



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**REVISIÓN DEL FUNCIONAMIENTO
HIDRÁULICO DEL ACUEDUCTO TEMBLEQUE**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A:**

JOSÉ ANTONIO BONILLA PORRAS

DIRECTOR DE TESIS:

M. EN I. NIKTE NORMA OCAMPO GUERRERO



MÉXICO 2013



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/141/13

Señor
JOSÉ ANTONIO BONILLA PORRAS
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso la profesora M.I. NIKTE NORMA OCAMPO GUERRERO, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"REVISIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL ACUEDUCTO TEMBLEQUE"

- INTRODUCCIÓN
- I. EL ACUEDUCTO TEMBLEQUE EN ESPACIO Y TIEMPO
- II. CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDRÁULICA
- III. ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO
- IV. CONCLUSIONES
- REFERENCIAS

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 2 de octubre del 2013.
EL PRESIDENTE

M.I. JOSÉ LUIS FRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH*gar.

AGRADECIMIENTOS

Muchas personas han formado parte muy importante de mi vida, y es por ello que me siento abrumado al no saber por dónde empezar. De antemano pido una disculpa a aquéllos a quienes debería de agradecer y que por una imperdonable distracción haya omitido su nombre, que con seguridad permanece grabado en mi mente y mi corazón.

En primer lugar, agradezco a mi madre, Gabriela, por su amor incondicional y apoyo constante cada día de mi vida. Por sus regaños, sus consejos y sus cuidados interminables.

A mi hermano, Gerardo, por todos los momentos juntos, por las risas, los enojos y los éxitos, que han sido bastantes.

A mi padre, José, por creer en mí y darme ánimo en todo momento.

A mis “cinco” abuelos, por cada enseñanza que me han transmitido y, sin lugar a dudas, por consentirme tanto desde siempre.

A mis tías, Claudia y Maru, por ser como una extensión de mi madre. Verdaderamente, no sé qué haría sin ellas. A mis tíos, Rubén y Enrique, hombres ejemplares a quienes respeto y admiro.

A mis primos, que son más que eso, son mis hermanitos.

A Lourdes, mi ángel de la guarda, por ser la persona que es y por su inigualable cariño y apoyo durante años, y a Fernando, gracias a quien estudié Ingeniería Civil, mi maestro y amigo.

A mis amigos, con los que he crecido, reído, llorado y estudiado, con especial mención a Ana Kerima y a Ángel Alí, con quienes emprendí esta aventura que fue la Facultad.

A mis jefas del Departamento de Ingeniería Hidráulica. A la maestra Adriana por su apoyo dentro del Laboratorio y nuestras largas e interesantes pláticas. A la maestra Nikte, mi directora de tesis, por darme la oportunidad de participar en las actividades académicas del Laboratorio y por su maravillosa amistad que, estoy seguro, es para siempre.

A todos mis compañeros del Laboratorio de Hidráulica, por todos los buenos momentos pero, en especial, a mi entrañable amigo Alejandro Maya, por ser mi guía en el campo de la Hidráulica y por resolver mis dudas tan pacientemente. A Eduardo, por su ayuda con las fotografías, y a Marcelino y Omar por su contribución a esta tesis.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, a la Facultad de Ingeniería y a la División de Ingenierías Civil y Geomática por brindarme una educación de primer nivel.

Finalmente, agradezco al Ing. Mateo Linaza por presentarme el Acueducto Tembleque y por transmitirme su entusiasmo y devoción hacia él.

CONTENIDO

Introducción	8
Un acueducto singular	9
La restauración y el patronato	10
Problemática y metodología	12
La Hidráulica aplicada a un caso real	13
Objetivos	14
1. El Acueducto Tembleque en espacio y tiempo	15
1.1. Arquitectura para el agua	15
1.2. De los jagüeyes al acueducto	16
1.3. Sobre la arquitectura y el trazado	20
1.3.1. Problema topográfico	20
1.3.2. Una cimbra interesante	21
1.3.3. Piedra, cal y arena	21
1.3.4. Cimentación tradicional	23
1.3.5. Sobre los glifos	24
1.4. El acueducto en números	25
2. Conceptos básicos de Hidráulica	29
2.1. Ecuaciones fundamentales de la Hidráulica	29
2.1.1. Ecuación de continuidad	29
2.1.2. Ecuación de la energía	31
2.1.3. Ecuación de impulso y cantidad de movimiento	32
2.2. Flujo en conductos a presión	34
2.2.1. Definición de flujo	34
2.2.2. Resistencia al flujo en conductos a presión	34
2.2.3. Pérdidas de energía por fricción	35
2.2.4. Pérdidas locales	38
2.3. Flujo en canales	39
2.3.1. Definición	39
2.3.2. Elementos geométricos de un canal	40
2.3.3. Tipos de flujo	40
2.3.4. Flujo uniforme. Ecuación de Manning	43
2.3.5. Flujo gradualmente variado	45
2.4. Aforo de corrientes	50
2.4.1. Sección de control	51
2.4.2. Relación sección pendiente	53
2.4.3. Relación sección velocidad	54
3. Análisis del funcionamiento hidráulico	56
3.1. Generalidades	56
3.2. Cálculo del gasto	57
3.2.1. Tubo de Pitot	57
3.2.2. Sección transversal del canal	58
3.2.3. Aplicación del método de relación sección velocidad	59
3.3. Flujo en el canal	60
3.3.1. Pendiente de la plantilla	60
3.3.2. Tirante crítico y clasificación del perfil	63
3.3.3. Método estándar por pasos	65
3.3.4. Método estándar del paso directo	73
3.4. Flujo en los conductos a presión	79
3.4.1. Tubería de barro	79
3.4.2. Obtención de un factor de fricción y rugosidad absoluta	81
3.4.3. Comprobación del factor de fricción y rugosidad obtenidos	86
3.4.4. Funcionamiento hidráulico con tuberías de otros materiales	88

3.5. Caja rompedora de presión	92
3.5.1 ¿Qué es una caja rompedora de presión?	93
4. Conclusiones	94
Referencias	98
Libros	98
Páginas Web	99
Tesis	100
Imágenes	
A Vista de la Arquería Monumental del Acueducto Tembleque	7
B Vista de la represa desde el extremo aguas arriba de la arquería	97
C Canal (apantle) a ras del suelo	97
3.1 Medición con el tubo de Pitot	58
3.2 Arquería correspondiente al tramo analizado	71
3.3 Tramo de canal de barro previo a la aplicación del recubrimiento	77
3.4 Codo a 90 grados	84
Figuras	
1.1 Uso del corobate como instrumento topográfico	21
1.2 Geometría de los arcos y cimbra de adobe	22
1.3 Tipos de glifos: hispánicos y prehispánicos	26
2.1 Ecuación de continuidad para una vena líquida	30
2.2 Interpretación de la ecuación de la energía	32
2.3 Derivación de la ecuación de cantidad de movimiento para un volumen de control	33
2.4 Diagrama universal de Moody	37
2.5 Flujo uniforme	44
2.6 Clasificación de los perfiles de un flujo gradualmente variado	49
2.7 Elevación y geometría de un vertedor de pared delgada de forma general	52
2.8 Distribución real de velocidades en un canal natural	53
3.1 Esquema del tramo bajo estudio	57
3.2 Funcionamiento esquemático del tubo de Pitot	57
3.3 Secciones i y j según la ecuación del método estándar por pasos	68
3.4 Comparación del perfil de flujo medido y calculado con $n = 0.013$	70
3.5 Comparación del perfil de flujo medido y calculado con $n = 0.015567$	72
3.6 Comparación de los perfiles obtenidos con cada método	79
3.7 Vista en corte de los tubos colocados en serie	81
3.8 Gasto en función de la carga en el tanque para tubos de diferentes materiales	91
3.9 Línea de la energía referida a un plano horizontal de referencia que pasa por B.N. 0.00, según el levantamiento topográfico	92
3.10 Fragmentación de la línea de cargas piezométricas por efecto de una caja rompedora	93
Tablas	
2.1 Elementos geométricos de las secciones más comunes	41
3.1 Lecturas del tubo de Pitot	59
3.2 Cálculo del tirante normal por tanteos	64
3.3 Cálculo del perfil M1 con $n = 0.013$	69
3.4 Cálculo del perfil M1 con $n = 0.015567$	72
3.5 Cálculo del perfil M1 mediante el método estándar del paso directo	78
3.6 Dimensiones de una muestra aleatoria de cinco tubos de barro	80
Mapas y planos	
1 Ubicación geográfica del Acueducto Tembleque	19
Levantamiento topográfico	62



Eduardo Cabrera ©

Imagen A. Vista de la Arquería Monumental del Acueducto Tembleque

INTRODUCCIÓN

*“El cántaro chapoteó contra el manto de lentejuela;
removió el fondo cenagoso y, al ser retirado hacia arriba,
quedó una superficie ondulando achocolatada.”*

El abastecimiento de agua ha sido siempre un elemento fundamental para el surgimiento y desarrollo de las poblaciones de cualquier latitud y tiempo. Por lo mismo, no es raro que al echar un vistazo a la historia del mundo, las civilizaciones siempre (o casi siempre) inician en las cercanías de algún río o lago. Este hecho, sumado al dominio de la agricultura, permitió la prosperidad de las localidades y, casi de manera inherente, su crecimiento. Dicho crecimiento se ve, en parte, reflejado en las mayores demandas de recursos que pueden, eventualmente, resultar insuficientes. Cuando se agotan las fuentes más inmediatas de agua, los pobladores se ven en la necesidad de transportarla desde otros sitios que, en ocasiones, no resultan cercanos en lo absoluto. La necesidad de abastecer, conducir, almacenar y drenar el agua ha derivado en la construcción de obras hidráulicas de las más diversas clases. Las estructuras cuyo objetivo reside en el transporte de agua de forma continua reciben el nombre de acueductos. Existe en el mundo un sinnúmero de ejemplos que resuelven de la manera más creativa y eficiente el problema del abastecimiento de agua, enfrentando de manera triunfante a dos de los obstáculos más complejos: la distancia y la topografía.

Lo que resulta verdaderamente apasionante de entender es la manera en que cada pueblo, de acuerdo con sus condiciones y sus posibilidades, resolvió el inconveniente. Recordemos que la aplicación de las ecuaciones y métodos de la Hidráulica tiene, en realidad, poco tiempo, y por lo mismo, se vuelve muy interesante el análisis de dichas obras (monumentales en la mayoría de los casos) a través de la herramientas que tenemos el día de hoy. Eso no quiere decir que los pueblos de otros tiempos no conocieran dicha ciencia. Más bien, todo lo contrario, y si nos detenemos ante lo que la arqueología ha encontrado en lugares tan lejanos y tiempos tan remotos como 4,000 años atrás, encontraremos obras hidráulicas de excelente calidad que solucionaron tanto el abastecimiento del agua potable, como el drenaje de las aguas residuales y pluviales.

Nuestro país es hogar de muchos acueductos con varios siglos de antigüedad. Podemos destacar los acueductos de Querétaro, Morelia, Tepetzotlán, Oaxaca, Acámbaro o Chapultepec, entre muchos otros. Pero sin lugar a dudas, el más imponente de todos es el Acueducto del Padre Tembleque, que se ubica en los actuales estados de Hidalgo y de México. Se trata de la primera obra hidráulica colonial, no sólo del país, sino de todo el continente, y es el resultado del arduo trabajo de más de 400 indígenas (Alain Musset, documentos web *INAH*) y la fe de un hombre que no entendía de clases sociales y que dedicó la última etapa de su vida a combatir la más inequitativa distribución del recurso máspreciado: el agua. Este hombre fue Fray Francisco de Tembleque.

Un acueducto singular

El Acueducto del Padre Tembleque es un monumental sistema de abastecimiento de agua de 42 kilómetros de longitud. El desnivel entre sus puntos inicial y final es de aproximadamente 200 metros y está dispuesto de manera que su pendiente es, casi siempre, constante. Su construcción inicia en la primera mitad del siglo XVI: entre 1530 y 1545, según la fuente que se consulte, y tardó cerca de 17 años en estar totalmente finalizado. Su construcción estuvo a cargo del franciscano Fray Francisco de Tembleque y del Maestro Juan de Correa Agüero. Es importante destacar que el desarrollo de la que fuera la obra hidráulica más relevante del periodo colonial, no debe sólo atribuirse al intelecto europeo, sino que se trató del sincretismo de dos culturas concedoras, tanto del agua, como de sofisticadas técnicas de construcción. Por lo anterior nos referimos al Acueducto de Tembleque como una obra mestiza, como los descendientes de la tierra que lo vio nacer.

Resultaría completamente absurdo comparar las capacidades del Acueducto de Tembleque con los modernos sistemas de abastecimiento de nuestros días (tan sólo el Sistema Cutzamala fue diseñado para bombear un gasto máximo de 19 m³ por segundo). Recordemos que en la actualidad, las demandas de agua son titánicas y la tecnología hace lo que puede por cubrirlas. En la actualidad se cuenta con materiales como acero, concreto, polietileno de alta densidad, PVC, etc., así como con catálogos que muestran un sinnúmero de bombas a elegir para vencer los más crueles desniveles. Nuestros días se caracterizan (aunque nuestro país se encuentre atrasado en ese rubro) por el desarrollo de una ciencia capaz, no sólo de conducir, sino de potabilizar el agua que llega a los hogares y, desde luego, de tratar aquellas que ya fueron utilizadas. Pero hablar de ello, habría significado un gran salto en la historia, ya que, ubicándonos de nuevo en el siglo de la Conquista, la única fuerza que habría dado funcionamiento a un acueducto sería la acción gravitatoria. Y así fue.

La conducción del agua en el Acueducto de Tembleque ocurre de las únicas dos maneras en que puede fluir el agua: hay tramos en los que el conducto se encuentra a presión (cerca del 7%) y en el resto, el flujo se da a superficie libre. Dentro de la conducción a superficie libre se tienen dos casos: el canal que se desplanta poco abajo del nivel de suelo, y el canal que viaja por encima de las arquerías, construidas para librar barrancas. Esto supone un avance en la construcción en el Nuevo Mundo, pues previo a la llegada de los españoles, los pueblos indígenas no conocían dicha técnica. Las arquerías cubren tan sólo el 3% de la longitud total del monumento, pero son de una belleza artística y arquitectónica difícil de ignorar. En total son cinco arquerías, todas hechas al estilo románico con arcos de medio punto y de un solo nivel (a diferencia de otros, como el de Tepetzotlán, cuyos arcos están por niveles, uno sobre otro). Esta característica lo convierte en el acueducto más alto del mundo en su tipo: su arco más alto, ubicado en la Arquería Monumental o de Tepeyahualco, alcanza unos 39 metros de altura.

El acueducto nace junto al Cerro del Tecajete (actual estado de Hidalgo), en una zona donde el franciscano descubrió (no sin ayuda de los indígenas) que el agua brotaba de siete manantiales. Debemos tener en mente lo invaluable de la escena, aún en estos días, por tratarse de una región tan árida. En ese sitio inicia un sistema de apantles (palabra náhuatl para referirse a los canales), que más adelante confluyen en uno solo que, ante un cambio en la caprichosa topografía, atraviesa la tierra para mantener su pendiente. En el camino aparecen las arquerías, que libran astutamente las barrancas, desarenadores, fuentes de uso público y majestuosas haciendas pulqueras que se fueron estableciendo en la zona con el paso de los siglos. Pasando la Hacienda de Tecajete (la primera en el trayecto), la arquería homónima concluye en un punto en que la magna obra se divide en dos ramales: uno de 8 kilómetros que va a Zempoala, Hidalgo y el otro de más de 32 kilómetros (la cifra real aún está en discusión) que va a Otumba, en el Estado de México.

El legado de Fray Francisco de Tembleque es, sin lugar a la menor duda, un acueducto singular.

La restauración y el patronato

El Acueducto de Tembleque lleva ya varios siglos desde que operó por última vez. Al día de hoy ya no podemos verlo como un sistema de abastecimiento de agua, sino como una reliquia de nuestra historia y, citando una reciente nota periodística sobre el tema, “prueba de que las cosas bien hechas

durán”. Pero más que eso, se trata de un antecedente de gran trascendencia en lo que se refiere al desarrollo de la ingeniería hidráulica de este país. Por ello, en 1996 se funda el Patronato Tembleque A.C., una asociación civil, sin fines de lucro, cuya meta se centra en el rescate del gran acueducto homónimo, al igual que de otras edificaciones del periodo Colonial. Un rescate que no sólo consiste en la restauración física del monumento, sino en una investigación que recoja su historia, sus anécdotas, su ingeniería, pero sobre todo, su identidad.

Las técnicas de restauración utilizadas en el Acueducto de Tembleque han sido de lo más ortodoxas posibles: se busca recuperar su autenticidad. Por consiguiente, se ha estudiado con el mayor detenimiento el catálogo de las técnicas de construcción de la época colonial con el objeto de devolverle al acueducto el esplendor que lo caracterizó durante siglos. Un ejemplo de esto, que llama la atención, es la fabricación, por parte de los artesanos de la región, de la tubería de barro. Ésta consiste en módulos de 65 centímetros de largo y diámetro variable (de 17 a 21 centímetros) que se unen por medio de una argamasa fabricada en sitio y que son fieles al sistema original.

Han corrido a cargo del Patronato Tembleque A.C. diversas publicaciones que dan fe de su maravillosa labor y que, naturalmente, forman parte de la bibliografía de este trabajo. El Patronato está formado por un grupo de expertos en diferentes áreas que, en conjunto, trabajan para descubrir los secretos de la magna obra que han sido sepultados por la historia.

Este trabajo busca formar una pequeña parte de la increíble aventura que ha supuesto el rescate del Acueducto de Tembleque. Orientado hacia la parte técnica, más que a la histórica y artística, el presente documento tiene por objeto sentar un precedente para las investigaciones futuras, probablemente más profundas y completas, que se hagan en los trabajos de restauración de esta obra hidráulica, o bien, de otras que tengan características similares.

Puede pensarse que el estudio de la historia y el de la ingeniería son cosas totalmente distantes. La realidad es que, a pesar de parecer disciplinas tan diferentes, no se puede pensar en una sin la otra de manera obligada. Este caso no es más que uno entre tantos de la confluencia tan maravillosa de la ingeniería hidráulica y la historia de nuestro país.

Problemática y metodología

Desde el inicio de la restauración y las investigaciones, en 1996, nunca se ha hecho un estudio técnico (específicamente hidráulico) que describa el funcionamiento del Acueducto de Tembleque. Tal vez, por su similitud con otras obras de la misma clase, se han dado por sentados varios hechos. El presente trabajo explora un estudio de las características generales del funcionamiento hidráulico del acueducto. Así pues, la problemática que se aborda es la siguiente: la determinación de las características hidráulicas del Acueducto de Tembleque, como gastos, cargas, pérdidas de energía y coeficientes de rugosidad en los conductos, entre otras, a través de la observación, medición y aplicación de las ecuaciones de la Hidráulica

Debe resultar claro, que un análisis que abarque la longitud total del acueducto sería una tarea titánica y, prácticamente, imposible de plasmar en una tesis de licenciatura. Por ello, y por deseo de los miembros del Patronato, se ha optado por analizar el funcionamiento hidráulico de un tramo de gran interés por todos los elementos que lo componen. Se trata del tramo correspondiente a la segunda arquería en el camino (tercera en importancia) llamada, al día de hoy, como la Arquería de Guadalupe Arcos, por situarse en las cercanías de la Hacienda del mismo nombre.

La sección de análisis corresponde a un tramo de aproximadamente 350 metros de longitud. Podría pensarse que se trata de una longitud precaria, y poco representativa, si se compara con la total del monumento (apenas un 0.83%). Sin embargo, se trata de una sección que incluye los dos tipos de conducción (por presión y por gravedad) y accesorios (codos a 90°), además de una estructura interesante, especialmente si se ubica en su siglo y de la que se hablará más adelante, que se ha identificado como una caja rompedora de presión.

La primera parte de la metodología consiste en la observación y mediciones en campo. Dado que no se cuenta con datos certeros y, que la restauración del tramo ha sido ya totalmente finalizada, habrá dos lecturas que son básicas para el desarrollo del cálculo: gasto y carga en el tanque al inicio del tramo. Estos datos son los únicos que pueden obtenerse en el sitio (además de los topográficos, que también nos serán fundamentales).

Lo siguiente será la aplicación de las ecuaciones de la hidráulica para determinar de manera teórica el comportamiento del flujo durante el trayecto. Se hará un análisis de las pérdidas de energía, así como del flujo a superficie libre que corre por la parte superior de la arquería, con lo que se obtendrán

factores de fricción que permitan caracterizar a los materiales. Se concluirá sobre el funcionamiento hidráulico en general y se comparará con casos hipotéticos en los que se utilicen materiales actuales.

La Hidráulica aplicada a un caso real

La carrera de Ingeniero Civil que ofrece la Universidad Nacional Autónoma de México a través de su Facultad de Ingeniería, incluye un sólido contenido en materia de Ingeniería Hidráulica. Las crecientes demandas de recursos hídricos, así como los cambios climatológicos (entre otras razones), hacen necesario que haya cada vez más profesionales formados en esta área. Por ello, la Facultad de Ingeniería pone a disposición de alumnos y profesores el Laboratorio de Hidráulica, en el cual se reproducen los fenómenos hidráulicos tratados en las clases teóricas. La importancia de las prácticas de laboratorio reside en poder apreciar y estudiar físicamente dichos fenómenos, ya que, en numerosas ocasiones, el estudiante se encuentra ante conocimientos meramente teóricos que no aterrizan en ningún caso real, si acaso, en un proyecto de carácter igualmente teórico. Por ello, también se han implementado visitas técnicas que involucran los conocimientos adquiridos en las clases, aunque su aplicación no es de manera directa.

Una de las intenciones del presente trabajo es la aplicación directa, y a un caso real, de los conocimientos adquiridos en las materias del Departamento de Ingeniería Hidráulica, especialmente, Hidráulica básica e Hidráulica de canales, aunque no de manera exclusiva ya que se hará mención a otros conceptos propios de otras asignaturas.

El Acueducto de Tembleque es un excelente ejemplo de lo que, en realidad, es la ingeniería hidráulica. Su análisis plantea un gran número de incógnitas a las que difícilmente encontraríamos solución en los libros de hidráulica con los que contamos hoy en día. Es por ello, que este trabajo se presenta como una oportunidad para hallar aquellos datos que faltan, a través de los conceptos básicos adquiridos en clase. Sin embargo, es importante hacer notar que existe una clara diferencia entre la teoría y la práctica, y muchas veces de la práctica a la práctica misma, pues cada caso es único: no es lo mismo hacer un aforo en un canal del Laboratorio, que hacerlo en el canal de alguna de las arquerías ya que hasta la calidad del agua es diferente. Saltan a la vista los resultados de las primeras mediciones, pues ocurren fenómenos que, sólo en principio, contradicen a la teoría y al sentido común.

Objetivos

La revisión del funcionamiento hidráulico de la segunda arquería del Acueducto de Tembleque tiene por objetivos generales los siguientes:

- Describir el funcionamiento hidráulico de un acueducto colonial del cual no se tienen registros técnicos, sólo históricos.
- Proporcionar un ejemplo real de la aplicación de los conocimientos adquiridos en las asignaturas de Hidráulica Básica e Hidráulica de Canales.

Si nos referimos de manera específica a los capítulos que posteriormente se desarrollan, podemos destacar los siguientes alcances de este trabajo:

- En el capítulo 1 se intenta plasmar de manera general el panorama histórico que se vivía en México al momento de la Conquista, así como la motivación del gran complejo hidráulico que fue el Acueducto de Tembleque.
- El capítulo 2 presenta una síntesis de los conocimientos más relevantes de ingeniería hidráulica que son necesarios para el análisis del acueducto. Se incluyen los conceptos como las ecuaciones fundamentales y los principios básicos de flujo, tanto en tuberías como en conductos a superficie libre. También se hace mención a los métodos más comunes que existen para el aforo de corrientes.
- El capítulo 3 incluye el desarrollo completo del análisis hidráulico de la obra. En él se desarrolla la selección y la aplicación de los métodos descritos en el segundo capítulo, desde la obtención del gasto en el canal, hasta la obtención de la rugosidad de la conducción a presión. Se hace, además, la clasificación y descripción del flujo gradualmente variado en el canal sobre la arquería, mediante dos métodos: estándar por pasos y estándar del paso directo.
- Finalmente, el capítulo 4 incluye un análisis de los resultados obtenidos y las conclusiones al respecto.

1. EL ACUEDUCTO TEMBLEQUE EN ESPACIO Y TIEMPO

“Pero aunque estuvieran los veneros a nivel superior al de Otumba – según afirmáis – habríais menester de milagros para salvar los enormes barrancos del trayecto.”

La Conquista trajo consigo una gran carga de conocimientos e ideas desconocidas hasta ese momento por las culturas prehispánicas. Sin embargo, resultaría un error decir que no se trató de un avance bilateral, pues el conquistador español descubrió, y aprovechó en numerosas ocasiones, los conocimientos con los que ya contaban los indígenas, que eran, en efecto, numerosos. La aplicación de estos conocimientos se ve reflejada en la monumentalidad de las construcciones coloniales. Los indígenas, maestros en el manejo de la piedra, utilizaron sus poderosas habilidades en la realización de las más bellas obras de arquitectura del Nuevo Mundo. Ejemplo de ello son las maravillosas catedrales que encontramos en Puebla, Hidalgo, Guanajuato, el Estado de México y aquí, en la Ciudad de México, sin mencionar millares de lugares, ciudades y pueblos, donde encontramos pruebas artísticas y arquitectónicas del glorioso pasado colonial.

1.1 Arquitectura para el agua

Previo a ubicar al Acueducto de Tembleque en tiempo y espacio, es pertinente conocer los elementos que relacionan al agua y la arquitectura durante los 300 años que constituyeron el Virreinato en nuestro país.

Dada su complejidad, una obra para el agua sólo se justifica cuando se ha identificado una necesidad inminente en una sociedad. Según las características de cada obra y la necesidad o problema que resuelve, podemos dividirlos en dos grandes grupos. El primero corresponderá a la utilización o aprovechamiento del agua, misma que está relacionada con actividades de subsistencia, es decir, uso personal e higiene, riego, ganadería, producción de energía y como vía de comunicación. El Acueducto de Tembleque cae en esta primera categoría. El segundo se refiere a las obras construidas para protección, y son las que encontramos en ríos, lagos, lagunas y mares.

