



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**PARTICIPACIÓN EN
PROYECTOS DE OBRAS
HIDRÁULICAS**

INFORME DE ACTIVIDADES PROFESIONALES

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Alam Tonatiuh Mosqueda García

ASESOR DE INFORME

M. I. Óscar Vega Roldán



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2018

PARTICIPACIÓN EN PROYECTOS DE OBRAS HIDRÁULICAS

Tabla de contenido

1- INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO	6
2. DESCRIPCIÓN DE LA EMPRESA.....	7
CIEPS CONSULTORES S.A. DE C.V.....	7
2.1 Misión.....	7
2.2 Visión	8
3. DESCRIPCIÓN DEL PUESTO DE TRABAJO	8
3.1 Responsabilidades	8
3.2 Actividades	9
4. PRESA XOCHICALTITLA	10
4.1 Antecedentes.....	10
4.2 Definición del problema	10
4.3 Metodología utilizada.....	10
4.3.2 Cálculo de las fuerzas	15
4.4 Resultados.....	19
4.4.1 Caso I. Presa construida + vaso vacío y sin sismo.....	21
4.4.2 Caso II. Nivel del agua al NAMO y sin sismo	25
4.4.3 Caso III. Nivel del agua entre el NAMO y el NAME + descarga y sin sismo	29
4.4.4 Caso IV. Presa construida + vaso vacío y sismo ordinario en dirección aguas arriba.....	34
4.4.5 Caso V. Nivel del agua al NAMO y sismo ordinario en dirección aguas abajo.....	37
4.4.6 Caso VI. Nivel del agua al NAMO y sismo máximo creíble.....	43
4.4.7 Caso VII. Nivel del agua al NAME + descarga y sin sismo	48
4.4.8 Cuadro resumen	53
4.5 Conclusiones.....	54
5.- ACUEDUCTO TETELCINGO, LÍNEAS PIEZOMÉTRICAS	54
5.1 Antecedentes.....	54
5.2 Definición del problema	55
5.3 Metodología utilizada.....	56
5.3.1 Cálculo de las fuerzas	56
5.4. Resultados.....	59
5.4.1 Tramo del TCR a la derivación Oztotepec	59

5.4.2 Cálculo de las líneas de energía del tramo del TCR a la Derivación Oztotepec	62
5.4.3 Tramo de la Derivación Oztotepec a la Derivación Ameyalco	66
5.4.4 Cálculo de las líneas de energía del tramo de la Derivación Oztotepec a la derivación Ameyalco	68
5.4.5 Tramo de la Derivación Ameyalco a la Derivación Tecualipan	72
5.4.6 Cálculo de las líneas de energía del tramo de la derivación Ameyalco a la derivación Tecualipan.....	74
5.4.7 Tramo del Ramal Oztotepec	78
5.4.8 Cálculo de las líneas de energía del Ramal Oztotepec	80
5.4.9 Tramo del Ramal Ameyalco	82
5.4.10 Cálculo de las líneas de energía del Ramal Ameyalco	84
5.4.11 Tramo del Ramal Tecualipan.....	86
5.4.12 Cálculo de las líneas de energía del Ramal Tecualipan.....	88
5.5 Conclusiones.....	90
6. ACUEDUCTO TETELCINGO, REVISIÓN DE LAS VÁLVULAS EN LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN PRINCIPAL	90
6.1 Definición del problema.....	90
6.2 Metodología.....	90
6.3 Resultados.....	96
6.4 Conclusiones.....	111
7.- ACUEDUCTO TETELCINGO, LONGITUD ENTRE APOYOS	112
7.1 Antecedentes.....	112
7.2 Metodología.....	112
7.3 Resultados.....	115
7.4 Conclusiones.....	121
8. PRESA TETELCINGO.....	121
8.1 Antecedentes.....	121
8.2 Definición del problema	121
8.3 Metodología.....	122
8.4 Resultados	123
8.4.1 Caso I. Presa construida + vaso vacío y sin sismo.....	124
8.4.2 Caso II. Nivel del agua al NAMO y sin sismo	125

8.4.3 Caso III. Nivel del agua entre el NAMO y el NAME + descarga y sin sismo	127
8.4.4 Caso IV. Presa construida + vaso vacío y sismo ordinario en dirección aguas arriba...	129
8.4.5 Caso V. Nivel del agua al NAMO y sismo ordinario en dirección aguas abajo.....	130
8.4.6 Caso VI. Nivel del agua al NAMO y sismo máximo creíble.....	132
8.4.7 Caso VII. Nivel del agua al NAME + descarga y sin sismo.....	134
8.4.8 Cuadro resumen	137
8.5 Conclusiones.....	138
9 DISEÑO DE COMPUERTAS PARA LA TORRE DE CAPTACIÓN (OBRA DE TOMA) DE AGUA POTABLE, PRESA TETELCINGO	138
9.1 Antecedentes.....	138
9.2 Definición del problema	139
9.3 Metodología.....	139
9.4 Resultados.....	145
9.5 Conclusiones.....	150
10. CONCLUSIONES GENERALES	150
10. BIBLIOGRAFÍA.....	151

1- INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO

El presente documento resulta de la recopilación de mis prácticas profesionales en la empresa CIEPS CONSULTORES S.A. de C.V. Esta empresa tiene una trayectoria de más de 50 años participando y colaborando en proyectos de ingeniería a lo largo del país y algunos otros países del mundo.

Particularmente, en mi primer año de labores, fue asignado a los proyectos de obras hidráulicas de Xochicaltitla y Tetelcingo, apoyando a los ingenieros responsables en los cálculos y el desarrollo de memorias técnicas y descriptivas de las diferentes obras que constituyen ambos proyectos.

Este informe tiene como objetivo demostrar la aplicación y practicidad de la ingeniería civil en proyectos de obras hidráulicas, así como la participación que he tenido dentro de esta distinguida empresa, colaborando con todo el personal para dar soluciones a los proyectos presentes.

En cuanto a la estructuración del documento, se presentan los proyectos por antigüedad, comenzando con la presa de mampostería Xochicaltitla ubicada en un estado del interior de la República Mexicana, donde se describe la estabilidad de la cortina. Después se presenta el proyecto Tetelcingo, el cual está compuesto por una presa de concreto y un acueducto que, en conjunto, abastecerán diferentes localidades de un estado en particular de la República. Dentro del proyecto Tetelcingo se describe la estabilidad del cuerpo de la presa y el diseño de las compuertas para la obra de toma. Así mismo, el comportamiento de las cargas pizométricas en la tubería de conducción del acueducto, el dimensionamiento de las estructuras de contención y el dimensionamiento de válvulas de admisión y expulsión de aire.

Para la realización de todos los cálculos que aquí se presentan se utilizaron manuales y publicaciones emitidas por instituciones especializadas en temas de obras hidráulicas, tales como el *Manual de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario (MAPAS)* o bien el *AWWA MANUAL M51*, así como otras fuentes internas propias de la empresa y criterio de los ingenieros.

Es importante mencionar que mi estancia dentro de CIEPS CONSULTORES S.A. de C.V. ha tenido una gran contribución en mi desarrollo profesional y personal pues he podido enriquecer el conocimiento que me fue otorgado durante la licenciatura en Ingeniería Civil en la honorable Universidad Nacional Autónoma de México; y por otra parte, me ha permitido madurar y fortalecer mis habilidades para desenvolverme en el mundo laboral y enfrentarme a los problemas que constantemente hay que enfrentar dentro y fuera de la empresa.

Por tales motivos agradezco a la empresa por la disposición y la autorización de la información prestada para usarse en el presente informe, en especial, al director general de la empresa, el Maestro en Ingeniería Oscar Vega Roldán, quien también funge como el asesor de mis prácticas profesionales por su amplia experticia. Y finalmente a los

ingenieros responsables de los proyectos con quienes he podido colaborar y quienes me han enseñado la importancia de la integridad en el ámbito laboral.

2. DESCRIPCIÓN DE LA EMPRESA

CIEPS CONSULTORES S.A. DE C.V.

Es una empresa de origen mexicano fundada en el año 1961 por ingenieros consultores y proyectistas. Desde entonces, la empresa se ha formado por ingenieros civiles, mecánicos, electricistas, estructuristas, geólogos y arquitectos, todos ellos con amplia experiencia profesional.

En el año 1985 los socios de C.I.E.P.S., S.C. transformaron la sociedad civil a una sociedad anónima, dando origen a CIEPS CONSULTORES S.A. de C.V. y manteniendo los mismos principios de ética y responsabilidad para con la sociedad mexicana.

C.I.E.P.S. nació de la necesidad de resolver los retos que enfrentaban las dependencias gubernamentales en estudios y proyectos de ingeniería. El cambio climático inminente por motivo de una contaminación y un crecimiento poblacional desmesurado; escasez de fuentes de energía y recursos naturales no renovables, y la captación y distribución de agua potable de manera equitativa serían los desafíos que demandarían una organización no solo de la ingeniería, sino también de la sociedad de manera conjunta.

Por tal motivo, esta empresa mexicana opera como consultor ofreciendo servicios de ingeniería y planeación general a instituciones gubernamentales y empresas privadas nacionales e internacionales. La consultoría que proporciona va desde estudios básicos y anteproyectos, hasta proyectos ejecutivos, estudios de beneficio-costos en proyectos de ingeniería, supervisión en la construcción y gerencia de los proyectos.

Dentro de su extensa trayectoria profesional, C.I.E.P.S. ha atendido proyectos y consultas en algunas de las presas más altas del país para riego y control de ríos, además de una gran cantidad de acueductos para la distribución de agua, redes de canales y drenes, entre otros más.

2.1 Misión

“La misión de las empresas del grupo CIEPS es contribuir a dar al estado y los particulares mexicanos y de otros países, las obras de infraestructura y las instalaciones públicas y privadas que les permitan aprovechar mejor sus recursos, especialmente hidráulicos, y protegerse de los efectos destructivos de los fenómenos naturales, mediante la prestación de servicios de consultoría de alta calidad en la concepción, estudio, diseño, supervisión y auditoría de los proyectos y procesos constructivos de dichas obras e instalaciones.”

2.2 Visión

Las empresas del grupo CIEPS son empresas modernas y dinámicas, conscientes de sus deberes para con sus clientes, sus trabajadores, sus proveedores y la sociedad en general, en un marco de ética, calidad y mejoramiento continuo.

3. DESCRIPCIÓN DEL PUESTO DE TRABAJO

A partir del 17 de octubre de 2017 comencé labores en CIEPS CONSULTORES S.A. de C.V. como ayudante de ingeniero, colaborando en diseño, dibujo, cálculo y/o supervisión, dando soporte a los proyectos hidráulicos en los que se estuviera trabajando.

3.1 Responsabilidades

- Ejecutar las actividades asignadas, en concordancia con las leyes, políticas, normas y reglamentos aplicables al área de estudio.
- Dar asistencia a estudios básicos y técnicos, anteproyectos y proyectos ejecutivos, siguiendo las instrucciones de los ingenieros a cargo de los proyectos.
- Investigar y recopilar información técnica relevante para los proyectos a fin de avanzar en los diseños y cálculos.
- Elaborar diseños básicos y detallados, así como planos constructivos con especificaciones técnicas para apoyar la elaboración de los proyectos. Esto bajo las instrucciones y supervisión del ingeniero responsable del proyecto.
- Reconocer e interpretar planos técnicos, hojas cartográficas, curvas de nivel y perfiles del terreno.
- Colaborar en la propuesta de soluciones técnicas y creativas a las necesidades emergentes de cada proyecto, ya sean desde ingeniería básica o hasta detalle, siempre buscando la eficiencia y viabilidad de las mismas.
- Realizar visitas de campo a las zonas de estudio para el reconocimiento de campo, verificar la calidad del terreno y los alcances y limitaciones en caso de construirse un proyecto.
- Realizar dibujos técnicos, para la construcción de las obras tomando como referencia las investigaciones de campo.

3.2 Actividades

- Participar activamente, colaborar y cumplir con las políticas, procedimientos y lineamientos implementados en la empresa con el propósito de dar calidad a los proyectos elaborados.
- Elaborar cálculos matemáticos para la estabilidad de diferentes obras o estructuras civiles, principalmente presas de gravedad. Tuve la oportunidad de participar en la revisión de la estabilidad de la presa de enrocamiento Xochicaltitla. De igual manera, colaboré en la revisión de la estabilidad de la presa de gravedad Tetelcingo, ante los empujes hidrostáticos y los efectos de la subpresión en las secciones vertedora y no vertedora de la cortina, garantizando la seguridad de las comunidades aledañas.
- Colaborar en el diseño y selección de la ruta más adecuada para desplantar tuberías, principalmente en acueductos. Participé en el diseño y cálculo del acueducto Tetelcingo, un proyecto en conjunto con la presa Tetelcingo que distribuirá agua potable a varias comunidades. Dentro de este proyecto, tuve participación principalmente en los cálculos referentes a la operación normal y cargas piezométricas a lo largo de la línea de conducción, cálculo y diseño de ménsulas y atraques en diferentes cadenamientos de éste, y revisión del dimensionamiento de válvulas de admisión y expulsión de aire.
- Revisión de estudios hidrológicos para el dimensionamiento de la presa Tetelcingo.

4. PRESA XOCHICALTITLA

4.1 Antecedentes

En mayo del año 2016, la Secretaría de Obras Pública (SOP) de un estado de la República Mexicana autorizó la construcción de la presa de gravedad reguladora Xochicaltitla, con una inversión aproximada de 21 millones 500 mil pesos. El objetivo de la presa sería moderar avenidas y reducir la carga hidráulica de la presa Santa Genoveva localizada aguas abajo y misma que forma el embalse recreativo del fraccionamiento El Ángulo; y por otra parte, auxiliar a regular las avenidas de la presa Santiago localizada aguas arriba.

La construcción de la presa se interrumpió en diciembre del año 2016 con un 70% de avance por la falta de estudios técnicos, mismos que garantizarían la estabilidad de la presa reguladora y la seguridad de la comunidad de San Blas.

Con dichos requerimientos, el gobierno del estado del estado solicitó a CIEPS CONSULTORES S.A. de C.V. la revisión del dictamen emitido por el organismo administrativo (CONAGUA) y asimismo la elaboración de un estudio de estabilidad de la presa con el que podrían reanudar las actividades de la construcción de la presa Xochicaltitla.

Es importante mencionar que las condiciones ordinarias de operación de esta presa de mampostería y concreto ciclópeo son con el vaso vacío ya que es una obra únicamente para el control de avenidas.

4.2 Definición del problema

Como afectaciones se tiene el arrastre de materiales por las corrientes, así como viviendas e infraestructura anegadas por los tirantes de agua que se forman de hasta 50 centímetros; teniendo que realizar constantes reparaciones en las inmediaciones de las localidades. Por tal motivo, se hace necesaria la construcción de la obra civil para el control de avenidas.

4.3 Metodología utilizada

En la siguiente sección se describe el análisis de estabilidad de la presa Xochicaltitla en diferentes condiciones de carga (usual, inusual y extrema) a través de los diferentes criterios establecidos en el manual *EM 1110-2-2200* del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE por sus siglas en inglés).

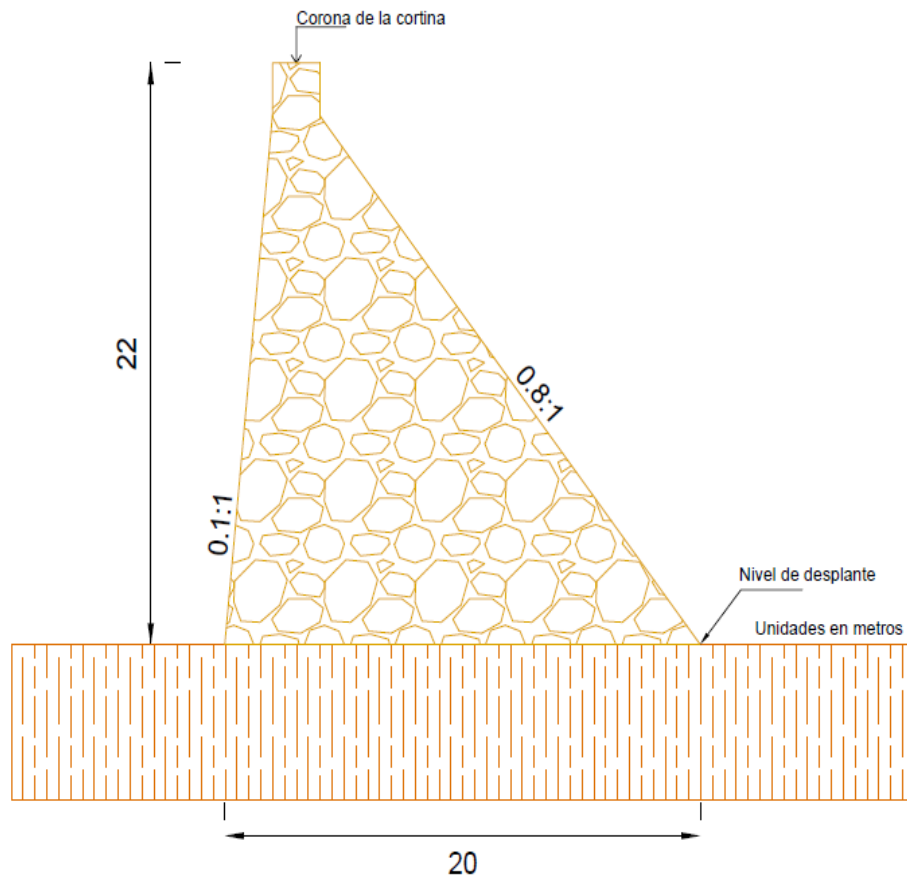


Ilustración 1. Geometría de la Presa Xochicaltila.

La presa tendrá una altura máxima de 22.00 metros medidos a partir del fondo del cauce y una elevación de la corona de 1902 msnm. Entre sus características geométricas principales se tienen: la cortina con un talud 0.1:1 en el paramento de aguas arriba, 0.8:1 en el paramento de aguas abajo y una longitud de 20 metros de base.

Los casos que se analizaron de acuerdo con el manual antes mencionado son los siguientes:

- I. Presa construida + vaso vacío y sin sismo. Condición usual.
- II. Nivel del agua al NAMO y sin sismo. Condición usual.
- III. Nivel del agua entre el NAMO y NAME + descarga y sin sismo. Condición inusual.
- IV. Presa construida + vaso vacío y sismo ordinario en dirección aguas arriba. Condición inusual.
- V. Nivel del agua al NAMO y sismo ordinario en dirección aguas abajo. Condición extrema.
- VI. Nivel del agua al NAMO y sismo máximo creíble. Condición extrema.
- VII. Nivel del agua al NAME + descarga y sin sismo. Condición extrema.

Así mismo, cada caso fue analizado con los siguientes criterios de estabilidad:

1. Revisión por volteo

- *Posición de la resultante.* La revisión por volteo se calcula aplicando todas las fuerzas verticales (ΣFV) y horizontales (ΣFH) al cuerpo de la cortina en cada condición de carga. Después se procede a obtener la suma de momentos (ΣM) a partir del centro de la base de la cortina. La posición de la resultante a lo largo de la base se obtiene con la ecuación 1:

$$X_R = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} \quad (Ec. 1)$$

En la tabla 1 se muestra la posición de la resultante para las diferentes condiciones de carga.

Tabla 1. Posición de la resultante.

Condición de carga	Posición de la resultante
Usual	Tercio medio
Inusual	Medio central
Extrema	Dentro de la base

Para la condición usual, se requiere que la posición de la resultante sea en el tercio medio para generar solamente esfuerzos de compresión en el concreto. En cuanto a la condición extrema, la resultante debe ubicarse dentro de la base de la cortina de la presa para garantizar que los esfuerzos no superen los valores límites establecidos

2. Revisión por deslizamiento

La revisión por deslizamiento considera el factor de seguridad (FS) como la medida que determina la resistencia de la obra civil ante el deslizamiento. Por lo tanto, el factor de fricción-cortante (FFC) tendrá que ser superior al FS, como se muestra en la ecuación 2:

$$FFC \geq FS$$

$$FFC = \frac{(\Sigma FV)\tan\varphi + cA}{|\Sigma FH|} \quad (Ec. 2)$$

$$c = 0.10f'c \quad (Ec. 3)$$

Donde:

ΣFV : suma de fuerzas verticales que actúan sobre la sección

φ : ángulo de fricción interna del concreto

c : cohesión del concreto, es decir, la resistencia intrínseca del concreto ante esfuerzos cortantes

A : área de la base de la sección

ΣFH : suma de fuerzas horizontales que actúan sobre la sección

$f'c$: resistencia del concreto a la compresión

El factor de seguridad (FS) es un concepto relacionado con la falla y el esfuerzo cortante al que está sometido la estructura y se obtiene aplicando la ecuación 4:

$$FS = \frac{\tau_F}{\tau} = \frac{(\sigma \tan \varphi + cL)}{\tau} \quad (Ec. 4)$$

Donde:

τ_F =: corresponde al esfuerzo cortante resistente de falla de acuerdo con el criterio Mohr-Coulomb, utilizado en la teoría de mecánica de suelos y adaptado a este caso

φ = ángulo de fricción interna

c = cohesión del concreto

L = longitud de la base a compresión por unidad unitaria

τ = esfuerzo cortante actuante

En la tabla 2 se muestran los factores de seguridad que usualmente se utilizan para cada condición de carga

Tabla 2. Factores de seguridad mínimos de deslizamiento.

Condición de carga	Factor mínimo de deslizamiento
Usual	2
Inusual	1.7

Extrema	1.3
---------	-----

3. Revisión por capacidad de carga

Para las condiciones de carga usual e inusual, el esfuerzo máximo de compresión del terreno sobre el que se desplanta la base de la cortina debe ser menor que la capacidad de carga permisible del terreno de la cimentación. Para el caso de la condición de carga extrema, el esfuerzo máximo de compresión de desplante debe ser igual o menor que 1.33 veces la capacidad de carga permisible del terreno de cimentación.

4. Revisión por compresión

El esfuerzo principal de compresión en la base de la presa debe ser menor o igual que el esfuerzo permisible de compresión, el cual está en función de la resistencia nominal a la compresión del material de la cortina afectado por un factor dependiendo de la condición de carga, tal como se muestra en la tabla 3.

Tabla 3. Esfuerzos permisibles de compresión.

Condición de carga	Esfuerzo permisible de compresión
Usual	$0.3 \cdot f_c$
Inusual	$0.5 \cdot f_c$
Extrema	$0.9 \cdot f_c$

5. Revisión por tensión

El esfuerzo máximo de tensión en la base de la presa debe ser menor o igual que el esfuerzo permisible de tensión, el cual está en función de la resistencia nominal a la tensión del material de la cortina afectado por un factor dependiendo de la condición de carga, tal como se muestra en la tabla 4.

Tabla 4. Esfuerzos permisibles de tensión.

Condición de carga	Esfuerzo permisible de tensión
Usual	0

Inusual	$f^*t = 0.6 * f^*c^{2/3}$
Extrema	$f^*t = 1.5 * f^*c^{2/3}$

4.3.1 Tabla resumen

A continuación, se muestra una tabla resumen con los criterios de estabilidad para cada condición de carga, establecidos por el USACE.

Tabla 5. Tabla resumen de criterios de estabilidad.

Condiciones de carga		Criterio I	Criterio II	Criterio III	Criterio IV	Criterio V
Condición	Categoría	Posición de la resultante	FS mínimo de deslizamiento	Presión en cimentación	Compresiones admisibles	Tensiones admisibles
I.- Presa construida + vaso vacío y sin sismo	Usual	Tercio medio	2	Permisible	0.3 f'c	0
II.- Nivel del agua al NAMO y sin sismo	Usual	Tercio medio	2	Permisible	0.3 f'c	0
III.- Nivel de agua entre el NAMO y NAME + descarga y sin sismo	Inusual	Medio central	1.7	Permisible	0.5 f'c	0.6 f'c ^{2/3}
IV.- Presa construida + vaso vacío y sismo ordinario en dirección aguas arriba	Inusual	Medio central	1.7	Permisible	0.5 f'c	0.6 f'c ^{2/3}
V.- Nivel del agua al NAMO y sismo ordinario en dirección aguas abajo	Extrema	En la base	1.3	33% más	0.9 f'c	1.5 f'c ^{2/3}
VI.- Nivel del agua al NAMO y sismo máximo creíble	Extrema	En la base	1.3	33% más	0.9 f'c	1.5 f'c ^{2/3}
VII.- Nivel del agua al NAME + descarga y sin sismo	Extrema	En la base	1.3	33% más	0.9 f'c	1.5 f'c ^{2/3}

Fuente: Manual EM-1110-2-2200, 30 de junio de 1995.

4.3.2 Cálculo de las fuerzas

- Peso propio

Se refiere a la fuerza producida por la acción de la gravedad sobre la masa de la estructura.

$$PP = A * \gamma_c * L \quad (Ec. 5)$$

Donde:

PP: peso propio, en t

A: área de la sección, en m²

γ_c : peso volumétrico del material de la sección, en t/m³

L : longitud unitaria considerando la sección solamente en dos dimensiones, en m

La posición donde se produce esta fuerza corresponde al centroide de la sección de la presa, y su componente horizontal se obtiene con la siguiente expresión:

$$X_{MP} = \frac{\sum X_i * A_i}{\sum A_i} \quad (Ec. 6)$$

Donde:

X_{MP} : posición de la resultante, en m

$\sum X_i$: suma de centroides en el eje X de cada bloque de la figura, en m

$\sum A_i$: suma de las áreas de todos los bloques, en m²

- **Peso del agua**

Se refiere a la fuerza producida por la acción de la gravedad sobre el agua almacenada.

$$P_a = A * \gamma_a * L \quad (Ec. 7)$$

Donde:

P_a : peso del agua, en t

A : área de la sección, en m²

γ_c : peso volumétrico del agua, en t/m³

L : longitud unitaria considerando la sección solamente en dos dimensiones, en m

La posición donde se produce esta fuerza corresponde al centro de la figura geométrica formada por el agua sobre el talón de la presa.

- **Empuje horizontal del agua**

Se refiere a la fuerza horizontal que ejerce el fluido en reposo sobre la superficie en contacto. El empuje sobre la superficie es el valor de la fuerza resultante, obtenida como la suma de las presiones en todo el plano de contacto.

$$E_a = \frac{1}{2} * h^2 * \gamma_a \quad (Ec. 8)$$

Donde:

h : carga hidrostática del agua, en m

γ_a : peso volumétrico del agua, en t/m³

La posición donde se produce esta fuerza corresponde a un tercio del nivel del agua medido desde la base de la cortina.

- Empuje horizontal de azolves

Se refiere a la fuerza horizontal que ejercen los azolves en reposo sobre la superficie en contacto. El empuje sobre la superficie es el valor de la fuerza resultante, obtenida como la suma de las presiones en todo el plano de contacto.

$$E_s = \frac{1}{2} * k_a * h^2 * \gamma_s \quad (Ec. 9)$$

Donde:

h : carga hidrostática de los azolves, en m

γ_s : peso volumétrico de los azolves, en t/m³

k_a : coeficiente de Rankine que depende del ángulo de fricción interna del material (φ), y se calcula de la siguiente manera:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}\varphi}{1 + \text{sen}\varphi} \quad (Ec. 10)$$

La posición donde se produce esta fuerza corresponde a un tercio del nivel de azolves medido desde la base de la cortina.

- Esfuerzos

Se define como una fuerza producida por unidad de superficie en un cuerpo. Para verificar si se presentan esfuerzos de compresión o tensión en la base de la presa, ésta se analiza con la teoría de vigas y por lo tanto se utiliza la fórmula de la escuadría:

$$\sigma_z = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} * (\pm y) \quad (Ec. 11)$$

Donde:

N : fuerzas axiales que actúan sobre la base, en toneladas

A : área de la base de la sección, en m²

M_x : suma de momentos que actúan sobre el eje x con respecto al centro de la base de la sección, en t-m

I_x : momento de inercia en x de la base de la sección, en m⁴

y: distancia entre el centroide de la base de la sección hasta el punto más alejado en dirección del eje y, en m

- Sismo en la cortina

Durante la ocurrencia de un sismo, el cuerpo de la presa y el embalse entran en un estado de vibraciones forzadas que dan lugar a la generación de fuerzas dinámicas en el cuerpo y fuerzas hidrodinámicas sobre el paramento de aguas arriba (y aguas abajo si hay descarga) de la presa y deberán sumarse a los empujes hidrostáticos anteriores. Las fuerzas sísmicas ocurridas, o bien las presiones dinámicas, son efectos del movimiento del terreno que ocasiona fuerzas inerciales en el embalse; y por la flexibilidad de la presa, cuyas vibraciones se transmiten por el fluido y regresan para incidir sobre la propia presa.

De acuerdo con las recomendaciones de la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD por sus siglas en inglés) el análisis sísmico en presas debe realizarse en dos escenarios: la ocurrencia del sismo ordinario durante la operación normal (Operating Basis Earthquake) y el sismo máximo creíble (Maximum Credible Earthquake) para el emplazamiento de la presa. La estabilidad de la presa se calcula bajo estos dos escenarios para evitar el colapso de la presa, así como para la presencia de fisuras que ocasionen fugas incontrolables de agua. Sin embargo, sí se admiten daños en el cuerpo de la cortina que incluso conlleven al vaciado inminente del embalse y dejar la presa fuera de operación.

Salvo casos especiales que requieran un análisis dinámico se utiliza el método del sismo pseudoestático donde se deben considerar las acciones del sismo como fuerzas estáticas proporcionales a la masa del cuerpo de la presa y una aceleración sísmica de diseño.

La fuerza que genera el sismo se localiza en el centroide de la sección de la cortina y se determina con la siguiente ecuación:

$$T = \lambda * \gamma_m * A \quad (Ec. 12)$$

Donde:

λ : coeficiente sísmico de diseño

γ_m : peso volumétrico del concreto, en t/m³

A: área de la sección, en m²

- Sismo en el agua

Así mismo, el sismo provoca en el agua una fuerza que incide sobre la cortina. La fuerza queda determinada por la fórmula propuesta por el Maestro en Ingeniería Oscar Vega Roldán, basada en los trabajos previos de Zangar y en la parábola de Westergaard.

$$T_a = 0.525 * \lambda * \gamma_a * h_a^2 \quad (Ec. 13)$$

Donde:

λ : coeficiente sísmico de diseño

γ_m : peso volumétrico del agua, en t/m³

h_a : carga hidrostática del agua, en m

La posición de las fuerzas ocasionadas por el sismo en el agua, se determina con la siguiente ecuación:

$$z = 0.4 * h \quad (Ec. 14)$$

Donde:

h : altura de la sección de la presa o, en su caso, carga hidrostática; en m

- Sismo en los azolves

Al igual que la cortina y el embalse, la ocurrencia del sismo produce en los azolves una fuerza hidrodinámica. Para el cálculo se utiliza la ecuación 13, únicamente cambiando el nivel de los azolves, así como el peso volumétrico del material en caso de ser necesario.

4.4 Resultados

En la figura 2 se muestran todas las fuerzas involucradas para el análisis de la estabilidad de la presa Xochicaltitla.

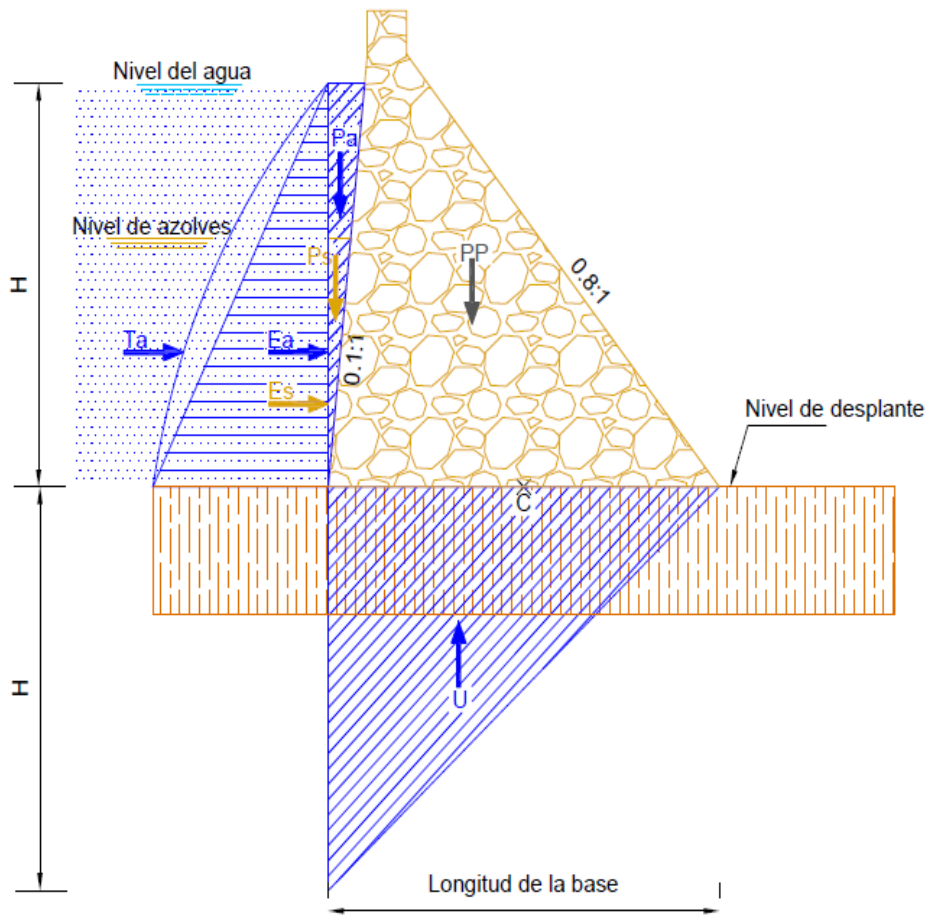


Ilustración 2. Fuerzas involucradas en la Presa Xochicaltitla.

4.4.1 Caso I. Presa construida + vaso vacío y sin sismo

Este caso se considera como una condición usual ya que la presa será para el control de avenidas.

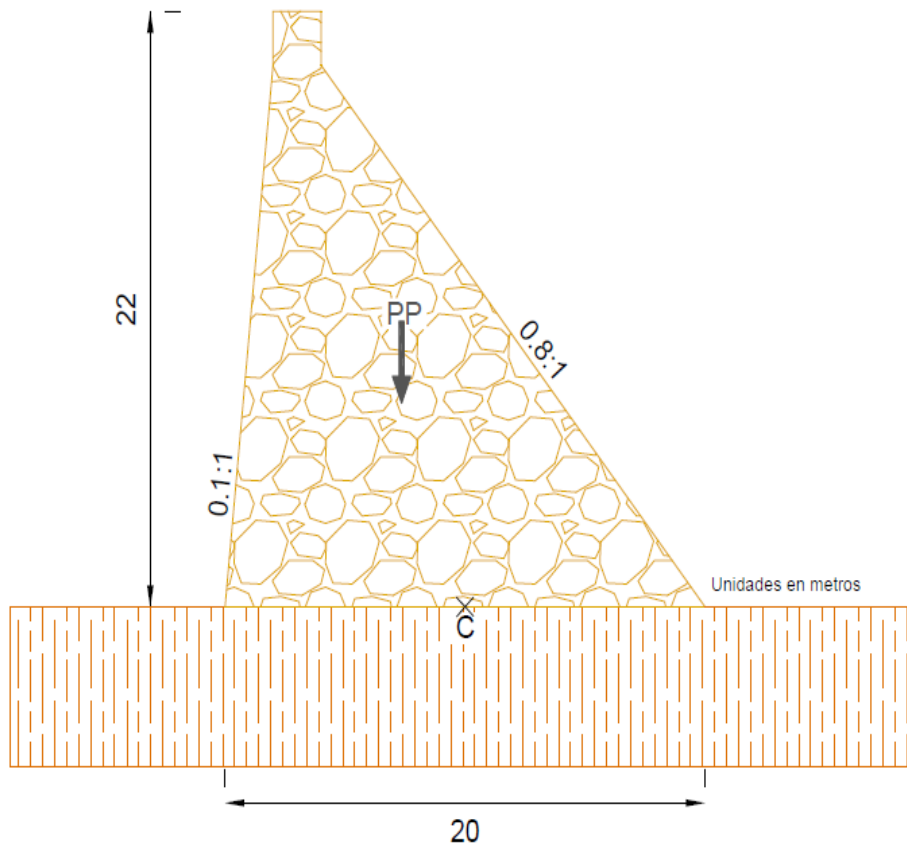


Ilustración 3. Análisis del caso I, Presa Xochicaltitla.

