



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO
EN INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**IMPORTANCIA DE IMPLEMENTAR SISTEMAS DE AUSCULTACIÓN EN
LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE
CONCRETO, CASO DE ESTUDIO: PRESAS AGUAMILPA, EL CAJÓN,
NAY. Y LA YESCA, JAL.**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL - CONSTRUCCIÓN

P R E S E N T A :

ERICK TORRES BONILLA

DIRECTOR: ING. CARLOS MANUEL CHAVARRI MALDONADO



AÑO 2011

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Ing. Mendoza Sánchez Ernesto Rene

Secretario: M.I. Díaz Díaz Salvador

Vocal: Ing. Chavarri Maldonado Carlos Manuel

1^{er} Suplente: Dr. Meza Puesto Jesús Hugo

2^{do} Suplente: Ing. Zarate Rocha Luis

Lugar donde se realizo la tesis:

MÉXICO D.F.

TUTOR DE TESIS:



Ing. Chavarri Maldonado Carlos Manuel



EVALUACIÓN DE IMPLEMENTAR SISTEMAS DE AUSCULTACIÓN EN LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO CASO DE ESTUDIO: PRESAS AGUAMILPA, EL CAJÓN, NAY. Y LA YESCA, JAL



AGRADECIMIENTOS

A Dios porque sin el nada existiría, a Federico y Amparo (mis padres), y Ana Lilia (mi hermana) por ser el aliento constante. A Regina y León Emilio por cambiar mi vida y hacer que tenga ganas de seguir superándome. A Gabriela por darme dos motivos de vida. A mis amigos por darme su amistad sin condiciones.

Graciela gracias por ayudarme a volar muy alto y compartir el camino.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería por la formación académica y humana.

A la CFE por el apoyo para realizar de este trabajo de investigación.



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO I	2
Marco conceptual	2
I.1 Introducción capitular	2
I.2 Tipos de presas.....	2
I.2.1 Según su estructura	2
I.2.2 Según su material.....	3
I.3 Generalidades de las presas de enrocamiento con cara de concreto.....	3
I.3.1 Plinto.....	3
I.3.2 Cara de concreto.....	5
I.3.3 Enrocamiento.....	6
I.3.4 Parapeto.....	8
I.4 Ventajas de las presas de enrocamiento con cara de concreto.....	12
CAPITULO II	13
Antecedentes	13
II.1 Introducción capitular	13
II.2 Generalidades: Presa Aguamilpa	13
II.2.1 Localización.....	13
II.2.2 Geología.....	14
II.2.3 Obras civiles.....	14
II.2.4 Cortina.....	15
II.2.5 Obra de desvío	17
II.2.6 Obra de excedencias	18
II.2.7 Obras de generación.....	18
II.3 Generalidades: Presa El Cajón	19
II.3.1 Ubicación	19
II.3.2 Geología.....	19
II.3.3 Obras civiles.....	20
II.3.4 Cortina.....	21
II.3.5 Obra de Excedencias.....	23



II.3.6 Obra de Generación.....	25
II.3.7 Obra de desvío	26
II.4 Generalidades: Presa La Yesca.....	27
II.4.1 Ubicación	27
II.4.2 Geología.....	28
II.4.3 Obras civiles.....	28
II.4.4 Cortina.....	29
II.4.5 Obra de Excedencias.....	30
II.4.6 Obra de Generación.....	30
II.4.7 Obra de desvío	31
CAPITULO III	32
Sistemas de auscultación implementados.	32
III.1 Introducción capitular	32
III.2 Presa Aguamilpa	32
III.2.1 Cara de concreto	32
III.2.2 Pedraplén	33
III.2.3 Laderas	35
III.3 Presa El Cajón	35
III.3.1 Cara de concreto	35
III.3.2 Pedraplén	37
III.3.3 Laderas	38
III.3.4 Obra de excedencias.....	39
III.3.5 Obra de generación	40
III.4 Presa La Yesca.....	40
III.4.1 Obra de desvío.	41
III.4.2 Zona exterior margen izquierda.....	43
III.4.3 Obra de excedencias.....	43
III.4.4 Subestación.....	44
III.4.5 Obra de toma.	45
III.4.6 Casa de máquinas.	45
III.4.7 Galería de oscilación.	46
CAPITULO IV.....	47
Análisis y resultados de la instrumentación.....	47
IV.1. Introducción capitular.	47



