



COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

SUBDIRECCIÓN GENERAL TÉCNICA GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENIERÍA EN RÍOS

INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA COORDINACIÓN DE HIDRÁULICA

SUBCOORDINACIÓN DE OBRAS Y EQUIPOS HIDRÁULICOS

CONVENIO DE COLABORACIÓN NO: 2016-B08-B08-GC-09-RF-AD-A-CC-0001

**“ESTUDIOS ESPECIALIZADOS A CINCO PRESAS DE
ALMACENAMIENTO, DERIVADORAS Y BORDOS EN ALTO
RIESGO DEL NORESTE DEL PAÍS, AÑO 2016”**

Octubre 2016



NOMBRE OFICIAL: SAN JUAN DE COYOTILLOS

NOMBRE COMÚN: SAN JUAN DE COYOTILLOS

ID 2992



MUNICIPIO DE AHUALULCO
ESTADO DE SAN LUIS POTOSÍ

INFORME FINAL



ÍNDICE DE CONTENIDO

INGENIERÍA BÁSICA.....	1
ANTECEDENTES.....	1
OBJETIVO.....	1
ALCANCE	2
METODOLOGÍA.....	2
ACTIVIDADES	2
I. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN	2
I.1 Inspecciones reportadas en el SISP.....	5
II. VISITAS DE INSPECCIÓN.....	7
II.1 Condiciones durante la visita.....	7
II.2 Embalse	8
II.3 Cortina.....	10
II.4 Obra de excedencias.....	16
II.5 Obra de toma.....	19
II.6 Cauce	22
III. TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO.....	27
III.1 Levantamiento topográfico de la cortina de la presa.....	27
III.2 Levantamiento topográfico del cauce aguas abajo	33
III.3 Exploración, muestreo y pruebas de laboratorio	38
IV. ESTUDIOS DE PELIGRO SÍSMICO.....	46
V. REVISIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA	52
V.1 Actualización hidrológica.....	52
V.2 Características fisiográficas de la cuenca	52
V.2.1 Delimitación de la cuenca.....	53
V.2.2 Longitud, pendiente del cauce principal y tiempo de concentración.....	54
V.2.3 Uso y tipo de suelo, número de curva y coeficiente de escurrimiento	56
V.3 Hidrometría y climatología.....	60
V.3.1 Análisis de información hidrométrica	60
V.3.2 Análisis de información climatológica.....	60
V.4 Precipitación para diferentes periodos de retorno	69
V.4.1 Precipitación media para diferentes duraciones y periodos de retorno	71
V.5 Hietograma de Diseño.....	76
V.6 Cálculo de avenidas	77
V.6.1 Cálculo de avenidas con información hidrométrica	77
V.6.2 Cálculo de avenidas con información climatológica	77
V.6.3 Hidrogramas de entrada aplicando el software HEC-HMS.....	79
V.6.4 Tránsito de la avenida.....	81
VI. REVISIÓN FUNCIONAL Y OPERACIONAL	85
VI.1 Revisión de la obra de excedencias	85

VI.2	Revisión de la obra de toma.....	89
VI.3	Revisión del vaso, el cauce y los accesos.....	90
VII.	REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA CORTINA.....	95
VII.1	Recopilación y revisión de la información disponible.....	95
VII.2	Modelo geométrico de la cortina.....	99
VII.3	Marco de referencia para el análisis estructural.....	100
VII.4	Integración de la información del análisis de estabilidad.....	103
VII.5	Problemas de seguridad geotécnica y estructural de la cortina.....	106
VII.6	Determinación de acciones en la cortina.....	109
VII.7	Cargas secundarias.....	111
VII.8	Cargas extremas.....	111
VII.9	Revisión de la estabilidad de la cortina.....	115
VII.10	Conclusiones de la revisión geotécnica estructural.....	126
VIII.	DELIMITACIÓN DE ZONAS DE PELIGRO POR DESCARGAS CONTROLADAS Y NO CONTROLADAS.....	128
VIII.1	Modelo digital de elevaciones del terreno.....	128
VIII.2	Coeficiente de rugosidad.....	129
VIII.3	Modelación bidimensional con FLO- 2D.....	130
VIII.3.1	Bases teóricas del modelo hidrodinámico bidimensional.....	130
VIII.3.2	Delimitación de la zona federal.....	132
VIII.3.3	Delimitación de zonas de peligro para una descarga controlada.....	133
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	136
	Conclusiones.....	136
	Recomendaciones.....	137
	Construcción del vertedor en la ladera derecha.....	137
	Mantenimiento de la cortina.....	138
	Rehabilitación de la socavación en la base de la estructura escalonada.....	138
	Instalación de una obra de toma baja o de desfogue.....	139
	REFERENCIAS	140
	ANEXOS.....	140
	ANEXO 1 INFORMACIÓN RECOPIADA.....	140
	ANEXO 2 INFORME DE INSPECCIÓN.....	140
	ANEXO 2.1 ÁLBUM FOTOGRÁFICO.....	140
	ANEXO 3 RESULTADOS DE CAMPO Y LABORATORIO.....	140
	ANEXO 3.1 TOPOGRAFÍA DE LA CORTINA.....	140
	ANEXO 3.2 TOPOGRAFÍA DE CAUCE AGUAS ABAJO.....	140
	ANEXO 3.3 EXPLORACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO.....	140
	ANEXO 4 ANÁLISIS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS.....	140
	ANEXO 5 ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO.....	140
	ANEXO 6 REVISIÓN DE ESTABILIDAD DE LA CORTINA.....	140
	ANEXO 7 REVISIÓN FUNCIONAL Y OPERACIONAL DE LA PRESA	140



ANEXO 8 ZONAS DE PELIGRO.....	140
ANEXO 9 MEMORIAS DE CÁLCULO DE LOS ANÁLISIS ESTADÍSTICOS (GRÁFICAS DE RIESGO Y CURVAS DE FRAGILIDAD).....	140
ANEXO 10 DISEÑO CONCEPTUAL DE MITIGACIÓN DE RIESGOS.....	140



INGENIERÍA BÁSICA

Antecedentes

En el marco del Pacto por México en el compromiso No. 51 de la Administración Pública Federal 2012 – 2018, la Gerencia del Consultivo Técnico (GCT) de la Subdirección General Técnica (SGT) de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), Órgano Desconcentrado de la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT), del Gobierno Federal de los Estados Unidos Mexicanos, solicitó al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) la participación de expertos en seguridad de presas para brindar asistencia técnica, con la finalidad de efectuar trabajos especializados en apoyo a la GCT, para determinar las opciones de solución que permitan reducir el nivel de riesgo que guardan las 8 presas clasificadas como de “**alto riesgo**”, mediante el estudio de las condiciones que conducen a la situación de peligro o mal funcionamiento de las presas, con base en la inspección *in situ* y de analizar las condiciones de seguridad estructural, funcional y operativa de la cortina y las obras auxiliares de las presas. Con base en este trabajo que es encomendado al IMTA, se podrá desarrollar por parte de la CONAGUA o de los usuarios, el Proyecto Ejecutivo necesario para la contratación de los trabajos que permitan la rehabilitación de las estructuras de la presa para con ello reducir el nivel de riesgo.

Para estos trabajos especializados, el IMTA desarrolló los “**Estudios especializados a cinco presas de almacenamiento, derivadoras y bordos en alto riesgo del Noreste del país, año 2016**”, con el fin de conocer el estado físico, funcional y operativo de los componentes de las presas, así como de cualquier otra condición que pueda representar peligro de afectación a la propia presa, a la población, sus bienes o a la infraestructura ubicada aguas abajo de la cortina, con base en inspecciones directas a las presas, en trabajos de ingeniería especializada mediante análisis hidrológicos, estructurales, geotécnicos, hidráulicos y, en su caso, de otros campos como mecánicos, electromecánicos o ambientales.

Objetivo

Determinar la probabilidad de falla, las consecuencias hacia aguas abajo y la evaluación del riesgo correspondiente para los modos de falla.

Tabla 0.1 Datos de la presa

ID	Entidad Federativa	Nombre	Altura máxima cortina (m)	Volumen al NAMO (hm ³)
2992	San Luis Potosí	San Juan de Coyotillos	8.8	0.14

Alcance

Los estudios se enfocarán en evaluar el riesgo y proponer alternativas de adecuación para la reducción del mismo en el caso de que éste sea inaceptable. Además del estudio de evaluación del riesgo, se deberá entregar el anteproyecto de una de las adecuaciones propuestas en las presas para atenuar el riesgo.

Para alcanzar el objetivo del trabajo, es necesario considerar cuatro aspectos fundamentales de la Ingeniería en Presas y la Seguridad de Presas:

- a) Recopilación de información en archivos y mediante inspecciones físicas, topografía, batimetría y estudios de campo especializados de la obra de cabeza.
- b) Análisis determinista de Ingeniería en Presas.
- c) Análisis probabilista de la seguridad y evaluación del riesgo.
- d) Propuesta de opciones de solución para reducir el peligro y riesgo.

Metodología

A continuación se describe la metodología que se utilizará para la prestación del servicio, describiendo clara y detalladamente las acciones a realizar.

Para cada la presa considerada en alto riesgo, se realizarán las siguientes actividades:

Actividades

I. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

La presa está ubicada geográficamente en las coordenadas 22° 23' 13.17" Latitud Norte y 101° 11' 03.90" Longitud Oeste, en la Región Hidrológica N° 37, El Salado. Se localiza partiendo de la ciudad de San Luis Potosí, por la carretera No. 49 a Zacatecas a 30 km se llega al entronque de la carretera No. 63, que conduce al municipio de Ahualulco (al norte), después del entronque de Ahualulco se recorren 7.4 km, pasando por la comunidad de El Carrizal, la vía del FFCC a Aguascalientes y el Río La Parada, para llegar al entronque a la izquierda con el camino que conduce a la comunidad de San Juan de Coyotillos, continuando al oeste se cruza dicha comunidad y se continúa por camino vecinal en mal estado en un recorrido de 2.7 km, en total se recorren 40.10 km para llegar a la presa.

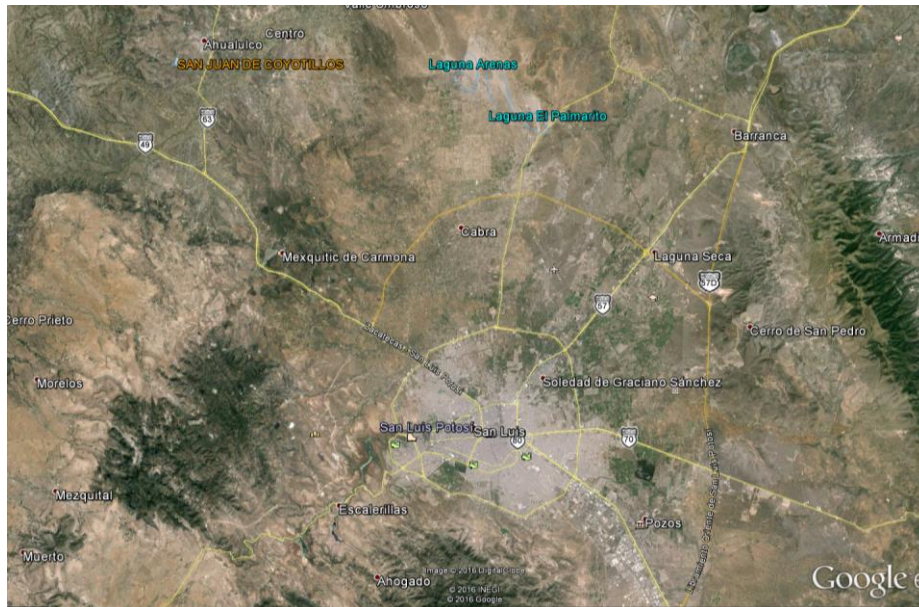


Figura I.1 Ubicación presa San Juan de Coyotillos.

La presa San Juan de Coyotillos, fue construida por el gobierno del municipio en 1975, tiene una cortina de mampostería, el talud aguas abajo es vertical en una altura de 3.60 m y termina con un talud de 1:1 y el talud aguas arriba es vertical, su propósito es para abrevadero, con una capacidad de almacenamiento de 0.14 hm^3 a la elevación 1895.00 *msnm*. La corona está a la elevación 1895 *msnm*, con ancho de 1.50 m, longitud de 57 m y altura máxima de 8.80 m. Las descargas eventuales se realizan por un vertedor cresta recta a la cota 98.84 m localizado en la margen derecha de la cortina, con ancho de cresta de 57.00 m de longitud.

Las características generales de la presa se indican en la Tabla I.1

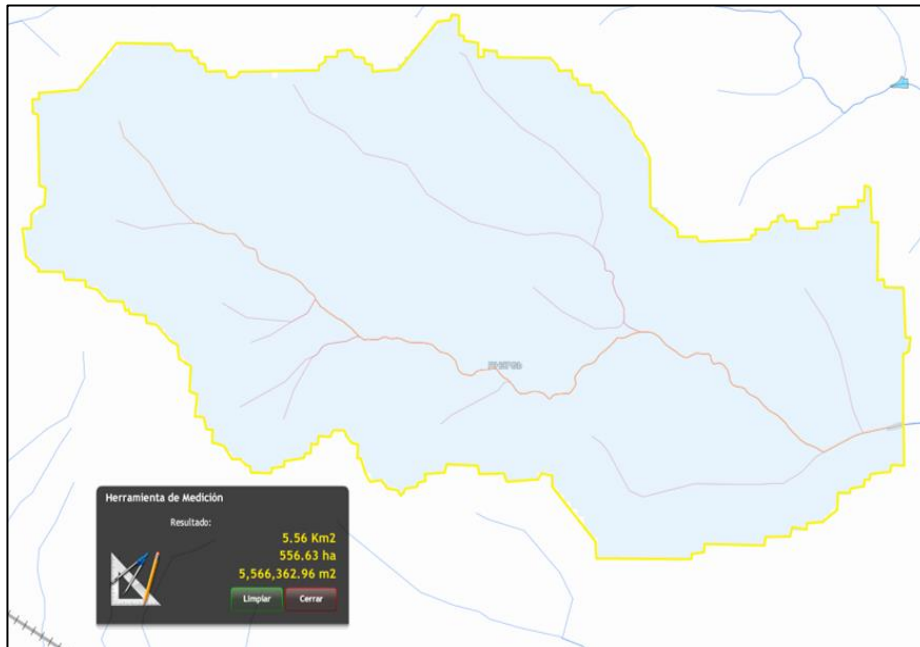


Figura I.2 Vista de la cuenca de la presa San Juan de Coyotillos.

Tabla I.1 Características generales de la presa San Juan de Coyotillos.

Nombre común	San Juan de Coyotillos
Año de termino	1975
Uso	Las obras de toma no operan
Tipo de cortina	Rígida de gravedad
Material de la cortina	Mampostería
Longitud de la corona	57.00 m
Ancho de la corona	1.50 m
Altura máxima desde el desplante	8.80 m
Altura sobre el cauce	8.80 m
Talud de aguas arriba	vertical
Talud de aguas abajo	Vertical y escalonado
Capacidad al NAME	0.20 hm ³
Capacidad al NAMO	0.14 hm ³
Tipo de obra de excedencias	Cresta recta
Longitud total del vertedor	57 m
*Capacidad del vertedor	143.05 m ³ /s
Tipo de obra de toma	Tubería a presión
Material y dimensiones	Tubería de acero 10.6 cm
Elevación de la corona	1895.00 msnm
Elevación del NAME	1896.35 msnm
Elevación del NAMO	1895.00 msnm

Fuente: Información tomada del SISP-CONAGUA, *Caudal estimado, coeficiente 1.6

Se inició la recopilación de información bibliográfica en diversas dependencias tanto académicas e institucionales así de como de entidades en el tema del agua para el estudio de la presa San Juan de Coyotillos, para ello se desarrolló el siguiente procedimiento que a continuación se describe.

Parte básica y fundamental de la presa en estudio, es la información de diseño y construcción, los objetivos de la obra, eventos históricos importantes principalmente aquellos que han puesto en riesgo la estructura, así como la obtención de la información geográfica, topográfica, hidrológica, cartográfica, batimétrica, relieve, geológica, y finalmente, los datos de escurrimiento y precipitación. Estos serán los elementos que ayudaran a evaluar el riesgo de la obra.

I.1 INSPECCIONES REPORTADAS EN EL SISP

A continuación se presenta el listado de la información revisada y las conclusiones de dichos documentos:

1. SISP (2012). Informe de Inspección de Seguridad de Presas N-I. Gerencia del Consultivo Técnico. Fecha 6 de agosto de 2012. Archivo: 29920724R07M1208.doc.

Personal de la Gerencia del Consultivo Técnico realizaron la inspección el día 6 de septiembre de 2012 concluyendo y recomendando lo siguiente:

La presa San Juan de Coyotillos, estructuralmente presenta una cortina muy esbelta en el muro vertical aguas arriba, a partir de la elevación 1891.10 *msnm* (3.90 *m* de altura), ya que este muro presenta una relación de base altura de 0.38 e hidrológicamente, por falta de vertedor, presentaría una carga sobre la corona de 1.35 *m* (al N.A.M.E.), esto necesariamente representa riesgo por volcamiento de la cortina en esa zona, además de que aguas abajo existen núcleos de población.

Por lo anterior se determina que el grado de riesgo es alto, por lo que se recomienda:

- Analizando el gasto de entrada como gasto de descarga, será necesario demoler una escotadura de al menos 25 *m* de cresta por 2 *m* de altura para que ésta funcione como obra de excedencias, a fin de asegurar la estabilidad de la obra ante una avenida extraordinaria.
- A pesar de lo anterior a fin de asegurar la estabilidad de la cortina que quedara posterior a la escotadura, se deben construir contrafuertes aguas abajo para apuntalar el muro ante el empuje de una avenida extraordinaria.
- Realizar un estudio hidrológico a detalle para determinar las condiciones que aseguren la estabilidad de la presa.

- Para evitar filtraciones y erosión se debe colocar aplanado en el talud aguas arriba.
2. SISP (2013). Informe de Inspección de Seguridad de Presas N-I. Gerencia del Consultivo Técnico y la Dirección Local de San Luis Potosí. Fecha 26 de septiembre de 2013. Archivo: 29920724CT0M1309.pdf.

Personal de la Gerencia del Consultivo Técnico y la Dirección Local de San Luis Potosí realizaron la inspección el día 26 de septiembre de 2013 concluyendo que:

- Bajo las condiciones actuales de la presa, se considera que se encuentra en riesgo hidrológico y estructural alto que ponen en peligro su integridad y la de la población, por lo que son necesarios trabajos de rehabilitación.
- Actualmente la presa ya no cumple con la función para la que fue proyectada, por lo que se han abandonado sus obras de toma

II. Visitas de inspección

II.1 CONDICIONES DURANTE LA VISITA

La visita se realizó el 20 de septiembre de 2016, con cielo despejado y soleado, participando ingenieros por parte del IMTA, acompañados por el ingeniero de la Dirección Local de CONAGUA en San Luis Potosí. La visita inició con un recorrido por toda la presa, con el fin de obtener un panorama general de su estado y para conocer la ubicación de sus distintas estructuras, posteriormente se revisaron cada uno de los elementos que conforman la estructura, con los hallazgos que a continuación se describen.



Fotografía II.1. Panorámica de la presa Coyotillos.

II.2 Embalse

El día de la visita el nivel del embalse se encontró en la cota de 1882.08 *msnm*. El agua se apreció un poco turbia por los sedimentos suspendidos arrastrados desde la parte alta de la cuenca, pero sin embargo fue posible visualizar los peces que habitan el embalse. No se detectaron malos olores, ni vegetación acuática, solo algunos envases de PET pegados al paramento aguas arriba. Tampoco se apreció invasión del embalse.



Fotografía II.2 Panorámica del embalse tomada desde la margen derecha.



Fotografía II.3 Cola del embalse desde margen izquierda.



Fotografía II.4 Panorámica del embalse tomada desde la margen izquierda.



Fotografía II.5 Aspecto del agua del embalse, con presencia de fauna.

Durante la visita se midió también la profundidad del azolve al pie del talud aguas arriba, encontrándose a una profundidad máxima de un poco más de 5.50 *m* respecto al nivel de la corona. De acuerdo con el estudio topobatimétrico, la profundidad máxima del embalse el día de la inspección fue de aproximadamente 4.5 *m*.

Esta presa se localiza en una boquilla entre los cerros El Águila y La Mesa Alta entre los que escurre el arroyo San Juan, por lo que el embalse está confinado por colinas de estas mismas formaciones geológicas, mismas que se observaron estables y con vegetación.



Fotografía II.6 Panorámica de la ladera en margen izquierda.



Fotografía II.7 Panorámica de la ladera en margen derecha.

II.3 Cortina

La cortina se ubica aguas arriba aproximadamente a un kilómetro de la localidad San Juan de Coyotillos. El eje de la cortina en planta es recto, confinado por el lado izquierdo por el cerro La Mesa Alta y por el derecho por el cerro El Águila. De acuerdo con los trabajos de topografía realizados, la longitud actual de la presa es de aproximadamente 56 m, medidos sobre la corona, ésta última con una cota de nivel promedio de 1883.28 msnm.



Fotografía II.8 Panorámica de la presa desde margen izquierda.



Fotografía II.9 Aspecto de la parte sobre elevada en 1991.

La cortina es de mampostería de piedra junteada con mortero y, de acuerdo con la información recopilada, en 1991 fue sobre elevada aproximadamente un metro, situación que se aprecia claramente sobre el paramento aguas arriba, por el contraste entre el tipo de mampostería. En esta sobre elevación se dejaron 44 m de la corona, medidos desde margen izquierda, con un ancho de 1.5 m y el resto hasta el empotramiento derecho con tan solo 0.55 m.



Fotografía II.10 Panorámica del paramento aguas arriba desde margen izquierda.



Fotografía II.11 Aspecto de la parte inconclusa en la sobre elevación de 1991.

El paramento aguas arriba es vertical mientras que el de aguas abajo es una sección compuesta, vertical los primeros 3.5 m desde la corona y desde allí sigue inclinado con una pendiente 2H:1V. No fue posible apreciar la parte baja de la cortina original, porque cuando se realizó la sobre elevación se construyó también 6.5 m aguas abajo, una estructura escalonada de mampostería que generó un tanque que fue rellenado con boleos de hasta 0.50 m.

Esta estructura y el relleno de boleos se realizaron con la finalidad de aumentar la estabilidad de la cortina original, cuya parte superior se aprecia muy esbelta por la sobre elevación, situación que se recomienda revisar de manera analítica. La corona de la estructura escalonada está a la cota 1879.5 msnm, aproximadamente 3.78 m más baja que la corona de la cortina actual y a ese mismo nivel se encuentra el relleno.



Fotografía II.12 Estructura escalonada aguas abajo de la cortina.



Fotografía II.13 Inflexión en el paramento aguas abajo de la cortina original.

Toda la estructura aguas abajo de la cortina está formada también por mampostería junteada con mortero y tiene el paramento aguas arriba vertical mientras que el de aguas abajo está formado por cinco escalones de un metro de peralte y 0.75 m de huella, con un ancho de corona de un metro también. De acuerdo con lo investigado, esta estructura no está unida a la cortina original, situación que debe considerarse en los análisis de estabilidad correspondientes.



Fotografía II.14 Aspecto de la estructura escalonada aguas abajo de la cortina.



Fotografía II.15 Relleno de boleos entre la cortina original y la estructura escalonada.



Fotografía II.16 Aspecto del paramento aguas arriba de la estructura escalonada.

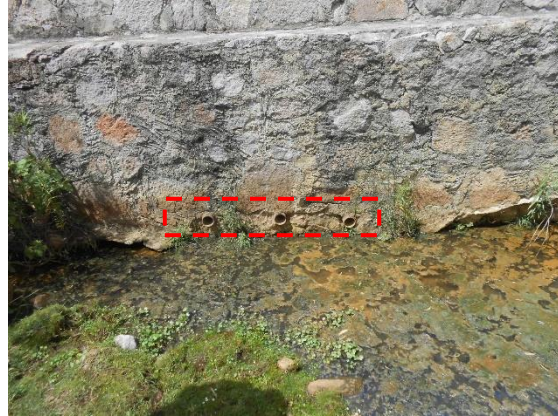


Fotografía II.17 Aspecto del paramento aguas abajo de la estructura escalonada.

Para evitar que el agua se acumule en el tanque se instalaron drenes formados por tuberías de 7.62 cm de diámetro (3 pulgadas) que atraviesan el escalón más bajo de la estructura escalonada, 2 tubos en el extremo derecho y 3 tubos en la parte central, mismos que se observaron destapados, sin obstrucciones y sin flujo. Aunque en informes anteriores se menciona que estos tubos son obras de toma, esto parece improbable debido al hecho de que aunque permanecen destapados no se aprecia el mínimo flujo aún con el embalse lleno, sin embargo, esta última situación podría también deberse al nivel de los azolves, en el caso de que efectivamente fueran obras de toma y atravesarán la cortina original, que se encuentra a más de 6 m de la estructura escalonada.



Fotografía II.18 Drenes de desagüe en el extremo derecho de la estructura escalonada.



Fotografía II.19 Drenes de desagüe en la parte central de la estructura escalonada.

En términos generales ambas estructuras se encuentran en buen estado, con los desgastes propios producto de las descargas que pasan sobre la presa casi todos los años. No se observaron grietas ni piezas de mampostería dislocadas. Solo se observaron humedades y lloraderos en el extremo derecho y en la parte central de la cortina original, respectivamente, debido que el paramento aguas arriba carece de revestimiento.



Fotografía II.20 Humedades en el lado derecho de la cortina original.



Fotografía II.21 Lloraderos en la parte central de la cortina original.

Al pie de la estructura escalonada se detectaron en el extremo izquierdo y en la parte central, lagunas generadas por filtraciones a través del terreno de cimentación, que forman un pequeño cauce con un gasto calculado visualmente en 0.25 l/s. Cabe mencionar que la laguna de la parte central tiene una profundidad máxima de 2.0 m, medida con el levantamiento topográfico, muy probablemente debido a las descargas periódicas de la presa que han socavado los acarrees

existentes en esta zona y que se recomienda reforzar para evitar que pueda causar daños a la estructura escalonada.



Fotografía II.22 Laguna por filtraciones al pie de la estructura escalonada.



Fotografía II.23 Laguna por filtraciones, en el extremo izquierdo de la estructura escalonada.

Los empotramientos tanto de la cortina como de la estructura escalonada están hechos sobre los enrocamientos de las laderas formadas por riolitas, que se observaron estables, sin filtraciones ni socavaciones que fueran indicativos de inestabilidades.



Fotografía II.24 Empotramiento de la cortina original del lado derecho.



Fotografía II.25 Aspecto del empotramiento derecho de la cortina original aguas arriba.



Fotografía II.26 Aspecto del empotramiento izquierdo aguas arriba.



Fotografía II.27 Empotramiento izquierdo de la estructura escalonada.

II.4 Obra de excedencias

Originalmente la cortina fue diseñada para que el agua vertiera sobre ella, lo cual es justificable debido a que la presa se desplantó sobre las riolitas que afloran en la zona, lo que disminuye el peligro de socavación por efecto de las descargas. Debido al relleno de boleos colocado durante los trabajos de sobre elevación en 1991, no fue posible apreciar el estado del enrocamiento en la zona de desplante de la presa original. En ese mismo año se construyó en el extremo derecho de la estructura escalonada una rampa que aparenta ser el canal de descarga de un vertedor que no se concluyó.

Esta rampa fue construida sobre los enrocamientos de la ladera derecha, es de concreto, tiene un ancho promedio de 4.5 m y comienza al nivel de la parte superior de la estructura escalonada, desde donde va descendiendo hasta descargar sobre los enrocamientos del cauce. Cuenta con muretes de mampostería a cada lado para conducir el flujo hasta la descarga en el cauce, mismos que se apreciaron en estado inconcluso. Al parecer este vertedor se conectaría a la cortina en el lado derecho, precisamente en la zona donde la sobre elevación quedó incompleta quizás para estos fines, con un NAMO 0.90 m por debajo del nivel de la corona actual; es decir, que el NAMO quedaría prácticamente al mismo nivel que se tenía antes de la sobre elevación.



Fotografía II.28 Canal de descarga en el extremo derecho de la estructura escalonada.



Fotografía II.29 Vista del canal de descarga desde la corona de la cortina sobre elevada.



Fotografía II.30 Aspecto del canal de descarga sobre la ladera derecha.



Fotografía II.31 Aspecto de la zona de descarga al cauce.

Debido a que este vertedor aún no está terminado ni conectado a la cortina original, el agua vierte por encima de toda la corona y descarga directamente al tanque relleno de boleos, que hace la labor de tanque de amortiguamiento, para después bajar por la estructura escalonada y descargar al cauce. Durante los trabajos de inspección se detectó en el extremo derecho del tanque una parte donde hacen falta boleos, que probablemente fueron removidos por las descargas o tal vez corresponde a una zona que no se completó de origen o que fue removida por los usuarios.

Al pie de la estructura escalonada se apreció una laguna formada por las filtraciones a través de la cimentación, con una longitud aproximada de 5 m y con una profundidad máxima de 2 m, de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado. Es probable que esta profundidad de socavación se haya generado por el efecto de las descargas sobre los materiales sueltos depositados sobre el cauce, por lo que se recomienda darle seguimiento y de ser posible, realizar una inspección cuando el embalse esté seco para verificar el estado del terreno de cimentación y su posible refuerzo para evitar problemas futuros de inestabilidad. No se observaron sin embargo grietas o asentamientos que indicaran afectaciones en la cortina o en la estructura escalonada.



Fotografía II.32 Zona del tanque con falta de enrocamiento.



Fotografía II.33 Laguna con hasta 2 m de profundidad al pie de la estructura escalonada.

Es necesario considerar la viabilidad de terminar y poner en funcionamiento el vertedor en margen derecha, debido a que al abrir la ventana en la cortina hasta el nuevo NAMO, se perdería capacidad de embalse. Además, es posible que este nuevo vertedor sea insuficiente debido a sus dimensiones, lo que generaría de nuevo el desbordamiento de la cortina, situación que debe ser aclarada con los resultados del análisis hidráulico de dicho vertedor.

II.5 Obra de toma

Esta presa no cuenta con una obra de toma formalmente construida. Solo tiene en el extremo derecho una batería de tres tubos de acero de 7.62 cm (3 pulgadas) de diámetro, instaladas a 1.20 m de la corona de la cortina sobre elevada. Estos tubos tienen en la parte de la descarga tapones roscados para evitar la pérdida del flujo. En general todos los tubos y sus tapones se encuentran muy oxidados y el nivel al que están instalados hace que, para el mayor aprovechamiento del agua embalsada, se requieran mangueras al interior del vaso.



Fotografía II.34 Ubicación de los tubos que forman la obra de toma.



Fotografía II.35 Aspecto de los tubos de la obra de toma aguas arriba de la cortina.



Fotografía II.36 Descarga de los tubos de la obra de toma aguas abajo de la cortina.



Fotografía II.37 Tapones roscados en la descarga de los tubos de la obra de toma.

Este tipo de obra de toma se apreció también en la cortina construida posteriormente por la CONAZA, ubicada a 300 m aguas abajo de la presa Coyotillos, en donde se observó la forma de operar mediante mangueras de

neopreno que se insertan en los tubos de acero para extraer el agua por gravedad. Como ya se comentó anteriormente, estas mangueras también es posible instalarlas en los tubos del lado aguas arriba de la cortina, con la finalidad de extraer toda el agua del embalse bajo el nivel de las tuberías, mediante una bomba de succión.

Cabe mencionar que el embalse de la presa San Juan de Coyotillos se utiliza básicamente para abrevadero, dejando a la presa de la CONAZA que embalsa las filtraciones de Coyotillos, denominada CONAZA 1 en este informe, como suministro para un tanque que proporciona agua a la comunidad del mismo nombre, ubicada aguas abajo.



Fotografía II.38 Obra de toma de la presa ubicada aguas abajo de la presa Coyotillos, construida por CONAZA (CONAZA 1).



Fotografía II.39 Manguera de neopreno insertada en uno de los tubos de la obra de toma.



Fotografía II.40 Suministro de agua al tanque de almacenamiento de San Juan de Coyotillos.



Fotografía II.41 Tanque de almacenamiento de agua construido por CONAZA.

Sobre la estructura escalonada se detectaron también otras tuberías con las mismas características que, aunque en informes anteriores se reportan como obras de toma, parecen más corresponder a drenes para el desagüe del tanque relleno de boleos, mismas que ya se detallaron en el capítulo destinado a la cortina.

En las condiciones actuales la presa Coyotillos no cuenta con equipamiento alguno para desfogar en caso de una emergencia por lo que debe considerarse la instalación de una obra toma formal, en la parte baja de la cortina, con sistema de válvulas de emergencia y servicio, así como con el resto de los accesorios que complementen el tren de descarga, debidamente protegidas para evitar que se operen de manera inadecuada o sean vandalizadas.

II.6 Cauce

El cauce aguas abajo de la presa corresponde al arroyo San Juan sobre el que también se ubica, a 300 m aguas abajo de la presa San Juan de Coyotillos, otra cortina de mampostería construida por la CONAZA, denominada para fines de este informe como CONAZA 1. Un kilómetro aguas abajo de la presa San Juan de Coyotillos se ubican las primeras casas del ejido del mismo nombre y 500 m después se localiza un puente-vado que cruza la comunidad en la salida a Ahualulco. Sobre este cauce, a 2.26 km de la presa y a 100 m de la carretera federal 63, San Luis Potosí- Charcas, se detectó otra presa construida recientemente por CONAZA, denominada para fines de este informe como CONAZA 2. Pasando la carretera federal 63 el cauce sigue por entre predios de uso agrícola hasta desembocar en el río La Parada (Justino), aproximadamente a 4.5 km desde la presa San Juan de Coyotillos.

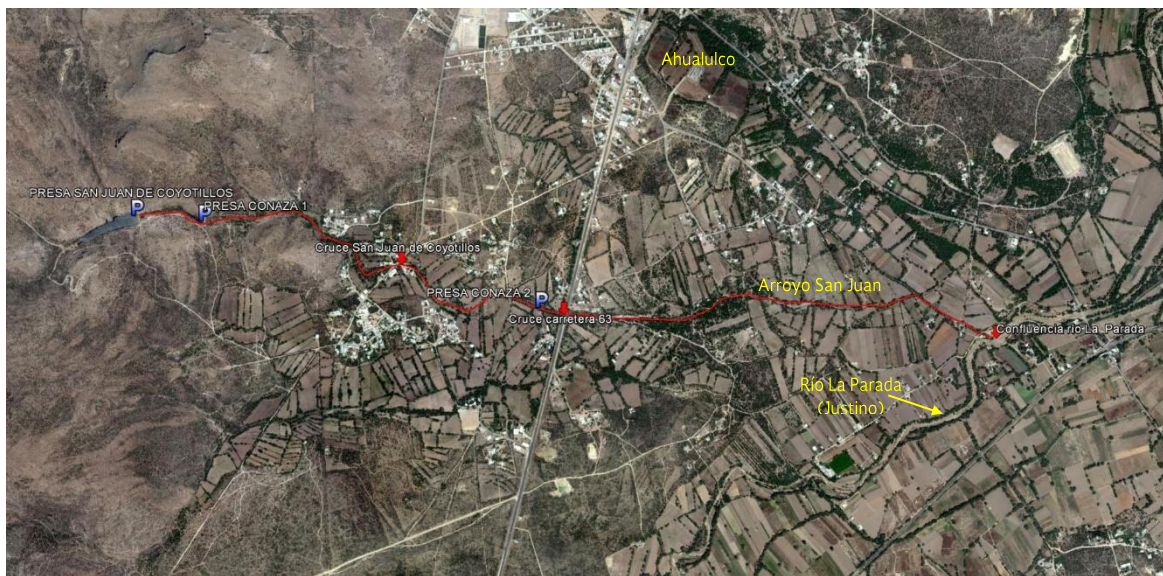


Figura II.1 Cauce aguas abajo de la presa San Juan de Coyotillos.

De acuerdo con lo investigado, la cortina aguas abajo (CONAZA 1) de la presa San Juan de Coyotillos fue construida para captar los escurrimientos provenientes de las filtraciones de ésta última presa y aprovecharlos para fines de abrevadero y para surtir de agua a un tanque construido también por CONAZA, que suministra agua al ejido San Juan de Coyotillos. La presa, que también funciona como cortina vertedora, se encuentra en buenas condiciones en términos generales, con pequeñas filtraciones en la mampostería, sin que se apreciaran en ella problemas de inestabilidad.



Fotografía II.42 Cortina CONAZA 1, 300 m aguas abajo de la presa San Juan de Coyotillos.