- Cálculo del peso propio

El cálculo del área de la sección de la presa se obtuvo con las herramientas del software AutoCAD para facilitar el cálculo.

El peso volumétrico promedio del material de mampostería se consideró de 2.4 t/m^3 .

$$PP = A_{secc} * \gamma_m * 1 = 224.00 \text{ m}^2 * 2.4 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = +537.60 \text{ t}$$

La posición donde ocurre la resultante del peso propio también se obtuvo con las herramientas de AutoCAD y se tiene un resultado de -2.65 metros medidos a partir del centro de la base de la cortina.

- Cálculo de los momentos

Se calculan los momentos que producen las fuerzas a partir del centro de la base de la sección:

Tabla 6. Momentos del caso I, Presa Xochicaltitla.

Grupo	Fuerza	Valor [t]	Brazo de palanca [m]	Valor [t-m]
Peso propio	PP	+537.60	-2.65	-1,424.64
ΣF_v		+537.60		
ΣF_h		0.00		
ΣM_c				-1,424.64

- Cálculo de los esfuerzos

Consideramos una viga de peralte unitario y se calculan las propiedades geométricas del área de la base de la sección:

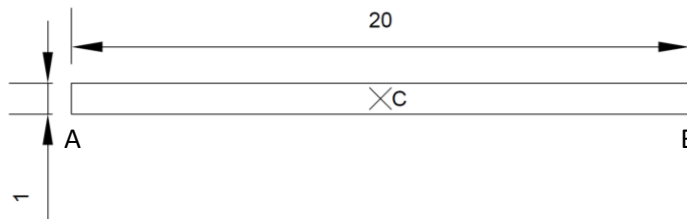


Ilustración 4. Viga de análisis.

$$A = 1 \text{ m} * 20.00 \text{ m} = 20.00 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{b * h^3}{12} = \frac{1 \text{ m} * (20.00 \text{ m})^3}{12} = 666.67 \text{ m}^4$$

$$y = \frac{L}{2} = \frac{20.00 \text{ m}}{2} = 10.00 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$\sigma_{ZA} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} (-y) = \frac{+537.60 \text{ t}}{20.00 \text{ m}^2} + \frac{-1,424.64 \text{ t.m}}{666.67 \text{ m}^4} (-10.00 \text{ m}) = +48.25 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{zB} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} (+y) = \frac{+537.60 \text{ t}}{20.00 \text{ m}^2} + \frac{-1,424.64 \text{ t} \cdot \text{m}}{666.67 \text{ m}^4} (+10.00 \text{ m}) = +5.51 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

- Revisión por volteo

Se calcula la posición de la resultante a partir del centro de la base de la sección, utilizando la ecuación número 1:

$$X_R = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{-1,424.64 \text{ t} \cdot \text{m}}{+537.60 \text{ t}} = -2.65 \text{ m}$$

La distancia desde el talón de la base corresponde a:

$$X = \frac{20.00 \text{ m}}{2} - 2.65 \text{ m} = 7.35 \text{ m}$$

Se revisa que la posición de la fuerza resultante cumpla con los criterios, de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 7. Posición de la resultante para cada condición de carga.

Condición de carga	Posición de la resultante	Rango de distancias respecto al talón de la presa
Usual	Tercio medio	6.67 m < X < 13.33 m
Inusual	Medio central	5.00 m < X < 15.00 m
Extrema	Dentro de la base	0.00 m < X < 20.00 m

En este caso de análisis la condición de la carga es usual, por lo tanto, la posición de la resultante se acepta, ya que 6.67m < 7.35 m < 13.33 m.

- Revisión por deslizamiento

Para este caso de análisis no hay ocurrencia de fuerzas horizontales, por lo tanto, este criterio no aplica.

- Revisión por capacidad de carga

Se aplica la teoría de Terzaghi por ser la teoría más usada para el cálculo de la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo, con carga vertical.

En función de las características del terreno como lo son la fuerza de cohesión, la permeabilidad y la resistencia a los esfuerzos internos, la capacidad de carga para el suelo de este proyecto, de acuerdo con estudios de geotécnia elaborados previamente, corresponde a los valores que se muestran a continuación:

Tabla 8. Capacidad de carga del terreno para cada condición de carga.

Condición de carga	Esfuerzo en la cimentación	
	Usual	< Permisible
Inusual	< Permisible	< 517.28 t/m ²
Extrema	< 1.33 Permisible	< 687.98 t/m ²

Los esfuerzos máximos de compresión obtenidos mediante la fórmula de la escuadría resultaron ser:

Tabla 9. Esfuerzos del caso I, Presa Xochicaltitla.

σ_{ZA}	$+48.25 \frac{t}{m^2}$
σ_{ZB}	$+5.51 \frac{t}{m^2}$

Este caso de análisis corresponde a una condición de carga inusual, por lo tanto, el esfuerzo en la cimentación es de 517.28 t/m² y se observa que ambos esfuerzos son menores, así se cumple con este criterio.

- Revisión por compresiones admisibles

El esfuerzo máximo de compresión se calcula de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\sigma_{II} = (1 + k^2)\sigma_{ZA} \quad (Ec. 15)$$

Donde:

σ_{II} : esfuerzo principal de compresión en el extremo de la base de la cortina

k : talud del paramento donde ocurre el esfuerzo principal de compresión

σ_Z : esfuerzo de compresión en el extremo A de la base de la cortina

En este caso de análisis, el mayor esfuerzo de compresión se presenta en el extremo A, por lo tanto:

$$\sigma_{IIA} = (1 + 0.1^2) * \left(+48.25 \frac{t}{m^2} \right) = +48.73 \frac{t}{m^2}$$

Y por ser una condición usual:

$$0.3 * f'c = 0.3 * 200 \frac{kg}{cm^2} = 600 \frac{t}{m^2}$$

Se observa que el esfuerzo principal resulta ser menor que la resistencia del concreto reducida por el factor de seguridad:

$$48.73 \frac{t}{m^2} \leq 600 \frac{t}{m^2}$$

- Revisión por tensiones admisibles

Los esfuerzos que ocurren en la base de la cortina son de compresión, por lo cual este criterio no aplica para las condiciones en este caso de análisis.

4.4.2 Caso II. Nivel del agua al NAMO y sin sismo

Este caso se considera como una condición usual ya que son cargas ordinarias las que se presentan, es decir, el agua se encuentra al nivel de control de escurrimientos ordinarios.

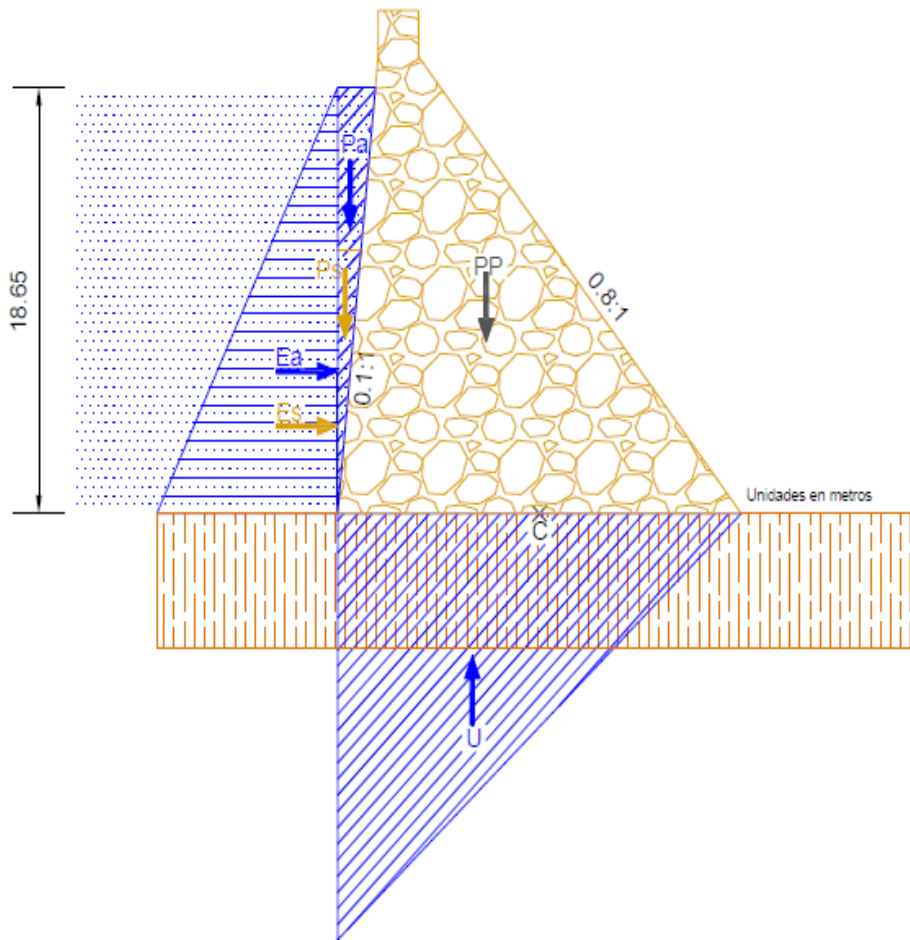


Ilustración 5. Análisis del caso II, Presa Xochicaltitla.

- Cálculo del peso propio

Corresponde al mismo del caso anterior.

$$PP = A_{secc} * \gamma_m * 1 = 224.00 \text{ m}^2 * 2.4 \frac{t}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = +537.60 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$PP_x = -2.65 \text{ m}$$

- Cálculo del peso del agua

Se aplica la ecuación número 7:

$$Pa = A * \gamma_a * L = \frac{1.85 \text{ m} * 18.65 \text{ m}}{2} * 1 \frac{t}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = 17.25 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$Pa_x = -10 \text{ m} + \frac{1.85 \text{ m}}{3} = -9.38 \text{ m}$$

- Cálculo del empuje horizontal del agua

Se aplica la ecuación número 8:

$$E_a = \frac{1}{2} * h^2 * \gamma_a = \frac{1}{2} * (18.65 \text{ m})^2 * 1 \frac{t}{\text{m}^3} = 173.91 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca vertical medido desde la base de la cimentación de:

$$Ea_y = \frac{18.65 \text{ m}}{3} = 6.22 \text{ m}$$

- Cálculo de la subpresión

Corresponde a la fuerza ascendente producida por las filtraciones del agua sobre la sección de la presa.

$$U = A_U * \gamma_a * 1 \text{ m} = -\frac{18.65 \text{ m} * 20 \text{ m}}{2} * 1 \frac{t}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = -186.50 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$U_x = -10 \text{ m} + \frac{20 \text{ m}}{3} = -3.33 \text{ m}$$

- Cálculo del peso de los azolves

Se aplica la ecuación número 7 cambiando el valor del peso volumétrico por el correspondiente a los azolves:

$$P_s = A * \gamma_{az} * L = \frac{1.1 \text{ m} * 11.5 \text{ m}}{2} * 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = 6.32 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$P_{s_x} = -10 \text{ m} + \frac{1.85 \text{ m}}{3} = -9.38 \text{ m}$$

- Cálculo del empuje horizontal de azolves

Se aplica la ecuación número 9:

$$E_s = \frac{1}{2} * k_a * h^2 * \gamma_s$$

Donde el coeficiente de Rankine (k_a) para el empuje activo del suelo es:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen } 25^\circ}{1 + \text{sen } 25^\circ} = 0.406$$

Por lo tanto, se tiene:

$$E_s = \frac{1}{2} * (0.406) * (11.5 \text{ m})^2 * 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} = 26.85 \text{ m}$$

Con un brazo de palanca vertical medido desde la base de la cimentación de:

$$E_s = \frac{11.5 \text{ m}}{3} = 3.83 \text{ m}$$

- Cálculo de los momentos

De acuerdo con las fuerzas ocurridas en este caso de análisis y sus respectivos brazos de palanca, los momentos generados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 10. Momentos del caso II, Presa Xochicaltitla.

Grupo	Fuerza	Valor [t]	Brazo de palanca [m]	Valor [t-m]
Peso propio	PP	+537.60	-2.65	-1,424.64
Agua	Pa	+17.65	-9.38	-161.87
	Ea	+173.91	+6.22	+1,081.15
Subpresión	U	-186.50	-3.33	+621.67

Azolves	Ps	+6.32	-9.38	-59.35
	Es	+26.85	+3.83	+102.91
ΣF_v		+374.68		
ΣF_h		+200.76		
ΣM_c				+159.86

- Cálculo de los esfuerzos

Se aplica la ecuación número 11 en los extremos de la base de la sección:

$$\sigma_{ZA} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x}(-y) = \frac{+374.68 t}{20.00 m^2} + \frac{+159.86 t \cdot m}{666.67 m^4}(-10.00 m) = +16.33 \frac{t}{m^2}$$

$$\sigma_{ZB} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x}(+y) = \frac{+374.68 t}{20.00 m^2} + \frac{+159.86 t \cdot m}{666.67 m^4}(+10.00 m) = +21.13 \frac{t}{m^2}$$

- Revisión por volteo

Se calcula la posición de la resultante aplicando la ecuación número 1:

$$X_R = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{+159.86 t \cdot m}{+374.67 t} = +0.43 m$$

La distancia desde el talón de la base corresponde a:

$$X = \frac{20.00 m}{2} + 0.43 m = 10.43 m$$

En este caso de análisis la condición de carga es usual, por lo tanto, la posición de la resultante es aceptable ya que $6.67 m < 10.43 m < 13.33 m$.

- Revisión por deslizamiento

El factor de fricción cortante FFC se obtiene con las ecuaciones 2 y 3:

$$c = 0.10 f' c = 0.10 * 200 \frac{kg}{cm^2} = 20 \frac{kg}{cm^2} = 200 \frac{t}{m^2}$$

$$FFC = \frac{(\sum FV) \tan \varphi + cA}{|\sum FH|} = \frac{(+374.68 t) \tan 45^\circ + (200 \frac{t}{m^2})(20 m^2)}{|+200.76 t|} = 21.79$$

Al comparar el FFC con el FS mínimo de deslizamiento para este caso, que corresponde a una condición usual, se tiene que:

$$21.79 > 2.00$$

Por lo que se cumple con este criterio.

- Revisión por capacidad de carga

Los esfuerzos máximos de compresión obtenidos mediante la fórmula de la escuadría resultaron ser:

Tabla 11. Esfuerzos del caso II, Presa Xochicaltitla.

σ_{ZA}	$+16.33 \frac{t}{m^2}$
σ_{ZB}	$+21.13 \frac{t}{m^2}$

Se observa que ambos esfuerzos son menores que el esfuerzo en la cimentación para esta condición de carga usual, que corresponde a $517.28 \frac{t}{m^2}$.

- Revisión por compresiones admisibles

Se calcula el esfuerzo máximo de compresión con la ecuación 15:

$$\sigma_{IIB} = (1 + k_B^2) \sigma_{ZB} = (1 + 0.8^2) * \left(+21.13 \frac{t}{m^2} \right) = +34.66 \frac{t}{m^2}$$

Y por ser una condición usual:

$$0.3 * f'c = 0.3 * 200 \frac{kg}{cm^2} = 60 \frac{kg}{cm^2} = 600.00 \frac{t}{m^2}$$

Con lo cual se cumple con este criterio ya que:

$$+34.66 \frac{t}{m^2} \leq 600.00 \frac{t}{m^2}$$

- Revisión por tensiones admisibles

Los esfuerzos que ocurren en la base de la cortina son de compresión, por lo cual este criterio no aplica para las condiciones en este caso de análisis.

4.4.3 Caso III. Nivel del agua entre el NAMO y el NAME + descarga y sin sismo

Por la funcionalidad de la presa este caso se considera como una condición inusual.

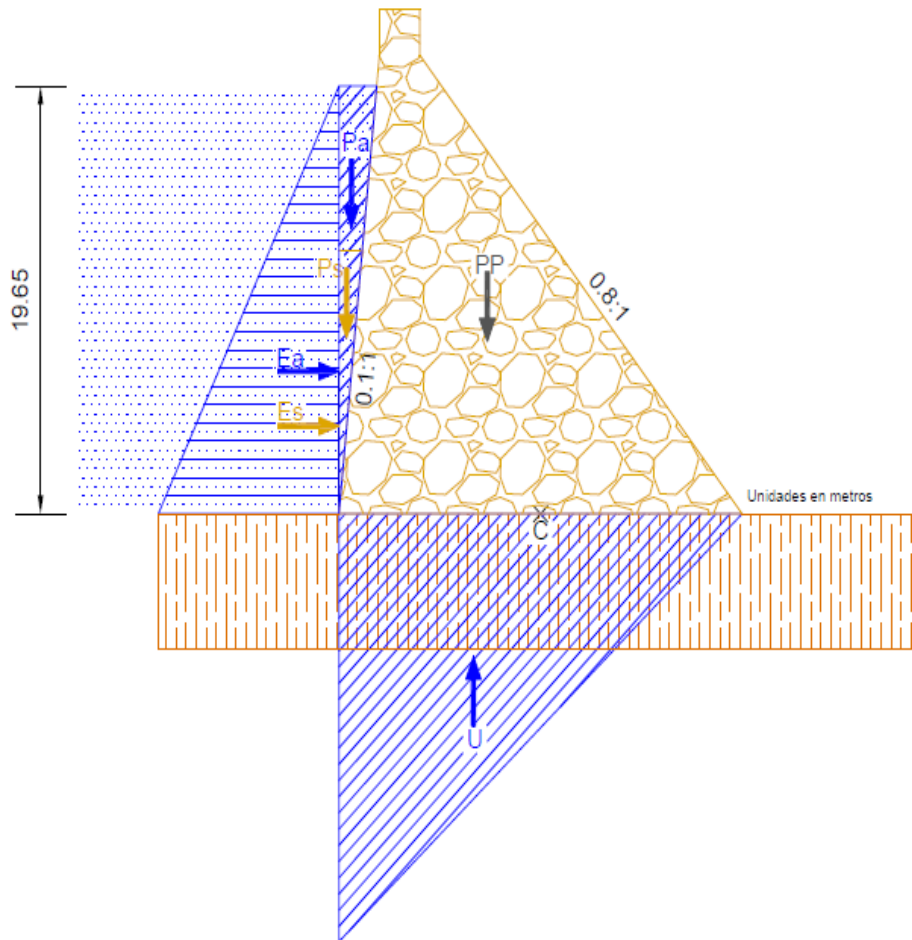


Ilustración 6. Análisis del caso III, Presa Xochicaltitla.

- Cálculo del peso propio

Corresponde al mismo valor del caso anterior.

$$PP = A_{secc} * \gamma_m * 1 = 224.00 \text{ m}^2 * 2.4 \frac{t}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = +537.60 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$PP_x = -2.65 \text{ m}$$

- Cálculo del peso del agua

$$Pa = A * \gamma_a * L = \frac{1.96 \text{ m} * 19.65 \text{ m}}{2} * 1 \frac{t}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = 19.26 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$Pa_x = -10 \text{ m} + \frac{1.96 \text{ m}}{3} = -9.35 \text{ m}$$

- Cálculo del empuje horizontal del agua

$$E_a = \frac{1}{2} * h^2 * \gamma_a = \frac{1}{2} * (19.65 \text{ m})^2 * 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} = 193.06 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca vertical medido desde la base de la cimentación de:

$$Ea_y = \frac{19.65 \text{ m}}{3} = 6.55 \text{ m}$$

- Cálculo de la subpresión

$$U = A_U * \gamma_a * 1 \text{ m} = -\frac{19.65 \text{ m} * 20 \text{ m}}{2} * 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = -196.50 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$U_x = -10 \text{ m} + \frac{20 \text{ m}}{3} = -3.33 \text{ m}$$

- Cálculo del peso de los azolves

$$Ps = A * \gamma_{az} * L = \frac{1.1 \text{ m} * 11.5 \text{ m}}{2} * 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = 6.32 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$Ps_x = -10 \text{ m} + \frac{1.85 \text{ m}}{3} = -9.38 \text{ m}$$

- Cálculo del empuje horizontal de azolves

$$E_s = \frac{1}{2} * (0.406) * (11.5 \text{ m})^2 * 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} = 26.85 \text{ m}$$

Con un brazo de palanca vertical medido desde la base de la cimentación de:

$$E_s = \frac{11.5 \text{ m}}{3} = 3.83 \text{ m}$$

- Cálculo de los momentos

De acuerdo con las fuerzas ocurridas en este caso de análisis y sus respectivos brazos de palanca, los momentos generados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 12. Momentos del caso III, Presa Xochicaltiila.

Grupo	Fuerza	Valor [t]	Brazo de palanca [m]	Valor [t-m]
Peso propio	PP	+537.60	-2.65	-1,424.64
Agua	Pa	+19.26	-9.35	-179.99
	Ea	+193.06	+6.55	+1,264.55
Subpresión	U	-196.50	-3.33	+655.00
Azolves	Ps	+6.32	-9.38	-59.35
	Es	+26.85	+3.83	+102.91
ΣF_v		+366.68		
ΣF_h		+219.91		
ΣMc				+358.48

- Cálculo de los esfuerzos

$$\sigma_{ZA} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x}(-y) = \frac{+366.68 \text{ t}}{20.00 \text{ m}^2} + \frac{+358.48 \text{ t.m}}{666.67 \text{ m}^4}(-10.00 \text{ m}) = +12.96 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{ZB} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x}(+y) = \frac{+366.68 \text{ t}}{20.00 \text{ m}^2} + \frac{+358.48 \text{ t.m}}{666.67 \text{ m}^4}(+10.00 \text{ m}) = +23.71 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

- Revisión por volteo

Se calcula la posición de la resultante:

$$X_R = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{+358.48 \text{ t.m}}{+366.68 \text{ t}} = +0.98 \text{ m}$$

La distancia desde el talón de la base corresponde a:

$$X = \frac{20.00 \text{ m}}{2} + 0.98 \text{ m} = 10.98 \text{ m}$$

En este caso de análisis la condición de carga es inusual, por lo tanto, la posición de la resultante es aceptable ya que $5.00 \text{ m} < 10.43 \text{ m} < 15.00 \text{ m}$.

- Revisión por deslizamiento

El factor de fricción cortante FFC se obtiene con las ecuaciones 2 y 3:

$$c = 0.10f'c = 0.10 * 200 \frac{kg}{cm^2} = 20 \frac{kg}{cm^2} = 200 \frac{t}{m^2}$$

$$FFC = \frac{(\sum FV)\tan\varphi + cA}{|\sum FH|} = \frac{(+366.68 t)\tan 45^\circ + (200 \frac{t}{m^2})(20 m^2)}{|+219.91 t|} = 19.86$$

Al comparar el FFC con el FS mínimo de deslizamiento para este caso, que corresponde a una condición inusual, se tiene que:

$$19.86 > 1.7$$

Por lo que se cumple con este criterio.

- Revisión por capacidad de carga

Los esfuerzos máximos de compresión obtenidos mediante la fórmula de la escuadría resultaron ser:

Tabla 13. Esfuerzos del caso III, Presa Xochicaltiitla.

$\sigma_{ZA} =$	$+12.96 \frac{t}{m^2}$
$\sigma_{ZB} =$	$+23.71 \frac{t}{m^2}$

Se observa que ambos esfuerzos son menores que el esfuerzo en la cimentación para esta condición de carga que corresponde a $517.28 t/m^2$.

- Revisión por compresiones admisibles

Se calcula el esfuerzo máximo de compresión con la ecuación 15:

$$\sigma_{IB} = (1 + k_B^2)\sigma_{ZB} = (1 + 0.8^2) * \left(+23.71 \frac{t}{m^2}\right) = +38.89 \frac{t}{m^2}$$

Y por ser una condición inusual:

$$0.5 * f'c = 0.5 * 200 \frac{kg}{cm^2} = 100 \frac{kg}{cm^2} = 1000 \frac{t}{m^2}$$

Con lo cual se cumple con este criterio ya que:

$$+38.89 \frac{t}{m^2} \leq 1000 \frac{t}{m^2}$$

- Revisión por tensiones admisibles

Los esfuerzos que ocurren en la base de la cortina son de compresión, por lo cual este criterio no aplica para las condiciones en este caso de análisis.

4.4.4 Caso IV. Presa construida + vaso vacío y sismo ordinario en dirección aguas arriba

Por la funcionalidad de la presa, este caso se considera como una condición inusual.

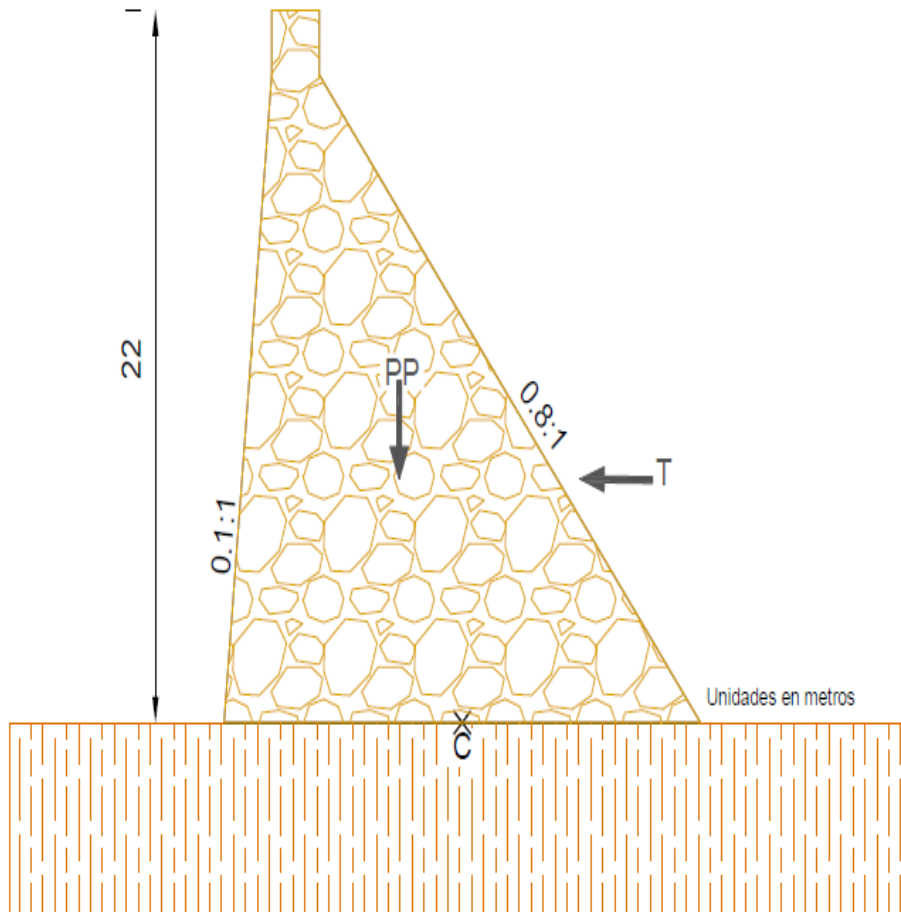


Ilustración 7. Análisis del caso IV, Presa Xochicaltitla.

- Cálculo del peso propio

Corresponde al mismo valor del caso anterior.

$$PP = A_{secc} * \gamma_m * 1 = 224.00 \text{ m}^2 * 2.4 \frac{t}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = +537.60 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$PP_x = -2.65 \text{ m}$$

- Cálculo de la fuerza del sismo

La fuerza del sismo ocurre con dirección hacia aguas arriba y se determina con la ecuación 12, utilizando un coeficiente sísmico de diseño para este caso de $\lambda=0.20$. Este valor se determinó con el programa PRODISIS a partir de la ubicación del proyecto.

$$T = \lambda * \gamma_m * A = 0.20 * 2.4 \frac{t}{m^3} * 224.00 m^2 = -107.52 t$$

Con un brazo de palanca vertical igual a la ordenada desde la base de la cimentación hasta el centroide del área de la sección, obtenida directamente del programa AutoCAD.

$$T_y = 7.52 m$$

- Cálculo de los momentos

Se calculan los momentos que producen las fuerzas a partir del centro de la base de la sección:

Tabla 14. Momentos del caso IV, Presa Xochicaltitla.

Grupo	Fuerza	Valor [t]	Brazo de palanca [m]	Valor [t-m]
Peso propio	PP	+537.60	-2.65	-1,424.64
Sismo	T	-107.52	7.52	-808.5
ΣF_v		+537.60		
ΣF_h		-107.52		
ΣMc				-2,233.19

- Cálculo de los esfuerzos

$$\sigma_{ZA} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x}(-y) = \frac{+537.60 t}{20.00 m^2} + \frac{-2,233.19 t \cdot m}{666.67 m^4}(-10.00 m) = +60.38 \frac{t}{m^2}$$

$$\sigma_{ZB} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x}(+y) = \frac{+537.60 t}{20.00 m^2} + \frac{-2,233.19 t \cdot m}{666.67 m^4}(+10.00 m) = -6.62 \frac{t}{m^2}$$

- Revisión por volteo

Se calcula la posición de la resultante:

$$X_R = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{-2,233.19 t \cdot m}{+537.60 t} = -4.15 m$$

La distancia desde el talón de la base corresponde a:

$$X = \frac{20.00 \text{ m}}{2} - 4.15 \text{ m} = 5.85 \text{ m}$$

En este caso de análisis la condición de carga es inusual, por lo tanto, la posición de la resultante es aceptable ya que $5.00 \text{ m} < 5.85 \text{ m} < 15.00 \text{ m}$.

- Revisión por deslizamiento

El factor de fricción cortante FFC se obtiene con las ecuaciones 2 y 3:

$$c = 0.10f'c = 0.10 * 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 20 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 200 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$FFC = \frac{(\sum FV)\tan\varphi + cA}{|\sum FH|} = \frac{(+537.60 \text{ t})\tan 45^\circ + (200 \frac{\text{t}}{\text{m}^2})(20 \text{ m}^2)}{|-107.52 \text{ t}|} = 42.20$$

Al comparar el FFC con el FS mínimo de deslizamiento para este caso, que corresponde a una condición inusual, se tiene que:

$$42.20 > 1.70$$

Por lo que se cumple con este criterio.

- Revisión por capacidad de carga

Los esfuerzos máximos de compresión obtenidos mediante la fórmula de la escuadría resultaron ser:

Tabla 15. Esfuerzos del caso IV, Presa Xochicaltitla.

$\sigma_{ZA} =$	$+60.38 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$
$\sigma_{ZB} =$	$-6.62 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$

Se observa que ambos esfuerzos son menores que el esfuerzo en la cimentación para esta condición de carga que corresponde a 517.28 t/m^2 .

- Revisión por compresiones admisibles

Se calcula el esfuerzo máximo de compresión con la ecuación 15:

$$\sigma_{IIA} = (1 + k_A^2)\sigma_{ZA} = (1 + 0.1^2) * \left(+60.38 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}\right) = +60.98 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Y por ser una condición extrema:

$$0.5 * f'c = 0.5 * 200 \frac{kg}{cm^2} = 100 \frac{kg}{cm^2} = 1200 \frac{t}{m^2}$$

Con lo cual se cumple con este criterio ya que:

$$+60.98 \frac{t}{m^2} \leq 1000 \frac{t}{m^2}$$

- Revisión por tensiones admisibles

Se considera un esfuerzo de tensión admisible igual a:

$$f't = 0.6 * f'c^{\frac{2}{3}} = 20.52 \frac{t}{m^2}$$

Y para el caso de análisis se cumple con este criterio ya que:

$$6.62 \frac{t}{m^2} \leq 20.52 \frac{t}{m^2}$$

4.4.5 Caso V. Nivel del agua al NAMO y sismo ordinario en dirección aguas abajo

Por la funcionalidad de la presa, este caso se considera como una condición extrema.

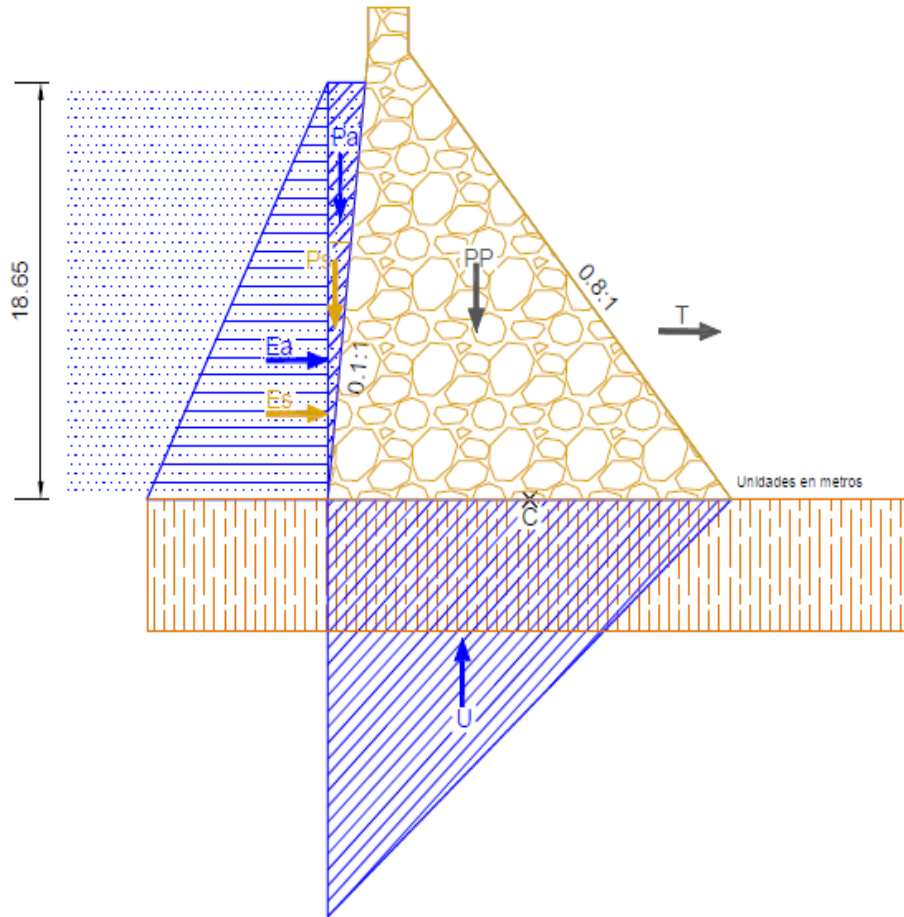


Ilustración 8. Análisis del caso V, Presa Xochicaltitla.