IV.2. Presa Aguamilpa.....	47
IV.2.1 Pedraplen	47
IV.2.2 Cara de concreto.....	49
IV.3. Presa El Cajón.....	51
IV.3.1 Embalse y precipitación pluvial.....	51
IV.3.2 Cara de concreto.....	52
IV.3.3 Pedraplén	57
IV.3.4 Obra de excedencias.....	61
IV.4. Presa La Yesca	67
IV.4.1 Margen Izquierda	67
IV.4.3 Obra de excedencias.....	69
2.2. Margen Derecha.....	71
CAPITULO V	73
Importancia de la instrumentación	73
V.1. Introducción capitular	73
V.2. Presa Aguamilpa.....	73
V.2.1 Cara de concreto.....	73
V.3. Presa El Cajón.....	74
V.3.1 Obra de excedencias.....	74
V.4. Presa La Yesca	79
V.4.1 Margen izquierda	79
V.4.2 Subestación	80
CONCLUSIONES.....	83
RECONOCIMIENTOS	84
BIBLIOGRAFÍA.....	85



INTRODUCCIÓN

Este trabajo tiene como objetivo observar el comportamiento de las presas de enrocamiento con cara de concreto durante las etapas de construcción, primer llenado y operación. Se analizaran tres casos dos de ellos en operación actualmente y uno en construcción.

El primer y segundo capítulo del trabajo de investigación tiene la finalidad de proporcionar un panorama general del desarrollo de las presas y en particular de las de enrocamiento con cara de concreto, sus generalidades geométricas y estructurales, consideraciones de diseño, ubicación y datos generales, así como algunos aspectos del diseño de la cortina. Será en referencia a la Presa Aguamilpa y El Cajón que ya están en operación y La Yesca que se encuentra en construcción, entre estas presas existen características muy similares, lo cual nos permite hacer comparaciones entre ellas.

En el tercer capítulo se presentan las características generales del sistema de auscultación la instrumentación instalada, tipo, características utilidad números de aparatos que es indispensable para entender el análisis realizado en este trabajo.

El cuarto capítulo describirá el comportamiento durante las etapas de construcción, primer llenado y operación, cual sea el caso.

Es en el quinto capítulo donde se desarrollará el objetivo principal de este trabajo el cual es analizar las modificaciones que se realizaron a los proyecto en base a los datos del sistema de auscultación. Estas modificaciones pueden ser en el proyecto donde se tengan datos o aplicables a proyectos nuevos, como es el caso de El Cajón y La Yesca.



CAPITULO I

Marco conceptual

I.1 Introducción capitular

La primera presa de enrocamiento con cara de concreto (CFRD) fue construida en California en 1895, aunque la construcción de presas de enrocamiento a volteo sin compactar con cara de madera comenzó alrededor de la década de 1850-1860. Éstas tenían pendientes entre 0,54:1 a 0,75:1, con una capa de enrocamiento colocada a mano como soporte de la cara de concreto. Las presas de mayor tamaño (más de 100 m de altura) fueron construidas con enrocamiento colocado a volteo en capas, en ocasiones mayores de 20 o 35 m, sin compactación.

El diseño de este tipo de presas ha sido hasta ahora principalmente de modo empírico y basado en la experiencia. Muchos de estos diseños han tenido un comportamiento satisfactorio; sin embargo, algunas de ellas presentan excesivas deformación de la cara de concreto que han originado apertura de juntas y agrietamientos. Lo anterior se puede atribuir al bajo módulo de deformación del enrocamiento a volteo que se colocó sin compactar, provocando la segregación de los materiales y la acumulación de las rocas de mayor tamaño en la base de la capa, dejando vacíos y siendo particularmente compresibles y vulnerables a perder resistencia por saturación. Por tanto, entre los años de 1955 y 1965 se adoptó la compactación del enrocamiento.