Fotografía II.43 Embalse de la presa denominada CONAZA 1.

A aproximadamente 600 m de la cortina CONAZA 1, se detectaron las primeras casas del ejido San Juan de Coyotillos. Este ejido cuenta con 663 habitantes y 217 viviendas, de acuerdo con el censo del 2010 del INEGI, las cuales en su mayor parte son de una planta, construidas a base de ladrillos, con castillos, cadenas y losa de concreto. Este ejido cuenta con servicios de energía eléctrica y de agua suministrada por el tanque construido por CONAZA. Las casas construidas a las orillas del cauce fueron protegidas con muros de mampostería para impedir que el agua les entre a sus predios, lo que ha generado que en algunos puntos se tengan reducciones del cauce original.



Fotografía II.44 Casa en la orilla del cauce aguas abajo, en el cadenamiento 0+865.



Fotografía II.45 Cruce elevado de la línea de conducción, en el cadenamiento 1+060.

En el cadenamiento 1+440 sobre el cauce se ubica un puente-vado de concreto en la salida rumbo a Ahualulco y metros más adelante, un pequeño puente del mismo

material para ingresar a una casa particular; en estos dos puntos el cauce se reduce drásticamente debido a las pilas que sirven de apoyo a estas dos estructuras. Fueron los habitantes de esta casa particular quienes se quejaron de que el agua les entra todos los años, cada vez que la presa vierte, con una lámina de hasta 30 cm. Para impedir que el agua entre a los predios en esta zona también se ha restringido el cauce mediante muros de mampostería que, comentan los vecinos, se han visto afectados por problemas de socavación que ha tirado algunos tramos, mismos que ya han sido reconstruidos pero reforzados con contrafuertes.



Fotografía II.46 Puente-vado sobre el cauce en el cadenamiento 1+440.



Fotografía II.47 Puente de acceso a una casa particular, tomada desde el puente-vado.



Fotografía II.48 Casa particular que se ve afectada por el agua en cada vertida de la presa.



Fotografía II.49 Carretera hacia a Ahualulco sobre la que se ubica el puente-vado.

Siguiendo sobre el cauce, en el cadenamiento 2+265 se detectó otra cortina de mampostería recientemente construida por la CONAZA, que para fines de este informe se identificó como CONAZA 2. De acuerdo con lo investigado, la presa fue

construida por mano de obra local, sin estudios previos de ningún tipo, con el fin de infiltrar agua al subsuelo; de hecho, su capacidad de embalse corresponde únicamente a lo que puede almacenar el cauce aguas arriba. Actualmente, esta presa se encuentra con graves problemas de erosión regresiva que ha dejado prácticamente sin apoyo a la cortina. Cabe comentar que, aunque la capacidad de embalse de esta presa es poca, en caso de su falla, a 100 m aguas abajo se ubica la alcantarilla de la carretera federal 63, San Luis Potosí-Charcas, que podría verse afectada por la descarga súbita. Al inspeccionar la alcantarilla se observó que la mampostería que forma la plantilla está deteriorada, con la pérdida de varias piezas en la zona de salida.



Fotografía II.50 Paramento aguas arriba de la presa CONAZA 2.



Fotografía II.51 Socavación en la base de la mampostería de la presa CONAZA 2.



Fotografía II.52 Alcantarilla bajo la carretera federal 63, San Luis Potosí-Charcas.



Fotografía II.53 Deterioro de la plantilla de mampostería de la alcantarilla.

Pasando la alcantarilla, el cauce sigue por predios de uso agrícola y en su trayecto se van incorporando otras corrientes hasta su descarga en el río La Parada (Justino), ubicado aproximadamente a 4.5 km de la presa San Juan de Coyotillos, medidos sobre el cauce.



Fotografía II.54 Aspecto del cauce aguas abajo de la alcantarilla bajo la carretera federal 63.



Fotografía II.55 Cauce del río La Parada (Justino), en la zona de confluencia.

Aunque la problemática que ha llevado a la presa San Juan de Coyotillos a ser declarada de **alto riesgo** está relacionado con la inundación de las casas aledañas al cauce en el ejido del mismo nombre, debe revisarse en el estudio de riesgo por inundación si la ubicación de estas viviendas está sobre la zona federal, lo que en su caso constituye una irregularidad por parte de los dueños. Se aprecia más grave el problema de la presa CONAZA 2, que está en situación de fallar en cualquier momento, por lo que se recomienda rehabilitarla o definitivamente demolerla de manera controlada, para evitar que lo haga de manera súbita.

III. TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO

III.1 Levantamiento topográfico de la cortina de la presa

Para las actividades del levantamiento topográfico de la cortina de la presa San Juan de Coyotillos, se utilizaron los más modernos sistemas topográficos satelitales RTK GPS, de marca TOPCON. Los equipos RTK GPS TOPCON GR-5 utilizados para hacer la topografía de la cortina y estructuras complementarias, son capaces de ligarse a la Red Geodésica Nacional Activa (RGNA), que se define como el conjunto de estaciones de monitoreo continuo de datos del GPS, distribuidas estratégicamente en el territorio nacional, que materializan el Sistema Geodésico Nacional en su vertiente horizontal, y proporcionan servicios de posicionamiento geodésico a los usuarios mediante datos en línea y coordenadas en el marco oficial. Cada estación de la RGNA a que se liga un levantamiento geodésico desempeña un papel activo, al funcionar como puntos de referencia para determinar las diferencias entre sus posiciones altamente precisas y las posiciones de nuevos puntos derivadas directamente de los datos transmitidos por el sistema de satélites de navegación global (GNSS); así, mediante la técnica del posicionamiento diferencial, la RGNA ofrece información geodésica acorde a las altas precisiones que proporcionan los equipos del sistema de posicionamiento global bajando los datos a través de un programa llamado TOPCON TOOL, con esto se generan estaciones semejantes a los de la Red Geodésica Nacional Pasiva (RGNP) en cualquier lugar que se requiera, así que puede iniciarse el levantamiento ya sea en una estación de la RGNP o con una generada por el GPS con una marca puesta a tal efecto. A partir de aquí se puede usar el equipo que se tenga disponible ya sea GPS, estación total o teodolito.

Con el GPS se pueden propagar puntos con coordenadas x, y, z a varios kilómetros manteniendo una gran precisión los cuales se pueden usar como base para seguir propagando otros más. Los equipos RTK utilizados permitieron el levantamiento simple, real, efectivo y rápido de un gran número de puntos para construir las poligonales y de éstas trazar las curvas de nivel con gran resolución.

Para los trabajos en campo se utilizaron hasta cuatro equipos RTK GPS marca Topcon modelo GR-5, utilizando uno de ellos como base. Las características técnicas de estos equipos se presentan a continuación.

- Precisión RTK: Horizontal: $10\text{mm} + 1.0\text{ppm}$ y Vertical: $15\text{mm} + 1.0\text{ppm}$
- Precisión estática: Horizontal: $3\text{mm} + 0.5\text{ppm}$ y Vertical: $5\text{mm} + 0.5\text{ppm}$
- Recepción de Señales: GPS, GLONASS, QZSS, SBAS, Galileo and Beidou (BDS).
- Número de canales: 226 Channel Vanguard Technology con canales universales de seguimiento.
- Tipo de antena: Integrated Fence Antenna.

- Comunicaciones: Radio integrado UHF TX/RX, o 915MHz Spread Spectrum; Base Radio Output 1.0W, user selectable; comunicaciones por celular integrado HSPA o CDMA; comunicaciones I/O de clase 2 Bluetooth®; así como USB and Serie RS-232 y otras.
- Memoria: Removable SD/SDHC con tarjeta de memoria de 32GB.
- Data Update/Output Rate: 1Hz – 100Hz Seleccionable; con capacidad de salida de datos en tiempo real con tecnologías TPS, RTCM SC104, CMR, CMR+, con salida en código ASCII, NMEA 0183 versión 2.x y 3.0.

El sistema RTK GPS Topcon GR-5 representa la más avanzada generación en tecnología de receptores GPS. Este nuevo sistema incorpora la tecnología de seguimiento Topcon capaz de rastrear todos los sistemas de posicionamiento global por satélite existentes. El rover Topcon GR-5 cuenta con la tecnología patentada de una antena Topcon de alta precisión y capacidad para la recepción de señales, para lograr un seguimiento de señal más robusto y limpio, logrando resultados de muy alta calidad.



Fotografía III.1 Equipo utilizado para el levantamiento topográfico de la presa.

Inicialmente se estableció un vértice de referencia (GPS1), que también sirvió de referencia para los estudios de topografía del cauce aguas abajo y para la topobatimetría. Las coordenadas de este vértice se establecieron con base en la Red Geodésica Nacional Activa (RGNA) y el monumento se ubicó físicamente en la ladera ubicada en el lado derecho de la cortina, con las coordenadas $x=275080.828$, $y=2477259.380$, $z=1892.160$.

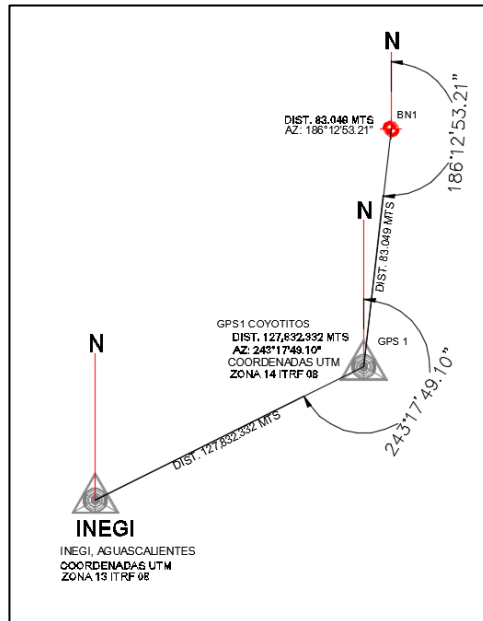


Figura III.1 Detalle de liga del GPS con la RGNA, en San Juan de Coyotillos.



Fotografía III.2 Banco de Nivel BN1 en el extremo izquierdo de la presa San Juan de Coyotillos.



Fotografía III.3 Coordenadas del vértice de referencia GPS1 en la presa San Juan de Coyotillos.

El levantamiento topográfico se realizó tomando puntos sobre la cortina y estructuras auxiliares, caracterizando de manera detallada cada una de ellas, sobre todo en los sitios donde la geometría era complicada tal como las obras de toma y excedencias. Como parte de los trabajos se realizó también el levantamiento de una franja adyacente a la cortina, de aproximadamente 50 m sobre el embalse, para definir el nivel y distribución de los azolves.

Este levantamiento proporciona la información necesaria para realizar los estudios de seguridad geotécnica estructural de la cortina, así como para la revisión de la capacidad hidráulica del vertedor.



Fotografía III.4 Levantamiento topográfico de la cortina de la presa San Juan de Coyotillos.



Fotografía III.5 Levantamiento de los tubos que forman la obra de toma.



Fotografía III.6 Levantamiento topográfico del canal de descarga del vertedor inconcluso.



Fotografía III.7 Medición del nivel del azolve en el embalse de la presa San Juan de Coyotillos.

A continuación se muestran imágenes de los planos generados en esta actividad. Los planos en formato 60 x 90 cm elaborados a partir de la información obtenida en campo de la cortina y las obras auxiliares de la presa San Juan de Coyotillos se incluyen en los anexos.

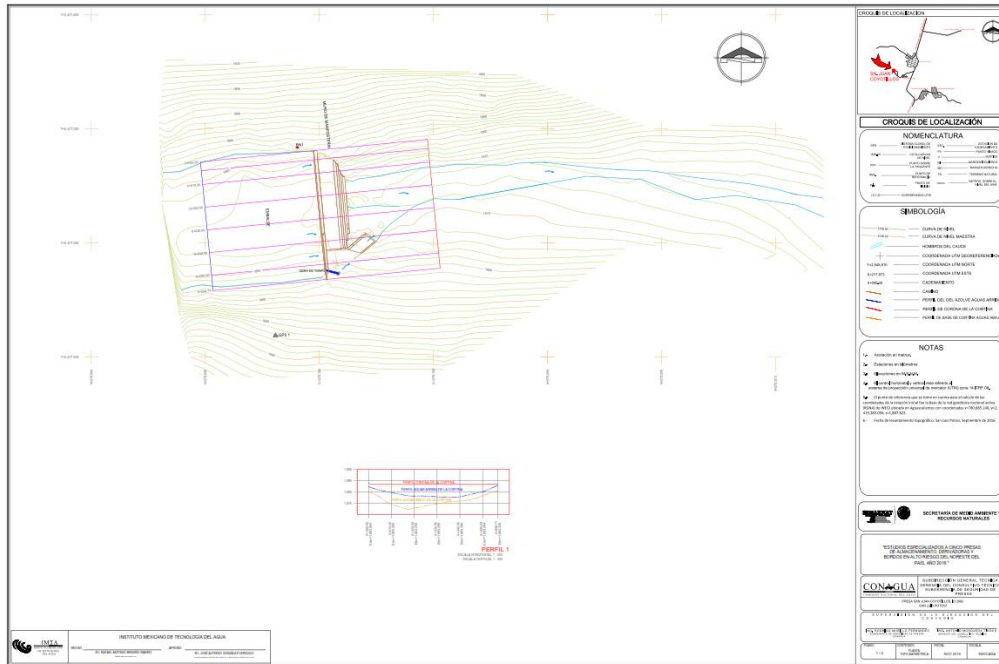


Figura III.2 Plano topo batimétrico de la presa San Juan de Coytillos.

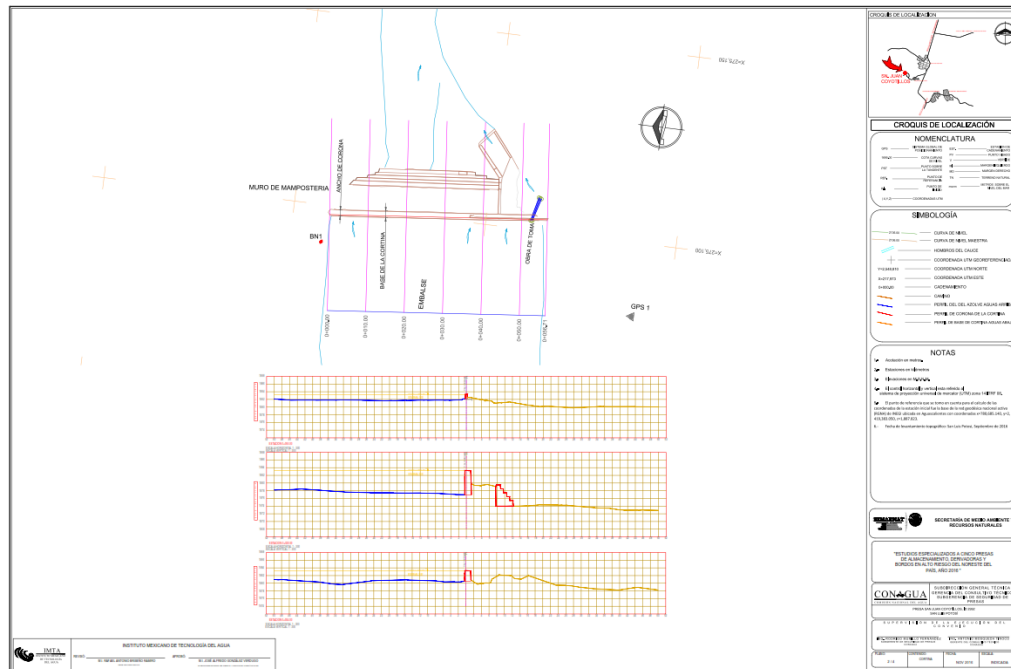


Figura III.3 Plano de la cortina de la presa San Juan de Coytillos.

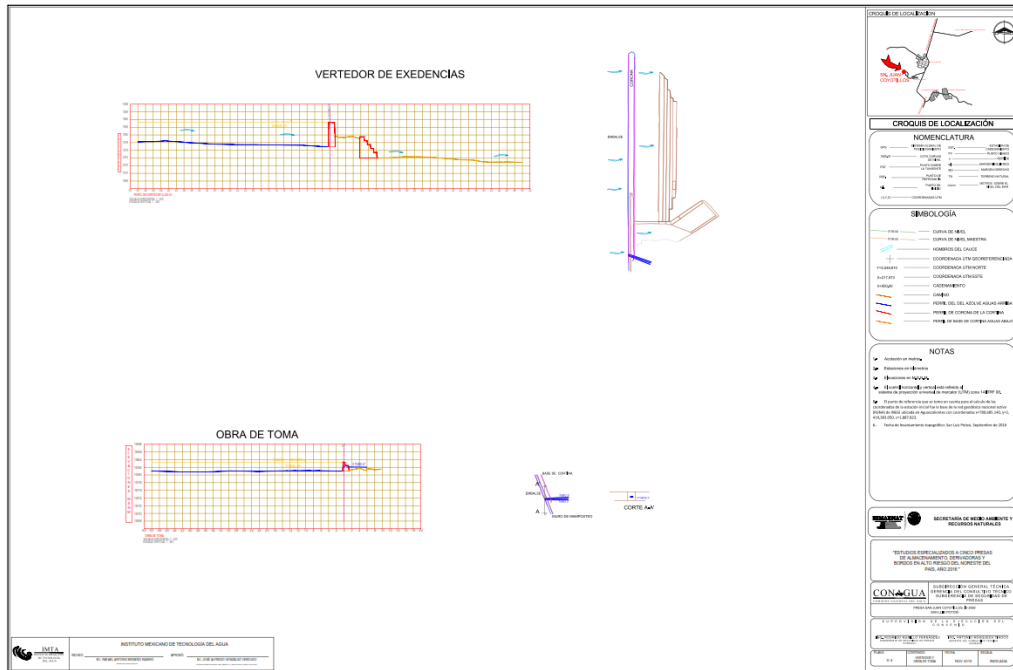


Figura III.4 Plano de la obra de excedencias y de toma de la presa San Juan de Coyotillos.

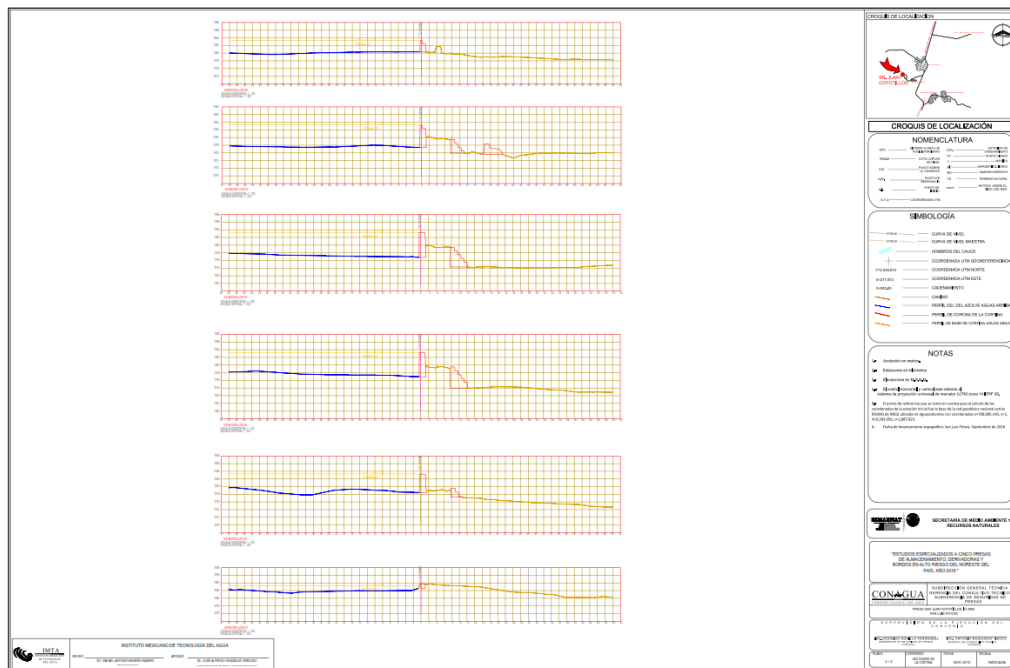


Figura III.5 Plano de secciones de la cortina de la presa San Juan de Coyotillos.

III.2 Levantamiento topográfico del cauce aguas abajo

El levantamiento topográfico del cauce aguas abajo de la presa San Juan de Coyotillos, se realizó con la finalidad de obtener la información necesaria para la delimitación de zonas de peligro por descargas del vertedor. Para este caso específico se realizó el levantamiento de 2.5 km de cauce, del cual se obtuvieron secciones a cada 20 m.

El equipo y los materiales que se utilizaron en el levantamiento fueron los siguientes:

- Estación total marca SOKKIA CX105
- Prisma y bastón.
- Cinta métrica y flexómetro.
- Plomada
- Pintura y estacas.
- Chalecos reflectivos.
- Conos de señalización.
- Radios de comunicación marca MIDLAND SERIE LXT600.

Así mismo se utilizaron los programas AutoCAD, CivilCAD, Excel, para el proceso de la información y dibujo de planos.

La referencia topográfica que se tomó para el levantamiento del cauce fue el vértice GPS1, localizado en la ladera del extremo derecho de la presa y que fue ubicada por la brigada que realizó el levantamiento de la presa y sus obras auxiliares.

Posteriormente se detectaron los puntos estratégicos de observación y se reconocieron detalles del terreno a lo largo del cauce con lo que se determinó el plan de trabajo. El equipo se situó inicialmente sobre el muro de encauzamiento derecho de la obra de excedencias por ser un punto desde donde se pueden observar la mayoría de los vértices y puntos importantes que se deben marcar. Ubicar este punto es importante ya que el levantamiento topográfico se llevó a cabo por el método de radiaciones con el levantamiento de varios detalles sobre el cauce. El método de radiaciones es el método comúnmente empleando en levantamientos de superficies de mediana y gran extensión. Este método se apoya en una poligonal base previamente levantada a partir de cuyos vértices se hacen radiaciones a fin de determinar la ubicación de los puntos requeridos, en el caso de levantamiento del cauce aguas abajo de la presa San Juan de Coyotillos, se utilizó el método con el apoyo de una poligonal abierta; en este caso lo que se hace es dividir la obra en tramos rectos y definir la alineación de cada uno, midiendo el azimut y su distancia para ir construyendo la poligonal abierta.



Fotografía III.8 Aspecto del cauce aguas abajo de la cortina principal (0+125).



Fotografía III.9 Cortina aguas abajo de la presa principal, cadenamiento km 0+330.

Dentro de los detalles observados en este levantamiento se puede mencionar que, tomando como inicio el vertedor, en los primeros metros el cauce está formado por roca riolítica que aflora sobre la que se depositaron aluviones; en el cadenamiento 0+330 se ubica la cortina denominada CONAZA 1 en este informe. En el cadenamiento 0+980 se ubican las primeras casas del ejido San Juan de Coyotillos, en el 1+060 se detectó una estructura de cruce de la línea de conducción de agua potable y en el 1+130 un muro de protección de mampostería de 50 m de longitud.



Fotografía III.10 Aspecto del cauce, cadenamiento 0+710.



Fotografía III.11 Cadenamiento 0+980, inicio del ejido San Juan de Coyotillos.



Fotografía III.12 Cruce elevado de la línea de conducción de agua, cadenamiento 1+060.



Fotografía III.13 Muro de protección, cadenamiento 1+130.

Siguiendo sobre el cauce, en el cadenamiento 1+380, se observaron casas desplantadas sobre el hombro de margen derecha del cauce, muy cercanas a él, y en el cadenamiento 1+445 se ubica el puente-vado que cruza el cauce con dirección a Ahualulco. En el cadenamiento 2+075, se detectó un camino de mampostería que atraviesa el cauce y ya pasando el ejido San Juan de Coyotillos, se localizó, en el cadenamiento 2+269, una cortina de mampostería denominada en este informe como CONAZA 2 y en el cadenamiento 2+380 la alcantarilla bajo la carretera federal 63, San Luis Potosí-Charcas. El levantamiento concluyó 140 m después de pasar la alcantarilla, en el cadenamiento 2+520.



Fotografía III.14 Casas ubicadas en el hombro del cauce, cadenamiento 1+380.



Fotografía III.15 Puente-vado de concreto, cadenamiento 1+445.



Fotografía III.16 Camino de mampostería atravesando el cauce, cadenamiento 2+075.



Fotografía III.17 Cortina (CONAZA 2) sobre el cauce, cadenamiento 2+269.

En la Figura III.6 se presenta la imagen con el trazo del levantamiento realizado sobre el cauce aguas abajo de la presa San Juan de Coyotillos.



Figura III.6 Trazo del levantamiento sobre el cauce aguas abajo de la presa San Juan de Coyotillos.

A continuación se muestran imágenes de algunos planos generados en esta actividad. Los planos completos, en formato 60 x 90 cm, elaborados a partir de la información obtenida en campo del cauce aguas abajo de la presa San Juan de Coyotillos se incluyen en los anexos.

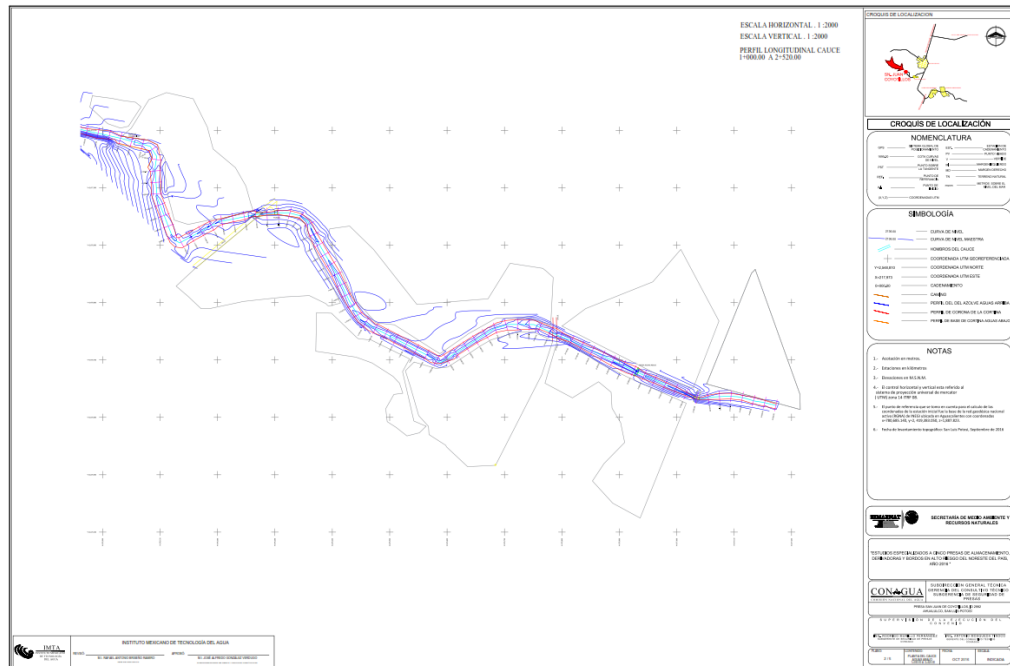


Figura III.7 Planta del cauce aguas abajo de la presa San Juan de Coyotillos.

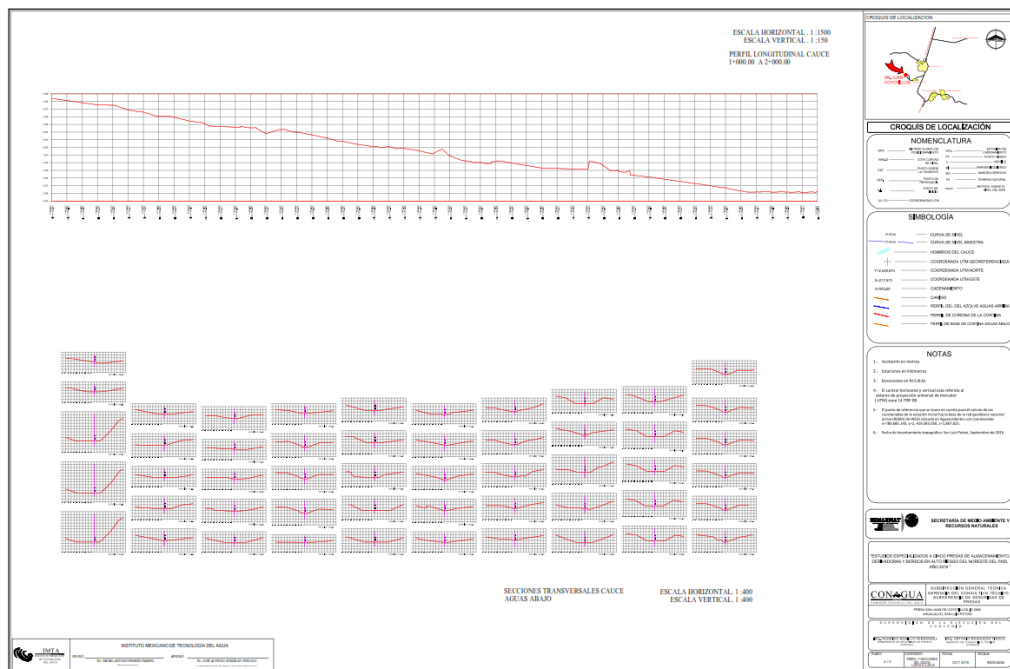


Figura III.8 Secciones del cauce aguas abajo de la presa San Juan de Coyotillos.

III.3 Exploración, muestreo y pruebas de laboratorio

Durante la visita de inspección se realizaron también los sondeos sobre la cortina con la finalidad de tomar muestras para su caracterización geotécnica en laboratorio. Los sondeos se realizaron por medio de nucleadoras, extrayendo muestras del enrocamiento que conforma el terreno de cimentación de la presa, así como de la cortina y del contacto entre roca de cimentación y cortina.

Los sondeos se ubicaron en los puntos siguientes:

Tabla III.1 Ubicación de los puntos de muestreo.

SONDEO	UBICACIÓN	UTM	
		X	Y
R-01	Roca de Cimentación	275100	2477283
R-02	Roca de Cimentación	275108	2477285
R-03	Roca de Cimentación	275111	2477305
R-04	Roca de Cimentación	275113	2477307
R-05	Roca de Cimentación	275113	2477338
R-06	Roca de Cimentación	275113	2477344
R-07	Roca de Cimentación	275109	2477343
R-08	Roca de Cimentación	275106	2477343
R-09	Roca de Cimentación	275098	2477349
R-10	Roca de Cimentación	275095	2477350
RC-01	Contacto de la roca con la cortina	275098	2477345
RC-02	Contacto de la roca con la cortina	275104	2477289
RC-03	Contacto de la roca con la cortina	275105	2477296
RC-04	Contacto de la roca con la cortina	275099	2477345
RC-05	Contacto de la roca con la cortina	275106	2477341
C-01	Cortina	275099	2477335
C-02	Cortina	275100	2477323
C-03	Cortina	275101	2477312
C-04	Cortina	275102	2477303
C-05	Cortina	275106	2477335
C-06	Cortina	275107	2477330
C-07	Cortina	275109	2477323
C-08	Cortina	275110	2477315
C-09	Cortina	275110	2477310
C-10	Cortina	275107	2477309
C-11	Cortina	275107	2477315
C-12	Cortina	275107	2477320
C-13	Cortina	275108	2477312
C-14	Cortina	275101	2477318

SONDEO	UBICACIÓN	UTM	
		X	Y
C-15	Cortina	275100	2477329
C-16	Cortina	275107	2477325
C-17	Cortina	275111	2477325



Figura III.9 Ubicación de los puntos donde se realizaron los sondeos.



Fotografía III.18 Extracción de núcleo de mampostería en la cortina de la presa.



Fotografía III.19 Muestra recuperada C-3.



Fotografía III.20 Extracción de núcleo de mampostería en la cortina de la presa.



Fotografía III.21 Muestra recuperada C-4.



Fotografía III.22 Extracción de núcleo de roca en el terreno de cimentación.



Fotografía III.23 Muestra recuperada R-1



Fotografía III.24 Extracción de núcleo de roca en el terreno de cimentación.



Fotografía III.25 Muestra recuperada R-3



Fotografía III.26 Extracción de núcleo de roca en el terreno de cimentación.



Fotografía III.27 Muestra recuperada R-5



Fotografía III.28 Extracción de núcleo en la zona de contacto de la cortina con la roca.



Fotografía III.29 Muestra recuperada RC-2



Fotografía III.30 Extracción de núcleo en la zona de contacto de la cortina con la roca.



Fotografía III.31 Muestra recuperada RC-4

Todas las muestras tomadas fueron empacadas e identificadas para su envío al laboratorio de mecánica de suelos, para su caracterización física y mecánica.

Las pruebas para la caracterización en laboratorio de los materiales muestreados se desarrollaron de acuerdo con los requerimientos establecidos por la CONAGUA. De acuerdo con los criterios establecidos, a los núcleos extraídos durante el muestreo se les practicaron las pruebas siguientes:

- Peso volumétrico natural
- Compresión Uniaxial
- Corte Directo

Las dos últimas para la determinación de los parámetros mecánicos de resistencia.

En las tablas siguientes se presenta el resumen con los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas a las muestras tomadas de la presa San Juan de Coyotillos, los registros de cada una de las pruebas realizadas se incluyen en un anexo de este informe.

Tabla III.2 Propiedades físicas y mecánicas (compresión simple) de los materiales muestreados en la presa San Juan de Coyotillos.

MUESTRA	ENSAYE	$\gamma_{m \text{ nat}}$ (t/m^3)	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL (kg/cm^2)
NÚCLEOS DE MAMPOSTERÍA EN CORTINA			
C-06	UNIROC-16-003	2.32	228.81
C-07	UNIROC-16-004	2.05	53.45
C-08	UNIROC-16-005	2.34	161.39
C-09	UNIROC-16-006	1.97	184.06
C-10	UNIROC-16-007	2.07	172.86
C-11	UNIROC-16-014	2.26	157.35
C-12	UNIROC-16-015	2.11	122.18
C-13	UNIROC-16-016	2.15	175.11
C-14	UNIROC-16-017	2.38	88.05
C-15	UNIROC-16-018	2.19	168.30
NÚCLEOS DE ROCA DE LA CIMENTACIÓN			
R-06	UNIROC-16-009	2.38	302.04
R-07	UNIROC-16-010	2.41	305.14

MUESTRA	ENSAYE	$\gamma_{m \text{ nat}}$	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL
		(t/m ³)	(kg/cm ²)
NÚCLEOS DE ROCA DE LA CIMENTACIÓN			
R-08	UNIROC-16-011	2.43	307.75
R-09	UNIROC-16-012	2.42	304.87
R-10	UNIROC-16-013	2.41	298.81

Tabla III.3 Propiedades físicas y mecánicas (corte directo) de los materiales muestreados en la presa San Juan de Coyotillos.

MUESTRA	ENSAYE	PARÁMETROS DE CORTE DIRECTO	
		Cohesión	Ángulo de fricción interna
		(kg/cm ²)	(°)
NÚCLEOS DE MAMPOSTERÍA EN CORTINA			
C-01	CDR-16-006	107.00	28
C-02	CDR-16-007	22.08	33
C-03	CDR-16-008	73.65	31
C-04	CDR-16-009	85.53	30
C-05	CDR-16-010	60.72	32
NÚCLEOS DE ROCA DE LA CIMENTACIÓN			
R-01	CDR-16-001	79.43	37
R-02	CDR-16-002	134.11	25
R-03	CDR-16-003	61.12	41
R-04	CDR-16-004	79.39	37
R-05	CDR-16-005	59.35	31
NÚCLEOS DE MAMPOSTERÍA EN CONTACTOS			
RC-01	CDR-16-011	27.59	43
RC-02	CDR-16-012	98.94	28
RC-03	CDR-16-013	134.68	31
RC-04	CDR-16-014	60.10	47
RC-05	CDR-16-015	66.20	34



Fotografía III.32 Nucleos extraídos de la cortina para su ensaye en el laboratorio.



Fotografía III.33 Nucleo de la roca de cimentación para ensaye a compresión uniaxial.



Fotografía III.34 Cabeceo de nucleos de roca de cimentación para ensaye a compresión uniaxial.



Fotografía III.35 Cabeceo de nucleo de la cortina para ensaye a compresión uniaxial.



Fotografía III.36 Nucleo ensayado a compresión uniaxial.



Fotografía III.37 Nucleo ensayado a compresión uniaxial.



Fotografía III.38 Extracción de muestras del núcleo de la cortina para el ensaye a corte directo.



Fotografía III.39 Extracción de muestras del núcleo de la cortina para el ensaye a corte directo.



Fotografía III.40 Núcleos despues de haber extraido probetas para su ensaye a corte directo.



Fotografía III.41 Preparación de probetas para el ensaye a corte directo



Fotografía III.42 Muestras coladas y listas para ensaye a corte directo.