El análisis de una obra hidráulica histórica requerirá del conocimiento de cinco conceptos que le dan sentido y que permiten estudiarla pero, sobre todo, entenderla. Estos conceptos son: contexto, forma, técnica, semiótica y cometido. El contexto permitirá ubicar a la obra en espacio y tiempo, permitiendo conocer no sólo la solución que se dio a un problema, sino otros aspectos del lugar en que se desarrolló como ideología, economía o tecnologías disponibles. Entender su forma ayudará a determinar su trazo y las razones que condujeron a una determinada solución. La técnica revisará de manera sistemática los materiales y los procedimientos constructivos. La semiótica describirá, entonces, la expresividad y el carácter de la obra a través de un análisis artístico-arquitectónico. Finalmente, el cometido relaciona todo lo anterior, dando sentido y justificación a la construcción de una obra de infraestructura.

El presente trabajo no hace un análisis de cada uno de los puntos, pero es ineludible estar refiriéndose a ellos cuando se trata algún aspecto en particular de tan importante obra. No obstante, en los subcapítulos siguientes se habla, especialmente, de su contexto, su forma, su técnica y su semiótica, pues su cometido resultará, en la medida en que se vaya avanzando, más que evidente.

Podemos decir que las obras hidráulicas siempre han tenido las mismas funciones, incluso al día de hoy, no obstante, las maneras en que se han resuelto los objetivos es lo que difiere de un lugar a otro y de un tiempo a otro. Dichos objetivos son: abastecimiento, captación, almacenamiento, conducción, elevación, control y distribución. El Acueducto de Tembleque es una obra de tal magnitud que, de alguna u otra manera, tiene que ver con todas las funciones antes mencionadas, aunque su principal objetivo es el abastecimiento de agua potable.

1.2 De los jagüeyes al acueducto

La Conquista no se había consumado aún, cuando en el pueblo de Otumba, en el actual Estado de México, un fraile de la orden de los Franciscanos del que poco se conocía (y aún hoy en día se desconoce) logró inmortalizar su nombre mediante la obra hidráulica más ambiciosa del continente, cuando menos hasta ese momento. La historia es confusa y se presta a muchos puntos de vista, no obstante vale la pena aclarar que los comentarios que se hacen en el presente trabajo están basados en la crónica novelada “*El Padre Tembleque*” de Octaviano Valdés, quien relata en su obra las peripecias que habría de vivir Francisco de Tembleque para lograr la realización de su acueducto.

La región de Otumba se caracteriza por su clima templado con una precipitación media anual que oscila entre los 500 y los 600 milímetros. Esto se traduce en una región semi-seca con lluvias en verano, de acuerdo con el dato oficial. Sin embargo, resulta interesante la opinión de quienes viven en la zona actualmente, ya que afirman que las lluvias son poco frecuentes y que respiran un ambiente seco durante la mayor parte del año. Esta versión de los habitantes resulta congruente con la justificación que dio el Padre Tembleque a las autoridades pertinentes para la construcción de un acueducto de tal envergadura.

La crónica antes citada relata que en una ocasión Francisco de Tembleque, desesperado por regresar a su tierra natal, observa, durante los tiempos de estiaje, a una mujer indígena que saca con su cántaro lo que quedaba de agua en un jagüey próximo a su convento. Valdría la pena, entonces, comentar que un jagüey es una depresión en el terreno (natural o artificial) en la cual se pueden almacenar aguas provenientes de escurrimientos superficiales. Se trata de una técnica de almacenamiento de agua para consumo humano que se utiliza en nuestro país desde varios siglos antes a la llegada de los españoles. La calidad del agua del cántaro de la mujer indígena era pésima, siendo descrita en el libro con una superficie *achocolatada*. Aunque el pasaje narra una escena novelada, es bien conocido el trato que recibía el indígena por parte del europeo y no es de extrañar que la poca agua potable que hubiera fuera para el consumo exclusivo de este último. Muchos escenarios similares debieron ocurrir en la realidad de aquellos tiempos, hasta que la imaginación de un fraile, al que se llamó loco en más de una ocasión, ideó una manera creativa, más no sencilla, de poder abastecer a los indígenas de agua limpia.

En particular, la crónica cuenta que tras ese evento del agua achocolatada, sucedió otro que fue determinante para los sucesos posteriores. Un español llevó a su ganado a las proximidades del jagüey, el cual fue utilizado como baño por los animales. Este hecho alarmó a los indígenas que ahí se encontraban, ya que eso significaba la contaminación de su única fuente de abastecimiento de este vital líquido. El fraile, indignado, expulsó al caballero español junto con su ganado y empezó a recorrer en su mente la idea de traer agua desde otro lado, sin importar lo lejos o difícil que fuera. Así fue como inició una serie de entrevistas con los pobladores “naturales” de dicha región hasta que uno afirmó la existencia de un manantial en las cercanías de Zempoala. El Padre Tembleque realizó varios viajes para comprobar que, en efecto, existía un lugar del que brotaba el agua del suelo cerca del Cerro del Tecajete, en el actual estado de Hidalgo. Los viajes sirvieron, entre otras cosas, para analizar y observar el terreno y su topografía, y de esta manera descubrió que la empresa que se proponía tenía

perfecto sentido, ya que Otumba se encuentra a un nivel de varios metros más abajo que el del lugar de los manantiales.

En principio, la idea fue rechazada. Resultaba a la autoridades una completa locura transportar el agua más de quince leguas (que traduciríamos nosotros como 40 kilómetros, aproximadamente), lo que hizo dudar al ilustre padre de tan grandioso proyecto. No sólo se criticaba la titánica distancia, sino el caprichoso relieve, pues en el trayecto hay importantes barrancas que, se pensaba, nunca se podrían librar. En una discusión con su compañero Fray Juan de Romanones, quien lo alentaba a seguir adelante, se le ocurrió que podría convencer al gobierno local de Zempoala de apoyar el proyecto si les demostraba que podía hacer llegar el agua hasta esa población. De esta manera, cuando el transporte del agua fuera algo real, entonces podría convencer a las autoridades de construir el acueducto hasta Otumba.

La construcción del primer tramo resultó ser un éxito rotundo, a tal grado, que las autoridades de Zempoala sólo accederían a la construcción de todo el acueducto hasta Otumba si recibían un pago anual por el uso del agua por parte de esta población. Muchas discusiones se entablaron y se llegó a un acuerdo, que desde luego, incluía una compensación económica a Zempoala. Así pues, se reanudó la construcción de la obra hidráulica.

Otras tres barrancas más fueron libradas mediante la construcción de sólidos puentes, sin embargo, el más importante es el que se construyó en las proximidades al pueblo de Tepeyahualco, el cual consta de 66 arcos que se extienden a lo largo de casi un kilómetro de longitud. Se conoce como la Arquería Monumental. El arco central tiene una altura de casi 40 metros y sitúa al acueducto como el más alto e importante del mundo en su tipo. Se trata del tramo más representativo de toda la obra y es al que el público, de manera inmediata, asocia el nombre de Francisco de Tembleque. Sólo esta sección tardó cinco años en ser construida.

El canal al nivel del suelo continúa su travesía desde la Arquería Monumental hasta una fuente terminal en el Convento de Nuestra Señora de la Asunción de Otumba, y es en ese sitio, donde la historia del abastecimiento de agua cambia para la población indígena del lugar, pues los sucios jagüeyes ya podían pasar a ser del ganado, mientras la gente llenaría sus cántaros con la más limpia agua en la fuente del convento.

1.3 Sobre la arquitectura y el trazado

1.3.1 Problema topográfico

Se ha comentado que la primera respuesta por parte de las autoridades ante la petición de Francisco de Tembleque fue una negativa rotunda. Se argumentaba que el nivel de los manantiales era inferior al de Otumba, lo que convertía en imposibles los objetivos de una obra así. Sin embargo, las observaciones del franciscano concluyeron que esto no era cierto, sino todo lo contrario y, de hecho, existen más de 200 metros de desnivel entre uno y otro punto, siendo, además, favorable para el flujo del agua.

Al día de hoy, se desconocen los métodos que utilizó el Padre Tembleque para llegar al trazo definitivo del acueducto. Dadas las conclusiones a las que llegó, es posible que haya tenido conocimiento de las viejas tradiciones romanas descritas por Vitrubio¹, entre las que se incluye la pendiente aproximada del acueducto y los instrumentos de medición de la topografía.

Se sabe que el instrumento de uso más extendido para el trazo de acueductos en los tiempos de Roma es el corobate. Se trata de una mesa de 6 metros de longitud aproximadamente, y sirve para definir la horizontal entre dos puntos. La altura de la mesa era del orden de 1.25 metros y en los extremos de la misma pendían cuatro plomadas. La parte superior y central de la mesa contaba con una ranura longitudinal de pocos centímetros de profundidad. La operación del instrumento seguía el siguiente procedimiento: se colocaba un extremo de la mesa en el primer punto, de manera que el otro extremo se tenía que nivelar con trozos de madera o piedras, de la misma manera que se calza una mesa inestable en un restaurante. Las plomadas marcaban la referencia, para que, al final, se llenara la ranura superior con agua y se hacía la corrección fina de la horizontalidad. En ese momento la superficie del corobate definía la horizontal, misma que señalaba en un poste vertical colocado en otro punto más adelante, al que se llama vara testigo, y se muestra en la figura 2.1. Los resultados de la medición eran concluyentes en la determinación del movimiento de tierras necesario para que el trazo del acueducto mantuviera la pendiente, que por lo regular era muy pequeña (alrededor del 0.5%).

¹ Marco Vitrubio, arquitecto e ingeniero romano del siglo I a.C y autor de los *10 Libros de la Arquitectura*, único documento que se conserva que trata de la arquitectura de la Antigüedad.



Figura 1. 1. Uso del corobate como instrumento topográfico (Santoyo y Ovando, sitio web TGC)

1.3.2 Una cimbra interesante

Ciertamente, la construcción de las arquerías del Acueducto de Tembleque, no resultó en una innovación tecnológica en el ámbito de la arquitectura. Ya se contaba con conocimientos que databan desde la época de los romanos en lo que la construcción de puentes se refiere. En la tradición clásica, las dovelas descansaban en una cimbra de madera que se apoyaba mediante cuñas a las columnas que sostendrían el arco. De esta manera, al colocar la dovela clave, se retiraban las cuñas y, por gravedad, se producía el reacomodo de las piezas que conformaban el arco.

El texto de Octaviano Valdés incluye al final, entre otros documentos, un interesante análisis relativo a la arquitectura y al trazado del acueducto. En él se menciona una curiosa variante del sistema de cimbrado romano tradicional: la existencia de masas de tierra bajo los arcos sugiere que la cimbra se realizó mediante muros de adobe, sobre los cuales descansaban las dovelas hasta la terminación de la estructura. De este hecho se desprenden dos teorías. La primera plantea que la intemperie ha ido deshaciendo dichos muros con el correr del tiempo, mientras que la segunda sostiene que fueron los mismos constructores los que optaron por destruir esos muros a fin de aminorar el empuje del viento.

1.3.3 Piedra, cal y arena

La piedra natural es, sin discusión alguna, el material de construcción más común en la mampostería de edificios históricos de todos los tiempos. La selección de un cierto tipo de piedra como elemento estructural ha dependido siempre de las observaciones que los constructores han hecho de sus características, como su disponibilidad, su durabilidad o su resistencia, siendo la segunda la más

importante de las tres, cuando menos a los ojos de quienes construían. Prueba de ello son las innumerables estructuras que datan de hasta siglos antes de nuestra era. Tal no es el caso del Acueducto Tembleque, pues las arquerías tan solo han sobrevivido el paso de 450 años. No obstante, cuatro siglos y medio ya es un tiempo importante y, por lo tanto, no se pone en duda la calidad de los materiales de su estructura.

El conquistador español se dio cuenta muy pronto de la maestría con que los pueblos indígenas trabajaban la piedra, a través de la prueba que dejaban sus maravillosos edificios y pirámides, así como sus esculturas monumentales. Las rocas de origen ígneo, formadas por la consolidación del magma fundido, son las de mayor dureza, lo que significa que son las más difíciles de trabajar y la lógica dictaría que lo más conveniente sería su utilización en grandes bloques y formas simples. Sin embargo, es común ver en el trabajo artístico prehispánico las más complejas formas y los más meticulosos detalles en basalto, que es el material más representativo de este tipo de material. La estructura de las imponentes arquerías del Acueducto de Tembleque está hecha a base de roca basáltica.

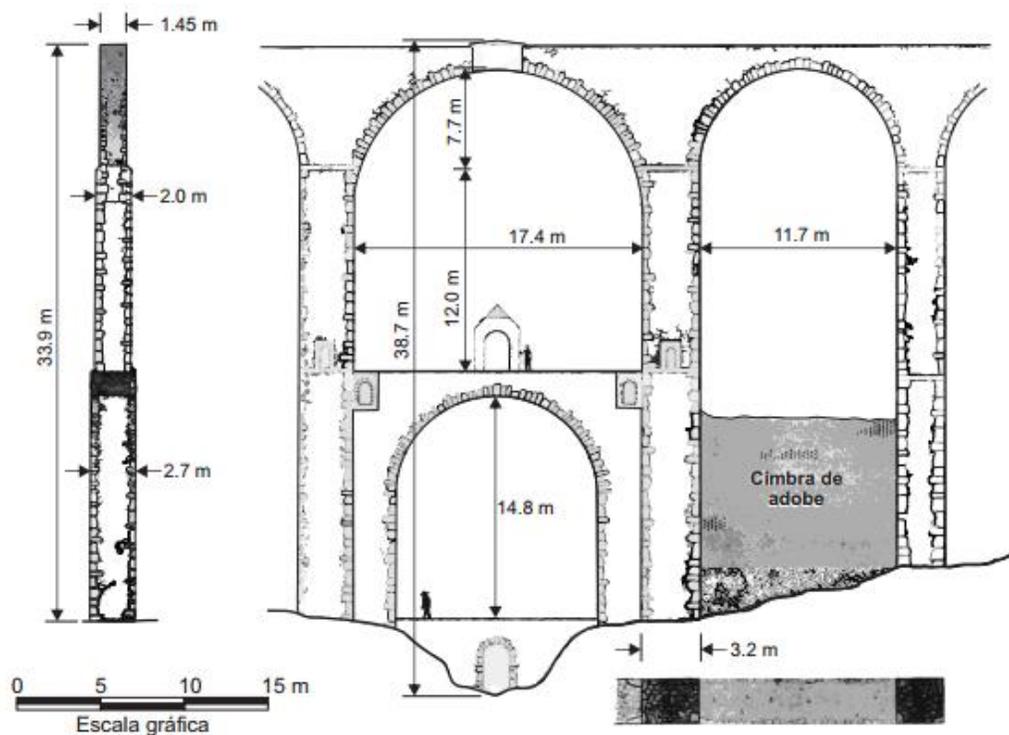


Figura 1. 2. Geometría de los arcos y cimbra de adobe (Santoyo y Ovando, sitio web TGC)

La construcción en roca plantea la necesidad de rellenar los huecos con algún material en estado plástico que, además proporcione adherencia entre las piezas y que le den continuidad a la estructura. Este problema dio origen a los morteros hechos a base de cal y arena, cuya capacidad cementante y durabilidad los hacía ideales para la construcción de elementos estructurales resistentes. Ahora se sabe que la cal adquiere resistencia por un proceso de carbonatación al entrar en contacto con el aire. Se trata de un proceso lento que inicia en las caras exteriores de las edificaciones y progresa hacia el interior de los elementos que dan soporte a éstas. El fraguado total de la cal puede durar varios años, lo que le da una cierta flexibilidad a la estructura y aumenta su capacidad de deformación ante cambios que pudieran presentarse, como asentamientos.

Un mortero de cal, arena, agua y baba de nopal, también denominado argamasa, fue utilizado para cementar las piezas que dan soporte a los imponentes puentes del Acueducto de Tembleque y que se construyeron para librar barrancas y desniveles que habrían hecho imposible la circulación del agua, mismas que operaron durante siglos y que siguen de pie al día de hoy.

Una argamasa de características similares también se utilizó para las juntas de las tuberías de barro a través de las cuales el agua fluye a presión. Recordemos que no todo el acueducto (aunque sí en su mayoría) está constituido por canales.

1.3.4 Cimentación tradicional

Un elemento estructural hecho de mampostería de piedra, cuyas piezas estén unidas mediante un mortero de cal, tiene un peso volumétrico de hasta 2 t/m^3 . Pensando en una columna de cualquier área transversal, si ésta tiene una altura de 38 metros, como es el caso de las columnas en el arco más alto del Acueducto de Tembleque, la presión de contacto con el suelo sería de 76 t/m^2 , aunque esta cifra quizás resulta un tanto exagerada, ya que la columna también incluye en su composición tezontle (muy abundante en la región) y cuyo peso volumétrico ronda la tonelada y media por metro cúbico. Además, ese cálculo consideraría una columna de sección constante, que difiere de la realidad. De hecho, una de las fuentes consultadas estima una presión de contacto de 37 t/m^2 , que, quizás, resulte un tanto bajo. El punto aquí es que se trata de una estructura pesada cuyas cargas son transmitidas al suelo, prácticamente, de manera puntual, lo que puede comprometer la resistencia del suelo y hace fundamental la construcción de una subestructura.

Es una certeza que en aquellos tiempos no se contaba con conocimientos profundos de mecánica de suelos (ya que esos problemas se empezaron abordar varios siglos después), por lo que las soluciones que se tenían para resolver las limitaciones que planteaba la resistencia del suelo sólo podían ser resultado de la experiencia.

Dado un suelo de buena calidad, la cimentación se lograba mediante el engrosamiento de los elementos de soporte, formando zapatas aisladas o corridas. Las columnas de las arquerías suponen zapatas aisladas, de las cuales, a la fecha, se desconocen sus características. Sin embargo, se estima que dichas zapatas siguen una vieja regla, posiblemente derivada de años de construcción con éxito, que sugiere un aumento del área de la sección transversal del 10%, lo que sin duda reduce la presión de contacto. Si, además, estimamos una profundidad de desplante de 1.70 metros², la capacidad de carga de la cimentación mejora considerablemente.

1.3.5 Sobre los glifos

Cuando se observa con mucho cuidado las monumentales estructuras que constituyen las arquerías, se pueden distinguir, en algunas piedras, interesantes tallados hechos por sus constructores. Se sabe que desde los tiempos del México prehispánico, existía la costumbre de marcar el trabajo artístico, al modo de una firma o marca de un autor, que no se limita a la piedra labrada, sino que se practicaba también en la cerámica, los tejidos y hasta en la expresión pictórica sobre la piel de las personas. Tal vez por motivos propios, tal vez por órdenes de los mandatarios, la realidad es que se trataba de una característica muy extendida en dichos trabajos. Existen diversas teorías que explican el origen y el porqué de esta práctica, y casi todas confluyen en la necesidad de los artistas de distinguirse de los demás, ya sea a nivel personal, o a nivel pueblo, de saber de quién o de dónde proviene tal o cual labrado. De esta manera, los glifos en las piedras del Acueducto de Tembleque, darían testimonio de los pueblos que participaron en su construcción, que según las investigaciones, se han estimado cuarenta y cuatro. Lamentablemente, no se cuenta con datos para rastrear el pueblo (o quizás al individuo) asociado a cada glifo, pero los estudios han conducido a conclusiones e interpretaciones muy interesantes.

² Equivalencia al sistema métrico de la convención de la época de desplantar la cimentación a una profundidad de dos varas castellanas.

La aparición de estos glifos en las piezas de la estructura de una obra de infraestructura edificada durante el periodo colonial revela un par de hechos importantes. En primer lugar, se trata de una prueba de la supervivencia de los usos y costumbres previos a la conquista española, mismos que hoy en día constituyen la identidad del pueblo mexicano. Por otra parte, se tiene la persistencia de este método de escritura, que debió haber sido de uso muy extendido, aunque es cierto que se distinguen algunos glifos que, con seguridad, son de procedencia hispana.

Un estudio hecho por Ángel María Garibay, gran estudioso del México prehispánico, distingue dos tipos de glifos según su origen. Por un lado, el Acueducto de Tembleque da muestra de signos hispánicos, que se distinguen por conformar letras del alfabeto latino que, bien pudieran hacer alusión a las iniciales de algún nombre, o tal vez a motivos religiosos como la cruz cristiana, por ejemplo. También pueden distinguirse los signos prehispánicos, los cuales se pueden dividir, a su vez, en dos importantes grupos, ambos asociados a la cultura náhuatl, dada la zona donde se construyó el monumento. El primer grupo incluye figuras libres que representan elementos como manos, flechas o árboles, que pueden referirse a un sitio o a una persona, o elementos como el cuchillo de pedernal y la caña que son de orden ritual y eran signos asociados a los días en el calendario solar. La falta de indicadores numéricos (puntos y barras) en estos glifos hace que sea imposible ubicar el año exacto de la realización de dichos labrados. El segundo grupo consta de símbolos encerrados en círculos que coinciden con los diseños contenidos en los escudos de los caballeros guerreros aztecas. Por lo regular se trata de motivos religiosos que hacen referencia a la cosmogonía de los pueblos nahuas, representaciones del universo, del sol y de algunas de sus deidades rectoras, como Quetzalcóatl.

Resulta demasiado interesante el juicio favorable de Francisco de Tembleque frente a las costumbres de los canteros indígenas, ya que a los ojos de algún otro religioso europeo, el labrado de estos glifos habría significado una práctica pagana que debiera ser rectificada.

1.4 El acueducto en números

Sin duda, el Acueducto de Tembleque es una obra de gran importancia en varios niveles. Lamentablemente, existen al día de hoy muchos vacíos en la historia de su edificación y operación. Sin embargo, se han hecho numerosas investigaciones que presentan información contundente, pero que al comparar lo que un autor dice frente a otro, aún podemos ver datos y opiniones muy divergentes. A continuación se presenta, de manera general, sus características más importantes.

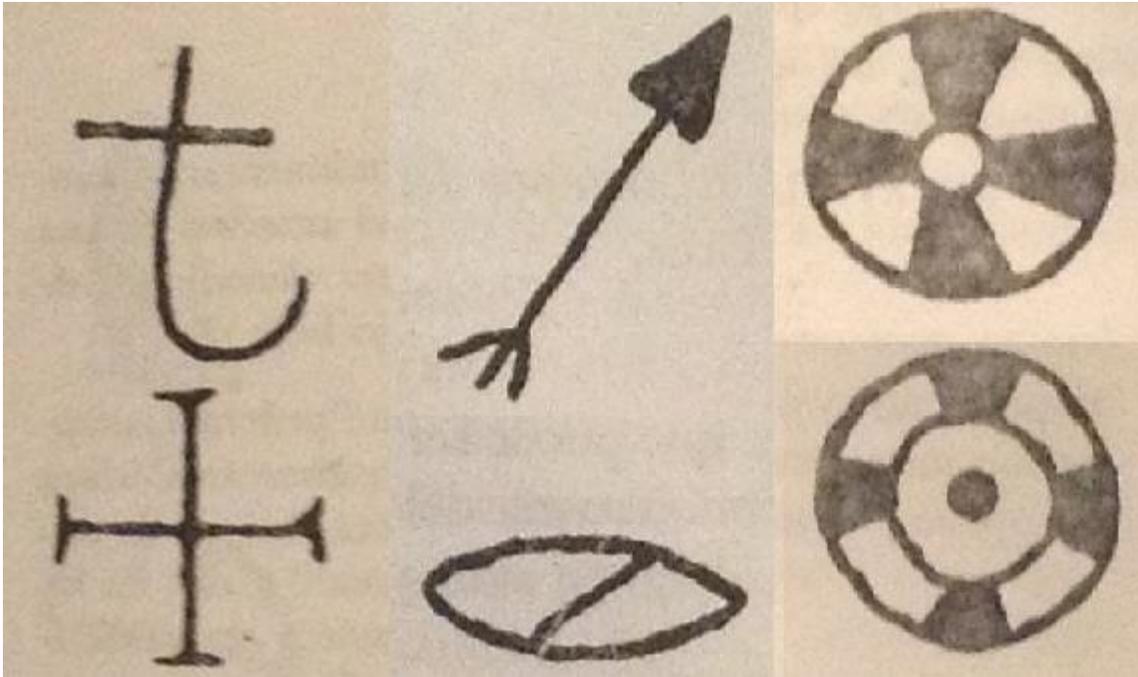


Figura 1. 3. Tipos de glifos: hispánicos (izquierda) y prehispánicos (en medio y derecha), (Valdés, 1997)

Fecha de inicio. Se sabe con certeza que el Acueducto de Tembleque empezó a construirse en la primera mitad del siglo XVI, pocos años después de la Conquista. Se estima que pudo ser entre diez y veinte años a partir de ese momento, por lo que pudo empezarse a construir entre 1530 y 1540. Hay fuentes que lo ubican un poco más adelante, entre 1543 y 1545.

Duración de la obra. La duración de la obra fue de 17 años, por lo que si para 1560 ya estaba terminado, tendría que haber iniciado como máximo en 1543. Tan sólo la arquería de Tepeyahualco tardó cinco años en ser construida, lo que equivale a casi un tercio del tiempo total que duró la obra.

Ubicación. El acueducto une a las poblaciones de Zempoala, en el actual estado de Hidalgo, y Otumba, en el actual Estado de México. Nace en una zona de manantiales al sur del Cerro de Tecajete (al oriente de Zempoala), donde una red de apantles (canales) colectan el agua de los manantiales hasta el canal que ya forma la primera parte del sistema hidráulico.

Longitud. Aunque la distancia en línea recta entre ambas poblaciones es menor, la longitud total del acueducto es cercana a 42 kilómetros, de los cuales 10 kilómetros corresponden al ramal que viaja a

Zempoala, y los 32 restantes del ramal que viaja hasta Otumba. El trazo se hizo siguiendo las curvas de nivel para que el agua viajara por gravedad.

Conducción del agua. El 90% de la conducción ocurre bajo tierra, a través de canales y, por tramos muy cortos, a través de tuberías de barro que funcionaban como conductos a presión. Un 7% del acueducto consiste en un canal abierto a ras de piso y el 3% restante corresponde a los canales que corren por la parte superior de cuatro arquerías que libran importantes barrancas.

Arquerías. La primera arquería del trayecto aparece antes de la bifurcación que separa los caudales de Zempoala y de Otumba. Se conoce como Arquería de Tecajete y consta de 35 arcos y una altura máxima cercana a los 15 metros. Más adelante aparece el Arco Caído, un pequeño puente de algunos metros de longitud y un solo arco en su estructura, que recibe su nombre a partir de que una avenida importante lo destruyó. Fue reconstruido hace pocos años con las mismas técnicas originales de construcción. La tercera arquería en el trayecto es la que está en los límites de la Hacienda de Guadalupe Arcos, que consta de 170 metros de longitud y 14 arcos menores que, actualmente, se encuentran prácticamente sumergidos en un lago artificial³. Finalmente, aparece la Arquería Monumental, cercana al pueblo de Tepeyahualco, y que consta de un longitud de más de un kilómetro y 66 arcos, siendo el mayor de 38.75 metros de alto. Se trata del tramo más impactante de todo el acueducto y es el más famoso. Es normal que cuando se menciona el Acueducto de Tembleque, se asocia de inmediato a esta arquería.

