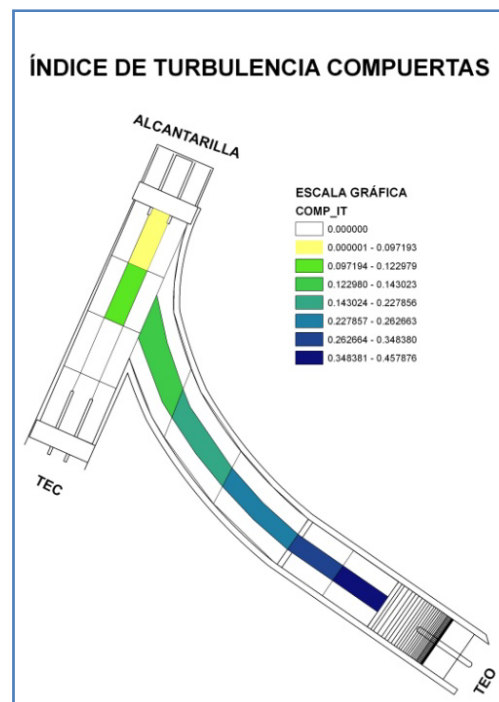


Fig 6.4.4.1 Índice de turbulencia (Compuertas)

6.4.5. Estructura 4

Una cuarta estructura consistió en colocar, en la zona de la curva horizontal, barreras transversales que redujeran el área del flujo a la mitad y a dos terceras partes con la finalidad de que obstruyeran el flujo y que la velocidad disminuyera. Esta estructura no dio buenos resultados aunque se intentaron varias configuraciones. El agua al encontrarse con una obstrucción tan grande incrementa su tirante pero al salir de ella la velocidad aumenta mucho y se tiene un flujo totalmente descompuesto. Por esta razón no se tomaron lecturas ya que visiblemente el flujo era más turbulento que sin las estructuras. (Fig. 6.4.5.1)



Fig. 6.4.5.1 Comportamiento de la estructura 4

6.5. Comparación de estructuras

6.5.1. Fluctuación en el nivel del agua

De las estructuras analizadas se decidió tomar la estructura Tres Vanos para realizar el análisis de fluctuaciones en el nivel del agua y compararlas contra las fluctuaciones que se presentan sin estructura. Debido a que de las estructuras propuestas tiene un buen funcionamiento y es posible su construcción en prototipo sin sofisticados procesos constructivos.

Se realizó un análisis que permitiera comparar los índices de turbulencia contra las fluctuaciones en el nivel del agua, para ello se midieron las fluctuaciones en las regiones C-2, C-5, C-8, R-8 y R11, al centro del canal a lo largo del recorrido del TEO.

Las fluctuaciones se midieron en el recorrido sin estructura y posteriormente con la estructura en el cauce. Para ello se tomó un registro de tirantes, con él se obtuvo el tirante medio (Y) y la desviación estándar (ΔY). Al tener el registro completo de tirantes se calculó la diferencia del tirante máximo y el mínimo, esto para tener una idea de la mayor fluctuación que se puede presentar en el recorrido (tabla 6.5.1 y 6.5.2).

Tabla 6.5.1.1 Registro en el TEO sin estructura

| zona | C-2 | C-5 | C-8 | R-8 | R-11 |
|-------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Y (m) | 3.11 | 3.27 | 3.19 | 3.30 | 3.24 |
| ΔY (m) | 0.14 | 0.11 | 0.12 | 0.09 | 0.12 |
| $Y_{\max}-Y_{\min}$ (m) | 0.9 | 0.6 | 0.66 | 0.57 | 0.6 |
| $Y/\Delta Y$ | 0.046 | 0.033 | 0.039 | 0.027 | 0.035 |
| l_t | 0.26 | 0.19 | 0.14 | 0.17 | 0.15 |

Tabla 6.5.1.2 Registro en el TEO con estructura Tres Vanos

| zona | C-2 | C-5 | C-8 | R-8 | R-11 |
|-------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Y (m) | 3.30 | 3.25 | 3.16 | 3.18 | 3.83 |
| ΔY (m) | 0.15 | 0.09 | 0.08 | 0.08 | 0.11 |
| $Y_{\max}-Y_{\min}$ (m) | 0.75 | 0.42 | 0.42 | 0.42 | 0.63 |
| $Y/\Delta Y$ | 0.046 | 0.029 | 0.024 | 0.025 | 0.028 |
| l_t | 0.38 | 0.16 | 0.12 | 0.14 | 0.14 |