Fotografía III.43 Prueba de corte directo a una muestra de mampostería.

IV. ESTUDIOS DE PELIGRO SÍSMICO

Para estudiar y caracterizar el peligro sísmico en el sitio de la presa, se determinaron los parámetros sísmicos requeridos para la revisión de la seguridad estructural de la presa, ante la eventual ocurrencia de los temblores máximos especificados en el Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MDS-CFE, 2010).

Se evaluó el peligro sísmico en un sitio representativo de forma probabilista y determinista. El temblor probabilista se especifica para 10% de probabilidad de excedencia en 50 o 100 años de vida útil de la obra, que corresponde a 475 y 950 años de periodo de retorno, respectivamente. En tanto que el temblor determinista representa el sismo máximo creíble que razonablemente puede esperarse basado en evidencias sismológica y geológica, sin importar el periodo de recurrencia.

Específicamente se determinaron los parámetros sísmicos que son requeridos para análisis modal espectral y/o paso a paso de la cortina y estructuras anexas de una presa, tales como:

Espectros de aceleración en roca para excitación horizontal, mostrados en las Figura IV.1 y Figura IV.2 para 475 y 950 años de periodo de retorno, respectivamente, y definidos con los parámetros característicos de la Tabla IV.1.

Tabla III.4 Espectros de diseño horizontales para $t_r= 475$ y 950 años.

Temblor	a_0	c	$T_a(s)$	$T_b(s)$	r
475 años	0.032	0.075	0.1	0.25	0.45
950 años	0.083	0.15	0.075	0.25	0.40

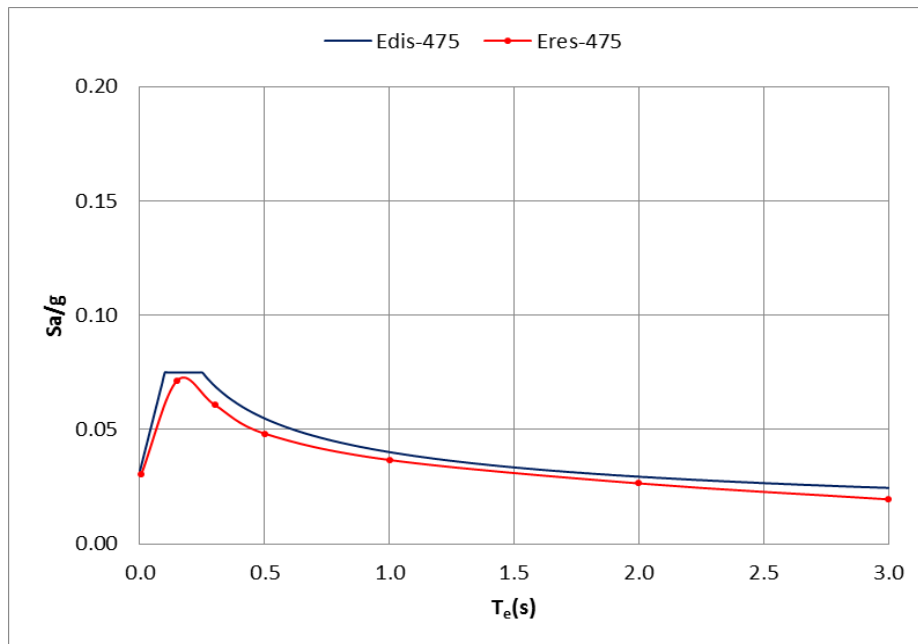


Figura III.10 Espectro de diseño vs espectro de respuesta horizontal para $t_r= 475$ años.

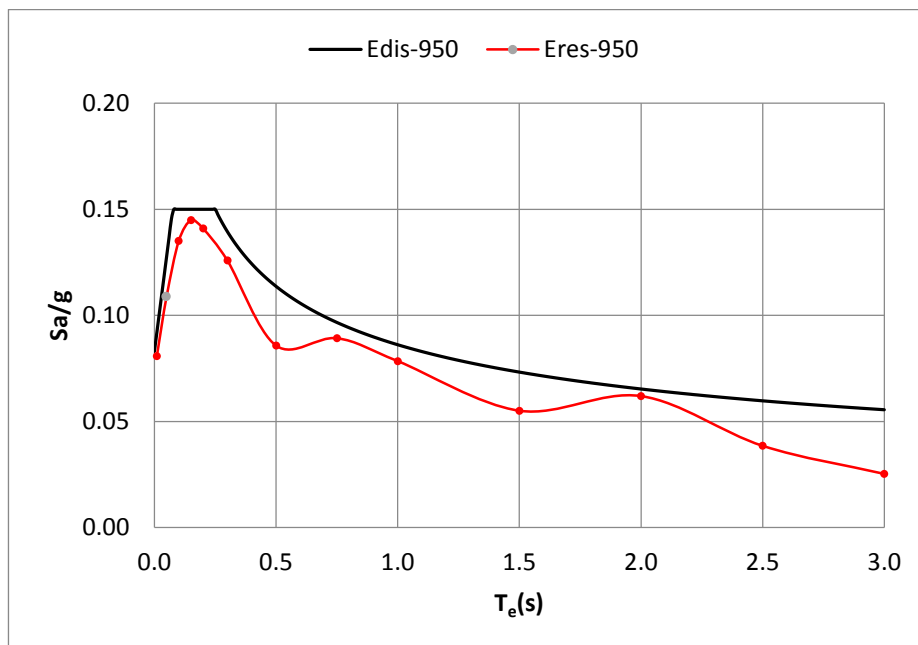


Figura III.11 Espectro de diseño vs espectro de respuesta horizontal para $t_r= 950$ años.

1. Acelerogramas sintéticos horizontales compatibles con espectros de aceleración en roca, mostrados en las Figura IV.3 y Figura IV.4 para 475 y 950 años de periodo de retorno, respectivamente.

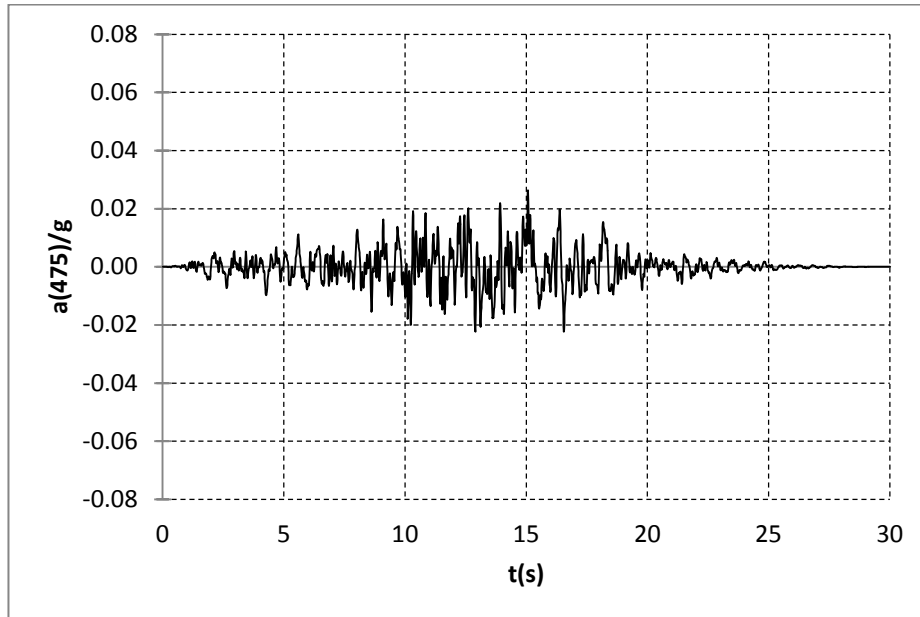


Figura III.12 Acelerograma sintético horizontal para $t_r= 475$ años.

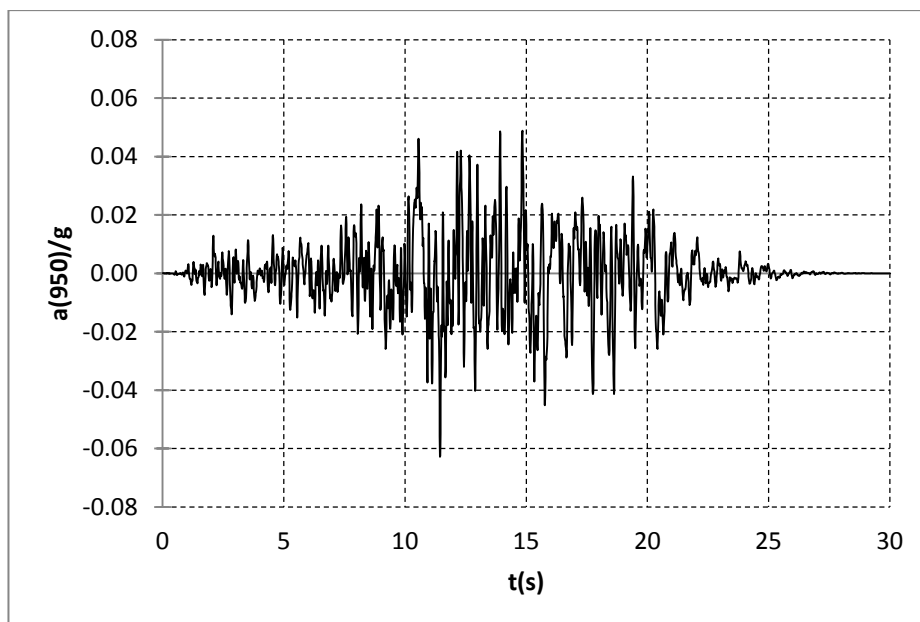


Figura III.13 Acelerograma sintético horizontal para $t_r= 950$ años.

2. Espectros de aceleración en roca para excitación vertical, mostrados en las Figura IV.5 y Figura IV.6 para 475 y 950 años de periodo de retorno, respectivamente, y definidos con los parámetros característicos de la Tabla IV.2.

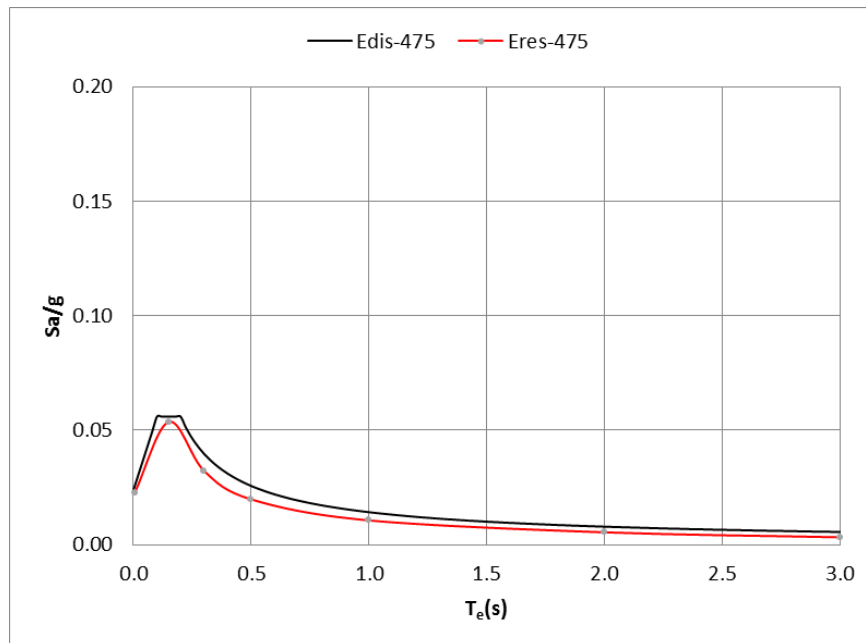


Figura III.14 Espectro de diseño vs espectro de respuesta vertical para $t_r= 475$ años.

Tabla III.5 Parámetros de los espectros de diseño verticales.

Temblor	a_0	c	$T_a(s)$	$T_b(s)$	r
475 años	0.024	0.056	0.1	0.2	0.85
950 años	0.061	0.112	0.1	0.2	0.90

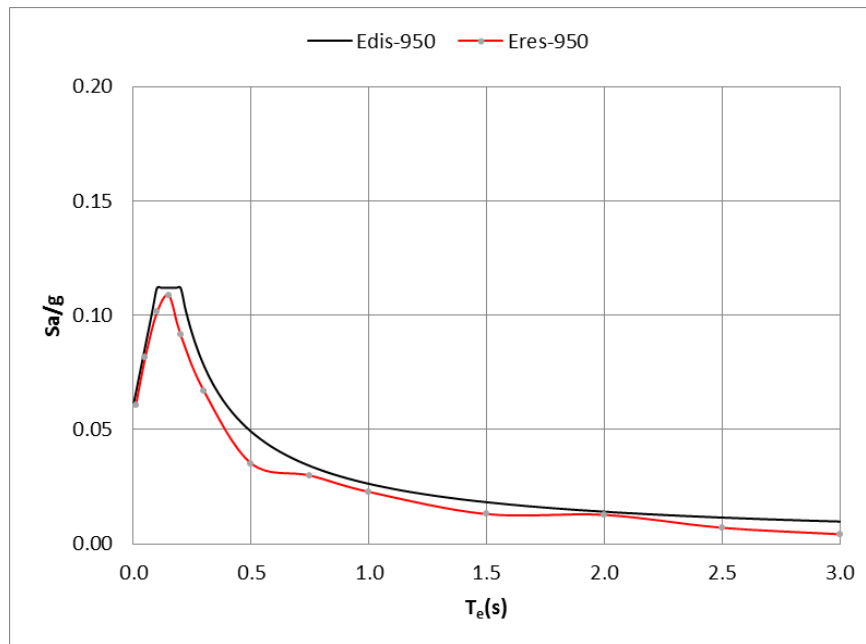


Figura III.15 Espectro de diseño vs espectro de respuesta vertical para $t_r= 950$ años.

3. Acelerogramas sintéticos verticales compatibles con espectros de aceleración en roca, mostrados en las Figura IV.7 y Figura IV.8 para 475 y 950 años de periodo de retorno, respectivamente.

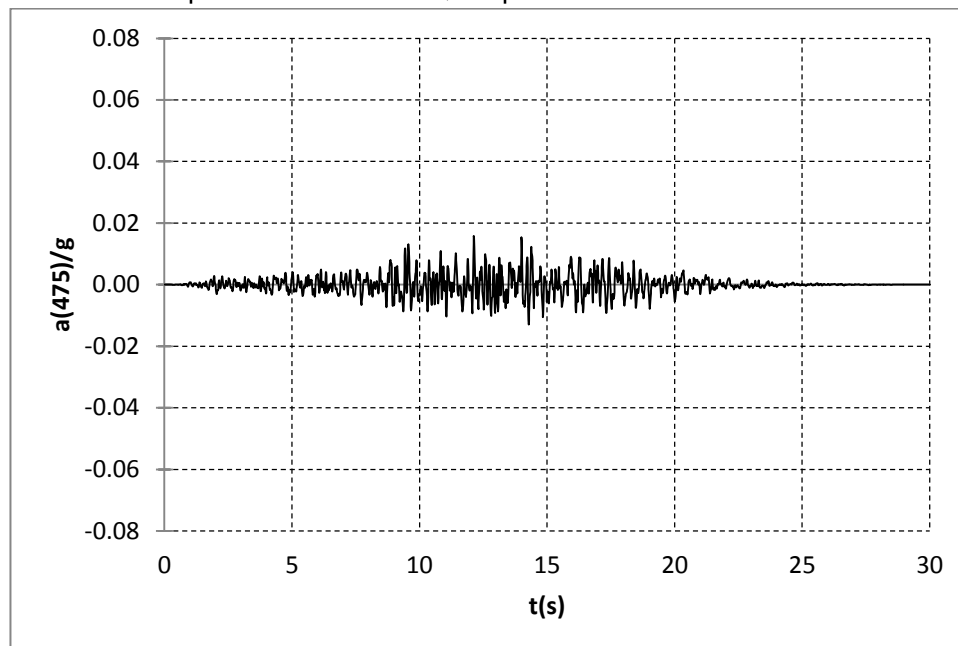


Figura III.16 Acelerograma sintético vertical para $t_r= 475$ años.

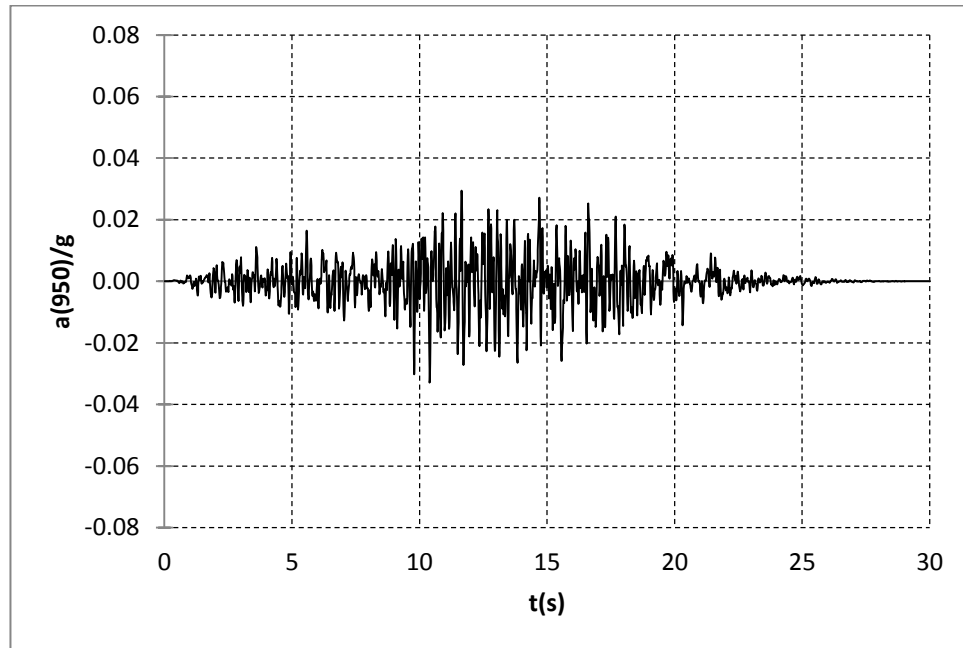


Figura III.17 Acelerograma sintético vertical para $t_r = 950$ años.

V. REVISIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA

V.1 ACTUALIZACIÓN HIDROLÓGICA

La actualización hidrológica de la cuenca de aportación de la presa San Juan Coyotillos con clave 2992, incluyó las siguientes actividades:

- Delimitación de la cuenca de aportación.
- Determinar las características fisiográficas necesarias para aplicar un modelo lluvia-escurrimiento.
- Cálculo de la avenida de diseño con información climatológica.

En los apartados siguientes se describen con detalle los cálculos y la metodología seguida para tales fines.

V.2 Características fisiográficas de la cuenca

La cuenca de la presa Coyotillos tiene una superficie de 5.516 km^2 , su centroide se localiza en las coordenadas geográficas $22^\circ 23' 13.7''$ Latitud Norte y $101^\circ 11' 3.9''$ Longitud Oeste, tiene una pendiente de 0.00238 y es de orden 3.

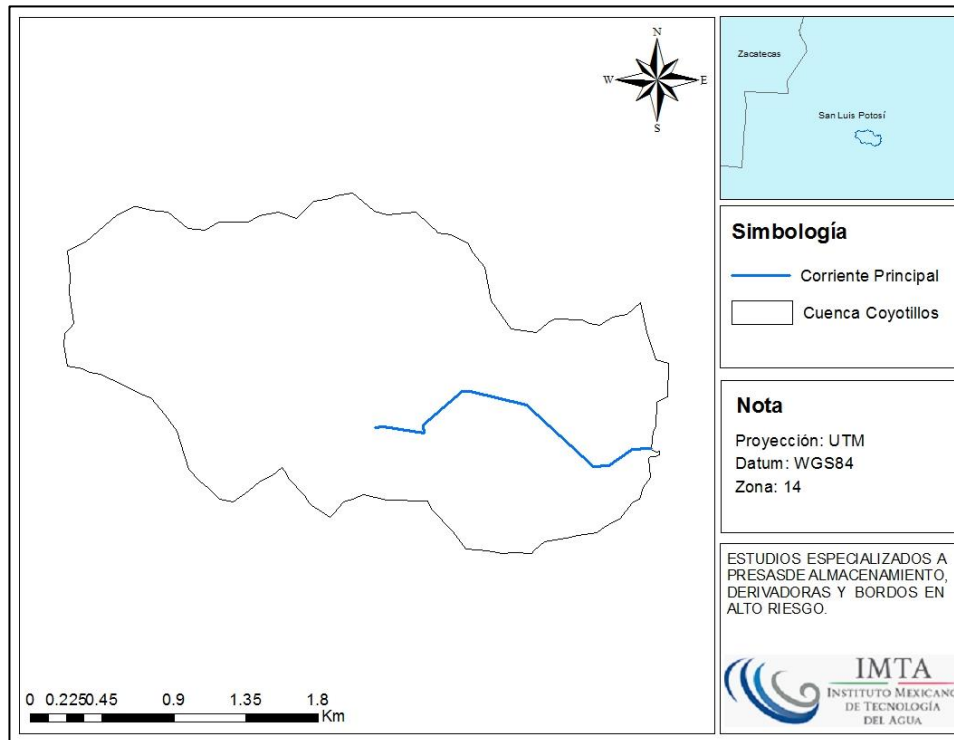


Figura V.1 Cuenca y corriente principal.

V.2.1 Delimitación de la cuenca

La cuenca de la presa Coyotillos tiene una superficie de 5.516 km², se localiza dentro del municipio de Ahuualulco, en el estado de San Luis Potosí. Aguas debajo de la presa se localiza una presa de mampostería con poca capacidad de almacenamiento, a 900 metros de la población de San Juan Coyotillos y a 2.2 kilómetros de la carretera federal 63.

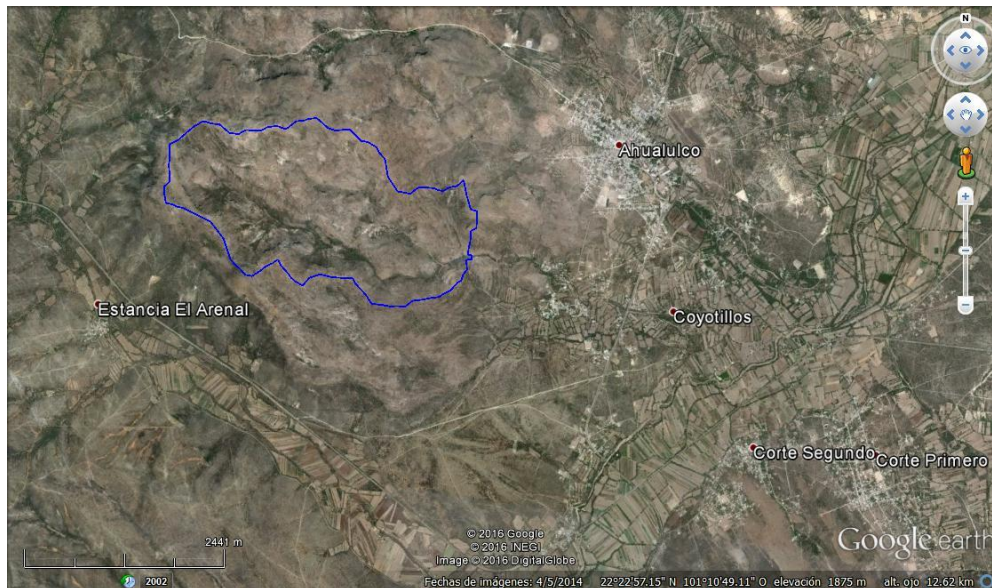


Figura V.2 Imagen satelital de la cuenca de la presa Coyotillos (Google Earth).

La delimitación de la cuenca se realizó aplicando técnicas de interpretación asistida por computadora que tuvieron como insumos la siguiente información:

- Modelo digital del terreno
- Mapa de curvas de nivel escala 1:50,000
- Red hidrográfica interconectada
- Mapa de ubicación de la cortina de la presa.
- Imagen de satélite de alta resolución.

La corriente principal se determinó utilizando el criterio de orden de corriente (Figura V.3), siendo este de orden 3.

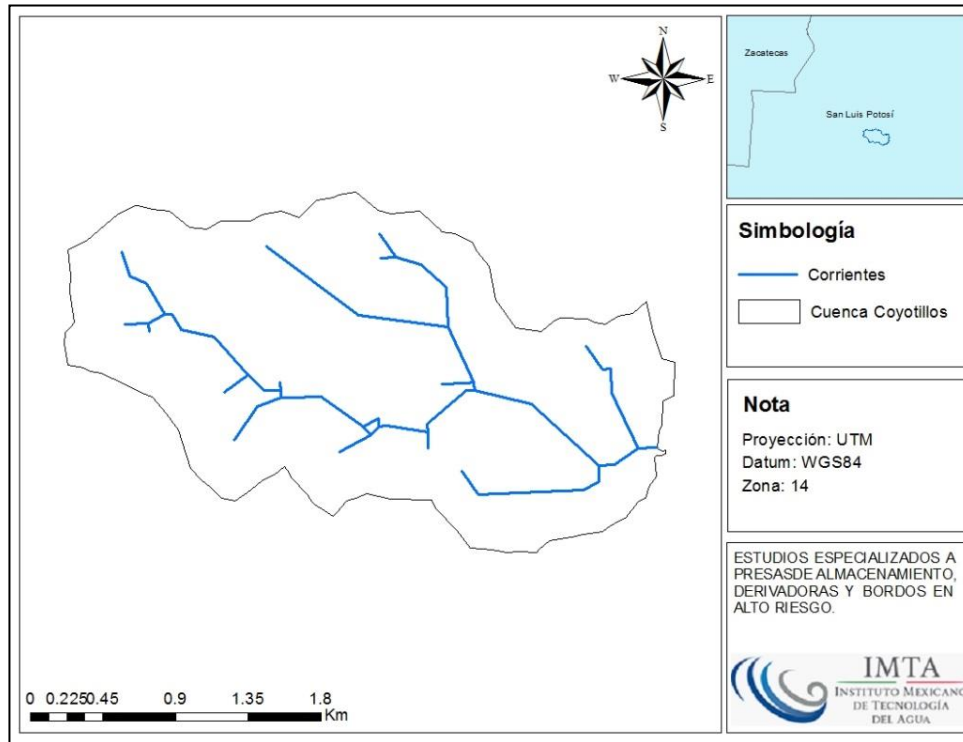


Figura V.3 Cuenca y rios en la cuenca de la presa Coyotillos.

V.2.2 Longitud, pendiente del cauce principal y tiempo de concentración.

El cauce principal tiene una longitud hasta el sitio de la obra en estudio de 3.967 kilómetros, la pendiente media del cauce principal se determinó con el método de Taylor y Schwarz, el cual propone calcular la pendiente media como la de un canal de sección transversal uniforme, entonces dividiendo el cauce principal del rio en “m” tramos iguales de longitud Δx , se obtiene:

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (V.1)$$

Dónde:

S es la pendiente media del cauce adimensional

L es la longitud medida en planta del cauce en metros

l_m es la longitud del tramo m .

S_m es la pendiente media del tramo m .

$$S = \left[\frac{3967.04}{81240.50} \right]^2 = 0.00238 \quad (V.2)$$

En la Figura V.4 se muestra el perfil del escurrimiento principal y, aplicando la ecuación (V.1) se tiene como resultado la ecuación (V.2) con una pendiente media de 0.00238.

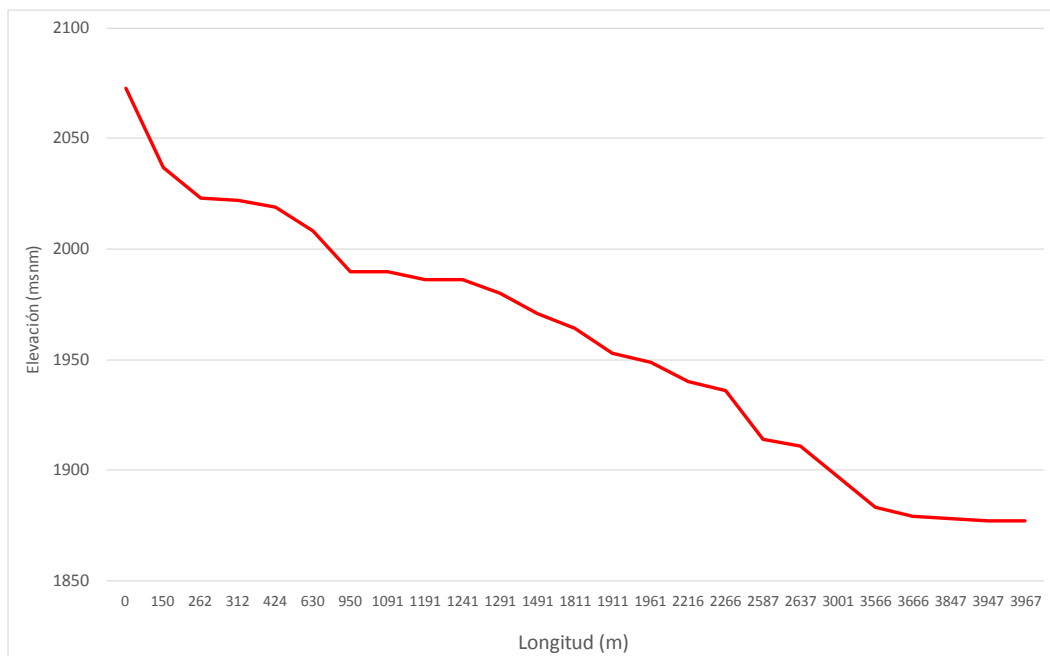


Figura V.4 Perfil del escurrimiento principal km 0+000 al km 3+967.04.

Para el cálculo del tiempo de concentración se utilizó el método de Kirpich, cuya fórmula es:

$$t_c = 0.0003245 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (V.3)$$

Donde:

S es la pendiente del cauce principal adimensional

L es la longitud del cauce principal en metros

t_c tiempo de concentración en horas

Sustituyendo en la ecuación (V.3) se tiene:

$$t_c = 0.0003245 \frac{(3967.04)^{0.77}}{(0.00238)^{0.385}} = 1.958 \quad (V.4)$$

Por lo que el tiempo de concentración es 1.958 horas, con una velocidad media de 0.563 m/s calculada con el método sección-pendiente. Posteriormente se calcula el tiempo de retraso con la ecuación (V.5):

$$t_r = 0.6t_c \quad (V.5)$$

Al sustituir los valores da como resultado:

$$t_r = 0.6(1.958) = 1.175 \quad (V.6)$$

Por lo que se tiene un tiempo de retraso de 1.175 horas.

V.2.3 Uso y tipo de suelo, número de curva y coeficiente de escurrimiento

Tomando como referencia la metodología y la carta de INEGI de uso de suelo y vegetación (escala 1:15,000), se realizó la clasificación de las imágenes de satélite y el mapa detallado de uso de suelo y vegetación (Figura V.5).

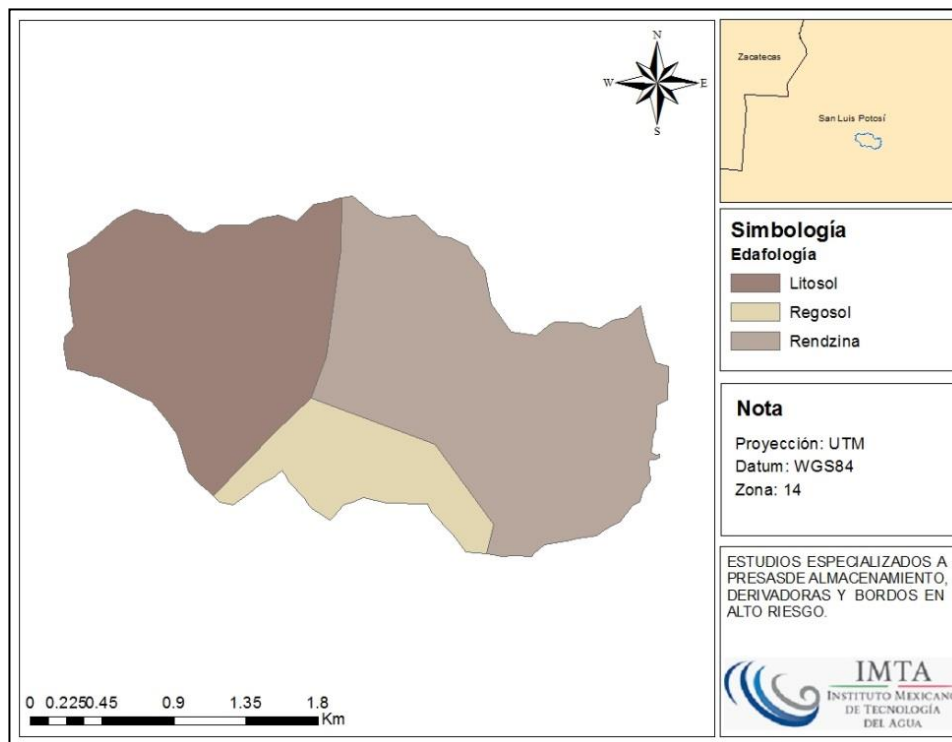


Figura V.5 Distribución de uso de suelo en la cuenca de acuerdo con INEGI.

En la cuenca se presentan tres tipos de suelo de acuerdo a su clasificación edafológica que presenta la carta de INEGI escala 1:250,000, los cuales son: Litosol, Regosol Calcárico, y Rendzina. En la Tabla I.1 se resumen los datos principales correspondientes a la clasificación hidrológica de acuerdo al tipo de suelo.

Tabla V.1 Clasificación hidrológica de acuerdo al tipo de suelo.

Tipo	Área km ²	Tipo hidrológico de suelo	Permeabilidad	%
Litosol	2.078	D	Alta	37.67
Regosol Calcárico	0.712	B	Moderada	12.91
Rendzina	2.726	C	Moderada	49.42

Las características de los tipos de suelo dentro de la cuenca son:

- **Litosol:** abarca el 37.67% de la superficie de la cuenca, suelo con un espesor menor de 10 cm, limitado por un contacto lítico o paralítico, se ubica principalmente en las laderas, en los cerros, mesetas lomas y en algunas llanuras valles; la ubicación de este suelo en geoformas con pendientes muy pronunciadas (+30%); sin ninguna capa de protección contra la erosión o sobre materiales litológicos jóvenes, son elementos que originan un estado de inestabilidad dando lugar a suelos jóvenes y poco profundos.
El pH es ligeramente alcalino o neutro, su contenido de materia orgánica es moderado, no tiene sales solubles y sodio intercambiable y la cantidad de nutrientes es baja. Puntualmente están dedicados a la agricultura, ganadería o a la silvicultura con bajos rendimientos ya que su potencialidad es baja, por lo tanto las áreas que sustentan estos suelos deben considerarse como zonas de reserva para la fauna y flora.
- **Regosol Calcárico:** abarca el 12.91% de la superficie de la cuenca, estos suelos jóvenes, generalmente resultado del depósito reciente de roca y arena acarreadas por el agua; de ahí que se encuentren sobre todo en sierras donde son acumulados por los ríos que descienden de la montaña cargados de sedimentos; se caracterizan por estar recubiertos por una capa que, al ser retirada la vegetación, se vuelve dura y costrosa impidiendo la penetración de agua hacia el subsuelo, lo que se vuelve un factor adverso para el establecimiento de plantas. Esta combinación (poca cubierta vegetal y

dificultad de penetración del agua al suelo) favorece la escorrentía superficial y con ello la erosión.

- Rendzina: el cual predomina en la cuenca con 49.42% de la superficie de la cuenca, estos suelos se presentan en climas semiáridos, tropicales o templados. Se caracterizan por tener una capa superficial abundante en materia orgánica y muy fértil que descansa sobre roca caliza o materiales ricos en cal. Generalmente las rendzinas son suelos arcillosos y poco profundos por debajo de los 25 cm pero llegan a soportar vegetación de selva alta perennifolia. Si se desmontan se pueden usar en la ganadería con rendimientos bajos a moderados pero con gran peligro de erosión en laderas y lomas. El uso forestal de estos úselos depende de la vegetación que presente.

Por otro lado, de acuerdo con información del uso de suelo de INEGI escala 1:50,000 en la cuenca predomina el Matorral Crasicáule (100%) tal y como se presenta en la Figura V.6.