- Cálculo del peso propio

Corresponde al mismo valor del caso anterior.

$$PP = A_{secc} * \gamma_m * 1 = 224.00 \text{ m}^2 * 2.4 \frac{t}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = +537.60 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$PP_x = -2.65 \text{ m}$$

- Cálculo del peso del agua

$$Pa = A * \gamma_a * L = \frac{1.85 \text{ m} * 18.65 \text{ m}}{2} * 1 \frac{t}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = 17.25 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$Pa_x = -10 \text{ m} + \frac{1.85 \text{ m}}{3} = -9.38 \text{ m}$$

- Cálculo del empuje horizontal del agua

$$E_a = \frac{1}{2} * h^2 * \gamma_a = \frac{1}{2} * (18.65 \text{ m})^2 * 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} = 173.91 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca vertical medido desde la base de la cimentación de:

$$Ea_y = \frac{18.65 \text{ m}}{3} = 6.22 \text{ m}$$

- Cálculo de la subpresión

$$U = A_U * \gamma_a * 1 \text{ m} = -\frac{18.65 \text{ m} * 20 \text{ m}}{2} * 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = -186.50 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$U_x = -10 \text{ m} + \frac{20 \text{ m}}{3} = -3.33 \text{ m}$$

- Cálculo del peso de los azolves

$$Ps = A * \gamma_{az} * L = \frac{1.1 \text{ m} * 11.5 \text{ m}}{2} * 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = 6.32 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$Ps_x = -10 \text{ m} + \frac{1.85 \text{ m}}{3} = -9.38 \text{ m}$$

- Cálculo del empuje horizontal de azolves

$$E_s = \frac{1}{2} * k_a * h^2 * \gamma_s$$

Donde el coeficiente de Rankine (k_a) para el empuje activo del suelo es:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen } 25^\circ}{1 + \text{sen } 25^\circ} = 0.406$$

Por lo tanto, se tiene:

$$E_s = \frac{1}{2} * (0.406) * (11.5 \text{ m})^2 * 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} = 26.85 \text{ m}$$

Con un brazo de palanca vertical medido desde la base de la cimentación de:

$$E_s = \frac{11.5 \text{ m}}{3} = 3.83 \text{ m}$$

- Cálculo de la fuerza del sismo

La fuerza del sismo ocurre con dirección hacia aguas abajo y se determina con la ecuación 12, utilizando un coeficiente sísmico de diseño para este caso de $\lambda=0.20$. Este valor se determinó con el programa PRODISIS a partir de la ubicación del proyecto.

$$T = \lambda * \gamma_m * A = 0.20 * 2.4 \frac{t}{m^3} * 224.00 \text{ m}^2 = +107.52 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca vertical igual a la ordenada del centroide del área de la sección, obtenida directamente del programa AutoCAD.

$$T_y = 7.52 \text{ m}$$

Por otra parte, utilizamos la ecuación 13 para determinar la fuerza del agua sobre la cortina provocada por el sismo.

$$T_a = 0.525 * \lambda * \gamma_a * h_a^2 = 0.525 * 0.20 * 1 \frac{t}{m^3} * (18.65 \text{ m})^2 = 36.52 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca vertical medido desde la base de la cimentación de:

$$T_{ay} = 0.4 * 18.65 \text{ m} = 7.46 \text{ m}$$

En cuanto a la fuerza de los azolves se tiene:

$$T_s = 0.525 * \lambda * \gamma_a * h_a^2 = 0.525 * 0.20 * 1 \frac{t}{m^3} * (11.50 \text{ m})^2 = 13.89 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca vertical medido desde la base de la cimentación de:

$$T_{sy} = 0.4 * 11.50 \text{ m} = 4.60 \text{ m}$$

- Cálculo de los momentos

De acuerdo con las fuerzas ocurridas en este caso de análisis y sus respectivos brazos de palanca, los momentos generados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 16. Momentos del caso V, Presa Xochicaltitla.

Grupo	Fuerza	Valor [t]	Brazo de palanca [m]	Valor [t-m]
Peso propio	PP	+537.60	-2.65	-1,424.64
Agua	Pa	+17.65	-9.38	-161.87
	Ea	+173.91	+6.22	+1,081.15

Subpresión	U	-186.50	-3.33	+621.67
Azolves	Ps	+6.32	-9.38	-59.35
	Es	+26.85	+3.83	+102.91
Sismo	T	+107.52	+7.52	+808.55
	Ta	+36.52	+7.46	+272.45
	Ts	+13.89	+4.60	+63.89
ΣF_v		+374.68		
ΣF_h		+308.28		
ΣMc				+1,304.74

- Cálculo de los esfuerzos

$$\sigma_{ZA} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x}(-y) = \frac{+374.68 \text{ t}}{20.00 \text{ m}^2} + \frac{+1,304.74 \text{ t.m}}{666.67 \text{ m}^4}(-10.00 \text{ m}) = -0.84 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{ZB} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x}(+y) = \frac{+374.68 \text{ t}}{20.00 \text{ m}^2} + \frac{+1,304.74 \text{ t.m}}{666.67 \text{ m}^4}(+10.00 \text{ m}) = +38.30 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

- Revisión por volteo

Se calcula la posición de la resultante:

$$X_R = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{+1,304.74 \text{ t.m}}{+374.68 \text{ t}} = +3.48 \text{ m}$$

La distancia desde el talón de la base corresponde a:

$$X = \frac{20.00 \text{ m}}{2} + 3.48 \text{ m} = 13.48 \text{ m}$$

En este caso de análisis la condición de carga es extrema, por lo tanto, la posición de la resultante es aceptable ya que $0.00 \text{ m} < 13.48 \text{ m} < 20.00 \text{ m}$.

- Revisión por deslizamiento

El factor de fricción cortante FFC se obtiene con las ecuaciones 2 y 3:

$$c = 0.10 f' c = 0.10 * 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 20 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 200 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$FFC = \frac{(\sum FV)\tan\varphi + cA}{|\sum FH|} = \frac{(+374.68 t)\tan 45^\circ + (200 \frac{t}{m^2})(20 m^2)}{|+308.28 t|} = 14.19$$

Al comparar el FFC con el FS mínimo de deslizamiento para este caso, que corresponde a una condición extrema, se tiene que:

$$14.19 > 1.30$$

Por lo que se cumple con este criterio.

- Revisión por capacidad de carga

Los esfuerzos máximos de compresión obtenidos mediante la fórmula de la escuadría resultaron ser:

Tabla 17. Esfuerzos del caso V, Presa Xochicaltitla.

$\sigma_{ZA} =$	$-0.84 \frac{t}{m^2}$
$\sigma_{ZB} =$	$+38.30 \frac{t}{m^2}$

Se observa que ambos esfuerzos son menores que el esfuerzo en la cimentación para esta condición de carga que corresponde a 687.98 t/m².

- Revisión por compresiones admisibles

Se calcula el esfuerzo máximo de compresión con la ecuación 15:

$$\sigma_{IIB} = (1 + k_B^2)\sigma_{ZB} = (1 + 0.8^2) * \left(+38.30 \frac{t}{m^2}\right) = +62.82 \frac{t}{m^2}$$

Y por ser una condición extrema:

$$0.9 * f'c = 0.9 * 200 \frac{kg}{cm^2} = 180 \frac{kg}{cm^2} = 1,800 \frac{t}{m^2}$$

Con lo cual se cumple con este criterio ya que:

$$+62.82 \frac{t}{m^2} \leq 1,800 \frac{t}{m^2}$$

- Revisión por tensiones admisibles

Se considera un esfuerzo de tensión admisible igual a:

$$f't = 1.5 * f'c^{\frac{2}{3}} = 51.30 \frac{t}{m^2}$$

Y para el caso de análisis se cumple con este criterio ya que:

$$0.84 \frac{t}{m^2} \leq 51.30 \frac{t}{m^2}$$

4.4.6 Caso VI. Nivel del agua al NAMO y sismo máximo creíble

Este caso se considera como una condición extrema.

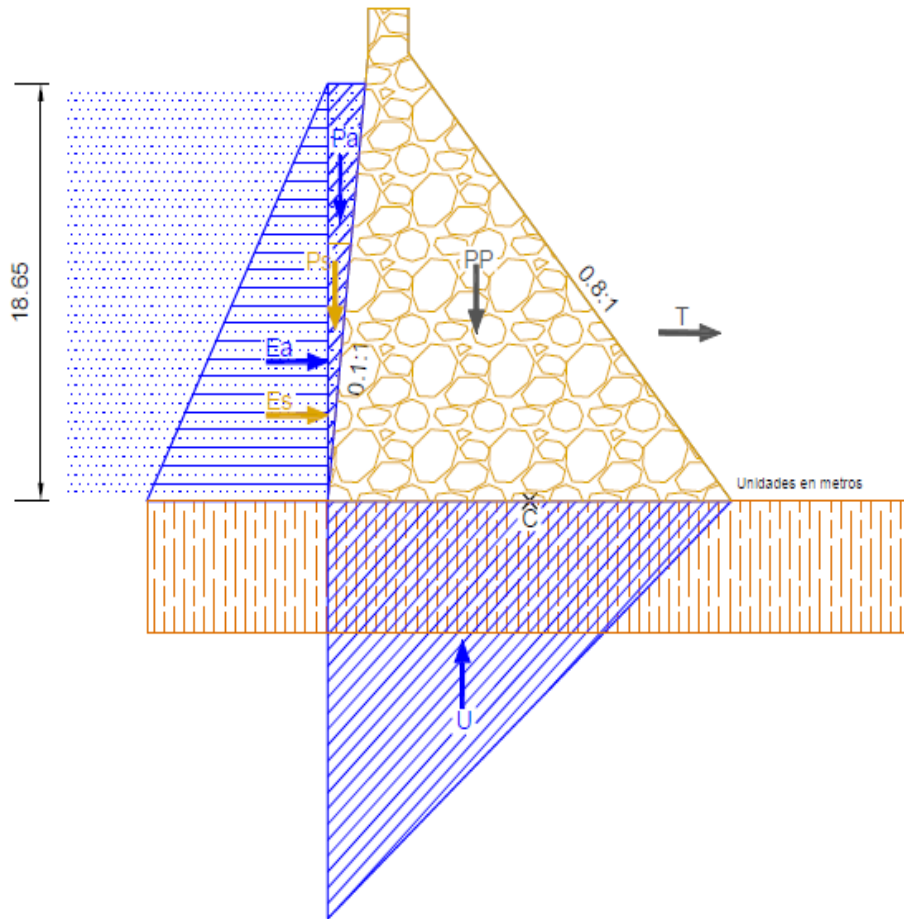


Ilustración 9. Análisis del caso VI, Presa Xochicaltitla.

- Cálculo del peso propio

Corresponde al mismo valor del caso anterior.

$$PP = A_{secc} * \gamma_m * 1 = 224.00 \text{ m}^2 * 2.4 \frac{t}{m^3} * 1 \text{ m} = +537.60 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$PP_x = -2.65 \text{ m}$$

- Cálculo del peso del agua

$$Pa = A * \gamma_a * L = \frac{1.85 \text{ m} * 18.65 \text{ m}}{2} * 1 \frac{t}{m^3} * 1 \text{ m} = 17.25 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$Pa_x = -10 \text{ m} + \frac{2 \text{ m}}{3} = -9.33 \text{ m}$$

- Cálculo del empuje horizontal del agua

$$E_a = \frac{1}{2} * h^2 * \gamma_a = \frac{1}{2} * (18.65 \text{ m})^2 * 1 \frac{t}{m^3} = 173.91 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca vertical medido desde la base de la cimentación de:

$$Ea_y = \frac{18.65 \text{ m}}{3} = 6.22 \text{ m}$$

- Cálculo de la subpresión

$$U = A_U * \gamma_a * 1 \text{ m} = -\frac{18.65 \text{ m} * 20 \text{ m}}{2} * 1 \frac{t}{m^3} * 1 \text{ m} = -186.50 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$U_x = -10 \text{ m} + \frac{20 \text{ m}}{3} = -3.33 \text{ m}$$

- Cálculo del peso de los azolves

$$Ps = A * \gamma_{az} * L = \frac{1.1 \text{ m} * 11.5 \text{ m}}{2} * 1 \frac{t}{m^3} * 1 \text{ m} = 6.32 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$Ps_x = -10 \text{ m} + \frac{1.85 \text{ m}}{3} = -9.38 \text{ m}$$

- Cálculo del empuje horizontal de azolves

$$E_s = \frac{1}{2} * k_a * h^2 * \gamma_s$$

Donde el coeficiente de Rankine (k_a) para el empuje activo del suelo es:

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen} 25^\circ}{1 + \operatorname{sen} 25^\circ} = 0.406$$

Por lo tanto, se tiene:

$$E_s = \frac{1}{2} * (0.406) * (11.5 \text{ m})^2 * 1 \frac{t}{m^3} = 26.85 \text{ m}$$

Con un brazo de palanca vertical medido desde la base de la cimentación de:

$$E_s = \frac{11.5 \text{ m}}{3} = 3.83 \text{ m}$$

- Cálculo de la fuerza del sismo

La fuerza del sismo ocurre con dirección hacia aguas abajo y se determina con la ecuación 12, utilizando un coeficiente sísmico de diseño para este caso de $\lambda=0.25$. Este valor se determinó igualmente con el programa PRODISIS a partir de la ubicación del proyecto.

$$T = \lambda * \gamma_m * A = 0.25 * 2.4 \frac{t}{m^3} * 224.00 \text{ m}^2 = +134.40 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca vertical igual a la ordenada del centroide del área de la sección, obtenida directamente del programa AutoCAD.

$$T_y = 7.52 \text{ m}$$

Por otra parte, utilizamos la ecuación 13 para determinar la fuerza del agua sobre la cortina provocada por el sismo.

$$T_a = 0.525 * \lambda * \gamma_a * h_a^2 = 0.525 * 0.25 * 1 \frac{t}{m^3} * (18.65 \text{ m})^2 = 45.65 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca vertical medido desde la base de la cimentación de:

$$T_{ay} = 0.4 * 18.65 \text{ m} = 7.46 \text{ m}$$

En cuanto a la fuerza de los azolves se tiene:

$$T_s = 0.525 * \lambda * \gamma_a * h_a^2 = 0.525 * 0.25 * 1 \frac{t}{m^3} * (11.50 \text{ m})^2 = 17.36 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca vertical medido desde la base de la cimentación de:

$$T_{sy} = 0.4 * 11.50 \text{ m} = 4.60 \text{ m}$$

- Cálculo de los momentos

De acuerdo con las fuerzas ocurridas en este caso de análisis y sus respectivos brazos de palanca, los momentos generados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 18. Momentos del caso VI, Presa Xochicaltitla.

Grupo	Fuerza	Valor [t]	Brazo de palanca [m]	Valor [t-m]
Peso propio	PP	+537.60	-2.65	-1,424.64
Agua	Pa	+17.65	-9.38	-161.87
	Ea	+173.91	+6.22	+1,081.15
Subpresión	U	-186.50	-3.33	+621.67
Azolves	Ps	+6.32	-9.38	-59.35
	Es	+26.85	+3.83	+102.91
Sismo	T	+134.40	+7.52	+1,010.69
	Ta	+45.65	+7.46	+340.56
	Ts	+17.36	+4.60	+79.84
ΣFv		+374.68		
ΣFh		+335.16		
ΣMc				+1,590.96

- Cálculo de los esfuerzos

$$\sigma_{ZA} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x}(-y) = \frac{+374.68 \text{ t}}{20.00 \text{ m}^2} + \frac{+1,590.96 \text{ t.m}}{666.67 \text{ m}^4}(-10.00 \text{ m}) = -5.13 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{ZB} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x}(+y) = \frac{+374.68 \text{ t}}{20.00 \text{ m}^2} + \frac{+1,304.74 \text{ t.m}}{666.67 \text{ m}^4}(+10.00 \text{ m}) = +42.60 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

- Revisión por volteo

Se calcula la posición de la resultante:

$$X_R = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{+1,590.96 \text{ t.m}}{+374.68 \text{ t}} = +4.25 \text{ m}$$

La distancia desde el talón de la base corresponde a:

$$X = \frac{20.00 \text{ m}}{2} + 4.25 \text{ m} = 14.25 \text{ m}$$

En este caso de análisis la condición de carga es extrema, por lo tanto, la posición de la resultante es aceptable ya que $0.00 \text{ m} < 14.25 \text{ m} < 20.00 \text{ m}$.

- Revisión por deslizamiento

El factor de fricción cortante FFC se obtiene con las ecuaciones 2 y 3:

$$c = 0.10f'c = 0.10 * 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 20 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 200 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$FFC = \frac{(\sum FV)\tan\phi + cA}{|\sum FH|} = \frac{(+374.68 \text{ t})\tan 45^\circ + (200 \frac{\text{t}}{\text{m}^2})(20 \text{ m}^2)}{|+335.16 \text{ t}|} = 13.05$$

Al comparar el FFC con el FS mínimo de deslizamiento para este caso, que corresponde a una condición inusual, se tiene que:

$$13.05 > 1.30$$

Por lo que se cumple con este criterio.

- Revisión por capacidad de carga

Los esfuerzos máximos de compresión obtenidos mediante la fórmula de la escuadría resultaron ser:

Tabla 19. Esfuerzos del caso VI, Presa Xochicaltitla.

$\sigma_{ZA} =$	$-5.13 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$
$\sigma_{ZB} =$	$+42.60 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$

Se observa que ambos esfuerzos son menores que el esfuerzo en la cimentación para esta condición de carga que corresponde a 687.98 t/m^2 .

- Revisión por compresiones admisibles

Se calcula el esfuerzo máximo de compresión con la ecuación 15:

$$\sigma_{IIB} = (1 + k_B^2)\sigma_{ZB} = (1 + 0.8^2) * \left(+42.60 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}\right) = +69.86 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Y por ser una condición extrema:

$$0.9 * f'c = 0.9 * 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 180 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1,800 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Con lo cual se cumple con este criterio ya que:

$$+69.86 \frac{t}{m^2} \leq 1,800 \frac{t}{m^2}$$

- Revisión por tensiones admisibles

Se considera un esfuerzo de tensión admisible igual a:

$$f't = 1.5 * f'c^{\frac{2}{3}} = 51.30 \frac{t}{m^2}$$

Y para el caso de análisis se cumple con este criterio ya que:

$$5.13 \frac{t}{m^2} \leq 51.30 \frac{t}{m^2}$$

4.4.7 Caso VII. Nivel del agua al NAME + descarga y sin sismo

Este caso se considera como una condición extrema por estar operando al NAME.

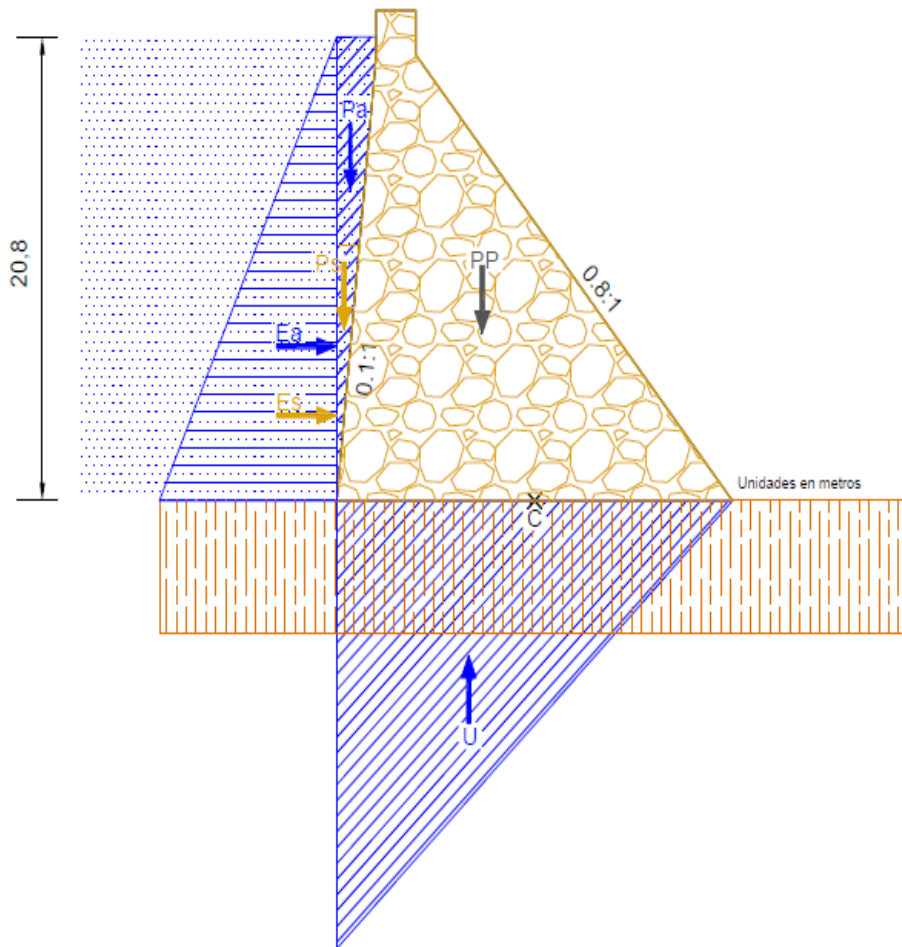


Ilustración 10. Análisis del caso VII, Presa Xochicaltitla.

- Cálculo del peso propio

Corresponde al mismo valor del caso anterior.

$$PP = A_{secc} * \gamma_m * 1 = 224.00 \text{ m}^2 * 2.4 \frac{t}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = +537.60 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$PP_x = -2.65 \text{ m}$$

- Cálculo del peso del agua

Por ser una figura irregular, el área y el brazo de palanca se obtuvieron con las herramientas de AutoCAD:

$$Pa = A * \gamma_a * L = 21.60 \text{ m} * 1 \frac{t}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = 21.60 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$Pa_x = -9.31 \text{ m}$$

- Cálculo del empuje horizontal del agua

$$E_a = \frac{1}{2} * h^2 * \gamma_a = \frac{1}{2} * (20.08 \text{ m})^2 * 1 \frac{t}{\text{m}^3} = 201.60 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca vertical medido desde la base de la cimentación de:

$$Ea_y = \frac{20.08 \text{ m}}{3} = 6.69 \text{ m}$$

- Cálculo de la subpresión

$$U = A_U * \gamma_a * 1 \text{ m} = -\frac{20.08 \text{ m} * 20 \text{ m}}{2} * 1 \frac{t}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = -200.80 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$U_x = -10 \text{ m} + \frac{20 \text{ m}}{3} = -3.33 \text{ m}$$

- Cálculo del peso de los azolves

$$Ps = A * \gamma_{az} * L = \frac{1.1 \text{ m} * 11.5 \text{ m}}{2} * 1 \frac{t}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = 6.32 \text{ t}$$

Con un brazo de palanca horizontal medido desde el centro de la base de la cortina de:

$$P_{S_x} = -10 \text{ m} + \frac{1.85 \text{ m}}{3} = -9.38 \text{ m}$$

- Cálculo del empuje horizontal de azolves

$$E_s = \frac{1}{2} * k_a * h^2 * \gamma_s$$

Donde el coeficiente de Rankine (k_a) para el empuje activo del suelo es:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen } 25^\circ}{1 + \text{sen } 25^\circ} = 0.406$$

Por lo tanto, se tiene:

$$E_s = \frac{1}{2} * (0.406) * (11.5 \text{ m})^2 * 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} = 26.85 \text{ m}$$

Con un brazo de palanca vertical medido desde la base de la cimentación de:

$$E_s = \frac{11.5 \text{ m}}{3} = 3.83 \text{ m}$$

- Cálculo de los momentos

De acuerdo con las fuerzas ocurridas en este caso de análisis y sus respectivos brazos de palanca, los momentos generados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 20. Momentos del caso VII, Presa Xochicaltitla.

Grupo	Fuerza	Valor [t]	Brazo de palanca [m]	Valor [t-m]
Peso propio	PP	+537.60	-2.65	-1,424.64
Agua	Pa	+21.60	-9.31	-201.09
	Ea	+201.60	+6.69	+1,348.70
Subpresión	U	-200.80	-3.33	+668.664
Azolves	Ps	+6.32	-9.38	-59.35
	Es	+26.85	+3.83	+102.91
ΣF_v		+364.72		
ΣF_h		+228.45		
ΣM_c				+436.56

- Cálculo de los esfuerzos

$$\sigma_{ZA} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x}(-y) = \frac{+364.72 \text{ t}}{20.00 \text{ m}^2} + \frac{+436.56 \text{ t.m}}{666.67 \text{ m}^4}(-10.00 \text{ m}) = +11.69 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{ZB} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x}(+y) = \frac{+364.72 \text{ t}}{20.00 \text{ m}^2} + \frac{+436.56 \text{ t.m}}{666.67 \text{ m}^4}(+10.00 \text{ m}) = +24.78 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

- Revisión por volteo

Se calcula la posición de la resultante:

$$X_R = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{+436.56 \text{ t.m}}{+364.72 \text{ t}} = +1.20 \text{ m}$$

La distancia desde el talón de la base corresponde a:

$$X = \frac{20.00 \text{ m}}{2} + 1.20 \text{ m} = 11.20 \text{ m}$$

En este caso de análisis la condición de carga es extrema, por lo tanto, la posición de la resultante es aceptable ya que $0.00 \text{ m} < 11.20 \text{ m} < 20.00 \text{ m}$.

- Revisión por deslizamiento

El factor de fricción cortante FFC se obtiene con las ecuaciones 2 y 3:

$$c = 0.10f'c = 0.10 * 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 20 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 200 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$FFC = \frac{(\sum FV)\tan\varphi + cA}{|\sum FH|} = \frac{(+364.72 \text{ t})\tan 45^\circ + (200 \frac{\text{t}}{\text{m}^2})(20 \text{ m}^2)}{|+228.45 \text{ t}|} = 19.11$$

Al comparar el FFC con el FS mínimo de deslizamiento para este caso, que corresponde a una condición usual, se tiene que:

$$19.11 > 1.30$$

Por lo que se cumple con este criterio.

- Revisión por capacidad de carga

Los esfuerzos máximos de compresión obtenidos mediante la fórmula de la escuadría resultaron ser:

Tabla 21. Esfuerzos del caso VII, Presa Xochicaltitla.

$\sigma_{ZA} =$	$+11.69 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$
-----------------	--------------------------------------

$\sigma_{ZB} =$	$+24.78 \frac{t}{m^2}$
-----------------	------------------------

Se observa que ambos esfuerzos son menores que el esfuerzo en la cimentación para esta condición de carga que corresponde a 687.98 t/m².

- Revisión por compresiones admisibles

Se calcula el esfuerzo máximo de compresión con la ecuación 15:

$$\sigma_{IB} = (1 + k_B^2) \sigma_{ZB} = (1 + 0.8^2) * \left(+24.78 \frac{t}{m^2} \right) = +40.65 \frac{t}{m^2}$$

Y por ser una condición extrema:

$$0.9 * f'c = 0.9 * 200 \frac{kg}{cm^2} = 180 \frac{kg}{cm^2} = 1,800 \frac{t}{m^2}$$

Con lo cual se cumple con este criterio ya que:

$$+40.65 \frac{t}{m^2} \leq 1,800 \frac{t}{m^2}$$

- Revisión por tensiones admisibles

Los esfuerzos que ocurren en la base de la cortina son de compresión, por lo cual este criterio no aplica para las condiciones en este caso de análisis.

4.4.8 Cuadro resumen

Tabla 22. Resumen de los siete casos de análisis, Presa Xochicaltitla.

Estados de carga	Criterio I Posición de la resultante	Criterio II Revisión por deslizamiento	Criterio III Capacidad de carga	Criterio IV Compresiones admisibles	Criterio V Tensiones admisibles
Condición	m	FS calculado \geq FS permisible	σ calculado (t/m ²) \leq σ permisible (t/m ²)	σ calculado (t/m ²) \leq σ permisible (t/m ²)	σ calculado (t/m ²) \leq σ permisible (t/m ²)
1.- Presa construida y vaso vacío	6.67<x<13.33 x = 7.35 Cumple	No aplica	48.25 \leq 517.28 Cumple	48.73 \leq 600.00 Cumple	No aplica
2.- Nivel de agua al NAMO	6.67<x<13.33 x = 10.43 Cumple	21.79 \geq 2.00 Cumple	21.13 \leq 517.28 Cumple	34.66 \leq 600.00 Cumple	No aplica
3.- Nivel de agua entre NAMO y NAME	5.00<x<15.00 x = 10.98 Cumple	19.86 \geq 1.70 Cumple	23.71 \leq 517.28 Cumple	38.89 \leq 1,000 Cumple	No aplica
4.- Presa construida y vaso vacío + OBE hacia aguas arriba	5.00<x<15.00 x = 5.85 Cumple	42.20 \geq 1.70 Cumple	60.38 \leq 517.28 Cumple	60.98 \leq 1,000 Cumple	6.62 \leq 20.52 Cumple
5.- Nivel de agua al NAMO + OBE	0.00<x<20.00 x = 22.061 Cumple	14.19 \geq 1.30 Cumple	38.30 \leq 687.98 Cumple	62.82 \leq 1,800 Cumple	0.84 \leq 51.30 Cumple
6.- Nivel de agua al NAMO + MCE	0.000<x<20.00 x = 14.25 Cumple	13.05 \geq 1.30 Cumple	42.60 \leq 687.98 Cumple	69.89 \leq 1,800 Cumple	5.13 \leq 51.30 Cumple
7.- Nivel de agua al NAME	0.000<x<20.00 x = 11.20 Cumple	19.11 \geq 1.30 Cumple	24.78 \leq 687.98 Cumple	40.65 \leq 1,800 Cumple	No aplica

4.5 Conclusiones

La estabilidad de la cortina de la presa de enrocamiento Xochicaltitla no se ve comprometida en ninguno de los siete casos de análisis ya que la geometría de la cortina provee la resistencia necesaria para las fuerzas que puedan presentarse. Además, la capacidad de carga del terreno de cimentación y la resistencia de la mampostería garantizan la seguridad ante los esfuerzos que puedan llegar a ocurrir.

5.- ACUEDUCTO TETELCINGO, LÍNEAS PIEZOMÉTRICAS

5.1 Antecedentes

El gobierno de un estado de la república encomendó a CIEPS CONSULTORES S.A. de C.V. el cálculo y diseño de un conducto para el transporte de agua potable desde la presa de concreto Tetelcingo hacia las localidades de Oztotepec, Ameyalco y Tecualipan. Una vez determinado el trazo para la conducción se estableció una cota inicial que garantizara la energía suficiente para superar los desniveles y las pérdidas de energía.

Se establece el inicio de la conducción en la obra de toma de la presa Tetelcingo ubicada en el cadenamamiento 0+260.00 del eje de la cortina, donde se colocará el equipo de bombeo para elevar la presión en la línea de conducción y entregar un gasto de 91.756 l/s en el tanque de cambio de régimen (TCR) localizado en el cadenamamiento 1+060.00.

El acueducto Tetelcingo estará compuesto por tramos a bombeo y gravedad. Aguas abajo del TCR el conducto está diseñado para funcionar por gravedad, sin embargo, por la configuración topográfica se tendrán que colocar plantas de bombeo conectadas a la línea de conducción principal, con el propósito de rebompear y garantizar que la carga piezométrica sea suficiente.

La rasante hidráulica de la línea de conducción principal consta de tres tramos y tres ramales, donde el diámetro de la tubería cambia de acuerdo con las condiciones del terreno. Además, el gasto conducido disminuye según la demanda de agua solicitada en cada ramal de la línea de conducción principal para satisfacer la demanda de las localidades correspondientes y se diseñó para estar compuesta por tramos de gravedad y a presión, como se describe a continuación:

- Primer tramo

Conducto a gravedad que inicia en el Tanque de Cambio de Régimen (TCR) en el cadenamamiento 1+060.00 y terminar en la derivación Oztotepec ubicada en el cadenamamiento 1+723.52. Estará compuesto por una tubería de polietileno de alta densidad (PEAD) con un diámetro nominal de 14" y una clasificación de Relación de Dimensiones (RD) 17 de espesor 20.90 mm para conducir un gasto de 91.76 l/s.

- Segundo tramo

Conducto a gravedad comprendido en el tramo desde la derivación Oztotepec (k 1+723.52) hasta la derivación Ameyalco en el cadenamiento 8+340.34. Se compone de una tubería PEAD con un diámetro nominal 10" y un RD 17 de espesor 16.10 mm para conducir un gasto de 41.27 l/s.

- Tercer tramo

Comprende el tramo desde la derivación Ameyalco (k+ 8+340.34) hacia la localidad de Tecualipan en el cadenamiento 14+435.00. Se compone de una tubería PEAD con un diámetro nominal de 10" y un RD 17 de espesor 16.10 mm para conducir un gasto de 28.24 l/s.

- Ramal Oztotepec

Comprende el tramo desde la derivación Oztotepec hasta la localidad de Moctezuma, cuya longitud corresponde a 1,305.55 m. Se compone de una tubería PEAD con un diámetro nominal de 10" y un RD 17 de espesor 16.10 mm para conducir un gasto de 50.48 l/s.

- Ramal Ameyalco

Comprende el tramo desde la derivación Ameyalco hasta la localidad de Mexquititlán, cuya longitud corresponde a 7,948.18 m. Se compone de una tubería PEAD con un diámetro nominal de 6" y un RD 17 de espesor 9.90 mm para conducir un gasto de 13.03 l/s.

- Ramal Tecualipan

Comprende el tramo desde la derivación Tecualipan hasta las localidades de Tecualipan y Coatepetzinco, cuya longitud corresponde a 3,580.00 m. Se compone de una tubería PEAD con un diámetro nominal de 10" y un RD 17 de espesor 16.10 mm para conducir un gasto de 28.24 l/s.

5.2 Definición del problema

Desde el año 2016, el presente estado ha sido una de las entidades federativas que constantemente reporta deficiencias en la disponibilidad de agua en sus diferentes localidades mientras que otras ni siquiera cuentan con el servicio de abastecimiento.

Con las encuestas realizadas por INEGI se determinó que solo el 68 por ciento de la población del estado cuenta con dotación diaria, haciéndose necesaria la adquisición constante de pipas para satisfacer la demanda total de agua. Ante esta problemática el

gobierno del estado propuso la realización del acueducto Tetelcingo para mejorar las condiciones de las localidades antes mencionadas.

5.3 Metodología utilizada

Se pretende determinar los valores de la carga piezométrica durante la operación normal del acueducto Tetelcingo para observar el comportamiento de las presiones a lo largo de la conducción. Este cálculo posteriormente permitirá realizar el análisis transitorio, el cual a su vez permitirá retroalimentar el cálculo del diseño geométrico y estructural de la tubería de la línea de conducción principal.

Para el cálculo de la carga piezométrica se utiliza la teoría de dinámica de fluidos, específicamente el principio de Bernoulli de la conservación de energía, el cual describe el movimiento de un líquido a lo largo de un conducto a presión, como se describe a continuación.

$$Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\gamma} + \sum h_f + \sum h_{local} \quad (Ec. 16)$$

Donde:

Z : altura o carga de posición, en m

V : velocidad del fluido en la sección, en m/s

P : presión a lo largo de la línea de corriente, en Pa

g : aceleración de la gravedad, en m/s²

γ : peso volumétrico del fluido, en t/m³

h_f : pérdidas de energía por fricción, en m

h_{local} : pérdidas de energía por accesorios, en m

5.3.1 Cálculo de las fuerzas

- Carga disponible

Corresponde a la carga total de energía en el sitio de estudio menos la cota, solo conservando la carga de presión y la carga de velocidad.

$$H \text{ disponible} = H \text{ total} - Cota \quad (Ec. 17)$$

- Viscosidad cinemática

La viscosidad absoluta corresponde a la propiedad de los fluidos de presentar resistencia al movimiento. Por otra parte, la viscosidad cinemática es la relación entre la viscosidad absoluta y la densidad del fluido.

Se calcula en función de la temperatura regional de los municipios, de acuerdo con la siguiente ecuación.

$$v = (-3 \times 10^{-6}(T)^3 + 0.0006(T)^2 - 0.0484(T) + 1.7678) \times 10^{-6} \left[\frac{\text{m}^2}{\text{s}} \right] \quad (\text{Ec. 18})$$

Donde:

v : viscosidad cinemática, en m^2/s

T : temperatura, en $^{\circ}\text{C}$

- Número de Reynolds

Es una cantidad adimensional que nos permite conocer si el fluido se comporta como un flujo laminar o turbulento.

$$\text{Re} = \frac{V * D}{v} \quad (\text{Ec. 19})$$

Donde:

V : velocidad del fluido en la conducción, en m/s

D : diámetro interior de la tubería de conducción, en m

v : viscosidad cinemática del fluido, en m^2/s

- Factor de fricción

El factor de fricción de Darcy es un parámetro adimensional utilizado en la teoría de dinámica de fluidos para calcular la pérdida de energía en conducciones. Se utiliza la ecuación modificada de Colebrook-White, sugerida por el *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS, 2015, Datos básicos 2.7.3, ecuación modificada de Colebrook-White, ecuación 2.7)*.

$$f = \frac{0.25}{\left(\log \left(\frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{G}{\text{Re}^T} \right) \right)^2} \quad (\text{Ec. 20})$$

Donde:

f : factor de fricción, adimensional

ε : rugosidad absoluta del material de la conducción, en mm

D : diámetro de la tubería, en mm

G y T : parámetros de ajuste que dependen de la rugosidad relativa del conducto y de un intervalo del número de Reynolds, adimensionales

$$G = 4.555 \text{ y } T = 0.8764, \text{ para } 4000 \leq Re \leq 10^5$$

$$G = 6.732 \text{ y } T = 0.9104, \text{ para } 10^5 \leq Re \leq 3 \times 10^6$$

$$G = 8.982 \text{ y } T = 0.9300, \text{ para } 3 \times 10^6 \leq Re \leq 10^8$$

- Pérdida de energía por fricción

Se utiliza la ecuación de Darcy-Weisbach, sugerida por el *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS, 2015, conducción 3.1.2, pérdidas de energía por fricción, ecuación 3.4)*.

$$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Ec. 21})$$

Donde:

h_f : pérdida de energía por fricción, en m

f : factor de fricción, adimensional

L : longitud de la tubería, en m

D : diámetro interior de la tubería de conducción, en m

V : velocidad promedio del fluido dentro de la tubería, en m/s

g : aceleración de la gravedad, en m/s²

- Pérdidas de energía locales

El cálculo de las pérdidas locales corresponde a las pérdidas de energía por entrada y salida del fluido sobre la conducción, así como por artefactos que se tengan instalados en la tubería tales como válvulas. Se estima un 5% de las pérdidas por fricción.

$$h_a = 5\% * h_f \quad (\text{Ec. 22})$$

Donde:

h_a : pérdidas locales, en m

- Gradiente hidráulico

Corresponde al diferencial de la pérdida de energía en una longitud de tubería.

$$S = \frac{h_{total}}{L} \quad (Ec. 23)$$

Donde:

S : gradiente hidráulico, adimensional

h_{total} : pérdida de energía total, en m

L : longitud de la tubería, en m

5.4. Resultados

5.4.1 Tramo del TCR a la derivación Oztotepec

En este primer tramo determinamos el nivel de superficie libre del agua como el NAMINO, por ser la condición más desfavorable del TCR, en la elevación 365.80 msnm y el cadenamiento k 1+060.00.