Con el tirante medio y la desviación estándar se propuso un número adimensional que relaciona directamente estas dos variables ($Y/\Delta Y$). Este número es representativo ya que el tirante medio en las diferentes regiones se mantiene constante a pesar de la presencia de la estructura, esto no ocurre en la región R-11 donde se tiene un tirante mayor al colocar la estructura. Este número se graficó contra el Índice de turbulencia para observar cómo se comporta la fluctuación en los niveles del agua comparándolos contra los índices de turbulencia y así determinar si tenían alguna relación (fig. 6.5.1.1)

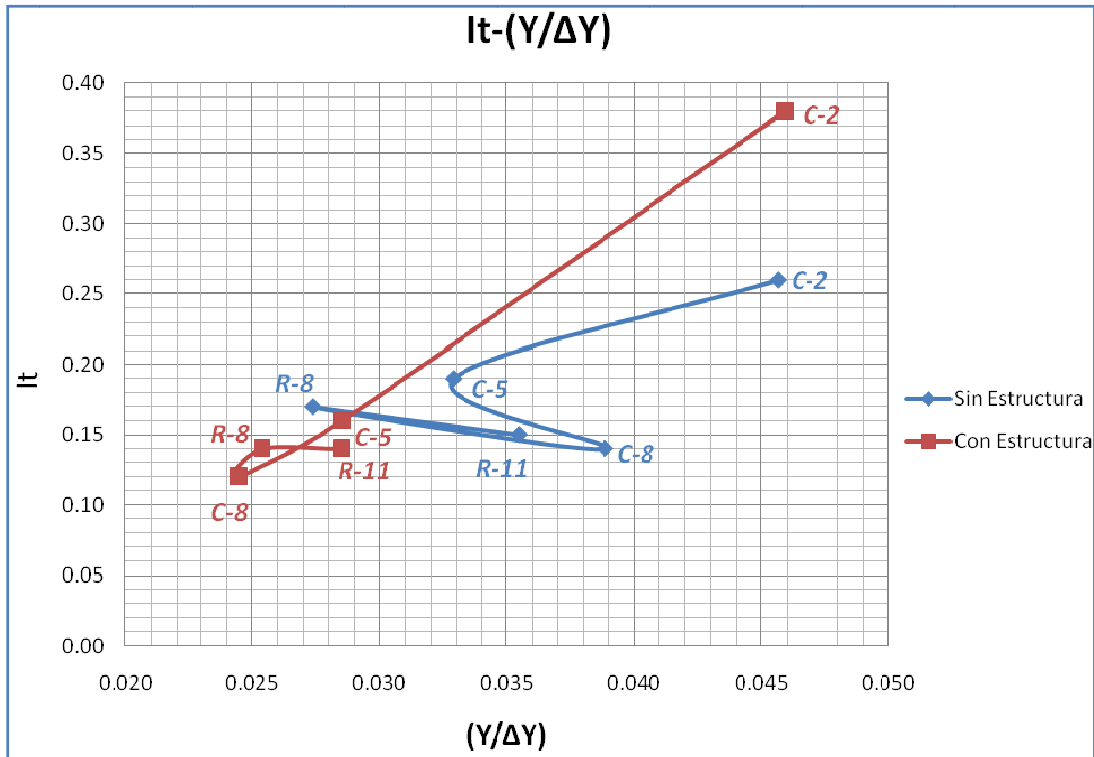


Fig. 6.5.1.1 comparación de $It-(Y/\Delta Y)$ para el recorrido sin estructura y estructura Tres Vanos

Como se observa en la figura 6.5.1.1 se tiene el punto C-2 alejado del resto de los puntos, esto se presenta en ambos casos de análisis, considerando que es la salida del tanque amortiguador y que es un sitio con fluctuaciones y turbulencias grandes esté resultado es congruente, también visiblemente se observaba como una zona con muchas fluctuaciones comparada con el resto del recorrido. El resto de los valores tienen un índice de turbulencia y una relación $(Y/\Delta Y)$ menor al colocar la estructura Tres Vanos, los puntos se agrupan y se acercan al origen.