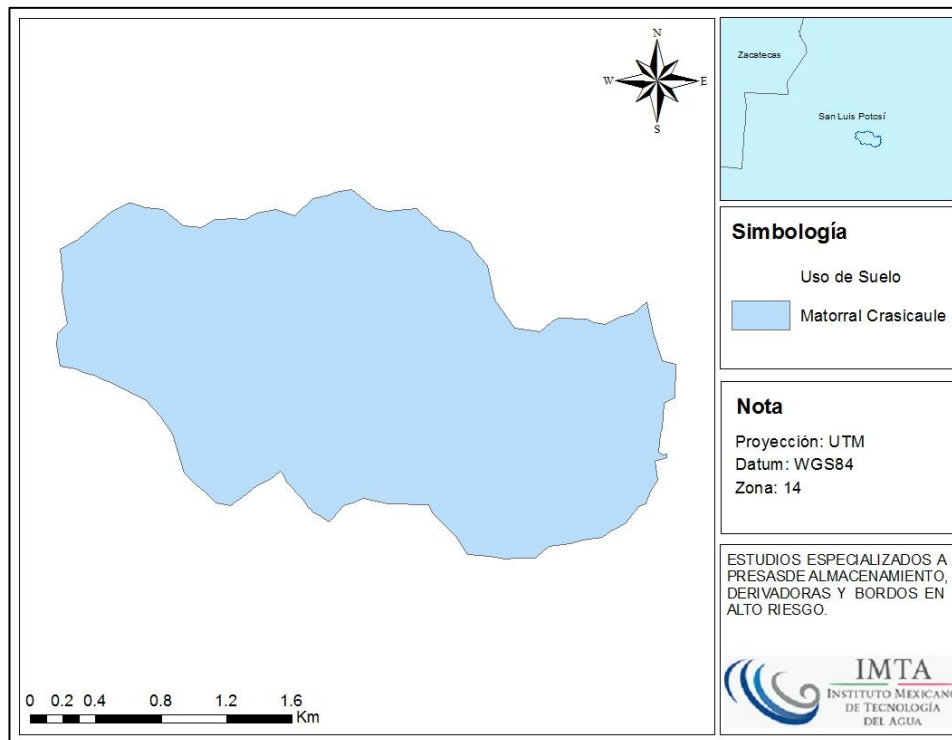


Figura V.6 Cobertura de suelo en la cuenca.

En la Tabla V.2 se muestra el Número de Curva (CN) según la cobertura para el cálculo del escurrimiento, con lo que se obtiene el CN ponderado para la presa Coyotillos que es 71.96.

Tabla V.2 Número de curva según la cobertura de suelo.

Uso de suelo	Tipo de suelo	Área (km ²)	CN
Matorral Crasicáule	Litosol	2.078	78
Matorral Crasicáule	Regosol Calcárico	0.712	58
Matorral Crasicáule	Rendzina	2.726	71

Para la determinación del coeficiente de escurrimiento en la cuenca de estudio se utiliza la metodología propuesta por el *Natural Resources Conservation Service* (NRCS, antes Soil Conservation Service (SCS)) llamado Números de Escurrimiento, el cual propone que la lluvia total P se relaciona con la altura de lluvia efectiva P_e , a través de la ecuación (V.7):

$$P_e = \frac{\left[P - \frac{508}{CN} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{CN} - 20.32} \quad (V.7)$$

Donde:

P Altura de lluvia total en *cm*.

P_e Lluvia efectiva en *cm*.

CN Número de curva

Por otra parte, el coeficiente de escurrimiento C_e se calcula con la ecuación (V.8)

$$C_e = \frac{P_e}{P} \quad (V.8)$$

Donde:

C_e = Coeficiente de escurrimiento.

P_e = Lluvia efectiva en *mm*

P = Altura de lluvia total en *mm*

En la Tabla V.3 se muestran los coeficientes de escurrimiento calculados para diferentes periodos de retorno.

Tabla V.3 Coeficientes de escurrimiento medio para cada período de retorno.

Tr (años)	P(mm)	Pe (mm)	Ce
2	38.73	3.04	0.08
5	58.17	10.72	0.18
10	71.04	17.48	0.25
20	83.39	24.87	0.30
50	99.37	35.46	0.36
100	111.34	43.99	0.40
200	123.27	52.89	0.43
500	139.01	65.14	0.47
1,000	150.91	74.71	0.50
2,000	162.80	84.51	0.52
5,000	178.52	97.76	0.55
10,000	190.41	107.97	0.57

V.3 HIDROMETRÍA Y CLIMATOLOGÍA

Para poder llevar a cabo la caracterización climática de la zona de estudio, así como la construcción del modelo hidrológico para la determinación de la avenida de diseño, es necesario contar con la información de precipitación, por lo que se recabó la información de precipitación de las estaciones cercanas a la zona de estudio.

V.3.1 Análisis de información hidrométrica

Debido a la falta de datos por la no existencia de estaciones hidrométricas en la cuenca, el cálculo de la avenida de diseño no se llevó a cabo por métodos directos.

V.3.2 Análisis de información climatológica

Para la determinación de las avenidas de diseño se consideraron el análisis de frecuencia de lluvias y las relaciones lluvia-escurrimiento, por lo que en este apartado se realiza el análisis de la información climatológica disponible.

Estaciones climatológicas

Dentro de la cuenca no se encuentran estaciones climatológicas o hidrométricas; no obstante, alrededor de ésta se localizan doce estaciones climatológicas que se enlistan en la Tabla V.4 y se muestra en la Figura V.7:

Tabla V.4 Estaciones climatológicas cercanas a la presa Coyotillos.

Clave	Tipo	Nombre	Coordenadas		
			Latitud	Longitud	Altitud
24038	Climatológica	Los Pilares	22.45	-	1973
24042	Climatológica	Mexquitic	22.28	-101.125	2041
24061	Climatológica	Rincón del	22.31972222	-	1900
32187	Climatológica	Espíritu Santo	22.60444444	-	2007

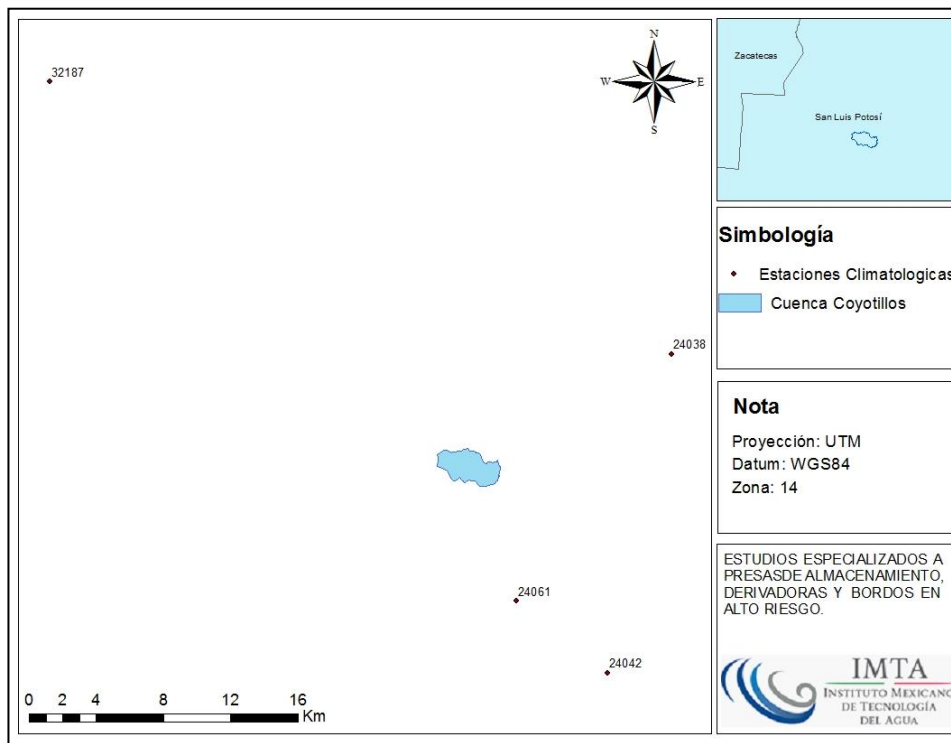


Figura V.7 Ubicación de las estaciones climatológicas.

Ya con las estaciones climatológicas ubicadas, se obtuvo la información de la base de datos climatológica Nacional CLICOM (Climate Computing Project), la cual presenta la precipitación máxima anual en 24 horas y es indispensable para el análisis de los diferentes periodos de retorno. La información disponible de las estaciones climatológicas alrededor de la cuenca muestran un periodo de observación variable de datos; la estación con más datos es la 2404 con período de 67 años y la de menor cantidad de datos es la 32187 con solo 29 años de registro (Tabla V.5).

Es importante considerar que para poder realizar una deducción con una interpolación polinomial por mínimos cuadrados se necesitan más de dos estaciones con registros continuos.

Tabla V.5 Precipitación máxima anual en las estaciones, con una duración de 24 horas.

Año	24038	24042	24061	32187
1942		48.3		
1943		60.0		
1944		57.0		
1945		47.0		
1946		35.5		
1947		56.0		
1948		40.0		
1949		25.0		
1950		83.0		
1951		84.0		
1952		40.0		
1953		31.0		
1954		52.0		
1955		59.0		
1956		47.0		
1957		40.0		
1958		45.0		
1959		61.0		
1960		21.0		
1961			18.0	
1962		30.5	24.0	
1963	40.0	26.0	21.0	
1964	26.5	51.5	43.0	
1965	71.5	32.0	40.0	
1966	35.0	58.0	50.0	
1967	39.5	62.0	35.0	
1968	36.0	65.0	70.0	
1969	25.0	42.0	25.0	
1970	29.0	39.0	85.0	
1971	34.0	66.0	60.0	
1972	38.0	48.0	40.0	
1973	35.0	55.0	94.0	
1974	26.0	54.0	28.0	
1975	31.0	57.0	65.0	
1976	39.5	64.0	54.0	
1977	43.0	68.0	50.0	
1978	51.5	40.0	30.0	



Año	24038	24042	24061	32187
1979	64.9	55.2	20.0	
1980	33.5	40.5	23.0	
1981	36.2	55.3	40.0	
1982	81.5	51.0	42.0	
1983	40.5	27.2	27.0	
1984	45.3	74.0	45.0	40.0
1985	62.6	44.2	25.0	85.0
1986	47.0	46.0	55.0	53.0
1987	48.0	45.3	75.0	140.0
1988	53.5	73.0	44.0	85.0
1989	49.2	31.7	2.5	26.0
1990	27.0	36.0	3.0	61.0
1991	42.5	59.0		34.0
1992	43.0	46.0		43.0
1993	44.5		20.0	30.0
1994	68.5		63.0	63.0
1995	43.0	51.0		52.0
1996	54.0	50.0	55.0	34.2
1997	74.0	25.0	35.0	45.0
1998	40.0	25.0	32.0	28.4
1999	41.0	28.0	27.0	32.4
2000	27.0	30.0	40.0	44.9
2001	51.5	62.5	35.0	48.2
2002	46.5	41.5	33.0	38.0
2003	45.0	53.2	40.0	34.7
2004	60.0	41.0	40.0	58.7
2005	64.0	50.0	73.0	81.0
2006	55.0	30.0	53.0	57.2
2007	55.0	41.0	54.0	24.0
2008	69.0	69.0	40.0	48.6
2009		75.0	50.0	18.5
2010		53.0		33.1
2011		53.0		62.5
2012				35.3

Homogeneidad e Independencia

Se realizaron las pruebas de independencia y homogeneidad, para asegurar que no existan inconsistencias en el registro de los datos, en la serie de datos la estación 24061 que es la estación climatológica que tienen mayor influencia en la zona de estudio de acuerdo al análisis realizado con el método de los polígonos de Thiessen (Figura V.9).

Homogeneidad

La prueba de homogeneidad asegura que la tendencia en la media o en la varianza de la serie de tiempo no presente inconsistencias. Las pruebas aplicadas fueron: Helmert, t de Student y Cramer que se desarrollan a continuación.

Prueba de Helmert

Esta prueba consiste en analizar el signo de las desviaciones de cada evento X_i de la serie con respecto a su valor medio. Si una desviación de un cierto signo es seguida de otra del mismo signo, entonces se dice que se forma una secuencia S, en caso contrario se considera como un cambio C.

La serie se considera homogénea si se cumple:

$$-\sqrt{n_j - 1} \leq (S - C) \leq \sqrt{n_j - 1} \quad (V.9)$$

Donde:

n_j : Número de datos

S: Secuencia

C: Cambio

Resultados de la prueba de cada estación analizada

Estación 24061

Número de datos de la prueba n_j : 47

Número de secuencias S: 22

Número de cambios C: 24

(S-C): -2

$-6.78 \leq (-2) \leq 6.78$La muestra es homogénea

Prueba t de Student

Si se considera una serie x_i para $i=1, 2,3,\dots,n$ de un sitio, la cual se divide en 2 conjuntos de tamaño $n_1=n_2=n/2$, entonces la prueba se define con la expresión:

$$t_d = \frac{x_1 - x_2}{\left[\frac{n_1 S_1^2 + n_2 S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (V.10)$$

Donde:

x_1, S_1 : Media y varianza del primer conjunto de registro n_1 .

x_2, S_2 : Media y varianza del primer conjunto de registro n_2 .

Si y solo si el valor absoluto de t_d es mayor que el valor de la distribución t de Student, se concluye que la diferencia entre las medias es evidencia de inconsistencia y, por lo tanto, la serie se considera no homogénea.

Resultado de la prueba de cada estación analizada

Estación 24061

Conjunto 1:

$n_1=23$

$X_1=42.783$

$S_1=20.835$

Conjunto 2:

$n_2=24$

$X_2=40.438$

$S_2=18.187$

Valor del estadístico de prueba $t_d= 0.403$

Grados de libertad=45

Valor t de Student: 2.014

Como $t_d < t$ de Student la muestra es homogénea

Prueba de Cramer

Esta prueba se utiliza con el propósito de verificar la homogeneidad en el registro x_i de la muestra y también para determinar si el valor medio no varía significativamente de un periodo de tiempo a otro. Con este propósito se consideran 3 bloques, el primero del tamaño total de la muestra n ; el segundo de tamaño n_{60} (el 60% de los últimos valores de la muestra n) y el tercero del tamaño n_{30} (el 30% de los últimos valores de la muestra n). La prueba compara el valor de \bar{x} del registro total con la media de cada uno de los bloques. Para que se considere la serie como estacionaria, se deberá cumplir que no existe una diferencia significativa entre la media de los bloques.

$$t_w = \left(\frac{n_w(n_j - 2)}{n_j - n_w[1 + (\tau_w^j)^2]} \right)^{\frac{1}{2}} |\tau_w^j| \quad (V.11)$$

$$\tau_{60}^j = \frac{\bar{x}_{60} - \bar{x}}{S_x} \quad (V.12)$$

$$\tau_{30}^j = \frac{\bar{x}_{30} - \bar{x}}{S_x} \quad (V.13)$$

Donde:

\bar{x} : Media de la muestra completa

S_x : Desviación estándar de la muestra completa

\bar{x}_{60} : Media del bloque 1

\bar{x}_{30} : Media del bloque 2

El estadístico t_w tiene distribución t de Student si y solo si el valor absoluto de t_w , para $w=60$ y $w=30$, es mayor que la correspondiente t de Student, se concluye que la diferencia entre las medias es evidencia de inconsistencia y, por tanto, la muestra x_i se considera no homogénea; en caso contrario la serie es homogénea.

Resultado de la prueba de cada estación analizada

Estación 24061

Conjunto 1 (60% de la muestra):

Conjunto 2: (30% de la muestra)

$n_1=28$

$n_2=14$

$X_1=39.375$

$X_2=41.643$

$\tau_{60}=-0.11422$

$\tau_{30}=0.00298$

$t_{60}=7.72318$

$t_{30}=0.05698$

Valor t de Student: 2.02

Como $t_{60} < t$ de Student la muestra es no homogénea

Como $t_{30} < t$ de Student la muestra es homogénea
homogénea

La muestra es no

Resumen de las pruebas de homogeneidad

Para que la serie se considere homogénea tiene que cumplir al menos con dos pruebas, por lo que en este caso las tres estaciones cumplen con la homogeneidad.

Tabla V.6 Resumen de las pruebas de homogeneidad para las estaciones analizadas.

Clave de estación	Helmert	t de Student	Cramer	Resultados de homogeneidad
24061	Homogénea	Homogénea	No homogénea	Homogénea

Independencia

La independencia asegura que el evento presentado en un año cualquiera no tiene nada que ver con el año o años que le anteceden.

Para poder realizar el análisis de frecuencias se requiere que la muestra x_i de la serie de datos esté compuesta por variables aleatorias, es decir, los elementos de la muestra deben de ser independientes entre sí. Para probarlo se aplicará la prueba de Anderson, la cual hace uso del coeficiente de autocorrelación serial r_k para diferentes tiempos de retraso k . La expresión para obtener el coeficiente de autocorrelación serial de retraso k es:

$$r_k = \frac{\sum_{i=1}^{n-k} (x_i - \bar{x})(x_{i+k} - \bar{x})}{\sum_{j=1}^n (x_j - \bar{x})^2}, \text{ para } r_0 = 1 \text{ y } k = 1, 2, \dots, \frac{n}{3} \quad (\text{V.14})$$

Donde

r_k : Coeficiente de autocorrelación serial

x, x_i : Elementos de la muestra de la serie de datos independientes entre sí

k : tiempo de retraso $= \frac{n}{3}$

n : número de datos

Además, los límites al 95% de confianza para r_k se puede obtener como:

$$r_k(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{n-k-1}}{n-k} \quad (\text{V.15})$$

La gráfica de los valores estimados para r_k (ordenadas) contra los tiempos de retraso k (abscisas), junto con sus correspondientes límites de confianza, se llama correlograma de la muestra. Si solo el 10% o menos de los valores de r_k sobrepasan los límites de confianza se dice que la serie es independiente.

A continuación se muestra el desarrollo del análisis de independencia para las estaciones:

Tabla V.7 Valores de Correlograma de la estación 24061.

K	r_k	Límite inferior	Límite superior
1	0.202	-0.308	0.264
2	-0.067	-0.311	0.267
3	-0.045	-0.315	0.269
4	-0.042	-0.319	0.272
5	0.037	-0.323	0.275
6	-0.009	-0.327	0.278
7	0.064	-0.331	0.281
8	-0.027	-0.335	0.284
9	-0.166	-0.34	0.287
10	0.021	-0.345	0.291
11	0.109	-0.35	0.294
12	-0.137	-0.355	0.298
13	-0.22	-0.361	0.302
14	-0.054	-0.366	0.306
15	0.045	-0.372	0.31
16	0.034	-0.379	0.314

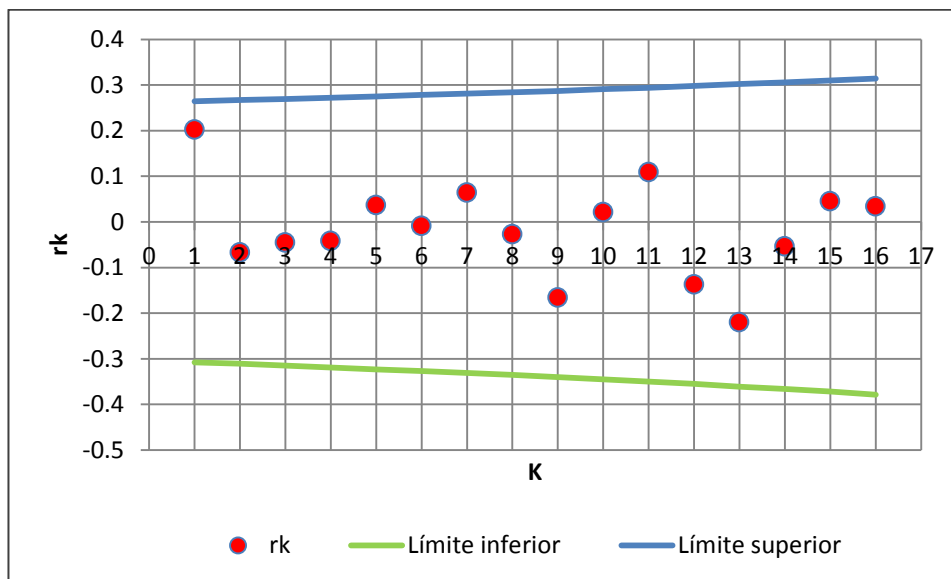


Figura V.8 Correlograma de la estación 24061.

Como se muestra en la Tabla V.8, las tres estaciones analizadas muestran una serie de datos independiente.

Tabla V.8 Resultados de la prueba de Independencia.

Estación	24061
Figura	Figura V.8
Resultados de Independencia	Independiente

Conclusiones de homogeneidad e Independencia

Como se muestra en la Tabla V.9, los resultados indican que las tres estaciones cumplen con la independencia y homogeneidad, por lo que pueden utilizarse para el cálculo de la avenida de diseño.

Tabla V.9 Estaciones con independencia y homogeneidad.

Estación	Independencia	Homogeneidad
24061	Si	Si

V.4 PRECIPITACIÓN PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

El cálculo de la tormenta para diferentes periodos de retorno requirió la extrapolación de los datos, para ello se utilizó la estimación de la función de distribución de probabilidad de mejor ajuste con el programa A.F.A. (Análisis de Frecuencias Automatizada) para el análisis de Frecuencia de Datos Hidrológicos (IMTA, 2012). De acuerdo con este método, la distribución que presente el menor error cuadrático se selecciona para estimar los datos de precipitación para diferentes periodos de retorno. Con los valores de la precipitación máxima anual en 24 horas de las estaciones analizadas se llevó a cabo el análisis de frecuencias, para lo cual se utilizaron las funciones de distribución de probabilidad siguientes:

- Normal
- Lognormal 2 y 3 parámetros,
- Gumbel,
- Exponencial,
- Gamma 2 y 3 parámetros
- Log Pearson III
- Valores extremos

Los resultados de dicho análisis se presentan en la Tabla V.10.

Tabla V.10 Error Estándar de Ajuste 24061.

Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 Parámetros	3 Parámetros	2 Parámetros	3 Parámetros
Normal	3.586	-	3.586	-
Lognormal	10.755	2.749	10.755	2.889
Gumbel	2.996	-	2.652	-
Exponencial	5.456	-	17.714	-
Gamma	4.861	2.757	3.236	2.915
LogPearson III	30.777	-	11.467	-
Valores Extremos	2.773	-	-	-

De acuerdo a la Tabla V.10, para la estación 24061 se concluye que la mejor función de distribución para la serie de datos es la Gumbel dos parámetros por el método de máxima verosimilitud, seguida por la Valores Extremos dos parámetros por el método de momentos; mientras que las funciones que menos se ajustan a los datos son la LogPearson III dos parámetros por el método de momentos y Exponencial dos parámetros por el método de máxima verosimilitud.

La Tabla V.11 contiene los valores extrapolados de la lluvia máxima en 24 h para distintos periodos de retorno, para las funciones de mejor ajuste de la estación 24061, que es la que se usara en análisis posteriores debido a que es la que tiene mayor influencia dentro de la cuenca.

Tabla V.11 Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno (tr) y una duración de 24 h.

Tr (años)	Hp (mm)
2	38.731
5	58.170
10	71.040
20	83.385
50	99.365
100	11.340
200	123.271
500	139.012
1,000	150.908
2,000	162.801
5,000	178.518
10,000	190.407

V.4.1 Precipitación media para diferentes duraciones y periodos de retorno

Para la obtención de la precipitación media en la cuenca de estudio, se utilizó el método de los polígonos de Thiessen (Figura V.9).

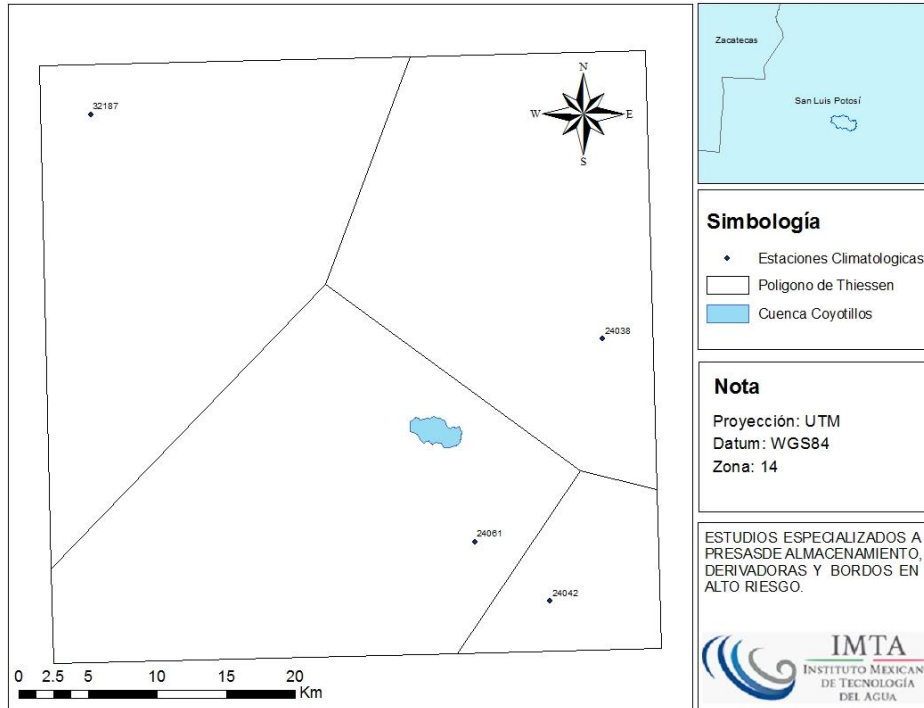


Figura V.9 Polígonos de Thiessen para la zona de estudio.

La tormenta o lluvia media se calculó como el promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada estación para el T_r dado, usando como peso el área de influencia correspondiente.

$$\bar{h}_p = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i h_{pi} \quad (V.16)$$

Donde:

- h_p Precipitación media total en mm .
- A_T Área total del polígono en km^2 .
- h_{pi} Precipitación media en la estación i en mm .
- A_i Área de influencia de la estación i en km^2 .

Para obtener la precipitación para duraciones distintas a 24 h , éstas se afectan por un factor de reducción por duración, en la Tabla V.12 se presentan algunos factores de reducción determinados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM con el análisis

de más de 1,000 estaciones climatológicas del país (Atlas Nacional de Riesgos, 2010).

Tabla V.12 Factores de reducción de duración.

Factor_ 1h	Factor_ 2h	Factor_ 3h	Factor_ 4h	Factor_ 5h	Factor_ 6h	Factor_ 7h	Factor_ 8h
0.65	0.76	0.81	0.86	0.89	0.91	0.93	0.95

Al afectar a la precipitación con duración de 24 h, obtenida para distintos periodos de retorno, por el factor de reducción, se obtienen los resultados mostrados en la Tabla V.13

Tabla V.13 Precipitación media en mm para diferentes duraciones y periodos de retorno.

Tr (años)	1 h	2 h	3 h	4 h	5 h	6 h	7 h	8 h	24 h
2	25.18	29.44	31.37	33.31	34.47	35.25	36.02	36.79	38.73
5	37.81	44.21	47.12	50.03	51.77	52.93	54.10	55.26	58.17
10	46.18	53.99	57.54	61.09	63.23	64.65	66.07	67.49	71.04
20	54.20	63.37	67.54	71.71	74.21	75.88	77.55	79.22	83.39
50	64.59	75.52	80.49	85.45	88.43	90.42	92.41	94.40	99.37
100	72.37	84.62	90.19	95.75	99.09	101.32	103.55	105.77	111.34
200	80.13	93.69	99.85	106.01	109.71	112.18	114.64	117.11	123.27
500	90.36	105.65	112.60	119.55	123.72	126.50	129.28	132.06	139.01
1,000	98.09	114.69	122.24	129.78	134.31	137.33	140.34	143.36	150.91
2,000	105.82	123.73	131.87	140.01	144.89	148.15	151.40	154.66	162.80
5,000	116.04	135.67	144.60	153.53	158.88	162.45	166.02	169.59	178.52
10,000	123.76	144.71	154.23	163.75	169.46	173.27	177.08	180.89	190.41

Intensidades para diferentes duraciones y periodos de retorno

Se obtuvo la intensidad para cada duración y periodo de retorno con el fin de obtener las curvas intensidad, duración, periodo de retorno (i-d-tr) como se muestra en la

Tabla V.14

Tabla V.14 Intensidades (mm/h) para diferentes duraciones y periodos de retorno.

Tr (años)	Intensidades (mm/h) para diferentes duraciones y periodos de retorno.								
	60	120	180	240	300	360	420	480	1440
2	25.18	14.72	10.46	8.33	6.89	5.87	5.15	4.60	1.61
5	37.81	22.10	15.71	12.51	10.35	8.82	7.73	6.91	2.42
10	46.18	27.00	19.18	15.27	12.65	10.77	9.44	8.44	2.96
20	54.20	31.69	22.51	17.93	14.84	12.65	11.08	9.90	3.47
50	64.59	37.76	26.83	21.36	17.69	15.07	13.20	11.80	4.14
100	72.37	42.31	30.06	23.94	19.82	16.89	14.79	13.22	4.64
200	80.13	46.84	33.28	26.50	21.94	18.70	16.38	14.64	5.14
500	90.36	52.82	37.53	29.89	24.74	21.08	18.47	16.51	5.79
1,000	98.09	57.35	40.75	32.45	26.86	22.89	20.05	17.92	6.29
2,000	105.82	61.86	43.96	35.00	28.98	24.69	21.63	19.33	6.78
5,000	116.04	67.84	48.20	38.38	31.78	27.08	23.72	21.20	7.44
10,000	123.76	72.35	51.41	40.94	33.89	28.88	25.30	22.61	7.93

Con los datos de la Tabla V.14, el sistema de ecuaciones se ajusta con:

$$\begin{aligned}
 Na_0 + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2 &= \sum y \\
 a_0 \sum x_1 + a_1 \sum (x_1)^2 + a_2 \sum (x_1 x_2) &= \sum (x_1 y) \\
 a_0 \sum x_2 + a_1 \sum (x_1 x_2) + a_2 \sum (x_2)^2 &= \sum (x_2 y)
 \end{aligned}
 \tag{V.17}$$

Donde:

- N Número de datos
- x_1 Logaritmo de los tr para cada duración.
- x_2 Logaritmo de las duraciones para cada tr.
- y Logaritmo de las intensidades.
- a_0 Incógnita a determinar
- a_1 Incógnita a determinar
- a_2 Incógnita a determinar

Por tanto el sistema de ecuaciones queda como:

$$\begin{aligned}
 108.0 \cdot a_0 + 234.000 \cdot a_1 + 263.869 \cdot a_2 &= 139.79 \\
 234.000 \cdot a_0 + 650.850 \cdot a_1 + 571.716 \cdot a_2 &= 327.4 \\
 263.869 \cdot a_0 + 571.716 \cdot a_1 + 659.436 \cdot a_2 &= 328.86
 \end{aligned}
 \tag{V.18}$$

Obteniendo así lo siguiente:

$$\therefore a_0 = 3.027$$

$$\therefore a_1=0.170$$

$$\therefore a_2=-0.860$$

El cálculo de las curvas de intensidad – duración – periodo (i-d-Tr) se realiza con la ecuación siguiente:

$$i = \frac{kTr^m}{d^n} \quad (V.19)$$

Donde:

i Intensidad de lluvia en *mm/h*.

Tr Periodo de retorno en años.

d Duración en minutos.

n Es el valor absoluto de $a_2=0.860$

m Es el valor de $a_1=0.170$

k Es el antilogaritmo de $a_0=1,062.99$

Las constantes *k*, *m* y *n* provienen de la correlación lineal múltiple realizada previamente, por lo tanto la ecuación de las curvas i-d-Tr queda como sigue:

$$i = \frac{1062.99 \text{ tr}^{0.0732}}{d^{0.8601}} \quad (V.20)$$

Con estos parámetros se obtienen las familias de curvas de las i-d-Tr que se muestran en la Figura V.10. Cada una de las curvas se interpreta como una curva masa de precipitación para un periodo de retorno dado, por lo que se puede obtener un hietograma que puede utilizarse como tormenta de diseño para alimentar algún modelo lluvia-escorrimento (Hidrograma unitario).

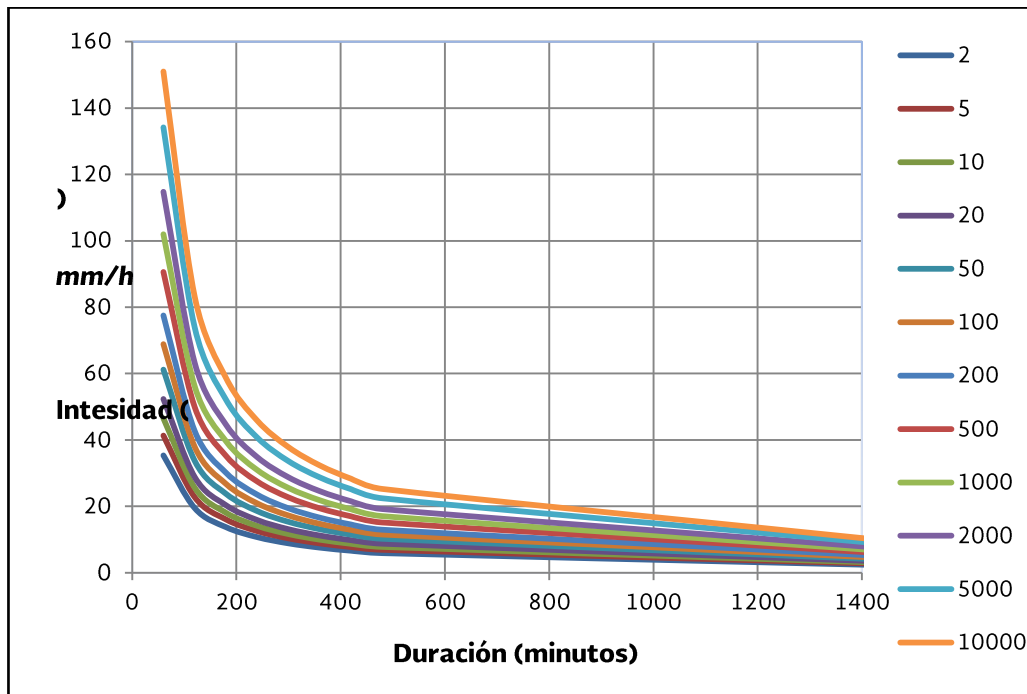


Figura V.10 Curvas i-d-tr.

V.5 HIETOGRAMA DE DISEÑO

Para la obtención del hietograma se hace uso de las curvas i-d-tr y su configuración se lleva a cabo de acuerdo al “Instructivo de Hidrología para determinar la Avenida Máxima Ordinaria asociada a la delimitación de la Zona Federal” (CONAGUA 1988), en el cual se recomienda dividir el hietograma en 8 intervalos de acuerdo a la Tabla V.15.

Tabla V.15 Intervalos del hietograma.

Intervalo	%
1er intervalo	4.00
2do intervalo	4.8
3er intervalo	8.8
4to intervalo	22.2
5to intervalo	37.8
6to intervalo	12.2
7mo intervalo	5.7
8vo intervalo	4.5

En la Figura V.11 se muestra un hietograma para un periodo de retorno de 10,000 años para la cuenca de la presa Coyotillos, cuya duración se eligió de acuerdo a la información disponible, es decir, precipitación a 2 horas.

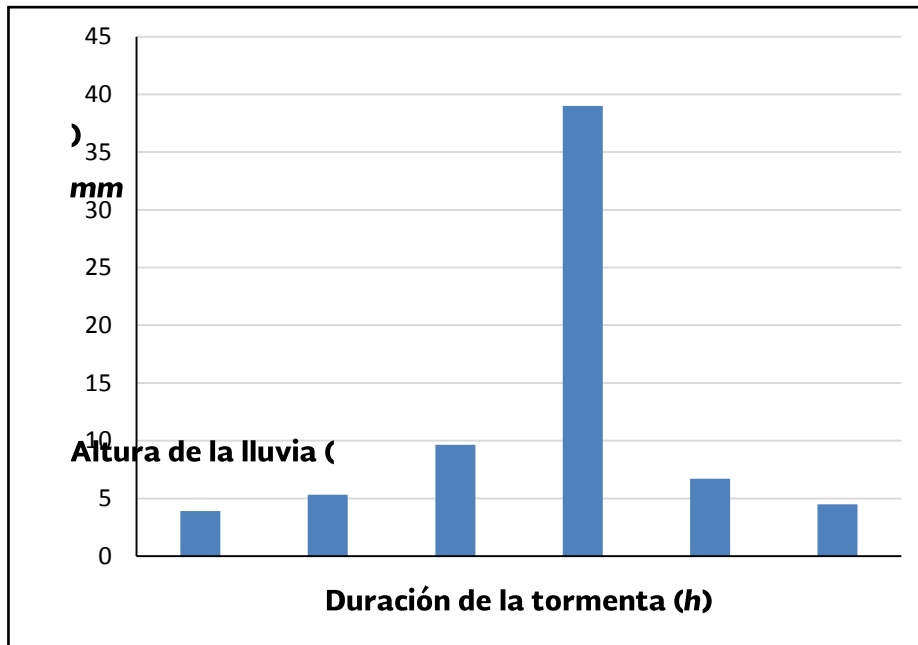


Figura V.11 Hietograma para un periodo de retorno de 10,000 años para la duración de 2 horas para la cuenca de la presa Coyotillos.