I.2 Tipos de presas¹

Los diferentes tipos de presas responden a las diversas posibilidades de cumplir la doble exigencia de resistir el empuje del agua y evacuarla cuando sea preciso. En cada caso, las características del terreno y los usos que se le quiera dar al agua, condicionan la elección del tipo de presa más adecuado. Existen numerosos tipos, primero debemos clasificarlas en dos grandes grupos según su estructura y según los materiales empleados en su construcción.

I.2.1 Según su estructura

- Presas de gravedad: son todas aquellas en las que su propio peso es el encargado de resistir el empuje del agua. El empuje del embalse es transmitido hacia el suelo, por lo que éste debe ser muy estable capaz de resistir, el peso de

¹ *Engenharia de Recursos Hídricos*. Ray K.Linsley & Joseph B. Franzini. Editora da Universidade de Sao Paulo e Editora McGraw-Hill do Brasil, Ltda. 1978



la presa y del embalse. Constituyen las de mayor durabilidad y de menor mantenimiento.

- Presas de bóveda o presas en arco: son todas aquellas en las que su propia forma es la encargada de resistir el empuje del agua. Debido a que la presión se transfiere en forma muy concentrada hacia las laderas de la cerrada, se requiere que ésta sea de roca muy dura y resistente. Constituyen las presas más innovadoras en cuanto al diseño y que menor cantidad de concreto necesita para su construcción.

I.2.2 Según su material

- Presas de concreto: son las más utilizadas en los países desarrollados ya que con éste material se pueden elaborar construcciones más estables y duraderas. Normalmente, todas las presas de tipo gravedad, arco y contrafuerte están hechas de este material.
- Presas de materiales sueltos: son las más utilizadas en los países subdesarrollados ya que son menos costosas y suponen el 77% de las que podemos encontrar en todo el planeta. Consisten en un relleno de tierras, que aportan la resistencia necesaria para contrarrestar el empuje del agua. Los materiales más utilizados en su construcción son piedras, gravas, arenas, limos y arcillas aunque dentro de todos estos los que más destacan son las piedras y las gravas. Este tipo de presas tienen componentes muy permeables, por lo que es necesario añadirles un elemento impermeabilizante. Estas estructuras resisten siempre por gravedad, pues la débil cohesión de sus materiales no les permite transmitir los empujes del agua al terreno.
- Presas de Enrocamiento con Cara de Concreto: Este tipo de cortinas en ocasiones es clasificada entre las de materiales sueltos; por su forma de ejecución y su trabajo estructural son diferentes. El elemento de retención del agua es una cortina formada con fragmentos de roca de varios tamaños, que soportan en el lado del embalse una cara de hormigón la cual es el elemento impermeable. La pantalla o cara está apoyada en el contacto con la cimentación por un elemento de transición llamado plinto, que soporta a las losas de concreto.

I.3 Generalidades de las presas de enrocamiento con cara de concreto.

Las presas de enrocamiento con cara de concreto consisten en:

I.3.1 Plinto.

Es de concreto reforzado colocado en roca de baja permeabilidad, sirve para unir la cara de concreto con la cimentación de la presa (Figura 1). El ancho del plinto se establece en

función del gradiente hidráulico que puede soportar la roca de cimentación, se determina con la siguiente expresión:

$$b = H/\Psi$$

Donde:

H – Tirante de agua a cada elevación.

Ψ - Constante que depende de la calidad de la roca, sus valores varían entre 10 y 15.

En los plintos apoyados sobre depósitos aluviales (plinto flotante), su ancho se ha fijado de igual manera, pero se introducen varias juntas que le permitan flexibilidad para deformarse.