Desnivel. Existe un desnivel mayor a 200 metros entre el sitio de los manantiales y Otumba, por lo que resultaba factible construir una estructura mediante la cual el agua fluyera por gravedad. Si entre los puntos inicial y final hay una distancia de, aproximadamente, 34 kilómetros, la pendiente media del acueducto sería de 0.00588, que expresado en porcentaje, es de 0.588%.

Otros elementos. A lo largo del trayecto del acueducto, los constructores instalaron pozos de visita, a los cuales se podía acceder para coleccionar agua con un cántaro, fuentes y lavaderos, y desarenadores, que tenían la función de coleccionar en el fondo los sedimentos que arrastraba el agua.

³ El análisis hidráulico que se presenta en este trabajo corresponde al de un tramo que incluye esta arquería.

Mano de obra. Naturalmente, quienes se encargaron de la ejecución de la obra fueron los pueblos indígenas, pues ellos conocían el trabajo en piedra de manera excepcional. Las investigaciones arrojan que fueron cerca de 400 obreros indígenas los que edificaron el acueducto.

Financiamiento. La construcción de una obra de tal envergadura (y con tales fines) haría pensar que Francisco de Tembleque era bastante influyente en el gobierno de la Nueva España, hecho que es irreal. En realidad fue su convicción lo que dio vida al acueducto y, en su mayoría, fue financiado por los indígenas. En este punto valdría la pena mencionar el papel tan importante que desempeñaron las mujeres indígenas de la época, y que inexplicablemente ha sido omitido por los cronistas. Mientras los hombres eran los encargados de levantar los arcos o cavar la tierra para hacer los canales, las mujeres permanecían en casa tejiendo telas de algodón que más tarde serían vendidas en los mercados. El dinero que se percibía de estas ventas se destinaba a la compra de materiales, y fue así como se financió alrededor del 75% del costo total de la obra, que se estima en, aproximadamente, veinte mil pesos, de aquella época, naturalmente.

Vemos que los números hablan por sí mismos, por lo que es nuestra obligación otorgar el valor adecuado a tan importante estructura que, independientemente de su belleza artística, tiene un objetivo que, al día de hoy, se puede seguir cumpliendo. Podría pensarse que, dadas las demandas de agua potable hoy en día, las capacidades del Acueducto de Tembleque parecieran exiguas e insuficientes. No obstante, los datos que se presentan más adelante dan fe de que la cantidad de agua que se puede transportar a través de él resultaría de mucha utilidad para los pueblos y haciendas con que se encuentra a su paso. Después de todo, en nuestros tiempos no hay agua que sobre y si en otras partes del mundo existen acueductos milenarios que aún operan, carecemos de razones para decir que éste no debería hacerlo.

2. CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDRÁULICA

“Una torrentera detiene el ágil paso del acueducto. Mas habiendo saltado una vez la depresión de Santa Inés Amiltepec, este brinco nuevo lo realiza sin mayor dificultad, cabalgando sobre un puente sostenido por trece arcos menores.”

La Mecánica de Fluidos es la rama de la Mecánica que tiene por objeto el estudio de las leyes que rigen el comportamiento de los fluidos, ya sea en reposo o en movimiento, en cuyo caso se denomina Hidrostática e Hidrodinámica, respetivamente. El manejo de los fluidos es de particular interés para el avance de la ciencia y la tecnología, pero tiene su origen en la necesidad de manipular, para diversos fines, dos fluidos que podríamos llamar fundamentales: el agua y el aire. El primero da paso al desarrollo de la Hidráulica, que es una rama de la Mecánica de Fluidos, y se ocupa del diseño y funcionamiento de los sistemas hidráulicos: canalizaciones, conducciones y estructuras hidráulicas.

A continuación, se definen los conceptos fundamentales de la Hidráulica que se aplicarán en el análisis del funcionamiento del Acueducto de Tembleque.

2.1 Ecuaciones fundamentales de la Hidráulica

2.1.1 Ecuación de continuidad

La ecuación de continuidad se desprende del principio de conservación de la materia. Dicho principio establece que, de la masa de un fluido que entra a un volumen especificado dentro del flujo por unidad de tiempo, parte de ella se queda almacenada en el interior, mientras que el resto sale del volumen. Lo anterior, aplicado a un volumen de control completamente arbitrario, se puede expresar como se indica en la ecuación (2.1), donde el primer término representa la cantidad neta de masa que atraviesa la superficie de frontera del volumen en estudio, y el segundo representa la rapidez con que varía la masa dentro del mismo:

$$\frac{\partial(\rho VA)}{\partial s} ds + \frac{\partial}{\partial t}(\rho A ds) = 0 \quad (2.1)$$

donde ρ es la densidad del líquido.
 S es la coordenada curvilínea siguiendo el eje de la vena líquida; así pues, ds representa la separación entre dos secciones transversales y normales a dicho eje.

Cuando el flujo es permanente, la derivada con respecto del tiempo desaparece de la ecuación (2.1), de manera que la ecuación queda de la siguiente manera

$$\frac{\partial(\rho VA)}{\partial s} ds = 0 \quad (2.2)$$

Si se sabe que el fluido con el que se trabaja es incompresible, también se sabe de inmediato que su densidad será constante y, por consiguiente

$$VA = constante \quad (2.3)$$

Entonces, se concluye que el gasto que circula por cualquier sección transversal del volumen de control (vena líquida) es constante siempre que el flujo sea permanente. Por lo tanto, dos secciones cualesquiera del conducto cumplen la siguiente igualdad

$$V_1 A_1 = V_2 A_2 = constante \quad (2.4)$$

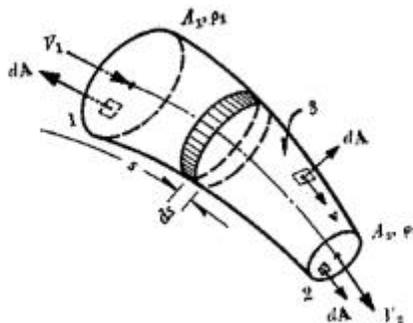


Figura 2. 1. Ecuación de continuidad para una vena líquida (Sotelo, 2011)

2.1.2 Ecuación de la energía

Esta ecuación puede obtenerse a partir de la segunda ley de Newton, aplicada a un elemento diferencial de masa de líquido como se muestra en la ecuación (2.5)

$$dF = dma \quad (2.5)$$

El análisis debe considerar las fuerzas que se oponen al movimiento, las cuales desarrollan un trabajo mecánico que es equivalente a la energía disipada al vencer dichas fuerzas. Relacionando las diferentes transformaciones de la energía por unidad de peso a lo largo de una misma línea de corriente se obtiene

$$\frac{\partial}{\partial s} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \alpha \frac{v^2}{2g} + h_r \right) = -\frac{1}{g} \frac{\partial \beta v}{\partial t} \quad (2.6)$$

La expresión anterior se conoce como *ecuación diferencial de la energía para una vena líquida*, o bien, *ecuación dinámica*. Vemos que incluye a los coeficientes α y β , conocidos como *coeficientes de Coriolis y Boussinesq*, que corrigen el efecto de considerar valores medios de velocidad, y no la distribución real, en una determinada sección. Al integrar la ecuación anterior entre dos secciones, 1 y 2, de una vena líquida, se obtiene la *ecuación general de la energía para una vena líquida*:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_r + \frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial(\beta v)}{\partial t} ds \quad (2.7)$$

donde

z	es la carga de posición, medida desde un plano horizontal
p/γ	es la carga de presión
$v^2/2g$	es la carga de velocidad
$\sum_1^2 h_r$	es la pérdida de carga
$\frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial(\beta v)}{\partial t} ds$	es la carga correspondiente al cambio local de velocidad

La ecuación (2.7) establece las relaciones entre las diferentes transformaciones de la energía mecánica del líquido, por unidad de peso del mismo: la carga de posición es la energía potencial, la carga de presión es la energía correspondiente al trabajo mecánico ejecutado por las fuerzas debidas a la

presión, la carga de velocidad es la energía cinética de la vena líquida, la pérdida de carga es la energía transformada en otro tipo de energía y, finalmente, la carga correspondiente al cambio local de velocidad se traduce en la energía utilizada para efectuar dicho cambio.

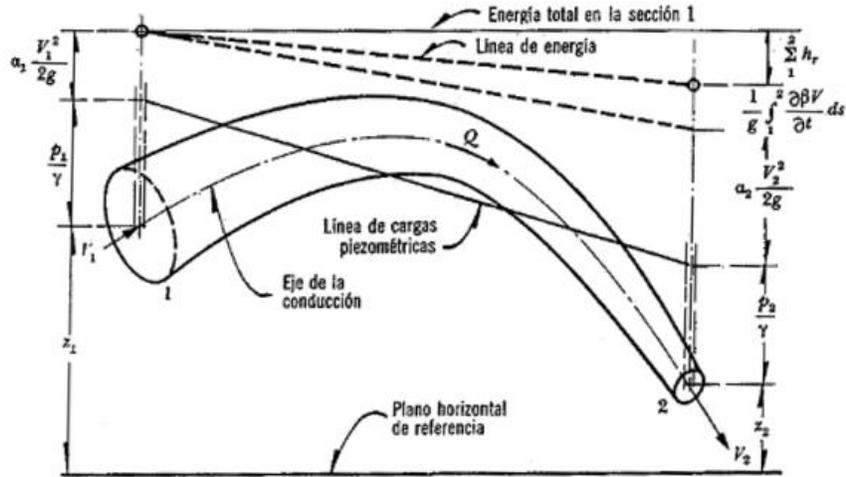


Figura 2. 2. Interpretación de la ecuación de la energía (Sotelo, 2011)

Si el flujo es permanente, la ecuación (2.7) es

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_r \quad (2.8)$$

2.1.3 Ecuación de impulso y cantidad de movimiento

La ecuación de impulso y cantidad de movimiento también se obtiene a partir de la segunda ley de Newton. Se conoce como *impulso* al producto de la suma vectorial de las fuerzas que actúan sobre una masa (sea ésta de fluido o no) por el tiempo en que lo hace. Se conoce como *cantidad de movimiento* de un elemento de masa M al producto de ésta por su velocidad. Ambos conceptos son equivalentes para una misma masa y se pueden expresar de la siguiente manera

$$Fdt = Mdv \quad (2.9a)$$

O bien

$$\mathbf{F} = \frac{d(\mathbf{M}\mathbf{v})}{dt} \quad (2.9b)$$

Es decir, que la suma vectorial de todas las fuerzas que actúan sobre una masa de fluido equivale a la rapidez del cambio del vector lineal *cantidad de movimiento de la masa de fluido*. Dichas fuerzas son de los siguientes tipos:

- Fuerzas normales a las fronteras de la masa, F_p , que se puede entender en términos de la presión sobre las mismas.
- Fuerzas tangenciales a dichas fronteras, F_τ , que se miden en términos de los esfuerzos tangenciales sobre la misma masa.
- Fuerzas de cuerpo, F_c , que se refieren al peso propio de la masa de fluido.

Entonces, la ecuación de impulso y cantidad de movimiento para un flujo unidimensional que se utilizará en el presente trabajo, se define de la siguiente manera

$$F_p + F_\tau + F_c = \rho \sum (Q\beta V) \quad (2.10)$$

La ecuación anterior sólo será válida bajo la hipótesis de que el flujo es permanente y el fluido incompresible, además de que las únicas fuerzas que actuarán sobre el mismo son las correspondientes a las de presión y gravedad. Por tratarse de una ecuación vectorial, ésta obviamente se puede expresar a través de sus componentes (x, y, z).

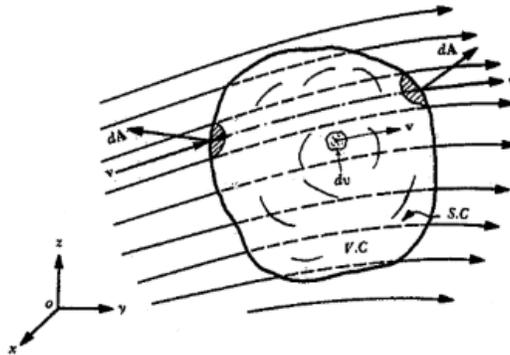


Figura 2. 3. Derivación de la ecuación de cantidad de movimiento para un volumen de control (Sotelo, 2011)

2.2 Flujo en conductos a presión

2.2.1 Definición de flujo

Por fluido se entiende una sustancia incapaz de recibir un esfuerzo cortante. Si éste llegara a presentarse, el fluido presentaría una deformación continua durante el tiempo que exista dicho esfuerzo. Lo anterior se traduciría en un desplazamiento de las partículas del fluido, mismo al cual denominamos flujo. Las cantidades físicas que caracterizan un flujo son:

- a) El desplazamiento de una partícula de fluido
- b) La velocidad de una partícula de fluido en un punto del campo de flujo
- c) La aceleración de una partícula de fluido en un punto del campo de flujo

Estas cantidades pueden permanecer constantes o bien, presentar variaciones ya sea con respecto del espacio o del tiempo. Si las características del flujo no cambian con respecto del espacio, entonces se trata de un flujo uniforme, mientras que si lo hacen, se trata de un flujo no uniforme o variado. Esta clasificación se discutirá con mayor detalle más adelante, cuando se mencione el flujo en canales. Por otra parte, si las cantidades físicas asociadas al flujo permanecen constantes en el tiempo, se dice que el flujo es permanente, mientras que si varían, el flujo es no permanente.

Hablando de tuberías, es importante hacer mención a las tres fuerzas que actúan sobre ellas: de presión, gravitacionales y de fricción. Las fuerzas de presión siempre intentan acelerar el flujo. Las fuerzas gravitacionales, que se refieren al peso del fluido, intervendrán sólo si presentan componentes en la dirección del flujo, de manera que acelerarán al mismo si éste desciende, y lo frenarán en el caso contrario. Las fuerzas de fricción, por su parte, siempre se opondrán al movimiento del fluido e intentarán frenarlo. El estudio de estas últimas fuerzas es fundamental para el diseño de cualquier sistema de tuberías, por lo que se profundizará en su caso.

2.2.2 Resistencia al flujo en conductos a presión

Si se pusiera la pared de un conducto bajo las poderosas lentes de un microscopio moderno, se observaría con todo detalle que ésta se forma por un sinnúmero de asperezas e irregularidades con

diferentes alturas, además de que presentan una distribución completamente aleatoria. Caracterizar un conducto a partir del promedio de la altura, la forma o la distribución en el espacio de estas asperezas resultaría en una tarea absolutamente imposible. Lo que se hace en la práctica es obtener una altura media de éstas a partir de un cálculo que incluye las características del fluido, misma que se conoce como rugosidad absoluta y se expresa con una letra ε . Más que la rugosidad absoluta, se considera de mayor importancia la relación que ésta guarda con el diámetro de la conducción, ε/D , que se conoce como rugosidad relativa.

2.2.3 Pérdidas de energía por fricción

La fórmula de Darcy-Weisbach, propuesta en 1850, resulta de una deducción experimental y permite determinar la pérdida por fricción en un tubo

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad (2.11)$$

donde

h_f	es la pérdida por fricción, en m
f	es el factor de fricción, adimensional
L	es la longitud del tubo, en m
D	es el diámetro de la conducción, en m

El factor de fricción, f , es función de la rugosidad del material del conducto y del número de Reynolds del flujo. Este último se calcula, para un conducto a presión, mediante la siguiente expresión

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (2.12)$$

donde

Re	es el número de Reynolds, adimensional
V	es la velocidad media del flujo, en m/s
D	es el diámetro de la tubería, en m
ν	es la viscosidad cinemática del fluido, en m ² /s

Las observaciones de Osborne Reynolds, de la Universidad de Cambridge, permitieron una correcta formulación del fenómeno de la fricción en tuberías. El número que lleva su nombre permite evaluar

las preponderancias de las fuerzas viscosas sobre las de inercia. De esta manera, el número de Reynolds permite distinguir entre los siguientes tipos de flujo:

Flujo laminar. El flujo se mueve en capas ordenadas sin intercambio de “paquetes” de fluido entre ellas. El valor del número de Reynolds es de hasta 2200, aunque de acuerdo con el autor que se consulte, este límite puede variar.

Flujo turbulento. Se presenta un intercambio de “paquetes” de fluido entre las capas que se mueven con velocidades diferentes. El vector velocidad de las partículas no se puede definir fácilmente y, estrictamente, el flujo no es permanente, por lo que se habla de una velocidad promedio. Se habla de un flujo turbulento cuando el número de Reynolds es mayor de 4500.

Flujo en transición. Se trata del flujo que se presenta ante el cambio de régimen laminar a turbulento. Aparece cuando los valores del número de Reynolds oscilan entre 2200 y 4500.

Las investigaciones experimentales en relación con las pérdidas de energía por fricción en tubos inician en 1846, cuando Poiseuille determina matemáticamente una ecuación que permite calcular el factor de fricción para un flujo laminar y que es válida para tubos lisos y rugosos

$$f = \frac{64}{Re} = \frac{64}{VD/\nu} \quad (2.13)$$

Sin embargo, fue hasta 1920, cuando Johann Nikuradse, en Gotinga, obtiene las expresiones para calcular el factor de fricción, tanto para tubos lisos como rugosos y con valores de Reynolds de hasta 3×10^6

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{Re\sqrt{f}}{2.51} \quad (2.14)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{3.71D}{\varepsilon} \quad (2.15)$$

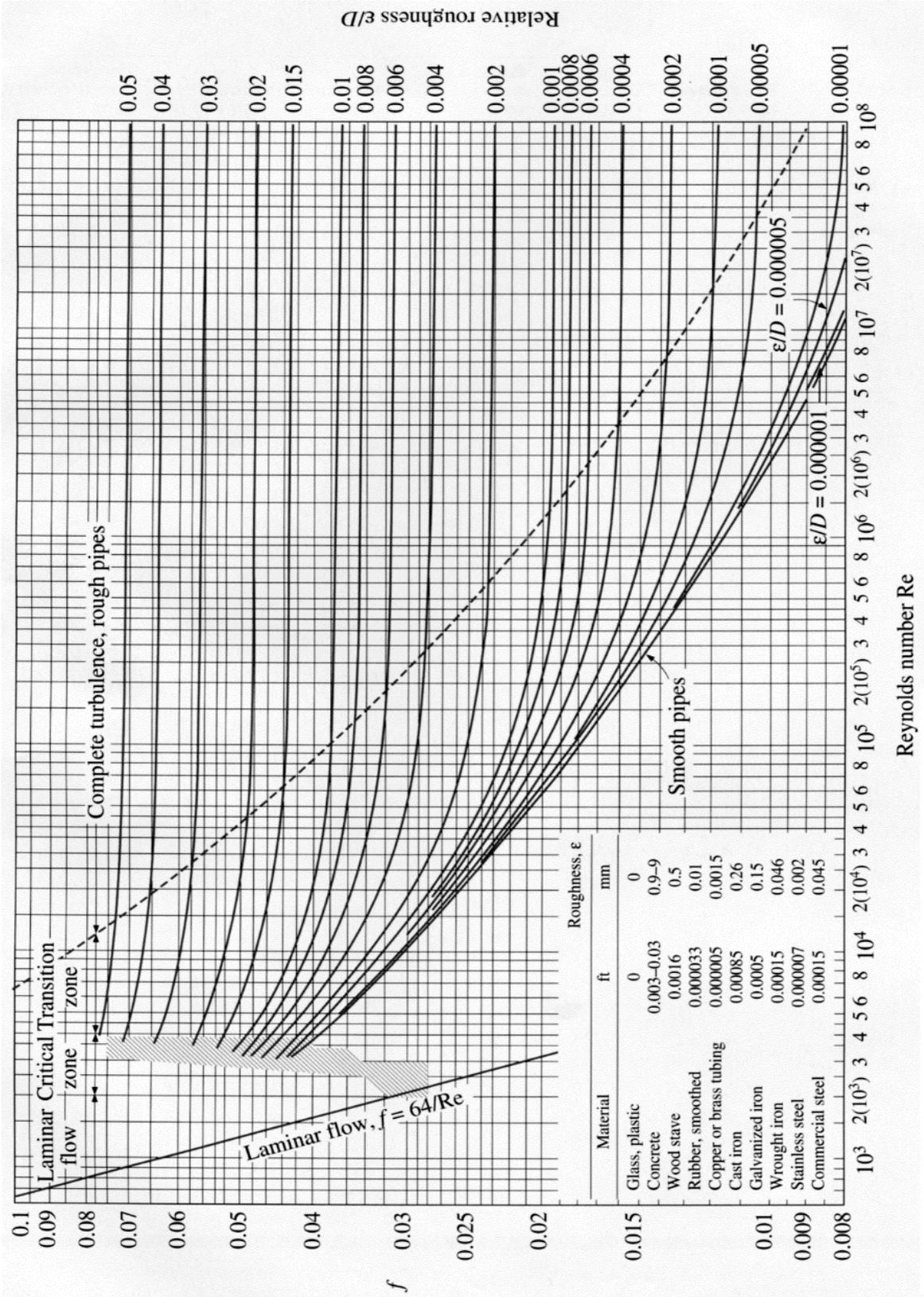


Figura 2. 4. Diagrama universal de Moody (<http://www.iswater.in>, 2013)

Siendo la ecuación (2.14) la utilizada para tubos lisos, y la (2.15) para tubos rugosos. Más adelante, Colebrook y White corroboraron los resultados de Nikuradse para las zonas laminar y turbulenta, sin embargo notaron incongruencias, para la zona de transición, entre dichos resultados y los que ellos mismos encontraron. Por ello, presentaron una fórmula empírica para el cálculo del factor en la zona de transición:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right) \quad (2.16)$$

La obtención de estos resultados permitió a Moody proponer un diagrama universal, mostrado en la figura 2.4, con el cual se puede determinar el coeficiente de fricción en tuberías de cualquier rugosidad y que transportan cualquier líquido. La precisión de los resultados que arroja este diagrama dependerá de la correcta selección de la rugosidad del material del cual está constituido el tubo.

Finalmente, solo quedaría analizar el cómo considerar los efectos de la corrosión del agua en los conductos antes mencionados, pues es un hecho que el paso de los años y el tipo de agua que fluye en los sistemas hidráulicos modifica las condiciones de rugosidad de los materiales en los tubos. El criterio de Genijew resulta efectivo y establece que

$$\varepsilon_t = \varepsilon_0 + at \quad (2.17)$$

donde

ε_t	es la rugosidad del tubo después de t años de servicio, en mm
ε_0	es la rugosidad del tubo nuevo, en mm
a	coeficiente asociado al tipo de agua que fluye por el tubo, en mm/año
t	tiempo de servicio del tubo, en años

2.2.4 Pérdidas locales

En la práctica profesional, las tuberías que se utilizan para conducir algún líquido se componen por tramos rectos y curvos con el objeto de ajustarse a los accidentes topográficos del terreno. Asimismo, pueden presentarse cambios en la geometría de la conducción, tanto como dispositivos para el control de las descargas, como lo son válvulas y compuertas. Dichos cambios provocan pérdidas de energía localizadas en el mismo sitio en que ocurre la alteración del flujo y son diferentes de las de fricción.

Por ello, reciben el nombre de pérdidas locales (o por accesorio) y se expresan como una fracción de la carga de velocidad inmediatamente aguas abajo de donde se produjo dicha pérdida

$$h_L = K \frac{V^2}{2g} \quad (2.18)$$

donde: h_L es la pérdida de energía local, en m
 K es el coeficiente asociado al tipo de pérdida que se presente, adimensional
 $V^2/2g$ es la carga de velocidad aguas abajo de donde se produce la alteración, en m

El valor del coeficiente K de pérdida depende del tipo de alteración que se produzca. Podemos enumerar las siguientes posibilidades: entrada, rejilla, ampliación, reducción, cambio de dirección, válvulas o bifurcaciones. Existen tablas y gráficas mediante las cuales se puede determinar dicho coeficiente dada alguna característica del conducto, como el diámetro.

2.3 Flujo en canales

2.3.1 Definición

Un canal es una estructura, ya sea natural o artificial, que se caracteriza por poder conducir un líquido por efecto de la acción gravitatoria. La geometría puede ser de lo más variada, pero un punto que es importante resaltar es que siempre se presentará una superficie libre del fluido que conduce, o dicho de otra manera, el líquido siempre estará en contacto con la presión atmosférica. De esta manera si pensamos en un tubo por el cual fluye algún líquido, pero sin ocupar completamente la sección transversal del mismo, decimos que está trabajando como un canal.

Los canales pueden ser naturales, como bien son los ríos, arroyos o estuarios, mientras que también pueden ser artificiales, como los creados por el hombre para fines de riego, drenaje, navegación o, en el caso del acueducto bajo estudio, para el abastecimiento de agua potable, aunque en la actualidad esta práctica no es común.

2.3.2 *Elementos geométricos de un canal*

Pendiente de plantilla, S_0 . Se define como el desnivel entre dos puntos sobre la plantilla de una canal y la distancia horizontal que los separa. Puede calcularse también como $\tan \theta$, donde θ es el ángulo que forma la plantilla respecto de la horizontal.

Tirante, y . Es la distancia perpendicular a la plantilla que va desde el punto más bajo de la sección transversal hasta la superficie libre del agua.

Ancho de superficie libre o espejo de agua, T . Corresponde al ancho total de la sección medido al nivel de la superficie libre.

Área hidráulica, A . Se define como el área ocupada por el flujo en la sección transversal del conducto.

Perímetro mojado, P . Se entiende como la longitud de la línea de contacto entre el flujo y las paredes del conducto. No incluye la longitud del ancho de superficie libre.

Radio hidráulico, R_h . Se obtiene del cociente del área hidráulica y el perímetro mojado. Se trata de la longitud característica de un canal.

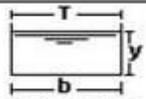
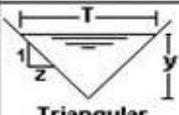
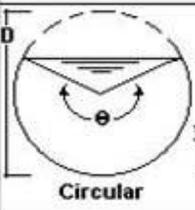
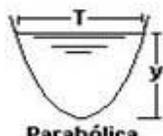
Tirante medio, Y . Es la relación que existe entre el área hidráulica y el ancho de superficie libre. Se calcula como el cociente de ambos.

Talud, k . Indica la inclinación de las paredes de un canal y representa la distancia horizontal recorrida desde un punto sobre la pared para ascender una unidad de longitud a otro punto sobre la misma. Es una característica fundamental en canales artificiales de sección triangular, trapecial o compuesta.