Al colocar la estructura los puntos C-5, C-8, R-8 y R-11 se concentran en una región pequeña, en $(Y/\Delta Y)$ oscilan entre 0.024 y 0.029 y en el It entre 0.12 y 0.16, esto a diferencia del registro sin estructura en él se tienen los puntos más dispersos tanto en fluctuación como en turbulencia, lo que demuestra que la estructura reduce tanto los índices de turbulencia como las fluctuaciones de tirante. La disminución más grande en la relación $(Y/\Delta Y)$ se da en C-8 con una disminución del 38.5%. En la zona R también se observan relaciones más bajas que sin estructura, en esta zona se observa que los índices

de turbulencia son muy similares, la relación ($Y/\Delta Y$) en R-8 disminuyó el 7.4%, en R-11 se tiene una disminución del 20% en dicho índice, pero no flecta que el agua sea menos turbulenta en dicha zona, ya que allí se tenía un tirante mayor, por lo que el índice resulto ser bajo, pero la desviación estándar en ese punto solo mejoró en un 8.3%. Lo que demuestra que la estructura es más eficiente en el canal curvo que en la zona del canal de llamada a las alcantarillas, ya que al entrar a él, el flujo se vuelve a desordenar por lo que no se logra reducir las fluctuaciones al grado de la del TEC que es un canal recto desde el inicio.

6.5.2. Índices de turbulencia

Con el análisis de turbulencia se muestra que es posible reducirla en el recorrido del TEO, pero en la zona R no al grado de que se comporte como el TEC (Tabla 6.5.1) La mejor solución que se probó y que es factible construir fue la estructura 3 Tres Vanos; con esta estructura se redujeron los índices de turbulencia prácticamente en todo el recorrido. En la zona C y R se tienen índices, en general, menores comparados con el TEO sin estructuras. Para comparar se muestran las figuras 6.5.1, .2, .3 y .4 donde se muestran las diferentes estructuras probadas y como mejoraron el flujo.

Tabla 6.5.1 Comparación entre estructura 3, TEO y TEC

| PUNTO DE MEDICION | TEO | | TRES VANOS | TEC |
|-------------------|------|--|------------|------|
| | It | | It | It |
| T-1 | 0.22 | | | |
| T-2 | 0.22 | | | |
| T-3 | 0.22 | | | |
| T-4 | 0.39 | | | |
| T-5 | 0.54 | | | |
| T-6 | 0.29 | | | |
| T-7 | 0.49 | | | |
| T-8 | 0.18 | | | |
| T-9 | 0.29 | | | |
| C-1 | 0.42 | | 0.57 | |
| C-2 | 0.26 | | 0.38 | |
| C-3 | 0.37 | | 0.27 | |
| C-4 | 0.29 | | 0.23 | |
| C-5 | 0.19 | | 0.16 | |
| C-6 | 0.15 | | 0.08 | |
| C-7 | 0.18 | | 0.30 | |
| C-8 | 0.14 | | 0.12 | |
| C-9 | 0.11 | | 0.06 | |
| R-7 | 0.16 | | 0.15 | 0.09 |
| R-8 | 0.17 | | 0.14 | 0.07 |
| R-9 | 0.36 | | 0.34 | 0.20 |
| R-10 | 0.14 | | 0.10 | 0.09 |
| R-11 | 0.15 | | 0.14 | 0.06 |
| R-12 | 0.17 | | 0.17 | 0.07 |