En estos casos la pantalla en el depósito de aluvi6n consiste de un muro, dise1ado para soportar las deformaciones y empujes generados por el embalse, el plinto y el terrapl6n. La roca donde se coloque el plinto debe ser inyectable y no erosionable, en ocasiones es necesario anclar el concreto a la roca (Figura I.1).

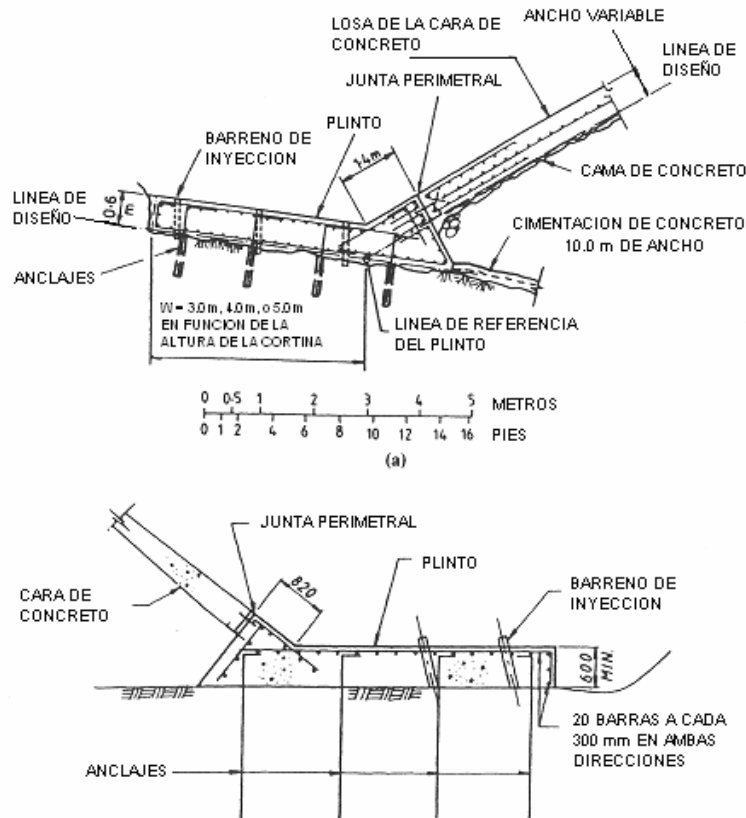


Figura I.1. Esquema del plinto (diseño com6n).²

² "Memorias t6cnicas, P.H. Aguamilpa, 2006" Subgerencias de Seguridad de Estructuras, CFE.



I.3.2 Cara de concreto.

Concreto reforzado, preferentemente entre 0,25 y 0,6 m de espesor, con juntas verticales, horizontales y perimetrales para acomodar las deformaciones ocurridas durante construcción y debidas a la carga hidráulica del embalse. El ancho de las losas está definido comúnmente por el tamaño de las cimbras deslizantes, en general varían entre 14 y 16 m. Para definir el espesor de ésta se utiliza la expresión:

$$t = m + CH$$

Donde:

t – Ancho de las losas.

H – Tirante de agua.

m – Ancho mínimo de las losas = 3 m.

C – Constante que se fija para el proyecto con valores de 0,002 a 0,003. Para presas de enrocamiento no compactado se empleó el valor de 0,0067.

El acero de refuerzo se dispone al centro de las losas con porcentajes de 0,3 en sentido horizontal y 0,4 en sentido vertical. En presas altas se ha optado por emplear 0,4 en una franja de 10 m de la junta perimetral. En las juntas que se esperan que trabajen a tensión se colocan sellos para evitar filtraciones, en estos se emplean tres materiales: el sello de cobre, PVC y “mastic o lgas”, en el caso de Aguamilpa ó cenizas volantes como se usaron en El Cajón en vez de este último sello (Figura I.2).