2.3.3 Tipos de flujo

La clasificación de flujo es conductos a superficie libre obedece a los mismos criterios que se mencionaron antes en la sección 2.2.1, además de que dichos criterios aplicarán para las hipótesis de flujo unidimensional, que es el de mayor interés en este momento. Se puede resumir dicha clasificación de la siguiente manera:

Tabla 2. 1. Elementos geométricos de las secciones más comunes (Ingeniería Civil-Tutoriales al día. Sitio web, 2013)

Sección	Área hidráulica A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Espejo de agua T
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b + 2zy$
 Triangular	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta - \text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$(\text{sen}\frac{\theta}{2})D$ ó $2\sqrt{y(D-y)}$
 Parabólica	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

Flujo permanente y no permanente. El tiempo es el criterio para esta clasificación. Si la velocidad media de una sección se mantiene a través del tiempo, el flujo será permanente, mientras que si no lo hace, hablamos de un flujo no permanente.

Flujo uniforme y variado. El criterio aquí es el espacio. Si la velocidad media del flujo se mantiene en cualquier sección del canal, el flujo será uniforme. Esto significa que tanto el área hidráulica como el tirante también son constantes en el espacio. En un flujo variado ocurrirá lo contrario. Se discutirán los elementos básicos de análisis de ambos tipos de flujo en las secciones 2.3.4 y 2.3.5.

Un flujo variado, sea permanente o no, puede clasificarse a su vez en tres tipos: gradualmente variado, rápidamente variado o espacialmente variado, siendo el primero el de mayor interés para este trabajo, y que se explicará más adelante. El segundo se presenta cuando hay una transición (cambio en la

geometría del canal) o bien cuando se presenta un salto hidráulico. El último ocurre cuando el gasto cambia con respecto del espacio, pudiendo presentarse un flujo creciente o decreciente.

Flujo laminar y turbulento. Esta clasificación toma como criterio la viscosidad del fluido, respecto de la inercia, y los valores del número de Reynolds que se consideraron para los conductos a presión, bien podrían aplicarse para el flujo en canales. La ocurrencia del flujo laminar en canales suele ser muy rara, dado que las dimensiones son relativamente grandes y la viscosidad el agua es muy baja.

Flujo subcrítico y supercrítico. Sumada a las anteriores clasificaciones, ésta es adicional y característica de los flujos a superficie libre, por lo que no se hace para conductos a presión. Se basa en la importancia de las fuerzas de inercia contra la de gravedad, ambas por unidad de masa. Si la pendiente es pequeña (menor a 8° respecto de la horizontal), como habitualmente lo es en la práctica, calculamos el número de Froude mediante la siguiente ecuación

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gY}} \quad (2.19)$$

donde Fr es el número de Froude, adimensional
 V es la velocidad media de la sección, en m/s
 g es la aceleración gravitatoria, en m/s²
 Y es el tirante medio de la sección, en m

El cálculo del parámetro anterior permite distinguir entre los siguientes tres tipos de flujo:

Régimen subcrítico, $Fr < 1$. La fuerza de gravedad es más importante que la de inercia, lo que significa que el flujo ocurre con poca velocidad.

Régimen crítico, $Fr = 1$. El flujo ocurre en régimen crítico. Esto quiere decir que el flujo viaja con la mínima energía necesaria para su ocurrencia.

Régimen supercrítico, $Fr > 1$. Esto implica que la fuerza de inercia domina sobre la de gravedad. El flujo ocurre con gran velocidad.

2.3.4 Flujo uniforme. Ecuación de Manning

Las condiciones de flujo uniforme (velocidad, área hidráulica y tirante constantes) se satisfacen exclusivamente en el caso de que el canal sea prismático. Esto significa que la geometría, la rugosidad y la pendiente de plantilla son constantes, lo que significa que sea raro que se presente en canales naturales.

Para que se establezca un flujo uniforme, debe existir un balance dinámico entre la componente de la fuerza del peso en la dirección del flujo y la fuerza de fricción que se opone al mismo. De esta manera, es fundamental que el flujo sea permanente y que el canal sea lo suficientemente largo, aunque esta última característica depende de otros factores, como por ejemplo el gasto y la rugosidad.

La aplicación de la ecuación de impulso y cantidad de movimiento a un volumen de control de cierta longitud en un flujo uniforme, debe conducir a que la componente de la fuerza del peso en la dirección del flujo equivale a la de fricción ejercida sobre el fondo y las paredes del canal, que se evalúa a través del esfuerzo tangencial medio actuante sobre dichas fronteras. Un análisis hecho a partir de esta hipótesis condujo a Chezy, en 1775, a la siguiente expresión

$$V = C\sqrt{R_h S} \quad (2.20)$$

donde

V	es la velocidad media del flujo uniforme, en m/s
C	es un factor de fricción, $m^{1/2}/s$
R_h	es el radio hidráulico de la sección normal, en m
S	es la pendiente hidráulica, adimensional

Existe una gran cantidad de expresiones empíricas que se han obtenido para determinar el valor del coeficiente C de Chezy que permitan resolver los problemas de la práctica. Éstas expresiones se encuentran con facilidad en tablas y textos relacionados con Hidráulica de canales, sin embargo, es común que se utilice con frecuencia la que obtuvo Manning, que es la más conocida, pero cuya aplicación se restringe a flujo turbulento. Es la siguiente

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n} \quad (2.21)$$

donde n es un coeficiente que depende de la rugosidad del canal, en $s/m^{1/3}$

De esta forma, al sustituir la ecuación (2.21) en la (2.20) se obtiene la expresión que conocemos como ecuación de Manning

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (2.22)$$

Estrictamente, el coeficiente n no sólo depende de la rugosidad en las paredes y en el fondo del canal, sino que también considera otras variables, como la geometría de la sección transversal y características hidráulicas del flujo. Por esta razón, la selección de un valor para este coeficiente, es preciso tener un conocimiento cualitativo y cuidadoso de los factores que más influyen.

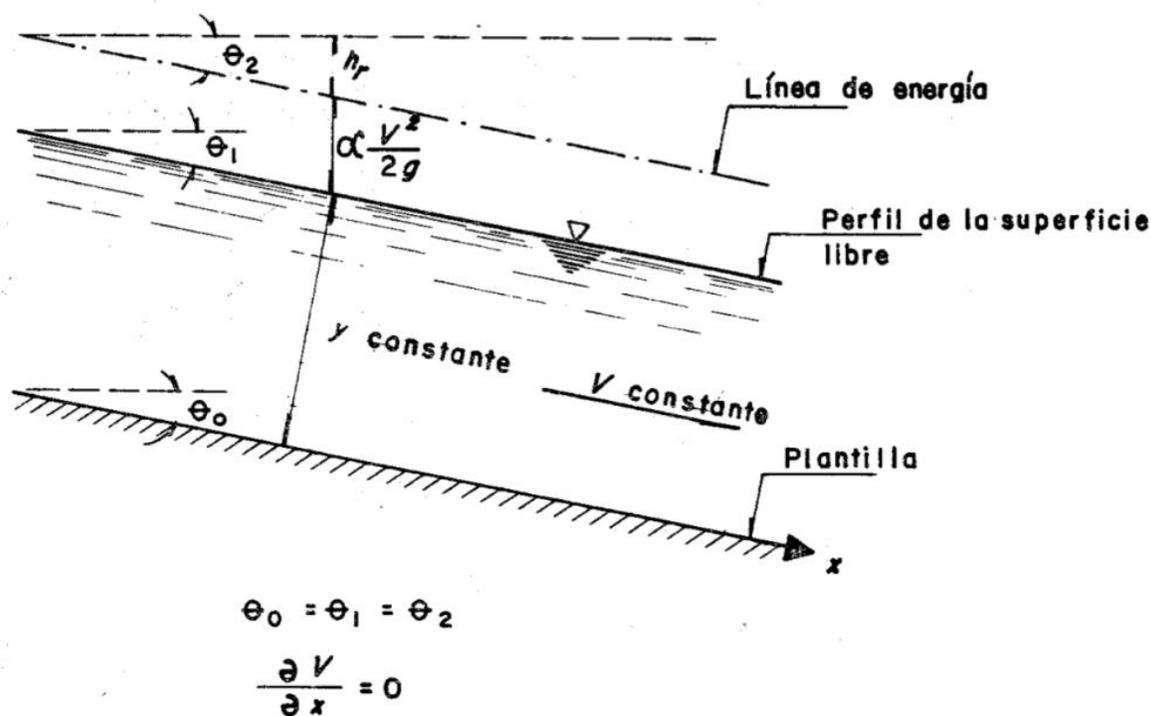


Figura 2. 5. Flujo uniforme (Sotelo, 2002)

Es posible que en la práctica un canal presente diversas características de rugosidad para una misma sección transversal. Esto implica que el cálculo del flujo uniforme, utilizando la ecuación de Manning, requería de tantos coeficientes n , como distintas rugosidades existan a lo largo del perímetro mojado. Dado este problema, se ha realizado experimentación que ha conducido a fórmulas empíricas que

permiten la obtención de un coeficiente rugosidad equivalente. Veamos como ejemplos las siguientes dos expresiones, que son de fácil aplicación, siendo la segunda de particular interés por su aplicación a canales naturales.

Ecuación de Horton – Einstein

$$n = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (2.23)$$

donde P_i es el tramo i del perímetro mojado con una rugosidad i , en m
 n_i es el coeficiente de rugosidad del tramo P_i , en $s/m^{1/3}$
 P es el perímetro mojado total de la sección, en m

Ecuación de V. Kolar (cauces naturales)

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)k \quad (2.24)$$

donde n_0 depende del material que conforma el fondo y paredes
 n_1 considera irregularidades en el fondo y paredes
 n_2 considera cambios de forma en el área hidráulica a lo largo del cauce
 n_3 considera la presencia de vegetación
 n_4 considera el efecto del trazo longitudinal, es decir, si éste es recto o curvo
 k es un factor de corrección por efecto de las sinuosidades en el curso del cauce

2.3.5 Flujo gradualmente variado

Cuando en un canal no se satisfacen las condiciones de equilibrio del flujo uniforme, se presenta un flujo variado, ya sea en un tramo, o bien, en toda su longitud. La tendencia de este tipo de flujo será la de tratar de alcanzar dichas condiciones de flujo uniforme, cuando menos en los tramos prismáticos de dicha conducción. Es importante notar que esto no siempre se va a lograr, pues dependerá de la rugosidad y la longitud del canal en cuestión.

El análisis del flujo gradualmente variado supone que el tirante va sufriendo pequeños cambios en la dirección del movimiento, sobretodo, al compararlos con la distancia en la que ocurren. Asimismo, considera que el gasto en el canal es constante. El desarrollo de la teoría parte de las siguientes hipótesis.

- a) El fondo del canal es plano y la pendiente permanece constante.
- b) La distribución de velocidades en una sección es fija, por lo que los coeficientes asociados a ella son constantes para todo el canal.
- c) Las pérdidas por fricción representan las pérdidas de energía más importantes. Cualquier otra pérdida es secundaria.
- d) Los desarrollos no consideran el efecto producido por el arrastre del aire.

La ecuación diferencial de la energía puede ser aplicada en un tramo de longitud dx . Para un canal de pendiente pequeña y bajo estas condiciones se tiene

$$\frac{dz}{dx} + \frac{d}{dx} \left(y + \frac{V^2}{2g} \right) + \frac{dh_f}{dx} = 0 \quad (2.25a)$$

Pero la suma del tirante y la carga de velocidad en la sección definen el concepto conocido como energía específica E , que corresponde a la energía por unidad de peso de un líquido que fluye a través de dicha sección transversal, medida respecto al fondo de ésta. Para una energía específica dada, existen dos posibles tirantes asociados a ella, denominados alternos, ya que uno está en régimen subcrítico y el otro en régimen supercrítico. Sin embargo, dado un gasto constante, existe un tirante único para el cual la energía es mínima (la mínima que necesita un líquido para fluir con dicho gasto), mismo que recibe el nombre de tirante crítico.

Habiendo mencionado lo anterior, la ecuación diferencial de la energía (2.25a) se puede expresar de la siguiente manera

$$\frac{dz}{dx} + \frac{dE}{dx} + \frac{dh_f}{dx} = 0 \quad (2.25b)$$

donde $\frac{dz}{dx}$ es igual a la pendiente longitudinal de la plantilla
 $\frac{dE}{dx}$ representa la variación de la energía específica con respecto de la longitud horizontal entre dos puntos

dh_f/dx corresponde a la pendiente de la línea de la energía

Vale la pena hacer algunas observaciones a la ecuación anterior. El término dz/dx equivale al seno del ángulo de inclinación de la plantilla respecto a la horizontal, θ . Se ha convenido que una inclinación descendente en el sentido del flujo representa una pendiente S_0 , positiva. No obstante, esta convención implica que la posición z decrece en la medida en que la longitud x crece. Esto significa, por consiguiente, que para una pendiente positiva dz/dx es menor que cero, o bien

$$\frac{dz}{dx} = -S_0 \quad (2.26)$$

El segundo término, dE/dx , puede resultar un poco más complejo. El análisis del mismo requiere que lo entendamos según la regla de la cadena

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dE}{dy} \frac{dy}{dx} \quad (2.27a)$$

Desarrollando la derivada de la función energía específica respecto del tirante nos conduce la ecuación anterior expresada de la siguiente manera

$$\frac{dE}{dx} = (1 - Fr^2) \frac{dy}{dx} \quad (2.27b)$$

Finalmente, se mencionó que el último término equivale a la pendiente de la línea de la energía, lo más fácil es expresarlo como sigue

$$\frac{dh_f}{dx} = S_f \quad (2.28)$$

Entonces, al sustituir las expresiones (2.26), (2.27b) y (2.28), además de despejar el término dy/dx , obtenemos la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado, que representa la pendiente de la superficie libre del agua referida a un eje x que coincide con la plantilla del canal

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2} \quad (2.29)$$

El perfil que describe la superficie libre del agua que fluye en un canal recibe el nombre de perfil del flujo o hidráulico. Existe una clasificación hecha por Bakhmeteff que se basa en la pendiente longitudinal de la plantilla y la zona en la que se aloja un determinado perfil. Se parte de que una pendiente inclinada en la dirección del flujo es positiva y sólo en esas condiciones se puede establecer un flujo uniforme. Esto significa que en un canal de pendiente horizontal o negativa (ascendente en el sentido del flujo), no puede existir un tirante normal. A grandes rasgos, esta clasificación se lleva a cabo como se indica a continuación.

De acuerdo con el tipo de pendiente:

Tipo M. Es un pendiente subcrítica, es decir, el tirante normal (flujo uniforme) es mayor al tirante crítico. La letra *M* obedece a la inicial de la palabra inglesa “*mild*” (suave).

Tipo C. Se conoce como pendiente crítica. Su característica fundamental es que el tirante normal coincide con el tirante crítico, lo que significa que en flujo uniforme, el líquido viaja con la mínima energía específica.

Tipo S. El tirante normal se encuentra por debajo del tirante crítico, por lo que la pendiente es supercrítica. La letra *S* obedece a la inicial de la palabra inglesa “*steep*” (empinado o pronunciado).

Tipo H. La pendiente longitudinal de la plantilla es cero, en otras palabras, es horizontal. El tirante normal tiende al infinito.

Tipo A. La pendiente es negativa o adversa. Para este tipo de pendiente no existe el flujo uniforme.

De acuerdo con la zona en la que se aloja el perfil:

Zona 1. El espacio que se ubica por encima de la línea superior, ya sea la de tirante normal (como en el caso de las pendientes tipo *M*) o la de tirante crítico (como en pendientes tipo *S*).

Zona 2. Es el espacio que se ubica entre ambas líneas.

Zona 3. Se ubica por debajo de la línea inferior, es decir el caso contrario de lo que se comenta para la Zona 1.

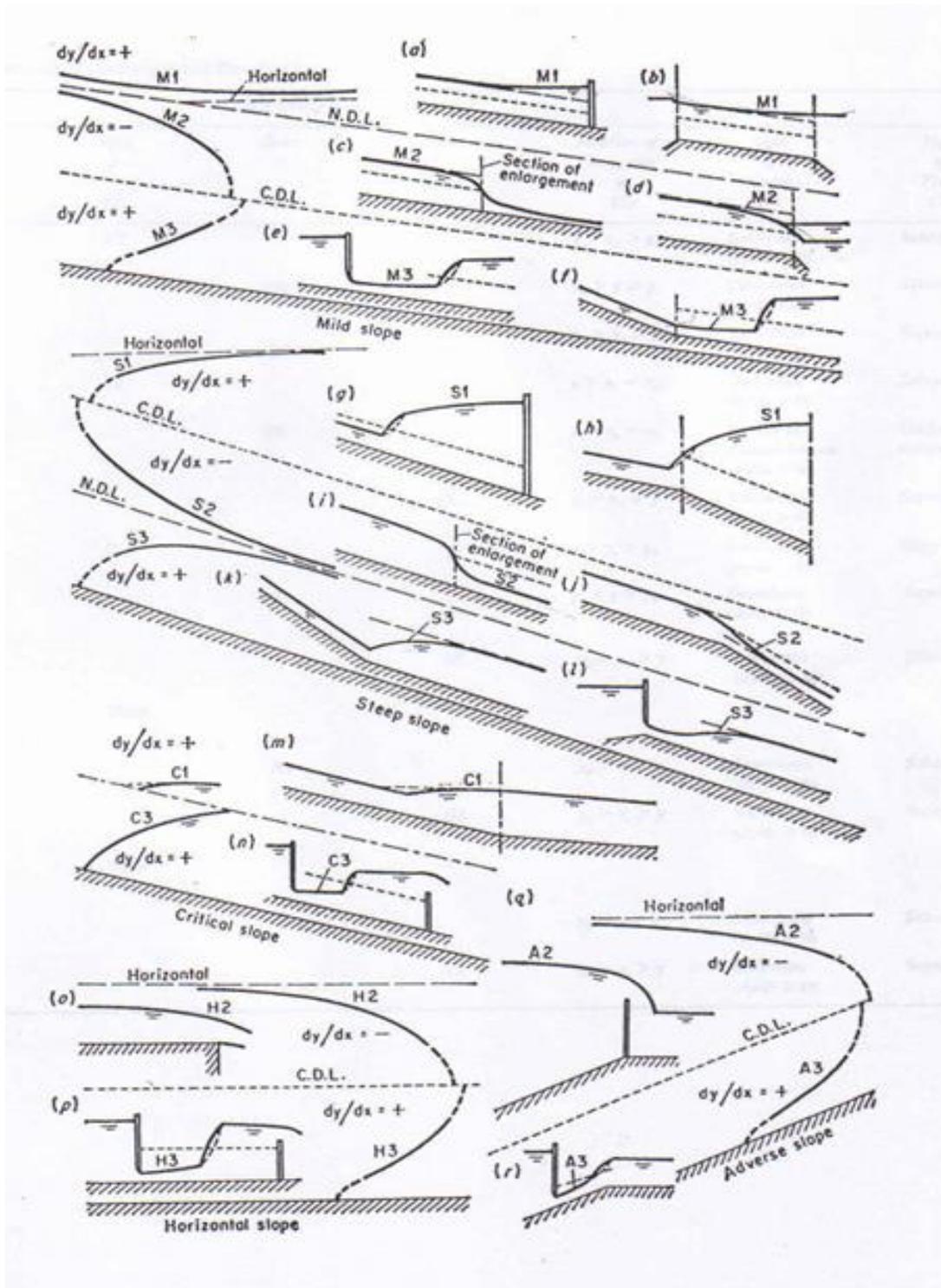


Figura 2. 6. Clasificación de los perfiles de un flujo gradualmente variado (The City College of New York, 2013)

Un perfil se asocia al tipo de pendiente en el que ocurre así como a la zona en la cual se aloja, por consiguiente se denomina mediante una letra y un número. Por ejemplo, un perfil *M1* ocurre en un pendiente subcrítica y el tirante varía por arriba de la línea de tirante normal, mientras que un *S3* es un flujo rápido que ocurre por debajo de la misma línea. De acuerdo con lo mencionado, un flujo que ocurre en pendiente crítica, solo puede ser de tipo *C2* o *C3*, de la misma manera que uno que ocurre en pendientes adversas, es decir, que puede ser *A2* o *A3*.

Se habla de perfiles compuestos cuando en una conducción se presentan dos o más de los perfiles mencionados anteriormente. Estos perfiles ocurren de manera sucesiva y únicamente cuando hay condiciones especiales de frontera entre ellos, como bien puede ser una compuerta, un vertedor, un umbral, un cambio de pendiente o un salto hidráulico, entre otras.

El cálculo de un perfil hidráulico requiere de la identificación de una sección de control en el flujo, misma que se define más adelante en el subtema 2.4.1. Existen diversos métodos que permiten conocer las variaciones del perfil a lo largo del canal, sin embargo, todos tienen en común que inician en una sección de control y continúan en la dirección contraria al flujo cuando éste ocurre en régimen subcrítico, y en el sentido del mismo cuando ocurre en régimen supercrítico. El cálculo termina cuando se ha alcanzado una condición particular como un salto hidráulico, o a una aproximación asintótica al tirante normal, si éste existiera.

El análisis del flujo en el canal que corre por la parte superior de la segunda arquería del Acueducto de Tembleque se hará mediante dos métodos: el método estándar por pasos, que es un método iterativo, y el método estándar del paso directo, o también llamado de incrementos finitos. Su explicación se hará más adelante.

2.4 Aforo de corrientes

Aforar un corriente significa determinar, a través de diversas mediciones, el gasto que pasa por una sección dada. Aunque, en la actualidad existen muchos métodos para llevar a cabo dicha tarea, se mencionan, a continuación, los tres métodos más comunes utilizados en nuestro país: sección de control, relación sección-pendiente y relación sección-velocidad.

2.4.1 Sección de control

Una sección de control en un canal es aquella en la que existe una relación única entre el tirante y el gasto. Las más comunes son los vertedores y compuertas o bien, aquellas en las que se puede lograr que se presente el tirante crítico.

En el primer caso, se entiende por vertedor a aquella estructura o placa sobre la cual se efectúa la descarga de un líquido a superficie libre. Cuando el único contacto entre la estructura y la lámina vertiente es, tan sólo, una arista afilada, hablamos de un vertedor de pared delgada. Por el contrario cuando durante la descarga, el líquido está en contacto con una superficie, se dice que el vertedor es de pared gruesa. Ambos tipos pueden utilizarse para realizar aforos, sin embargo, el segundo caso también funciona como obra de control de excedentes en presas.

El punto de contacto más bajo del vertedor con la lámina vertiente (que puede ser una arista) recibe el nombre de cresta del vertedor. El desnivel que existe entre la cresta del vertedor y la superficie aguas arriba del mismo, recibe el nombre de carga.

Existen diferentes opiniones y datos según la fuente que se consulte, sin embargo, la mayoría debe coincidir en que los vertedores de pared delgada de uso más difundido son los triangulares (para gastos entre 0 y 100 l/s) y los rectangulares (para gastos entre 100 y 1000 l/s). Las ecuaciones que se utilizan para la determinación del gasto establecen una estrecha relación entre su geometría y éste, y son función de la carga sobre el mismo.

En el caso de un vertedor triangular:

$$Q = Ch^{5/2} \quad (2.30)$$

donde Q es el gasto en la lámina vertiente, en m^3/s
 h es la carga sobre el vertedor, en m
 C es el coeficiente de descarga que depende del ángulo θ del vertedor, de la carga y del ancho del canal de aproximación aguas arriba del vertedor, en $m^{1/2}/s$

Para un vertedor rectangular (de pared delgada o gruesa):

$$Q = Cbh^{3/2} \quad (2.31)$$

donde b es el ancho de la cresta del vertedor, en m
 C es el coeficiente de descarga que depende de la carga y del ancho del canal de aproximación aguas arriba del vertedor, en $m^{1/2}/s$

Vemos que en ambos casos debe incluirse un coeficiente de descarga C , que depende de diversos factores. Se han desarrollado diferentes criterios que permiten su cálculo, todos siendo resultado de la observación y la experimentación. La utilización de uno u otro criterio dependerá de las condiciones particulares de cada vertedor y de lo que ocurra aguas arriba del mismo.

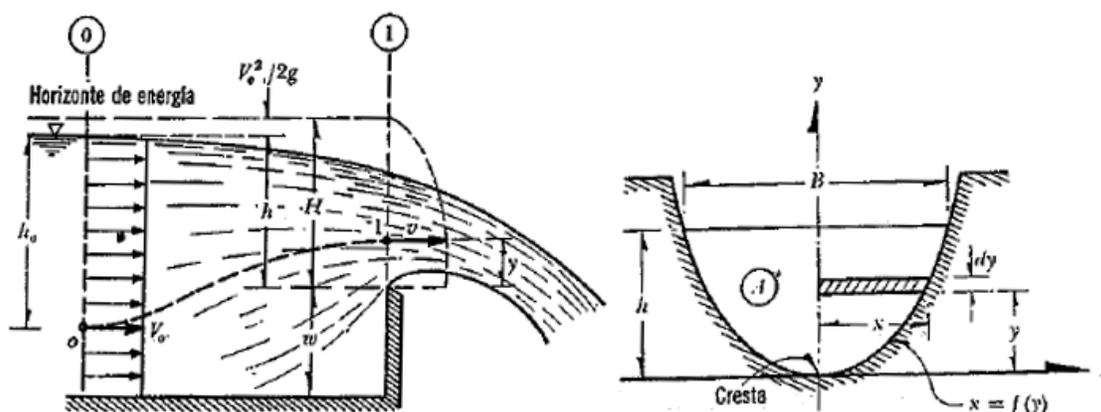


Figura 2. 7. Elevación y geometría de un vertedor de pared delgada de forma general (Sotelo, 2011)

Ahora bien, se ha mencionado que además de los vertedores, otro caso de sección de control es aquella en la que se forma el tirante crítico. Lo anterior puede lograrse elevando el fondo del cauce, estrechándolo, o bien, una combinación de ambas técnicas.

Otra manera de provocar la formación del tirante crítico, siempre y cuando la topografía lo permita, es mediante una caída libre, siendo dicho tirante el que se presenta justo en la caída. De esta manera, puede determinarse el gasto mediante la condición de tirante crítico derivada de la expresión para calcular la energía específica de un flujo

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad (2.32)$$

donde Q es el gasto, en m^3/s
 g es la aceleración gravitatoria, $9.81 m/s^2$
 A es el área hidráulica de la sección crítica, en m^2
 T es el ancho de superficie libre de la sección crítica, en m

En general, podemos decir que el método de la sección de control es el más preciso en lo que a un aforo de corrientes se refiere. No obstante presenta algunos inconvenientes, entre los que destaca el hecho de que suele ser costoso o que no aplica para gastos muy altos.