Tabla 23. Datos de diseño, tramo TCR a Derivación Oztotepec.

Nivel de origen (N.O)	365.80 msnm
Nivel de destino (N.D)	335.62 msnm
H disponible	30.18 m
Longitud del tramo	663.52 m
Gasto conducido (Q)	91.76 l/s
RD	17
Diámetro nominal (D_n)	14" = 0.3556 m
Diámetro interior (D_i)	0.3138 m
Espesor (e)	20.90 mm
Temperatura	25°C

- Variables de diseño

Se realiza el cálculo de algunas variables de diseño para el cálculo de la carga piezométrica de este tramo.

1. Área transversal:

$$A = \frac{\pi * D^2}{4}$$

Donde:

D : diámetro interior de la tubería, en m

$$A = \frac{\pi * (0.3138 \text{ m})^2}{4} = 0.0773 \text{ m}^2$$

2. Velocidad:

$$V = \frac{Q}{A}$$

Donde:

Q : gasto de diseño, en m³/s

A : área transversal de la tubería, en m²

$$V = \frac{0.091756 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.0773 \text{ m}^2} = 1.19 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

- Viscosidad cinemática

Aplicamos la ecuación número 18:

$$\nu = (-3 \times 10^{-6} (25^\circ\text{C})^3 + 0.0006 (25^\circ\text{C})^2 - 0.0484 (25^\circ\text{C}) + 1.7678) \times 10^{-6} = 8.859 \times 10^{-7} \left[\frac{\text{m}^2}{\text{s}} \right]$$

- Número de Reynolds

Aplicamos la ecuación número 19:

$$\text{Re} = \frac{V * D}{\nu} = \frac{1.19 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0.3138 \text{ m}}{8.859 \times 10^{-7} \left[\frac{\text{m}^2}{\text{s}} \right]} = 420,454.45$$

- Factor de fricción

Aplicamos la ecuación número 20, sabiendo que el material corresponde a tubería PEAD de alta densidad con una rugosidad absoluta en promedio de 0.002 mm de acuerdo con las especificaciones de los fabricantes consultados.

$$f = \frac{0.25}{\left(\log\left(\frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{G}{\text{Re}^T}\right)\right)^2} = \frac{0.25}{\left(\log\left(\frac{0.0020 \text{ mm}/313.80 \text{ mm}}{3.71} + \frac{6.732}{420,454.4531^{0.9104}}\right)\right)^2} = 0.0137$$

- Pérdida de energía por fricción

Aplicamos la ecuación número 21:

$$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} = 0.0137 * \frac{663.52 \text{ m}}{0.3138 \text{ m}} * \frac{\left(1.19 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2}{2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 2.08 \text{ m}$$

- Pérdidas locales

Aplicamos la ecuación número 22:

$$h_a = 5\% * h_f = 0.05 * 2.08 \text{ m} = 0.10 \text{ m}$$

- Gradiente hidráulico

Aplicamos la ecuación número 23:

$$S = \frac{h_{total}}{L} = \frac{2.08 \text{ m} + 0.10 \text{ m}}{663.52 \text{ m}} = 0.0033$$

- Tabla resumen

Tabla 24. Resumen de diseño, tramo TCR a Derivación Oztotepec.

Área	0.0773 m ²
Velocidad	1.19 m/s
Viscosidad cinemática (v)	8.859x10 ⁻⁷ m ² /s
Reynolds	420,454.45
Factor de fricción (f)	0.0137
Pérdidas de energía por fricción (h_f)	2.08 m

Pérdidas de energía locales (h_a)	0.10 m
Pérdida de energía total (h_{total})	2.18 m
Gradiente hidráulico (S)	0.0033

5.4.2 Cálculo de las líneas de energía del tramo del TCR a la Derivación Oztotepec

Aplicamos la ecuación 16 a lo largo de todo el tramo de la conducción, sabiendo que con estudios anteriores de altimetría realizados por una empresa subcontratada por parte de CIEPS CONSULTORES S.A de C.V. ya se conocía el perfil del terreno por donde sería desplantada la línea de conducción principal, así como sus ramales.

Realizamos el cálculo para los primeros tres cadenamientos, 1+060.00, 1+080.00 y 1+100.00 y los siguientes se obtienen con ayuda del software Excel para facilitar la metodología.

- Cadenamiento 1+060.00

1. Rasante hidráulica: 365.800 msnm

2. Pérdidas de energía por fricción

$$h_f = longitud * S = (1,060.00 \text{ m} - 1,060.00 \text{ m}) * 0.0033 = 0.00 \text{ m}$$

3. Energía total

$$H.Total = Nivel \ de \ origen - h_f = 365.800 \text{ m} - 0.00 \text{ m} = 365.800 \text{ m}$$

4. Energía disponible

$$H.Disponible = H.Total - Rasante \ hidráulica = 365.800 \text{ m} - 365.800 \text{ m} = 0.00 \text{ m}$$

5. Línea piezométrica mínima (LP Mín.)

Corresponde al valor de la carga piezométrica cuando la presa está operando al nivel del NAMINO en la presa Tetelcingo.

$$LP \text{ Mín} = H.Total - \frac{V^2}{2 * g} = 365.80 \text{ m} - \frac{(1.19)^2}{2 * g} = 365.73 \text{ m}$$

6. Línea piezométrica máxima (LP Máx.)

Corresponde al valor de la carga piezométrica cuando la presa está operando al nivel del NAMO en la presa Tetelcingo. En este caso, al valor de del NAMINO se le adicionan 3.50 m.

$$LP \text{ Máx} = LP \text{ Mín} + 3.50 \text{ m} = 365.73 \text{ m} + 3.50 \text{ m} = 369.23 \text{ m}$$

- Cadenamiento 1+080.00

1. Rasante hidráulica: 362.16 msnm

2. Pérdidas de energía por fricción

$$h_f = longitud * S = (1,080.00 \text{ m} - 1,060.00 \text{ m}) * 0.0033 = 0.066 \text{ m}$$

3. Energía total

$$H.Total = Nivel \text{ de origen} - h_f = 365.80 \text{ m} - 0.066 \text{ m} = 365.73 \text{ m}$$

4. Energía disponible

$$H.Disponible = H.Total - Rasante \text{ hidráulica} = 365.73 \text{ m} - 362.16 \text{ m} = 3.57 \text{ m}$$

5. Línea piezométrica mínima (LP Mín.)

Corresponde al valor de la carga piezométrica cuando la presa está operando al nivel del NAMINO en la presa Tetelcingo.

$$LP \text{ Mín} = H.Total - \frac{V^2}{2 * g} = 365.73 \text{ m} - \frac{(1.19)^2}{2 * g} = 365.66 \text{ m}$$

6. Línea piezométrica máxima (LP Máx.)

Corresponde al valor de la carga piezométrica cuando la presa está operando al nivel del NAMO en la presa Tetelcingo. En este caso, al valor del NAMINO se le adicionan 3.50 m.

$$LP \text{ Máx} = LP \text{ Mín} + 3.5 \text{ m} = 365.66 \text{ m} + 3.50 \text{ m} = 369.16 \text{ m}$$

- Cadenamiento 1+100.00

1. Rasante hidráulica: 361.87 msnm

2. Pérdidas de energía por fricción

$$h_f = longitud * S = (1,100.00 \text{ m} - 1,060.00 \text{ m}) * 0.0033 = 0.132 \text{ m}$$

3. Energía total

$$H.Total = Nivel de origen - h_f = 365.80 \text{ m} - 0.132 \text{ m} = 365.67 \text{ m}$$

4. Energía disponible

$$H.Disponible = H.Total - Rasante hidráulica = 365.67 \text{ m} - 361.87 \text{ m} = 3.80 \text{ m}$$

5. Línea piezométrica mínima (LP Mín.)

Corresponde al valor de la carga piezométrica cuando la presa está operando al nivel del NAMINO en la presa Tetelcingo.

$$LP \text{ Mín} = H.Total - \frac{V^2}{2 * g} = 365.67 \text{ m} - \frac{(1.19)^2}{2 * g} = 365.60 \text{ m}$$

6. Línea piezométrica máxima (LP Máx.)

Corresponde al valor de la carga piezométrica cuando la presa está operando al nivel del NAMO en la presa Tetelcingo. En este caso, al valor del NAMINO se le adicionan 3.50 m.

$$LP \text{ Máx} = LP \text{ Mín} + 3.5 \text{ m} = 365.5962 \text{ m} + 3.5 \text{ m} = 369.0962 \text{ m}$$

A continuación, se muestran los resultados de las cargas piezométricas en todo el tramo del TCR a Oztotepec. Cabe mencionar que el análisis se realizó a cada 20.00 m entre los cadenamamientos, sin embargo, los resultados se muestran a cada 100.00 m.

Tabla 25. Cargas piezométricas, tramo TCR a Derivación Oztotepec.

Cadenamiento	Rasante Hidráulica(msnm)	hf (m)	H. Total (m)	H. Disponible (m)	LP Mín (msnm)	LP Máx (msnm)
1+060.00	365.80	0.00	365.80	0.00	365.73	369.23
1+100.00	361.87	0.13	365.67	3.80	365.60	369.10
1+200.00	358.70	0.46	365.34	6.64	365.27	368.77
1+300.00	354.37	0.79	365.01	10.64	364.94	368.44
1+400.00	350.90	1.12	364.68	13.78	364.61	368.11
1+500.00	345.65	1.44	364.36	18.71	364.28	367.78
1+600.00	342.93	1.77	364.03	21.10	363.96	367.46
1+700.00	336.30	2.10	363.70	27.40	363.63	367.13
1+723.52	335.62	2.18	363.62	28.00	363.55	367.05

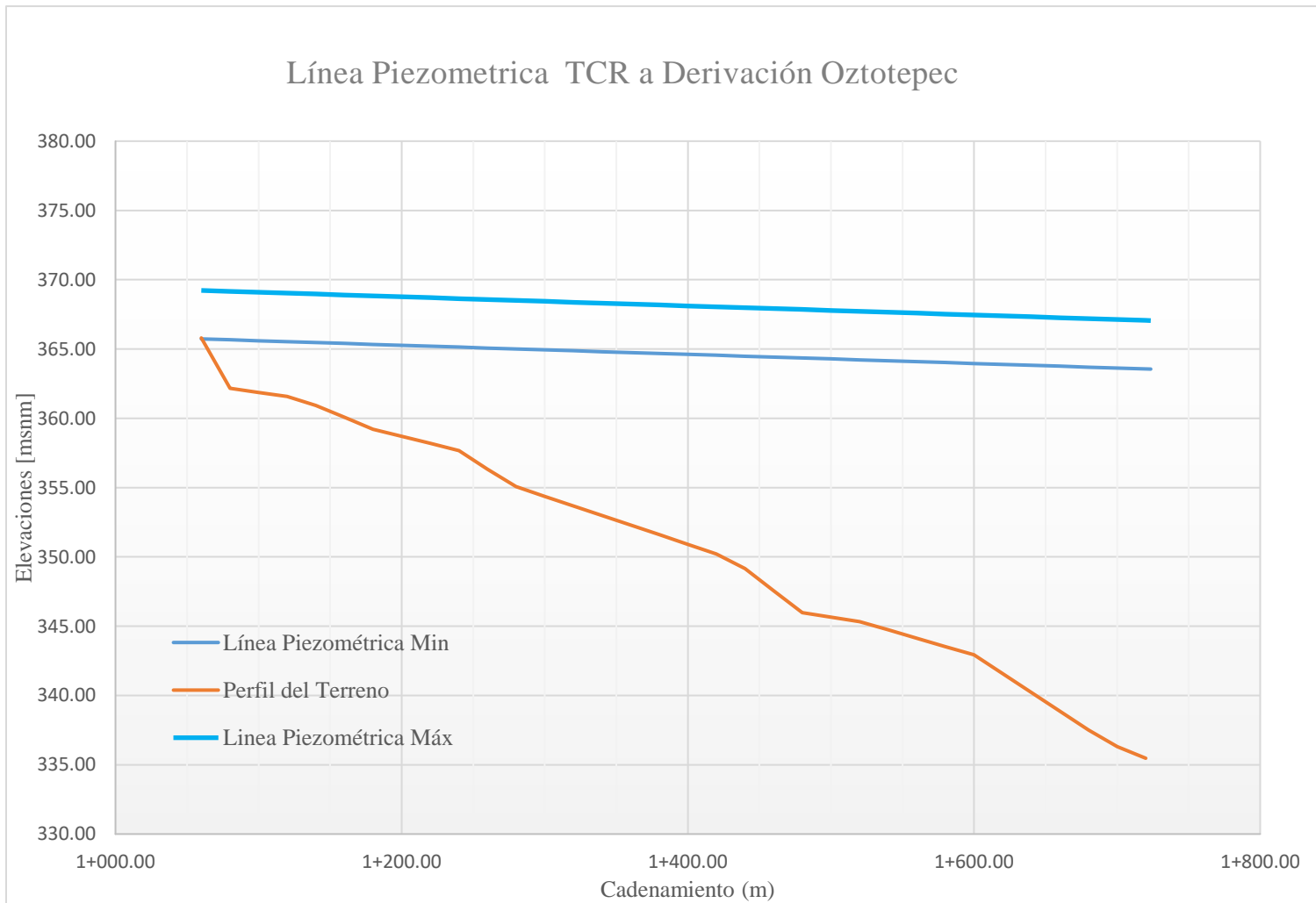


Ilustración 11. Líneas de energía, tramo TCR a Derivación Oztotepec.

5.4.3 Tramo de la Derivación Oztotepec a la Derivación Ameyalco

El segundo tramo de análisis comienza donde termina la conducción de la Derivación Oztotepec en el cadenamamiento k 1+723.52 y el destino será la Derivación Ameyalco, la cual se encuentra en el cadenamamiento k 8+340.34.

Tabla 26. Datos de diseño, tramo Derivación Oztotepec a Derivación Ameyalco.

Nivel de origen (N.O)	335.62 m
Nivel de destino (N.D)	161.92 m
H disponible	173.70 m
Longitud del tramo	6,616.82 m
Gasto conducido (Q)	41.27 l/s
RD	17
Diámetro nominal (D _n)	10" = 0.2731 m
Diámetro interior (D _i)	0.2409 m
Espesor (e)	16.10 mm
Temperatura	25°C

- Variables de diseño

1. Área transversal:

$$A = \frac{\pi * (0.2409 \text{ m})^2}{4} = 0.0456 \text{ m}^2$$

2. Velocidad:

$$V = \frac{0.041272 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.0456 \text{ m}^2} = 0.91 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

- Viscosidad cinemática

$$\nu = (-3 \times 10^{-6} (25^\circ\text{C})^3 + 0.0006 (25^\circ\text{C})^2 - 0.0484 (25^\circ\text{C}) + 1.7678) \times 10^{-6} = 8.859 \times 10^{-7} \left[\frac{\text{m}^2}{\text{s}} \right]$$

- Número de Reynolds

$$Re = \frac{0.91 \frac{m}{s} * 0.2409 m}{8.859 \times 10^{-7} \left[\frac{m^2}{s} \right]} = 245,932.35$$

- Factor de fricción

$$f = \frac{0.25}{\left(\log \left(\frac{0.0020 \text{ mm} / 240.9 \text{ mm}}{3.71} + \frac{6.732}{245,932.35 \cdot 0.91^{104}} \right) \right)^2} = 0.0151$$

- Pérdida de energía por fricción

$$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} = 0.0151 * \frac{6,616.82 m}{0.2409 m} * \frac{\left(0.91 \frac{m}{s}\right)^2}{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} = 17.32 m$$

- Pérdidas locales

$$h_a = 5\% * h_f = 0.05 * 17.32 m = 0.87 m$$

- Gradiente hidráulico

$$S = \frac{h_{total}}{L} = \frac{17.32 m + 0.87 m}{6,616.82 m} = 0.0027$$

- Tabla resumen

Tabla 27. Resumen de diseño, tramo Derivación Oztotepec a Derivación Ameyalco.

Área	0.0456 m ²
Velocidad	0.91 m/s
Viscosidad cinemática (ν)	8.859x10 ⁻⁷ m ² /s
Reynolds	245,932.35
Factor de fricción (f)	0.0151
Pérdidas de energía por fricción (h_f)	17.32 m
Pérdidas de energía locales (h_a)	0.87 m
Pérdida de energía total (h_{total})	18.18 m

Gradiente hidráulico (S)	0.0027
-------------------------------------	--------

5.4.4 Cálculo de las líneas de energía del tramo de la Derivación Oztotepec a la derivación Ameyalco

Aplicamos la misma metodología que el punto 5.4.2 y se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 28. Cargas piezométricas, tramo Derivación Oztotepec a Derivación Ameyalco.

Cadenamiento	Rasante Hidráulica (msnm)	hf (m)	H. Total (m)	H. Disponible (m)	LP Mín (msnm)	LP Máx (msnm)
1+723.52	335.62	0.000	363.62	28.00	363.58	367.08
1+800.00	332.41	0.210	363.41	31.00	363.37	366.87
1+900.00	327.27	0.485	363.13	35.86	363.09	366.59
2+000.00	322.61	0.761	362.86	40.25	362.82	366.32
2+100.00	318.33	1.036	362.58	44.25	362.54	366.04
2+200.00	314.51	1.311	362.31	47.80	362.27	365.77
2+300.00	309.53	1.586	362.03	52.50	361.99	365.49
2+400.00	304.64	1.861	361.76	57.12	361.72	365.22
2+500.00	298.72	2.136	361.48	62.77	361.44	364.94
2+600.00	294.74	2.411	361.21	66.47	361.17	364.67
2+700.00	290.21	2.686	360.93	70.72	360.89	364.39
2+800.00	283.69	2.961	360.66	76.92	360.62	364.12
2+900.00	278.54	3.236	360.38	81.84	360.34	363.84
3+000.00	272.56	3.512	360.11	87.55	360.07	363.57
3+100.00	265.32	3.787	359.83	94.51	359.79	363.29
3+200.00	262.95	4.062	359.56	96.61	359.52	363.02
3+300.00	258.33	4.337	359.28	100.95	359.24	362.74
3+400.00	260.06	4.612	359.01	98.95	358.96	362.46
3+500.00	258.1	4.887	358.73	100.63	358.69	362.19
3+600.00	254.38	5.162	358.46	104.08	358.41	361.91
3+700.00	252.69	5.437	358.18	105.49	358.14	361.64
3+800.00	252.15	5.712	357.91	105.76	357.86	361.36
3+900.00	250.55	5.987	357.63	107.08	357.59	361.09
4+000.00	247.68	6.263	357.36	109.68	357.31	360.81
4+100.00	241.85	6.538	357.08	115.23	357.04	360.54
4+200.00	233.67	6.813	356.81	123.14	356.76	360.26

Cadenamiento	Rasante Hidráulica (msnm)	hf (m)	H. Total (m)	H. Disponible (m)	LP Mín (msnm)	LP Máx (msnm)
4+300.00	236.26	7.088	356.53	120.27	356.49	359.99
4+400.00	233.67	7.363	356.26	122.59	356.21	359.71
4+500.00	231.7	7.638	355.98	124.28	355.94	359.44
4+600.00	230.9	7.913	355.71	124.81	355.66	359.16
4+700.00	230.82	8.188	355.43	124.61	355.39	358.89
4+800.00	227.89	8.463	355.16	127.27	355.11	358.61
4+900.00	222.07	8.738	354.88	132.81	354.84	358.34
5+000.00	214.38	9.014	354.61	140.23	354.56	358.06
5+100.00	206.71	9.289	354.33	147.62	354.29	357.79
5+200.00	200.93	9.564	354.06	153.13	354.01	357.51
5+300.00	195.25	9.839	353.78	158.53	353.74	357.24
5+400.00	191.27	10.114	353.50	162.23	353.46	356.96
5+500.00	187.92	10.389	353.23	165.31	353.19	356.69
5+600.00	184.36	10.664	352.95	168.59	352.91	356.41
5+700.00	181.38	10.939	352.68	171.30	352.64	356.14
5+800.00	179.59	11.214	352.40	172.81	352.36	355.86
5+900.00	177.37	11.489	352.13	174.76	352.09	355.59
6+000.00	175.64	11.765	351.85	176.21	351.81	355.31
6+100.00	179.27	12.040	351.58	172.31	351.54	355.04
6+200.00	180.56	12.315	351.30	170.74	351.26	354.76
6+300.00	182.63	12.590	351.03	168.40	350.99	354.49
6+400.00	183.45	12.865	350.75	167.30	350.71	354.21
6+500.00	183.44	13.140	350.48	167.04	350.44	353.94
6+600.00	187.23	13.415	350.20	162.97	350.16	353.66
6+700.00	194.57	13.690	349.93	155.36	349.89	353.39
6+800.00	193.71	13.965	349.65	155.94	349.61	353.11
6+900.00	186.15	14.240	349.38	163.23	349.34	352.84
7+000.00	180.6	14.516	349.10	168.50	349.06	352.56
7+100.00	177.05	14.791	348.83	171.78	348.79	352.29
7+200.00	173.93	15.066	348.55	174.62	348.51	352.01
7+300.00	172.55	15.341	348.28	175.73	348.24	351.74
7+400.00	172.99	15.616	348.00	175.01	347.96	351.46
7+500.00	172.99	15.891	347.73	174.74	347.69	351.19
7+600.00	170.88	16.166	347.45	176.57	347.41	350.91
7+700.00	168.97	16.441	347.18	178.21	347.14	350.64
7+800.00	168.28	16.716	346.90	178.62	346.86	350.36
7+900.00	166.95	16.991	346.63	179.68	346.59	350.09

Cadenamiento	Rasante Hidráulica (msnm)	hf (m)	H. Total (m)	H. Disponible (m)	LP Mín (msnm)	LP Máx (msnm)
8+000.00	162.29	17.267	346.35	184.06	346.31	349.81
8+100.00	164.93	17.542	346.08	181.15	346.04	349.54
8+200.00	161.89	17.817	345.80	183.91	345.76	349.26
8+300.00	161.95	18.092	345.53	183.58	345.49	348.99
8+340.34	161.92	18.203	345.42	183.50	345.37	348.87

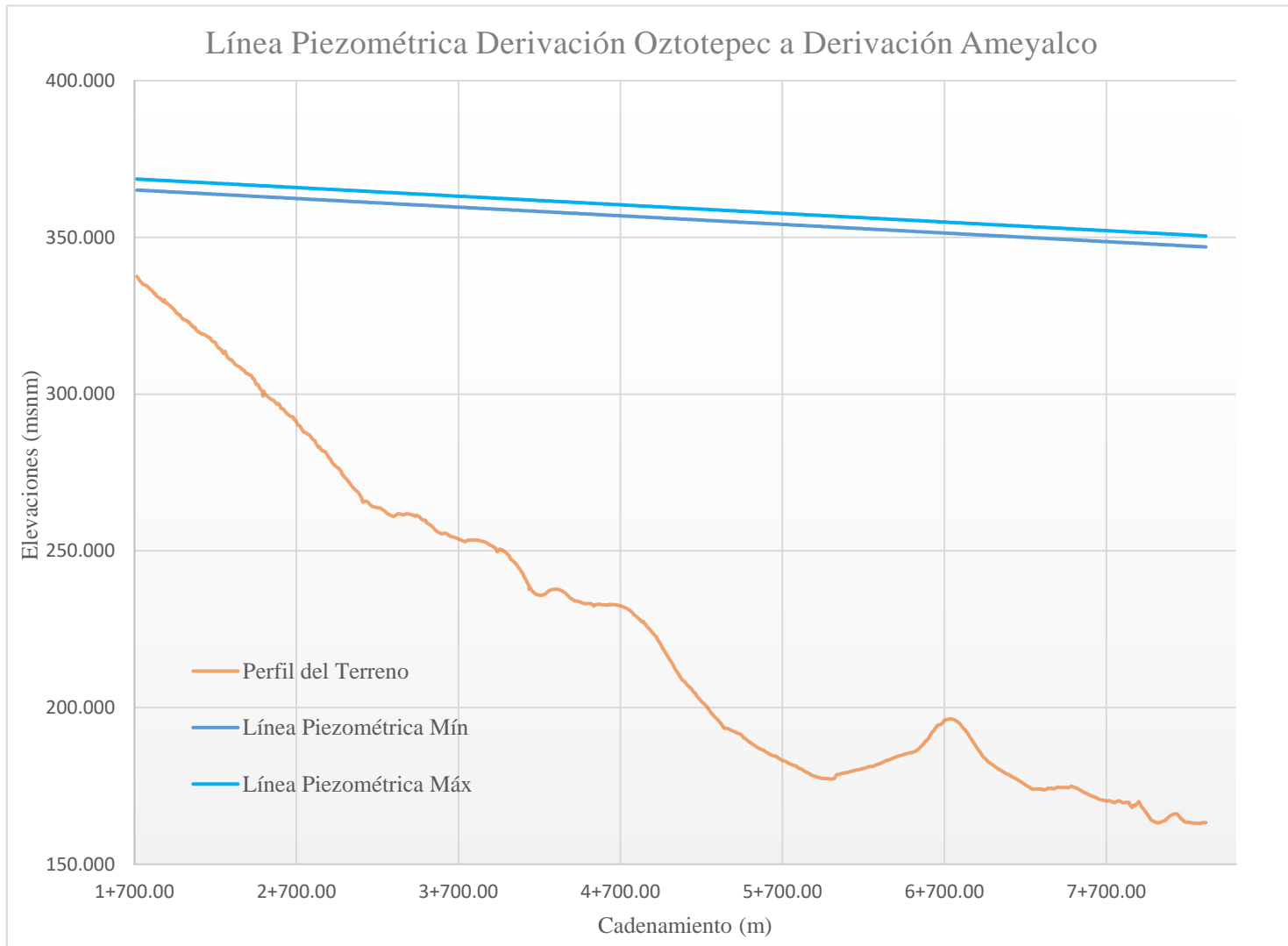


Ilustración 12. Líneas de energía, tramo Derivación Oztotepec a Derivación Ameyalco.

5.4.5 Tramo de la Derivación Ameyalco a la Derivación Tecualipan

El tercer tramo de análisis comienza donde termina la conducción de la Derivación Ameyalco en el cadenamiento k 8+340.34 y el destino será la Derivación Tecualipan, la cual se encuentra en el cadenamiento k 14+435.00.

Tabla 29. Datos de diseño, tramo Derivación Ameyalco a Derivación Tecualipan.

Nivel de origen (N.O)	161.92 m
Nivel de destino (N.D)	157.09 m
H disponible	4.83 m
Longitud del tramo	6,094.66 m
Gasto conducido (Q)	28.24 l/s
RD	17
Diámetro nominal (D _n)	10" = 0.2731 m
Diámetro interior (D _i)	0.2409 m
Espesor (e)	16.10 mm
Temperatura	25°C

- Variables de diseño

1. Área transversal:

$$A = \frac{\pi * (0.2409 \text{ m})^2}{4} = 0.0456 \text{ m}^2$$

2. Velocidad:

$$V = \frac{0.028243 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.0456 \text{ m}^2} = 0.62 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

- Viscosidad cinemática

$$\nu = (-3 \times 10^{-6} (25^\circ\text{C})^3 + 0.0006 (25^\circ\text{C})^2 - 0.0484 (25^\circ\text{C}) + 1.7678) \times 10^{-6} = 8.859 \times 10^{-7} \left[\frac{\text{m}^2}{\text{s}} \right]$$

- Número de Reynolds

$$Re = \frac{0.62 \frac{m}{s} * 0.2409 m}{8.859 \times 10^{-7} \left[\frac{m^2}{s} \right]} = 168,431.49$$

- Factor de fricción

$$f = \frac{0.25}{\left(\log \left(\frac{0.0020 \text{ mm} / 240.9 \text{ mm}}{3.71} + \frac{6.732}{168,431.4934^{0.9104}} \right) \right)^2} = 0.0162$$

- Pérdida de energía por fricción

$$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} = 0.0162 * \frac{6,094.660 m}{0.2409 m} * \frac{\left(0.6194 \frac{m}{s} \right)^2}{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} = 8.01 m$$

- Pérdidas locales

$$h_a = 5\% * h_f = 0.05 * 8.01 m = 0.40 m$$

- Gradiente hidráulico

$$S = \frac{h_{total}}{L} = \frac{8.01 m + 0.40 m}{6,094.66 m} = 0.0014$$

- Tabla resumen

Tabla 30. Resumen de diseño, tramo Derivación Ameyalco a Derivación Tecualipan.

Área	0.0456 m ²
Velocidad	0.62 m/s
Viscosidad cinemática (ν)	8.859x10 ⁻⁷ m ² /s
Reynolds	168,431.49
Factor de fricción (f)	0.0162
Pérdidas de energía por fricción (h _f)	8.01 m
Pérdidas de energía locales (h _a)	0.40 m
Pérdida de energía total (h _{total})	8.41 m

Gradiente hidráulico (S)	0.0014
-------------------------------------	--------

5.4.6 Cálculo de las líneas de energía del tramo de la derivación Ameyalco a la derivación Tecualipan

Aplicamos la misma metodología que el punto 5.4.2 y se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 31. Cargas piezométricas, tramo Derivación Ameyalco a Derivación Tecualipan.

Cadenamiento	Rasante Hidráulica (msnm)	hf (m)	H. Total (m)	H. Disponible (m)	LP Mín (msnm)	LP Máx (msnm)
8+340.34	161.92	0.00	345.42	183.50	345.37	348.87
8+400.00	161.99	0.08	345.33	183.34	345.31	348.81
8+500.00	162.24	0.22	345.19	182.95	345.18	348.68
8+600.00	162.7	0.36	345.06	182.36	345.04	348.54
8+700.00	163.56	0.49	344.92	181.36	344.90	348.40
8+800.00	165.78	0.63	344.78	179.00	344.76	348.26
8+900.00	164.39	0.77	344.64	180.25	344.62	348.12
9+000.00	165.35	0.91	344.50	179.15	344.48	347.98
9+100.00	168.39	1.05	344.36	175.97	344.34	347.84
9+200.00	171.86	1.19	344.22	172.36	344.20	347.70
9+300.00	175.04	1.33	344.09	169.05	344.07	347.57
9+400.00	179.49	1.46	343.95	164.46	343.93	347.43
9+500.00	183.14	1.60	343.81	160.67	343.79	347.29
9+600.00	185.9	1.74	343.67	157.77	343.65	347.15
9+700.00	188.59	1.88	343.53	154.94	343.51	347.01
9+800.00	190.47	2.02	343.39	152.92	343.37	346.87
9+900.00	192.46	2.16	343.25	150.79	343.23	346.73
10+000.00	194.36	2.30	343.12	148.76	343.10	346.60
10+100.00	198.03	2.44	342.98	144.95	342.96	346.46
10+200.00	203	2.57	342.84	139.84	342.82	346.32
10+300.00	208.7	2.71	342.70	134.00	342.68	346.18
10+400.00	214.48	2.85	342.56	128.08	342.54	346.04
10+500.00	220.26	2.99	342.42	122.16	342.40	345.90
10+600.00	226.68	3.13	342.28	115.60	342.26	345.76
10+700.00	233.1	3.27	342.14	109.04	342.12	345.62
10+800.00	239.52	3.41	342.01	102.49	341.99	345.49

Cadenamiento	Rasante Hidráulica (msnm)	hf (m)	H. Total (m)	H. Disponible (m)	LP Mín (msnm)	LP Máx (msnm)
10+900.00	240.63	3.54	341.87	101.24	341.85	345.35
11+000.00	236.73	3.68	341.73	105.00	341.71	345.21
11+100.00	232.17	3.82	341.59	109.42	341.57	345.07
11+200.00	229.71	3.96	341.45	111.74	341.43	344.93
11+300.00	232.05	4.10	341.31	109.26	341.29	344.79
11+400.00	235.93	4.24	341.17	105.24	341.15	344.65
11+500.00	238.96	4.38	341.04	102.08	341.02	344.52
11+600.00	238.11	4.51	340.90	102.79	340.88	344.38
11+700.00	232.08	4.65	340.76	108.68	340.74	344.24
11+800.00	226.4	4.79	340.62	114.22	340.60	344.10
11+900.00	221	4.93	340.48	119.48	340.46	343.96
12+000.00	216.01	5.07	340.34	124.33	340.32	343.82
12+100.00	210.8	5.21	340.20	129.40	340.18	343.68
12+200.00	204.59	5.35	340.06	135.47	340.05	343.55
12+300.00	197.59	5.49	339.93	142.34	339.91	343.41
12+400.00	193.08	5.62	339.79	146.71	339.77	343.27
12+500.00	189.97	5.76	339.65	149.68	339.63	343.13
12+600.00	186.29	5.90	339.51	153.22	339.49	342.99
12+700.00	181.77	6.04	339.37	157.60	339.35	342.85
12+800.00	177.5	6.18	339.23	161.73	339.21	342.71
12+900.00	177.28	6.32	339.09	161.81	339.07	342.57
13+000.00	181.58	6.46	338.96	157.38	338.94	342.44
13+100.00	185.83	6.59	338.82	152.99	338.80	342.30
13+200.00	190.74	6.73	338.68	147.94	338.66	342.16
13+300.00	194.28	6.87	338.54	144.26	338.52	342.02
13+400.00	191.32	7.01	338.40	147.08	338.38	341.88
13+500.00	184.84	7.15	338.26	153.42	338.24	341.74
13+600.00	178.69	7.29	338.12	159.43	338.10	341.60
13+700.00	172.75	7.43	337.99	165.24	337.97	341.47
13+800.00	165.5	7.56	337.85	172.35	337.83	341.33
13+900.00	158.36	7.70	337.71	179.35	337.69	341.19
14+000.00	155.18	7.84	337.57	182.39	337.55	341.05
14+100.00	153.4	7.98	337.43	184.03	337.41	340.91
14+200.00	154.48	8.12	337.29	182.81	337.27	340.77
14+300.00	156.12	8.26	337.15	181.03	337.13	340.63
14+400.00	157.36	8.40	337.01	179.65	337.00	340.50

Cadenamiento	Rasante Hidráulica (msnm)	hf (m)	H. Total (m)	H. Disponible (m)	LP Mín (msnm)	LP Máx (msnm)
14+435.00	157.09	8.45	336.97	179.88	336.95	340.45

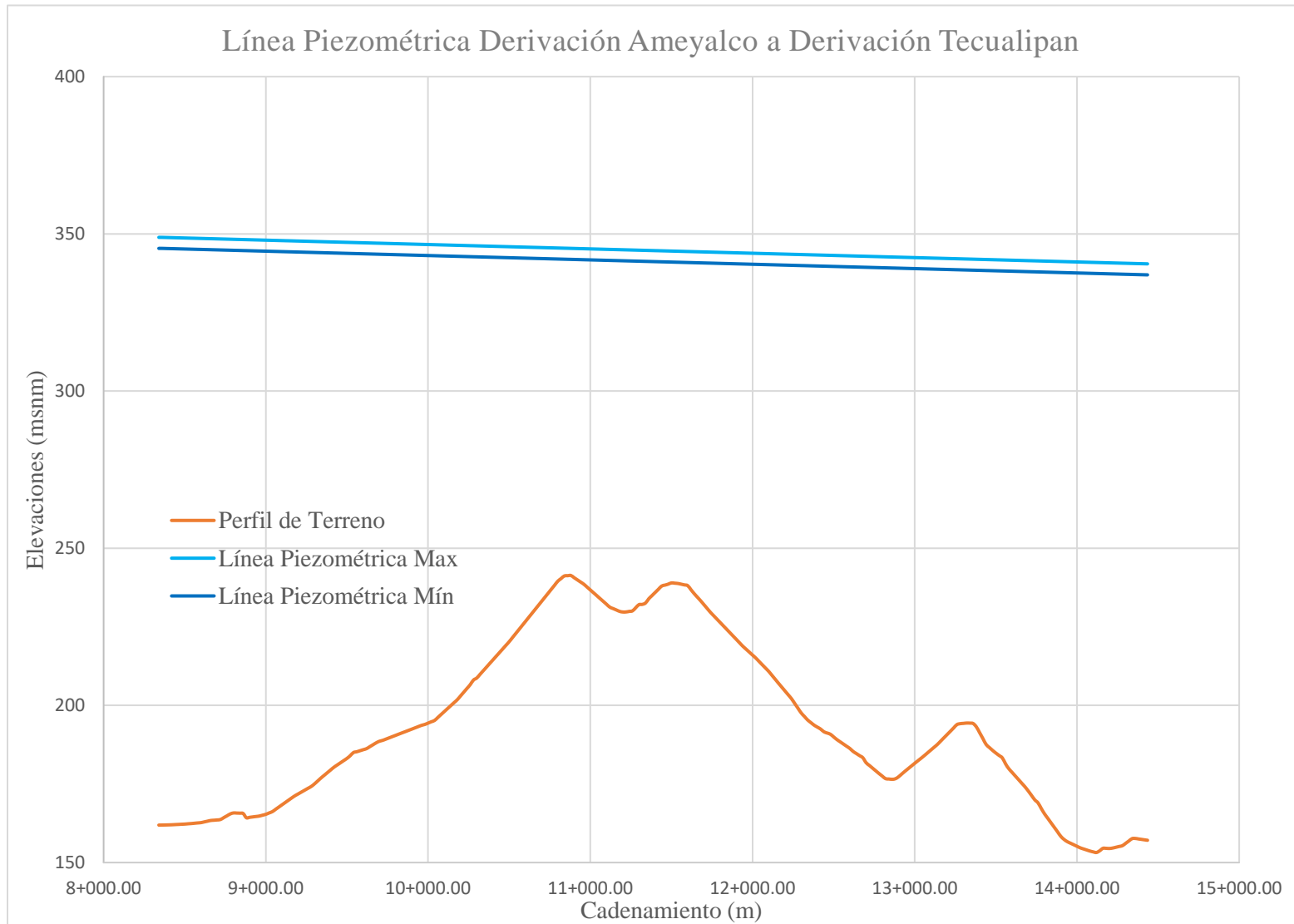


Ilustración 13. Líneas de energía, tramo Derivación Ameyalco a Derivación Tecualipan.