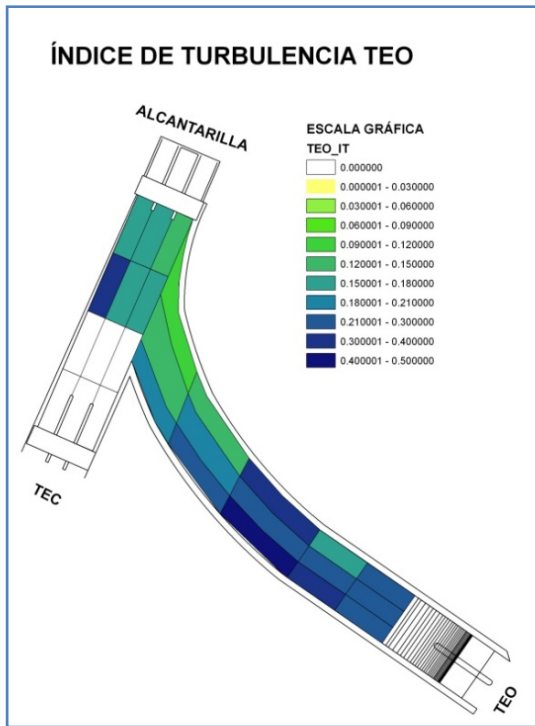


Fig. 6.5.1 TEO sin estructuras

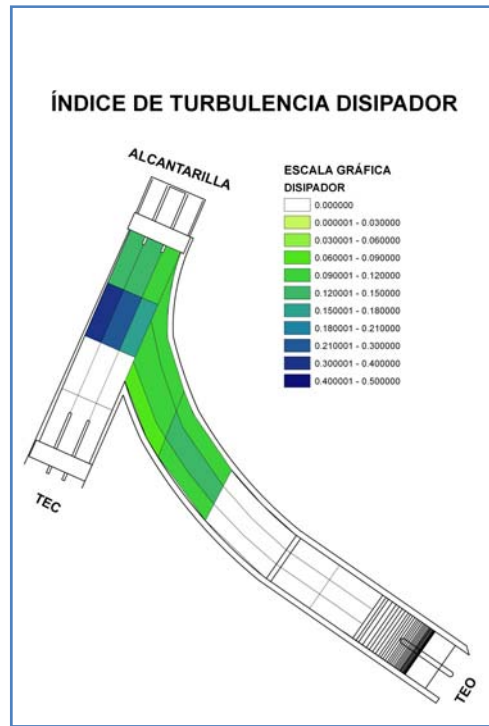


Fig. 6.5.2 Disipador

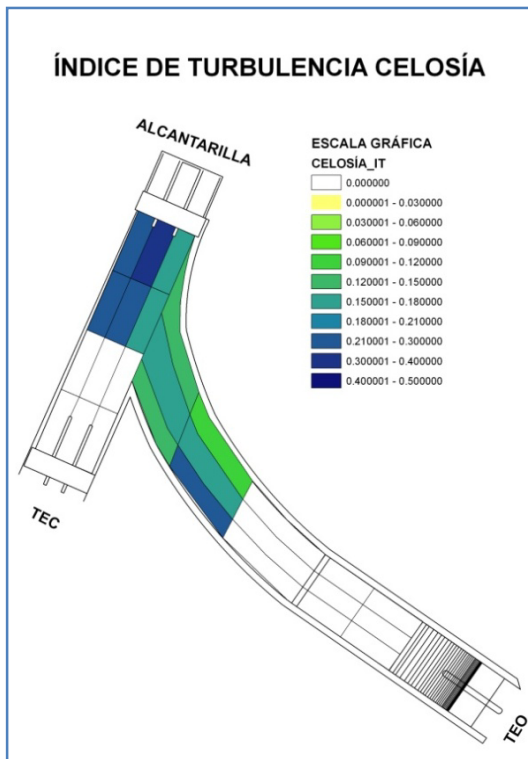


Fig. 6.5.3 Celosía

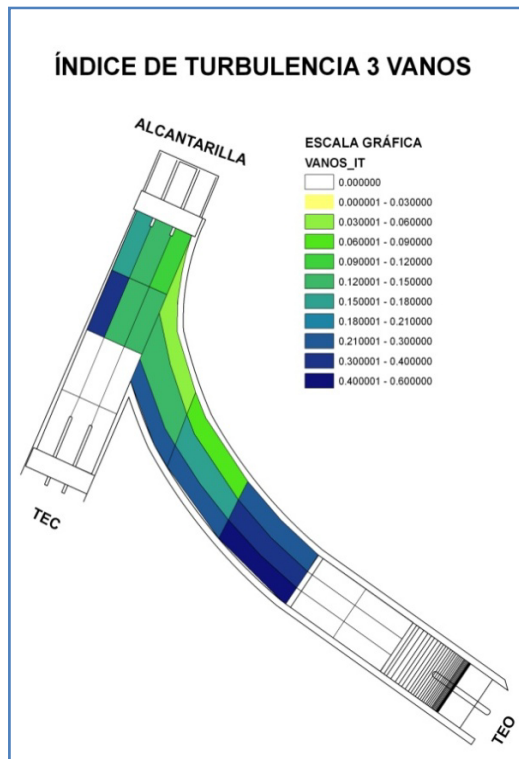


Fig. 6.5.4 Tres Vanos

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta tesis se presenta el estudio en modelo físico de la obra de conexión entre el Emisor Oriente y el Emisor Central con el sistema de alcantarillas que suministra el agua al canal El Salto-Tlamaco y un análisis de velocidades en dichas estructuras para observar el comportamiento de la turbulencia en esas zonas. Los principales resultados obtenidos fueron:

a) Conexión al sistema de alcantarillas de conducción a la PTAR.