Con las curvas i-d-Tr, se pueden configurar distintos hietogramas para distintas duraciones y periodos de retorno (Detalle en Anexo 3).

V.6 CÁLCULO DE AVENIDAS

V.6.1 Cálculo de avenidas con información hidrométrica

Debido a la falta de datos por la no existencia de estaciones hidrométricas en la cuenca, el cálculo de la avenida de diseño no se llevó a cabo por éste método.

V.6.2 Cálculo de avenidas con información climatológica

Este análisis considera la información climatológica disponible y un modelo lluvia-escurrimiento por medio del hidrograma unitario. Para la determinación de las avenidas de diseño se consideraron el análisis de frecuencia de avenida y las relaciones lluvia-escurrimiento. A continuación se muestran la metodología empleada y los resultados obtenidos.

Hidrograma unitario sintéticos triangular y curvilíneo de la SCS

Para obtener el hidrograma triangular se calcula el gasto pico con su respectivo tiempo pico y tiempo base. Para el cálculo del gasto y los tiempos respectivos se hace uso de las formulas siguientes:

$$q_p = \frac{0.208A}{t_p} \quad (V.21)$$

Donde:

- q_p Gasto pico en $m^3/s/mm$.
- A Área de la cuenca en km^2 .
- t_p Tiempo pico en horas.

Donde:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r$$

$$d_e = 2\sqrt{t_c} \text{ ó bien } d_e = t_c \text{ para cuencas pequeñas} \quad (V.22)$$

$$t_r = 0.6t_c$$

Donde:

- d_e Duración en exceso en horas.
- t_r Tiempo de retraso en horas.
- t_c Tiempo de concentración en horas.
- t_b Tiempo base en horas.

El tiempo de concentración se calcula con la fórmula de Kirpich, que está en función de la longitud del cauce principal y su pendiente.

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (V.23)$$

Donde:

- t_c Tiempo de concentración en horas.
- L Longitud del cauce en km.
- S Pendiente adimensional

De acuerdo con Mockus se tiene que el tiempo base se relaciona con el tiempo pico con la expresión:

$$t_b = 2.67 t_p \quad (V.24)$$

Se considera que el t_c es igual a la d_e , ya que la cuenca es pequeña.

Sustituyendo en las ecuaciones (V.21), (V.22), (V.23) y (V.24) se tiene que las características del hidrograma unitario triangular mostrado en la Figura V.12, estas son:

$$q_p = 0.533; t_p = 2.153 ; t_c = 1.958 ; t_r = 1.175 ; t_b = 5.750 \quad (V.25)$$

Para encontrar el hidrograma unitario curvilíneo del SCS (utilizado para aplicar el método hidrograma unitario del SCS) basta con multiplicar las abscisas del hidrograma adimensional del SCS por el tiempo pico (t_p) y las ordenadas del mismo hidrograma por el gasto pico (q_p); el hidrograma unitario curvilíneo (Figura V.12).

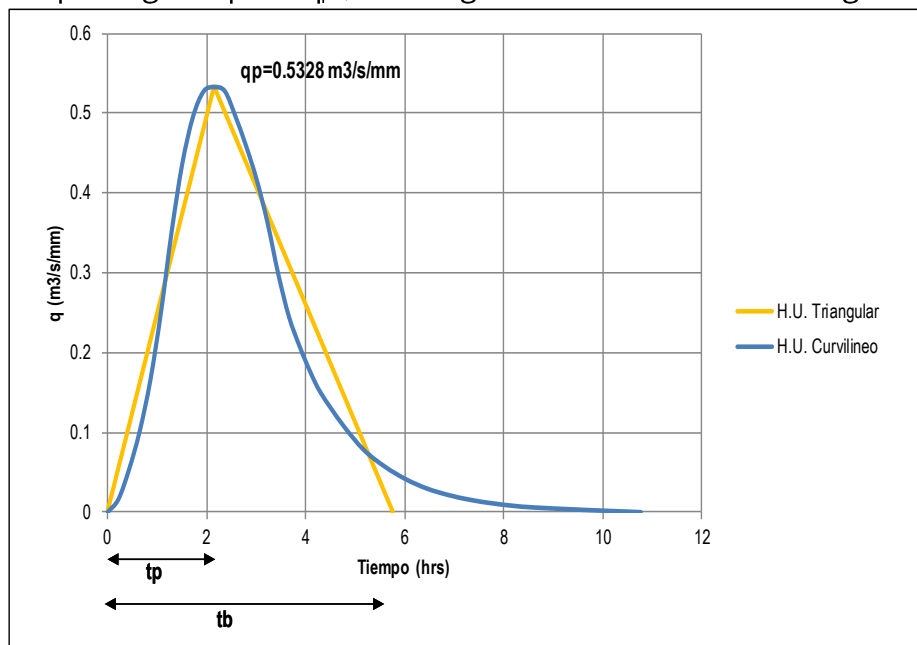


Figura V.12 Hidrograma unitario triangular y curvilíneo.

V.6.3 Hidrogramas de entrada aplicando el software HEC-HMS

Se construyó el modelo hidrológico en el software HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System); para calcular la precipitación efectiva se utilizó el método del número de curva de la SCS (Soil Conservation Service,).

Se hizo el análisis de los datos de las Estaciones Meteorológicas Automáticas (EMA's) más cercanas facilitada por el Servicio Meteorológico Nacional que se muestran en la Tabla V.16.

Tabla V.16 EMA's cercanas.

Estación	Estado	Operada por	Longitud (Oeste)	Latitud (Norte)	Altitud (m)
S.L. Potosí	San Luis Potosí	ESIME	100°59'0"	22°10'32"	1870

Dicho análisis dio como resultado que la duración ideal para realizar los hietogramas de entrada es de 1 hora, ya que éstas presentaban la mayor cantidad de datos.

Para la elaboración de los hidrogramas de entrada necesarios para el tránsito de avenidas, el software HEC-HMS requiere el tiempo de retardo (t_r) obtenido en la ecuación (V.25), el Número de Curva (CN) obtenido mediante la Tabla V.2 y los hietogramas de diseño obtenidos en el tema V.5; para aplicar el método de transformación (modelo lluvia-escurrimiento) del hidrograma unitario de la SCS (cuya descripción se desglosa en el tema "Hidrograma unitario sintético del SCS y el triangular", del subcapítulo V.6.2), dando como resultados los hidrogramas para los periodos de retorno analizados (Figura V.13).

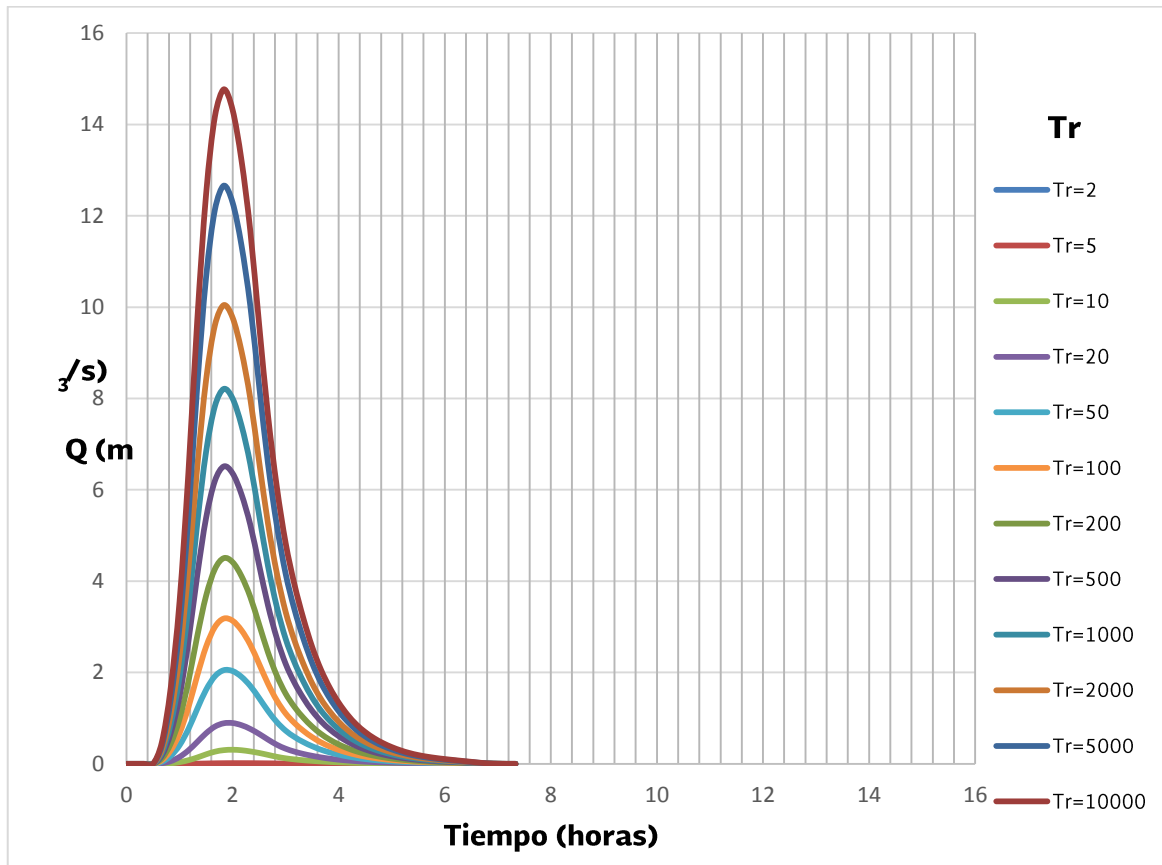


Figura V.13 Hidrogramas de entrada para diferentes periodos de retorno con duración de 1 hora para la presa Coyotillos.

V.6.4 Tránsito de la avenida

Un tránsito de avenidas es un procedimiento que se utiliza para determinar un hidrograma de salida, a partir de un hidrograma de entrada.

Resultado del tránsito de la avenida

Con los hidrogramas de entrada y la curva Elevaciones-Capacidades, se realizaron los tránsitos de la avenida en la presa Coyotillos para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1,000, 2,000, 5,000 y 10,000 años. En la Figura V.14 se muestran los hidrogramas de salida resultantes en el tránsito del vaso para los diferentes hidrogramas de entrada.

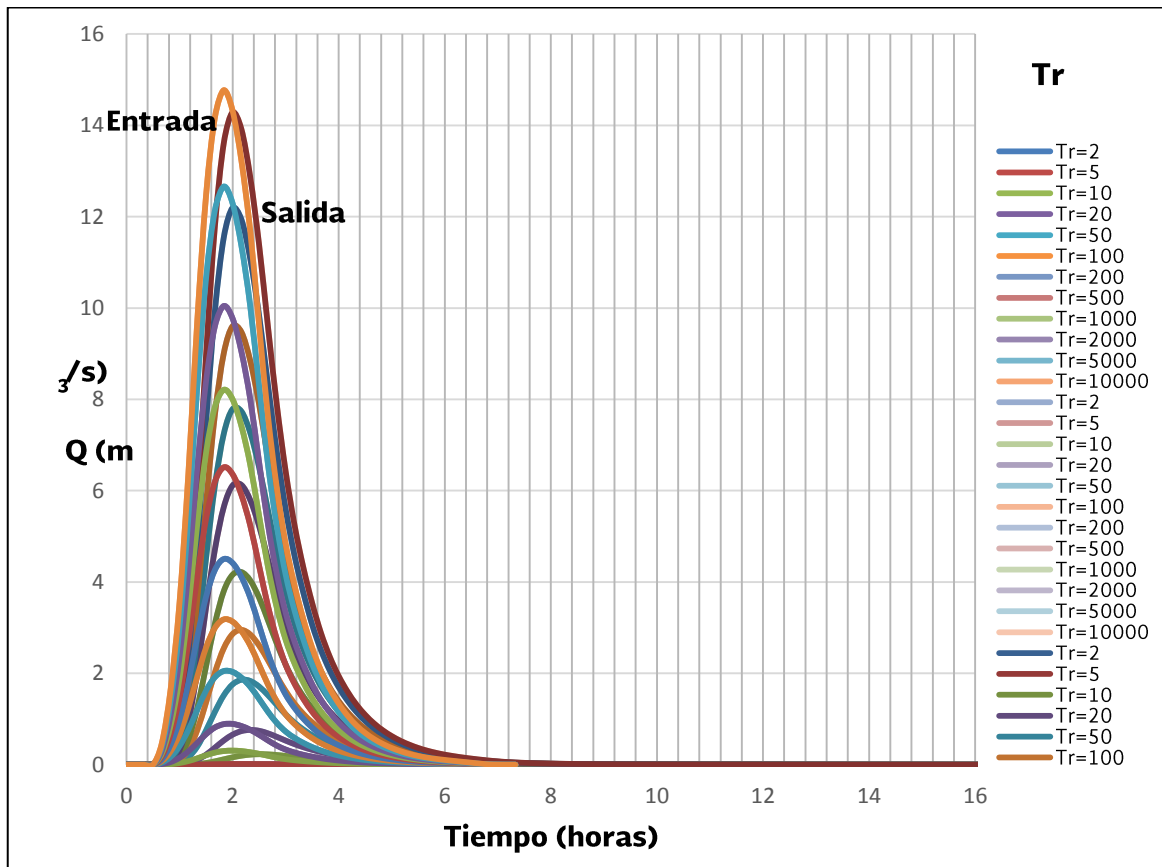


Figura V.14 Tránsito del vaso. Hidrogramas de entrada y salida.

En la Tabla V.17 se despliegan los niveles máximos alcanzados al realizar el tránsito de la avenida para los periodos de retorno analizados los cuales se representan gráficamente en la Figura V.15 comparados con el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME), Nivel de Aguas Máximas Ordinarias (NAMO) y la elevación de la corona de la presa, facilitando observar el comportamiento del tránsito de la avenida.

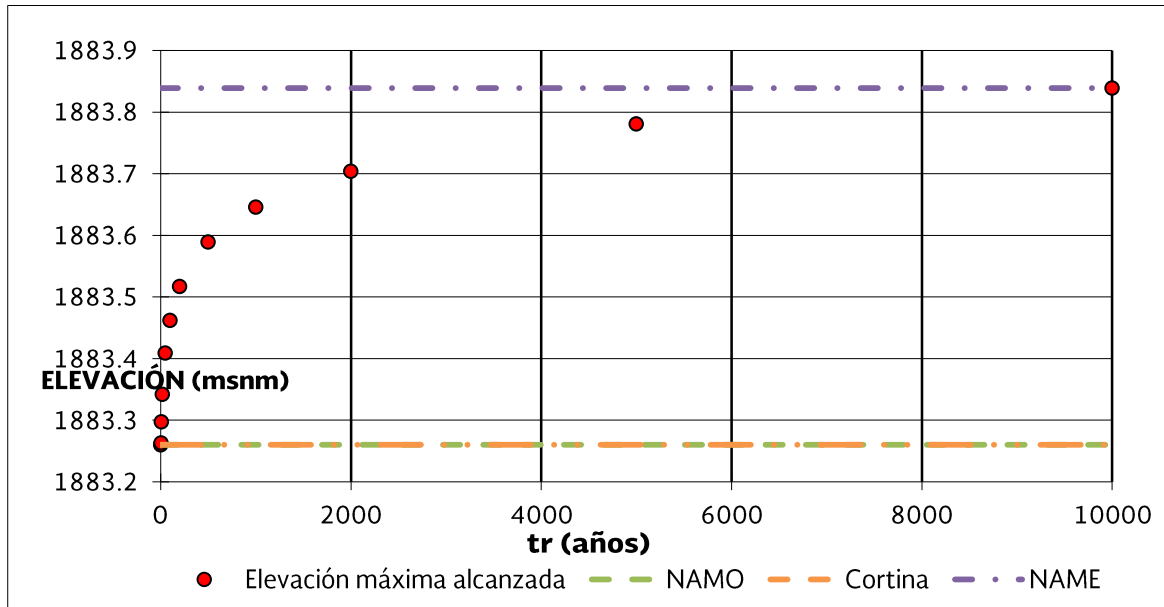


Figura V.15 Elevaciones máximas alcanzadas para distintos periodos de retorno, presa Coyotillos.

Tabla V.17 Niveles máximos alcanzados para cada periodo de retorno.

tr	Gasto máximo de entrada (m ³ /s)	Elevación (msnm)	Gasto máximo de salida (m ³ /s)
2.00	0.00	1883.26	0.00
5.00	0.02	1883.266	0.01
10.00	0.31	1883.305	0.23
20.00	0.89	1883.352	0.76
50.00	2.05	1883.42	1.86
100.00	3.18	1883.473	2.95
200.00	4.50	1883.528	4.22
500.00	6.51	1883.602	6.13
1000.00	8.21	1883.658	7.79
2000.00	10.04	1883.715	9.60
5000.00	12.66	1883.79	12.19
10000.00	14.77	1883.847	14.29

Ya con los resultados del tránsito de la avenida se procedió a verificar la obra de excedencias de la presa que, al ser una presa existente, se revisó de acuerdo a las características actuales, con una longitud de cresta de 20.29 m, coeficiente de descarga de 1.6 por el tipo de cimacio y considerando el NAMO actual de 1883.26 *msnm*, para no restarle capacidad de almacenamiento al vaso y, a su vez, tenga la capacidad para no desbordar en caso de una avenida extraordinaria para un periodo de retorno de 10,000 años, dando como resultado una capacidad máxima de almacenamiento de 0.038 *hm*³. En la Tabla V.18, se muestran los parámetros utilizados y los resultados obtenidos. Asimismo, en la Figura V.15 se puede apreciar que las elevaciones máximas alcanzadas para todos los periodos de retorno analizados están por debajo del NAME, comprobando que la presa es hidrológicamente SEGURA.

Tabla V.18 Revisión de la obra de excedencias de la presa Coyotillos.

Concepto	Cantidad	Unidad
Elevación del NAMO	1883.26	<i>msnm</i>
Elevación del NAME	1883.839	<i>msnm</i>
Elevación de la corona de la cortina	1883.76	<i>msnm</i>
Vertedor		
Gasto máximo del vertedor Q	14.28	<i>m</i> ³ / <i>s</i>
Longitud del vertedor L	20.29	<i>m</i>
Carga máxima H para tr de 10,000 años	0.587	<i>m</i>
Coefficiente de descarga C	1.6	
Periodo de retorno	10,000	<i>años</i>

VI. REVISIÓN FUNCIONAL Y OPERACIONAL

Se revisaron los aspectos de funcionamiento y operación de las estructuras auxiliares de la presa, tales como el vertedor para el control de excedencias, la obra de toma, así como del vaso y del cauce aguas abajo del vertedor. También se incluyeron otros aspectos, tales como la condición de los caminos de acceso.

VI.1 Revisión de la obra de excedencias

Desde su construcción y hasta la fecha, la cortina en toda su longitud ha operado como un vertedor de excedencias. En 1991 se sobre elevó la presa un metro y para darle mayor estabilidad se construyó 6.5 m frente a ella otra cortina de mampostería formando un tanque entre ambas estructuras, mismo que fue rellenado con boleos de hasta 50 cm. Este tanque hace las veces de tanque de amortiguamiento y junto con los escalones de la estructura aguas abajo, se encargan de disipar la energía durante los vertidos.



Figura VI.1 Vista aérea de la cortina de la presa San Juan de Coyotillos y su estructura disipadora.

El sitio donde se ubican estas estructuras está formado por rocas ígneas extrusivas, definidas litológicamente como riolitas, que se aprecian aflorando en las márgenes del cauce; sin embargo, sobre el cauce se aprecian sedimentos y boleos de tipo aluvial, por lo que no es posible asegurar que dichas estructuras estén desplantadas sobre la roca firme. Este comentario se hace debido a que al pie de la estructura escalonada se detectó una laguna formada por las filtraciones a través del terreno de cimentación, con una profundidad máxima de 2 m, que muy probablemente se

haya generado por la erosión del material suelto sobre el cauce por efecto de las descargas, por lo que se recomienda sea monitoreado y, de ser posible, inspeccionado en época de secas para evaluar si hay necesidad de reforzar esta zona rellenándola con concreto ciclópeo para evitar daños a la estructura. Cabe comentar que durante la inspección no se detectaron asentamientos o grietas en la estructura escalonada.



Fotografía VI.1 Panorámica de la cortina vertedora y la estructura escalonada.



Fotografía VI.2 Estructura escalonada frente a la cortina original.



Fotografía VI.3 Afloramientos de riolita sobre la ladera izquierda.

En las mismas fechas que se realizó la sobre elevación y la estructura escalonada, se construyó sobre los enrocamientos de la ladera izquierda, el canal de descarga de un vertedor que no fue concluido. Actualmente solo se aprecia la losa que forma la

plantilla de dicho canal y sus muros laterales inconclusos. El canal descarga directamente sobre los enrocamientos del cauce al pie de la estructura escalonada, lo suficientemente alejado de ella, por lo que no se aprecian problemas de erosión.



Fotografía VI.4 Panorámica del canal de descarga del vertedor inconcluso.

La puesta en operación de este vertedor implica la construcción de la parte alta que se conectaría a la cortina y la demolición de una parte de ella para formar la sección de control. La operación significa la definición de un nuevo NAMO a un nivel más bajo del actual, lo que redundaría en una pérdida de la capacidad de embalse y control de avenidas. Es probable también que, por su tamaño, el nuevo vertedor sea insuficiente y por lo tanto inútil, ya que el agua seguiría vertiendo por sobre toda la cortina, situación que debe revisarse con un análisis hidráulico que sustente la factibilidad de su construcción. De no justificarse la conclusión del vertedor, se debe entonces completar la mampostería de la parte alta de la cortina en ese lado, que se dejó inconclusa muy probablemente con miras en la conexión del vertedor en un futuro.



Fotografía VI.5 Estructuras faltantes para la conexión del vertedor a la cortina



Fotografía VI.6 Ventana sobre la cortina para la operación del vertedor.

VI.2 Revisión de la obra de toma

La presa no cuenta con una obra de toma formalmente construida. La extracción del agua del embalse se hace a través de tres tubos de acero de 7.62 cm (3 pulgadas) que atraviesan la cortina en el extremo derecho a 1.20 m debajo del nivel de la corona. El proceso de extracción se realiza a través de mangueras de neopreno que se insertan en las tuberías, tal como se observó que se estaba realizando en la presa ubicada 300 m aguas abajo (CONAZA 1 para fines de este informe). Aunque el nivel de las tuberías es alto, es posible aprovechar los niveles más bajos del agua del embalse con el mismo principio de las mangueras, pero ahora instaladas en los extremos de las tuberías que se ubican aguas arriba de la cortina y mediante una bomba de succión.



Fotografía VI.7 Tubos de acero que se utilizan para la extracción del agua del embalse.



Fotografía VI.8 Tubos de acero de la obra de toma en la parte de la descarga.



Fotografía VI.9 Extracción de agua de la obra de toma, en la presa CONAZA 1.



Fotografía VI.10 Manguera de neopreno para la extracción del agua de la presa CONAZA 1.

Sobre la estructura escalonada se apreciaron también otras tuberías con las mismas características que las detalladas anteriormente que, aunque en informes anteriores se reportan como obras de toma, parecen corresponder más a drenes para el desagüe del canal relleno de boleos, para eliminar el agua que se almacena en dicho tanque por efecto de los vertidos por encima de la cortina y con eso eliminar la presión hidrostática sobre la estructura escalonada. A diferencia de los tubos instalados sobre la cortina de los que ya se comentó, estos drenes se encontraron sin tapón y sin flujo, lo que refuerza la hipótesis de que no tienen conexión con el embalse, aunque en el caso de que sí estuvieran conectados es posible que, por el nivel en el que se encuentran, el azolve los haya obturado.



Fotografía VI.11 Tuberías en la parte baja, extremo derecho de la estructura escalonada.



Fotografía VI.12 Tuberías en la parte baja, al centro de la estructura escalonada.

VI.3 Revisión del vaso, el cauce y los accesos

El acceso a la presa se hace mediante un camino de terracería que se toma desde la carretera federal 63, San Luis Potosí Charcas, con dirección al ejido San Juan de Coyotillos ubicado aproximadamente a un kilómetro de la desviación. Pasando el ejido, se toma una brecha entre los predios agrícolas con dirección al este, para recorrer aproximadamente un kilómetro hasta llegar a la presa San Juan Coyotillos. Aunque no está pavimentado, el camino se apreció en buen estado y transitable todo el año.

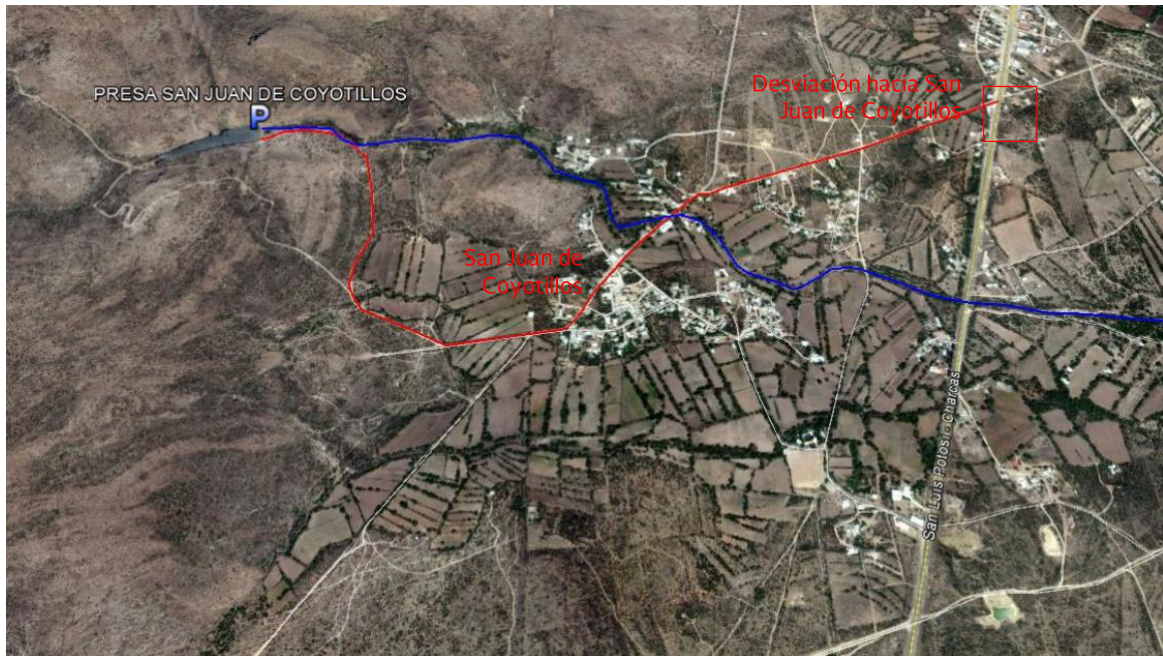


Figura VI.2 Panorámica del acceso a la presa y del cauce aguas abajo.



Fotografía VI.13 Desviación sobre la carretera No. 63, hacia el ejido San Juan de Coyotillos.



Fotografía VI.14 Carretera de acceso a la presa, pasando el ejido San Juan de Coyotillos.

El embalse de la presa San Juan de Coyotillos, es alimentado por el arroyo San Juan que proviene del cerro El Águila. Esta corriente es intermitente y es alimentada a su vez por varias corrientes secundarias que confluyen en dicho arroyo.

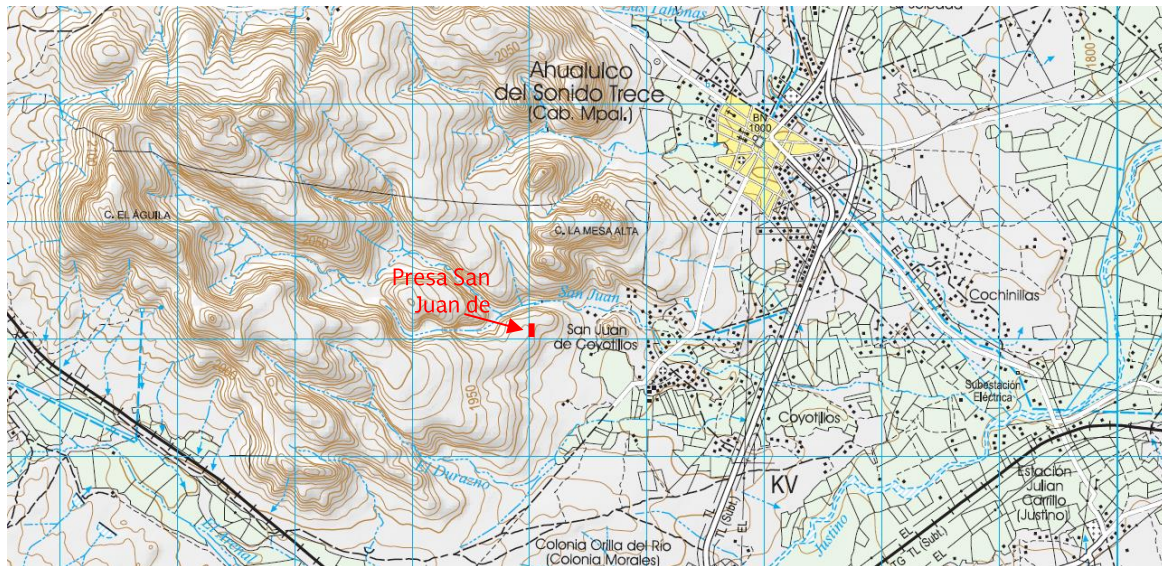


Figura VI.3 Corrientes que alimentan el embalse de la presa San Juan de Coyotillos.

La presa San Juan de Coyotillos no suministra agua para riego y se utiliza exclusivamente para abrevadero. A 300 m aguas abajo se ubica otra cortina de mampostería que aprovecha el flujo generado por las filtraciones a través del terreno de cimentación. Esta presa fue construida por la CONAZA, quien también construyó un tanque de almacenamiento de agua en la margen derecha que se bombea desde esta última presa y sirve para el suministro al ejido San Juan de Coyotillos.



Fotografía VI.15 Presa construida por la CONAZA, ubicada 300 m aguas abajo.



Fotografía VI.16 Tanque de almacenamiento construido por la CONAZA.

El cauce aguas abajo de la presa es el mismo arroyo San Juan que desemboca en el río La Parada (Justino) después de recorrer aproximadamente 4.5 km. Desde la

cortina aproximadamente a un kilómetro se ubican las primeras casas del ejido San Juan de Coyotillos y a 1.5 km se encuentra un puente-vado de concreto para el tránsito vehicular hacia la comunidad de Ahualulco, ubicada 1.5 km al norte. Desde allí el cauce continúa 900 m hasta la carretera federal 63, San Luis Potosí-Charcas, que cruza por debajo de un puente; después, el cauce serpentea por entre predios de uso agrícola hasta su desembocadura en el río La Parada (Justino).

Durante su paso por el ejido San Juan de Coyotillos, se ubican casas aledañas al cauce de las que se han reportado problemas con el agua que se les mete cada año durante las vertidas de la presa, así como afectaciones a los muros de mampostería que se han construido como protección y que confinan el cauce, reduciendo su área hidráulica.

Un aspecto que es importante recalcar se refiere a la cortina construida por la CONAZA recientemente, ubicada 100 m aguas arriba del cruce con la carretera federal 63, misma que se encuentra muy erosionada de su base y con riesgo de falla, lo que podría afectar al puente bajo el cual pasa el cauce.

En un capítulo más adelante de este mismo informe se presentan los resultados del estudio para definir el riesgo por desbordamiento del cauce aguas abajo de la presa San Juan de Coyotillos y sus afectaciones a la infraestructura existente en sus márgenes.



Fotografía VI.17 Aspecto del cauce inmediatamente aguas abajo de la presa.



Fotografía VI.18 Aspecto del cauce en la zona del cruce con el puente-vado.



Fotografía VI.19 Cruce del arroyo por una alcantarilla de la carretera federal 63.



Fotografía VI.20 Cortina en peligro de falla ubicada 100 m aguas arriba de la alcantarilla.

VII. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA CORTINA.

VII.1 Recopilación y revisión de la información disponible.

Con base en la información consultada y en las visitas de inspección efectuadas, puede decirse que para la presa Coyotillos se requiere evaluar la seguridad estructural de la cortina, incluyendo un modelado tridimensional de la cortina; además de evaluar el problema de desbordamiento de la cortina por métodos del estado de la práctica de Ingeniería de Presas. En la Fotografía VII.1, se muestra el estado actual de la cortina.

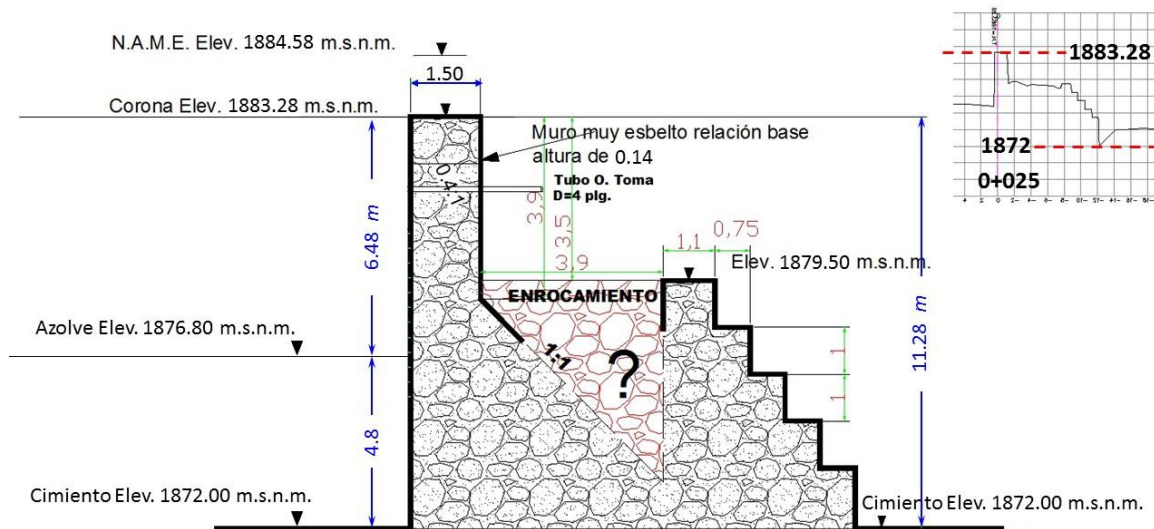


Fotografía VII.1 La presa San Juan de Coyotillos o Coyotillos.

Descripción estructural de la cortina

La presa San Juan de Coyotillos fue construida en 1975 y sobreelevada 1 m en 1992, para uso de abrevadero del ejido San Juan de Coyotillos, municipio de Ahualulco, estado de San Luis Potosí; se clasifica como una presa mediana, de mampostería y comportamiento rígido. La cortina tiene una altura máxima de 11.28 m, entre la corona y el desplante en roca riolítica; con 1.50 m de ancho promedio en la corona; la cortina tiene una longitud de 57 m, y en la Figura VII.1, se muestra la geometría de la sección máxima. La presa tiene una capacidad para almacenar un volumen de 0.14 hm³ al NAMO en la elevación 1883.28 msnm; y un volumen de 0.20 hm³ al NAME a la elevación 1884.58 msnm, y en realidad no tiene un vertedor

diseñado, sino que la misma corona es vertedora, salvo una parte más baja por donde vierte cuando la lámina es de 7 cm o menos; y la corona está en la elevación máxima 1883.35 msnm.



SECCIÓN MÁXIMA EST. 0 + 025 km

Figura VII.1. Geometría de la cortina.

La cortina tiene una geometría irregular, rústica o sin diseño como presa, con un ancho de corona es de 1.50 m, a la elevación 1883.28 msnm, el paramento aguas arriba es vertical y el paramento seco también es vertical en una altura de 3.9 m y luego desciende con talud 45° (1:1); aguas abajo existe una zona de enrocamiento colocado a volteo de 6.70 m de ancho, al parecer se pretendía formar un concreto ciclópeo en esa zona, y funciona como amortiguador de la caída del agua; aguas abajo se tiene un segundo cuerpo cuyo paramento aguas arriba se supone vertical y el paramento aguas abajo es escalonado, con un ancho de corona de 1.10 m y los escalones tienen 1.0 m de peralte y 0.75 m de huella. La cortina está desplantada sobre roca riolita con el desplante de la cimentación medida en la elevación 1872.00 msnm en la sección máxima determinada en la estación 0+025 km. La elevación del cauce es la 1874.00 msnm, y se midió un espesor de 4.8 m de azolve en promedio junto a la cortina. El vaso tiene un área de 2.24 ha, y se logra un almacenamiento aproximado al nivel de corona, ya que no tiene vertedor, con un volumen de 0.14 hm³.