5.4.7 Tramo del Ramal Oztotepec

El primer ramal de la línea de conducción comienza en la derivación Ahuatitla en el cadenamiento k 0+000.00 (k 1+723.52.00 de la línea principal) y termina en la localidad de Huitzitzilingo.

Tabla 32. Datos de diseño, Ramal Oztotepec.

Nivel de origen (N.O)	335.53 m
Nivel de destino (N.D)	438.07 m
H disponible	102.54 m
Longitud del tramo	1,305.55 m
Gasto conducido (Q)	50.48 l/s
RD	17
Diámetro nominal (D _n)	10" = 0.2731 m
Diámetro interior (D _i)	0.2409 m
Espesor (e)	16.10mm
Temperatura	25°C

- Variables de diseño

1. Área transversal:

$$A = \frac{\pi * (0.2409 \text{ m})^2}{4} = 0.0456 \text{ m}^2$$

2. Velocidad:

$$V = \frac{0.050484 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.0456 \text{ m}^2} = 1.11 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

- Viscosidad cinemática

$$\nu = (-3 \times 10^{-6} (25^\circ\text{C})^3 + 0.0006 (25^\circ\text{C})^2 - 0.0484 (25^\circ\text{C}) + 1.7678) \times 10^{-6} = 8.859 \times 10^{-7} \left[\frac{\text{m}^2}{\text{s}} \right]$$

- Número de Reynolds

$$Re = \frac{1.11 \frac{m}{s} * 0.2409 m}{8.859 \times 10^{-7} \left[\frac{m^2}{s} \right]} = 301,050.22$$

- Factor de fricción

$$f = \frac{0.25}{\left(\log \left(\frac{0.0020 \text{ mm} / 240.9 \text{ mm}}{3.71} + \frac{6.732}{301,050.22 \cdot 10^{0.9104}} \right) \right)^2} = 0.0145$$

- Pérdida de energía por fricción

$$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} = 0.0145 * \frac{1,305.55 m}{0.2409 m} * \frac{\left(1.1071 \frac{m}{s} \right)^2}{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} = 4.91 m$$

- Pérdidas locales

$$h_a = 5\% * h_f = 0.05 * 4.91 m = 0.25 m$$

- Gradiente hidráulico

$$S = \frac{h_{total}}{L} = \frac{4.91 m + .025 m}{1,305.55 m} = 0.0039$$

- Tabla resumen

Tabla 33. Resumen de diseño, Ramal Oztotepec.

Área	0.0456 m ²
Velocidad	1.11 m/s
Viscosidad cinemática (v)	8.859x10 ⁻⁷ m ² /s
Reynolds	301,050.22
Factor de fricción (f)	0.0145
Pérdidas de energía por fricción (h_f)	4.91 m
Pérdidas de energía locales (h_a)	0.25 m
Pérdida de energía total (h_{total})	5.15 m

Gradiente hidráulico (S)	0.0039
-------------------------------------	--------

5.4.8 Cálculo de las líneas de energía del Ramal Oztotepec

Aplicamos la misma metodología que el punto 5.4.2 y se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 34. Cargas piezométricas, Ramal Oztotepec

Cadenamiento	Rasante Hidráulica (msnm)	hf (m)	H. Total (m)	H. Disponible (m)	LP Mín (msnm)	LP Máx (msnm)
0+000.00	335.53	0.00	363.62	28.09	363.54	367.04
0+100.00	340.00	0.39	363.22	23.22	363.16	366.66
0+200.00	347.74	0.79	362.83	15.09	362.76	366.26
0+300.00	359.00	1.18	453.83	94.83	545.17	548.67
0+400.00	366.61	1.58	453.43	86.82	544.77	548.27
0+500.00	376.20	1.98	453.04	76.84	544.37	547.87
0+600.00	385.78	2.37	452.64	66.86	543.98	547.48
0+700.00	396.29	2.77	452.24	55.95	543.58	547.08
0+800.00	404.07	3.17	451.85	47.78	543.19	546.69
0+900.00	411.98	3.56	451.45	39.47	542.79	546.29
1+000.00	419.93	3.96	451.05	31.12	542.39	545.89
1+100.00	426.79	4.36	450.66	23.87	542.00	545.50
1+200.00	431.82	4.75	450.26	18.44	541.60	545.10
1+300.00	437.62	5.15	449.87	12.25	541.20	544.70
1+305.55	438.07	5.17	449.84	11.77	541.18	544.68

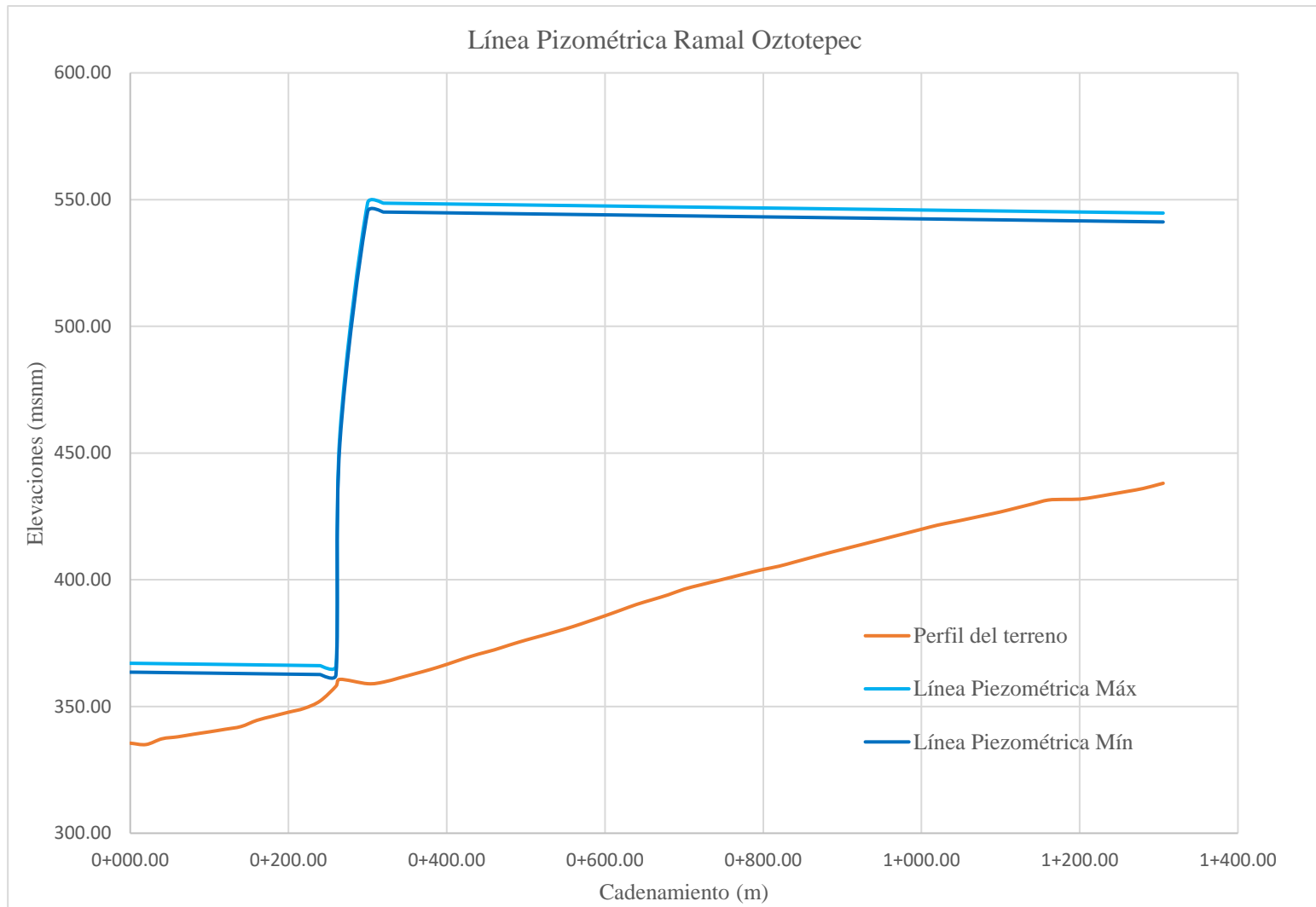


Ilustración 14. Líneas de energía, Ramal Oztotepec.

5.4.9 Tramo del Ramal Ameyalco

El segundo ramal de la línea de conducción comienza en la derivación Ameyalco k 0+000.00 (k 8+340.34 de la línea principal) y termina en la localidad de Ameyalco.

Tabla 35. Datos de diseño, Ramal Ameyalco.

Nivel de origen (N.O)	161.92 m
Nivel de destino (N.D)	367.83 m
H disponible	205.91 m
Longitud del tramo	7,948.18 m
Gasto conducido (Q)	13.03 l/s
RD	17
Diámetro nominal (D _n)	6" = 0.1683 m
Diámetro interior (D _i)	0.1483 m
Espesor (e)	9.90 mm
Temperatura	25°C

- Variables de diseño

1. Área transversal:

$$A = \frac{\pi * (0.1483 \text{ m})^2}{4} = 0.0173 \text{ m}^2$$

2. Velocidad:

$$V = \frac{0.013029 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.0173 \text{ m}^2} = 0.75 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

- Viscosidad cinemática

$$v = (-3 \times 10^{-6} (25^\circ\text{C})^3 + 0.0006 (25^\circ\text{C})^2 - 0.0484 (25^\circ\text{C}) + 1.7678) \times 10^{-6} = 8.859 \times 10^{-7} \left[\frac{\text{m}^2}{\text{s}} \right]$$

- Número de Reynolds

$$Re = \frac{0.75 \frac{m}{s} * 0.1483 m}{8.859 \times 10^{-7} \left[\frac{m^2}{s} \right]} = 126,069.23$$

- Factor de fricción

$$f = \frac{0.25}{\left(\log \left(\frac{0.0020 \text{ mm}/148.3 \text{ mm}}{3.71} + \frac{6.732}{126,069.2290^{0.9104}} \right) \right)^2} = 0.0173$$

- Pérdida de energía por fricción

$$h_f = 0.0173 * \frac{7,948.18 m}{0.1483 m} * \frac{\left(0.75 \frac{m}{s} \right)^2}{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} = 26.80 m$$

- Pérdidas locales

$$h_a = 0.05 * 26.80 m = 1.34 m$$

- Gradiente hidráulico

$$S = \frac{h_{total}}{L} = \frac{26.80 m + 1.34 m}{7,948.18 m} = 0.0035$$

- Tabla resumen

Tabla 36. Resumen de diseño, Ramal Ameyalco.

Área	0.0173 m ²
Velocidad	0.7531 m/s
Viscosidad cinemática (v)	8.859x10 ⁻⁷ m ² /s
Reynolds	126,069.2290
Factor de fricción (f)	0.0173
Pérdidas de energía por fricción (h _f)	26.8027 m
Pérdidas de energía locales (h _a)	1.3401 m
Pérdida de energía total (h _{total})	28.1428 m

Gradiente hidráulico (S)	0.0035
-------------------------------------	--------

5.4.10 Cálculo de las líneas de energía del Ramal Ameyalco

Aplicamos la misma metodología que el punto 5.4.3 y se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 37. Cargas piezométricas, Ramal Ameyalco.

Cadenamiento	Rasante Hidráulica (msnm)	hf (m)	H. Total (m)	H. Disponible (m)	LP Mín (msnm)	LP Máx (msnm)
0+000.00	161.92	0.00	345.42	183.50	345.38	348.88
0+300.00	169.20	1.06	344.36	175.16	344.34	347.84
0+600.00	173.85	2.11	343.31	169.46	343.28	346.78
0+900.00	173.35	3.17	342.25	168.90	342.22	345.72
1+200.00	176.88	4.23	341.19	164.31	341.17	344.67
1+500.00	177.49	5.28	340.14	162.65	340.11	343.61
1+800.00	180.78	6.34	339.08	158.30	339.05	342.55
2+100.00	184.85	7.39	338.03	153.18	338.00	341.50
2+400.00	192.13	8.45	336.97	144.84	336.94	340.44
2+700.00	200.17	9.51	335.91	135.74	335.88	339.38
3+000.00	206.53	10.56	334.86	128.33	334.83	338.33
3+300.00	224.63	11.62	333.80	109.17	333.77	337.27
3+600.00	233.06	12.68	332.74	99.68	332.71	336.21
3+900.00	240.38	13.73	331.69	91.31	331.66	335.16
4+200.00	244.49	14.79	330.63	86.14	330.60	334.10
4+500.00	256.24	15.85	329.57	73.33	329.55	333.05
4+800.00	271.86	16.90	328.52	56.66	328.49	331.99
5+100.00	277.51	17.96	327.46	49.95	327.43	330.93
5+400.00	281.54	19.02	326.40	44.86	326.38	329.88
5+700.00	283.56	20.07	325.35	41.79	325.32	328.82
6+000.00	297.20	21.13	416.55	119.35	416.52	420.02
6+300.00	310.81	22.18	415.50	104.69	415.47	418.97
6+600.00	317.97	23.24	414.44	96.47	414.41	417.91
6+900.00	343.88	24.30	413.38	69.50	413.35	416.85
7+200.00	338.08	25.35	412.33	74.25	412.30	415.80
7+500.00	353.99	26.41	411.27	57.28	411.24	414.74
7+800.00	367.17	27.47	410.21	43.04	410.18	413.68
7+948.18	367.82	27.99	409.69	41.87	409.66	413.16

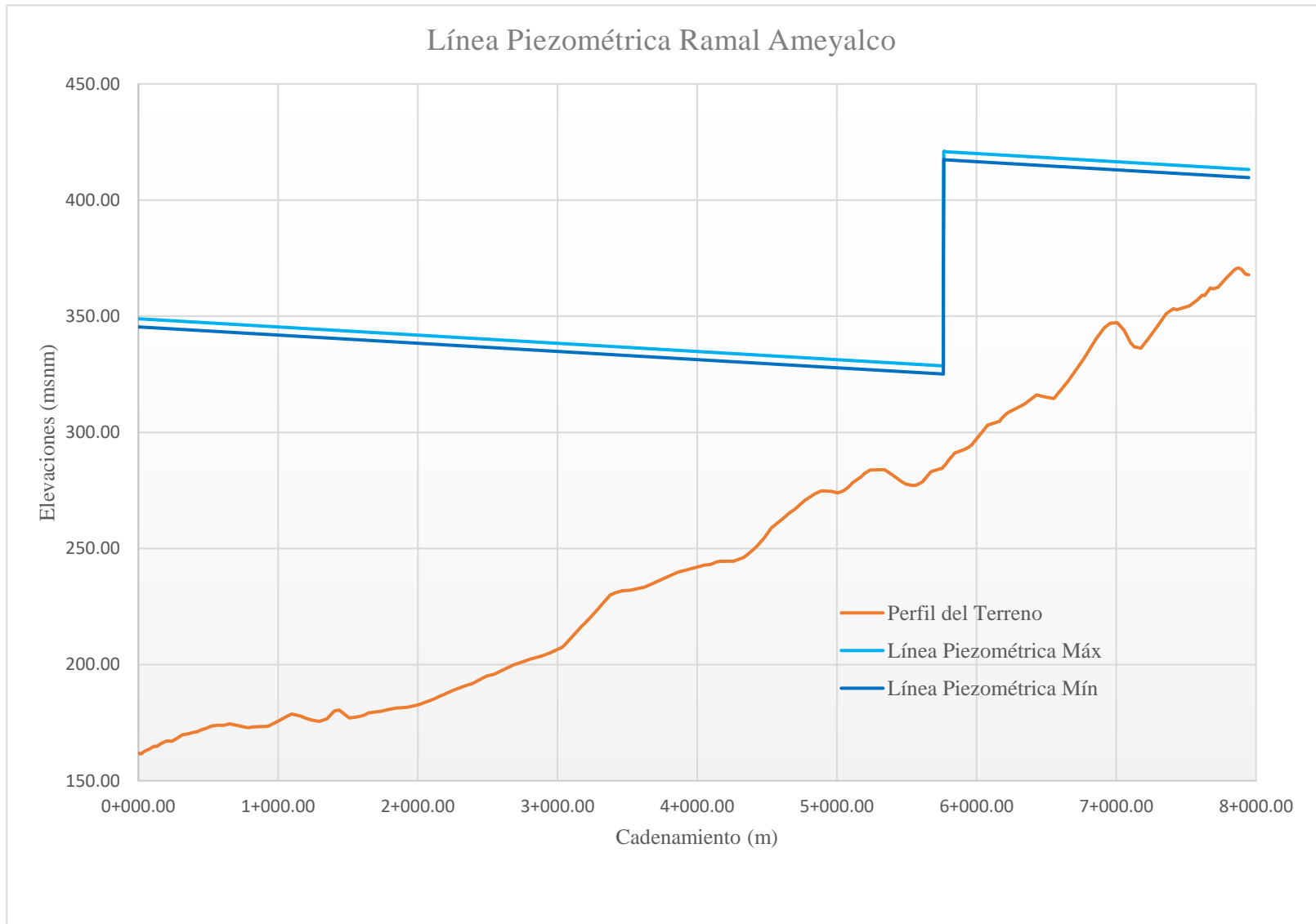


Ilustración 15. Líneas de energía, Ramal Ameyalco.

5.4.11 Tramo del Ramal Tecualipan

El tercer ramal de la línea de conducción comienza en la derivación Tecualipan k 0+000.00 (k 14+435.00 de la línea principal) y termina en la localidad de Tecualipan y Coatepetzinco.

Tabla 38. Datos de diseño, Ramal Tecualipan.

Nivel de origen (N.O)	157.090 m
Nivel de destino (N.D)	301.000 m
H disponible	143.910 m
Longitud del tramo	3,580.00 m
Gasto conducido (Q)	28.243 l/s
RD	17
Diámetro nominal (D _n)	10" = 0.2731 m
Diámetro interior (D _i)	0.2409 m
Espesor (e)	16.10 mm
Temperatura	25°C

- Variables de diseño

1. Área transversal:

$$A = \frac{\pi * (0.2409 \text{ m})^2}{4} = 0.0456 \text{ m}^2$$

2. Velocidad:

$$V = \frac{0.028243 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.0456 \text{ m}^2} = 0.62 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

- Viscosidad cinemática

$$v = (-3 \times 10^{-6} (25^\circ\text{C})^3 + 0.0006 (25^\circ\text{C})^2 - 0.0484 (25^\circ\text{C}) + 1.7678) \times 10^{-6} = 8.859 \times 10^{-7} \left[\frac{\text{m}^2}{\text{s}} \right]$$

- Número de Reynolds

$$Re = \frac{0.62 \frac{m}{s} * 0.2409 m}{8.859 \times 10^{-7} \left[\frac{m^2}{s} \right]} = 168,431.49$$

- Factor de fricción

$$f = \frac{0.25}{\left(\log \left(\frac{0.0020 \text{ mm} / 240.9 \text{ mm}}{3.71} + \frac{6.732}{168,431.4934^{0.9104}} \right) \right)^2} = 0.0162$$

- Pérdida de energía por fricción

$$h_f = 0.0162 * \frac{3,580.00 m}{0.2409 m} * \frac{\left(0.62 \frac{m}{s} \right)^2}{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} = 4.71 m$$

- Pérdidas locales

$$h_a = 0.05 * 4.71 m = 0.24 m$$

- Gradiente hidráulico

$$S = \frac{h_{total}}{L} = \frac{4.71 m + 0.24 m}{3,580.00 m} = 0.0014$$

- Tabla resumen

Tabla 39. Resumen de diseño, Ramal Tecualipan.

Área	0.0456 m ²
Velocidad	0.6194 m/s
Viscosidad cinemática (v)	8.859x10 ⁻⁷ m ² /s
Reynolds	168,431.4934
Factor de fricción (f)	0.0162
Pérdidas de energía por fricción (h_f)	4.7076 m
Pérdidas de energía locales (h_a)	0.2354 m
Pérdida de energía total (h_{total})	4.9430 m

Gradiente hidráulico (S)	0.0014
-------------------------------------	--------

5.4.12 Cálculo de las líneas de energía del Ramal Tecualipan

Aplicamos la misma metodología que el punto 5.4.3 y se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 40. Cargas piezométricas, Ramal Tecualipan.

Cadenamiento	Rasante Hidráulica (msnm)	hf (m)	H. Total (m)	H. Disponible (m)	LP Mín (msnm)	LP Máx (msnm)
0+000.00	157.09	157.09	157.09	157.09	336.95	340.45
0+300.00	171.77	171.77	171.77	171.77	336.53	340.03
0+600.00	193.61	193.61	193.61	193.61	336.12	339.62
0+900.00	206.38	206.38	206.38	206.38	335.70	339.20
1+200.00	212.57	212.57	212.57	212.57	335.28	338.78
1+500.00	229.74	229.74	229.74	229.74	334.87	338.37
1+800.00	251.22	251.22	251.22	251.22	334.45	337.95
2+100.00	263.58	263.58	263.58	263.58	334.03	337.53
2+400.00	270.28	270.28	270.28	270.28	333.62	337.12
2+700.00	275.16	275.16	275.16	275.16	333.20	336.70
3+000.00	291.10	291.10	291.10	291.10	332.78	336.28
3+300.00	292.35	292.35	292.35	292.35	332.37	335.87
3+580.00	301.00	301.00	301.00	301.00	331.98	335.48

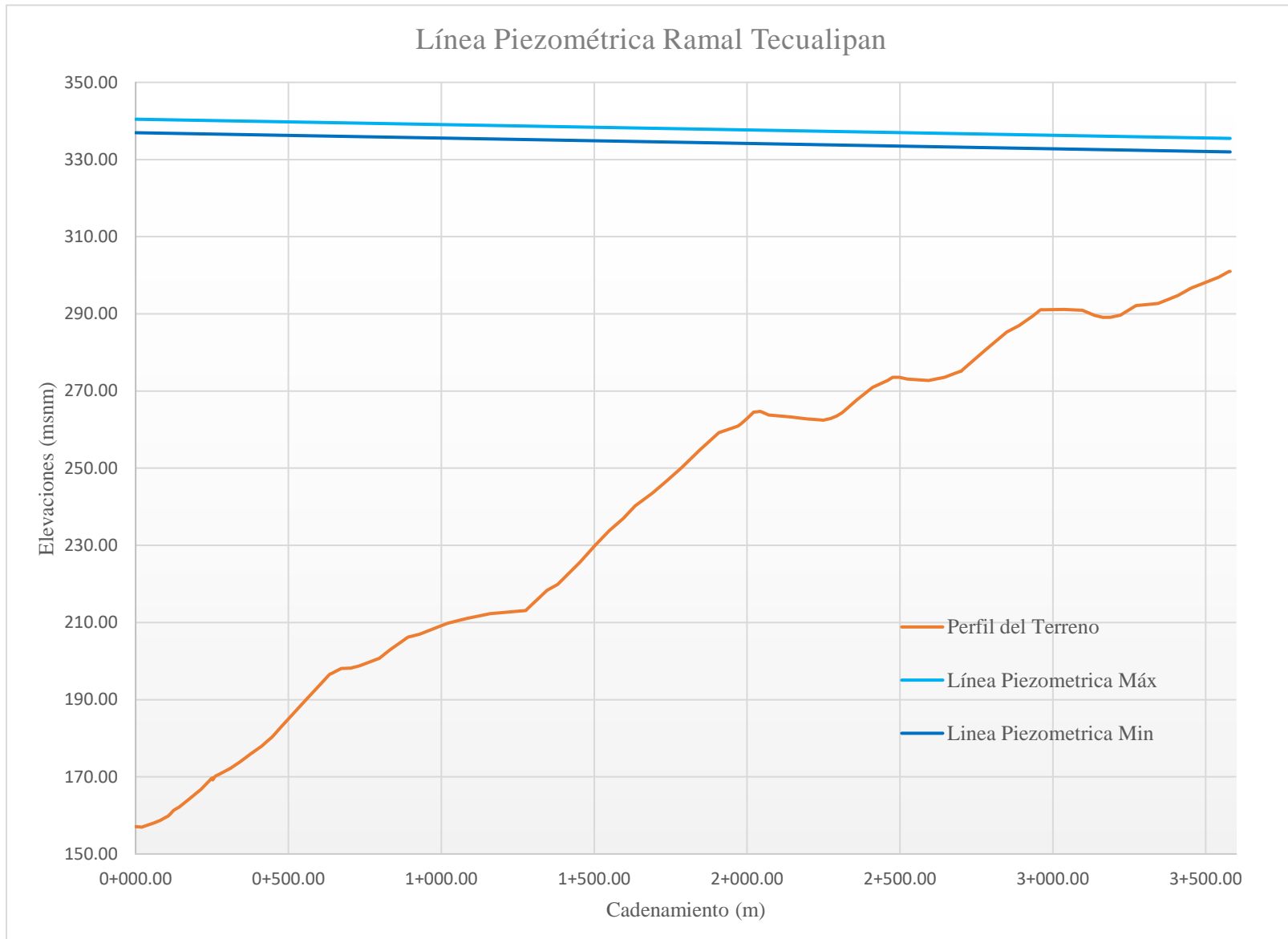


Ilustración 16. Líneas de energía, Ramal Tecualipan.

5.5 Conclusiones

Se observa que el nivel al cual se encuentra el Tanque de Cambio de Régimen en operación normal dentro del acueducto Tetelcingo es suficiente para distribuir agua por gravedad en la línea de conducción principal. Por otra parte, en el caso de los ramales Oztotepec y Ameyalco se observa que la topografía del terreno implica una mayor elevación del TCR para una distribución por gravedad hasta las localidades, sin embargo, este problema se resolvió colocando plantas de bombeo para aumentar la carga piezométrica en el punto donde la energía del acueducto es insuficiente. Estas plantas de bombeo se encuentran ubicadas sobre las derivaciones de los ramales de Oztotepec y Ameyalco, en los cadenamientos k 0+265.00 y k 5+765.00 respectivamente.

Finalmente, se observa que la operación del acueducto Tetelcingo es correcta en todos los cadenamientos de la línea de conducción y se garantiza la distribución de agua a todas las localidades involucradas.

6. ACUEDUCTO TETELCINGO, REVISIÓN DE LAS VÁLVULAS EN LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN PRINCIPAL

6.1 Definición del problema

Una vez que empiece el funcionamiento de la línea de conducción del acueducto Tetelcingo se hace necesaria la expulsión del aire presente dentro de la tubería para permitir el llenado de agua de esta. Seguido del llenado, la tubería deberá desaguar por diferentes motivos de operación, por ejemplo, reparaciones, y es necesario abrir las válvulas de desagüe colocadas en los puntos bajos de la tubería mientras que en los puntos altos será preciso colocar válvulas de admisión y expulsión de aire en la tubería. La colocación de las válvulas cumple la doble función de expulsar el aire durante el llenado de la tubería, o la admisión de aire cuando ésta se está vaciando.

El motivo por el cual se hace necesaria la expulsión de aire se debe por la formación de burbujas de aire que pueden reducir el flujo del agua dentro de la tubería provocando una reducción del área transversal y con esto una deficiencia en la conducción. Además, la formación de burbujas de aire contribuye a golpes de agua dentro de la tubería que conlleva a fuertes sonidos, corrosión o incluso el colapso de la misma.

6.2 Metodología

En la siguiente sección se describe el procedimiento para determinar los diámetros de las válvulas de admisión y expulsión de aire de acuerdo con los criterios establecidos en el *Manual de Prácticas para el Suministro de Agua M51 (Manual of Water Supply Practices M51)* desarrollado por la American Water Works Association (AWWA por sus siglas en inglés).

En el capítulo 4 del manual antes mencionado se describen los procedimientos para el dimensionamiento del diámetro de los orificios de las válvulas, como se muestra a continuación.

- Diseño de válvulas para purga de la tubería
 1. Convertir el gasto conducido a galones por minuto (gpm) y dividirlo entre la constante 7.48 para obtener un gasto en pies cúbicos por minuto (cfm).
 2. Multiplicar el gasto del punto 1 por la constante 0.02 para determinar el volumen de ventilación requerido, que corresponde al 2% del gasto de la tubería en unidades estándar de pies cúbicos por minuto (scfm). Estas unidades scfm consideran el aire en condiciones de 60°F y 0 psi.
 3. Determinar la presión de trabajo en la válvula restando la elevación de la tubería a la carga de energía máxima en el mismo cadenamamiento. La presión de trabajo deberá expresarse en libras por pulgada cuadrada (psi). En caso de que las unidades de las elevaciones sean pies, habrá que multiplicarlas por la constante 0.433 para convertir a unidades psi.
 4. Leer la tabla 41 y seleccionar el diámetro del orificio que garantice la capacidad suficiente del gasto calculado en el punto 2 y la resistencia necesaria para la presión del punto 3.

Tabla 41. Dimensionamiento de válvulas para expulsión de aire.

Presión (psi)	Diámetro del orificio (in)									
	1/6 "	3/32"	1/8"	3/16"	1/4"	5/16"	3/8"	7/16"	1/2"	1"
25	1.6	3.5	6.3	14.2	25.2	39.4	56.7	77.1	100	400
50	2.6	5.8	10.3	23.1	41	64.1	92.3	126	164	656
75	3.6	8	14.2	32	56.9	88.9	128	174	228	910
100	4.5	10.2	18.2	40.9	72.8	114	164	223	291	1160
125	5.5	12.5	22.2	49.8	88.6	138	199	271	354	1420
150	6.5	14.7	26.1	58.8	104	163	235	320	418	1610
175	7.5	16.9	20.1	67.7	120	188	271	369	481	1920
200	8.5	19.2	34.1	76.6	136	213	306	417	545	2180
225	9.5	21.4	38	85.5	152	238	342	466	608	2430
250	10.5	23.6	42	94.5	168	262	378	514	672	2690
275	11.5	25.8	45.9	103	184	287	414	563	735	2940
300	12.5	28.1	49.9	112	200	312	449	611	799	3200

- Diseño de válvulas para el llenado de la tubería
 1. Calcular la tasa de gasto de desagüe en unidades scfm mediante la siguiente ecuación:

$$Q = q * \left(0.134 \frac{ft^3}{gal} \right) * \frac{(\Delta P + 14.7 \text{ psi})}{(14.7 \text{ psi})} \quad (Ec. 24)$$

Donde:

Q : tasa de gasto de desagüe, en scfm

q : tasa de llenado, en gpm

ΔP : diferencia de presión, usualmente de 2 psi

2. Leer la tabla 4-2 del manual y seleccionar el diámetro del orificio que satisface el gasto de desagüe.

Tabla 42. Dimensionamiento de válvulas para el llenado de la tubería

ΔP (psi)	Diámetro del orificio (in)											
	1	2	3	4	6	8	10	12	14	16	18	20
1	79	317	712	1270	2850	5070	7910	11400	15500	20200	25600	31700
1.5	97	387	870	1550	3480	6190	9670	14000	18900	24700	31300	38600
2	111	445	1000	1780	4010	7120	11100	16000	21800	28500	36100	44500
2.5	124	497	1120	1990	4470	7950	12400	17900	24300	31800	40200	49600
3	136	543	1220	2170	4890	8690	13600	19500	26600	34700	44000	54300
3.5	146	585	1320	2340	5270	9370	14600	21100	28700	37500	47400	58500
4	156	625	1410	2500	5620	10000	15600	22500	30600	40000	50600	62500
4.5	165	662	1490	2650	5960	10600	16500	23800	32400	42300	53600	66200
5	174	697	1570	2790	6270	11100	17400	25100	34100	44600	56400	69700

- Diseño de válvulas para el vaciado controlado de la tubería
 1. Calcular la pendiente de la tubería con la siguiente ecuación:

$$S = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} \quad (Ec. 25)$$

Donde:

S : pendiente, adimensional

y_1 : elevación del cadenamiento inicial, en m

y_2 : elevación del cadenamiento final, en m

x_1 : cadenamiento inicial, en m

x_2 : cadenamiento final, en m

2. Calcular el gasto de desagüe con la siguiente ecuación:

$$Q = (1.2916 * 10^{-5}) * C * |S|^{0.54} * D^{2.63} \quad (Ec. 26)$$

Donde:

Q : gasto de desagüe, en m³/h

C : coeficiente de pérdida de carga de Hazen-Williams

S : pendiente de la tubería, adimensional

D : diámetro interior de la tubería, en mm

3. Calcular el gasto de agua a evacuar en m³/min. Con este valor se entra a ilustración número 17, tomando un valor máximo permisible de subpresión de 0.3 bar por ser polietileno.