Actualmente las alcantarillas abastecen en canal El salto-Tlamaco, pero el canal servirá para la conexión de ambos emisores hacia la PTAR. CONAGUA propuso la instalación de compuertas en cada emisor (TEC y TEO), colocadas después de cada vertedor de excedencias, lo cual permitiría controlar los gastos hacia la PTAR. Es recomendable que las compuertas actuales se conserven, para facilitar, como método alternativo, la operación de las descargas de los emisores y para dar mantenimiento a los vanos independientes de las alcantarillas.

Con el estudio del modelo físico se obtuvo la geometría del tanque amortiguador que se debe de construir para tener un funcionamiento más eficiente de esta zona. La plantilla del tanque amortiguador deberá estar a la elevación 2101.2 msnm y deberá tener una longitud de 18 m.

Para las pruebas realizadas sobre el TEO para un gasto de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ en la entrada a las compuertas se tiene una elevación de la superficie libre del agua de 2104.6 msnm y una variación en el tirante de 0.065 m. Para la misma condición funcionando el TEC se tiene una elevación de 2104.2 msnm y una variación en el tirante de 0.02 m. La diferencia en el tirante si el agua entra por el TEO es 9.5 % mayor pero la fluctuación es 225% mayor, por lo que se recomienda que si el gasto es menor a $50 \text{ m}^3/\text{s}$ y las compuertas están totalmente abiertas el agua preferentemente debe entrar por el TEC.

Para la condición de extraer $50 \text{ m}^3/\text{s}$ hacia la PTAR cuando se trabaja con las compuertas operando, es decir sí por los emisores están saliendo más de $50 \text{ m}^3/\text{s}$, al extraerlos por el TEC se observa que se presenta un salto hidráulico al pasar por las compuertas y ésta estructura con cuenta con obra para su contención, por lo que se recomienda que bajo estas condición de operación el agua se extraiga por el TEO.

El gasto máximo de entrada a las alcantarillas suponiendo que ocurrieran simultáneamente, los gastos de diseño por el TEO y por el TEC; es decir, suponiendo que llegan $150 + 170 \text{ m}^3/\text{s}$ y las compuertas están totalmente abiertas; fue de $102.6 \text{ m}^3/\text{s}$ con un nivel máximo de 2107.56 msnm, con esta elevación el canal de llamada de las alcantarillas no desborda pero se tiene que tener cuidado con la abertura de las compuertas.

Originalmente se había indicado que el gasto máximo hacia la PTAR era de $50 \text{ m}^3/\text{s}$, ya que con los tres juegos de compuertas (TEO, TEC y las actuales) podría controlarse esta condición. Sería recomendable que las compuertas no descargaran con cargas altas. Dicho en otras palabras, al presentarse la avenida de diseño convendría cerrar todas las compuertas, para lo cual se requiere que los mecanismos de seguridad de las compuertas tengan como condición de emergencia el cierre total.

No parece muy conveniente tratar de enviar $50 \text{ m}^3/\text{s}$ a la PTAR durante la ocurrencia de avenidas, las cuales probablemente sean solamente de algunas horas.

En el modelo se probaron las descargas hacia la PTAR con la descarga libre de las alcantarillas. Sin embargo, parece que en la realidad dentro de la PTAR, probablemente existan estructuras (p.e. vertedores, compuertas, etc.) que eleven el tirante de descarga y entonces esto afectaría los niveles en la entrada de las alcantarillas, por lo cual la relación de cargas vs. gastos obtenidas en este trabajo ya no sería útil.