2.4.2 Relación sección pendiente

El objetivo de este método es el de conocer el gasto máximo presentado por una avenida reciente en un río donde no se cuenta con ningún aforo. Para la aplicación de dicho método, sólo se requiere del conocimiento de la topografía de un tramo del cauce y de las marcas de agua en el nivel máximo que se alcanzó durante el paso de la avenida.

La expresión que permite el cálculo del gasto se apoya en las ecuaciones de continuidad y de la energía, además de la fórmula de Manning, ecuación (2.22).

De la ecuación de continuidad se tiene que

$$v = \frac{Q}{A} \quad (2.34)$$

Entonces, aplicando la ecuación de la energía entre las dos secciones, 1 y 2, y despejando las pérdidas entre dichas secciones, se tiene la siguiente expresión

$$h_f = \Delta y + \frac{Q^2}{bg} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) \quad (2.35)$$

donde Δy es la diferencia de elevación de la marca de agua en los extremos del tramo, en m
 b tomará el valor de 2 si $A_1 > A_2$, o 4 si $A_2 > A_1$

Regresando a la fórmula de Manning y aplicando, nuevamente, el principio de continuidad, el gasto se puede expresar como

$$Q = \frac{1}{n} AR_h^{2/3} S_f^{1/2} \quad (2.36)$$

$$K_d = \frac{AR_h^{2/3}}{n} \quad (2.37)$$

$$Q = K_d S_f^{1/2} \quad (2.38)$$

donde K_d se conoce como coeficiente de conducción

Debe obtenerse un coeficiente de conducción medio, que se puede calcular como el promedio geométrico de los dos correspondientes a las secciones bajo análisis. Entonces, utilizando las ecuaciones (2.16) y (2.19), recordando, además, que $h_f = S_f L$, tenemos lo siguiente

$$\frac{Q^2}{\bar{K}_d^2} = \frac{\Delta y}{L} + \frac{Q^2}{bgL} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) \quad (2.39)$$

Finalmente, el gasto es

$$Q = \frac{\sqrt{\Delta y/L}}{\sqrt{\frac{1}{\bar{K}_d^2} - \frac{1}{bgL} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right)}} \quad (2.40)$$

donde L es la longitud horizontal entre las dos secciones, 1 y 2, en m

2.4.3 Relación sección velocidad

Se trata de un método de uso muy extendido que consiste en la determinación de la velocidad en varios puntos de la sección transversal que permiten el cálculo del gasto medio a través de la ecuación de continuidad. La importancia de que se tomen registros en varios puntos de la sección transversal

se debe a que la distribución de la velocidad no es uniforme y un solo punto no es representativo, especialmente si la sección es grande e irregular. Por este motivo, se divide a la sección transversal del cauce en subsecciones llamadas dovelas. El cálculo se hace mediante la siguiente expresión

$$q_i = a_i v_{mi} \quad (2.41)$$

donde q_i es el gasto que pasa por cada dovela
 a_i es el área de la dovela
 v_{mi} es la velocidad media registrada en la misma

La velocidad media, v_m , se puede tomar al 60% de del tirante de cada dovela si la sección no es muy grande. En el caso contrario, dicha velocidad se obtendrá como el promedio de dos lecturas: una correspondiente al 20% del tirante y otra al 80% del mismo. Una vez registradas las velocidades y obtenidos los gastos parciales según la ecuación (2.22), se puede obtener el gasto total como

$$Q = \sum_{i=1}^n q_i \quad (2.42)$$

Existen diversos instrumentos que permiten el cálculo de la velocidad del flujo en un cauce. Destacan los molinetes hidráulicos, las sondas electromagnéticas y el tubo de Pitot, que dadas las dimensiones del canal en el tramo de estudio donde se hizo el aforo, éste último fue el instrumento utilizado. Se explicará su funcionamiento más adelante.

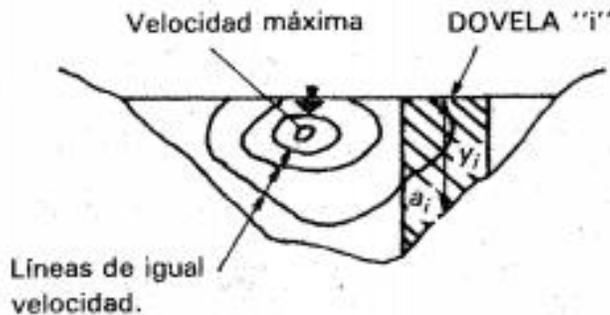


Figura 2. 8. Distribución real de velocidades en un canal natural (Aparicio, 2011)

3. ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO

“Cada día que se consume no es uno menos para él, sino otro más que amaciza los caudales de salud que alegrará los cuerpos de muchas generaciones.”

3.1 Generalidades

Se ha mencionado anteriormente que analizar lo que ocurre en 42 kilómetros de acueducto sería una tarea que escaparía a los alcances de este trabajo. Además, se supondrían muchos datos, pues por las obras de restauración en algunas partes y la presencia de azolves y vegetación en muchas otras, no se puede hacer correr agua a lo largo de todo el conducto y, por consiguiente, no se podrían obtener lecturas directas en sitio que dieran sustento a los cálculos. Sumado a ello, sería muy difícil asegurar un régimen permanente. Por esta razón se eligió únicamente el tramo en las cercanías de la Hacienda de Guadalupe Arcos que, por cierto, parte de él se encuentra en el interior de los límites de la misma.

La topografía en el sitio es, en general, muy amable, en cuanto a que la diferencia de niveles entre el punto de inicio y el final del tramo es muy baja. El tramo inicia en un aljibe (nombre que se le da a un tanque hecho de piedra para almacenar agua potable) que se alimenta de un canal y que a su vez alimenta a una tubería subterránea de barro. Esta tubería imita el funcionamiento de un sifón en cuanto a que al final del primer sub-tramo, el agua asciende hasta descargar en el canal que corre en la parte superior de la arquería que libra una barranca de dimensiones importantes. El canal tiene una longitud aproximada de 170 metros y al final de éste, el agua retoma su curso al interior de una nueva tubería de barro hasta que 50 metros más adelante el conducto se ve interrumpido por un tanque más pequeño abierto a la atmósfera. Aunque el flujo continúa, este último tanque corresponde al final del tramo bajo análisis. La mera observación de este tramo del Acueducto de Tembleque plantea una serie de interrogantes desde el punto de vista técnico y que se irán tratando en la medida en que se vaya avanzando.

Tratándose de un complejo hidráulico, la variable más importante es el gasto, mismo que se calculará a continuación.

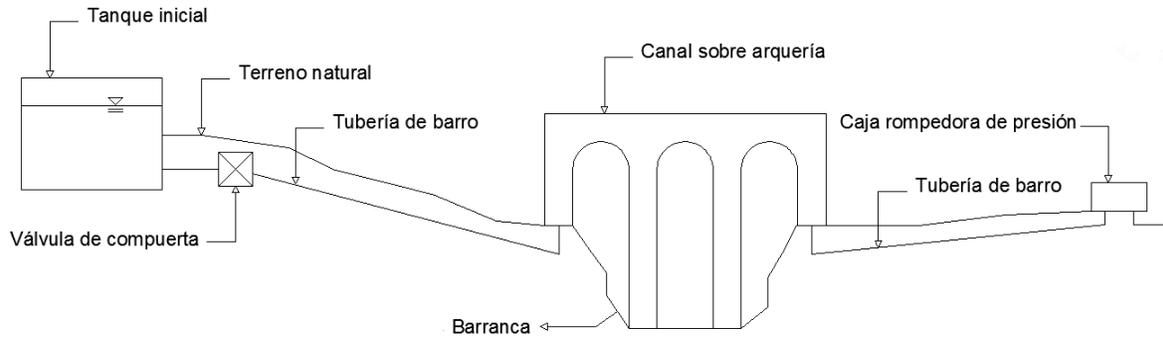


Figura 3. 1. Esquema del tramo bajo estudio

3.2 Cálculo del gasto

Aún contando con equipo para determinar el gasto en conductos a presión, cabe aclarar que, en este caso, se trataría de una tarea compleja e impráctica por muchas variables que se deben tener en consideración, como el diámetro y espesor variable de los tubos, el desconocimiento de la rugosidad del material y el hecho de que la tubería está enterrada. De esta manera, la opción más viable es hacer el aforo en el canal ubicado en la parte superior de la arquería. El método de aforo utilizado fue el de la relación sección velocidad.

3.2.1 Tubo de Pitot

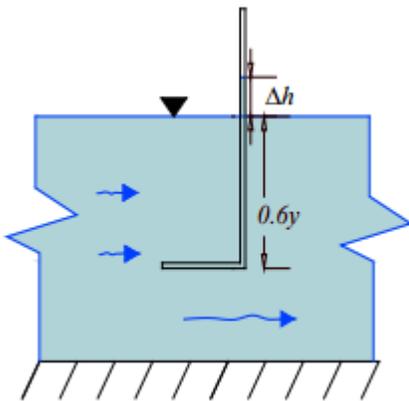


Figura 3.2. Funcionamiento esquemático del tubo de Pitot (FI, UNAM, 2013)

Actualmente existe una gran cantidad de dispositivos que permiten conocer las características de un flujo, tales como presión, velocidad o gasto. Un problema que se observa en la utilización de estos dispositivos se refleja en las distorsiones que produce la introducción de éste en el flujo bajo estudio, ya que se presentan perturbaciones en las proximidades del aparato que pueden conducir a lecturas equivocadas. Un diseño correcto del dispositivo puede reducir de manera significativa el error. La figura 3.2 muestra de manera esquemática el funcionamiento de un tubo de Pitot como el que se utilizó para esta prueba.

El tubo de Pitot es un tubo doblado, cuyo extremo abierto inferior se coloca en un punto interior del líquido en movimiento y en dirección normal a la corriente. El otro extremo funciona como un tubo piezométrico y la altura que alcanza el líquido mide la carga total del punto considerado.



$$H_{Pitot} = \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \quad (3.1)$$

Existe una diferencia de altura, Δh , entre la superficie libre del agua del conducto y el nivel

Imagen 3. 1. Medición con el tubo de Pitot (El Sol de Hidalgo, versión en línea, 2013)

que alcanza el agua del tubo de Pitot. Dado que se está haciendo la medición en un canal, la carga de presión de la expresión (3.1) correspondería a la profundidad a la que se encuentra el tubo, y por consiguiente, la Δh corresponde directamente a la carga de velocidad del flujo.

$$H_{Pitot} = \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = y + \Delta h \quad (3.2)$$

Por lo tanto

$$\Delta h = \frac{v^2}{2g} \quad (3.3)$$

De manera que el cálculo de la velocidad quedaría determinado por la siguiente expresión

$$v = \sqrt{2g\Delta h} \quad (3.4)$$

3.2.2 Sección transversal del canal

El canal bajo estudio es de sección rectangular con un ancho de plantilla de 0.19 metros. Tanto el fondo como las paredes están hechos de barro al cual se le hace un bruñido que le da un acabado más o menos uniforme. Aún en estas condiciones, la rugosidad del material en contacto con el flujo es

suficiente para presentar pérdidas de energía por fricción significativas. Basta comparar los valores obtenidos de rugosidad para este canal con los que existen para otros materiales.

El canal alcanza una altura de hasta 0.38 metros los cuales no alcanzaría el tirante, aún si el tanque que alimenta al sistema estuviera lleno. Para llenar completamente la sección transversal se requeriría forzosamente de una aportación adicional de agua, como bien podría ser una precipitación.

3.2.3 Aplicación del método de relación sección-velocidad

Se ha mencionado que este método consiste en la determinación de la velocidad en varios puntos del flujo y por continuidad obtener el gasto total. Se recomienda, dada la distribución real de las velocidades, dividir a la sección transversal en secciones más pequeñas denominadas dovelas. Tratándose de una sección tan pequeña, no tiene caso llevar a cabo dicho procedimiento y se considerará toda la sección transversal del canal como una sola dovela.

El procedimiento consistió en llevar a cabo la determinación de la velocidad en dos puntos del canal, una al principio y la otra, casi 170 metros más adelante, al final de éste. Se midió el tirante en cada una de las secciones y se determinó el 60% de dicha profundidad. Se sabe que ese es el porcentaje de profundidad cuya velocidad es aproximadamente igual a la velocidad media del flujo. En ese punto se hicieron las lecturas con el tubo de Pitot. En la tabla 3.1 se muestran los datos medidos.

Tabla 3. 1. Lecturas del tubo de Pitot

Sección	y (m)	0.6y (m)	v ² /2g (Pitot, m)
1	0.140	0.084	0.011
2	0.170	0.102	0.007

Con los tirantes de cada una de las secciones, se obtuvieron las áreas hidráulicas correspondientes a cada una de ellas

$$A_1 = by_1 = 0.19(0.14) = 0.0266 \text{ m}^2$$

$$A_2 = by_2 = 0.19(0.17) = 0.0323 \text{ m}^2$$

Con las cargas de velocidad obtenidas con el tubo de Pitot, y con la expresión (3.4), la velocidad para cada sección es

$$v_1 = \sqrt{2g\Delta h_1} = \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.011} = 0.4646 \text{ m/s}$$

$$v_2 = \sqrt{2g\Delta h_2} = \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.007} = 0.3706 \text{ m/s}$$

Para finalmente obtener el gasto, a partir de la ecuación de continuidad se obtiene:

$$Q_1 = A_1 v_1 = 0.0266 \times 0.4646 = 0.0124 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = A_2 v_2 = 0.0323 \times 0.3706 = 0.0120 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se observa que hay una diferencia muy pequeña (menor al 4%) entre los dos gastos obtenidos, misma que puede deberse a errores en la medición, así como a la consideración de más o menos cifras decimales para los cálculos realizados anteriormente. Así pues, es aceptable utilizar para el resto del estudio, un gasto promedio

$$Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2} = \frac{0.0124 + 0.0120}{2} = 0.0122 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 12.2 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

3.3 *Flujo en el canal*

3.3.1 Pendiente de la plantilla

La revisión del flujo en un canal requiere primero de la determinación de las características hidráulicas que se han mencionado anteriormente. Se conoce la geometría y las dimensiones de la sección transversal, así como el gasto que fluye a través de él dada una carga constante en el tanque para las condiciones normales de operación. Lo siguiente fue obtener la pendiente de plantilla por medio de la siguiente expresión

$$S_0 = \frac{\Delta z}{\Delta x} \quad (3.5)$$

donde Δz es la diferencia de elevación entre dos puntos en la plantilla del canal, en m
 Δx es la distancia horizontal que hay entre dichos puntos, en m

La bibliografía hace referencia a la pendiente media del acueducto, que oscila entre el 0.5 y el 0.7%. Utilizar un valor intermedio no sería del todo incorrecto, pues de los estudios y las observaciones, se ha concluido que todo el acueducto mantiene una pendiente más o menos constante, sobre todo si no se cuenta con información adicional. Afortunadamente se cuenta con información topográfica específica del tramo analizado, y por consiguiente, se pueden obtener resultados más precisos. Las elevaciones se han tomado del levantamiento topográfico del plano incluido en la página siguiente. Para la utilización de la expresión (3.5) se han considerado las elevaciones al inicio y al final del puente sobre el cual corre el canal, las cuales se denominan 1 y 2, respectivamente. Dichos datos son los siguientes

$$Elevación_1 = -1.90 \text{ m}$$

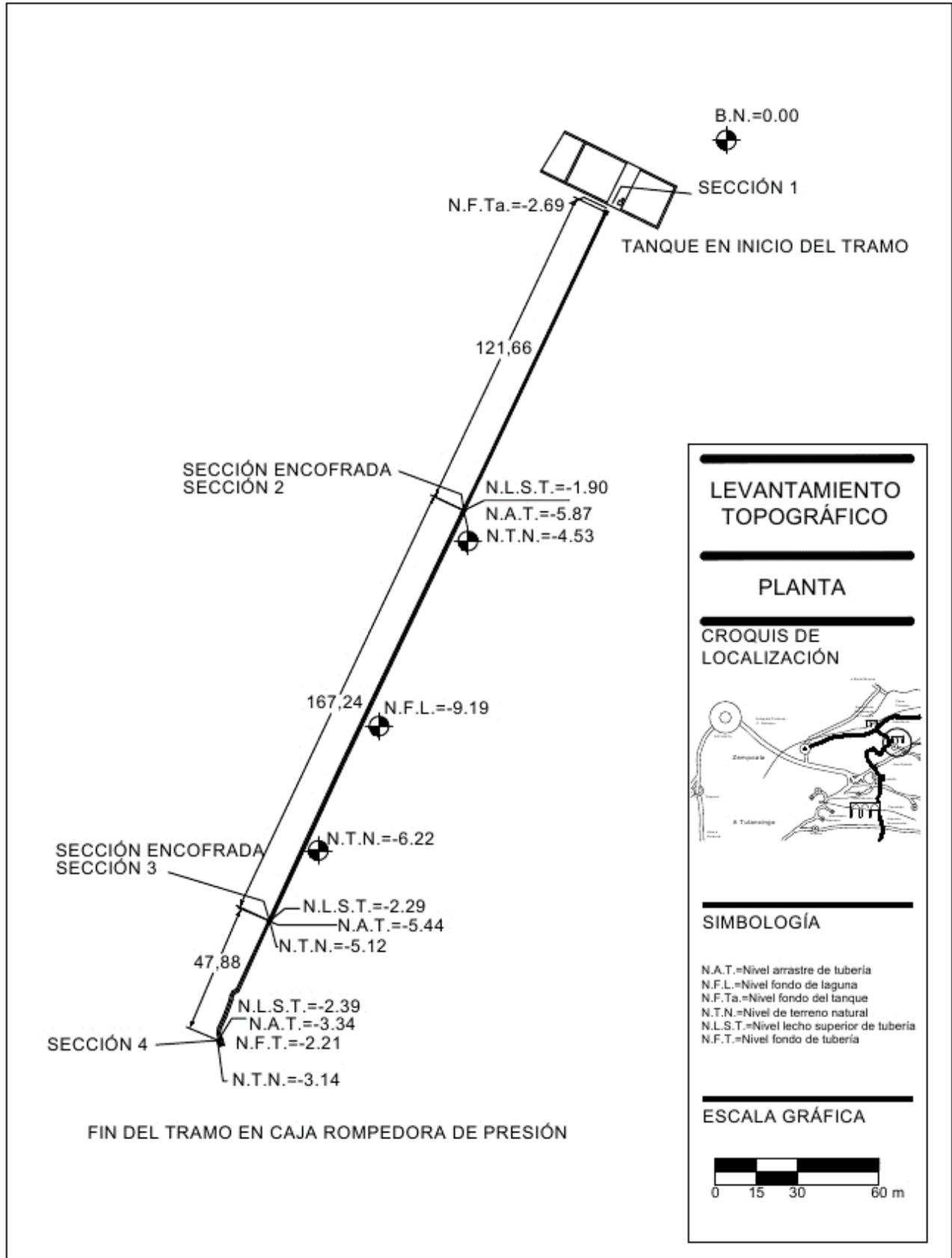
$$Elevación_2 = -2.29 \text{ m}$$

$$Longitud = 167.24 \text{ m}$$

Así pues, al sustituir en la expresión (3.5) el valor de la pendiente longitudinal de la plantilla del canal es:

$$S_0 = \frac{-1.90 - (-2.29)}{167.24} = 0.002332$$

Vemos que el valor de la pendiente S_0 , apenas supera un 0.23%, lo que significa que es mucho menor que los valores que se aceptan como promedio, por lo que usar alguno de ellos, podría a ver conducido a resultados significativamente diferentes de los valores reales.



3.3.2 Tirante crítico y clasificación del perfil

La clasificación del perfil requiere, en principio, del conocimiento y ubicación de los tirantes normal y crítico. En el caso del primero, surge un problema, ya que faltaría conocer la rugosidad del canal para determinarlo mediante la ecuación de Manning. En el caso del segundo, el cálculo puede hacerse sin problemas porque el tirante crítico de un canal es función, únicamente, del gasto y la geometría de la sección transversal. Al derivar la función energía específica E , e igualar a cero (puesto que se busca el tirante para el cual ocurrirá la energía específica mínima), se obtiene la ecuación (2.32). Si además la sección es rectangular, se puede deducir lo siguiente

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} \quad (3.6)$$

donde y_c es el tirante crítico, en m
 b es el ancho de plantilla en un canal rectangular, en m

Sustituyendo los datos en la expresión (3.6) se obtiene el siguiente tirante crítico

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{(0.0122)^2}{(0.19)^2 \times 9.81}} = 0.0748 \text{ m}$$

En principio podríamos suponer un valor para la rugosidad del canal tomando como referencia algún material de características similares. De acuerdo con una tabla incluida en el texto de Gilberto Sotelo⁴, para un tubo de barro cocido común, se puede tener una n normal de 0.013.

De la ecuación de Manning se tiene

$$\frac{Qn}{\sqrt{S_0}} = AR_h^{2/3} \quad (3.7)$$

⁴ Tabla 2.6a, Valores del coeficiente n en la ecuación de Manning, según Chow, tomada del libro Hidráulica de Canales de Gilberto Sotelo Ávila. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, 2002

Entonces, al sustituir los datos y el coeficiente de rugosidad propuesto, y simplificando, la ecuación queda:

$$0.0043 = 0.19y_n \left(\frac{0.19y_n}{0.19 + 2y_n} \right)^{2/3}$$

Dado que no se puede despejar el término y_n con facilidad, se deben emplear otros métodos de solución para esta ecuación. Puede resolverse mediante tanteos, es decir, proponer valores para el tirante normal hasta satisfacer la igualdad, de acuerdo con los cálculos de la siguiente tabla:

Tabla 3. 2. Cálculo del tirante normal por tanteos

y_n (m)	A_n (m ²)	R_h (m)	$Qn/\sqrt{S_o}$	$AR_h^{2/3}$
0.2500	0.0475	0.0688	0.0033	0.0080
0.2000	0.0380	0.0644	0.0033	0.0061
0.1500	0.0285	0.0582	0.0033	0.0043
0.1216	0.0231	0.0533	0.0033	0.0033

La ecuación se satisface cuando el tirante normal está alrededor de los 0.1216 m. Esto significaría que, al estar la línea de tirante normal por encima de la de tirante crítico unos cinco centímetros, se trata de una pendiente subcrítica, es decir, de tipo *M*.

Lo que llama la atención es la zona en la cual se aloja el perfil del flujo, cosa que debió haberse notado desde que se reportan las lecturas en la tabla 3.1. A simple vista podría concluirse sobre el tipo de pendiente que se tiene. Sin embargo, podría pensarse que al haber una descarga al final del canal, podría presentarse el tirante crítico y entonces se trataría de un perfil de tipo *M2*. Esto plantearía a su vez una inconsistencia pues el tirante medido aguas arriba se encuentra ya por arriba del normal, y al no haber condiciones para que se presenten perfiles compuestos, no hay razón para pensar que aguas arriba exista un perfil *M1* y en algún lugar cambie.

Sucede que aguas abajo del canal, la descarga que se presenta y que alimenta a un conducto de barro que trabaja a presión, es ahogada y se establece, cuando menos para el gasto analizado, aproximadamente con un tirante de 0.17 m, que fue el registrado para la sección 2, de acuerdo con la tabla 4.1. Esta condición provoca un remanso que modifica las condiciones de energía aguas arriba y es por ello que el tirante va gradualmente creciendo en el sentido del flujo. Al estar el perfil alojado

en su totalidad por encima de la línea de tirante normal, éste se clasifica como un *MI*, cuando menos para las condiciones que se presentan y la rugosidad propuesta.

3.3.3 Método estándar por pasos

Los métodos para calcular un perfil de flujo gradualmente variado requieren como antecedente para su utilización la clasificación del perfil. Ésta establece el régimen en el que se encuentra un flujo y, por tanto, se puede conocer el sentido del cálculo. Un perfil *MI*, como el que se supone⁵ que se presenta en el canal que corre por encima de la arquería, ocurre en régimen subcrítico, por lo que el cálculo se hará en el sentido contrario a la dirección del flujo.

En segundo lugar necesitamos una sección de control, que será aquella en donde iniciará el cálculo. En otros tipos de perfiles, ésta sería fácilmente localizable, pues se trataría de un cambio de pendiente, la descarga de una compuerta o un vertedor. El perfil *MI* que conforma el flujo estudiado no cuenta con estructuras o condiciones que permitan la localización de una sección de control como las que se mencionan. Por esta razón, se iniciará el cálculo en la sección que hasta ahora se ha denominado 2, ya que se conocen todas sus características hidráulicas. De esta manera, si el cálculo inicia en la sección próxima a la descarga, éste finalizará en la sección del inicio, o bien, aquella que se encuentra 167.24 metros aguas arriba, que es la longitud del canal. Si al realizar el cálculo, el tirante ubicado a esa distancia es diferente del que se midió ($y_1 = 0.14$ m), por obviedad se concluiría que la rugosidad propuesta es incorrecta y habrá que proponer una nueva y realizar el método una segunda vez.

Es importante no perder de vista que el desarrollo del método numérico que se presenta a continuación tiene como objetivo encontrar el coeficiente de rugosidad del conducto.

Se empieza por definir una distancia Δx horizontal entre dos secciones, separadas 5 metros. Esto significa que se analizará la variación del tirante en 35 secciones del canal. Naturalmente, en la medida en que se analicen más secciones, el resultado final será más preciso. Quizás en este caso no valga la pena hacer el cálculo con un Δx menor ya que el tirante varía un total de 0.03 metros a lo largo de toda la conducción, lo que hace que se asemeje mucho a un flujo uniforme.

⁵ Aunque es un hecho que se presenta este tipo de perfil, hasta el momento se debe considerar como una suposición porque no se conoce el valor real del coeficiente de rugosidad n .