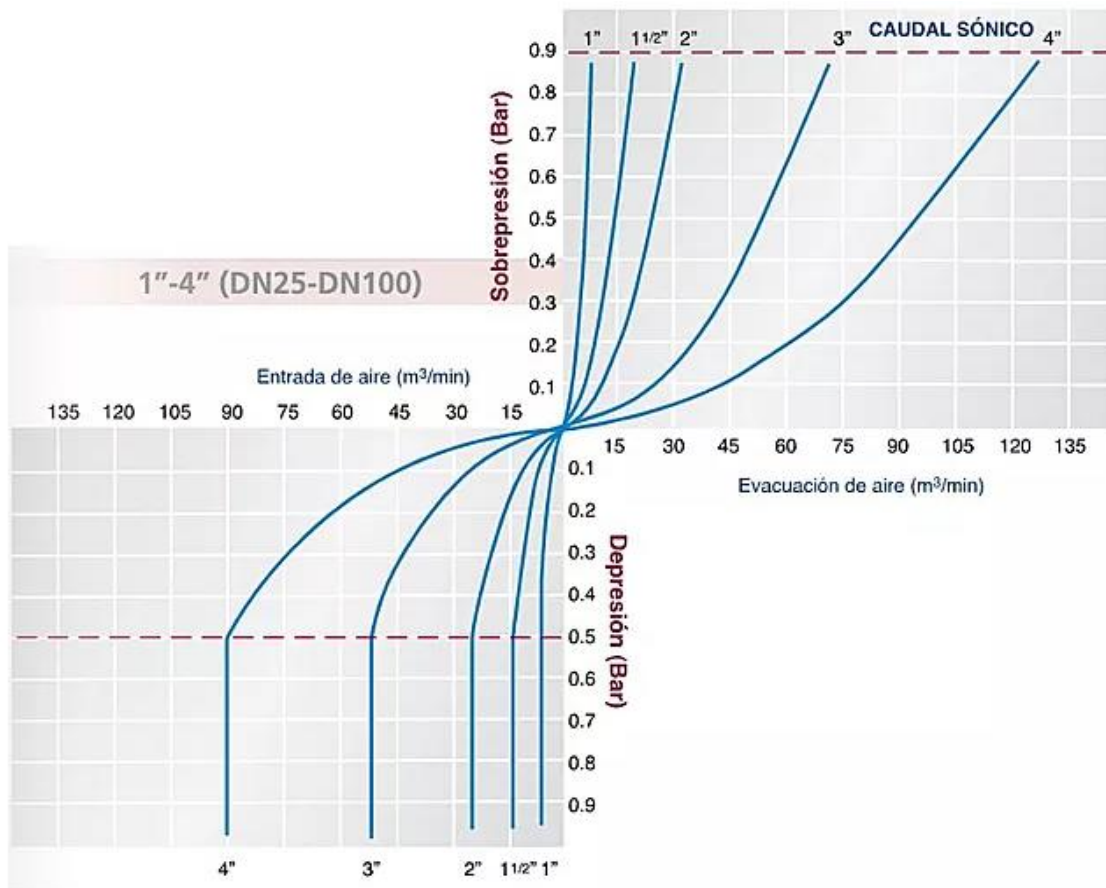


Ilustración 17. Dimensionamiento de válvulas para el vaciado de la tubería.

- Diseño de válvulas ante presión de colapso
 1. Calcular la presión de colapso dentro de la tubería, teniendo en consideración un factor de seguridad. Consultar estos valores en el catálogo del fabricante, o en caso de no encontrarse podrá estimarse con la siguiente ecuación:

$$P_c = 66,000,000 * \left(\frac{t}{d}\right)^3 \quad (\text{Ec. 27})$$

Donde:

P_c : presión de colapso, en pulgadas

t : espesor de la tubería, en pulgadas

d : diámetro interior de la tubería, en pulgadas

2. Calcular el diferencial de presión permisible de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\Delta P = \frac{P_c}{SF} \quad (\text{Ec. 28})$$

Donde:

ΔP : diferencial de presión, en psi

P_c : presión de colapso, en pulgadas

SF : factor de seguridad usualmente de 3 o 4, adimensional

3. Calcular la pendiente de la tubería con la ecuación número 25.
4. Calcular el flujo de aire que debe entrar a la tubería empleando ecuaciones de gasto como la de Hazen-Williams, Manning, o la que se propone a continuación:

$$Q = 0.0472 * C * \sqrt{|S|} * ID^5 \quad (\text{Ec. 29})$$

Donde:

Q : tasa de flujo, en scfm

C : coeficiente de Chezy, 110 (acero), 120 (concreto), 130 (acero), 150 (polietileno)

S : pendiente de la tubería, adimensional

ID : diámetro de la tubería, en pulgadas

5. Leer la tabla 4-3 del manual y seleccionar el diámetro del orificio que satisface el gasto para el valor del diferencial de presión.

Tabla 43. Dimensionamiento de válvulas ante presión de colapso.

Δp (psig)	Diámetro del orificio (in)												
	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20
1	76	306	688	1220	2750	2750	4890	7650	0	15000	19600	24800	30600
1.5	92	366	824	1470	3300	3300	5860	9160	13200	17900	23500	29700	36700
2	103	414	931	1660	3720	3720	6620	10300	14900	20300	26500	33500	41400
2.5	113	452	1020	1810	4070	4070	7230	11300	16300	22100	28900	36600	45200
3	121	484	1090	1930	4350	4350	7740	12100	17400	23700	3100	39200	48300
3.5	127	510	1150	2040	4590	4590	8160	12700	18400	25000	32600	41300	51000
4	133	532	1200	2130	4780	4780	8510	13300	19100	26100	34000	43000	53200
4.5	137	550	1240	2200	4950	4950	8800	13700	19800	26900	35200	44500	55000
5	141	565	1270	2260	5080	5080	9030	14100	20300	27700	36100	45700	56500

6.3 Resultados

Previamente, en CIEPS CONSULTORES S.A. de C.V. ya se habían definido los cadenamientos y las elevaciones donde habrían de colocarse las válvulas en la línea de conducción principal, por lo tanto, lo que se describe a continuación es la revisión de los diámetros de los orificios para las diferentes válvulas. Se aplicará la metodología para los primeros cadenamientos donde se ubicarán las válvulas y posteriormente se utilizará el software Excel para los restantes.

- Diseño de válvulas para la purga de la tubería

1. Datos de la válvula en el cadenamiento k 1+063.63

Tabla 44. Datos de diseño del cadenamiento 1+063.63 para válvulas de expulsión de aire.

Rasante hidráulica	367.42 msnm
Carga piezométrica al NAMO	370.72 msnm
Diámetro propuesto	1"
Gasto conducido	91.76 l/s

Las elevaciones se convierten en unidades de pies:

Tabla 45. Elevaciones en unidades de pies.

Rasante hidráulica	1,205.45 ft
---------------------------	-------------

Elevación de la tubería	1,189.73 ft
Carga piezométrica al NAMO	1,216.26 ft

2. Convertir el gasto a unidades cfm:

$$Q = 91.76 \frac{l}{s}$$

$$Q [gpm] = \left(91.76 \frac{l}{s}\right) * 15.85037 = 1,454.37 gpm$$

$$Q [cfm] = \frac{1,454.3 gpm}{7.48} = 194.434 cfm$$

3. Calcular el volumen de ventilación en unidades scfm:

$$Q = (194.43 cfm) * .02 = 3.89 scfm$$

4. Calcular la presión de trabajo:

$$P = [(1,216.26 ft) - (1,189.73 ft)] * 0.433 = 4.68 psi$$

5. Leemos la tabla 41 a partir de los resultados obtenidos y se observa que el orificio con diámetro de 1" resiste de manera sobrada la presión de trabajo y el volumen de ventilación. Podría reducirse el diámetro hasta 1/16".

Se aplica la misma metodología para todos los cadenamientos donde se proponen las válvulas:

Tabla 46. Cálculo de presiones para el dimensionamiento de válvulas de expulsión de aire para purga de la tubería.

CADENAMIENTO	RASANTE HIDRÁULICA	RASANTE HIDRÁULICA	LP NAMO	LP NAMO	Q	Q	Cubic Feet per Minute	Standard	Presión	Ø
	msnm	ft	msnm	ft	l/s	gpm	cfm	scfm	psi	in
1+063.63	367.42	1205.45	370.72	1216.26	91.76	1454.37	194.43	3.889	4.68	1/16
1+600.00	342.93	1125.10	369.22	1211.36	91.76	1454.37	194.43	3.889	37.35	1/16
2+038.58	321.48	1054.73	367.99	1207.30	41.27	654.18	87.46	1.749	66.06	1/16
2+440.00	303.41	995.44	366.84	1203.56	41.27	654.18	87.46	1.749	90.12	1/16
2+960.00	275.45	903.71	365.07	1197.73	41.27	654.18	87.46	1.749	127.31	1/16
3+220.00	262.54	861.35	363.96	1194.10	41.27	654.18	87.46	1.749	144.08	1/16
3+360.00	260.28	853.94	363.40	1192.26	41.27	654.18	87.46	1.749	146.49	1/16
3+828.10	252.35	827.93	361.48	1185.97	41.27	654.18	87.46	1.749	155.03	1/16
4+310.53	236.47	775.81	359.11	1178.17	41.27	654.18	87.46	1.749	174.22	1/16
4+720.00	230.81	757.25	357.01	1171.29	41.27	654.18	87.46	1.749	179.28	1/16
5+431.34	190.81	626.03	352.38	1156.09	41.27	654.18	87.46	1.749	229.52	1/16
5+820.00	179.35	588.42	349.52	1146.73	41.27	654.18	87.46	1.749	241.75	1/16
6+070.02	178.44	585.42	347.68	1140.68	41.27	654.18	87.46	1.749	240.43	1/16
6+378.79	183.93	603.44	345.42	1133.25	41.27	654.18	87.46	1.749	229.41	1/16
6+680.00	194.17	637.04	343.26	1126.17	41.27	654.18	87.46	1.749	211.79	1/16
6+786.87	194.94	639.56	342.49	1123.64	41.27	654.18	87.46	1.749	209.61	1/16
7+060.00	178.30	584.97	340.53	1117.22	41.27	654.18	87.46	1.749	230.46	1/16
7+480.00	173.32	568.64	337.52	1107.36	41.27	654.18	87.46	1.749	233.27	1/16
7+916.59	166.81	547.26	334.40	1097.12	41.27	654.18	87.46	1.749	238.09	1/16
8+123.39	166.18	545.22	332.81	1091.91	41.27	654.18	87.46	1.749	236.72	1/16
8+148.72	166.19	545.26	332.63	1091.32	41.27	654.18	87.46	1.749	236.45	1/16

CADENAMIENTO	RASANTE HIDRÁULICA	RASANTE HIDRÁULICA	LP NAMO	LP NAMO	Q	Q	Cubic Feet per Minute	Standard	Presión	Ø
	msnm	ft	msnm	ft	l/s	gpm	cfm	scfm	psi	in
8+793.36	165.80	543.95	329.66	1081.56	28.24	447.66	59.85	1.197	232.79	1/16
8+858.98	165.68	543.57	329.42	1080.79	28.24	447.66	59.85	1.197	232.62	1/16
9+540.00	185.00	606.96	326.96	1072.71	28.24	447.66	59.85	1.197	201.67	1/16
10+280.00	208.06	682.61	324.81	1065.66	28.24	447.66	59.85	1.197	165.86	1/16
10+880.00	241.33	791.77	323.55	1061.53	28.24	447.66	59.85	1.197	116.81	1/16
11+500.00	238.96	783.99	322.36	1057.60	28.24	447.66	59.85	1.197	118.47	1/16
11+940.00	218.83	717.95	321.48	1054.72	28.24	447.66	59.85	1.197	145.82	1/16
12+438.22	191.90	629.60	320.23	1050.62	28.24	447.66	59.85	1.197	182.30	1/16
13+045.46	183.44	601.84	318.29	1044.26	28.24	447.66	59.85	1.197	191.57	1/16
13+263.66	193.89	636.12	317.69	1042.28	28.24	447.66	59.85	1.197	175.87	1/16
13+363.35	194.20	637.15	317.42	1041.40	28.24	447.66	59.85	1.197	175.04	1/16
13+540.00	183.29	601.35	316.95	1039.88	28.24	447.66	59.85	1.197	189.88	1/16
13+765.30	168.73	553.57	316.16	1037.28	28.24	447.66	59.85	1.197	209.45	1/16
14+159.35	154.53	506.98	314.69	1032.46	28.24	447.66	59.85	1.197	227.53	1/16
14+344.70	157.79	517.68	314.03	1030.27	28.24	447.662	59.85	1.197	221.95	1/16

Se observa que el diámetro propuesto inicialmente de 1 pulgada para todas las válvulas queda sobrado para este criterio de análisis, siendo posible la reducción del diámetro

- Diseño de válvulas para el llenado de la tubería

1. Convertir el gasto a unidades gpm:

$$Q = 91.76 \frac{l}{s}$$

$$Q [gpm] = \left(91.76 \frac{l}{s}\right) * 15.85037 = 1,454.37 gpm$$

2. Aplicar la ecuación número 24 para determinar la tasa de gasto de desagüe de aire:

$$Q = 1,454.37 gpm * \left(0.134 \frac{ft^3}{gal}\right) * \frac{(2 psi + 14.7 psi)}{(14.7 psi)} = 221.40$$

3. Leer la tabla 42 y seleccionar el diámetro del orificio que satisface el gasto de desagüe de aire. Se propuso un diámetro de 1" previamente, sin embargo, este no satisface esta condición de operación para este cadenamiento, por lo tanto, habrá que modificarse a 2".

Se aplica la misma metodología para todos los cadenamientos donde se proponen las válvulas:

Tabla 47. Cálculo de gastos para el dimensionamiento de válvulas para el llenado de la tubería.

CADENAMIENTO	RASANTE HIDRÁULICA msnm	Q l/s	Q gpm	Standard scfm	∅ in
1+063.63	367.42	91.76	1454.367	221.400	2
1+600.00	342.93	91.76	1454.367	221.400	2
2+038.58	321.48	41.27	654.1765	99.586	1
2+440.00	303.41	41.27	654.1765	99.586	1
2+960.00	275.45	41.27	654.1765	99.586	1
3+220.00	262.54	41.27	654.1765	99.586	1
3+360.00	260.28	41.27	654.1765	99.586	1
3+828.10	252.35	41.27	654.1765	99.586	1
4+310.53	236.47	41.27	654.1765	99.586	1
4+720.00	230.81	41.27	654.1765	99.586	1
5+431.34	190.81	41.27	654.1765	99.586	1
5+820.00	179.35	41.27	654.1765	99.586	1
6+070.02	178.44	41.27	654.1765	99.586	1
6+378.79	183.93	41.27	654.1765	99.586	1
6+680.00	194.17	41.27	654.1765	99.586	1
6+786.87	194.94	41.27	654.1765	99.586	1
7+060.00	178.30	41.27	654.1765	99.586	1
7+480.00	173.32	41.27	654.1765	99.586	1
7+916.59	166.81	41.27	654.1765	99.586	1
8+123.39	166.18	41.27	654.1765	99.586	1
8+148.72	166.19	41.27	654.1765	99.586	1
8+793.36	165.80	28.24	447.662	68.148	1
8+858.98	165.68	28.24	447.662	68.148	1

CADENAMIENTO	RASANTE HIDRÁULICA msnm	Q l/s	Q gpm	Standard scfm	∅ in
9+540.00	185.00	28.24	447.662	68.148	1
10+280.00	208.06	28.24	447.662	68.148	1
10+880.00	241.33	28.24	447.662	68.148	1
11+500.00	238.96	28.24	447.662	68.148	1
11+940.00	218.83	28.24	447.662	68.148	1
12+438.22	191.90	28.24	447.662	68.148	1
13+045.46	183.44	28.24	447.662	68.148	1
13+263.66	193.89	28.24	447.662	68.148	1
13+363.35	194.20	28.24	447.662	68.148	1
13+540.00	183.29	28.24	447.662	68.148	1
13+765.30	168.73	28.24	447.662	68.148	1
14+159.35	154.53	28.24	447.662	68.148	1
14+344.70	157.79	28.24	447.662	68.148	1

De acuerdo con los valores de la tabla 42 y el diámetro propuesto de 1", las válvulas de los cadenamientos k 1+063.63 y k 1+600.00 no satisfacen el gasto de desagüe de aire determinado, por lo tanto, deberán cambiarse a un orificio con diámetro de 2". Por otra parte, el diámetro de las válvulas de 1" de los siguientes cadenamientos sí permite el paso del gasto de desagüe de aire garantizando un buen funcionamiento durante el llenado de la tubería.

- Diseño de válvulas para el vaciado controlado de la tubería
 1. Calcular la pendiente para el tramo entre los cadenamientos k 1+063.63 y k 1+600.00 aplicando la ecuación número 25:

$$S = \frac{342.93 - 367.42 \text{ m}}{1,600.00 \text{ m} - 1,063.63 \text{ m}} = -0.046$$

2. Calcular el gasto de desagüe aplicando la ecuación número 26:

$$Q = (1.2916 * 10^{-5}) * 150 * (|-0.046|)^{0.54} * (334 \text{ mm})^{2.63} = 1,585.37 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

3. Calcular el gasto de agua a evacuar en m³/min:

$$Q \left[\frac{\text{m}^3}{\text{min}} \right] = \frac{1,585.37 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{60} = 26.42 \frac{\text{m}^3}{\text{min}}$$

4. De acuerdo con la ilustración número 17 se necesita un orificio con diámetro de 2" para este cadenamiento, cuando se propuso un diámetro de 3" previamente.

Se aplica la misma metodología para todos los cadenamientos donde se proponen las válvulas:

Tabla 48. Cálculo de gastos para el dimensionamiento de válvulas para el vaciado controlado de la tubería.

CADENAMIENTO	RASANTE HIDRAULICA msnm	PENDIENTE	DIÁMETRO INTERIOR DE LA TUBERÍA m	Q DESAGÜE m3/h	Q DESAGÜE m3/min	Ø in
1+063.63	367.42	0.000	0.334	0.00	26.42	2
1+600.00	342.93	-0.046	0.334	1585.37	26.42	2
2+038.58	321.48	-0.049	0.247	745.98	12.43	2
2+440.00	303.41	-0.045	0.241	667.23	11.12	2
2+960.00	275.45	-0.054	0.224	602.99	10.05	2
3+220.00	262.54	-0.050	0.224	577.61	9.63	2
3+360.00	260.28	-0.016	0.224	314.87	5.25	1
3+828.10	252.35	-0.017	0.224	323.11	5.39	1
4+310.53	236.47	-0.033	0.213	405.21	6.75	1
4+720.00	230.81	-0.014	0.213	253.47	4.22	1
5+431.34	190.81	-0.056	0.198	450.97	7.52	2
5+820.00	179.35	-0.029	0.198	318.31	5.31	1
6+070.02	178.44	-0.004	0.198	103.08	1.72	1
6+378.79	183.93	0.018	0.198	242.25	4.04	1
6+680.00	194.17	0.034	0.198	343.70	5.73	1
6+786.87	194.94	0.007	0.198	148.49	2.47	1
7+060.00	178.30	-0.061	0.198	470.90	7.85	2
7+480.00	173.32	-0.012	0.198	194.59	3.24	1
7+916.59	166.81	-0.015	0.198	220.32	3.67	1
8+123.39	166.18	-0.003	0.198	92.85	1.55	1
8+148.72	166.19	0.000	0.198	34.20	0.57	1
8+793.36	165.80	-0.001	0.198	39.51	0.66	1

CADENAMIENTO	RASANTE HIDRAULICA msnm	PENDIENTE	DIÁMETRO INTERIOR DE LA TUBERÍA m	Q DESAGÜE m3/h	Q DESAGÜE m3/min	∅ in
8+858.98	165.68	-0.002	0.198	69.63	1.16	1
9+540.00	185.00	0.028	0.198	311.69	5.19	1
10+280.00	208.06	0.031	0.213	393.31	6.56	1
10+880.00	241.33	0.055	0.233	681.71	11.36	2
11+500.00	238.96	-0.004	0.233	160.83	2.68	1
11+940.00	218.83	-0.046	0.224	552.62	9.21	2
12+438.22	191.90	-0.054	0.213	529.51	8.83	2
13+045.46	183.44	-0.014	0.213	254.68	4.24	1
13+263.66	193.89	0.048	0.213	496.04	8.27	2
13+363.35	194.20	0.003	0.213	113.89	1.90	1
13+540.00	183.29	-0.062	0.213	569.14	9.49	2
13+765.30	168.73	-0.065	0.198	486.21	8.10	2
14+159.35	154.53	-0.036	0.198	354.68	5.91	2
14+344.70	157.79	0.018	0.198	240.85	4.01	1

Se observa que los diámetros calculados varían entre 1" y 2" por lo tanto es conveniente que todas las válvulas sean de un diámetro de 2".

- Diseño de válvulas ante presión de colapso
 1. Calcular la presión de colapso dentro de la tubería para el tramo entre los cadenamientos k 1+063.63 y k 1+600.00, aplicando la ecuación número 27:

Datos de diseño:

Tabla 49. Datos de diseño para válvulas ante presión de colapso.

Rasante hidráulica en el cadenamiento k 1+063.00	367.42 msnm
Rasante hidráulica en el cadenamiento k 1+600.00	342.93 msnm
Diámetro de la tubería en el tramo	14 in
Diámetro de admisión propuesto	3 in
Espesor de la tubería en el tramo	0.43 in

$$P_c = 66,000,000 * \left(\frac{0.43 \text{ in}}{14 \text{ in}}\right)^3 = 1,900.81 \text{ in}$$

2. Calcular el diferencial de presión permisible aplicando la ecuación número 28:

$$\Delta P = \frac{1,900.81 \text{ in}}{4} = 475.20 \text{ psi}$$

Sin embargo, utilizamos un $\Delta P=5$ psi considerando que es una aproximación para un flujo suave y un orificio circular.

3. Calcular la pendiente de la tubería aplicando la ecuación número 25:

$$S = \frac{342.93 \text{ m} - 367.42 \text{ m}}{1,600.00 \text{ m} - 1,063.63 \text{ m}} = -0.046$$

4. Calcular el flujo de aire que debe entrar a la tubería aplicando la ecuación 29:

$$Q = 0.0472 * 150 * \sqrt{|-0.046| * 14^5} = 1,109.47 \text{ scfm}$$

5. De acuerdo con la tabla 43, con un diferencial de presión $\Delta P=5$ y el flujo de aire de $Q=1,109.47$ scfm, el orificio deberá tener un diámetro de 3". Por lo tanto, el diámetro propuesto es correcto para esta condición de operación.

Se aplica la misma metodología para todos los cadenamientos donde se proponen las válvulas:

Tabla 50. Cálculo del gasto para el dimensionamiento de válvulas ante presión de colapso.

CADENAMIENTO	RASANTE HIDRÁULICA	DIÁMETRO TUBERÍA	DIÁMETRO TUBERÍA	ESPESOR TUBERÍA	ESPESOR TUBERÍA	ΔP	PENDIENTE	Q	Ø
	msnm	m	in	m	in				
1+063.63	367.42	0.356	14.00	0.011	0.43	5.00	0.000	1109.471	3
1+600.00	342.93	0.356	14.00	0.011	0.43	5.00	-0.046	1109.471	3
2+038.58	321.48	0.273	10.75	0.013	0.51	5.00	-0.049	593.517	3
2+440.00	303.41	0.273	10.75	0.016	0.63	5.00	-0.045	569.437	3
2+960.00	275.45	0.273	10.75	0.025	0.98	5.00	-0.054	622.330	3
3+220.00	262.54	0.273	10.75	0.025	0.98	5.00	-0.050	598.040	3
3+360.00	260.28	0.273	10.75	0.025	0.98	5.00	-0.016	340.992	2
3+828.10	252.35	0.273	10.75	0.025	0.98	5.00	-0.017	349.252	2
4+310.53	236.47	0.273	10.75	0.030	1.19	5.00	-0.033	487.032	2
4+720.00	230.81	0.273	10.75	0.030	1.19	5.00	-0.014	315.426	2
5+431.34	190.81	0.273	10.75	0.037	1.47	5.00	-0.056	636.390	3
5+820.00	179.35	0.273	10.75	0.037	1.47	5.00	-0.029	460.932	2
6+070.02	178.44	0.273	10.75	0.037	1.47	5.00	-0.004	162.270	2
6+378.79	183.93	0.273	10.75	0.037	1.47	5.00	0.018	357.965	2
6+680.00	194.17	0.273	10.75	0.037	1.47	5.00	0.034	494.869	2
6+786.87	194.94	0.273	10.75	0.037	1.47	5.00	0.007	227.513	2
7+060.00	178.30	0.273	10.75	0.037	1.47	5.00	-0.061	662.399	3
7+480.00	173.32	0.273	10.75	0.037	1.47	5.00	-0.012	292.243	2
7+916.59	166.81	0.273	10.75	0.037	1.47	5.00	-0.015	327.849	2
8+123.39	166.18	0.273	10.75	0.037	1.47	5.00	-0.003	147.307	2
8+148.72	166.19	0.273	10.75	0.037	1.47	5.00	0.000	58.415	1
8+793.36	165.80	0.273	10.75	0.037	1.47	5.00	-0.001	66.770	1

CADENAMIENTO	RASANTE HIDRÁULICA	DIÁMETRO TUBERÍA	DIÁMETRO TUBERÍA	ESPESOR TUBERÍA	ESPESOR TUBERÍA	ΔP	PENDIENTE	Q	∅
	msnm	m	in	m	in	in		scfm	in
8+858.98	165.68	0.273	10.75	0.037	1.47	5.00	-0.002	112.840	1
9+540.00	185.00	0.273	10.75	0.037	1.47	5.00	0.028	452.052	2
10+280.00	208.06	0.273	10.75	0.030	1.19	5.00	0.031	473.770	2
10+880.00	241.33	0.273	10.75	0.020	0.80	5.00	0.055	631.982	3
11+500.00	238.96	0.273	10.75	0.020	0.80	5.00	-0.004	165.933	2
11+940.00	218.83	0.273	10.75	0.025	0.98	5.00	-0.046	574.050	3
12+438.22	191.90	0.273	10.75	0.030	1.19	5.00	-0.054	623.944	3
13+045.46	183.44	0.273	10.75	0.030	1.19	5.00	-0.014	316.818	2
13+263.66	193.89	0.273	10.75	0.030	1.19	5.00	0.048	587.333	3
13+363.35	194.20	0.273	10.75	0.030	1.19	5.00	0.003	150.383	2
13+540.00	183.29	0.273	10.75	0.030	1.19	5.00	-0.062	667.066	3
13+765.30	168.73	0.273	10.75	0.037	1.47	5.00	-0.065	682.313	3
14+159.35	154.53	0.273	10.75	0.037	1.47	5.00	-0.036	509.492	2
14+344.70	157.79	0.273	10.75	0.037	1.47	5.00	0.018	356.041	2

Se observa que los diámetros de las válvulas varían de 1" hasta 3" sin embargo se descarta el de 1" por ser muy pequeño y se determina usar válvulas con orificios de 2" y 3" de admisión de aire para que el acueducto opera de manera correcta y no se presente la presión de colapso.

A continuación, se presenta una tabla resumen con los diámetros de expulsión y admisión de aire para las válvulas en toda la línea de conducción principal.

Tabla 51. Resumen de diámetros para las VAEAs en la línea de conducción principal.

K	∅ PURGA	∅ LLENADO	∅ VACIADO	∅ COLAPSO	∅ EXPULSIÓN FINAL	∅ ADMISIÓN FINAL
	in	in	in	in	in	in
1+063.63	1/16	2	2	3	2	3
1+600.00	1/16	2	2	3	2	3
2+038.58	1/16	1	2	3	1	3
2+440.00	1/16	1	2	3	1	3
2+960.00	1/16	1	2	3	1	3
3+220.00	1/16	1	2	3	1	3
3+360.00	1/16	1	1	2	1	2
3+828.10	1/16	1	1	2	1	2
4+310.53	1/16	1	1	2	1	2
4+720.00	1/16	1	1	2	1	2
5+431.34	1/16	1	2	3	1	3
5+820.00	1/16	1	1	2	1	2
6+070.02	1/16	1	1	2	1	2
6+378.79	1/16	1	1	2	1	2
6+680.00	1/161/16	1	2	2	1	2
6+786.87	1/16	1	1	2	1	2
7+060.00	1/16	1	2	3	1	3
7+480.00	1/16	1	1	2	1	2
7+916.59	1/16	1	1	2	1	2

K	Ø PURGA	Ø LLENADO	Ø VACIADO	Ø COLAPSO	Ø EXPULSIÓN FINAL	Ø ADMISIÓN FINAL
	in	in	in	in	in	in
8+123.39	1/16	1	1	2	1	2
8+148.72	1/16	1	1	1	1	2
8+793.36	1/16	1	1	1	1	2
8+858.98	1/16	1	1	1	1	2
9+540.00	1/16	1	1	2	1	2
10+280.00	1/16	1	1	2	1	2
10+880.00	1/16	1	2	3	1	3
11+500.00	1/16	1	1	2	1	2
11+940.00	1/16	1	2	3	1	3
12+438.22	1/16	1	2	3	1	3
13+045.46	1/16	1	1	2	1	2
13+263.66	1/16	1	2	3	1	3
13+363.35	1/16	1	1	2	1	2
13+540.00	1/16	1	2	3	1	3
13+765.30	1/16	1	2	3	1	3
14+159.35	1/16	1	2	2	1	2
14+344.70	1/16	1	1	2	1	2

6.4 Conclusiones

Con la revisión del dimensionamiento de las válvulas de admisión y expulsión de aire de acuerdo con la metodología del *Manual de Prácticas para el Suministro de Agua M51* se observó que los diámetros de expulsión de 1" son adecuados para operar correctamente con excepción de los dos primeros cadenamientos debido a que encuentran cercanos TCR. Por otra parte, el diámetro de admisión varía entre 2" y 3", sin embargo, dada la importancia del acueducto se consideran válvulas combinadas para expulsión y admisión.

Las válvulas diseñadas, finalmente consisten en cuerpos con orificios de admisión y expulsión de aire de diferentes medidas para garantizar la seguridad de la tubería durante

su operación y mantenimiento, además de que será necesario seguir las instrucciones que el fabricante recomiende.

7.- ACUEDUCTO TETELCINGO, LONGITUD ENTRE APOYOS

7.1 Antecedentes

En el recorrido de la línea de conducción principal se tienen registrados 4 cruces con arroyos librados con puentes en diferentes cadenamientos. Los primeros dos se ubican en el tramo de Oztotepec hacia Ameyalco, en los cadenamientos k 6+160.00 y k 8+140.00 con longitudes de 160.27 metros y 25.19 metros respectivamente. El tercer y cuarto puente están ubicados en el tramo de Ameyalco hacia Tecualipan en los cadenamientos k 8+840.00 y k 14+150.00 con una longitud de 64.95 y 23.00 m respectivamente. A partir de definir las longitudes de los puentes en cada cruce, se determina la distancia entre los apoyos para desplantar la línea de conducción principal y garantizar una deformación por debajo de la permisible para tubería de acero.

Por otra parte, se diseñarán los atraques de concreto, mismos que servirán para resistir la fuerza ejercida por la tubería y evitar un colapso en la línea de conducción. Los atraques serán colocados en los cambios de dirección de la tubería antes y después de los cruces con arroyos ya que la zona crítica se ubica en los codos de cambio de dirección.

7.2 Metodología

El material de la línea de conducción en los cruces con arroyos es acero estructural con las siguientes características:

- Consideramos un peso propio de la tubería de acero de 61 kg/m de acuerdo con las especificaciones del fabricante.
- El peso del agua contenida dentro de la tubería por unidad de longitud es de 50.8936 kg/m.
- El módulo de elasticidad está en función de la temperatura a la que se somete la tubería en condiciones ambientales, en este caso se considera igual a 2.1×10^6 kg/cm².

Para determinar la máxima longitud entre apoyos, consideramos una deformación máxima permisible para acero que corresponde a la longitud del claro entre 36, de acuerdo con las NTC.

- Separación máxima entre apoyos

Para determinar la distancia máxima a la que habrán de colarse los apoyos de la tubería de acero, se recurre a la teoría de vigas y se supone como una viga simplemente apoyada para después utilizar las siguientes ecuaciones:

$$I = \frac{\pi}{4} \left(\left(\frac{D}{2} \right)^4 - \left(\frac{d}{2} \right)^4 \right) \quad (\text{Ec. 30})$$

Donde:

I : módulo de inercia de la sección, en m^4

D : diámetro exterior de la tubería, en m

d : diámetro interior de la tubería, en m

$$Y = \frac{5 w L^4}{384 E I} \quad (\text{Ec. 31})$$

Donde:

Y : deflexión máxima a la mitad del claro, en m

w : peso propio de la tubería y del agua, en kg/m

L : longitud de la tubería entre apoyos, en m

E : módulo de elasticidad, en kg/m^2

I : módulo de inercia de la sección, en m^4

Adicionalmente, el perfil de la tubería deberá tener una pendiente mínima tal que pueda drenar libremente cuando sea necesario, evitando la formación de bolsas de aire, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$N = \frac{4Y}{L * 1000} \quad (\text{Ec. 32})$$

Donde:

N : pendiente, adimensional

Y : deflexión máxima de la tubería, en mm

L : distancia entre apoyos

- Dimensionamiento de atraques

1. Se establece el sistema coordenado derecho, con el eje Z positivo descendente.
2. Se ubica la sección I y II (antes y después del cambio de dirección) y se miden los ángulos A, B y C respecto a los ejes X, Y y Z respectivamente.

3. El valor de la presión se obtiene como la diferencia de la carga piezométrica máxima y la elevación en dicho cadenamiento.
4. Consideramos las secciones transversales y los gastos constantes, además de una pérdida de energía mínima, o bien despreciable. El análisis estático se reduce a una fuerza en cada eje del sistema coordinado.
5. Identificados los datos de diseño (gasto y área), se sustituyen los valores en las ecuaciones mostradas a continuación, las cuales todavía son incrementadas por un factor de seguridad de 1.2:

$$F_x = 1.2 \left[\frac{\gamma}{g} Q V(\cos(A_1) - \cos(A_2)) + P a(\cos(A_1) - \cos(A_2)) \right] \quad (Ec. 33)$$

$$F_y = 1.2 \left[\frac{\gamma}{g} Q V(\cos(B_1) - \cos(B_2)) + P a(\cos(B_1) - \cos(B_2)) \right] \quad (Ec. 34)$$

$$F_z = 1.2 \left[\frac{\gamma}{g} Q V(\cos(C_1) - \cos(C_2)) + P a(\cos(C_1) - \cos(C_2)) \right] \quad (Ec. 35)$$

Donde:

F_i : fuerza actuante sobre el eje coordinado, en kg

γ : peso volumétrico del agua, kg/m³

A_i : ángulo medido de la sección respecto al eje X, en °

B_i : ángulo medido de la sección respecto al eje Y, en °

C_i : ángulo medido de la sección respecto al eje Z, en °

P : presión entre secciones, en kg/m²

a : área de la sección transversal de la tubería, en m²

6. Para obtener la fuerza total actuante sobre el atraque se aplica la siguiente ecuación:

$$F_T = \sqrt{F_x^2 + F_y^2 + F_z^2} \quad (Ec. 36)$$

7. A partir de la fuerza resultante, se obtiene el volumen de concreto necesario a partir de las siguientes ecuaciones:

$$W = \frac{F}{\tan \alpha} \quad (\text{Ec. 37})$$

$$V = \frac{W}{\gamma} \quad (\text{Ec. 38})$$

Donde:

W : peso del atraque de concreto, en kg

F : fuerza actuante sobre la tubería, en kg

α : ángulo de fricción interna entre el concreto del atraque y el suelo, en °

V : volumen de concreto requerido, en m³

γ : peso volumétrico del concreto, kg/m³

8. Se realiza una revisión por levantamiento, donde el resultado obtenido deberá ser mayor a 1 para cumplir con el criterio, aplicando la siguiente ecuación:

$$FS_l = \frac{\text{Peso Total}}{F_z} \quad (\text{Ec. 39})$$

9. Se realiza una revisión por deslizamiento haciendo uso de un coeficiente μ (coeficiente de fricción sobre la tierra), el cual va de 0.25 a 0.40 y afecta a la fuerza horizontal de mayor magnitud, ya que ésta es la que tiene mayor probabilidad de generar una falla del atraque por deslizamiento. El valor resultante deberá ser mayor a 2 para cumplir con el criterio, aplicando la siguiente ecuación:

$$FS_d = \frac{\mu \text{ Peso Total}}{F_h} \quad (\text{Ec. 40})$$

7.3 Resultados

- Separación máxima entre apoyos

Datos del proyecto:

Tabla 52. Datos de diseño para el cálculo de la separación máxima entre apoyos.