De lo anterior se concluye que como no se puede determinar la descarga máxima de las alcantarillas, porque depende del diseño de la PTAR y a su vez el diseño de la PTAR depende de la descarga máxima, entonces la única solución es proceder por iteraciones. Esto es, por ejemplo, supóngase que el gasto máximo es de $100 \text{ m}^3/\text{s}$, con ello diseñense las obras dentro de la PTAR y calcúlense las condiciones de salida de las alcantarilla, si el nivel a la salida ha cambiado, entonces realizar en el modelo físico la prueba con la nueva elevación y medir el gasto de entrada. Con ese nuevo gasto volver a revisar el diseño y así hasta que se converja a un resultado. Probablemente en este caso sería mejor construir un añadido al modelo físico para representar a la PTAR y ahí estudiar el problema.

b) Análisis de turbulencia

Al comparar el funcionamiento del canal de llamada a las alcantarillas (zona R) se tienen valores de índice de turbulencia promedios para el TEC de $I_t = 0.097$, para el TEO se registraron de $I_t = 0.19$. El promedio del Teo es cercano al doble que el del TEC, por lo que se recomienda que en caso de tener que extraer gasto hacia las alcantarillas sin operar compuertas se haga preferentemente por el TEC.

Se puede relacionar turbulencia y las fluctuaciones en el nivel del agua mediante una grafica $I_t-(Y/\Delta Y)$ siempre que el tirante medio no tenga variaciones grandes al colocar la estructura, si es así deberá compararse directamente el índice de turbulencia contra la desviación estándar del registro de niveles. Realizando esto se observa que si se mejoran las fluctuaciones en el nivel del agua también se mejora la turbulencia y viceversa.

De las estructuras que se propusieron para corregir la turbulencia en el recorrido del TEO se muestra que en la parte de la curva horizontal (C) todas logran mejorar el flujo pero la estructura 1 Disipador es la que funciona mejor, para el recorrido sin estructuras se tenía un índice de turbulencia promedio de 0.177, con la estructura Popotes se redujo a 0.105 es decir se tuvo una reducción de 40.1 %. Lo que demuestra que una estructura como ésta mejora el flujo en un canal curvo, pero al salir a la zona R el flujo se vuelve nuevamente turbulento.

De las diferentes estructuras que se propusieron para mejorar el flujo, en la zona R se observa que la única que lo logra de manera general es la estructura 3 Tres Vanos. El índice de turbulencia promedio sin estructuras era de $I_t = 0.192$ y con la estructura se redujo a $I_t = 0.173$, es decir se consiguió una disminución de 10.9%.

Con estos resultados se observa que se puede disminuir la turbulencia en canales curvos y en la confluencia de canales, pero se obtienen mejores resultados en los canales curvos ya que con las estructuras propuestas se tienen disminuciones considerables, no es así en la confluencia de canales donde la disminución de la turbulencia es menor debido a que el choque de masas de agua causa precisamente más turbulencia, por lo que se recomienda realizar un estudio más detallado de esta zona y proponer otras estructuras que disminuyan la turbulencia en dichas zonas.

Recomendaciones generales finales.

Sería conveniente realizar un levantamiento específico de la zona de alcantarillas, además de determinar su estado físico interior actual.

De la experiencia obtenida al operar el modelo físico construido, se sugiere que en la operación de las compuertas sea lo más sencilla posible y se atiendan las siguientes ideas:

- i) Se definan para operación, dos épocas de operación: avenidas y estiaje
- ii) Durante el estiaje todas las compuertas están abiertas y el sistema se ajusta sólo (de preferencia sin operar compuertas)
- iii) Durante avenidas, se ajustan las compuertas para no dejar pasar gastos mayores a $50 \text{ m}^3/\text{s}$ en la suma de ellas.
- iv) Ante el peligro de avenidas extraordinarias se cerrarán las compuertas totalmente. De hecho podría seleccionarse sólo una de las baterías para operar y mantener la del otro emisor cerrada para que, en caso de emergencia, sólo se tenga una batería de compuertas que atender. Recordar que se sugiere que la condición de

emergencia es que todas las compuertas cierren, es decir se deberán disponer los mecanismos para garantizar esta condición.

v) En las pruebas realizadas se ha considerado que las compuertas pueden levantarse totalmente, esto tendrá que comprobarse con el diseño final de las mismas, ya que hay casos donde este levantamiento no puede ser total (por razones mecánicas) y entonces se tendría el caso de aberturas parciales, lo cual influirá en la determinación de los gastos de operación (diseño).