Geología de la boquilla y cimentación de la cortina

En la Figura VII.2, se muestra el entorno geológico obtenido del Servicio Geológico Mexicano y de las visitas al sitio. La cortina está en la zona de colinas cercanas a la localidad de San Juan de Coyotillos y la cabecera municipal Ahualulco, sobre el cauce del arroyo San Juan afluente del arroyo Justino, y está desplantada sobre rocas riolitas del Oligoceno Terciario (ToR), competentes para el tamaño de la cortina.

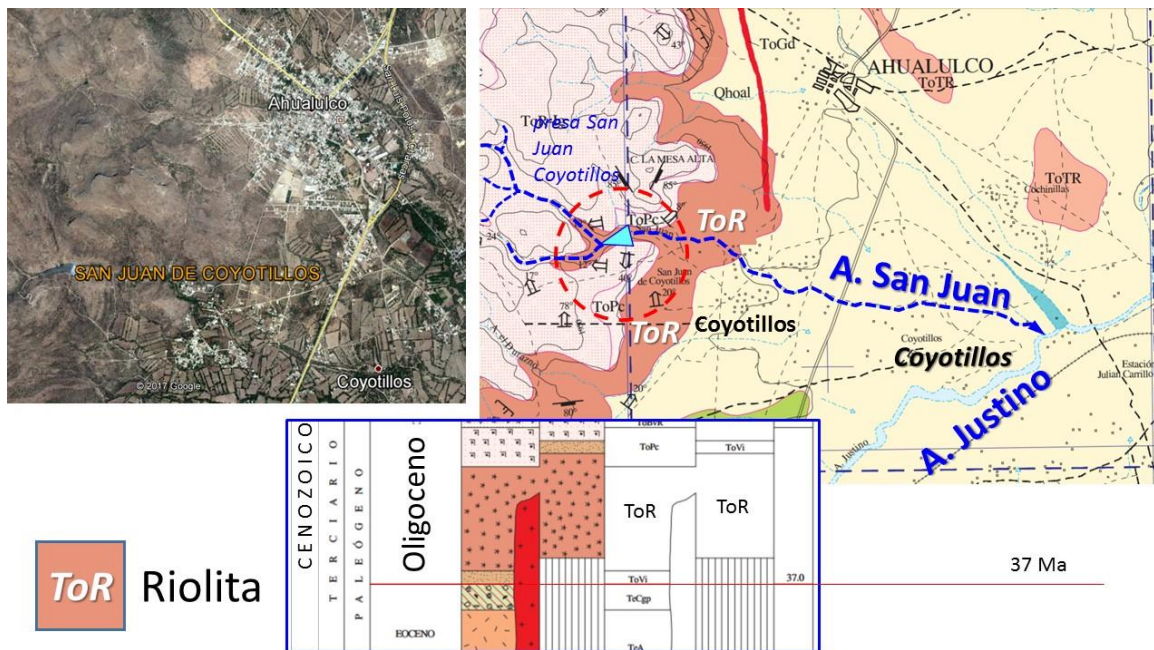


Figura VII.2 Marco Geológico de la zona de la presa San Juan de Coyotillos (SGM).

En la Fotografía VII.2, se aprecia la cortina en la boquilla enclavada en las riolitas del Oligoceno del Terciario y parte del vaso de la presa Coyotillos.

Parámetros para análisis en condiciones extremas

Del estudio de peligro sísmico en el sitio de la presa, que se presenta en este informe, se consideraron los parámetros sísmicos requeridos para la revisión de la seguridad estructural de la presa, ante la eventual ocurrencia de los temblores máximos especificados en el Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MDS-CFE, 2010). En la Tabla VII.1 se listan los valores de los coeficientes sísmicos para $T_r=475$ y 950 años. Debido a que la presa está desplantada en roca, el factor de amplificación es de 1.0.



Fotografía VII.2 La presa Coyotillos está enclavada en riolitas del Oligoceno.

Para considerar el efecto del tipo de suelo, los parámetros sísmicos en roca pueden amplificarse por los factores de sitio de la Tabla VII.2.

Donde V_s^{30} es la velocidad efectiva, definida como la velocidad promedio de ondas de cortante en los 30 m superficiales del perfil de suelo bajo consideración. Dicha velocidad puede estimarse como

$$V_s^{30} = \frac{\sum h_i}{\sum h_i / V_i} \quad (\text{VII.1})$$

Donde V_i es la velocidad de onda de corte y h_i el espesor del i -ésimo estrato del subsuelo.

Tabla VII.1 Coeficientes sísmicos para análisis pseudoestático de estabilidad.

Temblor	Horizontal		Vertical	
	a^h_o	k_h	a^v_o	k_v
475 años	0.03	0.045	0.025	0.025
950 años	0.08	0.095	0.065	0.065

Tabla VII.2 Factores de amplificación por efecto del tipo de suelo.

Velocidad efectiva	Factor de sitio
$V_s^{30} > 760 \text{ m/s}$	1
$360 < V_s^{30} \leq 760 \text{ m/s}$	1.2
$180 \leq V_s^{30} \leq 360 \text{ m/s}$	1.5
$V_s^{30} < 180 \text{ m/s}$	2

El coeficiente sísmico horizontal de diseño, k_h a considerar es de 0.095 en la roca basal y ya normalizado por la aceleración de la gravedad, y considerando la presa como estructura del Grupo A+ y un período de retorno de 950 años, ya que el costo de utilizarlo es atractivo para brindar una mayor seguridad a la presa y porque se acerca al TMC (Temblor Máximo Creíble).

VII.2 Modelo geométrico de la cortina

Para el análisis de la cortina correspondiente al estado actual de la misma, de acuerdo con los trabajos de topografía, es necesario considerar diferentes secciones de la cortina y, por la relación entre la longitud y la altura de la cortina es conveniente construir un modelo 3D para analizar los esfuerzos, las deformaciones, y los elementos mecánicos resultantes por las acciones actuantes para las distintas condiciones de operación que deben considerarse. La información topográfica se reporta en el capítulo correspondiente de este informe, y en la Tabla VII.3, se reportan los valores considerados de los parámetros de importancia para los análisis de flujo de agua y estabilidad de los modelos de la cortina.

Tabla VII.3 Parámetros de la presa Coyotillos para revisión estructural.

Est. 0+025 km	Elevación (msnm)	Altura desde la cimentación (m)
Corona	1883.28	11.28
NAME	1884.58	desborda con 1.3 m
NAMO	1883.28	0.00
AZOLVE	1876.80	4.80
CAUCE	1874.00	2.00
CIMIENTO	1872.00	0.00



Fotografía VII.3. La cortina es una gran masa formada por dos cuerpos y relleno.

VII.3 Marco de referencia para el análisis estructural

El marco de referencia para hacer los análisis estructurales y poder determinar, tanto las condiciones actuales de seguridad de la cortina como las condiciones de seguridad con las soluciones propuestas, requiere que primero se presenten y analicen los problemas estructurales y geotécnicos que tiene la cortina de la presa. En la Fotografía VII.4, se aprecia la cortina y algunas filtraciones ligeras en la mampostería y la rústica toma que sólo consiste en tubos de acero galvanizado que atraviesan la mampostería para que el agua pueda fluir y sirva para abrevar ganado.



Fotografía VII.4. Filtraciones y tubos de toma para abrevadero.

En la Fotografía VII.5y la Fotografía VII.6, se aprecia la geometría con los dos cuerpos de la cortina. Como se puede constatar, el muro aguas arriba, cuya corona está en la elevación 1883.28 *msnm*, penetra con un ángulo de 45° hacia la cimentación que se encuentra desplantada a la elevación 1872 *msnm*. El espacio entre el muro aguas abajo que es masivo y tiene un paramento exterior escalonado, estaría relleno con rocas de tamaños de boleto a bloques, sin mortero, cuando menos en los dos metros superiores. Se supondrá que por el mortero o el efecto de trabazón de las rocas, la masa la mampostería actúa en conjunto.



Fotografía VII.5. La cortina es una gran masa con boleo y bloques de roca entre los dos cuerpos.



Fotografía VII.6. El muro aguas arriba descende a 45° hacia aguas abajo, en tanto que el muro aguas abajo descende de manera escalonada hasta el desplante a la 1872 msnm.

VII.4 Integración de la información del análisis de estabilidad

Con la finalidad de conocer las propiedades índice, hidráulicas y mecánicas de los materiales de la cortina original y del terreno de cimentación, se llevó a cabo una visita especial y se investigó la historia de la obra en los archivos disponibles en CONAGUA.

Selección de propiedades para el análisis

Con base en las investigaciones efectuadas, se determinaron las propiedades mecánicas de los materiales de la mampostería y del terreno de cimentación, los cuales se presentan a continuación.

El terreno de cimentación en la boquilla en el sitio donde se desplanta la cortina está constituido por el macizo rocoso de rocas riolíticas (ToR), se determinó un peso volumétrico para ambas que oscila entre 21.87 y 24.65 kN/m^3 (2.23 y 2.51 g/cm^3) por lo que se consideró un valor promedio de 23.26 kN/m^3 (2.371 g/cm^3); una porosidad media de 5%; una conductividad hidráulica media de $1.67 \times 10^{-7} \text{ m/s}$; y se consideró para la riolita (ToR) sobre la que descansa la cortina, y de manera conservadora y como roca de resistencia baja a medianamente resistente, una resistencia a la compresión simple de $f'_c=70,000 \text{ kN/m}^2$ (70 MPa, o 7136 t/m^2 o 713.6 kg/cm^2), una resistencia a la tensión (o tracción) de $f'_t=5,000 \text{ kN/m}^2$ (5 MPa, o 5097 t/m^2 o 5.097 kg/cm^2), una resistencia a la flexión de $f'_c=10,000 \text{ kN/m}^2$ (10 MPa, o 1019.4 t/m^2 o 101.94 kg/cm^2); y en relación con su resistencia al esfuerzo cortante con el criterio de Mohr – Coulomb, para la riolita se consideró que para el macizo rocoso la cohesión es $c=3500 \text{ kN/m}^2$ ($3.5 \times 10^{-3} \text{ GPa}$ o 3.5 MPa o 356.8 t/m^2 o 35.68 kg/cm^2) y el ángulo de fricción interna es $\Phi=28^\circ$; el módulo tangente inicial es de $E=20 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ (20 GPa o 20,000 MPa $2'038,740 \text{ t/m}^2$ o $203,874 \text{ kg/cm}^2$); el módulo tangente a 0.1% de deformación axial es de $E=18 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ (18 GPa o 18,000 MPa $1'834,860 \text{ t/m}^2$ o $183,486 \text{ kg/cm}^2$); con un valor para la relación de Poisson de $\nu=0.155$.

En cuanto a la mampostería, al encontrarse ésta rejuntada con mortero de cemento de cal – arena y agregados, y con rocas riolíticas existentes en el sitio, se determinó un peso volumétrico que oscila entre 21.58 y 24.03 kN/m^3 (2.2 y 2.45 g/cm^3) por lo que se consideró un valor promedio de 22.81 kN/m^3 (2.325 g/cm^3), ensayadas en Laboratorio; y para la mampostería de la cortina como valores promedios, se consideró una resistencia a la compresión simple o a 90° de $f'_m=6,000 \text{ kN/m}^2$ ($6.0 \times 10^{-3} \text{ GPa}$ o 6.0 MPa o $6,116 \text{ t/m}^2$ o 61.16 kg/cm^2); una resistencia a la compresión diagonal o a 45° de $f'_t=350 \text{ kN/m}^2$ ($3.5 \times 10^{-4} \text{ GPa}$ o 0.35 MPa o 3568 t/m^2 o 3.6 kg/cm^2); y en relación con su resistencia al esfuerzo cortante con el criterio de Mohr – Coulomb, para la mampostería se consideró que la cohesión es

$c=500 \text{ kN/m}^2$ ($5.0 \times 10^{-4} \text{ GPa}$ o 0.50 MPa o 5097 t/m^2 o 5.097 kg/cm^2) y el ángulo de fricción interna es $\Phi=33^\circ$. El módulo tangente a 0.1% de deformación axial es de $E=6.67 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ (6.67 GPa o $6,670 \text{ MPa}$ o $679,920 \text{ t/m}^2$ o 67992 kg/cm^2); con un valor para la relación de Poisson de $\nu=0.167$.

Para fines de revisión de la mampostería, el esfuerzo permisible por resistencia de diseño a la compresión sería:

$$f_m' = F_R f_m^* = 0.30 * (-6000) = -2000 \text{ kN/m}^2 \text{ (compresión)}$$

El esfuerzo permisible por resistencia de la mampostería a tensión es: $f_t' = 350 \text{ kN/m}^2$

La resistencia de la mampostería al esfuerzo cortante es: $v_m^* = 300 \text{ kN/m}^2$

El módulo de elasticidad con cargas sostenidas es: $E_m = 350 f_m^*$

$$E_m = 350 * 6000 = 2.1 \times 10^6 \text{ kN/m}^2 \ll 6.67 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$$

El módulo de cortante es: $G_m = 0.75 E_m$

$$G_m = 0.75 * 2.1 \times 10^6 = 1.57 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$$

Con una relación de Poisson de $\nu= 0.167$.

Modelo geomecánico estructural de la cortina

Se realizó la interpretación geotécnica estructural de la cortina y su contacto con la riolita en la cimentación. Para este caso, de la modelación por el método de elementos finitos se obtiene muy poca influencia de la rigidez de la cimentación y del enterramiento, sobre el comportamiento de la obra de contención, de manera que se consideró el caso de la cortina empotrada en base rígida. Por otro lado, aunque el modelo es tridimensional y se incluye completamente la cortina desde el modelo topográfico de Autocad, se consideraron los datos topográficos que se ilustran en la Figura VII.3 y en la Figura VII.4, considerando que la sección crítica es la de la estación 0+025 km.

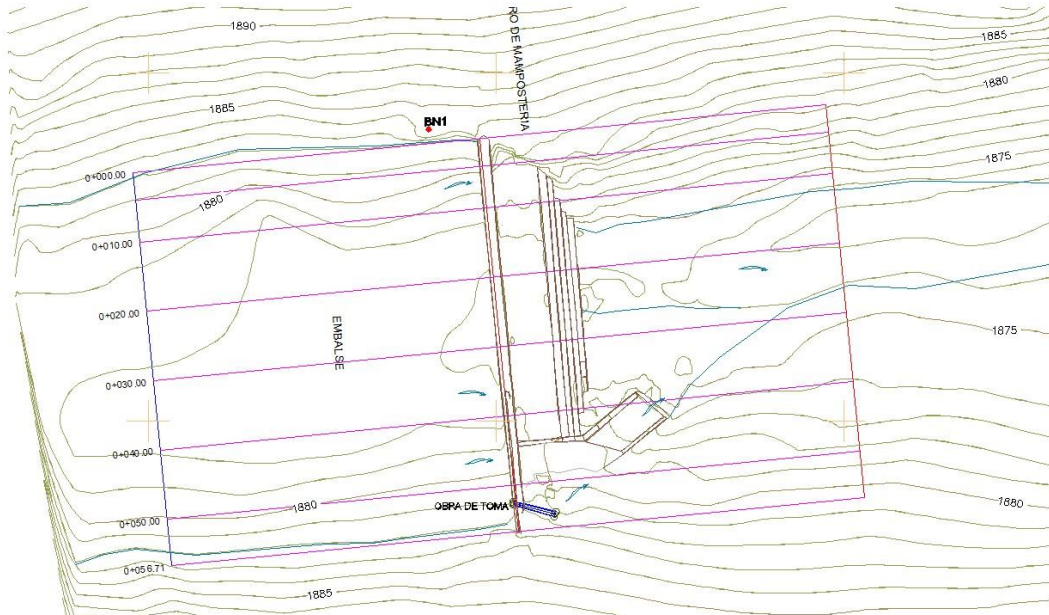


Figura VII.3. Topografía de la presa Coyotillos.

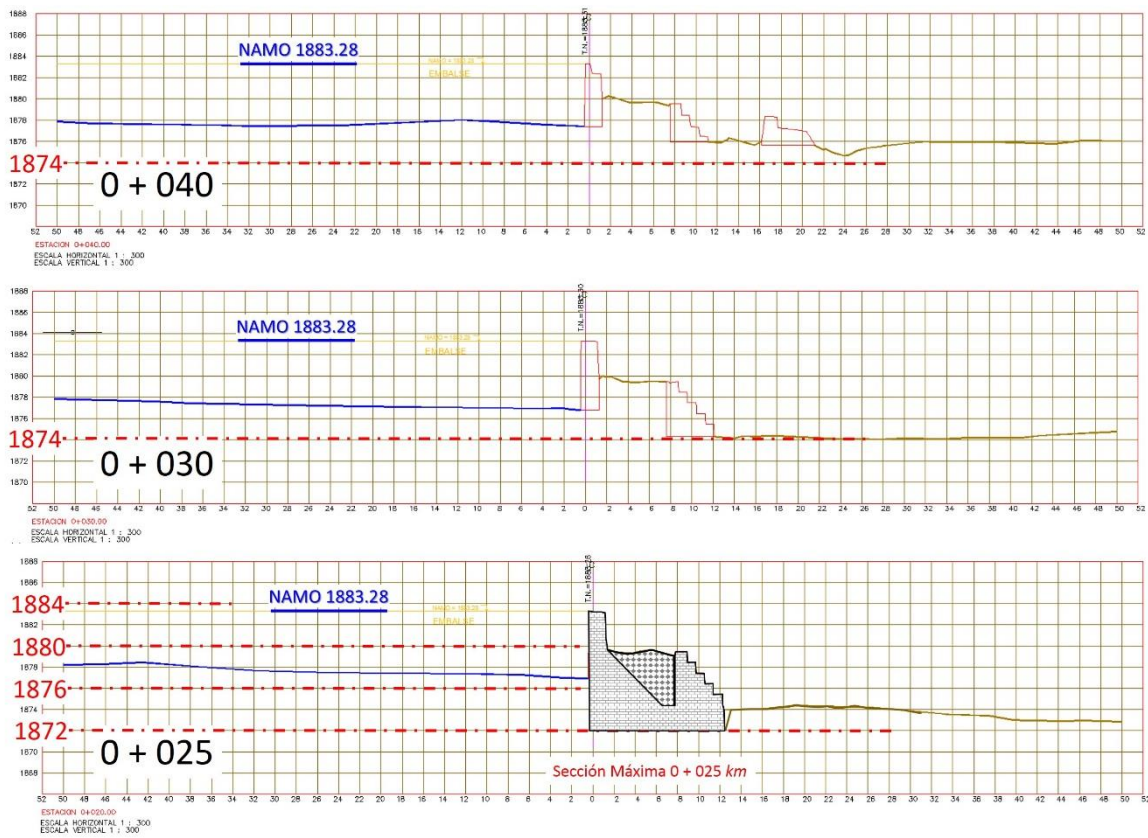
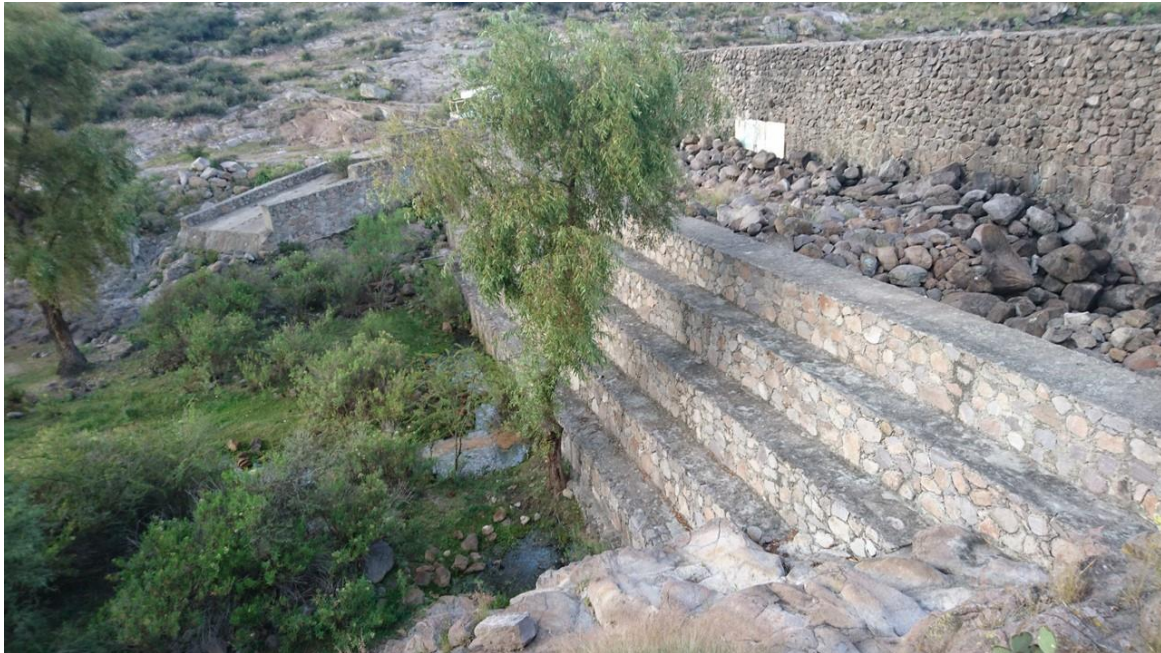


Figura VII.4. Secciones transversales de la cortina.



Fotografía VII.7. El árbol está en Est. 0+018 km aproximadamente y el vertedor inicia en 0+044.45 km.

VII.5 Problemas de seguridad geotécnica y estructural de la cortina

La revisión de la seguridad geotécnica y estructural de la cortina de la presa requiere que se analicen diferentes mecanismos de falla (o deterioro) de la estructura de mampostería de la contención. La revisión de las condiciones de la cortina ante esos mecanismos de falla permite identificar, analizar, evaluar e interrelacionar los problemas que pueden ser causa de peligro o mal comportamiento de la cortina. En general, esta revisión requiere tomar en cuenta los siguientes aspectos, que deberán adecuarse dependiendo del tipo de presa que se analice:

Deficiencias estructurales y vegetación en la cortina

- Agrietamientos, desconchados o huecos en el paramento aguas arriba
- Agrietamientos, desconchados o huecos en el paramento aguas abajo
- Árboles y vegetación en los paramentos aguas arriba y abajo

Deficiencias de las condiciones geométricas

- Revisión del bordo libre (asentamientos, sismo, oleaje, y erosión)
- Sedimentación y acumulación de azolves

Deficiencias de control de flujo de agua

- Socavación de la cimentación de la cortina
- Fugas o filtraciones por el terreno natural o cimentación

Fugas o filtraciones en la mampostería y el paramento aguas abajo
Fugas o filtraciones en los empotramientos

Deficiencias geotécnicas de la cimentación y empotramientos

Capacidad de carga de la cimentación
Revisión de asentamientos
Geotecnia de los empotramientos

Deficiencias estructurales y vegetación en la cortina

Se revisaron las condiciones de la cortina ante la acción de mecanismos de falla por defectos estructurales de la obra de contención, para considerar las deficiencias observadas en el marco de este trabajo, con la finalidad de identificar, analizar y elaborar la propuesta de rehabilitación de la cortina que dé solución de los problemas observados, incluyendo lo relativo a la vegetación.

Agrietamientos, desconchados o huecos en el paramento aguas arriba

El paramento aguas arriba o paramento mojado, se encontraría razonablemente bien en cuanto a que no tendría ni agrietamientos ni desconchados o huecos en la mampostería. Sin embargo, se es recomendable que en caso de que el nivel de la presa lo permita, se coloque un repellado de mortero de cal hidratada – arena (2 ½ - 6) para sellar más la mampostería.

Agrietamientos, desconchados o huecos en el paramento aguas abajo

El paramento aguas abajo o paramento seco, se encuentra razonablemente bien en cuanto a que no tiene ni agrietamientos ni desconchados o huecos en la mampostería.

Árboles y vegetación

La cortina sólo tiene vegetación pequeña. Sin embargo, se recomienda limpiarla completamente de la vegetación.

Deficiencias de las condiciones geométricas

Revisión del bordo libre (asentamientos, sismo, oleaje, y erosión)

La presa San Juan de Coyotillos no tiene bordo libre, y toda la cortina es vertedora desde el nivel del NAMO. Los desbordamientos no causan problemas en el terreno natural de cimentación, ya que primero caen en la terraza de la cortina, entre los dos cuerpos de la mampostería. Se recomienda rejuntar con mortero la capa de un metro de espesor superior de esa terraza.

Sedimentación y acumulación de azolves

La presa San Juan de Coyotillos tiene una altura de azolves de 3.40 m, aproximadamente.

Deficiencias de control de flujo de agua

Socavación de la cimentación de la cortina

La presa San Juan de Coyotillos no tiene problemas de erosión por la caída del agua en los desbordamientos, pero se recomienda rejuntar las rocas para formar una capa con espesor mínimo de un metro

Fugas o filtraciones por el terreno natural o cimentación

La presa San Juan de Coyotillos presenta ligeras filtraciones por la mampostería en diversos puntos, y por el contacto con el terreno de cimentación. La cuantía de estas filtraciones se estimó en 0.1 l/s con el nivel del embalse a 1.6 m de la corona (NAMO).

Fugas o filtraciones en la mampostería y el paramento aguas abajo

La presa San Juan de Coyotillos tiene filtraciones en forma de “lloraderos” en varias partes. La inspección detallada de éstas, nos permite asegurar que las filtraciones se deberían a un fenómeno de saturación de la mampostería y falta de una capa de impermeabilización sobre el paramento mojado. Se recomienda colocar sobre el paramento mojado, un entortado de mortero de cemento portland – cal – arena (1 : 3 : 5) con aditivo adhesivo, y el mortero tendrá una consistencia de media a alta fluidez.

Así, se concluye que las fugas y filtraciones en la mampostería de la cortina de la presa San Juan de Coyotillos, no tienen consecuencias en su estabilidad, ni causan mayores problemas que los de la pérdida de agua del embalse.

Fugas o filtraciones en los empotramientos

La presa San Juan de Coyotillos no presenta filtraciones por los empotramientos en ambos márgenes.

Deficiencias geotécnicas de la cimentación y empotramientos

Capacidad de carga de la cimentación

El terreno de cimentación de la presa San Juan de Coyotillos es roca, con muy sobrada capacidad de carga para las presiones de contacto que provienen del cortina que forma la cortina de la presa, y que se estiman en 257 kN/m² en el contacto y de 233 kN/m² a 5 m de profundidad, que con factor de seguridad de 4

requeriría una cohesión de 200 kN/m^2 , que es netamente inferior al valor de $c=1000 \text{ kN/m}^2$, estimada conservadoramente para las riolitas en la boquilla, con una resistencia a la compresión simple considerada de $f'_r=2000 \text{ kN/m}^2$ (20.4 kg/cm^2). De la misma manera los asentamientos del terreno de cimentación de la cortina ya ocurrieron completamente, durante los 41 años de vida operativa transcurridos de la presa San Juan de Coyotillos.

Revisión de asentamientos

No se observa agrietamiento en la cortina de la presa San Juan de Coyotillos, por lo que se descarta que haya asentamientos de importancia y se asume que éstos han cesado por las características del terreno de cimentación y las decenas de años que tiene la cortina.

Geotecnia de los empotramientos

El empotramiento de margen derecha está en buen estado. El empotramiento de margen izquierda sí tiene algunos problemas que requieren de trabajos menores de estabilización con relleno de huecos y fisuras, y mejoramiento del control de escurrimientos con cunetas y contracunetas. Esta problemática es importante y por ello se trata en un apartado, más adelante en este mismo informe.

VII.6 Determinación de acciones en la cortina

Cargas primarias

Las cargas primarias que actúan sobre la cortina de la presa son las debidas a la presión hidrostática por el agua embalsada en el vaso de la presa (en sus efectos tanto horizontales como verticales), la subpresión y el peso propio de la estructura de la cortina.

Fuerza horizontal debida al agua.

Para un nivel del agua a una altura H_w medida desde el pie de la cortina aguas arriba, pero sin rebasar la corona, la fuerza horizontal es:

$$P_w = \frac{1}{2} \sigma_w H_w = \frac{1}{2} \gamma_w H_w^2$$

Donde σ_w , es la presión hidrostática debida al agua; y H_w es la altura total del agua sobre la cara mojada de la cortina y γ_w el peso volumétrico del agua (1000 kg/m^3). La resultante de fuerzas horizontales pasa por el centroide del diagrama triangular de presiones, es decir, a una altura igual a $H_w/3$ desde el pie de la cortina.

Fuerza vertical debida al agua.

En caso de que el paramento aguas arriba de la cortina esté inclinado, se podrá considerar el peso de la cuña de agua que se forme como una carga adicional al peso propio de la presa, pero siempre cuidando los niveles del embalse considerados para cada caso de análisis. En el caso de la cortina de la presa San Juan de Coyotillos no se tienen estos efectos.

Peso propio de la estructura.

Se calcula el peso propio de la estructura de contención (i.e. la cortina) con base en su geometría y los materiales que la componen, considerando peso volumétrico de para la mampostería. La resultante por peso propio pasará por el centro de gravedad de la masa de la cortina.

Fuerza internas por infiltración y externas por subpresión.

Se consideran las acciones debidas a fuerzas de infiltración del agua en el interior de la mampostería en el caso de que se tenga evidencia de que dichas filtraciones están ocurriendo lo cual no es el caso de la cortina Coyotillos con el agua arriba del NAMO, por lo que solamente se consideran fuerzas de subpresión sobre la cortina con ausencia de drenes. De esta manera, la fuerza por subpresión P_u por metro de largo de cortina de ancho B será

$$P_u = \frac{1}{2} \gamma_w H_T B$$

En donde:

- P_u Fuerza de subpresión por metro de longitud (kN/m)
- γ_w Peso volumétrico del agua (= 9.81 kN/m³ (1000 kg/m³))
- H_T Altura total del agua desde el pie de la cortina aguas arriba, en caso de desbordamiento se considerará como suma de la altura de la lámina h más la altura de la cortina H (m)
- B Ancho de la base de la cortina en la sección considerada (m)

La ecuación anterior es válida en tanto que no existe almacenamiento de agua del lado de aguas abajo de la cortina, por lo que el diagrama de presión de subpresión bajo la cortina corresponde a un triángulo rectángulo que va de aguas arriba hacia aguas abajo. La resultante de fuerza por subpresión se aplica a una distancia de $B/3$ desde el pie de la cortina aguas arriba.

Fuerzas actuantes agua aguas abajo.

En el caso de la presa Coyotillos no se consideran fuerzas que actúen sobre el paramento aguas abajo de la estructura de contención.

VII.7 Cargas secundarias

Las cargas secundarias que actúan sobre la cortina de la presa son las debidas a la presión de tierras debida al azolve acumulado contra el paramento aguas arriba de la presa, carga hidrodinámica debida al oleaje, la carga por hielo, los efectos térmicos y de interacción cortina macizo rocoso de la boquilla no se consideran debido a que no hay temperaturas por debajo de cero grados para formar hielo, y los otros porque la presa ya tiene más de 100 años y se considera completamente estabilizada como lo demuestra la ausencia de indicios de movimientos en la estructura de la obra de contención.

Empuje debido al azolve.

En el caso de la presa Coyotillos no se consideran fuerzas debido al azolve pues de datos obtenidos de la batimetría se observó que no presenta azolve.

Presiones hidrodinámicas por oleaje.

Para el cálculo de presiones hidrodinámicas por el efecto del oleaje, cuya resultante es P_{ola} , solamente se considera en casos excepcionales, generalmente en donde el Fetch es de muchos kilómetros y la altura de la ola H_{ola} , es importante. Su cálculo se efectúa mediante la ecuación siguiente

$$P_{ola} = 2 \gamma_w H_{ola}^2$$

En donde H_{ola} es la altura de la ola en metros y γ_w es el peso volumétrico del agua ($=9.81 \text{ kN/m}^3$). En el caso de la cortina de la presa coyotillos, este efecto se sumará a otros efectos como el desbordamiento. Alternativamente, se puede calcular el empuje hidrodinámico mediante la formulación planteada en el capítulo de Diseño por sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (1993).

VII.8 Cargas extremas

Las cargas extremas o excepcionales que podrían actuar sobre la cortina de la presa, son aquellas debidas a los efectos del sismo por un lado, y al caso de desbordamiento de la cortina por el otro.

Presiones por desbordamiento.

Para el cálculo del empuje debido al desbordamiento se consideró que sobre la cara mojada de la cortina obra una presión hidrostática equivalente a un diagrama trapecial con un valor de la presión en la corona igual al peso volumétrico del agua por la altura de la lámina de agua pasando sobre la cortina. Alternativamente, el efecto dinámico sobre la cortina por la presión de impacto sobre la cortina es

función de la velocidad promedio v_i del flujo que llega a la cortina y pasa sobre ésta desbordándola con una lámina de altura h sobre la corona de la cortina de altura H es

$$v_i = \frac{q}{(h + H)}$$

En donde q es el gasto por unidad de longitud de la cortina. La presión por el impacto del agua (p_{iw}) sobre la cortina debida a la velocidad v_i es aproximadamente igual a

$$p_{iw} = 2 \gamma_w h_v$$

En donde γ_w es el peso volumétrico del agua y h_v es la carga hidráulica por la velocidad. Sustituyendo la expresión de la velocidad nos queda

$$p_{iw} = 2 \frac{\gamma_w v_i^2}{2g} = \frac{\gamma_w v_i^2}{g}$$

En donde g es la aceleración de la gravedad. Entonces, la fuerza horizontal equivalente por el impacto del agua pasando por desbordamiento sobre la cortina (P_{dw}) sobre el paramento aguas arriba de la cortina de altura H , está dada por

$$P_{dw} = 2 \gamma_w h_v H = \frac{\gamma_w v_i^2 H}{g}$$

Sustituyendo v_i y $q=Q/L$ con L la longitud de la cortina desbordándose con el gasto Q , nos queda

$$P_{dw} = \frac{\gamma_w H Q^2}{g L^2 (h + H)^2}$$

Si se supone que la corona del vertedor equivale a una cresta recta, al mismo nivel, de longitud L y que el coeficiente de descarga es 2.0, entonces la altura h de la lámina desbordando la cortina se sustituye en la ecuación anterior y nos queda que la fuerza total del agua sobre la cortina es

$$P_{dw} = \frac{4 \gamma_w H h^3}{g (h + H)^2}$$

Alternativamente, se acostumbra considerar (USBR 1976; USBR 1987) que cuando ocurre un desbordamiento por una lámina de agua que rebasa con una altura h pasando sobre la corona de la cortina de altura H , estos efectos se pueden tener en cuenta simplemente considerando la altura de la lámina h , y entonces la fuerza P'_{dw} estará dada aproximadamente por

$$P'_{dw} = \gamma_w h H$$

De donde, la fuerza horizontal total por el empuje del agua sobre la cortina P_w , será

$$P_w = \gamma_w \left(\frac{2h + H}{2} \right) H$$

La resultante de fuerzas horizontales pasa por el centroide del diagrama de presiones trapezoidal, es decir a una altura z_w desde el pie de la cortina aguas arriba igual a

$$z_w = \frac{H}{3} \left(\frac{3h + H}{2h + H} \right)$$

En donde H es la altura total de la cortina desde el pie hasta la corona y h la altura de la lámina de agua desbordando la cortina.

La relación entre la resultante de presiones del agua por desbordamiento simplificada (P_w) y la que considera la presión de impacto sobre la cortina por el efecto hidrodinámico del desbordamiento de la cortina P_{dw} es un incremento que puede variar de 2 a 20%, y típicamente es de 15% para láminas entre 1 y 2 m desbordando sobre la corona, de ahí que se considere aceptable la simplificación de simplemente aumentar la altura del agua en h , tal como se hace en todos los manuales modernos de presas, por ejemplo en el USBR (1976).

Fuerzas sísmicas en la cortina.

Para el cálculo del empuje debido al sismo se considera por una parte el efecto inercial por la acción de los componentes de aceleración, horizontal y vertical, sobre la masa de la estructura de contención, y por otro lado, el efecto del sismo sobre la masa de agua en contacto con la cortina de la presa. Alternativamente, existe la posibilidad de hacer un análisis dinámico riguroso, espectral y en el dominio del tiempo.

En el caso de la Coyotillos, las fuerzas inerciales se calcularon con base en los coeficientes sísmicos determinados en el estudio de peligro sísmico.

Presiones hidrodinámicas.