Se denominará con el número 35 a la sección con la que iniciará el cálculo, para la cual se debe calcular área hidráulica A , perímetro mojado P , radio hidráulico R_h , velocidad V , número de Froude Fr y pendiente de fricción S_f , misma que se obtendrá a partir de la fórmula de Manning:

$$A_{35} = by_{35} = 0.19 \times 0.17 = 0.0323 \text{ m}^2$$

$$P_{35} = b + 2y_{35} = 0.19 + 2(0.17) = 0.53 \text{ m}$$

$$R_{h35} = \frac{A_{35}}{P_{35}} = \frac{0.0323}{0.53} = 0.0609 \text{ m}$$

$$V_{35} = \frac{Q}{A_{35}} = \frac{0.0122}{0.0323} = 0.3766 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$Fr_{35} = \frac{V_{35}}{\sqrt{gy_{35}}} = \frac{0.3766}{\sqrt{9.81 \times 0.17}} = 0.2916$$

$$S_{f35} = \left(\frac{Qn}{AR_h^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0.0122 \times 0.013}{0.0323 \times 0.0609^{2/3}} \right)^2 = 0.000999$$

Una vez calculadas las características anteriores y de acuerdo con las características del flujo, se propone un Δy que se sumará al tirante de la sección de control, bajo el supuesto de que 5 metros más atrás el tirante debe ser distinto. En este caso, siendo que el tirante crece en la dirección del flujo, la sección 34 debe tener un tirante menor y el Δy , por consiguiente, debe ser negativo, mismo que se propone de 0.005 metros

$$y_{34p} = \Delta y + y_{35} = -0.005 + 0.17 = 0.165 \text{ m}$$

En el cálculo del tirante 34 se ha colocado un subíndice "p", lo que indica que se trata de un tirante propuesto. Se calculan el número de Froude y la pendiente de fricción para esta nueva sección, para lo cual se han de calcular las características antes mencionadas: área hidráulica, perímetro mojado, radio hidráulico y velocidad del flujo en la sección

$$A_{34} = 0.0314 \text{ m}^2$$

$$P_{34} = 0.5200 \text{ m}$$

$$R_{h34} = 0.0603 \text{ m}$$

$$V_{34} = 0.3880 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$Fr_{34} = 0.3050$$

$$S_{f34} = 0.001076$$

Entonces el número de Froude medio y la pendiente de fricción media entre las dos secciones analizadas es

$$\overline{Fr} = \frac{Fr_{35} + Fr_{34}}{2} = \frac{0.2916 + 0.3050}{2} = 0.2983$$

$$\overline{S_f} = \frac{S_{f35} + S_{f34}}{2} = \frac{0.000999 + 0.001076}{2} = 0.001038$$

Ahora bien, si se expresa la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado en incrementos finitos y se despeja la variación del tirante Δy , que es lo que se desea conocer, se obtiene lo siguiente:

$$\Delta y = \frac{\Delta x(S_0 - \overline{S_f})}{1 - \overline{Fr}} \quad (3.8)$$

En la expresión (3.8) la variación del tirante Δy debe ser equivalente a la variación propuesta más atrás para el cálculo del tirante 34. Se puede calcular dicho tirante mediante la ecuación del método estándar por pasos (3.9). Lo siguiente sería verificar si el tirante propuesto y el calculado son iguales, en cuyo caso se repetiría el proceso para los tirantes 34 y 33. En caso contrario, el tirante 34 calculado será el nuevo tirante propuesto y se seguirá iterando hasta que sean iguales.

$$y_{ic} = y_j - \frac{\Delta x(S_0 - \overline{S_f})}{1 - \overline{Fr}} \quad (3.9)$$

donde y_{ic} es el tirante calculado en la sección i aguas arriba, en m
 y_j es el tirante conocido en la sección j aguas abajo, en m

Sustituyendo para el cálculo del tirante 34

$$y_{34c} = 0.17 - \frac{5(0.002332 - 0.001038)}{1 - 0.2983^2} = 0.1629 \text{ m}$$

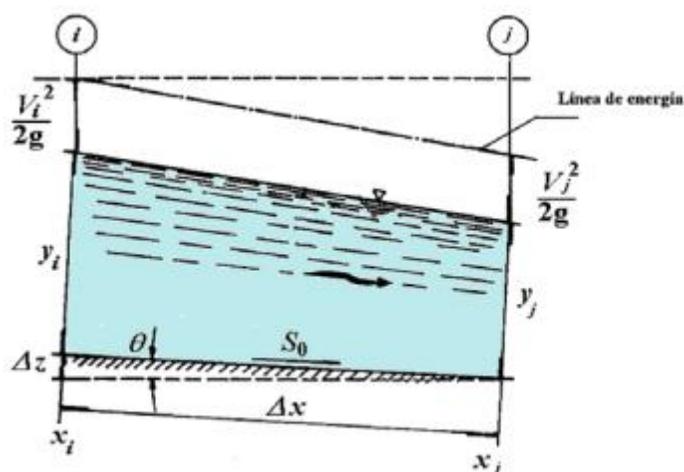


Figura 3.3. Secciones i y j según la ecuación del método estándar por pasos (FI, UNAM, 2013)

Se observa que los tirantes propuesto y calculado son diferentes, y éste último es el que se propone como posible tirante para dicha sección. Se determina el número de Froude y la pendiente de fricción para este nuevo tirante y se compara con el resultado que arroje la ecuación del método estándar por pasos. Después de iterar con varios valores se obtiene el siguiente resultado:

$$y_{34} = 0.16298 \text{ m}$$

Este tirante pasará a definir la sección j aguas abajo y el tirante 33, ahora desconocido, definirá la sección i aguas arriba, y así se seguirá con el cálculo hasta llegar a la sección 1, que se espera que sea de 0.14 m, pues éste fue el valor registrado para el aforo del gasto en el canal. Dado que el cálculo es

repetitivo, se presenta la tabla 3.3 que condensa los resultados de la aplicación del método en la totalidad de la longitud del puente.

Se puede ver que, para las condiciones establecidas, la longitud del canal es suficiente para que el flujo se normalice, o bien, que si no lo hace estrictamente, aguas arriba el perfil presenta un comportamiento asintótico hacia el tirante normal. La conclusión, entonces, es que la rugosidad propuesta no es la que se presenta en el conducto. En la figura 3.4 se presenta el perfil calculado en comparación con el medido, ambos referidos a un sistema cartesiano para el cual el origen coincide con la sección 1. El eje de las abscisas coincide con el fondo del canal.

Tabla 3. 3. Cálculo del perfil M1 con $n=0.013$

Sección	y (m)	A (m ²)	P (m)	R_h (m)	V (m/s)	Fr	S_f	Fr_m	S_{f_m}	y_{ic} (m)
35	0.17000	0.0323	0.5300	0.0609	0.3766	0.2916	0.000999			
34	0.16298	0.0310	0.5160	0.0600	0.3928	0.3107	0.001110	0.3011	0.001055	0.16298
33	0.15650	0.0297	0.5030	0.0591	0.4091	0.3302	0.001228	0.3204	0.001169	0.15650
32	0.15061	0.0286	0.4912	0.0583	0.4251	0.3497	0.001352	0.3399	0.001290	0.15061
31	0.14535	0.0276	0.4807	0.0574	0.4405	0.3689	0.001479	0.3593	0.001416	0.14535
30	0.14074	0.0267	0.4715	0.0567	0.4549	0.3871	0.001605	0.3780	0.001542	0.14074
29	0.13678	0.0260	0.4636	0.0561	0.4680	0.4040	0.001725	0.3956	0.001665	0.13678
28	0.13347	0.0254	0.4569	0.0555	0.4797	0.4192	0.001837	0.4116	0.001781	0.13347
27	0.13075	0.0248	0.4515	0.0550	0.4896	0.4323	0.001936	0.4258	0.001886	0.13075
26	0.12856	0.0244	0.4471	0.0546	0.4980	0.4434	0.002022	0.4379	0.001979	0.12856
25	0.12684	0.0241	0.4437	0.0543	0.5047	0.4525	0.002093	0.4479	0.002057	0.12684
24	0.12552	0.0238	0.4410	0.0541	0.5101	0.4597	0.002150	0.4561	0.002121	0.12552
23	0.12450	0.0237	0.4390	0.0539	0.5142	0.4653	0.002196	0.4625	0.002173	0.12450
22	0.12374	0.0235	0.4375	0.0537	0.5174	0.4696	0.002231	0.4674	0.002213	0.12374
21	0.12318	0.0234	0.4364	0.0536	0.5197	0.4728	0.002257	0.4712	0.002244	0.12318
20	0.12276	0.0233	0.4355	0.0536	0.5215	0.4752	0.002277	0.4740	0.002267	0.12276
19	0.12245	0.0233	0.4349	0.0535	0.5228	0.4770	0.002292	0.4761	0.002284	0.12245
18	0.12222	0.0232	0.4344	0.0535	0.5238	0.4783	0.002303	0.4777	0.002297	0.12222
17	0.12206	0.0232	0.4341	0.0534	0.5245	0.4793	0.002311	0.4788	0.002307	0.12206
16	0.12194	0.0232	0.4339	0.0534	0.5250	0.4800	0.002317	0.4797	0.002314	0.12194
15	0.12185	0.0232	0.4337	0.0534	0.5254	0.4805	0.002321	0.4803	0.002319	0.12185
14	0.12179	0.0231	0.4336	0.0534	0.5257	0.4809	0.002324	0.4807	0.002322	0.12179
13	0.12175	0.0231	0.4335	0.0534	0.5258	0.4812	0.002326	0.4810	0.002325	0.12175
12	0.12171	0.0231	0.4334	0.0534	0.5260	0.4814	0.002328	0.4813	0.002327	0.12171
11	0.12169	0.0231	0.4334	0.0534	0.5261	0.4815	0.002329	0.4814	0.002328	0.12169
10	0.12167	0.0231	0.4333	0.0533	0.5262	0.4816	0.002330	0.4816	0.002329	0.12167
9	0.12166	0.0231	0.4333	0.0533	0.5262	0.4817	0.002330	0.4816	0.002330	0.12166
8	0.12165	0.0231	0.4333	0.0533	0.5263	0.4817	0.002331	0.4817	0.002331	0.12165
7	0.12165	0.0231	0.4333	0.0533	0.5263	0.4818	0.002331	0.4818	0.002331	0.12165
6	0.12164	0.0231	0.4333	0.0533	0.5263	0.4818	0.002331	0.4818	0.002331	0.12164
5	0.12164	0.0231	0.4333	0.0533	0.5263	0.4818	0.002332	0.4818	0.002331	0.12164
4	0.12163	0.0231	0.4333	0.0533	0.5263	0.4818	0.002332	0.4818	0.002332	0.12163
3	0.12163	0.0231	0.4333	0.0533	0.5263	0.4818	0.002332	0.4818	0.002332	0.12163
2	0.12163	0.0231	0.4333	0.0533	0.5263	0.4818	0.002332	0.4818	0.002332	0.12163
1	0.12163	0.0231	0.4333	0.0533	0.5263	0.4819	0.002332	0.4819	0.002332	0.12163

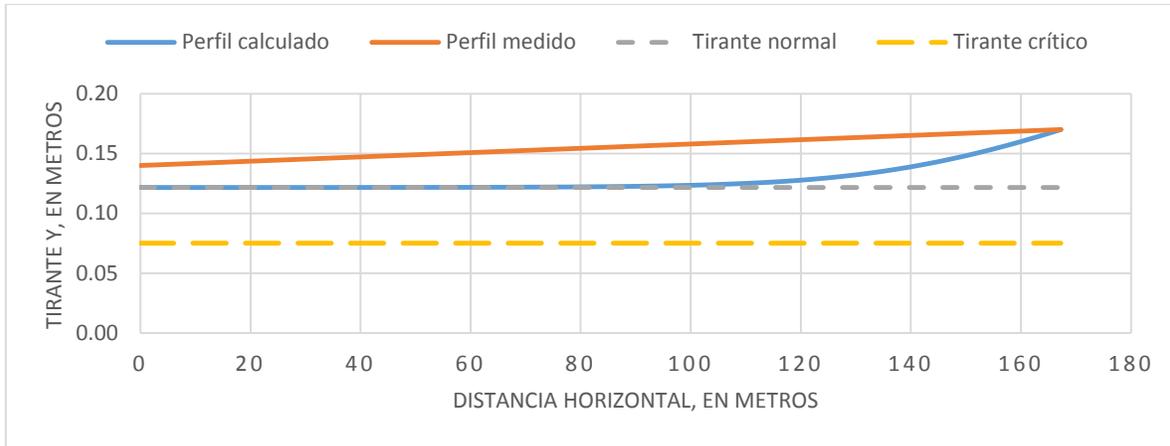


Figura 3. 4. Comparación del perfil de flujo medido y calculado con $n=0.013$

Observando la gráfica anterior, debe resultar evidente que el coeficiente de rugosidad n debe aumentar, pues de esta manera, los tirantes también lo harán. La referencia utilizada para la primera estimación de este coeficiente propone un valor máximo, para el mismo material, de 0.017. Realizando el cálculo para obtener el tirante normal del canal con este nuevo valor, mediante la ecuación de Manning, se obtiene que éste es de 0.1501 metros, lo que significa que el tirante registrado aguas arriba es inferior y se hablaría de un perfil compuesto, pues parte del perfil sería un $M2$ y la otra sería un $M1$. Dado que no existen condiciones para que esto ocurra, se concluye que ese valor de n también es incorrecto.

Ahora bien, dado que el proceso es largo y repetitivo, se pueden hacer algunas reflexiones sobre el flujo observado en el canal. Partiendo del supuesto de que la longitud es suficiente para que éste se normalice, de hecho se ha comentado anteriormente que la variación del tirante es de 3 centímetros en una longitud de casi 170 metros, llevaría a considerarlo prácticamente uniforme. Por ello, una buena aproximación al valor del coeficiente de rugosidad podría ser el que se obtiene de considerar el primer tirante como si fuera el normal:

$$n_1 = \frac{A_1 R_{h1}^{2/3} \sqrt{S_o}}{Q} = \frac{0.0266 \times 0.0566^{2/3} \times 0.002332^{1/2}}{0.0122} = 0.015567 \frac{s}{m^{1/3}}$$

Podría, entonces, pensarse que también sería válido considerar como valor del coeficiente de rugosidad el que se asocia al tirante aguas abajo. Siendo ese el caso, el flujo se alojaría en la zona 2, pues se encontraría totalmente entre las líneas de tirante crítico y normal. Esto supondría, nuevamente,

una inconsistencia ya que en un perfil de tipo $M2$, la variación del tirante con respecto a la distancia horizontal, dy/dx , es negativa, lo cual implica que el tirante decrece en la dirección del flujo, situación que es contraria a la que se observó durante el aforo del gasto.

La tabla 3.4 ya muestra el cálculo del perfil con el nuevo valor de n . Se puede ver que, a partir, de la sección 19 y hasta la 1, el comportamiento del flujo es asintótico a la línea de tirante normal, considerando que éste fuera de 0.14 metros. Bajo estas condiciones, el flujo calculado se asemeja al medido, pero más bien se asemeja al real. Las condiciones en que se encuentra la arquería hace muy complicado el que se puedan medir varios tirantes a lo largo del canal y que se pueda construir un gráfico que represente dicho comportamiento. Por esta razón, tanto en la figura 3.4 como en la 3.5, se presenta el perfil medido como una recta que une las secciones inicial y final del flujo, misma que no modela de manera precisa lo que ocurre con el agua que fluye en el conducto estudiado. De ahí que sea tan importante la aplicación de métodos numéricos para entender el funcionamiento hidráulico de dicha estructura.

De los resultados obtenidos se concluye que, dado un gasto tan pequeño, la longitud del canal es suficiente para que se presente el flujo uniforme.



Imagen 3. 2. Arquería correspondiente al tramo analizado

Tabla 3. 4. Cálculo del perfil M1 con $n=0.015567$

Sección	y (m)	A (m ²)	P(m)	Rh (m)	V (m/s)	Fr	Sf	Fr _m	S _{f_m}	y _{ic} (m)
35	0.17000	0.0323	0.5300	0.0609	0.3766	0.2916	0.001433			
34	0.16535	0.0314	0.5207	0.0603	0.3872	0.3040	0.001535	0.2978	0.001484	0.16535
33	0.16122	0.0306	0.5124	0.0598	0.3971	0.3158	0.001635	0.3099	0.001585	0.16122
32	0.15760	0.0299	0.5052	0.0593	0.4062	0.3267	0.001730	0.3212	0.001683	0.15760
31	0.15447	0.0293	0.4989	0.0588	0.4145	0.3367	0.001820	0.3317	0.001775	0.15447
30	0.15180	0.0288	0.4936	0.0584	0.4217	0.3456	0.001901	0.3411	0.001860	0.15180
29	0.14955	0.0284	0.4891	0.0581	0.4281	0.3534	0.001974	0.3495	0.001937	0.14955
28	0.14768	0.0281	0.4854	0.0578	0.4335	0.3602	0.002037	0.3568	0.002005	0.14768
27	0.14614	0.0278	0.4823	0.0576	0.4381	0.3659	0.002092	0.3630	0.002065	0.14614
26	0.14488	0.0275	0.4798	0.0574	0.4419	0.3706	0.002138	0.3683	0.002115	0.14488
25	0.14387	0.0273	0.4777	0.0572	0.4450	0.3746	0.002176	0.3726	0.002157	0.14387
24	0.14305	0.0272	0.4761	0.0571	0.4475	0.3778	0.002208	0.3762	0.002192	0.14305
23	0.14240	0.0271	0.4748	0.0570	0.4496	0.3804	0.002233	0.3791	0.002221	0.14240
22	0.14189	0.0270	0.4738	0.0569	0.4512	0.3824	0.002254	0.3814	0.002244	0.14189
21	0.14148	0.0269	0.4730	0.0568	0.4525	0.3841	0.002271	0.3833	0.002262	0.14148
20	0.14116	0.0268	0.4723	0.0568	0.4535	0.3854	0.002284	0.3848	0.002277	0.14116
19	0.14090	0.0268	0.4718	0.0567	0.4543	0.3864	0.002294	0.3859	0.002289	0.14090
18	0.14071	0.0267	0.4714	0.0567	0.4550	0.3873	0.002302	0.3869	0.002298	0.14071
17	0.14055	0.0267	0.4711	0.0567	0.4555	0.3879	0.002309	0.3876	0.002306	0.14055
16	0.14043	0.0267	0.4709	0.0567	0.4559	0.3884	0.002314	0.3882	0.002311	0.14043
15	0.14034	0.0267	0.4707	0.0567	0.4562	0.3888	0.002318	0.3886	0.002316	0.14034
14	0.14026	0.0266	0.4705	0.0566	0.4564	0.3891	0.002321	0.3890	0.002319	0.14026
13	0.14020	0.0266	0.4704	0.0566	0.4566	0.3894	0.002323	0.3892	0.002322	0.14020
12	0.14016	0.0266	0.4703	0.0566	0.4568	0.3895	0.002325	0.3894	0.002324	0.14016
11	0.14012	0.0266	0.4702	0.0566	0.4569	0.3897	0.002327	0.3896	0.002326	0.14012
10	0.14010	0.0266	0.4702	0.0566	0.4570	0.3898	0.002328	0.3897	0.002327	0.14010
9	0.14007	0.0266	0.4701	0.0566	0.4570	0.3899	0.002329	0.3898	0.002328	0.14007
8	0.14006	0.0266	0.4701	0.0566	0.4571	0.3900	0.002330	0.3899	0.002329	0.14006
7	0.14005	0.0266	0.4701	0.0566	0.4571	0.3900	0.002330	0.3900	0.002330	0.14005
6	0.14004	0.0266	0.4701	0.0566	0.4572	0.3901	0.002331	0.3900	0.002330	0.14004
5	0.14003	0.0266	0.4701	0.0566	0.4572	0.3901	0.002331	0.3901	0.002331	0.14003
4	0.14002	0.0266	0.4700	0.0566	0.4572	0.3901	0.002331	0.3901	0.002331	0.14002
3	0.14002	0.0266	0.4700	0.0566	0.4572	0.3901	0.002331	0.3901	0.002331	0.14002
2	0.14001	0.0266	0.4700	0.0566	0.4572	0.3901	0.002331	0.3901	0.002331	0.14001
1	0.14001	0.0266	0.4700	0.0566	0.4572	0.3902	0.002331	0.3902	0.002331	0.14001

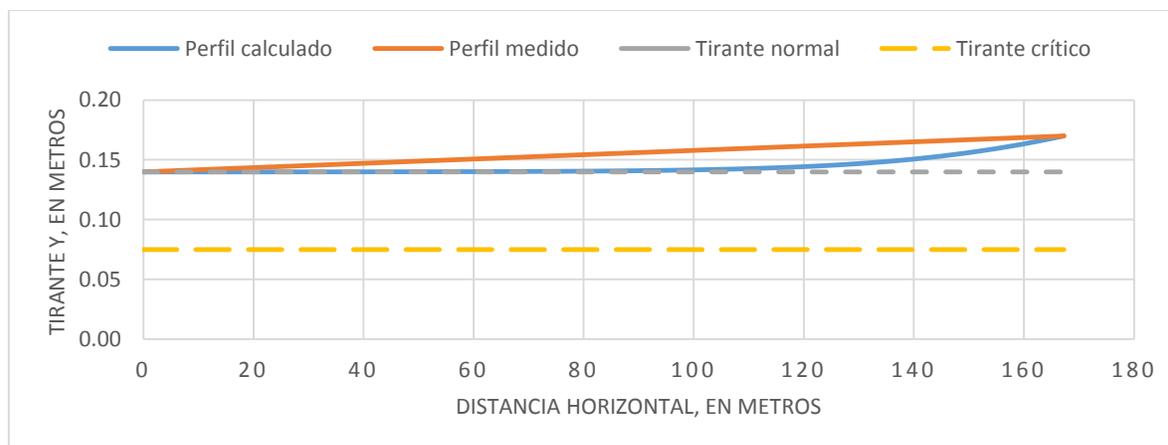


Figura 3. 5. Comparación del perfil medido y calculado con $n=0.015567$

3.3.4 Método estándar del paso directo

Otra manera de determinar el coeficiente de rugosidad n , para la fórmula de Manning, en este canal es mediante la aplicación del método estándar del paso directo. Ya no se presenta la obtención de dicho coeficiente mediante este segundo procedimiento, sino que más bien se utilizó para corroborar el resultado obtenido con el método anterior.

La aplicación del método estándar del paso directo (también llamado de incrementos finitos) requiere, al igual que el anterior, de la clasificación del tipo de flujo que se está analizando, así como la variación, dy/dx , del tirante en el sentido del flujo, de manera que se tomará el mismo criterio para el cálculo del perfil: se calcula en el sentido del flujo si el régimen es supercrítico y en el contrario si es subcrítico. Se identifica una sección de control y el método arrojará la distancia a la que se encuentra otra sección de tirante distinto. Ésta es la diferencia sustancial con el método anterior, en el cual ya se conocía la distancia entre las secciones pero no el tirante.

Si se aplica la ecuación de la energía entre dos secciones del flujo en el canal, se tiene

$$z_i + y_i + \frac{V_i^2}{2g} = z_j + y_j + \frac{V_j^2}{2g} + h_f \quad (3.10a)$$

En la ecuación anterior, las secciones i y j son las mismas que se presentan en la figura 3.2, siendo la primera la que está aguas arriba y la segunda aguas abajo. Además, se sabe que la suma del tirante y la carga de velocidad equivalen a la energía específica de cada sección, por lo que tenemos lo siguiente

$$z_i + E_i = z_j + E_j + h_f \quad (3.10b)$$

La ecuación anterior se puede expresar de la siguiente forma

$$z_i - z_j - h_f = E_j - E_i \quad (3.10c)$$

Si se toma en cuenta, además, las definiciones de pendiente longitudinal de plantilla y pendiente de fricción mencionadas en el subcapítulo 2.3.5, la ecuación (3.10c) se transforma en

$$S_0 \Delta x - S_f \Delta x = E_j - E_i \quad (3.10d)$$

Finalmente, al despejar la distancia Δx horizontal se obtiene la ecuación del método estándar del paso directo

$$\Delta x = \frac{E_j - E_i}{S_0 - S_f} \quad (3.10e)$$

El procedimiento es el siguiente: una vez conocido el tipo de flujo y el sentido del cálculo, se propone el tirante de una sección próxima a la sección de control, y dadas su energía específica y su pendiente de fricción, se aplica la ecuación (3.10e). Para que el método sea efectivo, se recomienda que, en la sección propuesta la velocidad no varíe en más del 10% respecto de la sección en la cual se está iniciando el cálculo.

En el caso del flujo que estamos analizando, ya se dijo que se trata de un perfil de tipo *MI*, por lo que se inicia en la sección medida al final del canal, donde el tirante es de 0.17 metros. Ya se conoce el área hidráulica, el radio hidráulico y la velocidad media asociados a esta sección (se calcularon para el desarrollo del método anterior), por lo que su energía específica y pendiente de fricción son

$$E_j = y_j + \frac{V_j^2}{2g} = 0.17 + \frac{0.3766^2}{2 \times 9.81} = 0.1772 \text{ m}$$

$$S_{fj} = \left(\frac{Qn}{A_j R_{hj}^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0.0122 \times 0.015567}{0.0323 \times 0.0609^{2/3}} \right)^2 = 0.001433$$

Se propone ahora el tirante para una sección que esté próxima a ésta. Dado que la variación del tirante respecto de la horizontal es positiva, los tirantes propuestos aguas arriba deben ser cada vez menores.

$$y_i = 0.1685 \text{ m}$$

Y sus características hidráulicas son

$$A_i = 0.0320 \text{ m}^2$$

$$R_{hi} = 0.0607 \text{ m}$$

$$V_i = 0.3799 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Con esta velocidad hay que hacer una revisión, con el objeto de corroborar que no haya una variación mayor al 10% con respecto a la velocidad en la primera sección

$$1.1V_j = 1.1 \times 0.3766 = 0.4143 \frac{\text{m}}{\text{s}} > V_i = 0.3799 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Por lo que no hay problema, y se puede seguir con el procedimiento. Se obtiene la energía específica y la pendiente de fricción para la sección propuesta

$$E_i = 0.1759 \text{ m}$$

$$S_{fi} = 0.001465$$

Se obtiene la pendiente de fricción media

$$\bar{S}_f = \frac{S_{fj} + S_{fi}}{2} = \frac{0.001433 + 0.001465}{2} = 0.001449$$

Se sustituyen los datos obtenidos y los de la sección anterior en la ecuación del método estándar del paso directo y se obtiene

$$\Delta x = \frac{E_j - E_i}{S_0 - \bar{S}_f} = \frac{0.1772 - 0.1759}{0.002332 - 0.001449} = 1.5521 \text{ m}$$

Este resultado quiere decir que la sección transversal cuyo tirante es de 0.1685 metros se encuentra un poco más de metro y medio atrás de la sección de control. El procedimiento se repite, ahora la sección con tirante 0.1685 metros corresponde a la sección *i*, y la nueva de tirante menor a la sección *j*. Vale la pena hacer algunos comentarios respecto del uso del método. Al restarle altura al tirante, eventualmente se llegaría al tirante normal, lo que en otras palabras significa que la pendiente de

fricción calculada para el flujo uniforme coincidiría con la pendiente de la plantilla, dando como resultado cero (o una cantidad muy próxima a cero) en el denominador de la expresión utilizada. Esto se traduciría en una distancia infinita entre dos secciones, lo cual resultaría absurdo. Por ello, se considera que el cálculo se acaba cuando el tirante propuesto se acerca lo suficientemente al normal como para arrojar resultados coherentes. Un 1% por encima del normal, en el caso un perfil como el que se presenta en el canal, representa una aproximación muy aceptable. Tratándose de otro tipo de perfil, tal vez un *M2* o un *S3*, el 1% se consideraría por debajo de la línea del tirante normal, dadas las condiciones en las que ocurren dichos perfiles. En el caso del perfil *M1* calculado se tiene

$$1.01y_n = 1.01 \times 0.14 = 0.1414 \text{ m}$$

De acuerdo con lo mencionado, es este tirante donde debe detenerse el cálculo, pues más atrás el flujo es prácticamente uniforme.