REFERENCIAS

- 1.- Programa de sustentabilidad hídrica de la Cuenca del Valle de México, Comisión Nacional del Agua junio 2008.
- 2.- Domínguez, R. (1997), “*Sistema para el control y drenaje de las avenidas en el área metropolitana del valle de México*”, México. Instituto de Ingeniería, serie N° 593.
- 3.- *Memoria de las obras del sistema de drenaje profundo del distrito federal.* Secretaría de Obras y Servicios del Departamento del Distrito Federal. México. 1975.
- 4.- Domínguez, R. (2001). “*El sistema principal de drenaje del Área Metropolitana de Valle de México*” México. Instituto de Ingeniería, serie N° CI-22.
- 5.- *Planta de Tratamiento de aguas residuales Atotonilco de Tula, Estado de Hidalgo Memoria del Proyecto.* Subdirección Genral de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento, Cordinación de Proyectos de Saneamiento del Valle de México mayo 2008
- 6.- Echavez, G.(1996) “*Introducción a los modelos hidráulicos de fondo fijo y a la ingeniería experimental*” México
- 7.- Carrillo, S. J., (2004). “*Determinación experimental de distribuciones de velocidad e índices turbulentos de algunos tipos de resaltos hidráulicos*” proyecto fin de carrera universidad politécnica de Cartagena
- 8.- Lopardo, A. y Casado, M.(2005) “*Estabilidad de enrocados aguas abajo de disipadores a resalto*” Neuquén, Argentina, Segundo Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos.
- - 9.- Pollak-Reibenwein, C. y Joeppen, A. “*Effect of turbulence in water cannel measurements*”

REFERENCIAS DE INTERNET

- 10.- <http://www.bvsde.ops-oms.org/eswww/fulltext/analisis/vamexi/vamexi.html>
- 11.- http://publications.newberry.org/aztecs/section_2_home_es.html
- 12.- <http://aztlanrpg.net/forums/index.php?topic=1283.0>
- 13.- <http://www.revista.unam.mx/vol.1/num2/proyec1/>

BIBLIOGRAFÍA

- *Estudio del comportamiento de las estructuras de salida del túnel emisor oriente, en un modelo físico.* Instituto de Ingeniería UNAM (2011) proyecto 9353. Elaborado para CONAGUA
- *Sistema de Drenaje Profundo* Secretaría de obras y servicios Dirección General de Obras Hidráulicas 1975
- *Manejo de las aguas residuales para el combate a la pobreza en las grandes ciudades –El caso de la ciudad de México-* IV Foro Mundial del Agua, CONAGUA 2006
- Chow V.T. (2005). *“Hidráulica de canales abiertos”* Colombia: McGraw Hill.
- Gracia, J.(1995) *“Obras de excedencias”*, México: Sección hidrotecnia, Tema hidráulica, Capitulo 10, Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE,II,III.
- Nicora, I. y Goring, G. (1998) *“ADV Measurements of turbulence: can we improve their interpretation”* journal of hydraulic engineering.
- Ortiz, V. M. (2007) *“Relaciones de descarga en compuertas radiales comparando los métodos propuestos por Toch y Tel con mediciones en modelo físico”* México, Tesis de maestría, Posgrado en Ingeniería hidráulica UNAM.
- Rico, T. J.(2010) *“Estudio sobre la turbulencia en un modelo físico, en la salida de las estructuras de control sobre el río carrizal empleando medidores ADV”* México, Tesis de maestría, Posgrado en Ingeniería hidráulica UNAM.
- Romagnoli, M. y Lopardo, (1984) R. *“Acerca de la longitud de transición aguas abajo de disipadores a resalto en obras de baja caída”*
- Sotelo, G. (2002), *“Hidráulica de Canales”* México: Facultad de Ingeniería.

- Sotelo, G, (1974) “*Hidráulica General*” fundamentos Vol. 1 México: LIMUSA.
- Staubli, T. y Lucerne, HTA (2000) “*Flow field upstream of trash rack measured with an acoustic doppler probe*” Kempten, Germany: IGHEM ,
- Sukhodolov, A., Thiele, M. y Bungartz H (1998) “*Turbulence Structure in a river reach with sand bed*” Kishinev, Maldova ,
-

MESOGRAFÍA

- <http://www.conagua.gob.mx/sustentabilidadhidricadelValledeMexico/PTARAtotoniIco.aspx>
- <http://www.cmic.org/mnsectores/agua/PTAR/CMIC%20mayo%2008.pdf>
- <http://www.sontek.com/index.php>
- <http://www.conagua.gob.mx/sustentabilidadhidricadelValledeMexico/Introduccion.aspx?Pag=1>