Para el cálculo de las presiones hidrodinámicas que actúan sobre un muro vertical durante el sismo, se emplea el método de Westergaard (1931), que consiste en la suma de la presión hidrostática y la distribución parabólica de la presión hidrodinámica (P_{wd}).

Westergaard (1931) propuso la siguiente solución aproximada para la distribución parabólica de la presión hidrodinámica, P_{wd} , descrita por la siguiente ecuación:

$$P_{wd} = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{Y_w H_p^2}$$

Donde, k_h , es el coeficiente sísmico horizontal, Y_w , el tirante de agua, H_p , la profundidad total del embalse y γ_w el peso específico del agua.

Esfuerzos de compresión máximos permisibles

Los esfuerzos de compresión máximos permisibles para combinaciones de carga en condiciones de operación normal, no deben ser mayores que un tercio la resistencia

a la compresión simple del concreto (f'_c) o a compresión de la mampostería (f'_m) de la sección de la cortina, es decir, se considerará un factor de reducción de $FR=0.33$.

Los esfuerzos de compresión máximos permisibles para combinaciones de carga en condiciones de operación inusual (agua al NAME), no deben ser mayores que la mitad de la resistencia a la compresión simple del concreto (f'_c) o de la mampostería (f'_m) de la sección de la cortina, es decir, se considerará un factor de reducción de $FR=0.50$.

Los esfuerzos de compresión máximos permisibles para combinaciones de carga en condiciones de operación extrema (sismo), no deben ser mayores que dos tercios de la resistencia a la compresión simple del concreto (f'_c) o de la mampostería (f'_m) de la sección de la cortina, es decir, se considerará un factor de reducción de $FR=0.67$.

Los esfuerzos de compresión máximos permisibles para combinaciones de carga en condiciones de operación extrema por desbordamiento, no deben ser mayores que el 80% de la resistencia a la compresión simple del concreto (f'_c) o de la mampostería (f'_m), es decir, se considerará un factor de reducción de $FR=0.80$.

Esfuerzos de tensión máximos permisibles

Los esfuerzos de tensión máximos permisibles para todas las condiciones de operación, no deben ser mayores que la resistencia a la tensión del concreto o de la mampostería (f'_t) de la sección de la cortina analizada, se determinará en cada caso particular con base en ensayos en cilindros de concreto 150×300 mm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma NMX-C-163 o de ensayos tensión diagonal en mampostería o conforme al criterio de diseño que se utilice, pero una guía será revisar que los esfuerzo de compresión mínimos en la superficie exterior del paramento mojado (aguas arriba) de la cortina ($\sigma_{c(aa)}$), y sin considerar presiones hidrostáticas internas o presión de poro, no sean inferiores que el valor absoluto de

$$| \sigma_{c(aa)} | \geq | FD \gamma_w H - FR f'_t |$$

En donde:

- FD es un factor de drenaje que vale 1 si no hay drenes y 0.40 si sí hay.
- γ_w es el peso específico del agua.
- H es la altura del tirante de agua en el punto considerado.
- f'_t es la resistencia a la tensión del concreto o mampostería.
- FR es un factor de resistencia que valdrá 0.40 para condiciones de

Operación normal; 0.50 Operación Inusual y 0.67 Operación Extrema
Sismo y 0.90 por Operación Extrema por Desbordamiento.

El esfuerzo de tensión actuante deberá ser menor o igual que el esfuerzo de la expresión anterior cuando $FR=1.0$, lo que nos da que el esfuerzo de tensión no sea mayor que

$$|\sigma_t| \leq |FD \gamma_w H - FR f'_t|$$

Se recomienda que preferentemente, el esfuerzo de tensión actuante no sea mayor que $\sigma_t \leq 50 \text{ kN/m}^2$ (0.50 kg/cm^2), con tensiones positivas (+).

En el caso de las presas de concreto se podrá considerar también que el esfuerzo de tensión no sea menor que $f'_t \geq 0.41$ ($0.80 * f'_c)^{1/2}$ (N/mm^2) o $f'_t \geq 1.30$ ($0.80 * f'_c)^{1/2}$ (kg/cm^2), donde f'_c es la resistencia a compresión del concreto.

En el caso de las presas de mampostería el valor a considerar dependerá de cada caso, pero debe considerarse que valores de $f'_t=0.20 \text{ N/mm}^2$ (2 kg/cm^2) son aceptables.

La aparición de esfuerzos de tensión también se puede deber a que el método de análisis no considera la disipación de energía mediante deformaciones plásticas.

VII.9 Revisión de la estabilidad de la cortina

Combinaciones y condiciones de carga

Las combinaciones y condiciones de carga a las que se revisó la cortina son:

- **Operación normal al NAMO.** El nivel del embalse se encuentra en el NAMO.
- **Operación inusual al NAME.** El nivel del embalse se encuentra en el NAME.
- **Operación extrema por sismo.** El nivel del embalse se encuentra en el NAMO, actúa el sismo.
- **Operación extrema por desbordamiento de $h=3.0 \text{ m}$.** El embalse se encuentra desbordando con una lámina de 3 m sobre la corona de la cortina.

Los análisis se hicieron a partir de la modelación numérica con el método de elementos finitos para las combinaciones y condiciones de carga antes mencionadas, y en todos los casos actúa la subpresión en función del nivel del embalse considerado.

Factores de seguridad

Para garantizar la seguridad estructural de la cortina, se deben cumplir los factores de seguridad que se muestran en la Tabla VII.4, de acuerdo con la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA).

Tabla VII.4 Factores de Seguridad Admisibles (USACE, USBR, CONAGUA).

Condición Operación	Subpresión	Volteo $M_R/\Sigma M_A$	Desliza $F_R/\Sigma F_A$	Cortante V_R/V	Esfuerzos Compresión	Esfuerzos Tensión
Normal	Sí	2.00	4.00	1.50	3.00	2.50
Inusual	Sí	1.50	3.00	1.30	2.00	2.00
Extrema por sismo	Sí	1.10	2.00	1.10	1.50	1.50
Extrema por desbordamiento	Sí	1.10	1.50	1.10	1.25	1.10

Análisis por el método de elementos finitos

Para fines de tener una plataforma de análisis, y poder interpretar convenientemente los resultados, se realizó un análisis más completo de la estructura, empleando el método de elementos finitos, de manera que se puedan obtener los factores de seguridad conforme con los niveles de esfuerzos que existen en la mampostería en realidad,

Con la finalidad de conocer con mayor detalle el estado de esfuerzos y deformaciones en todas las partes de la cortina de la presa, a partir del levantamiento topográfico de detalle efectuado en campo, se desarrolló un modelo geométrico para analizar la estructura mediante la solución de un modelo de comportamiento mecánico lineal por el método de elementos finitos.

La mampostería con la que está conformada la cortina es de rocas ígneas (riolitas, ignimbritas y tobas riolíticas) unidas con mortero de cemento Portland, cal y arena. De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, NTCM-2004, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 2004, para este tipo de mampostería las propiedades mecánicas de los materiales ya antes reportadas.

Esfuerzos en la cortina.

Para las distintas condiciones de carga analizadas, se determinaron los estados de esfuerzos y deformaciones en la cortina.

En la Figura VII.5 y la Figura VII.6, se presentan los resultados obtenidos para los esfuerzos normales máximos (S_{xx} , S_{yy} y S_{zz}) en tensión y compresión para toda la cortina. En los casos de embalse al NAMO y sismo, los esfuerzos de tensión (+) resultaron menores que 200 kPa (2 kg/cm²) que sería dentro de los valores permisibles, lo que es netamente inferior a la resistencia de la mampostería, incluyendo el caso donde el esfuerzo de Poisson fuese máximo. En el caso de desbordamiento los esfuerzos de tensión (+) alcanzan 360 kPa (3.6 kg/cm²) que es ligeramente mayor que el esfuerzo permisible de resistencia de la mampostería a tensión que es: $f_t' = 350 Pa$, pero esto ocurre solamente en un sitio de área muy

reducida y se relajaría por fisuramiento de la mampostería. Los esfuerzos de compresión (-) en todos los casos resultaron menores que el esfuerzo permisible por resistencia de diseño a la compresión que sería: $f_m' = F_R f_m^* = -2000 \text{ kPa}$.

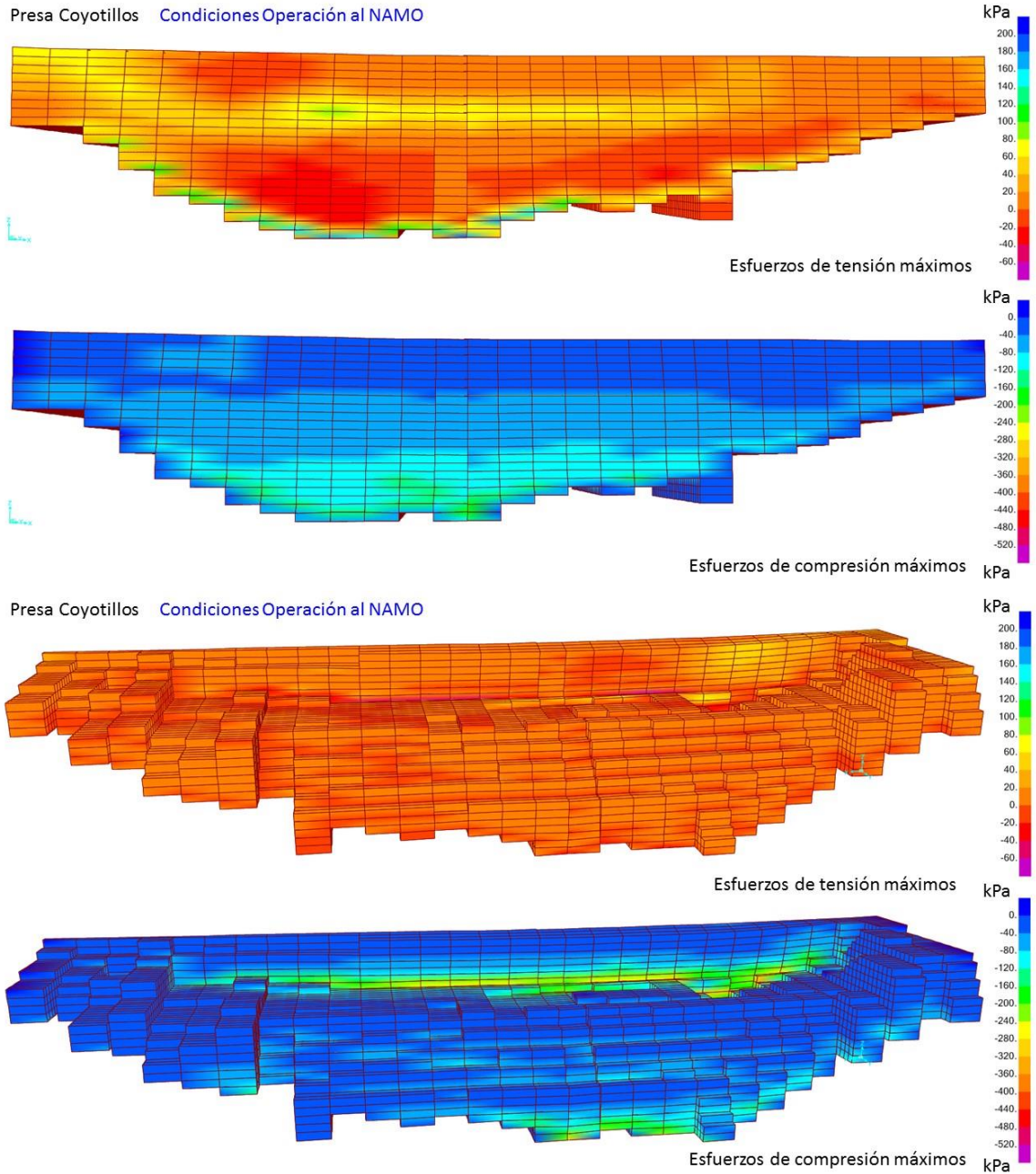
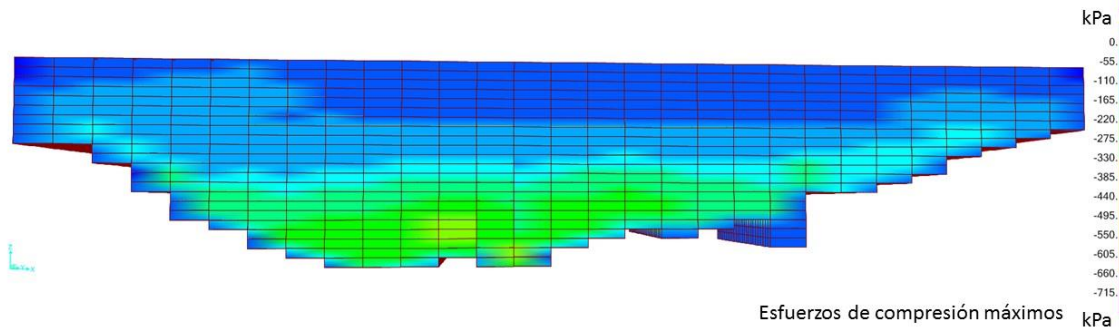


Figura VII.5 Esfuerzos máximos en condiciones de operación al NAMO.

Presa Coyotillos Condiciones Operación Extremas por acción del SISMO y embalse al NAMO



Presa Coyotillos Condiciones Operación Extremas por acción del SISMO y embalse al NAMO

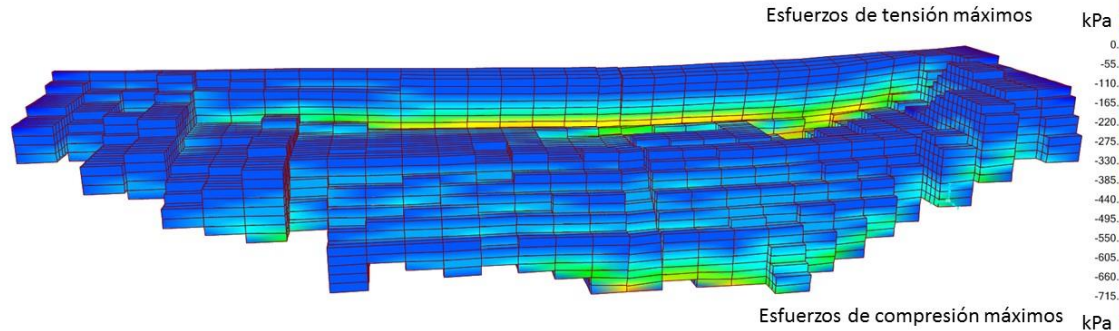
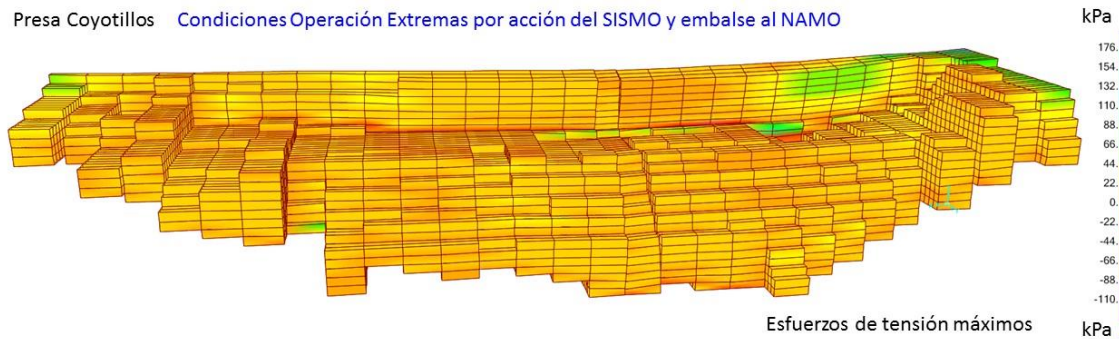


Figura VII.6 Esfuerzos máximos en condiciones de operación extremas por SISMO.

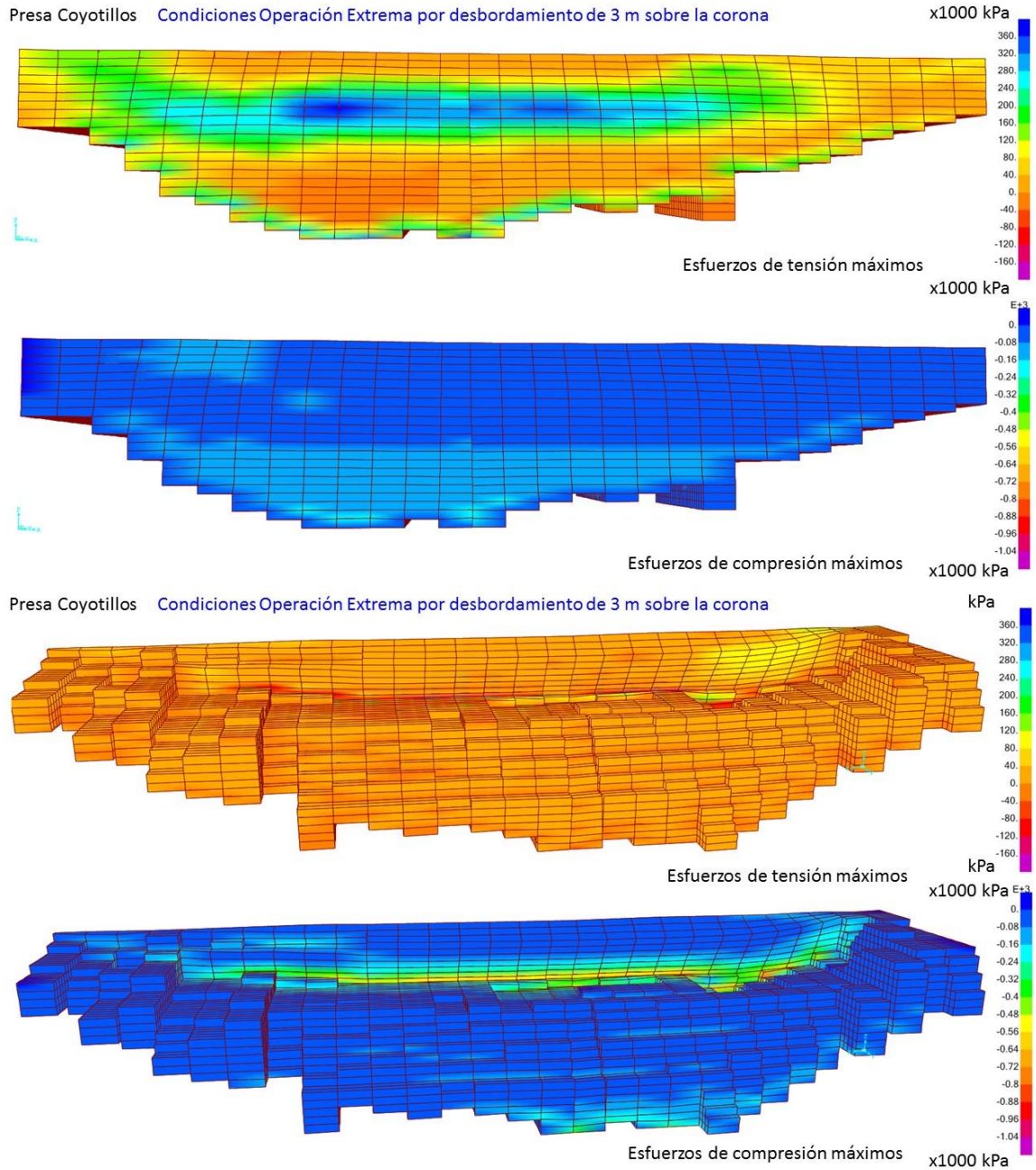


Figura VII.7 Esfuerzos máximos en condiciones de operación extremas por desbordamiento.

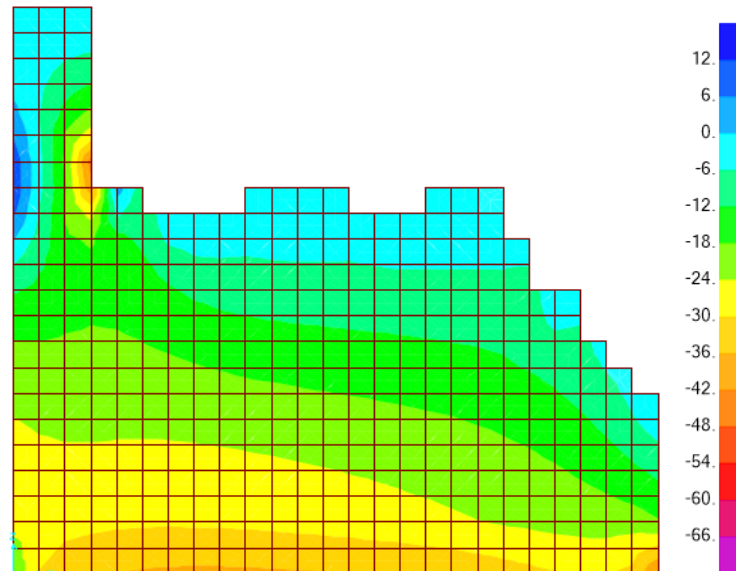


Figura VII.8 Esfuerzos S_{yy} por desbordamiento de 3 m en est. 0+025 ($\times 10$ kPa)

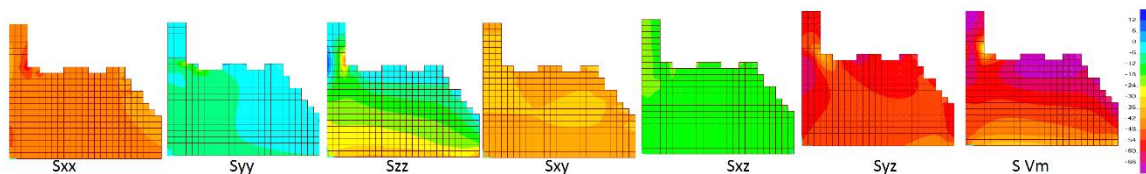


Figura VII.9 Esfuerzos normales y cortantes en la est. 0+025 de la cortina en operación extrema por desbordamiento de 3 m (en $\times 10$ kPa van de +120 a -660 kPa)

Las mayores tensiones se presentan en la cara mojada en los cambios de altura. También, como se muestra en la Figura VII.8, relativa a la Est. 0+025km para el caso de *operación extrema* con desbordamiento con lámina de **$h=3.0$ m** sobre la corona de la cortina, los esfuerzos de tensión son inferiores que +120 kPa y los de compresión tienen como máximo -660 kPa, lo cual demuestra que son menores que los valores permisibles para la mampostería de la presa, que son de +350 kN/m² en tensión y de -2000 kN/m² en compresión.

Desplazamientos máximos y distorsiones de la cortina.

Para las distintas condiciones de carga analizadas, se determinaron los desplazamientos laterales máximos (δ) de la cortina. Para estos desplazamientos, se calcularon las distorsiones máximas de la cortina ($\phi = \delta/h$). En la Tabla VII.5 se presentan los desplazamientos máximos de la cortina, así como también las distorsiones asociadas a estos. En la Figura VII.10, se muestran los desplazamientos

obtenidos para la cortina en condiciones de embalse al NAMO, y se puede ver que la distorsión sería del orden de 0.00034 a 0.00037 como máximo para las partes del muro en las estaciones 0+015 y 0+025 km.

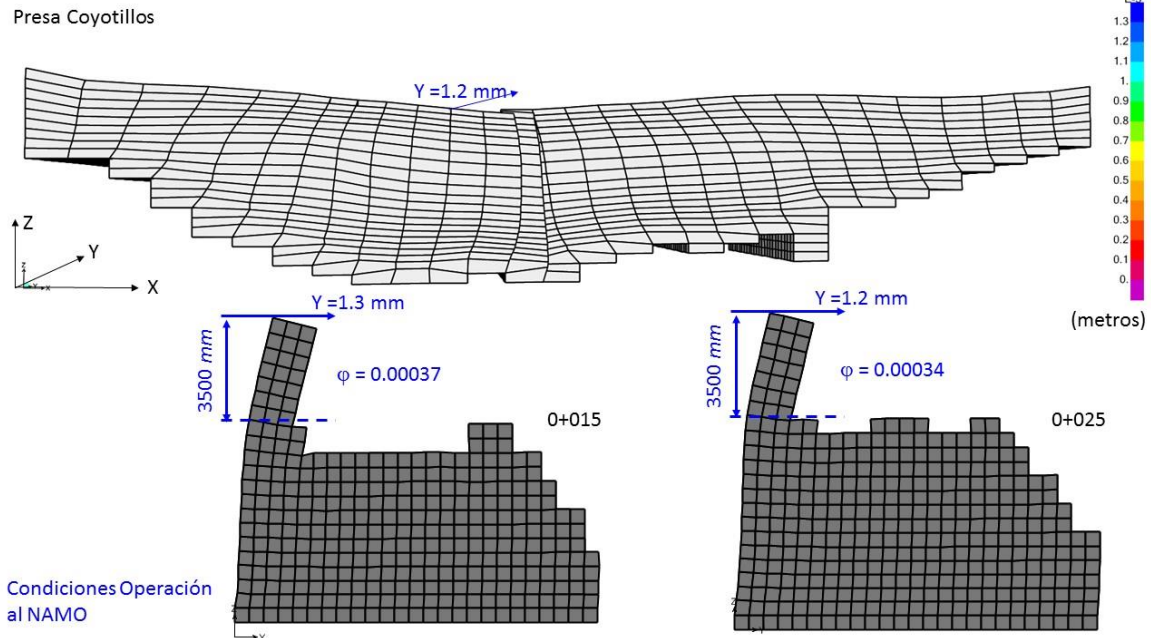


Figura VII.10 Desplazamientos de la cortina en condiciones de operación normal al NAMO.

En la Figura VII.11, se muestran los desplazamientos obtenidos para la cortina en condiciones de operación extrema por efectos sísmicos con el embalse al NAMO, y se puede ver que la distorsión sería del orden de 0.00040 a 0.00046 para las partes del muro en las estaciones 0+015 y 0+025 km.

En la Figura VII.12, se muestran los desplazamientos obtenidos para la cortina en condiciones de operación extrema por desbordamiento de una lámina de 3 m sobre la corona, y se puede ver que la distorsión ya alcanza valores de 0.00094 a 0.001 para las partes del muro en las estaciones 0+015 y 0+025 km.

Presas Coyotillos

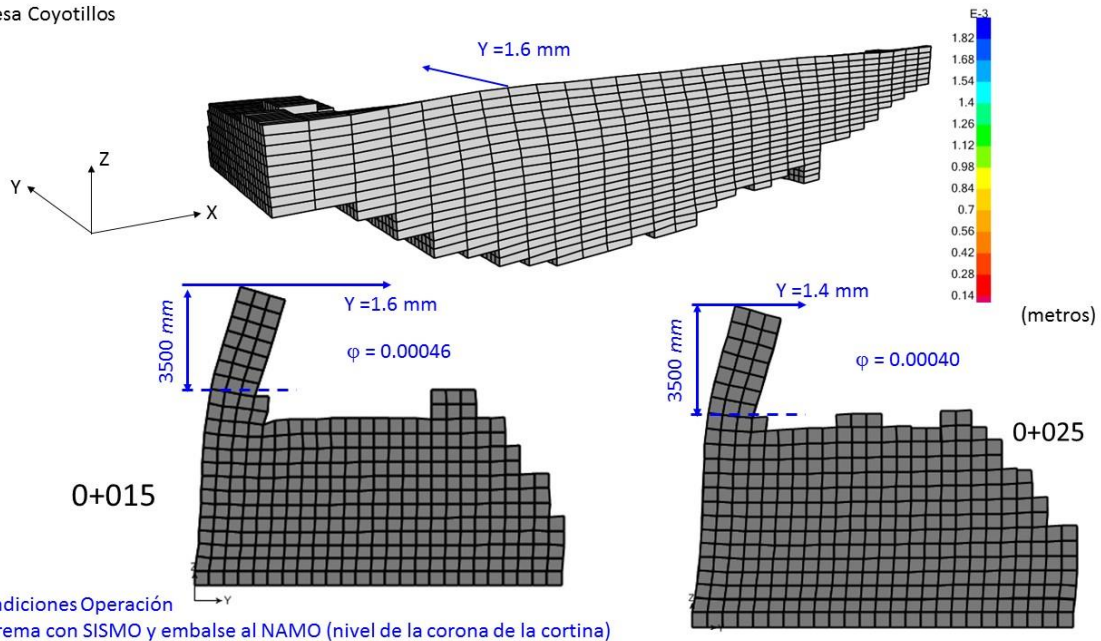


Figura VII.11 Desplazamientos en condiciones de operación extrema con SISMO.

Presas Coyotillos

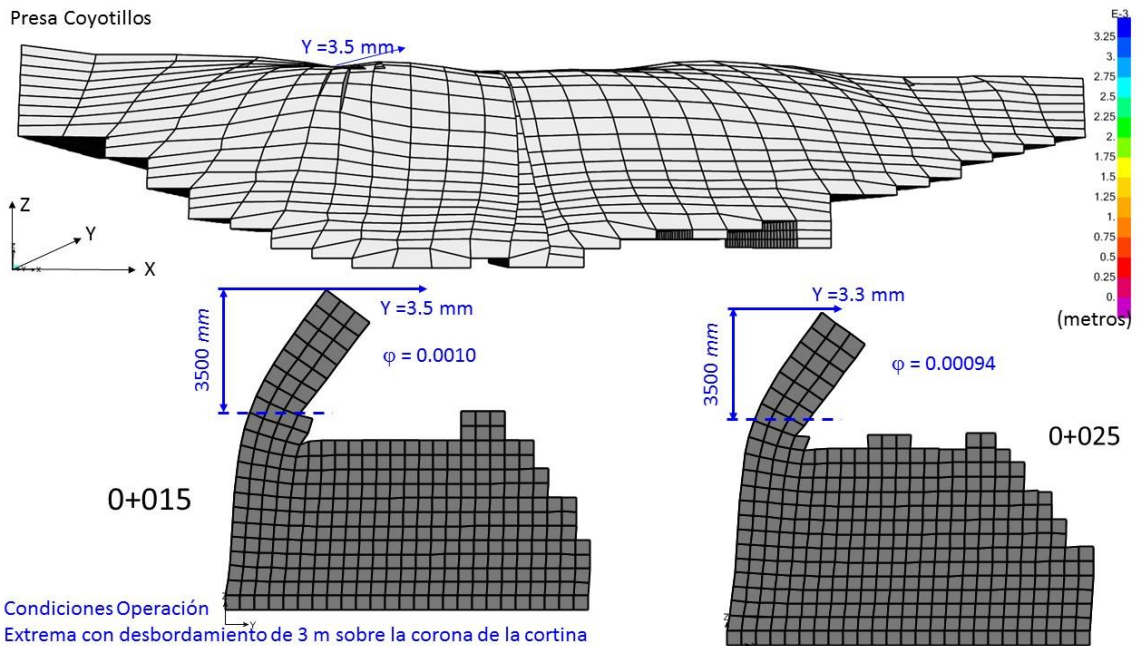


Figura VII.12 Desplazamientos en condiciones de operación extrema por desbordamiento.

En la Tabla VII.5, se resumen los valores máximos calculados en la cortina para las condiciones de operación extrema por desbordamiento de 3 m sobre la corona.

Tabla VII.5. Distorsiones máximas (φ m/m) de la cortina en estación 0+015 km y 0+025 km.

Condición de Operación	0+015	0+025
NAMO	0.00037	0.00034
SISMO	0.00046	0.00040
DESBORDAMIENTO de 3m	0.00100	0.00094

Por otra parte, para fines de comparación, en la Tabla VII.6 se muestra un resumen de los valores de las distorsiones máximas para estructuras de mampostería de tabique (Reyes, 1999). En dicha tabla, se presentan los valores de distorsiones en donde se considera el inicio de daño y daño total de la mampostería.

Tabla VII.6. Distorsión en sistemas estructurales de mampostería (Reyes, 1999).

Muros de mampostería hechos de:	Distorsión que inicia el daño	Distorsión para daño total
Piezas macizas (ladrillo, mortero, concreto)	0.00100	0.0060
Piezas tipo panel (ladrillo, mortero, concreto)	0.00100	0.0060
Bloques de concreto confinados por castillos y dalas	0.00050	0.0030
Piezas huecas pegadas con mortero pobre	0.00050	0.0050
Piezas sílico-calcáreas	0.00030	0.0030

Al comparar los valores de las distorsiones calculadas en la Tabla VII.5, con las máximas permisibles (Tabla VII.6), se determinó que las distorsiones de la cortina resultan mayores que 3×10^{-4} (0.00030) en todos los casos, que es el valor que se tiene para el cual se *inicia el daño* en estructuras de mampostería de piezas macizas. Por lo que, de acuerdo con este criterio de revisión la cortina no es estructuralmente segura y requiere que se termine colocando la masa faltante para rellenar la cortina y lograr que el muro tenga un ancho mínimo de 3 metros hasta la corona.

Por otra parte, Sheriff et al. (1987) mostraron que para los muros de mampostería los desplazamientos en la corona de $0.0003H$, donde H es la altura del muro, que equivalen a 1 mm de desplazamiento para $H=3.5$ m, por lo que en la dado que la cortina tendría esos desplazamientos, se puede producir agrietamiento en el muro de coronamiento y se requiere reforzarlo.

Adicionalmente, para estudiar el efecto del material de que está hecha la cortina de la presa sobre los desplazamientos y las distorsiones de la misma, en el modelo se varió el módulo de elasticidad de la mampostería de 100 a 10% del valor estimado en un inicio ($E_m=2.1 \times 10^6$ kN/m²). La condición de carga que da los mayores desplazamientos (y fuerzas) es la condición de operación extrema por

desbordamiento de 5 m sobre la corona de la cortina. A partir de dicho análisis, se determinó la variación de las distorsiones de la cortina para diferentes porcentajes del módulo de elasticidad de la mampostería.

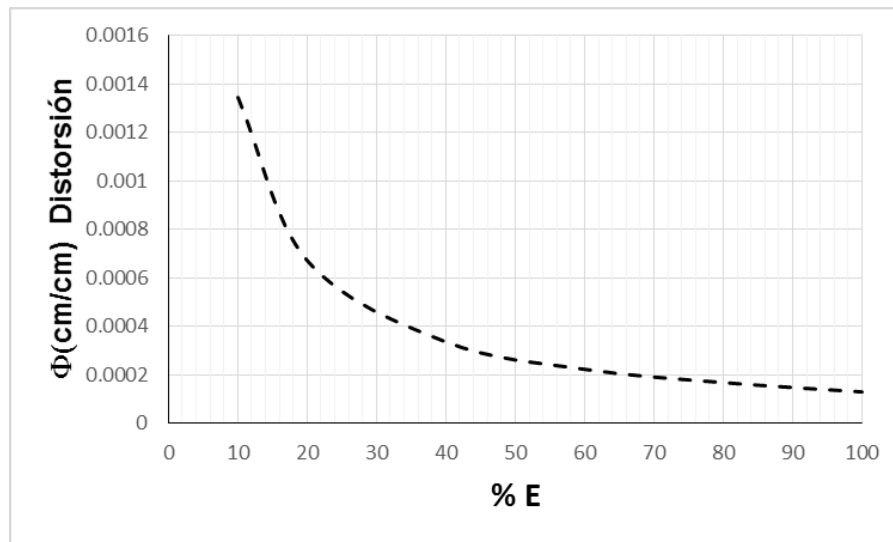


Figura VII.13. Variación de las distorsiones de la cortina para diferentes valores de módulo de elasticidad.

En la Figura VII.13 se muestra la variación de las distorsiones para diferentes valores de módulo de elasticidad. Se observa que para que la distorsión de la cortina sea mayor a 0.0003H/H, que es el valor para que se inicie el daño en estructuras de mampostería de piezas macizas, el módulo de elasticidad debe ser menor del 50% ($E_{50\%}=10000 \text{ kg/cm}^2$) del valor estimado empleado en este trabajo. También se observa que, aun suponiendo un valor del 10% del módulo de elasticidad ($E_{10\%}=2000 \text{ kg/cm}^2$) en la cortina, no se alcanza el valor 0.003 de distorsión, que es el valor donde se considera daño total de la mampostería de piedras sílico-calcáreas.

Esfuerzo cortante resistente de la cortina.

Adicionalmente, se determinó el cortante resistente (V_{mR}) y cortante actuante (V_{tot}) en la base de la cortina de la presa. Para calcular el cortante resistente V_{mR} , las propiedades de los materiales que componen la cortina de la presa, se estimaron de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, NTCM-2004, RCDF-2004, y a las experiencias del Instituto de Ingeniería en los edificios antiguos como la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México.

Los datos del ancho del muro de las secciones de la cortina de la presa San Juan de Coyotillos se reportan en la Tabla VII.7.