La tabla 3.5 incluye la síntesis de los cálculos realizados para la obtención del perfil de flujo mediante el método estándar del paso directo. Se hace especial énfasis en la sección cuyo tirante es de 0.1415 metros, que es, aproximadamente el 101% del tirante normal y cuya distancia total, medida desde la sección de control, es de 69.2369 metros. Ahora bien, si se compara este resultado con el que arroja el método estándar por pasos, tratado anteriormente, se observa que la sección 21 (ver tabla 3.4) tiene un tirante de 0.14148 metros, valor que es muy parecido a 0.1415 metros. Para ese desarrollo, se estableció una distancia horizontal entre secciones, lo cual implica que desde la sección de control hasta la 21, hay un total de 14 secciones separadas a cada 5 metros, que al hacer el cálculo arroja una longitud horizontal total de 70 metros, de manera que se demuestra la consistencia entre los dos métodos aplicados.

Por otra parte, y de acuerdo con la tabla 3.5, posterior al cálculo hasta la sección mencionada, se continuó con el método, pero esta vez restando fracciones de milímetro al tirante, de forma tal, que se pudiera llegar a un tirante muy próximo al normal. Los resultados arrojan que este tirante propuesto se encuentra a una distancia de 167.2387 metros medidos desde la sección de control. Si se compara ese número con la longitud total del canal, que es de 167.24 metros, se observa que la diferencia es absolutamente despreciable.

Finalmente, de la misma tabla se desprende otro aspecto que es importante resaltar sobre el perfil *M1*. En la medida en que avanza el flujo gradualmente variado a lo largo de los últimos 70 metros de la

conducción, la energía específica aumenta, lo cual va, un poco en contra de la intuición, sobre todo si se considera que el todo el desarrollo anterior se hizo con el objeto de calcular un coeficiente de rugosidad, lo que implica que hay pérdidas de energía por fricción. Siendo el caso sólo deberían presentarse pérdidas y no “ganancias”. En efecto, sólo se presentan pérdidas, ya que, aunque la energía específica está aumentando por efecto de las condiciones que se presentan aguas abajo, la energía total si ha disminuido entre las secciones inicial y final del análisis, pues la carga de posición es diferente para ambas. Será mejor verlo cuantitativamente:

$$H_i = z_i + y_i + \frac{V_i^2}{2g} = -1.90 + 0.14 + \frac{0.4572^2}{2 \times 9.81} = -1.7493 \text{ m}$$

$$H_f = z_f + y_f + \frac{V_f^2}{2g} = -2.29 + 0.17 + \frac{0.3766^2}{2 \times 9.81} = -2.1128 \text{ m}$$

$$\Delta H = H_i - H_f = -1.7493 - (-2.1128) = 0.3635 \text{ m}$$

Es decir, que se pierden 0.3635 metros de energía a lo largo del canal, valor que a simple vista podría resultar muy bajo dada la longitud del mismo, pero hay que tomar en cuenta que el gasto es pequeño, y en su totalidad, el perfil permanece en régimen subcrítico, lo que significa bajas velocidades y, por consiguiente, pocas pérdidas de energía por fricción.



Imagen 3. 3. Tramo de canal de barro previo a la aplicación del recubrimiento

Tabla 3. 5. Cálculo del perfil M1 mediante el método estándar del paso directo

y (m)	A (m ²)	Rh (m)	V (m/s)	E (m)	Sf	Sfm	Δx (m)	ΣΔx (m)
0.17000	0.0323	0.0609	0.3766	0.1772	0.001433			
0.16850	0.0320	0.0607	0.3799	0.1759	0.001465	0.001449	1.5521	1.5521
0.16700	0.0317	0.0606	0.3834	0.1745	0.001498	0.001481	1.6070	3.1592
0.16550	0.0314	0.0604	0.3868	0.1731	0.001532	0.001515	1.6683	4.8275
0.16400	0.0312	0.0602	0.3904	0.1718	0.001567	0.001549	1.7371	6.5646
0.16250	0.0309	0.0600	0.3940	0.1704	0.001603	0.001585	1.8148	8.3794
0.16100	0.0306	0.0597	0.3976	0.1691	0.001640	0.001622	1.9033	10.2827
0.15950	0.0303	0.0595	0.4014	0.1677	0.001679	0.001660	2.0051	12.2878
0.15800	0.0300	0.0593	0.4052	0.1664	0.001719	0.001699	2.1232	14.4110
0.15650	0.0297	0.0591	0.4091	0.1650	0.001761	0.001740	2.2621	16.6731
0.15500	0.0295	0.0589	0.4130	0.1637	0.001804	0.001782	2.4275	19.1005
0.15350	0.0292	0.0587	0.4171	0.1624	0.001848	0.001826	2.6279	21.7284
0.15200	0.0289	0.0585	0.4212	0.1610	0.001895	0.001871	2.8756	24.6040
0.15050	0.0286	0.0582	0.4254	0.1597	0.001942	0.001918	3.1896	27.7936
0.14900	0.0283	0.0580	0.4297	0.1584	0.001992	0.001967	3.6006	31.3942
0.14750	0.0280	0.0578	0.4340	0.1571	0.002043	0.002018	4.1614	35.5557
0.14600	0.0277	0.0576	0.4385	0.1558	0.002097	0.002070	4.9721	40.5278
0.14450	0.0275	0.0573	0.4430	0.1545	0.002152	0.002125	6.2471	46.7749
0.14300	0.0272	0.0571	0.4477	0.1532	0.002210	0.002181	8.5448	55.3197
0.14150	0.0269	0.0568	0.4524	0.1519	0.002270	0.002240	13.9172	69.2369
0.14116	0.0268	0.0568	0.4535	0.1516	0.002284	0.002277	5.2859	74.5227
0.14090	0.0268	0.0567	0.4543	0.1514	0.002294	0.002289	5.0000	79.5227
0.14071	0.0267	0.0567	0.4550	0.1513	0.002302	0.002298	5.0000	84.5227
0.14055	0.0267	0.0567	0.4555	0.1511	0.002309	0.002306	5.0000	89.5227
0.14043	0.0267	0.0567	0.4559	0.1510	0.002314	0.002311	5.0000	94.5227
0.14034	0.0267	0.0567	0.4562	0.1509	0.002318	0.002316	5.0000	99.5227
0.14026	0.0266	0.0566	0.4564	0.1509	0.002321	0.002319	5.0000	104.5226
0.14020	0.0266	0.0566	0.4566	0.1508	0.002323	0.002322	5.0000	109.5226
0.14016	0.0266	0.0566	0.4568	0.1508	0.002325	0.002324	4.9999	114.5225
0.14012	0.0266	0.0566	0.4569	0.1508	0.002327	0.002326	4.9999	119.5224
0.14010	0.0266	0.0566	0.4570	0.1507	0.002328	0.002327	4.9999	124.5223
0.14007	0.0266	0.0566	0.4570	0.1507	0.002329	0.002328	4.9999	129.5222
0.14006	0.0266	0.0566	0.4571	0.1507	0.002330	0.002329	4.9998	134.5220
0.14005	0.0266	0.0566	0.4571	0.1507	0.002330	0.002330	4.9998	139.5218
0.14004	0.0266	0.0566	0.4572	0.1507	0.002330	0.002330	4.9997	144.5215
0.14003	0.0266	0.0566	0.4572	0.1507	0.002331	0.002331	4.9996	149.5211
0.14002	0.0266	0.0566	0.4572	0.1507	0.002331	0.002331	4.9995	154.5207
0.14002	0.0266	0.0566	0.4572	0.1507	0.002331	0.002331	4.9994	159.5201
0.14001	0.0266	0.0566	0.4572	0.1507	0.002331	0.002331	4.9992	164.5193
0.14001	0.0266	0.0566	0.4572	0.1507	0.002332	0.002331	2.7194	167.2387

En conclusión se puede decir que la aplicación de los métodos mencionados anteriormente, además de permitir la obtención de datos hasta este momento desconocidos por los estudiosos del acueducto (como el coeficiente de rugosidad que, en nada se parece a lo que plantean algunas fuentes al respecto), ha permitido conocer el comportamiento del flujo que, por las condiciones en las que se encuentra la arquería, presenta dificultades para tomar lecturas certeras y del cual sólo se especulaba. De hecho, el presente estudio partió del conocimiento, únicamente de los tirantes que se presentaron en las secciones inicial y final del canal, lo cual por sí mismas, no reflejan en absoluto el comportamiento real del flujo.

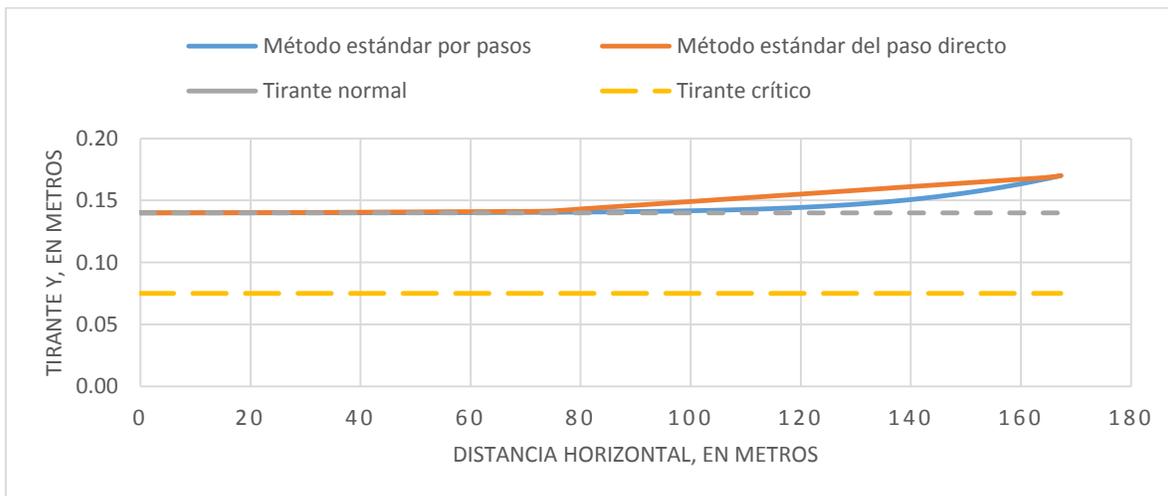


Figura 3. 6. Comparación entre los perfiles obtenidos con cada método

3.4 Flujo en los conductos a presión

3.4.1 Tubería de barro

El tramo bajo estudio se compone de los dos tipos de conducción que existen: por gravedad y a presión. En el subcapítulo 3.3 se habló ampliamente del funcionamiento hidráulico del canal, y la razón por la cual se trató primero ese tema es porque, estrictamente, la investigación (cuando menos en lo que se refiere a la Hidráulica) empezó en el mismo, pues fue donde se llevó a cabo el aforo. Sin embargo, resulta de mayor importancia, hablando de soluciones técnicas, el funcionamiento a presión en ciertos tramos de este acueducto. Para el tramo analizado, hay aproximadamente 170 metros de

conducción a presión, de los cuales cerca de 120 metros están aguas arriba del canal, y los restantes 50 metros están aguas abajo y antes de un tanque abierto a la atmósfera, que resulta de mucho interés, del cual se hablará, de manera general, más adelante.

La tubería se conforma por módulos cónicos de dimensiones variables, las cuales se deben a que se fabrican artesanalmente ya que se busca que los resultados de la restauración se apeguen, en la medida de lo posible, a las condiciones originales de operación. El cálculo no considera las condiciones particulares de cada tubo por lo que se ha optado por obtener valores promedio. De una muestra aleatoria de cinco tubos de barro, se registraron los datos que aparecen en la tabla 3.6.

Tabla 3. 6. Dimensiones de una muestra aleatoria de cinco tubos de barro

Tubo	Longitud (m)	Diámetro menor (m)	Diámetro mayor (m)	Espesor (cm)
1	0.640	0.167	0.203	1.675
2	0.674	0.168	0.210	1.830
3	0.640	0.162	0.210	2.140
4	0.650	0.171	0.213	1.565
5	0.638	0.161	0.212	2.270
Promedio	0.648	0.166	0.210	1.896

La unión entre dos módulos se hacía “encajando” el extremo de menor diámetro en el extremo de mayor diámetro del tubo siguiente. Los espacios vacíos se rellenaban mediante un mortero de cal, arena y baba de nopal. De la tabla anterior, se observa que, en promedio, la longitud de cada módulo está alrededor de los 65 centímetros y hay una variación de, aproximadamente 4 centímetros entre los diámetros de ambos extremos. El espesor del material del tubo es de casi 2 centímetros.

Dadas estas dimensiones, debe resultar claro que el agua no atraviesa los 65 centímetros de cada tubo, pues hay un empalme de casi 9 centímetros entre ellos. Esta situación se puede ver en la figura 3.6, la cual presenta un esquema de un caso idealizado en el que los tubos son exactamente iguales de acuerdo con las dimensiones promedio obtenidas anteriormente.

Es importante hacer hincapié en las características de dichos tubos ya que, como se ve en la figura, su configuración supone pérdidas de energía importantes. Por un lado, se presentarían pérdidas por fricción ya que se trata de un material muy rugoso. En segundo lugar, en la figura debe apreciarse que, en lo que se refiere a pérdidas locales, se tienen las asociadas a una reducción gradual en el

sentido del flujo (de izquierda a derecha en la figura mostrada), además de una ampliación brusca cada vez que el agua viaja de un tubo a otro.

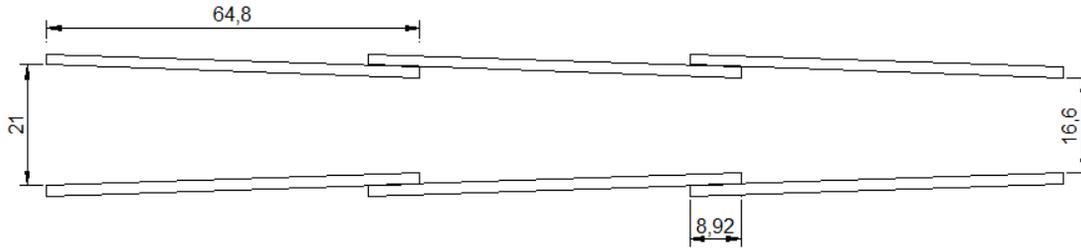


Figura 3.7. Vista en corte de los tubos colocados en serie, cotas en cm

3.4.2 Obtención de un factor de fricción y rugosidad absoluta

Como se ha mencionado anteriormente, la utilización de la tubería de barro se hace, tanto aguas arriba como aguas abajo de la arquería ya descrita, por lo que se harán cálculos para cada tramo por separado. Se analizará lo que ocurre en el primero de ellos.

Tal como lo muestra el esquema de la figura 3.1, el primer tramo de conducción a presión inicia en el tanque de almacenamiento, cambia de dirección por medio de un codo de 90 grados (del mismo material) y descarga al canal casi 4 metros más arriba. Se obtendrá la energía total asociada al inicio y fin del tramo. En el caso del tanque, se excluirá la carga de velocidad. Esto no quiere decir que el agua no lleve velocidad, pues resultaría absurdo hablar de un gasto, pero dada el área tan grande que tiene su sección transversal, la ecuación de continuidad arrojaría un valor de velocidad muy pequeño que se considera despreciable.

Las pruebas se realizaron en condiciones controladas para que se pudiera garantizar un régimen permanente. Por esta razón la carga en el interior del tanque se mantuvo, aproximadamente, en 1.80 metros durante la totalidad del experimento. Sabemos, además, que el fondo del canal, en el lugar de la descarga, se encuentra 79 centímetros más arriba que el fondo del tanque, este último coincidirá con el plano horizontal de comparación.

Aplicando la ecuación de la energía entre ambos puntos, se tiene

$$H_1 = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_{1-2}$$

Que sustituyendo los datos que ya se conocen, queda

$$1.80 = 0.79 + 0.14 + \frac{0.4586^2}{2 \times 9.81} + \Delta h_{1-2}$$

$$1.80 = 0.9407 + \Delta h_{1-2}$$

$$\Delta h_{1-2} = 1.80 - 0.9407 = 0.8593 \text{ m}$$

El resultado anterior indica que hay importantes pérdidas de energía, mismas que están asociadas al material de la línea de conducción. Se ha mencionado anteriormente que estas pérdidas se dan, no sólo por fricción, sino que existen varias condiciones de tipo local como las constantes reducciones graduales y ampliaciones bruscas, además de un codo de 90°. Siendo este el caso, se deduce la siguiente expresión:

$$\Delta h_{1-2} = h_{\text{entrada}} + h_{\text{fricción}} + h_{\text{reducciones}} + h_{\text{ampliaciones}} + h_{\text{codo}} + h_{\text{salida}} = 0.8593 \text{ m}$$

En ausencia de datos al respecto, se puede partir de los coeficientes experimentales que existen para los accesorios incluidos en la expresión anterior. El libro *Hidráulica General* de Gilberto Sotelo incluye diversas gráficas y tablas para obtener dichos coeficientes y expresarlos como una fracción de la carga de velocidad. Dadas las condiciones de la tubería en el tramo, los coeficientes publicados para la pérdida por entrada y salida son de 0.5 y 1.0, respectivamente.

Hasta el momento, no se conoce ninguna característica del material, por lo que las pérdidas por fricción se calcularán hasta el final. Se irá analizando cada accesorio, empezando con el caso de la reducción gradual. Se ve en la figura 3.5 que, los tubos por tener una geometría cónica, en el sentido del flujo el conducto reduce su diámetro. La pérdida de energía está estrechamente ligada al ángulo de la reducción y, conocido éste, con ayuda de una tabla, se puede estimar el coeficiente necesario. En el caso de la reducción que se presenta en los tubos de barro, su ángulo de reducción θ , es de 3.89°.

La tabla 8.5 del libro citado estima un valor K de 0.060 para un ángulo de 4° , por lo que se tomará como válido para la línea de conducción.

Por su parte, una ampliación brusca supone una pérdida como consecuencia de que el agua se separa de las paredes de su conducto, provocándose una turbulencia en la nueva sección de mayor área. El cálculo del coeficiente de pérdida se puede hacer mediante la utilización de la fórmula de Borda-Carnot

$$K = \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 \quad (3.11)$$

donde K es el coeficiente de pérdida asociado a la ampliación brusca, adimensional
 A_1 es el área de la sección transversal aguas arriba de la ampliación, en m^2
 A_2 es el área de la sección transversal aguas abajo de la ampliación, en m^2

En este punto vale la pena aclarar que el área de la sección transversal aguas abajo del accesorio no corresponde al extremo del tubo con mayor diámetro, sino a la sección inmediatamente a la salida del agua (debido al empalme) que tiene un diámetro de 20.3942 centímetros. Calculando las áreas de ambas secciones se tiene

$$A_1 = \frac{\pi D_1^2}{4} = \frac{\pi(0.1660)^2}{4} = 0.0216 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{\pi D_2^2}{4} = \frac{\pi(0.2039)^2}{4} = 0.0327 \text{ m}^2$$

De manera que al sustituir en la ecuación (3.11), se tiene

$$K = \left(\frac{0.0327}{0.0216} - 1 \right)^2 = 0.2595$$

Nuevamente, aquí hay que hacer una observación. Los coeficientes obtenidos para la reducción gradual y ampliación brusca deberán ser considerados tantas veces como aparezcan dichos accesorios en la línea de conducción, por ello se debe determinar la cantidad de tubos en el tramo. La longitud

total del mismo se obtiene como la suma de la distancia paralela al terreno que recorre, y que se muestra en el plano, y la altura vertical de la columna hasta la descarga, de manera que

$$L_{total} = 121.66 + 3.97 = 125.63 \text{ m}$$

Ahora bien, si cada tubo tiene una longitud de 64.8 centímetros y un empalme entre ellos de 8.92 centímetros, el agua recorre 55.88 centímetros de cada pieza, lo que significa que la línea de conducción está formada por la siguiente cantidad de tubos

$$\frac{125.63}{0.5588} = 224.82 \approx 225 \text{ tubos}$$

Lo anterior quiere decir que cada coeficiente será considerado 225 veces en la ecuación de la energía.

Finalmente, solo habrá que determinar el coeficiente de pérdida asociado al codo de 90°. Como se puede ver en la imagen 4.1, el codo no tiene radio de curvatura y se asemeja a lo que se denomina curva compuesta. En este sentido el texto consultado presenta un valor para materiales lisos y otro para materiales rugosos. Dada la naturaleza del material, se considera como rugoso y se tomará el valor de $K = 1.265$.



Imagen 3. 4. Codo a 90 grados

Los coeficientes obtenidos hasta este momento expresan una fracción de la carga de velocidad aguas abajo de cada uno. Si ya se está desglosando cada pérdida de energía, valdría la pena asociar cada carga de velocidad a su respectiva condición, pues el diámetro es variable.

La pérdida por entrada quedará asociada a la velocidad de una sección un poco menor a las que se han mencionado hasta este momento. Sucede que el tanque no está directamente conectado directamente a la línea de tubos de barro, sino que hay una pequeña longitud cubierta por un tubo de PVC (2.80 metros) y una válvula de compuerta, ambos con un diámetro de seis pulgadas. Otro pequeño tubo, de longitud insignificante, conecta la válvula con el tubo de barro. Calculando la pérdida se tiene

$$h_{entrada} = 0.5 \frac{v^2}{2g} + h_{fricción-PVC} + h_{válvula}$$

El PVC tiene una rugosidad absoluta ε de 0.0015 mm, que para la velocidad del agua, se lee en el diagrama de Moody un factor de fricción f de 0.019. La válvula, por su parte, tiene un coeficiente de pérdida K de 0.115. Sustituyendo en la expresión anterior y factorizando la carga de velocidad se tiene

$$h_{entrada} = \left(0.5 + 0.019 \frac{2.80}{0.1524} + 0.115\right) \frac{0.6688^2}{2 \times 9.81} = 0.0220 \text{ m}$$

Calculando, ahora, la pérdida por salida se tiene

$$h_{salida} = 1.0 \frac{v^2}{2g} = \frac{0.5637^2}{2 \times 9.81} = 0.0162 \text{ m}$$

Ahora bien, en el caso de la reducción gradual, la carga de velocidad será la correspondiente a la de la sección de diámetro más pequeño, 0.166 m. La pérdida de energía total por efecto de reducciones graduales queda calculada de la siguiente manera

$$h_{RG} = 225 \times 0.060 \times \frac{0.5637^2}{2 \times 9.81} = 0.2186 \text{ m}$$

Las pérdidas ocasionadas por la ampliación brusca quedan calculadas mediante la siguiente expresión, considerando que, esta vez, la velocidad corresponde a la que ocurre en la sección del empalme

$$h_{AB} = 225 \times 0.2595 \times \frac{0.3735^2}{2 \times 9.81} = 0.4150 \text{ m}$$

Finalmente, el último accesorio a analizar es el codo de 90°, cuyas pérdidas se calculan como

$$h_{codo} = 1.265 \times \frac{0.3735^2}{2 \times 9.81} = 0.0090 \text{ m}$$

De esta manera, la única pérdida que no se conoce es la que se produce por fricción, pero como sí se conoce la pérdida total, se puede despejar a la primera

$$h_f = 0.8593 - 0.0220 - 0.0162 - 0.2186 - 0.4150 - 0.0090 = 0.1784 \text{ m}$$

Es decir:

$$h_f = f \frac{L v^2}{D 2g} = 0.1784 \text{ m}$$

Se sabe que la distancia que recorre el fluido es de 125.63 metros, sin embargo, el diámetro es variable, por lo que se puede tomar como válido el diámetro medio, que es de 0.1849 metros. Al despejar al factor de fricción f obtenemos lo siguiente:

$$f = 0.1784 \times \frac{0.1849}{125.63} \times \frac{2 \times 9.81}{0.2064} = 0.025$$

Dado este resultado, y a partir del diagrama de Moody se puede obtener la rugosidad del material. Esto puede resultar complejo, así que a partir de la ecuación (2.16), que es la de Colebrook-White, y sabiendo de antemano que el flujo se encuentra en un régimen en transición, se puede calcular la ε .

Con las condiciones en que opera el acueducto y el factor f de fricción obtenido, la ecuación (2.16) se satisface cuando el valor de la rugosidad absoluta ε es de 0.3302 mm , que aunque resulta muy alto, es consistente con lo que se observa.

Se tendría que repetir el análisis esta vez para el segundo tramo, sin embargo, se puede aprovechar para comprobar la utilidad de los datos recién calculados, de manera que la incógnita será ahora el gasto. Si se obtiene un resultado similar a los $0.0122 \text{ m}^3/\text{s}$ que ya se conoce, se habrá comprobado la veracidad de los cálculos realizados hasta este momento.

3.4.3 Comprobación del factor de fricción y rugosidad obtenidos

El segundo tramo inicia en el extremo aguas abajo del canal, donde se presenta una descarga ahogada, misma que alimenta a la línea de conducción de barro hasta una nueva descarga en una caja rompedora

de presión. Las pérdidas de energía asociadas a este nuevo tramo se calcularán con los coeficientes obtenidos en la sección anterior ya que corresponden al mismo material y accesorios.