Material de la tubería	Acero
Diámetro exterior de la tubería (D_e)	273.10 mm

Espesor de la tubería (e)	9.271 mm
Diámetro interior de la tubería (D_i)	254.56 mm
Peso de la tubería (W)	61.00 kg/m
Módulo de elasticidad E	2.1x10 ¹⁰ kg/m ²

Cálculo del peso total de la tubería:

$$W_{total} = W_{tubería} + W_{agua}$$

$$W_{agua} = 1000 \frac{kg}{m^3} * \left(\frac{\pi * (0.25456 m)^2}{4} \right) = 50.89 \frac{kg}{m}$$

$$W_{total} = 61.00 \frac{kg}{m} + 50.89 \frac{kg}{m} = 111.89 \frac{kg}{m}$$

Cálculo del módulo de inercia de la sección aplicando la ecuación 30:

$$I = \frac{\pi}{4} * \left(\left(\frac{0.2731 m}{2} \right)^4 - \left(\frac{0.2546 m}{2} \right)^4 \right) = 6.6804 * 10^{-5} m^4 = 6,680.40 cm^4$$

Sabiendo que la tubería es de acero para estos tramos, proponemos una longitud entre apoyos de 13.50 m y revisamos si el valor de la deformación vertical está por debajo del máximo permisible, aplicando la ecuación 31:

$$Y = \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 * 111.89 \frac{kgf}{m} * (13.50 m)^4}{384 * \left(2.1 * 10^{10} \frac{kgf}{m^2} \right) * (6.6804 * 10^{-5} m^4)} = 0.0345 m = 3.45 cm$$

$$Y_{máx.permisible} = \frac{13.50 m}{360} = 0.0375 m = 3.75 cm$$

Se observa que con una distancia entre apoyos de 13.50 m se evita que la flecha ocurrida a la mitad del claro sea mayor que la permisible, ya que:

$$Y = 3.45 cm < Y_{máx.permisible} = 3.75 cm$$

Habrá que dividir la longitud de los puentes de cada cadenamiento para determinar el número de apoyos que habrán de colocarse con el propósito de evitar grandes deformaciones de la tubería a lo largo de los cruces con arroyos.

Finalmente se calcula la pendiente mínima de la tubería aplicando la ecuación número 32:

$$N = \frac{4 (34.50 \text{ mm})}{(13.50 \text{ m}) * 1000} = 0.0102$$

- Dimensionamiento de atraques

Se determinan los ángulos A, B y C del atraque:

Tabla 53. Ángulos del atraque.

Sección	A (°)	B (°)	C (°)
I	0	90	90
II	30	90	120

El gasto que circula por el cadenamamiento k 6+160.00, donde se ubica el primer cruce con arroyo, es de 41.27 l/s, o bien 0.0413 m³/s.

Para determinar la velocidad primero se obtiene el área de la sección transversal de la tubería:

$$A = \frac{\pi * (0.2546 \text{ m})^2}{4} = 0.0509 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, se tiene:

$$V = \frac{0.0413 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.0509 \text{ m}^2} = 0.81 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

A partir de los planos de altimetría utilizados por CIEPS CONSULTORES S.A. de C.V. se asume una presión de 190 mca en el cadenamamiento donde se pretende colocar el primer atraque. Aplicamos las ecuaciones 33, 34 y 35 para determinar las fuerzas actuantes sobre los tres ejes:

$$F_x = 1.2 * \left[\frac{1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} * 0.0413 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 0.81 \frac{\text{m}}{\text{s}} * (\cos(0^\circ) - \cos(30^\circ)) \right] + \left[190,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 0.0509 \text{ m}^2 * (\cos(0^\circ) - \cos(30^\circ)) \right]$$

$$F_x = 1,555.35 \text{ kg}$$

$$F_y = 1.2 * \left[\frac{1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} * 0.0413 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 0.81 \frac{\text{m}}{\text{s}} * (\cos(90^\circ) - \cos(90^\circ)) \right] + \left[190,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 0.0509 \text{ m}^2 * (\cos(90^\circ) - \cos(90^\circ)) \right]$$

$$F_y = 0.00 \text{ kg}$$

$$F_z = 1.2 * \left[\frac{1000 \frac{kg}{m^3}}{9.81 \frac{m}{s^2}} * 0.0413 \frac{m^3}{s} * 0.81 \frac{m}{s} * (\cos(90^\circ) - \cos(120^\circ)) \right] + \left[190,000 \frac{kg}{m^2} * 0.0509 m^2 * (\cos(90^\circ) - \cos(120^\circ)) \right]$$

$$F_z = 5,804.65 kg$$

Finalmente aplicamos la ecuación 36 para obtener la fuerza total actuante sobre el atraque:

$$F_T = \sqrt{(1,555.35 kg)^2 + (0.00 kg)^2 + (5,804.65 kg)^2} = 6,009.42 kg$$

Con la fuerza obtenida se determina el volumen de concreto necesario, aplicando las ecuaciones 37 y 38, considerando un ángulo de fricción entre el concreto y el suelo de 30° a partir de la experiencia de los ingenieros de CIEPS CONSULTORES S.A de C.V.:

$$W = \frac{6,009.42 kg}{\tan 30^\circ} = 10,408.61 kg$$

$$V = \frac{10,408.61 kg}{2,400 \frac{kg}{m^3}} = 4.34 m^3 \approx 4.5 m^3$$

A partir del volumen obtenido de concreto, se proponen las dimensiones necesarias del atraque sabiendo que la altura de la zanja es de 1.20 m, por lo tanto, las dimensiones restantes se ajustan sabiendo que el volumen requerido resulta de multiplicar las tres dimensiones.

Dimensiones propuestas:

Tabla 54. Dimensiones propuestas para el atraque de concreto.

Base [m]	Longitud [m]	Altura [m]
1	4.5	1

Una vez obtenidas las tres dimensiones se determina el volumen neto de concreto requerido en m³ sabiendo que la tubería es de acero en este cadenamiento y será ahogada dentro del atraque de concreto. Por lo tanto, se procede restando el volumen que ocupa la tubería al volumen de concreto calculado anteriormente.

$$V_{dado} = 1 m * 4.5 m * 1 m = 4.5 m^3$$

$$V_{tubería} = \frac{\pi * (0.2731 m)^2}{4} * 4.5 m = 0.26 m^3$$

$$V_{neto} = 4.5 m^3 - 0.26 m^3 = 4.24 m^3$$

Sabiendo el volumen neto de concreto requerido para el atraque, se calcula el peso del concreto y del relleno para realizar la revisión del mismo. Para el relleno se consideró un material con un peso volumétrico de 1.4 t/m³ en promedio, y con base en este dato se pueden obtener los factores de seguridad por levantamiento y deslizamiento.

$$W_{concreto} = 4.24 \text{ m}^3 * 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 10,176.00 \text{ kg}$$

$$W_{relleno} = 1 \text{ m} * 4.5 \text{ m} * (1.20 \text{ m} - 1 \text{ m}) * 1,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 1,260.00 \text{ kg}$$

$$W_{total} = 10,176.00 \text{ kg} + 1,260.00 \text{ kg} = 11,436.00 \text{ kg}$$

Se aplican las ecuaciones 39 y 40 para revisar si las fuerzas generadas provocan fallas por levantamiento y/o deslizamiento:

Revisión por levantamiento:

$$FS_l = \frac{11,436.00 \text{ kg}}{5,804.65 \text{ kg}} = 1.97$$

$$FS_l = 1.97 > 1$$

Por lo tanto, se cumple con el criterio de levantamiento. Ahora se realiza la revisión por deslizamiento:

$$FS_d = \frac{0.3 * 11,436.00 \text{ kg}}{1,555.35 \text{ kg}} = 2.21$$

$$FS_d = 2.21 > 2$$

Determinando que también se cumple con el criterio de deslizamiento, se garantiza la seguridad del atraque de concreto con las dimensiones propuestas.

Se realiza el mismo procedimiento para el resto de los atraques donde el ángulo de deflexión se mantiene en 30° respecto a la horizontal, considerando que estos tramos son de tubería de acero. A continuación, se muestran los resultados obtenidos con ayuda del software Excel:

Tabla 55. Fuerzas ocurridas en los atraques de concreto.

#Atraque	Cadenamiento	Gasto (m3/s)	V (m/s)	Presión (kg/cm2)	Fx (kg)	Fy (kg)	Fz (kg)	F (kg)
1	6+110.96	0.041272	0.81	17.18	1406.40	0.00	5248.77	5433.92
2	6+223.96	0.041272	0.81	16.93	1385.56	0.00	5170.99	5353.41
3	8+127.61	0.041272	0.81	17.63	1443.35	0.00	5386.67	5576.69
4	8+157.11	0.041272	0.81	17.76	1453.95	0.00	5426.21	5617.63
5	8+796.24	0.028243	0.55	17.49	1431.79	0.00	5343.53	5532.03

#Atraque	Cadenamiento	Gasto (m3/s)	V (m/s)	Presión (kg/cm2)	Fx (kg)	Fy (kg)	Fz (kg)	F (kg)
6	8+866.62	0.028243	0.55	17.56	1437.52	0.00	5364.91	5554.16
7	14+115.60	0.028243	0.55	18.82	1540.20	0.00	5748.11	5950.88
8	14+166.56	0.028243	0.55	18.74	1534.20	0.00	5725.72	5927.70

Tabla 56. Dimensiones y volumen neto de concreto de los atraques.

#Atraque	P (kg)	Vol. Concreto (m3)	Dimensiones			Volumen [m3]		
			B [m]	L [m]	H [m]	Dado	Tubería	Neto
1	9411.84	3.92	1	3.92	1	3.92	0.22	3.69
2	9272.37	3.86	1	3.86	1	3.86	0.22	3.63
3	9659.11	4.02	1	4.02	1	4.02	0.23	3.78
4	9730.02	4.05	1	4.05	1	4.05	0.23	3.81
5	9581.76	3.99	1	3.99	1	3.99	0.23	3.75
6	9620.09	4.00	1	4.00	1	4.00	0.23	3.77
7	10307.23	4.29	1	4.29	1	4.29	0.25	4.04
8	10267.09	4.27	1	4.27	1	4.27	0.25	4.02

Tabla 57. Revisión de la seguridad de los atraques de concreto.

#Atraque	Peso [kg]			Revisión	
	Concreto	Relleno	Total	Levantamiento	Deslizamiento
1	8860.51	1098.04	9958.56	1.90	2.12
2	8729.22	1081.77	9810.99	1.90	2.12
3	9093.30	1126.89	10220.20	1.90	2.12
4	9160.06	1135.17	10295.23	1.90	2.12
5	9020.48	1117.87	10138.36	1.90	2.12
6	9056.57	1122.34	10178.91	1.90	2.12
7	9703.45	1202.51	10905.96	1.90	2.12
8	9665.67	1197.82	10863.49	1.90	2.12

7.4 Conclusiones

En cuanto a la separación entre los apoyos se optó por utilizar tubería de acero ya que este material permitía una mayor longitud entre apoyos, en comparación con tubería PEAD la cual resultaba con mayor deformación y por lo tanto menor distancia entre apoyos y mayor cantidad de éstos. Sabiendo que la separación será de 13.50 m, para el primer cruce con arroyo con longitud de 106.27 m habrán de colocarse 8 apoyos; para el segundo con longitud de 25.19 m le corresponden 2 apoyos; al tercero con longitud de 64.95 m le corresponden 5 apoyos y finalmente, para el cruce de 23.00 m se requieren 2 apoyos. En todos los casos, las deformaciones generadas a la mitad del claro son menores a la máxima permisible, garantizando un buen funcionamiento de la línea de conducción.

Por otra parte, con base a los resultados de la tabla número 56 se tienen dimensiones de base (B) y altura (H) de 1.00 m en todos los casos, con una longitud (L) que varía de 3.86 m a 4.29 m, por lo tanto, se propone que esta dimensión se ajuste a una sola por practicidad, quedando una longitud de 4.50 m para todos los atraques. Finalmente, todos los atraques cumplen con los criterios de seguridad, garantizándose su estabilidad durante la operación del acueducto Tetelcingo.

8. PRESA TETELCINGO

8.1 Antecedentes

Dentro de CIEPS CONSULTORES S.A. de C.V. se recabó información correspondiente a datos estadísticos referentes a cuerpos de agua y aprovechamientos hídricos propios del estado donde se ubica el proyecto. Dichos datos fueron generados por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) del propio estado y con ellos se propuso el Río Tetelcingo como la fuente de abastecimiento principal de agua para la Presa Tetelcingo, el cual nace desde el Río Talol y termina en la confluencia con el Río Tiopancahuatl para formar el Río San Pedro. La construcción de la estructura de concreto se pretende realizar dentro de la cuenca del Río San Pedro ya que tiene un área de 669.00 km² y en ella se genera un volumen de escurrimientos anuales de 386.24 Mm³, garantizando que la obra civil siempre disponga de la cantidad suficiente de agua.

8.2 Definición del problema

Dadas las características del terreno, se determinó que la ubicación de la Presa Tetelcingo sea a 500 metros aguas debajo de la confluencia del Río Tetelcingo con el Río Ehuatitla, y se calculó como una presa de almacenamiento de caudales para abastecer de agua para consumo humano y riego a las comunidades aledañas de Tetelcingo, Melchor Ocampo, Oztotepec, Moctezuma, Ameyalco, Coatepetzinco, Tecualipan y El Realito; y por otra parte también se diseñó para el control de avenidas y proteger a la población de Moctezuma, misma que se ubica aguas abajo de la presa. Por la importancia y los impactos económicos y sociales que trae consigo la construcción de la Presa Tetelcingo,

se hace necesaria la revisión de la estabilidad de la cortina y de los esfuerzos y deformaciones del conjunto presa-cimentación, de las secciones vertedora y no vertedora de la cortina, para garantizar la seguridad de los ecosistemas y las comunidades circundantes a la estructura.

8.3 Metodología

Se utilizará la misma metodología del apartado 4.3, la cual corresponde al manual *EM 1110-2-2200* del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, para la sección máxima vertedora de la Presa Tetelcingo. La cortina tendrá una altura máxima de 38.50 m a partir del fondo del cauce y entre sus características principales se tiene: talud de 0.75:1 en el paramento de aguas abajo, talud de 0.15:1 en el talón de la cortina, una longitud en la base de la cimentación de 34.60 m, un perfil Creager que inicia al nivel de la cresta vertedora y una rápida de descarga al cauce con trampolín disparador; como se muestra en la ilustración 18.

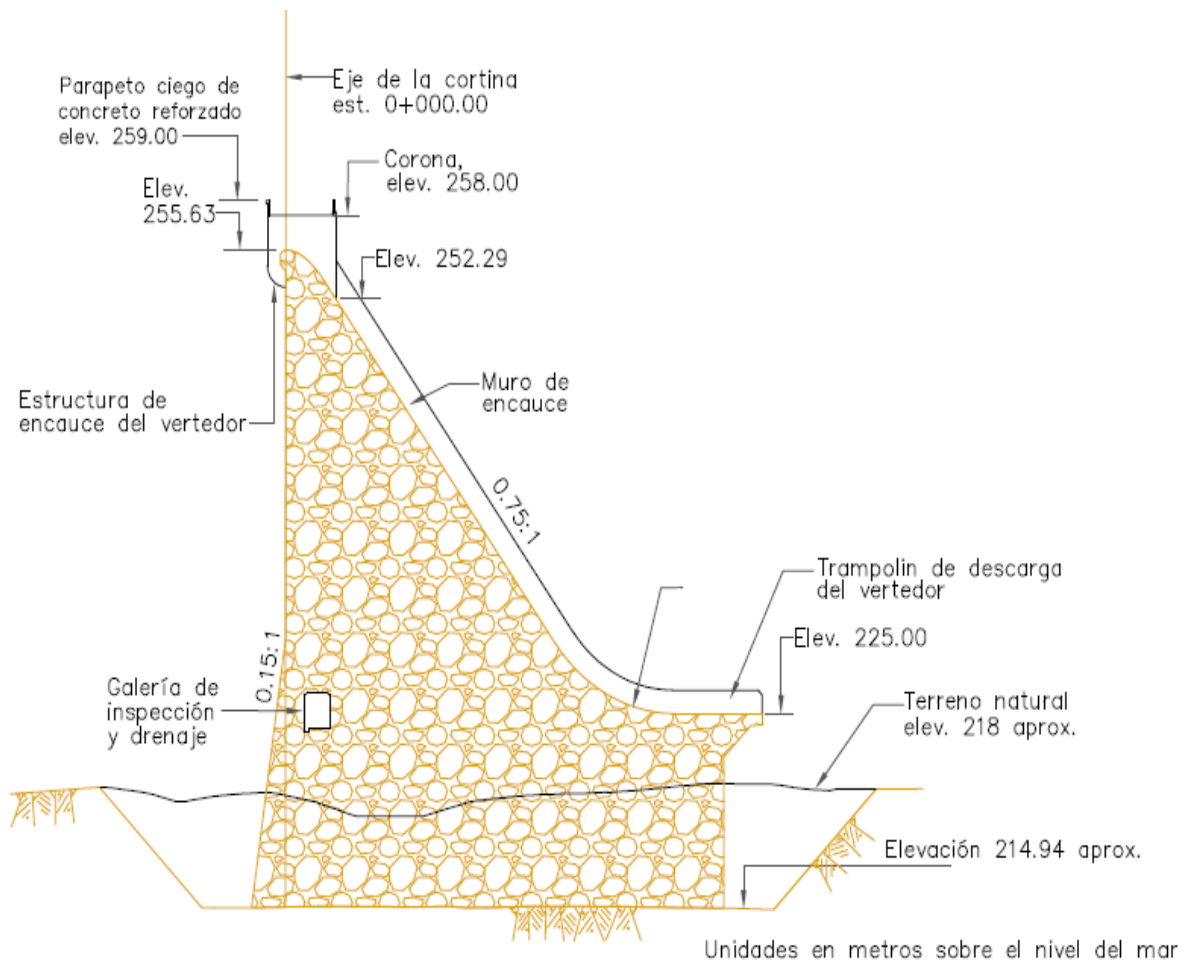


Ilustración 18. Geometría de la presa Tetelcingo.

8.4 Resultados

A continuación, se muestran los resultados de cada caso de análisis, de acuerdo con la siguiente ilustración.

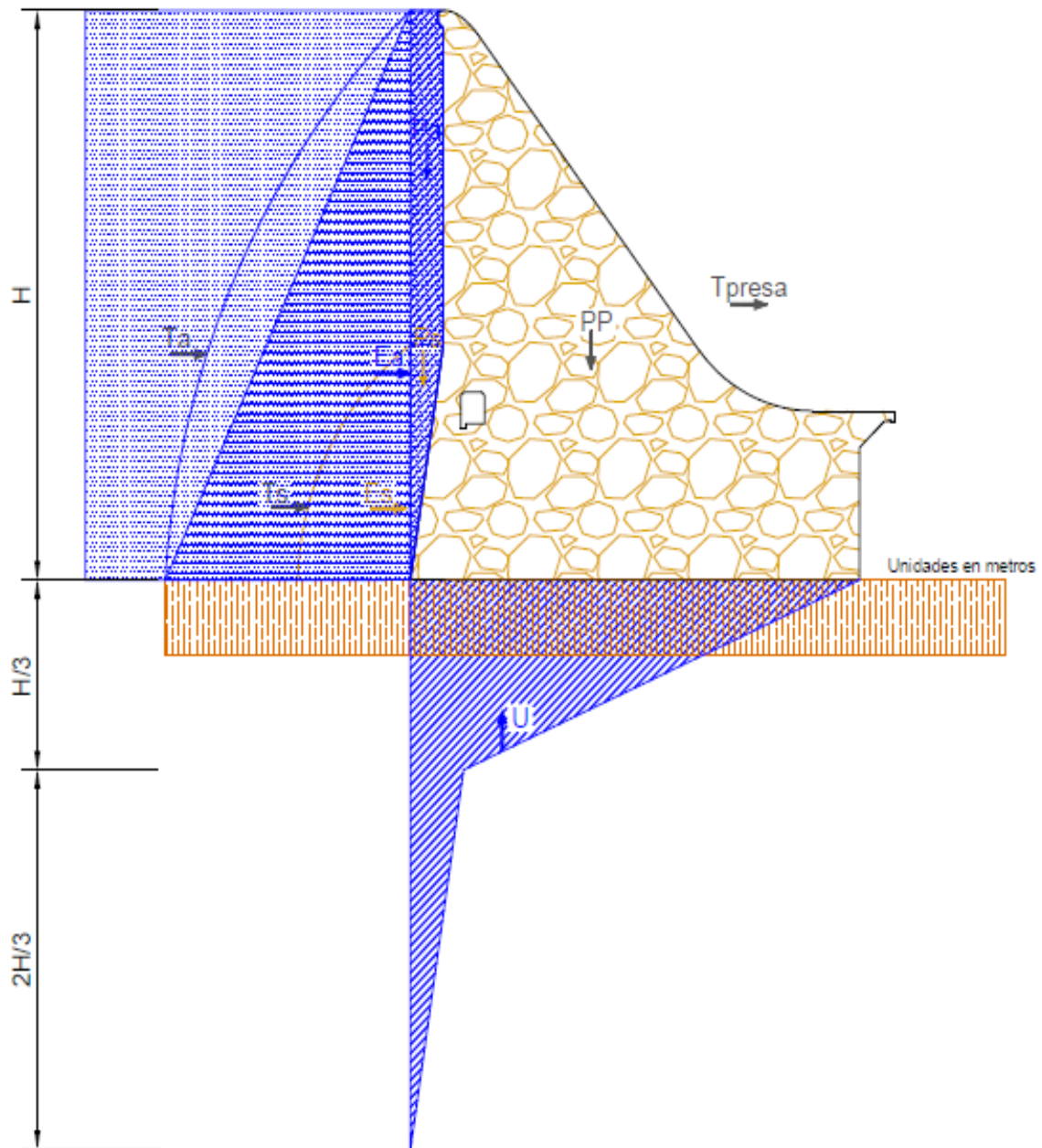


Ilustración 19. Fuerzas involucradas, presa Tetelcingo.

8.4.1 Caso I. Presa construida + vaso vacío y sin sismo

- Cálculo de los momentos

Tabla 58. Momentos del caso I, Presa Tetelcingo.

Grupo	Fuerza	Valor [t]	Brazo de palanca [m]	Valor [t-m]
Peso propio	PP	+1,772.77	-3.50	-6,197.59
ΣF_v		+1,772.77		
ΣF_h		0.00		
ΣM_c				-6,197.59

- Cálculo de los esfuerzos

Tabla 59. Esfuerzos del caso I, Presa Tetelcingo.

σ_{ZA}	$+82.30 \frac{t}{m^2}$
σ_{ZB}	$+20.17 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por volteo

Tabla 60. Revisión por volteo caso I, Presa Tetelcingo.

Posición de la resultante (X_R)	-3.50m
Distancia desde el talón de la base (X)	+13.80 m

- Revisión por deslizamiento

Para este caso de análisis no existen fuerzas horizontales, por lo tanto, este criterio no aplica.

- Revisión por capacidad de carga

Tabla 61. Revisión por capacidad de carga caso I, Presa Tetelcingo.

σ_{ZA}	$+82.30 \frac{t}{m^2}$
---------------	------------------------

σ_{ZB}	$+20.17 \frac{t}{m^2}$
Esfuerzo en la cimentación	$+517.28 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por compresiones admisibles

Tabla 62. Revisión por compresiones admisibles caso I, Presa Tetelcingo.

Esfuerzo máximo de compresión (σ_{IIA})	$+84.15 \frac{t}{m^2}$
Factor de Seguridad (FS)	$+1,000.00 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por tensiones admisibles

Los esfuerzos que ocurren en la base de la cortina son de compresión, por lo cual este criterio no aplica para las condiciones en este caso de análisis.

8.4.2 Caso II. Nivel del agua al NAMO y sin sismo

- Cálculo de los momentos

Tabla 63. Momentos del caso II, Presa Tetelcingo.

Grupo	Fuerza	Valor [t]	Brazo de palanca [m]	Valor [t-m]
Peso propio	PP	+1,772.77	-3.50	-6,197.59
Agua	Pa ₁	+15.64	-16.57	-259.14
	Pa ₂	+41.88	-16.21	-678.73
	Ea	+560.12	+11.16	+6,249.26
Subpresión	U	-272.65	-6.77	+1,845.57
Azolves	Ps	+15.64	-16.57	-259.14
	Es	+41.57	+4.77	+198.29
ΣF_v		+1,573.27		
ΣF_h		+601.69		
ΣM_c				+898.52

- Cálculo de los esfuerzos

Tabla 64. Esfuerzos del caso II, Presa Tetelcingo.

σ_{ZA}	$+40.97 \frac{t}{m^2}$
σ_{ZB}	$+49.97 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por volteo

Tabla 65. Revisión por volteo caso II, Presa Tetelcingo.

Posición de la resultante (X_R)	+0.57 m
Distancia desde el talón de la base (X)	+17.87 m

- Revisión por deslizamiento

Tabla 66. Revisión por deslizamiento caso II, Presa Tetelcingo.

Factor de Fricción Cortante (FFC)	+14.12
Factor de Seguridad (FS)	+2.00

- Revisión por capacidad de carga

Tabla 67. Revisión por capacidad de carga caso II, Presa Tetelcingo.

σ_{ZA}	$+40.97 \frac{t}{m^2}$
σ_{ZB}	$+49.97 \frac{t}{m^2}$
Esfuerzo en la cimentación	$+517.28 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por compresiones admisibles

Tabla 68. Revisión por compresiones admisibles caso II, Presa Tetelcingo.

Esfuerzo máximo de compresión (σ_{IIB})	$+78.08 \frac{t}{m^2}$
Factor de seguridad (FS)	$+600.00 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por tensiones admisibles

Los esfuerzos que ocurren en la base de la cortina son de compresión, por lo cual este criterio no aplica para las condiciones en este caso de análisis.

8.4.3 Caso III. Nivel del agua entre el NAMO y el NAME + descarga y sin sismo

- Cálculo de los momentos

Tabla 69. Momentos del caso III, Presa Tetelcingo.

Grupo	Fuerza	Valor [t]	Brazo de palanca [m]	Valor [t-m]
Peso propio	PP	+1,772.77	-3.50	-6,197.59
Agua	Pa ₁	+15.64	-16.57	-259.14
	Pa ₂	+57.67	-16.21	-934.60
	Ea	+827.84	+13.56	+11,228.24
Subpresión	U	-326.90	-6.91	+2,258.55
Azolves	Ps	+15.64	-16.57	-259.14
	Es	+41.57	+4.77	+198.29
ΣFv		+1,534.81		
ΣFh		+869.41		
ΣMc				+6,034.61

- Cálculo de los esfuerzos

Tabla 70. Esfuerzos del caso III, Presa Tetelcingo.

σ_{ZA}	$+14.11 \frac{t}{m^2}$
σ_{ZB}	$+74.60 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por volteo

Tabla 71. Revisión por volteo caso III, Presa Tetelcingo.

Posición de la resultante (X_R)	+3.93 m
Distancia desde el talón de la base (X)	+21.23 m

- Revisión por deslizamiento

Tabla 72. Revisión por deslizamiento caso III, Presa Tetelcingo.

Factor de Fricción Cortante (FFC)	+9.72
Factor de Seguridad (FS)	+1.70

- Revisión por capacidad de carga

Tabla 73. Revisión por capacidad de carga caso III, Presa Tetelcingo.

σ_{ZA}	$+14.11 \frac{t}{m^2}$
σ_{ZB}	$+74.60 \frac{t}{m^2}$
Esfuerzo en la cimentación	$+517.28 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por compresiones admisibles

Tabla 74. Revisión por compresiones admisibles caso III, Presa Tetelcingo.

Esfuerzo máximo de compresión (σ_{IIB})	$+116.57 \frac{t}{m^2}$
Factor de seguridad (FS)	$+1,000.00 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por tensiones admisibles

Los esfuerzos que ocurren en la base de la cortina son de compresión, por lo cual este criterio no aplica para las condiciones en este caso de análisis.

8.4.4 Caso IV. Presa construida + vaso vacío y sismo ordinario en dirección aguas arriba

- Cálculo de los momentos

Tabla 75. Momentos del caso IV, Presa Tetelcingo.

Grupo	Fuerza	Valor [t]	Brazo de palanca [m]	Valor [t-m]
Peso propio	PP	+1,772.77	-3.50	-6,197.59
Sismo	T	-354.55	+13.80	-4,893.54
ΣF_v		+1,772.77		
ΣF_h		-354.55		
ΣM_c				-11,091.13

- Cálculo de los esfuerzos

Tabla 76. Esfuerzos del caso IV, Presa Tetelcingo.

σ_{ZA}	$+106.82 \frac{t}{m^2}$
σ_{ZB}	$-4.35 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por volteo

Tabla 77. Revisión por volteo caso IV, Presa Tetelcingo.

Posición de la resultante (X_R)	-6.26 m
Distancia desde el talón de la base (X)	+11.043 m

- Revisión por deslizamiento

Tabla 78. Revisión por deslizamiento caso IV, Presa Tetelcingo.

Factor de Fricción Cortante (FFC)	+24.52
Factor de Seguridad (FS)	+1.30

- Revisión por capacidad de carga

Tabla 79. Revisión por capacidad de carga caso IV, Presa Tetelcingo.

σ_{ZA}	$+106.82 \frac{t}{m^2}$
σ_{ZB}	$-4.35 \frac{t}{m^2}$
Esfuerzo en la cimentación	$+687.98 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por compresiones admisibles

Tabla 80. Revisión por compresiones admisibles caso IV, Presa Tetelcingo.

Esfuerzo máximo de compresión (σ_{IIA})	$+109.23 \frac{t}{m^2}$
Factor de seguridad (FS)	$+1,800.00 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por tensiones admisibles

Tabla 81. Revisión por tensiones admisibles caso IV, Presa Tetelcingo.

Esfuerzo de tensión ($ \sigma_{ZB} $)	$4.35 \frac{t}{m^2}$
Esfuerzo de tensión admisible ($f' t$)	$+51.30 \frac{t}{m^2}$

8.4.5 Caso V. Nivel del agua al NAMO y sismo ordinario en dirección aguas abajo

- Cálculo de los momentos

Tabla 82. Momentos del caso V, Presa Tetelcingo.

Grupo	Fuerza	Valor [t]	Brazo de palanca [m]	Valor [t-m]
Peso propio	PP	+1,772.77	-3.50	-6,197.59
Agua	Pa ₁	+15.64	-16.57	-259.14
	Pa ₂	+41.88	-16.21	-678.74

	Ea	+560.12	+11.16	+6,249.26
Subpresión	U	-272.65	-6.77	+1,845.57
Azolves	Ps	+15.64	-16.57	-259.14
	Es	+41.57	+4.77	+198.29
Sismo	T	+354.55	+13.80	+4,893.54
	Ta	+117.63	+13.39	+1,574.77
	Ts	+21.50	+5.72	+123.075
ΣF_v		+1,573.28		
ΣF_h		+956.24		
ΣMc				+7,489.91

- Cálculo de los esfuerzos

Tabla 83. Esfuerzos del caso V, Presa Tetelcingo.

σ_{ZA}	$+7.93 \frac{t}{m^2}$
σ_{ZB}	$+83.01 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por volteo

Tabla 84. Revisión por volteo caso V, Presa Tetelcingo.

Posición de la resultante (X_R)	+4.76 m
Distancia desde el talón de la base (X)	+22.06 m

- Revisión por deslizamiento

Tabla 85. Revisión por deslizamiento caso V, Presa Tetelcingo.

Factor de Fricción Cortante (FFC)	+8.88
Factor de Seguridad (FS)	+1.70

- Revisión por capacidad de carga

Tabla 86. Revisión por capacidad de carga caso V, Presa Tetelcingo.

σ_{ZA}	$+7.93 \frac{t}{m^2}$
σ_{ZB}	$+83.01 \frac{t}{m^2}$
Esfuerzo en la cimentación	$+517.28 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por compresiones admisibles

Tabla 87. Revisión por compresiones admisibles caso V, Presa Tetelcingo.

Esfuerzo máximo de compresión (σ_{IIB})	$+129.70 \frac{t}{m^2}$
Factor de seguridad (FS)	$+1,000.00 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por tensiones admisibles

Los esfuerzos que ocurren en la base de la cortina son de compresión, por lo cual este criterio no aplica para las condiciones en este caso de análisis.

8.4.6 Caso VI. Nivel del agua al NAMO y sismo máximo creíble

- Cálculo de los momentos

Tabla 88. Momentos del caso VI, Presa Tetelcingo.

Grupo	Fuerza	Valor [t]	Brazo de palanca [m]	Valor [t-m]
Peso propio	PP	+1,772.77	-3.50	-6,197.59
Agua	Pa ₁	+15.64	-16.57	-259.14
	Pa ₂	+41.88	-16.21	-678.74
	Ea	+560.12	+11.16	+6,249.26
Subpresión	U	-272.65	-6.77	+1,845.57
Azolves	Ps	+15.64	-16.57	-259.14
	Es	+41.60	+4.77	+198.29
Sismo	T	+443.19	+13.80	+6,116.93

	Ta	+147.03	+13.39	+1,968.46
	Ts	+26.88	+5.72	+153.84
ΣF_v		+1,573.28		
ΣF_h		+1,044.88		
ΣM_c				+9,137.75

- Cálculo de los esfuerzos

Tabla 89. Esfuerzos del caso VI, Presa Tetelcingo.

σ_{ZA}	$-0.33 \frac{t}{m^2}$
σ_{ZB}	$+91.27 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por volteo

Tabla 90. Revisión por volteo caso VI, Presa Tetelcingo.

Posición de la resultante (X_R)	+5.81 m
Distancia desde el talón de la base (X)	+23.11 m

- Revisión por deslizamiento

Tabla 91. Revisión por deslizamiento caso VI, Presa Tetelcingo.

Factor de Fricción Cortante (FFC)	+8.13
Factor de Seguridad (FS)	+1.30

- Revisión por capacidad de carga

Tabla 92. Revisión por capacidad de carga caso VI, Presa Tetelcingo.

σ_{ZA}	$-0.33 \frac{t}{m^2}$
σ_{ZB}	$+91.27 \frac{t}{m^2}$

Esfuerzo en la cimentación	$+687.98 \frac{t}{m^2}$
-----------------------------------	-------------------------

- Revisión por compresiones admisibles

Tabla 93. Revisión por compresiones admisibles caso VI, Presa Tetelcingo.

Esfuerzo máximo de compresión (σ_{IIB})	$+142.61 \frac{t}{m^2}$
Factor de seguridad (FS)	$+1,800.00 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por tensiones admisibles

Tabla 94. Revisión por tensiones admisibles caso VI, Presa Tetelcingo.

Esfuerzo de tensión (σ_{ZB})	$0.33 \frac{t}{m^2}$
Esfuerzo de tensión admisible ($f't$)	$+51.30 \frac{t}{m^2}$

8.4.7 Caso VII. Nivel del agua al NAME + descarga y sin sismo

- Cálculo de los momentos

Tabla 95. Momentos del caso VII, Presa Tetelcingo.

Grupo	Fuerza	Valor [t]	Brazo de palanca [m]	Valor [t-m]
Peso propio	PP	+1,772.77	-3.50	-6,197.59
Agua	Pa ₁	+15.64	-16.57	-259.14
	Pa ₂	+62.02	-16.21	-1,005.00
	Ea	+910.79	+14.67	+13,358.57
Subpresión	U	-340.09	-7.00	+2,379.97
Azolves	Ps	+15.64	-16.57	-259.14
	Es	+41.57	+4.77	+198.29
ΣF_v		+1,525.97		
ΣF_h		+952.36		

ΣMc				+8,215.97
-------------	--	--	--	-----------

- Cálculo de los esfuerzos

Tabla 96. Esfuerzos del caso VII, Presa Tetelcingo.

σ_{ZA}	$+2.93 \frac{t}{m^2}$
σ_{ZB}	$+85.28 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por volteo

Tabla 97. Revisión por volteo caso VII, Presa Tetelcingo.

Posición de la resultante (X_R)	+5.38 m
Distancia desde el talón de la base (X)	+22.68 m

- Revisión por deslizamiento

Tabla 98. Revisión por deslizamiento caso VII, Presa Tetelcingo.