Tabla VII.7 Anchos del muro de la cortina.

Sección de Cortina (km)	Ancho (m) Elev 1876 msnm	Ancho (m) Elev 1883 msnm
0+025	10.0	1.56

Mampostería de piedras naturales (V_{mR1}).

La mampostería de la cortina está hecha de piedras naturales (riolitas) y el cortante resistente V_{mR1} se determinó de acuerdo con las NTCM-2004, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente, RCDF-2004, y en particular, con base en los trabajos efectuados en edificios históricos de mampostería, tales como los de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México y otros (Meli Piralla 1994, 1997, 1998; A. R. Sánchez R. 1995).

En el II-UNAM se efectuaron pruebas de laboratorio sobre especímenes de mampostería de la cortina de la presa San Bartolo Aguascalientes y de edificios coloniales de la Ciudad de México, que están contruidos con mamposterías de menor calidad que la de la presa San Juan de Coyotillos. A partir de los valores experimentales. Se determinó que el esfuerzo resistente a cortante de la mampostería de la presa Coyotillos es $v_m^* = 350 \text{ kN/m}^2$ (3.57 kg/cm^2).

Con esos valores, para una sección 0+025 km y de longitud unitaria de la cortina se tiene que $A_T = 1.56 \text{ m}^2$, y por tanto la fuerza cortante resistente para una sección unitaria de la cortina es de $V_{mR1} = 546 \text{ kN}$ (55.7 t).

Considerando un plano de falla en una junta de mortero (V_{mR2}).

El cortante resistente V_{mR2} se calculó suponiendo que la falla por cortante de la cortina se presenta en una de sus juntas de mortero. Así, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTCC-2004, del RCDF-2004, la resistencia a cortante de la junta de mortero sería:

$$V_{mR2} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

Donde $f_c^* = 0.8 f'_c$ y $F_R = 0.8$. Con base en los resultados de las pruebas de laboratorio antes mencionadas se supone que el mortero tiene una resistencia a la compresión de $f'_c = 2000 \text{ kN/m}^2$ (20.39 kg/cm^2), en la Est. 0+025 km la resistencia a cortante

de una sección unitaria del muro alto de la cortina ($b=1.56\text{ m}$) es $V_{mR2}=2569\text{ kN}$ y del muro grueso de la cortina ($b=10\text{ m}$) es $V_{mR2}=28521\text{ kN}$.

Finalmente, en la Tabla VII.8, se presentan los valores de los cortantes actuantes V_{tot} , calculados con base en el modelo y el método de elementos finitos, así como la comparación entre los cortantes actuantes y los cortantes resistentes calculados (V_{mR}/V_{tot}) para un tramo unitario de la cortina de la presa Coyotillos, en el caso del muro esbelto de la cortina se tienen los valores $V_{mR1}=546\text{ kN}$ y $V_{mR2}=4449\text{ kN}$.

En la Tabla VII.8, se observa que, para las cuatro condiciones de carga, los cortantes resistentes de la mampostería de piedras naturales, V_{mR1} , así como el correspondiente a las juntas de mortero, V_{mR2} , son mayores que los cortantes actuantes en la base de la cortina, produciendo factores de seguridad (V_{mR}/V_{tot}) netamente mayores que 1.50, para todos los casos, tanto para la mampostería de piedras naturales como para las juntas de mortero.

Tabla VII.8. Relación entre cortantes actuantes y resistentes (V_{mR}/V_{tot}) en Est-0+025 km.

Condición de operación	V_{tot} (kN)	V_{mR1}/V_{tot}	V_{mR2}/V_{tot}
NAMO	43	12.7	59
SISMO	79	6.91	32
DESBORDAMIENTO 1 m	183	2.98	14

Cabe comentar que valores del factor de seguridad por corte poco mayores que la unidad se han calculado para condiciones sísmicas en la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México, y éstos se han considerado aceptables puesto que el edificio está en pie y sin daños aparentes por sismo (Meli 1998). Cuanto más para la cortina de la presa San Juan de Coyotillos.

VII.10 Conclusiones de la revisión geotécnica estructural

Los análisis de estabilidad y de esfuerzo deformación indican que los esfuerzos de tensión y compresión se mantienen dentro de los valores permisibles en los casos de operación normal (NAMO) y sismo, y exceden ligeramente a los permisibles en el caso del desbordamiento. Por otra parte, bajo condiciones de operación con desbordamiento con una lámina de 3 m fluyendo sobre la corona de la cortina de la presa Coyotillos, los desplazamientos y las distorsiones calculadas para el muro aguas arriba, tiene valores que están por encima de los valores máximos recomendados en la literatura. Por otra parte, la cortina de la presa no está concluida, tampoco el vertedor de excedencias. La parte superior de la cortina, en sus 4 m superiores, no tiene un peligro de colapso inminente pero sí podrían ocurrir

daños o colapso de la parte superior si los desbordamientos se hacen más frecuentes. Con base en lo anterior, se recomienda evaluar la posibilidad de terminar la cortina.

VIII. DELIMITACIÓN DE ZONAS DE PELIGRO POR DESCARGAS CONTROLADAS Y NO CONTROLADAS

De acuerdo con el Centro Nacional de Prevención y Desastres (CENAPRED, 2006), para el estudio de zonas de peligro es importante definir parámetros cuantitativos como son la magnitud (medida del tamaño del fenómeno, su potencial destructivo y la energía que libera) y la intensidad (medida de fuerza con que se manifiesta el fenómeno en un sitio dado). El riesgo es la probabilidad de ocurrencia de daños, pérdidas o efectos indeseables sobre sistemas constituidos por personas, comunidades o sus bienes, como consecuencia del impacto de eventos o fenómenos perturbadores. El riesgo, a su vez, está en función de la vulnerabilidad (medida de la susceptibilidad de un bien expuesto a la ocurrencia de un fenómeno perturbador) y el peligro (probabilidad de ocurrencia de un fenómeno potencialmente dañino de cierta intensidad, durante un cierto periodo de tiempo y en un sitio dado). La probabilidad de ocurrencia de tales eventos en un cierto sitio constituye una amenaza, entendida como una condición latente de posible generación de eventos perturbadores.

Se entiende por inundación al aumento del agua por arriba del nivel normal del cauce generando invasión o penetración de agua en sitios donde usualmente no la hay (OMM/UNESCO, 1974); los parámetros utilizados para la evaluación de peligro en inundaciones son el tirante de la inundación y la velocidad del flujo (CENAPRED).

Con el fin de delimitar las áreas más peligrosas en términos de inundación o fallas de laderas, se realizó el estudio de inundaciones para las zonas de peligro aguas abajo de la presa Coyotillos, en el estado de San Luis Potosí, ante un evento o descarga extraordinaria. Se evaluó la capacidad del cauce aguas abajo para delimitar zonas de peligro considerando una longitud de 3 km.

VIII.1 MODELO DIGITAL DE ELEVACIONES DEL TERRENO

Para la modelación hidráulica de las zonas de peligro es necesario tener la topografía del terreno requerida como dato de entrada de los modelos de simulación; en el presente estudio se utilizó la información que facilita el producto Continuo de Elevaciones Mexicano 3.0 (CEM 3.0) del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) complementando con el levantamiento topográfico.

El CEM 3.0 es un producto que representa las elevaciones del territorio continental mexicano, mediante valores que indican puntos sobre la superficie del terreno, cuya ubicación geográfica se encuentra definida por coordenadas (X, Y) a las que se le integran valores que representan las elevaciones (Z). La versión 3.0 fue generada en el año 2012 y su principal característica es contar con una resolución de 15 metros.

Utilizando el programa ArcGIS 10.1 se delimitó la cuenca del cauce aguas abajo de la presa Coyotillosy, posteriormente, se afinó e interpoló el Raster que proporciona el CEM 3.0 obteniendo así el modelo digital de elevaciones del cauce aguas abajo y, como la topografía es mayormente plana, se realizó un posprocesamiento de las secciones transversales utilizadas en la simulación unidimensional con apoyo del levantamiento topográfico, de tal forma que se representara de buena forma el curso del río (Figura VIII.1)

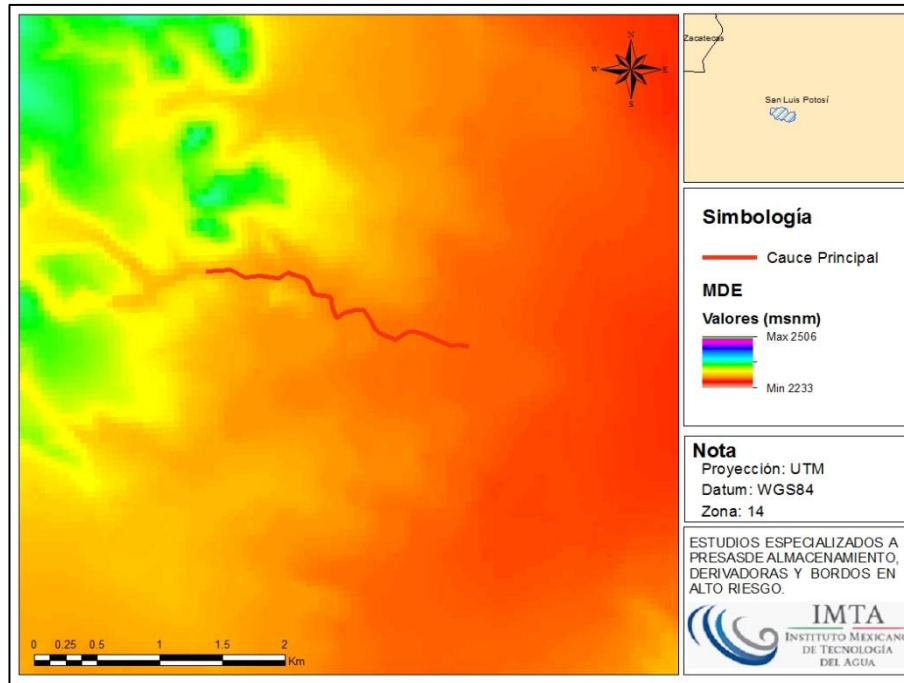


Figura VIII.1 Modelo digital de elevaciones del cauce agua abajo de la presa Coyotillos.

VIII.2 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

Como dato de entrada del modelo, el coeficiente de rugosidad (n) de Manning utilizado tiene un valor de 0.045, valor designado para cauces naturales limpios, sinuosos, con algo de hierba, rocas y con irregularidades en el fondo.

En el modelo FLO-2D se requieren más valores de rugosidad (n) que en los programas unidimensionales, esto debido a que al asignar un valor de n se debe considerar la resistencia total del flujo como la fricción de arrastre, formas de fondo, vegetación, expansión, contracción y otras condiciones propias del flujo no uniforme; y no solo la rugosidad de la fricción del fondo del cauce.

VIII.3 MODELACIÓN BIDIMENSIONAL CON FLO- 2D

Una vez validados los resultados, se aplicó el programa bidimensional FLO-2D para obtener el campo de profundidades y velocidades y, a través de dichas variables, delimitar las zonas de peligro.

VIII.3.1 Bases teóricas del modelo hidrodinámico bidimensional

El modelo FLO-2D simula flujo de fluidos no-newtonianos, como flujos de debris y aludes torrenciales en ríos, quebradas y abanicos fluviales. El modelo permite simular flujo en topografías complejas, tales como planicies de inundación y áreas urbanizadas, así como el intercambio de fluido entre ríos y la planicie de inundación, en la Figura VIII.2 se muestran los procesos físicos que puede simular el modelo FLO-2D. Como datos de entrada se requiere la topografía digital del terreno, geometría del río, valores estimados de la rugosidad del río y de la planicie de inundación, hidrogramas de entrada (líquido y sólido), precipitación y propiedades geológicas de la mezcla agua-sedimento.

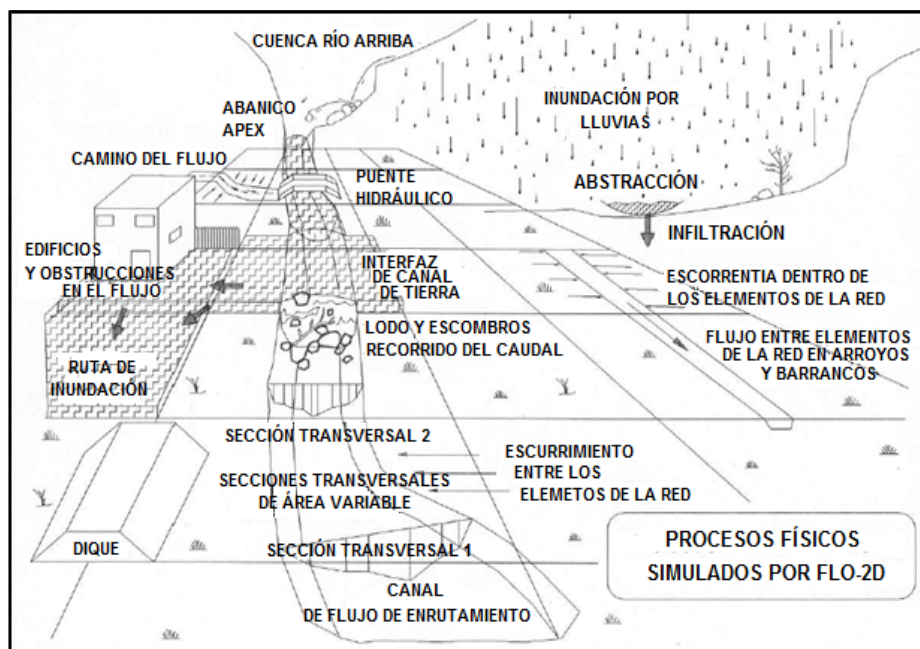


Figura VIII.2 Procesos físicos simulados por el modelo FLO-2D.

El FLO-2D es un modelo de conservación de volumen, que transporta el volumen de inundación a través de celdas en el caso de flujo superficial o por medio de segmentos de corriente por la ruta que sigue el canal. La propagación de la onda de

flujo es controlada por la topografía y resistencia al flujo. El tránsito de avenida en dos dimensiones se realiza mediante la integración numérica de las ecuaciones de movimiento y conservación del volumen de fluido utilizando ecuaciones en un esquema central de diferencias finitas.

Ecuaciones generales

Se utiliza la ecuación de continuidad y la de cantidad de movimiento (ecuación de la onda dinámica):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h V_x}{\partial x} = i \quad (\text{VIII.1})$$

$$S_f = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_x}{\partial t} \quad (\text{VIII.2})$$

Donde

h es el tirante del flujo en metros

V_x es el componente de la velocidad promediada en el tirante en metros por segundo

La intensidad de la lluvia en exceso (i) debe ser diferente a cero en el flujo superficial. El componente de la pendiente de fricción S_{fx} se basa en la ecuación de Manning. Los otros términos consideran la pendiente del lecho S_{ox} , el gradiente de presión y los términos de la aceleración local y convectiva.

La ecuación de cantidad de movimiento se resuelve calculando el promedio de la velocidad del flujo a través del contorno de los elementos de celda en una misma dirección. Existen 8 direcciones potenciales del flujo, cuatro en los puntos cardinales (Norte, Este, Sur y Oeste) y cuatro en direcciones diagonales (Noreste, Sureste, Suroeste y Noroeste). Cada velocidad calculada es esencialmente unidimensional por naturaleza y se resuelve independientemente de las otras 7 direcciones. La estabilidad de este esquema numérico explícito se basa sobre el criterio específico del control del tamaño de la variable del intervalo de tiempo de computación.

En la Figura VIII.3 se muestra el diagrama de flujo que explica el proceso de simulación que realiza FLO-2D.

EL FLO-2D cuenta con un sistema de desarrollo de mallas llamado GDS (pre-procesador) el cual ayuda a tratar la información topográfica digital para crear el modelo de desarrollo para el FLO-2D.

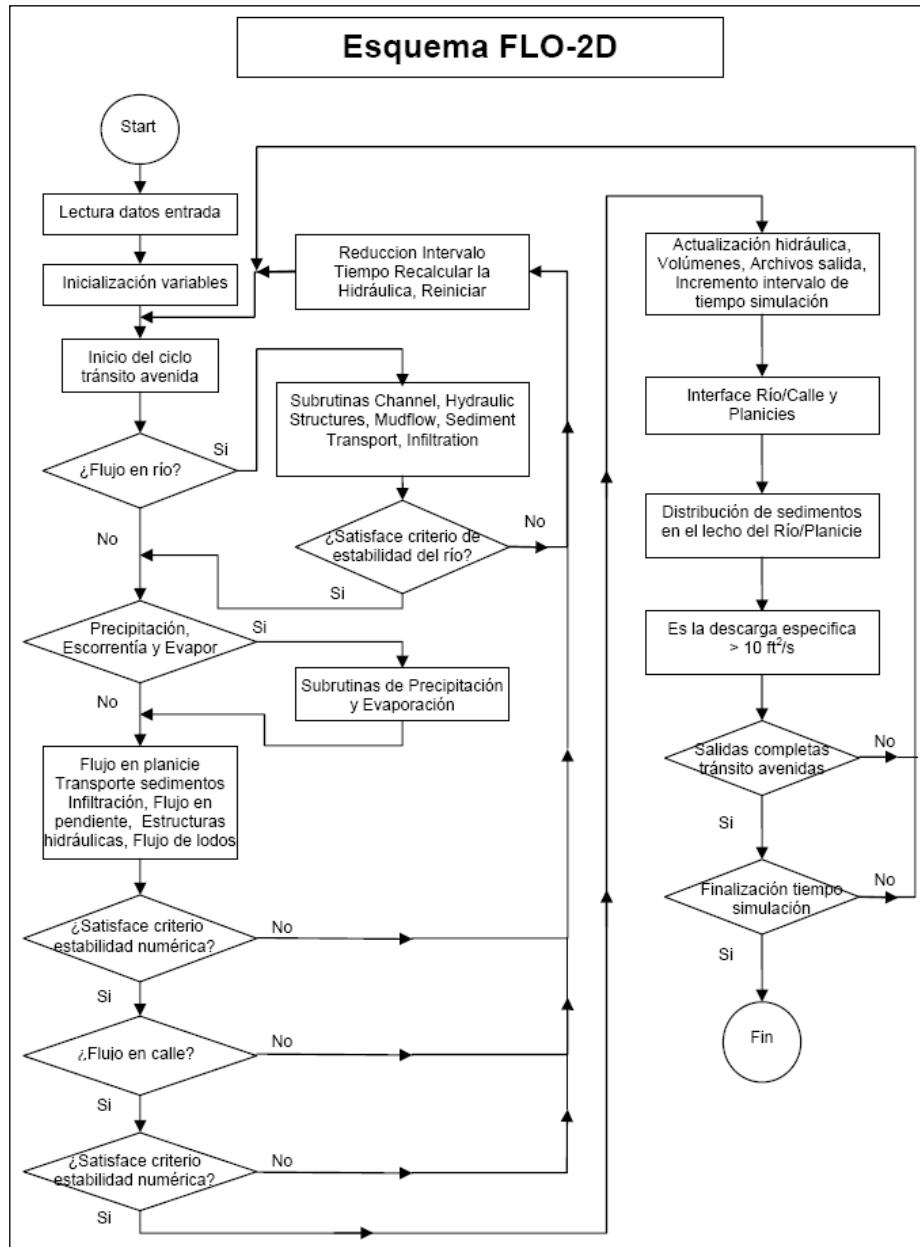


Figura VIII.3 Diagrama de flujo del FLO-2D.

VIII.3.2 Delimitación de la zona federal.

Para la delimitación de la zona Federal, de acuerdo con los criterios de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos (GASIR) de la Comisión Nacional del Agua para corrientes con obras de control, se simuló la descarga de la presa Coyotillos para una avenida con un periodo de retorno de 5 años. Se procede a determinar la planicie de inundación para dicho periodo de retorno aplicando el programa FLO-2D

y, posteriormente, delimitar la zona federal trazando una franja de 10 metros contigua a dicha zona de inundación.

Los insumos principales para desarrollar la simulación son el gasto para el periodo de retorno de 5 años ($Q=13.38 \text{ m}^3/\text{s}$), la asignación de coeficiente de rugosidad y la topografía de la zona en estudio que comprende el cauce, planicie de inundación y, en caso de existir, de la zona urbana cercana al cauce del río.

Con dicha información se ejecutó el programa FLO-2D el cual dio como resultado los tirantes, áreas de inundación y las velocidades correspondientes al periodo de retorno de 5 años, con lo que se delimitó la zona federal quedando como se muestra en la Figura VIII.4.



Figura VIII.4 Delimitación de la zona federal, cauce aguas abajo de la presa Coyotillos

VIII.3.3 Delimitación de zonas de peligro para una descarga controlada

Existen diversos criterios para la construcción de mapas de riesgos por inundación y, para este estudio, se generaron utilizando la herramienta MAXPLOT del modelo bidimensional FLO-2D que permite generar mapas de peligro por inundación utilizando el criterio de la Office Federal De i Economie Des Aux (OFEE) que se muestra en la Figura VIII.5; este criterio define tres niveles de peligro:

- Nivel de peligro alto: La población está en riesgo dentro y fuera de sus viviendas; las edificaciones están en peligro de colapsar.
- Nivel de peligro medio: La población está en riesgo fuera de las viviendas; las edificaciones pueden sufrir daños y colapsar dependiendo de sus características estructurales.
- Nivel de peligro bajo: El riesgo para la población es bajo, las edificaciones pueden sufrir daños leves ya que la inundación o los sedimentos arrastrados llegan a afectar su interior.

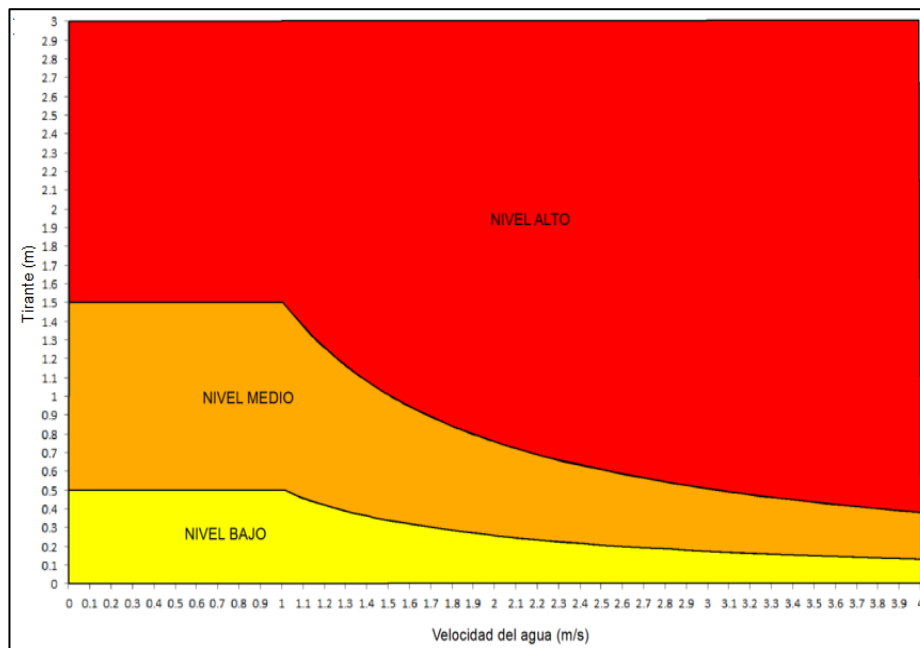


Figura VIII.5 Criterio para clasificar el peligro de inundación emitido por la OFEE.

Para poder determinar el mapa de peligro se necesita contar con la profundidad de inundación y la velocidad máxima; finalmente el resultado será un mapa de peligro clasificado en los 3 niveles de peligrosidad mostrados en la Figura VIII.5.

Se procede a realizar la simulación con el programa FLO-2D para delimitar la zona de peligro mediante la simulación bidimensional; los insumos principales para desarrollar la simulación son el gasto para el periodo de retorno de 10000 años ($Q=122.41 \text{ m}^3/\text{s}$), la asignación de coeficiente de rugosidad y la topografía de la zona en estudio que comprende el cauce, planicie de inundación y, en caso de existir, de la zona urbana cercana al cauce del río.

Con dicha información se ejecutó el programa FLO-2D que dio como resultado los tirantes, áreas de inundación y las velocidades correspondientes al periodo de

retorno de 10000 años, con lo que se delimitaron las zonas de peligro como se muestra en la Figura VIII.6.

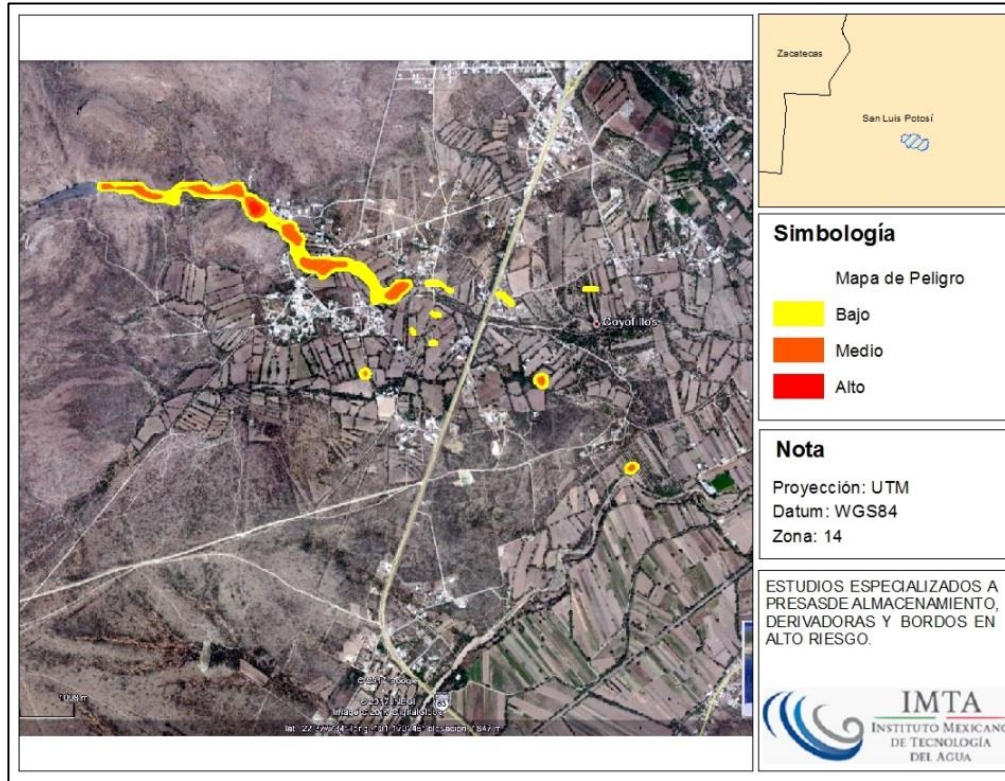


Figura VIII.6 Delimitación de las zonas peligro, cauce aguas abajo de la presa Coyotillos.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas a partir de los estudios realizados a la presa San Juan de Coyotillos.

CONCLUSIONES

La presa San Juan de Coyotillos es una estructura que fue construida a mediados de la década de los setenta por el gobierno municipal y que en 1991 se decidió sobre elevar un metro por parte de los usuarios, para alcanzar la altura que actualmente tiene de aproximadamente 9 m. Cabe comentar que el ancho de la sobre elevación fue en general de 1.5 m, a excepción del tercio de margen derecha que quedó con un ancho de 0.55 m. En ese mismo periodo y para aumentar la estabilidad de la cortina se decidió construir 6.5 m aguas abajo, una estructura escalonada de mampostería, con lo que entre las dos estructuras se generó un tanque que fue rellenado con boleos. Actualmente ambas estructuras se aprecian en buen estado en términos generales, con pequeñas humedades y lloraderos sobre la cortina original, destacando la filtración por la cimentación que ha generado al pie de la estructura escalonada, una laguna con una profundidad máxima de 2 m y un pequeño flujo sobre el cauce aguas abajo que visualmente se calculó de 0.25 l/s.

Aunque originalmente la presa fue diseñada como cortina vertedora en toda su longitud, lo cual es justificable debido a que la presa se desplantó sobre las riolitas que afloran en la zona, lo que disminuye el peligro de socavación por efecto de las descargas, durante los trabajos de sobre elevación se construyó también a la derecha de la estructura escalonada, una rampa que aparenta ser el canal de descarga de un vertedor que no se concluyó. Esta rampa fue construida sobre los enrocamientos de la ladera derecha, es de concreto, tiene un ancho promedio de 4.5 m y comienza al nivel de la parte superior de la estructura escalonada, desde donde va descendiendo hasta descargar en el cauce. De acuerdo con lo observado, este vertedor se conectaría a la cortina en el lado derecho, precisamente en la zona donde la sobre elevación quedó más angosta, quizás para estos fines. Debido a que este vertedor aún no está terminado ni conectado a la cortina original, los excedentes aún vierten por encima de toda la corona y descargan directamente al tanque relleno de boleos, que hace la labor de tanque de amortiguamiento, para después bajar por la estructura escalonada y descargar al cauce.

Esta presa no cuenta con una obra de toma formalmente construida y solo tiene en el extremo derecho una batería de tres tubos de acero de 7.62 cm (3 pulgadas) de diámetro, instaladas a 1.20 m de la corona actual de la cortina, que se operan mediante mangueras de neopreno que se insertan en los tubos para extraer el agua por gravedad o bombeo.

Sobre el mismo cauce, a 300 m aguas abajo de la cortina fue construida una presa por la CONAZA, que capta los escurrimientos provenientes de las filtraciones para aprovecharlos con fines de abrevadero y para surtir de agua a un tanque construido también por CONAZA. Este tanque suministra agua al ejido San Juan de Coyotillos, cuyas primeras casas se ubican en las orillas del cauce a aproximadamente un kilómetro de la presa San Juan de Coyotillos, mismas que están protegidas con muros de mampostería para impedir que el agua les entre a sus predios, lo que ha generado que en algunos puntos se tengan reducciones del cauce original. Aunque la problemática que ha llevado a la presa San Juan de Coyotillos a ser declarada de **alto riesgo** está relacionado con la inundación de las casas aledañas al cauce en el ejido del mismo nombre, por las descargas de la presa, debe revisarse en el estudio de riesgo por inundación si la ubicación de estas viviendas está sobre la zona federal, lo que en su caso constituye una irregularidad por parte de los dueños.

Con base en los análisis realizados, se puede afirmar que la cortina tiene un nivel de peligro BAJO de inseguridad geotécnica tanto por los resultados de los análisis de estabilidad, que dieron como resultados factores de seguridad superiores a los mínimos exigidos, como porque no han indicios de que se pueda presentar una falla de cimentación provocada por el desbordamiento y los efectos de la caída del agua sobre las riolitas. Asimismo, por la tipología de la presa, diseñada para que el agua pase por encima de ella, puede concluirse que es SEGURA desde el punto de vista hidrológico y que la posible conclusión del vertedor que se comenzó a construir sobre la ladera derecha no eliminaría la problemática de las inundaciones a las casas ubicadas en las márgenes del cauce, aguas abajo de la presa, por lo que se debe considerar la construcción de obras de protección o la reubicación de dichas viviendas.

•

RECOMENDACIONES

A continuación se presentan las recomendaciones para la rehabilitación de la presa San Juan de Coyotillos, buscando mejorar su operación y funcionamiento con lo que servirán como medidas preventivas orientadas a aumentar su seguridad.

Construcción del vertedor en la ladera derecha

La conclusión del vertedor sobre la ladera derecha, que se comenzó a construir durante los trabajos de sobre elevación de la cortina en 1991, evitaría que el agua pasara por encima de la presa, con lo que se evitaría el deterioro estructural de la cortina por dicho efecto. De acuerdo con la revisión hidrológica e hidráulica realizada, se propone una longitud de cresta de 20.29 m, con el NAMO al nivel de la

corona actual para no disminuir el nivel actual de almacenamiento. Con esta longitud de cresta y con las características actuales de la cortina, la carga máxima sobre la cresta para un periodo de retorno de 10,000 años es de 0.587 m, lo que sumado a un bordo libre de 0.5 m, requeriría que el resto de la presa fuera sobre elevada 1.10 m, en números cerrados. Esta sobre elevación se recomienda se haga con un muro de concreto anclado sobre la mampostería, por lo que se deben realizar con mucho cuidado los cortes para alojar al muro, evitando el excesivo deterioro de la cortina. Además de la sobre elevación, la conclusión del vertedor requiere sea completada la sección de la corona actual del lado derecho de la presa, que funcionará como cresta, hasta alcanzar un ancho de 1.5 m, que es el que tiene el resto de la cortina. Asimismo se requiere construir los muros laterales sobre la rampa de concreto que actualmente existe, para formar el canal de descarga que entrega el flujo al cauce, alejada de la estructura escalonada, con lo que se evitaría aumente la socavación que actualmente existe al pie de dicha estructura.

Mantenimiento de la cortina

La cortina no presenta agrietamientos ni otros problemas estructurales pero, como ya se comentó en el punto anterior, para concluir el vertedor en margen derecha, requiere que sea completada la corona en ese extremo para formar la cresta del vertedor. Asimismo, para eliminar las humedades y lloraderos detectados en la parte superior de la presa, debe repellarse el paramento aguas arriba con un mortero cemento-arena con suficiente plasticidad para evitar su agrietamiento por la continua exposición al medio ambiente y, sobre todo, a la temperatura que genera ciclos de expansión y contracción en la mampostería.

Rehabilitación de la socavación en la base de la estructura escalonada

Inicialmente es necesario revisar la zona al pie de la estructura escalonada cuando el embalse esté seco, ya que es probable que la socavación debido a la acción combinada de las filtraciones a través del terreno de cimentación y las descargas de la presa, que actualmente tiene una profundidad de hasta 2 m, se haya generado sobre los materiales sueltos depositados sobre el cauce y no sobre la riolita aflorante en el sitio ya que durante la inspección había una laguna que impidió evaluar esta situación. Se supone que las estructuras están desplantadas sobre la roca porque en la inspección no se observaron grietas que indicaran asentamientos o fallas estructurales en la cortina o en la estructura escalonada, que se esperarían ante una socavación de tal magnitud.

Sin embargo, en el caso de que se detectaran socavaciones o afectaciones en la roca de cimentación, se debe entonces reforzar la zona en cuestión colocando un relleno de concreto ciclópeo y acero de refuerzo en el lecho inferior, con la inclusión de boleos de hasta 30 cm. El bloque de concreto ciclópeo debe quedar fijado al terreno natural mediante un conjunto de anclas de acero fabricadas con varilla corrugada de una pulgada de diámetro y soldadas al acero de refuerzo.

Instalación de una obra de toma baja o de desfogue

En las condiciones actuales la presa Coyotillos no cuenta con una obra de toma formal para el aprovechamiento del agua del embalse o para bajar el nivel en caso de una emergencia, por lo que debe considerarse la instalación de una en la parte baja de la cortina, con equipamiento formal consistente en un sistema de válvulas de emergencia y servicio, así como con el resto de los accesorios que complementen el tren de descarga, debidamente protegidas para evitar que se operen de manera inadecuada o sean vandalizadas. La realización de estos trabajos requiere que el embalse esté seco para ubicar la obra de toma a un nivel que permita el máximo aprovechamiento del agua del embalse. Debe considerarse también el retiro en la zona donde se ubique la obra de toma, de los boleos que forman el relleno aguas abajo de la cortina, así como la afectación a la estructura escalonada para el paso de la tubería. Tomando como referencia los tres tubos por los que actualmente se extrae el agua del embalse, se propone una obra de toma de 25.4 cm (10 pulgadas) de diámetro.

REFERENCIAS

ANEXOS

ANEXO 1 INFORMACIÓN RECOPIADA

ANEXO 2 INFORME DE INSPECCIÓN

ANEXO 2.1 ÁLBUM FOTOGRÁFICO

ANEXO 3 RESULTADOS DE CAMPO Y LABORATORIO

ANEXO 3.1 TOPOGRAFÍA DE LA CORTINA

ANEXO 3.2 TOPOGRAFÍA DE CAUCE AGUAS ABAJO

ANEXO 3.3 EXPLORACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO

ANEXO 4 ANÁLISIS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

ANEXO 5 ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO

ANEXO 6 REVISIÓN DE ESTABILIDAD DE LA CORTINA

ANEXO 7 REVISIÓN FUNCIONAL Y OPERACIONAL DE LA PRESA

ANEXO 8 ZONAS DE PELIGRO

**ANEXO 9 MEMORIAS DE CÁLCULO DE LOS ANÁLISIS ESTADÍSTICOS
(GRÁFICAS DE RIESGO Y CURVAS DE FRAGILIDAD)**

ANEXO 10 DISEÑO CONCEPTUAL DE MITIGACIÓN DE RIESGOS