Pasando un plano horizontal de comparación por el fondo de la caja rompedora de presión aguas abajo del tramo, el desnivel entre inicio y fin es de tan solo 0.1 metros. Este tramo tiene la particularidad de que la tubería tiene una pendiente ascendente y su longitud total es de 48.83 metros⁶, lo que significa que se compone de 76 tubos. En este caso, hay dos codos de 90°. Planteando la ecuación de la energía entre los extremos del tramo

$$z_3 + y_3 + \frac{v_3^2}{2g} = z_4 + \frac{p_4}{\gamma} + \frac{v_4^2}{2g} + h_{3-4}$$

La carga de posición para el punto 3 debe ser cero si por ahí pasa el plano horizontal de comparación. Sumado a ello, por tratarse de una descarga libre la presión en ese punto también es nula. Por lo tanto

$$0.10 + 0.17 + \frac{Q^2}{A_3^2 2g} = \frac{Q^2}{A_4^2 2g} + h_{3-4}$$

$$0.27 + 48.8535Q^2 = 108.8150Q^2 + h_{3-4}$$

Las pérdidas estarán dadas por

$$h_{3-4} = h_{entrada} + h_{reducción} + h_{ampliación} + 2h_{codo} + h_{fricción} + h_{salida}$$

$$h_{entrada} = 0.5 \frac{Q^2}{A^2 2g} = 21.2872Q^2$$

$$h_{reducción} = 76 \times 0.060 \frac{Q^2}{A^2 2g} = 498.1479Q^2$$

$$h_{ampliación} = 76 \times 0.2595 \frac{Q^2}{A^2 2g} = 940.0619Q^2$$

⁶ Son 47.88 metros en planta y 0.95 metros en dirección ascendente, según el plano.

$$h_{codo} = 1.265 \frac{Q^2}{A^2 2g} = 60.2970Q^2$$

$$h_{fricción} = 0.025 \frac{48.83}{0.1849} \times \frac{Q^2}{A^2 2g} = 466.0747Q^2$$

$$h_{salida} = 1.0 \frac{Q^2}{A^2 2g} = 109.2430Q^2$$

$$\sum h_{3-4} = 2155.4087Q^2$$

Para cada caso, el área utilizada para calcular la pérdida es la correspondiente a la sección aguas abajo de cada accesorio. Regresando a la ecuación de la energía, sustituyendo las pérdidas y despejando el gasto se tiene

$$Q = \sqrt{\frac{0.27}{2215.3702}} = 0.01104 \frac{m^3}{s}$$

El valor calculado es muy aproximado al gasto que se aforó en un principio, pues tan sólo varía en poco más de un litro por segundo. Se puede cuantificar la diferencia mediante la obtención del error relativo como

$$e\% = \frac{|Q_{aforado} - Q_{calc}|}{Q_{aforado}} \times 100 = \frac{|0.0122 - 0.01104|}{0.0122} \times 100 = 9.508\%$$

3.4.4 Funcionamiento hidráulico con tuberías de otros materiales

Es importante resaltar que, por motivos históricos y de preservación, el proyecto que existe para restaurar el Acueducto de Tembleque tiene por objetivo el funcionamiento del mismo según sus condiciones y características originales. Se ha instalado tubería de barro que imita los usos y costumbres del siglo XVI y, aunque resulte aparentemente impráctico, lento y caro, la autenticidad

es la razón por la cual no se han utilizado materiales modernos como concreto o PVC, aún cuando dicha tubería vaya enterrada y no sea visible al público.

Aclarado lo anterior, se procede en esta sección a comparar el flujo en la tubería de barro con el flujo en tuberías de otros materiales y ver como mejoraría la eficiencia del sistema. Se considerará sólo el primer tramo como referencia.

Tubería de PVC

El PVC es un material considerablemente menos rugoso que el barro con el que se han realizado los cálculos. Su superficie es prácticamente lisa, con una rugosidad absoluta ε de 0.0015 mm. Si se sustituyera la línea de conducción de barro por PVC, es probable que el tanque requiriera de una menor carga para mantener el gasto, o bien, que la misma carga diera un gasto mayor.

Utilizando una tubería con un diámetro de seis pulgadas, como la que alimenta a la línea actualmente en un tramo muy corto, solo se presentarían pérdidas de energía por entrada, la válvula, salida y el codo, además de las pérdidas por fricción. Si se considera el mismo gasto aforado de 0.0122 m³/s, se puede calcular la velocidad mediante la ecuación de continuidad

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.0122}{0.0182} = 0.6688 \frac{m}{s}$$

La determinación del factor f de fricción es función de la velocidad, por lo que se obtiene el número de Reynolds y la rugosidad relativa ε/D

$$Re = \frac{0.6688 \times 0.1524}{1.1 \times 10^{-6}} = 92660$$

$$\frac{\varepsilon}{D} = \frac{0.0015}{0.1524} = 0.00001$$

Según estos datos y utilizando, ya sea el diagrama de Moody (figura. 2.4), o directamente la ecuación de Colebrook-White (ecuación 2.16), se obtiene un factor f de fricción de 0.083.

Los coeficientes de pérdida asociados a la entrada y la salida permanecerán iguales, sólo se modificará el del codo a 90°, pues el texto de Sotelo propone un valor de K para materiales poco rugosos, que es más adecuado para el PVC que se ha propuesto. Así, planteando la ecuación de la energía para el primer tramo se tiene

$$H_{tanque} = z_{canal} + y + \frac{V_{canal}^2}{2g} + h_e + h_v + h_f + h_{codo} + h_s$$

$$H_{tanque} = 0.79 + 0.14 + 0.015 + \left(0.5 + 0.115 + 0.0183 \frac{128.43}{0.1524} + 1.129 + 1 \right) \frac{0.6688^2}{2 \times 9.81}$$

$$H_{tanque} = 1.3551 \text{ m}$$

Nota: La longitud utilizada en la fórmula de Darcy-Weisbach considera, además, el tubo de 2.80 metros aguas arriba de la válvula de compuerta. Por esta razón es diferente de los cálculos hechos anteriormente para la tubería de barro.

Dado el resultado, se observa que, mientras el material sea menos rugoso, el gasto requerirá de una menor carga en el tanque. Por su parte, si en estas condiciones se llevara al tanque a la carga original de 1.80 metros, el gasto aumentaría a poco menos que 18 litros por segundo.

Tubería de fierro galvanizado

Si se repitiera el ejercicio, pero esta vez con tubería de fierro galvanizado, los resultados nuevamente serían muy distintos. Este material tiene una rugosidad absoluta ε de 0.15 mm, que es varias veces mayor a la del PVC y un 50% menor a la del barro que se ha analizado. Si se trabaja con el mismo gasto y diámetro, el número de Reynolds permanecerá también igual, por lo que sólo habrá que determinar la rugosidad relativa como

$$\frac{\varepsilon}{D} = \frac{0.15}{0.1524} = 0.0001$$

De esta manera, la lectura en el diagrama de Moody arroja un valor $f = 0.0223$, por lo que, al aplicar la ecuación de la energía entre las mismas secciones, se obtiene que la carga en el tanque debe ser de

1.4320 metros para ese gasto. Naturalmente, al darle una carga mayor, el sistema dará un gasto mayor al que daría la tubería de barro, pero menor al de materiales muy lisos como el PVC.

La figura 3.7 muestra como varía el gasto en función de la carga en el tanque para los tres materiales mencionados: barro, PVC y fierro galvanizado. Se añade también la curva para el caso ideal de un tubo liso perfecto.

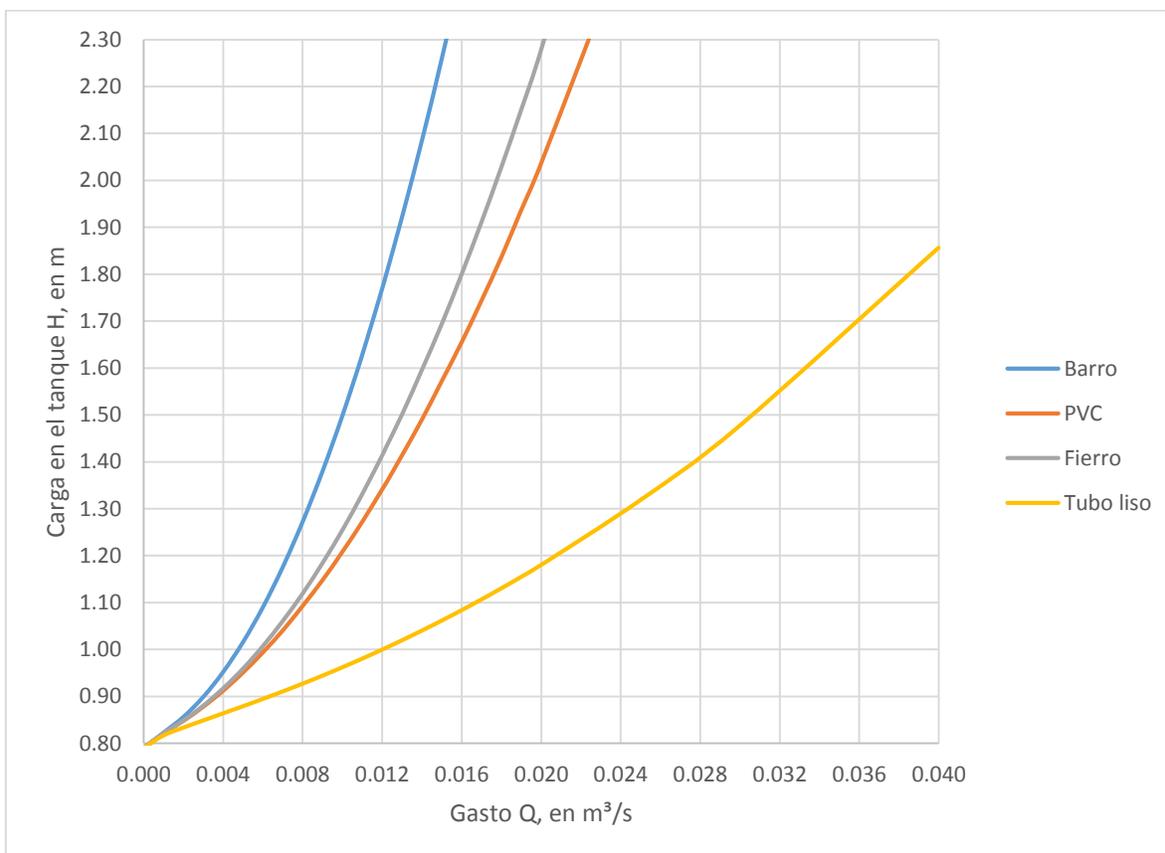


Figura 3. 8. Gasto en función de la carga en el tanque para tubos de diferentes materiales

El gasto máximo que el canal puede transportar sobre la arquería es de, aproximadamente, 0.040 m³/s, de manera que se requeriría de grandes cargas en el tanque para que la tubería de barro fuese capaz de transportarlo también. El hecho es que el tanque tiene una altura de 2.30 metros por lo que, dadas las condiciones en que se encuentra, es imposible que transporte ese gasto. De hecho, ninguno de los dos materiales propuestos adicionalmente es capaz de hacerlo. Se observa que un tubo idealizado en el cual las pérdidas de energía por fricción son mínimas, sería posible dicho gasto tan solo con una carga de 1.85 metros.

Hacer fluir el gasto máximo a través de la línea resultaría forzado, aún si fuera posible con tubos de materiales comerciales. Esto se debe a que una carga equivalente a la altura total del tanque se escapa demasiado a lo que son las condiciones normales de operación. De hecho, las marcas de agua que se ven en el interior del mismo se encuentran unos 20 o 30 centímetros debajo de la altura de agua con la que se hicieron las pruebas. La razón por la cual se trabajó con una carga extraordinaria fue para lograr un tirante en el canal que permitiera lecturas claras en el tubo de Pitot durante el aforo.

Si las observaciones indican que las cargas normales de operación están entre 1.50 y 1.60 metros, de acuerdo con la figura 3.6, los gastos normales promedio oscilan entre 10 y 11 litros por segundo. Esto significa que este ramal del Acueducto de Tembleque debía abastecer entre 864 y 950 metros cúbicos diarios.

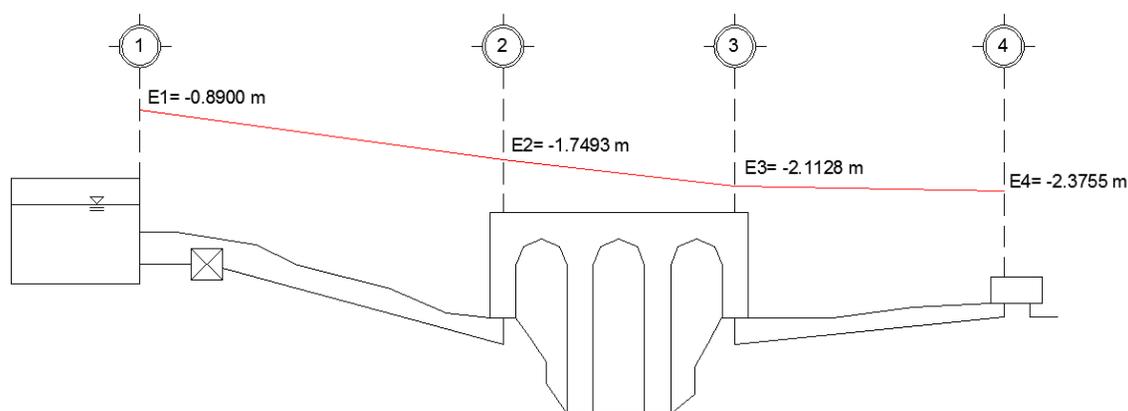


Figura 3. 9. Línea de la energía referida a un plano horizontal de referencia que pasa por el B.N. 0.00, según el levantamiento topográfico

3.5 Caja rompedora de presión

El tramo total analizado para el presente trabajo termina en un pequeño tanque abierto a la atmósfera, 50 metros aguas debajo de la descarga del canal y la reincorporación del agua a un conducto a presión. A lo largo de la extensión del acueducto hay pequeñas desviaciones del flujo a unos pequeños tanques, llamados fuentes y que tenían por objeto el abastecimiento de agua a los usuarios. El caso de este pequeño tanque es particular ya que, quienes se han acercado al estudio del Acueducto de Tembleque,

aseguran que se instaló en esa posición para romper la presión que, por la altura de la bajada de agua, es demasiada, especialmente si se le compara con la presión en el tanque inicial, que es de la mitad.

La alta presión puede resultar un problema muy severo, pues la conducción es de barro y su resistencia debe ser baja. Lo más probable es que la prueba y el error, sumados a la experiencia heredada por los romanos, condujeran a la construcción de dispositivos de alivio como éste.

3.5.1 ¿Qué es una caja rompedora de presión?

La caja rompedora de presión es un depósito intermedio cuya finalidad es fragmentar la línea de cargas piezométricas, es decir, se reduce la altura de presión y se establece una nueva carga estática, lo que significa que la tubería estará sujeta a menores presiones. En la actualidad existen muchos dispositivos de alivio, incluso si se instalara una caja rompedora, podría trabajarse con tubos de menor espesor, lo que impactaría significativa y positivamente en el costo de una obra. Pero en el siglo XVI no existían los conocimientos que se pueden aplicar hoy en día con tanta naturalidad, además de que el material del cual está hecha la conducción debe haber dado problemas, más de una vez, en lo que al aumento de presión se refiere. Es probable entonces que accesorios como la caja rompedora fueran una práctica común para evitar este problema.

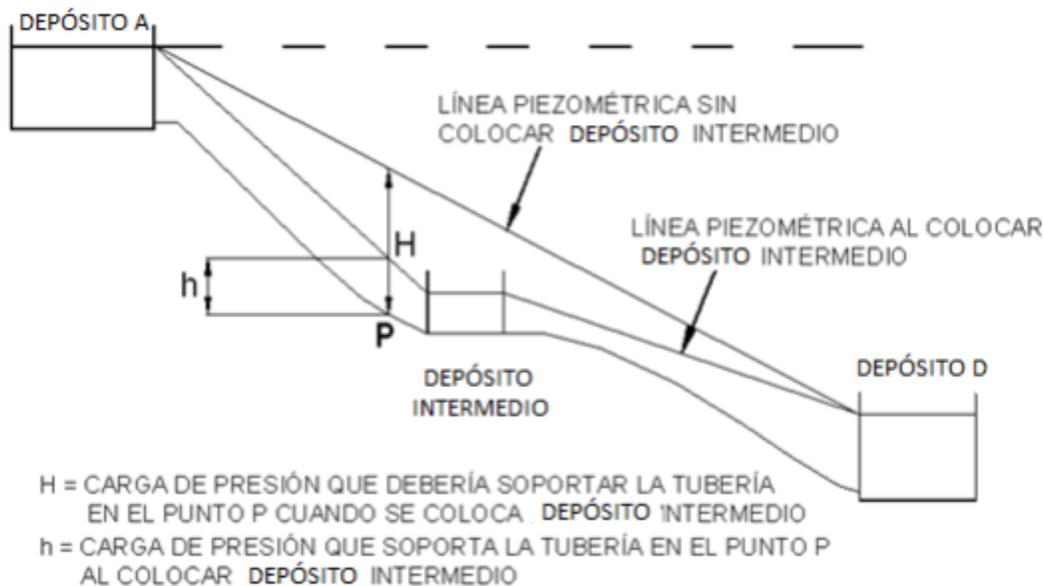


Figura 3.10. Fragmentación de la línea de cargas piezométricas por efecto de una caja rompedora (SAGARPA, 2013)

4. CONCLUSIONES

“Ha muerto Fray Francisco de Tembleque; pero el hilo de agua, por el acueducto, amaneció resbalando con pies de júbilo, y más alharaquenta la garganta de alcantarillas y fontanas.”

El Acueducto de Tembleque es un claro ejemplo del alcance de la ingeniería civil. Aún cuando este trabajo explora lo relativo a los aspectos hidráulicos, debe resultar evidente que su realización requirió de avanzados conocimientos en materia de estructuras, manejo de los diferentes tipos de suelo y sofisticadas técnicas constructivas. El acueducto es el resultado de un complejo proceso de observación y planeación, además de la precisión de los instrumentos topográficos con que contaban los habitantes de aquellos tiempos.

Se trata de un proyecto que resuelve una necesidad humana en su más pura definición. Por ello, reitero, es nuestra obligación preservarlo, porque da fe de que siempre existe una solución aunque las condiciones sean de lo más adversas.

En lo que se refiere a los resultados obtenidos de los cálculos presentados anteriormente, vale la pena comentar algunos aspectos relevantes.

En cuanto al aforo realizado, es importante resaltar que las condiciones de las pruebas se exageraron con respecto a las condiciones normales de operación. Se ha comentado anteriormente que esto se debió a que el instrumento disponible para el registro de la carga de velocidad, el tubo de Pitot, no habría arrojado lecturas claras si los tirantes hubieran sido más pequeños. Si de acuerdo con la gráfica, con una carga en el tanque de metro y medio, el gasto oscila alrededor de los 10 litros por segundo, el tirante el canal debe estar alrededor de los 12 centímetros, que se traduciría en una carga de velocidad poco menor a 0.01 metros. Pero aguas abajo, a consecuencia de que el tirante crece, la velocidad decrece y la lectura se vuelve complicada de hacer. Suponiendo que el gasto fuera aún menor, el tirante también lo sería y solo podría registrarse la velocidad superficial.

Del gasto se desprenden muchas incógnitas. El Acueducto de Tembleque representa un sistema de abastecimiento de agua potable de hace 450 años. En la actualidad existen rigurosas normas para este

tipo de obras que minimizan (o que intentan minimizar) el riesgo de fugas o inclusión de agentes patógenos. En el caso del Acueducto de Tembleque, gran parte del flujo ocurre a superficie libre, que dadas las condiciones climáticas de la región que atraviesa, puede traducirse en importantes pérdidas por evaporación y, en su caso, infiltración. En cuanto a los conductos a presión, las pérdidas de agua son también un problema a tratar. Una prueba cualitativa hecha en el Laboratorio de Hidráulica demostró que la tubería de barro absorbe el agua y hay pequeños escurrimientos a través de sus paredes, aún cuando éstas tengan un espesor importante. Además, ante cambios de presión las juntas pueden fallar y representar también pérdidas de gasto.

En el flujo en el canal se comprobó que dados los gastos tan bajos, se llega a presentar el flujo uniforme. Prueba de ello es la diferencia casi despreciable que existe entre el tirante medido al inicio y el medido al final de la conducción. Esa diferencia, para las condiciones de gasto analizadas, representa el 0.018% de la longitud total del canal. Por más de 100 metros, el tirante fue prácticamente el mismo, lo que conduce a pensar que el haber tomado el coeficiente n de Manning asociado al primer tirante fue una decisión correcta, y dado que el valor obtenido describe muy bien las pérdidas de energía por fricción, sería válido aplicarlo a otras secciones de la conducción a superficie libre, donde además se presentan condiciones tales como cambios de dirección.

Para la conducción a presión, se encontraron valores muy altos tanto para el factor f de fricción como para la rugosidad absoluta ε . No obstante, comparando con lo que dice la literatura, se trata de un material cuyas características son muy cercanas a las de materiales tan comunes como acero, concreto o cemento en diferentes condiciones. Además, aún cuando se hayan tomado en cuenta todos los accesorios, la proximidad de ellos debe impactar significativamente en las pérdidas y por ello la rugosidad reporta un valor tan alto.

Llama mucho la atención que, tratándose de un modelo teórico, los datos obtenidos para el primer tramo hayan dado buenos resultados para el segundo. Esto significa que los coeficientes de pérdida elegidos para los accesorios arrojan muy buenos resultados y son confiables para la elaboración de diseños de sistemas hidráulicos en la actualidad.

El análisis que supone la comparación entre el barro y otros materiales plantea conclusiones interesantes. En primer lugar, es casi imposible que, mediante el uso de tubería hecha de materiales comerciales, se alcance la capacidad de conducción del canal. Por otra parte, si la restauración no estuviera regulada y se pudiera sustituir la tubería por alguna de un material más actual, debe resultar

evidente que impactaría en el volumen del tanque. Una tubería, que con la misma carga puede dar más gasto, implica que se desbalancearía la continuidad, pues estaría saliendo más agua de la que está entrando y se establecería en una carga menor para dar el mismo gasto que entra al tanque, el cual resultaría sobredimensionado. Si, por otra parte, se cometiera el error de poner un material más rugoso que el original, tal vez la carga máxima que da el tanque no sería suficiente para suministrar el gasto y empezaría trabajar también a presión. Un aumento en la presión podría resultar crítico para la tubería, como ya se ha mencionado.

Finalmente, sólo queda comentar el caso de la caja rompedora de presión, que no deja de sorprender, si es el caso, que se construyó para aliviar la presión. Según comentan las personas que se han dedicado a los trabajos de restauración del acueducto, resulta casi increíble el sonido que hacía el agua al salir por el codo bajo el extremo final de la arquería y dicen, contrariados, que es imposible que un flujo tan armónico, como el que ocurre en el canal, sea tan violento al regresar a los tubos. La explicación resulta simple ahora, pues si la descarga del canal es ahogada, la presión en el codo corresponde a la que provocan más de tres metros columna de agua, y la energía asociada a este hecho es lo que, con seguridad, desconcertó a los restauradores. Si la presión es tan alta (mayor a la carga de presión en el tanque inicial, si éste estuviera lleno), debía existir una manera en que se pudiera aliviar y no verse en la necesidad de estar cambiando los tubos constantemente. Ese pequeño tanque hace el trabajo.

Comentar sobre la importancia del Acueducto Tembleque como obra de ingeniería hidráulica en nuestro país, está de más, pero hace falta crear conciencia en los mexicanos para valorar nuestro pasado, nuestro legado. Más allá de reportar beneficios económicos (tal vez por la atracción del turismo), la preservación y el conocimiento de este acueducto debe significar el rescate de un “pedacito” de nuestra identidad.



Imagen B. Vista de la represa desde el extremo aguas arriba de la arquería



Imagen C. Canal (apantle) a ras del suelo

REFERENCIAS

Libros

Sotelo Ávila, Gilberto. *Hidráulica general. Fundamentos, Volumen 1.* Editorial Limusa. México, 2011.

Sotelo Ávila, Gilberto. *Hidráulica de Canales.* Primera edición. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. México, 2002.

Aparicio Mijares, F. J. *Fundamentos de hidrología de superficie.* Editorial Limusa. México, 2011.

Saldarriaga, Juan. *Hidráulica de tuberías. Abastecimiento de agua, redes, riegos.* Alfaomega, Universidad de los Andes. Colombia, 2011.

Mataix, Claudio. *Mecánica de fluidos y máquinas hidráulicas.* Segunda edición. Alfaomega. México, 2005

Acueducto Tembleque. Obra hidráulica del siglo XVI. Patronato Acueducto Tembleque, A. C. México, 2011.

Valdés Octaviano. *El Padre Tembleque.* Quinta edición. Patronato Acueducto Tembleque, A. C. México, 1997.

Meli Piralla, Roberto. *Ingeniería estructural de los edificios históricos.* Primera edición. Fundación ICA, A. C. México, 1998.

Icaza, Leonardo. *Arquitectura para el agua durante el Virreinato en México. Cuadernos de Arquitectura Virreinal 2.* Facultad de Arquitectura, Universidad Nacional Autónoma de México. México, 1985.

Páginas Web

Acueducto del padre Francisco de Tembleque, descripción ingenieril de esta notable obra del siglo XVI, Enrique Santoyo, Efraín Ovando, consultado el 19 de enero de 2013

<http://www.tgc.com.mx/articulos/ACUEDUCTOT.pdf>

Ollas de agua, jagüeyes, cajas de agua o aljibes, SAGARPA, consultado el 22 de junio de 2013

<http://www.sagarpa.gob.mx/desarrolloRural/Documents/fichasCOUSSA/Ollas%20de%20agua.pdf>

Líneas de conducción por gravedad, SAGARPA, consultado el 11 de agosto de 2013

http://www.sagarpa.gob.mx/desarrolloRural/noticias/2012/Documents/FICHAS%20TECNICAS%20E%20INSTRUCTIVOS%20NAVA/FICHA%20TECNICA_L%C3%8DNEA%20DE%20CONDUCCION%20L%C3%93N.pdf

Prontuarios de las prácticas de Hidráulica, Laboratorio de Hidráulica, UNAM, consultados el 5 de julio de 2013

<http://dicyg.fi-c.unam.mx:8080/labhidraulica/>

El acueducto de Zempoala: las respuestas de fray Francisco de Tembleque, Alain Musset, consultado el 7 de julio de 2013

http://www.estudioshistoricos.inah.gob.mx/revistaHistorias/wp-content/uploads/historias_19_81-92.pdf

The Darcy-Wiesbach Equation, Sitio web jswater.in, consultado el 15 de octubre de 2013

<http://www.jswater.in>

Curso de diseño de canales con régimen uniforme. Parte IV: Cálculo de la altura normal, Ingeniería Civil – Tutoriales al día, consultado el 15 de octubre de 2013

<http://ingenieriacivil.tutorialesaldia.com/mini-curso-de-diseno-de-canales-con-regimen-uniforme-parte-iv-calculo-de-la-altura-normal/>

Hydraulics, Department of Civil Engineering, The City College of New York, consultado el 15 de octubre de 2013

<http://www-ce.engr.cny.cuny.edu/Courses/CE361/Flow%20Profiles2.jpg>

Corrió agua en segunda arquería del Acueducto de Tembleque, Edith Hernández, El Sol de Hidalgo, versión en línea, consultado el 15 de octubre de 2013

<http://www.oem.com.mx/elsoldehidalgo/notas/n2857904.htm>

Tesis

Rodríguez Pérez, L.V., Rodríguez Pérez, J.I. Diseño y funcionamiento del canal desarenador. Tesis, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. México, 2005