Factor de Fricción Cortante (FFC)	+8.88
Factor de Seguridad (FS)	+1.30

- Revisión por capacidad de carga

Tabla 99. Revisión por capacidad de carga caso VII, Presa Tetelcingo.

σ_{ZA}	$+2.93 \frac{t}{m^2}$
σ_{ZB}	$+85.28 \frac{t}{m^2}$
Esfuerzo en la cimentación	$+687.98 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por compresiones admisibles

Tabla 100. Revisión por compresiones admisibles caso VII, Presa Tetelcingo.

Esfuerzo máximo de compresión (σ_{IIB})	$+133.25 \frac{t}{m^2}$
Factor de seguridad (FS)	$+1,800.00 \frac{t}{m^2}$

- Revisión por tensiones admisibles

Los esfuerzos que ocurren en la base de la cortina son de compresión, por lo cual este criterio no aplica para las condiciones en este caso de análisis.

8.4.8 Cuadro resumen

Tabla 101. Tabla resumen de casos de análisis, Presa Tetelcingo.

Estados de carga	Criterio I Posición de la resultante	Criterio II Revisión por deslizamiento	Criterio III Capacidad de carga	Criterio IV Compresiones admisibles	Criterio V Tensiones admisibles
Condición	m	FS calculado \geq FS permisible	σ calculado (t/m^2) \leq σ permisible (t/m^2)	σ calculado (t/m^2) \leq σ permisible (t/m^2)	σ calculado (t/m^2) \leq σ permisible (t/m^2)
1.- Presa construida y vaso vacío	$8.65 < x < 25.95$ x = 13.80 Cumple	No aplica	$82.30 \leq 517.28$ Cumple	$84.15 \leq 1,000.00$ Cumple	No aplica
2.- Nivel de agua al NAMO	$11.53 < x < 23.07$ x = 17.87 Cumple	$14.12 \geq 2.00$ Cumple	$49.97 \leq 517.28$ Cumple	$78.08 \leq 600.00$ Cumple	No aplica
3.- Nivel de agua entre NAMO y NAME	$8.65 < x < 25.95$ x = 21.23 Cumple	$9.73 \geq 1.70$ Cumple	$74.60 \leq 517.28$ Cumple	$116.57 \leq 1,000.00$ Cumple	No aplica
4.- Presa construida y vaso vacío + OBE hacia aguas arriba	$0.00 < x < 34.60$ x = 11.04 Cumple	$24.52 \geq 1.30$ Cumple	$106.82 \leq 687.98$ Cumple	$109.23 \leq 1,800.00$ Cumple	$4.35 \leq 51.30$ Cumple
5.- Nivel de agua al NAMO + OBE	$8.65 < x < 25.95$ x = 22.06 Cumple	$8.88 \geq 1.70$ Cumple	$83.01 \leq 517.28$ Cumple	$129.70 \leq 1,000.00$ Cumple	No aplica
6.- Nivel de agua al NAMO + MCE	$0.000 < x < 34.60$ x = 23.10 Cumple	$8.13 \geq 1.30$ Cumple	$91.27 \leq 687.98$ Cumple	$142.61 \leq 1,800.00$ Cumple	$0.33 \leq 51.30$ Cumple
7.- Nivel de agua al NAME	$0.000 < x < 34.60$ x = 22.68 Cumple	$8.87 \geq 1.30$ Cumple	$85.28 \leq 687.98$ Cumple	$133.25 \leq 1,800.00$ Cumple	No aplica

8.5 Conclusiones

Se establece que la geometría que compone a la cortina cumple con todos los requerimientos necesarios para proporcionar la resistencia necesaria ante los efectos volteo y deslizamiento. Además, las propiedades mecánicas del terreno garantizan la resistencia necesaria para los esfuerzos de compresión que se presenten, mientras que el concreto garantiza la resistencia ante los esfuerzos de tensión.

En conjunto, se determina que la sección vertedora de la Presa Tetelcingo cumple con los diferentes criterios de estabilidad, asegurando la seguridad de la obra civil y de las comunidades involucradas en el proyecto.

9 DISEÑO DE COMPUERTAS PARA LA TORRE DE CAPTACIÓN (OBRA DE TOMA) DE AGUA POTABLE, PRESA TETELCINGO

9.1 Antecedentes

La obra de toma corresponde a todas las estructuras cuyo propósito es extraer agua de forma controlada y aprovecharla de acuerdo con las características del proyecto. Las obras de toma se diseñan para presas de almacenamiento, presas derivadoras, plantas de bombeo y tomas directas en corrientes perennes.

Para el caso de la Presa Tetelcingo la obra de toma se proyecta para el abastecimiento de agua potable en diferentes comunidades que hoy presentan escasez del vital líquido. Por su importancia, debe ser diseñada meticulosamente para evitar déficit o un sobredimensionamiento de las instalaciones.

Entre los componentes de la obra de toma se tienen las compuertas hidráulicas, las cuales son dispositivos mecánicos que permiten el control del flujo de agua a través de las presas, ya sea para retenerlo o darle libre paso al agua del embalse, o para el cierre de emergencia en caso de mantenimiento de los sistemas electromecánicos.

En función de la operación, las compuertas pueden diseñarse de diferentes maneras ya sean deslizantes, de bisagras o radiales, y todas ellas deberán garantizar el cierre hermético ante las fugas de agua. Por tal motivo, para diseñar los componentes del sistema de control de las compuertas deben tenerse en consideración todas las fuerzas hidrostáticas que interactúen sobre la superficie de éstas.

Entre los materiales más comunes para su fabricación se tiene el fierro fundido (Fo. Fo.), acero inoxidable (ASTM A-276, tipo 304) o acero al carbón (ASTM A-36), dependiendo de las características del agua, de la magnitud de la fuerza hidrostática y de la geometría de la presa.

9.2 Definición del problema

La existencia de la obra de toma como una torre de captación conlleva al diseño geométrico de las compuertas hidráulicas fabricadas a base de acero al carbón (ASTM Ha-36) operado con mecanismos manuales o eléctricos para el control del gasto. A su vez, el diseño de las compuertas conlleva el análisis del sistema elevador que garantice la correcta operación del conjunto.

9.3 Metodología

La metodología utilizada corresponde a la que se describe en el *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (Cálculo, estudio y diseño de instalaciones mecánicas)*, Libro 15; en el capítulo 7 para el *Diseño de compuertas y rejillas*.

- Cálculo de la carga hidrostática al centro de la compuerta, aplicando la siguiente ecuación:

Se considera la condición más crítica de operación, siendo esta al nivel del NAME.

$$h_i = NAME - \left(Z_i + \frac{a}{2} \right) \quad (\text{ec. 40})$$

Donde:

h_i : carga hidrostática, en t/m²

NAME: Nivel de aguas máximas extraordinarias, en m

Z_i : profundidad del i-ésimo punto de la compuerta, en m

a : altura de la compuerta, en m

El i-ésimo punto de cálculo corresponde a la elevación del asiento de la compuerta, Z_a .

- Cálculo del empuje hidrostático que ocurre sobre la superficie de la compuerta, aplicando la siguiente ecuación:

$$Eh = h_1 * (a * b) \quad (\text{ec. 41})$$

Donde:

Eh : empuje hidrostático ocurrido sobre la compuerta, en t

h_1 : carga hidrostática, en t/m²

a : altura de la compuerta, en m

b : base de la compuerta, en m

- Cálculo de los largueros aplicando las siguientes ecuaciones:

Se propone que la compuerta contenga un larguero central y dos en los extremos, que soporten $\frac{1}{2}$ y $\frac{1}{4}$ de la carga total respectivamente.

1. Profundidad del larguero central

$$Z_0 = (NAME - Z_a - a) \quad (ec. 42)$$

Donde:

Z_0 : profundidad del larguero superior medido a partir del NAME, en m

$NAME$: Nivel de aguas máximas extraordinarias, en m

Z_a : elevación del asiento de la compuerta, en m

a : altura de la compuerta, en m

2. Empuje hidrostático en el larguero central

$$Eh_{lc} = \frac{Eh}{2} \quad (ec. 43)$$

Donde:

Eh_{lc} : empuje hidrostático en el larguero central, en t

Eh : empuje hidrostático ocurrido sobre la compuerta, en t

3. Profundidad a la que deben colocarse los largueros de los extremos

$$Z_i = \sqrt{Z_0^2 + \frac{2 * Eh_i}{b}} \quad (ec. 44)$$

Donde:

Z_i : profundidad de cada larguero, en m

Z_0 : profundidad del larguero central
, en m

Eh_i : empuje hidrostático en cada larguero, en t

b : base de la compuerta, en m

4. Fuerza que deberá soportar cada larguero de los extremos

$$W = \frac{Eh_i}{4} \quad (ec. 45)$$

Donde:

W : fuerza sobre cada larguero, en t

Eh_i : empuje hidrostático ocurrido sobre la compuerta, en t

5. Carga uniforme repartida a lo largo del larguero.

$$w = \frac{W}{b} \quad (ec. 46)$$

Donde:

w : carga repartida sobre el larguero, en t/m

W : fuerza sobre cada larguero, en t

b : base de la compuerta, en m

6. Momento máximo actuante sobre el larguero.

$$M = \frac{w L^2}{8} \quad (ec. 47)$$

Donde:

M : momento máximo actuante sobre el larguero, en t.m

w : carga repartida sobre el larguero central, en t/m

L : longitud a la mitad del claro de la compuerta, en m

7. Módulo de sección requerido

$$S = \frac{M}{0.5 * f_y} \quad (ec. 48)$$

Donde:

S : módulo de sección, en cm³

M : momento máximo actuante sobre el larguero, en kg.cm

f_y : límite de fluencia del elemento estructural, en kg/cm²

- Cálculo del espesor de la placa de la compuerta aplicando la siguiente ecuación:

$$c = \sqrt{\frac{6 * S}{100}} \quad (ec. 49)$$

Donde:

c : espesor de la placa, en cm

S : módulo de la sección de la placa, en cm³

- Cálculo del mecanismo elevador para la compuerta, aplicando las siguientes ecuaciones:

1. Capacidad mínima requerida que debe elevar el mecanismo.

$$C = f * (a * b) * (h_1) \quad (ec. 50)$$

Donde:

C : capacidad del mecanismo elevador, en t

f : coeficiente de fricción entre la compuerta y las guías, adimensional

a : altura de la compuerta, en m

b : base de la compuerta, en m

h_1 : carga hidrostática ocurrida sobre la compuerta, en t/m²

2. Longitud del vástago del mecanismo elevador.

$$L_v = Z_p - Z_a \quad (ec. 51)$$

Donde:

L_v : longitud del vástago, en m

Z_p : elevación de la plataforma de operación, en m

Z_a : elevación del asiento de la compuerta, en m

3. Área del vástago.

$$A_v = \frac{W}{0.5 * f_s} \quad (ec. 52)$$

Donde:

A_v : área del vástago, en cm^2

W : peso de la compuerta y del mecanismo elevador, en kg

f_y : límite de fluencia del elemento estructural, en kg/cm^2

4. Peso del vástago.

$$W_v = 20 \frac{kg}{cm} * L_v \quad (ec. 53)$$

Donde:

W_v : peso del vástago, en kg

L_v : longitud del vástago, en cm

5. Peso total del conjunto.

$$W_c = W_h + C + W_v \quad (ec. 54)$$

Donde:

W_c : peso total del conjunto, en kg

W_h : peso de la compuerta, en kg

C : peso del mecanismo elevador, en kg

W_v : peso del vástago, en kg

6. Separación máxima entre las guías del mecanismo elevador y el vástago.

$$Parte\ rosca\ da = 42.5 * D_v \quad (ec. 55)$$

$$Parte\ sin\ roscar = 55.4 * D_v \quad (ec. 56)$$

Donde:

D_v : diámetro del vástago, en cm

7. Se utiliza la *Tabla 7.11 "Diámetro del vástago D"* del *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento* para determinar las dimensiones de las guías para el diámetro del vástago seleccionado anteriormente.

Tabla 102. Dimensiones de las guías.

	25.4 a 30.1 mm (1" a 1.5")	44.4 a 63.5 mm (1 ¼" a 2.5")	Dimensiones de las guías (mm)
d	D+6.41	D+6.4	D+6.4
i	106	152.4	184.2
Anclas	P	4 de 19.1	4 de 22.2
L	2096.5	266.7	317.5
S	---	127	142.9
Y	164	248	295
Z	135.4	222	254

d=diámetro del agujero de paso, i= distancia del eje del vástago al paño del muro, L=distancia horizontal entre anclas, s=distancia vertical entre anclas, Y= proyección de la guía, Z=altura de la guía

- Revisión por pandeo de los vástagos comprendidos en las guías, tomando en cuenta las siguientes consideraciones y aplicando las siguientes ecuaciones:

Si $P = P_{cr}$, Equilibrio indiferente

Si $P > P_{cr}$, Equilibrio inestable

Si $P < P_{cr}$, Equilibrio estable

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (ec. 57)$$

$$I = \frac{\pi r^4}{4} \quad (ec. 58)$$

Donde:

P_{cr} : carga crítica, en kg

P: peso total del conjunto W_c , en kg

E: módulo de elasticidad del material con base en la *Tabla 3.3 "Valores de elasticidad y Poisson de algunos materiales"* del *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*, en kg/cm²

L: longitud del vástago entre las guías, en cm

I : momento de inercia del vástago, en cm^4

r : radio del vástago, en cm

9.4 Resultados

Aplicamos la metodología antes descrita, tomando los siguientes datos del proyecto y consideraciones:

Tabla 103. Datos del proyecto de la obra de toma, Presa Tetelcingo.

Elevación del NAME	257.56 msnm
Elevación del NAMO	248.41 msnm
Dimensiones de los orificios de las tomas	40.00 x 40.00 cm
Dimensión estimada de la compuerta	50.00 cm x 50.00 cm
Elevación del asiento de la compuerta para la toma N°1	229.50 msnm
Elevación del piso de la plataforma de maniobras	258.00 msnm
Elementos de acero estructural fabricados de acero ASTM-36	$f_y=2,530 \text{ kg/cm}^2$

- Cálculo de la carga hidrostática, aplicando la ecuación número 40:

$$h_1 = 257.56 \text{ m} - \left(229.50 \text{ m} + \frac{0.50 \text{ m}}{2} \right) = 27.81 \text{ mca} = 27.81 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

- Cálculo del empuje hidrostático, aplicando la ecuación número 41:

$$Eh = 27.81 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} * (0.5 \text{ m} * 0.5 \text{ m}) = 6.95 \text{ t}$$

- Cálculo de los largueros

1. Profundidad del larguero superior, aplicando la ecuación número 42:

$$Z_0 = 257.56 \text{ m} - 229.50 \text{ m} - 0.50 \text{ m} = 27.56 \text{ m}$$

2. Empuje hidrostático en el larguero central, aplicando la ecuación número 43:

$$Eh_{lc} = \frac{6.95 t}{2} = 3.48 t$$

3. Profundidad de los largueros en los extremos, aplicando la ecuación número 44:

$$Z_1 = \sqrt{(27.56 m)^2 + \frac{2 * 3.48 t}{0.5 m}} = 27.81 m$$

4. Fuerza que debe soportar cada larguero, aplicando la ecuación número 45:

Larguero central

$$W = \frac{6.95}{2} = 3.48 t$$

Larguero superior e inferior (extremos)

$$W = \frac{6.95}{4} = 1.74 t$$

5. Carga uniforme repartida a lo largo del larguero, aplicando la ecuación número 46:

Larguero central

$$w = \frac{3.48 t}{0.5 m} = 6.95 \frac{t}{m}$$

Larguero superior e inferior

$$w = \frac{1.74 t}{0.5 m} = 3.48 \frac{t}{m}$$

6. Momento máximo actuante sobre el larguero, aplicando la ecuación número 47:

Larguero central

$$M = \frac{6.95 \frac{t}{m} * (0.5 m)^2}{8} = 0.2173 t.m = 21,730.00 kg.cm$$

Larguero superior e inferior

$$M = \frac{3.48 \frac{t}{m} * (0.5 m)^2}{8} = 0.1086 t.m = 10,860.00 kg.cm$$

7. Módulo de sección requerido, aplicando la ecuación número 48:

Larguero central

$$S = \frac{21,730.00 \text{ kg.cm}}{0.5 * 2,530.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 17.18 \text{ cm}^3$$

Larguero superior e inferior

$$S = \frac{10,860.00 \text{ kg.cm}}{0.5 * 2,530.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 8.59 \text{ cm}^3$$

Con base en la metodología utilizada y los resultados obtenidos, se propone que la separación de los largueros sea de 0.25 m y de acuerdo con el *Manual de Acero IMCA* (5ª edición, pág. I-20) se elige el ángulo LD 102 mm x 76 mm x 7.90 mm, o bien 4" x 3" x 5/16", con un módulo de sección $S=20.00 \text{ cm}^3$. Estas características se proponen para el larguero central y los largueros superior e inferior.

- Cálculo del espesor de la placa de la compuerta

Sabiendo las dimensiones de la compuerta y la separación de los largueros, se hace la suposición de que el mecanismo funciona como una viga apoyada sobre largueros. A partir de este criterio se obtienen los elementos mecánicos:

Tabla 104. Elementos mecánicos de la compuerta apoyada sobre largueros.

Empuje hidrostático sobre la compuerta (Eh)	6.95 t
Carga uniforme repartida sobre la compuerta (w)	13.91 t/m
Separación entre los largueros	0.25 m
Momento máximo a la mitad del claro (M)	10,860.00 kg.cm
Fuerza cortante máxima (V)	2,168.75 kg

Aplicamos la ecuación número 48 para obtener el módulo de sección requerido para la placa:

$$S = \frac{10,860.00 \text{ kg.cm}}{0.5 * 2,530.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 8.59 \text{ cm}^3$$

Sabiendo el módulo requerido, se aplica la ecuación número 49 para determinar el espesor de la placa:

$$c_{teórico} = \sqrt{\frac{6 * 8.59 \text{ cm}^3}{100}} = 0.72 \text{ cm}$$

Al valor teórico antes calculado se le adiciona 1/16" por el efecto de corrosión. El propósito será proteger al elemento que estará expuesto al intemperismo.

$$c_{real} = 0.72 \text{ cm} + 0.16 \text{ cm} = 0.88 \text{ cm}$$

Observando el valor obtenido, se opta por usar una placa de acero de 9.50 mm (3/8") de espesor por ser un valor comercial. Por otra parte, de acuerdo al *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*, los atiesadores y las piezas especiales del marco estructural deberán tener el mismo espesor que la placa.

En la siguiente tabla se enlistan los elementos estructurales necesarios para la colocación de la compuerta, con sus respectivas dimensiones y pesos.

Tabla 105. Cuantificación de los elementos de la compuerta.

	Cantidad	Largo [m]	Ancho [m]	Peso/m2	Peso [kg]
Pantalla	1	0.5	0.2	74.69	18.67
	Placa de 500 x 500 x 9.5 [mm]				
Largueros	4	0.5	1	10.7	21.4
	Ángulos LD de 102 x 76 x 7.9 [mm] (4 x 3 x 5/16")				
Atiesadores	2	0.5	1	7.59	7.59
	Soleras de 101.6 x 9.5 [mm] (4 x 3/8")				
Piezs del marco	2	0.5	1	7.59	7.59
	Soleras de 101.6 x 9.5 [mm] (4 x 3/8")				
Sellos	2	0.5	1	2.53	2.53
	Soleras de 50.8 x 6.3 [mm] (2 x 1/4")				
				Peso total:	57.78

- Cálculo del mecanismo elevador de la compuerta, utilizando las siguientes ecuaciones:

1. Cálculo de la capacidad mínima requerida, aplicando la ecuación número 50 con un coeficiente de fricción 0.40 propuesto por los ingenieros de CIEPS CONSULTORES.

$$C = 0.40 * 0.5 \text{ m} * 0.5 \text{ m} * 27.81 \frac{t}{m^2} = 2.78 \text{ t}$$

2. Cálculo de la longitud del vástago, aplicando la ecuación número 51.

$$L_v = 258.00 \text{ m} - 229.50 \text{ m} = 28.50 \text{ m}$$

3. Cálculo del área del vástago, aplicando la ecuación número 52.

$$A_v = \frac{57.78 \text{ kg} + 2,781.00 \text{ kg}}{0.5 * 2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 2.24 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con la *Tabla 7.9 “Características de vástagos”* del *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento* (pág. 176), para el área neta obtenida anteriormente corresponde un diámetro neto del vástago de 21.30 mm, con un diámetro total de 25.40 mm y 8 cuerdas por pulgada de longitud. Sin embargo, se propone aumentar el diámetro a 2” por las características e importancia del proyecto, por lo tanto, se tiene un diámetro total de 43.6 mm con 4 1/2 cuerdas por pulgada de longitud.

4. Cálculo del peso del vástago con el diámetro seleccionado, aplicando la ecuación número 53.

$$W_v = 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 28.50 \text{ m} = 285.00 \text{ kg}$$

5. Cálculo del peso total del conjunto, aplicando la ecuación número 54.

$$W_c = 57.78 \text{ kg} + 2,781.00 \text{ kg} + 285 \text{ kg} = 3,123.78 \text{ kg}$$

6. Cálculo de la separación máxima entre las guías del mecanismo elevador y el vástago, aplicando las ecuaciones 55 y 56.

$$\text{Parte roscada} = 42.5 * 4.36 \text{ cm} = 185.3 \text{ cm}$$

$$\text{Parte sin roscar} = 55.4 * 4.36 \text{ cm} = 241.54 \text{ cm}$$

7. Se determinan las dimensiones de las guías a partir de la Tabla 102.

Tabla 106. Dimensionamiento de las guías para el vástago.

Diámetro del agujero de paso:	50.00	[mm]
Distancia del eje del vástago al paño del muro:	152.4	[mm]
Anclas:	4 de 19.10	[mm]
Distancia horizontal entre anclas:	266.70	[mm]
Distancia vertical entre anclas:	127.00	[mm]
Proyección de la guía:	248.00	[mm]
Altura de la guía:	222.00	[mm]

- Ahora se procede a la revisión por pandeo de los vástagos comprendidos entre las guías, aplicando las ecuaciones 57 y 58. Se debe determinar que el vástago muestra un equilibrio estable a partir de la carga crítica.

$$I = \frac{\pi * (2.18 \text{ cm})^4}{4} = 17.74 \text{ cm}^4$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * \left(2.10 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2}\right) * (17.74 \text{ cm}^4)}{(241.54 \text{ cm})^2} = 6,302.26 \text{ kg}$$

Por lo tanto, se tiene que:

$$W_c = 3,123.78 \text{ kg} < P_{cr} = 6,302.26 \text{ kg}$$

Dando como resultado un equilibrio estable para el vástago con diámetro de 2", es decir, se garantiza que el vástago no presentará problemas por el efecto de pandeo lateral.

9.5 Conclusiones

Se determina que las dimensiones de la compuerta serán de 0.50 m x 0.50 m y estará diseñada a partir de perfiles estructurales ASTM A-36, con largueros elaborados en ángulos LD de 4" x 3" x 5/16", atiesadores y soleras de 4" x 3/8" con sellos de 2" x 1/4". Se optó por un vástago con diámetro de 2" y 4 1/2 cuerdas por pulgada de longitud, con guías colocadas a 1.85 m en la parte roscada y 2.42 m en la parte sin roscar. En cuanto al mecanismo elevador, tendrá una capacidad de 3.2 t, misma que sigue siendo menor que la carga crítica admisible. Lacónicamente, las dimensiones de la compuerta y el mecanismo elevador son correctas y permisibles para su colocación, sin embargo, será el criterio del constructor quien determine la fabricación de los elementos para la obra toma, por lo que, en caso de ser necesario, podrán modificarse las dimensiones siempre que se garantice y justifique el correcto funcionamiento de la obra hidráulica

10. CONCLUSIONES GENERALES

- La realización de prácticas profesionales y laborar en una empresa conllevan la responsabilidad de ser un miembro funcional de la sociedad que preste sus servicios para enfrentar los retos diarios ofreciendo soluciones creativas.
- La estancia dentro de esta empresa me ha permitido no solo aplicar lo aprendido en la licenciatura, sino también profundizar en la investigación de proyectos de obras hidráulicas por la importancia que estos representan en el sentido técnico, económico y social.
- La práctica de la ingeniería civil debe ser integral y no excluyente. En otro sentido, la realización de proyectos de infraestructura requiere de trabajo colaborativo en el que todas las partes involucradas trabajan en conjunto por un mismo objetivo, que corresponde a algún beneficio social.
- Durante mi participación dentro de esta empresa he sido testigo del reto que implica desenvolverse en el mundo laboral, donde las responsabilidades crecen día a día

y es necesario actualizarse constantemente para poder ser competitivo. Asimismo, se vuelve una necesidad el aprendizaje y aplicación de nuevas habilidades que solo son posibles de adquirir cuando se desenvuelve en el ambiente laboral, tales como elocuencia, oratoria o creatividad; mismas que no son explotadas cuando se estudia a nivel de licenciatura.

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

• Ilustración 1. Geometría de la Presa Xochicaltitla.	11
• Ilustración 2. Fuerzas involucradas en la Presa Xochicaltitla.	20
• Ilustración 3. Análisis del caso I, Presa Xochicaltitla.	21
• Ilustración 4. Viga de análisis.	22
• Ilustración 5. Análisis del caso II, Presa Xochicaltitla.	25
• Ilustración 6. Análisis del caso III, Presa Xochicaltitla.	30
• Ilustración 7. Análisis del caso IV, Presa Xochicaltitla.	34
• Ilustración 8. Análisis del caso V, Presa Xochicaltitla.	38
• Ilustración 9. Análisis del caso VI, Presa Xochicaltitla.	43
• Ilustración 10. Análisis del caso VII, Presa Xochicaltitla.	48
• Ilustración 11. Líneas de energía, tramo TCR a Derivación Oztotepec.	65
• Ilustración 12. Líneas de energía, tramo Derivación Oztotepec a Derivación Ameyalco.	71
• Ilustración 13. Líneas de energía, tramo Derivación Ameyalco a Derivación Tecualipan.	77
• Ilustración 14. Líneas de energía, Ramal Oztotepec.	81
• Ilustración 15. Líneas de energía, Ramal Ameyalco.	85
• Ilustración 16. Líneas de energía, Ramal Tecualipan.	89
• Ilustración 17. Dimensionamiento de válvulas para el vaciado de la tubería.	94
• Ilustración 18. Geometría de la presa Tetelcingo.	122
• Ilustración 19. Fuerzas involucradas, presa Tetelcingo.	123

ÍNDICE DE TABLAS

• Tabla 1. Posición de la resultante.	12
• Tabla 2. Factores de seguridad mínimos de deslizamiento.	13
• Tabla 3. Esfuerzos permisibles de compresión.	14
• Tabla 4. Esfuerzos permisibles de tensión.	14
• Tabla 5. Tabla resumen de criterios de estabilidad.	15
• Tabla 6. Momentos del caso I, Presa Xochicaltitla.	22
• Tabla 7. Posición de la resultante para cada condición de carga.	23
• Tabla 8. Capacidad de carga del terreno para cada condición de carga.	24

• Tabla 9. Esfuerzos del caso I, Presa Xochicaltitla.	24
• Tabla 10. Momentos del caso II, Presa Xochicaltitla.	27
• Tabla 11. Esfuerzos del caso II, Presa Xochicaltitla.	29
• Tabla 12. Momentos del caso III, Presa Xochicaltitla.	32
• Tabla 13. Esfuerzos del caso III, Presa Xochicaltitla.	33
• Tabla 14. Momentos del caso IV, Presa Xochicaltitla.	35
• Tabla 15. Esfuerzos del caso IV, Presa Xochicaltitla.	36
• Tabla 16. Momentos del caso V, Presa Xochicaltitla.	40
• Tabla 17. Esfuerzos del caso V, Presa Xochicaltitla.	42
• Tabla 18. Momentos del caso VI, Presa Xochicaltitla.	46
• Tabla 19. Esfuerzos del caso VI, Presa Xochicaltitla.	47
• Tabla 20. Momentos del caso VII, Presa Xochicaltitla.	50
• Tabla 21. Esfuerzos del caso VII, Presa Xochicaltitla.	51
• Tabla 22. Resumen de los siete casos de análisis, Presa Xochicaltitla.	53
• Tabla 23. Datos de diseño, tramo TCR a Derivación Oztotepec.	59
• Tabla 24. Resumen de diseño, tramo TCR a Derivación Oztotepec.	61
• Tabla 25. Cargas piezométricas, tramo TCR a Derivación Oztotepec.	64
• Tabla 26. Datos de diseño, tramo Derivación Oztotepec a Derivación Ameyalco.	66
• Tabla 27. Resumen de diseño, tramo Derivación Oztotepec a Derivación Ameyalco.	67
• Tabla 28. Cargas piezométricas, tramo Derivación Oztotepec a Derivación Ameyalco.	68
• Tabla 29. Datos de diseño, tramo Derivación Ameyalco a Derivación Tecualipan.	72
• Tabla 30. Resumen de diseño, tramo Derivación Ameyalco a Derivación Tecualipan.	73
• Tabla 31. Cargas piezométricas, tramo Derivación Ameyalco a Derivación Tecualipan.	74
• Tabla 32. Datos de diseño, Ramal Oztotepec.	78
• Tabla 33. Resumen de diseño, Ramal Oztotepec.	79
• Tabla 34. Cargas piezométricas, Ramal Oztotepec.	80
• Tabla 35. Datos de diseño, Ramal Ameyalco.	82
• Tabla 36. Resumen de diseño, Ramal Ameyalco.	83
• Tabla 37. Cargas piezométricas, Ramal Ameyalco.	84
• Tabla 38. Datos de diseño, Ramal Tecualipan.	86
• Tabla 39. Resumen de diseño, Ramal Tecualipan.	87
• Tabla 40. Cargas piezométricas, Ramal Tecualipan.	88
• Tabla 41. Dimensionamiento de válvulas para expulsión de aire.	91
• Tabla 42. Dimensionamiento de válvulas para el llenado de la tubería.	92
• Tabla 43. Dimensionamiento de válvulas ante presión de colapso.	96
• Tabla 44. Datos de diseño del cadenamiento 1+063.63 para válvulas de expulsión de aire.	96
• Tabla 45. Elevaciones en unidades de pies.	96

- Tabla 46. Cálculo de presiones para el dimensionamiento de válvulas de expulsión de aire para purga de la tubería. 98
- Tabla 47. Cálculo de gastos para el dimensionamiento de válvulas para el llenado de la tubería..... 101
- Tabla 48. Cálculo de gastos para el dimensionamiento de válvulas para el vaciado controlado de la tubería. 104
- Tabla 49. Datos de diseño para válvulas ante presión de colapso. 106
- Tabla 50. Cálculo del gasto para el dimensionamiento de válvulas ante presión de colapso. 108
- Tabla 51. Resumen de diámetros para las VAEAs en la línea de conducción principal. 110
- Tabla 52. Datos de diseño para el cálculo de la separación máxima entre apoyos. 115
- Tabla 53. Ángulos del atraque. 117
- Tabla 54. Dimensiones propuestas para el atraque de concreto..... 118
- Tabla 55. Fuerzas ocurridas en los atraques de concreto. 119
- Tabla 56. Dimensiones y volumen neto de concreto de los atraques..... 120
- Tabla 57. Revisión de la seguridad de los atraques de concreto..... 120
- Tabla 58. Momentos del caso I, Presa Tetelcingo. 124
- Tabla 59. Esfuerzos del caso I, Presa Tetelcingo..... 124
- Tabla 60. Revisión por volteo caso I, Presa Tetelcingo. 124
- Tabla 61. Revisión por capacidad de carga caso I, Presa Tetelcingo. 124
- Tabla 62. Revisión por compresiones admisibles caso I, Presa Tetelcingo. 125
- Tabla 63. Momentos del caso II, Presa Tetelcingo. 125
- Tabla 64. Esfuerzos del caso II, Presa Tetelcingo..... 126
- Tabla 65. Revisión por volteo caso II, Presa Tetelcingo. 126
- Tabla 66. Revisión por deslizamiento caso II, Presa Tetelcingo. 126
- Tabla 67. Revisión por capacidad de carga caso II, Presa Tetelcingo. 126
- Tabla 68. Revisión por compresiones admisibles caso II, Presa Tetelcingo. 126
- Tabla 69. Momentos del caso III, Presa Tetelcingo. 127
- Tabla 70. Esfuerzos del caso III, Presa Tetelcingo..... 127
- Tabla 71. Revisión por volteo caso III, Presa Tetelcingo. 128
- Tabla 72. Revisión por deslizamiento caso III, Presa Tetelcingo..... 128
- Tabla 73. Revisión por capacidad de carga caso III, Presa Tetelcingo. 128
- Tabla 74. Revisión por compresiones admisibles caso III, Presa Tetelcingo. 128
- Tabla 75. Momentos del caso IV, Presa Tetelcingo..... 129
- Tabla 76. Esfuerzos del caso IV, Presa Tetelcingo. 129
- Tabla 77. Revisión por volteo caso IV, Presa Tetelcingo..... 129
- Tabla 78. Revisión por deslizamiento caso IV, Presa Tetelcingo. 129
- Tabla 79. Revisión por capacidad de carga caso IV, Presa Tetelcingo. 130
- Tabla 80. Revisión por compresiones admisibles caso IV, Presa Tetelcingo. 130
- Tabla 81. Revisión por tensiones admisibles caso IV, Presa Tetelcingo. 130
- Tabla 82. Momentos del caso V, Presa Tetelcingo..... 130

- Tabla 83. Esfuerzos del caso V, Presa Tetelcingo. 131
- Tabla 84. Revisión por volteo caso V, Presa Tetelcingo..... 131
- Tabla 85. Revisión por deslizamiento caso V, Presa Tetelcingo. 131
- Tabla 86. Revisión por capacidad de carga caso V, Presa Tetelcingo. 132
- Tabla 87. Revisión por compresiones admisibles caso V, Presa Tetelcingo. 132
- Tabla 88. Momentos del caso VI, Presa Tetelcingo..... 132
- Tabla 89. Esfuerzos del caso VI, Presa Tetelcingo. 133
- Tabla 90. Revisión por volteo caso VI, Presa Tetelcingo..... 133
- Tabla 91. Revisión por deslizamiento caso VI, Presa Tetelcingo. 133
- Tabla 92. Revisión por capacidad de carga caso VI, Presa Tetelcingo. 133
- Tabla 93. Revisión por compresiones admisibles caso VI, Presa Tetelcingo. 134
- Tabla 94. Revisión por tensiones admisibles caso VI, Presa Tetelcingo. 134
- Tabla 95. Momentos del caso VII, Presa Tetelcingo..... 134
- Tabla 96. Esfuerzos del caso VII, Presa Tetelcingo. 135
- Tabla 97. Revisión por volteo caso VII, Presa Tetelcingo..... 135
- Tabla 98. Revisión por deslizamiento caso VII, Presa Tetelcingo. 135
- Tabla 99. Revisión por capacidad de carga caso VII, Presa Tetelcingo. 135
- Tabla 100. Revisión por compresiones admisibles caso VII, Presa Tetelcingo. . 136
- Tabla 101. Tabla resumen de casos de análisis, Presa Tetelcingo..... 137
- Tabla 102. Dimensiones de las guías..... 144
- Tabla 103. Datos del proyecto de la obra de toma, Presa Tetelcingo. 145
- Tabla 104. Elementos mecánicos de la compuerta apoyada sobre largueros.... 147
- Tabla 105. Cuantificación de los elementos de la compuerta..... 148
- Tabla 106. Dimensionamiento de las guías para el vástago. 149

10. BIBLIOGRAFÍA

Listado de obras consultadas para la elaboración de este informe:

- US Army Corps of Engineers. 1995, june. Gravity Dam Design. (EM-1110-2-2200), DEPARTMENT OF THE ARMY, U.S. Army Corps of Engineers Washington, DC 20314-1000. 88p.
- Comisión Nacional del Agua. 2016, agosto. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. (Libro 15. Cálculo, Estudio y Diseño de Instalaciones mecánicas), Comisión Nacional del Agua. 346p.
- Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. *Mecánica de Suelos*. 3ra. Ed., Limusa, 2001.
- Apuntes de Obras Hidráulicas del Maestro en Ingeniería Óscar Vega Roldán.