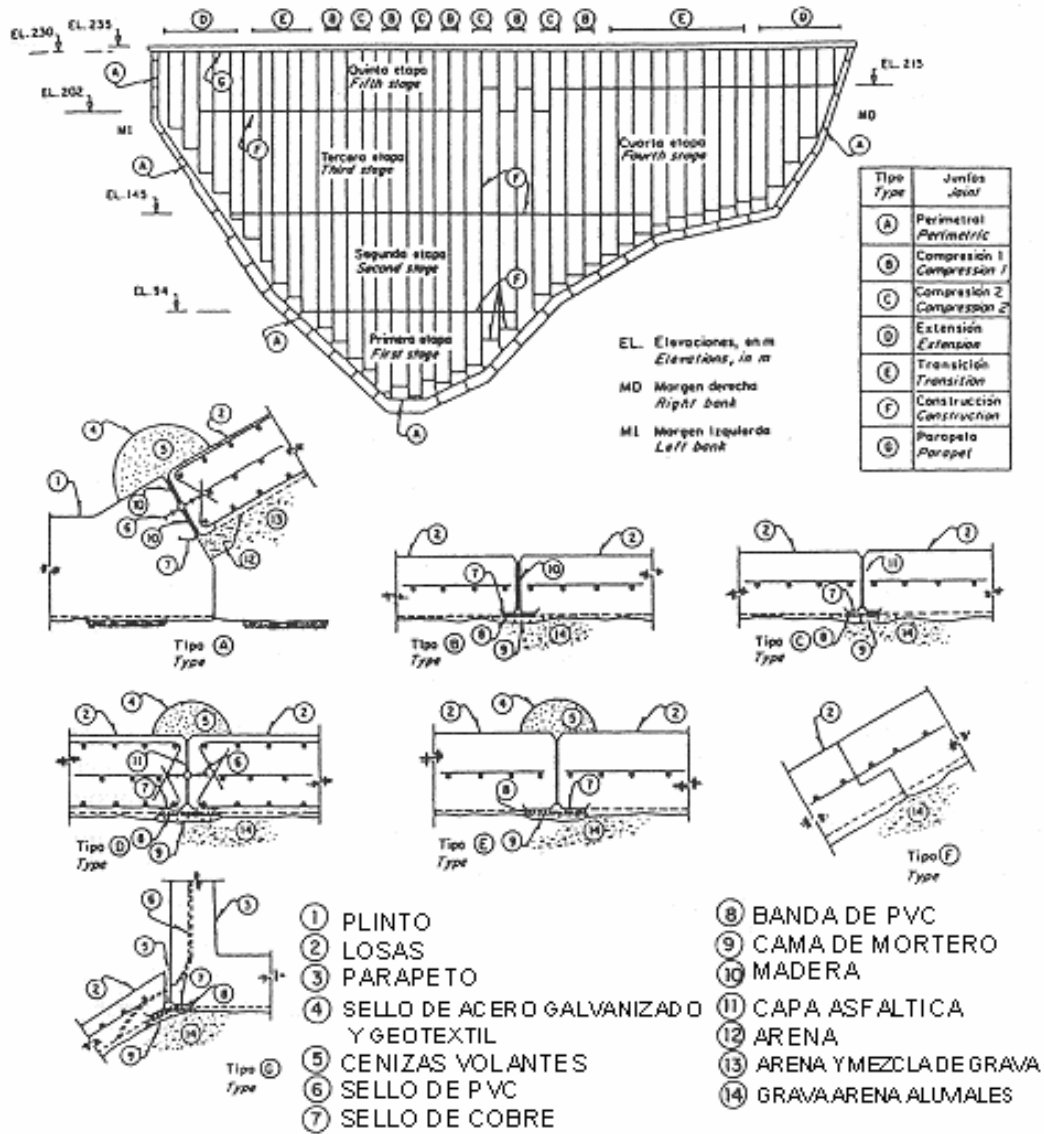


Figura I.2. Cara de concreto y diseño de juntas en la presa Agumilpa.³

I.3.3 Enrocamiento.

A continuación se enlistan los materiales típicos de este tipo de presas según la clasificación ICOLD de 1989:

Material 2D. Enrocamiento de transición, enrocamiento procesado o aluvión, con granulometría entre limos y gravas, tamaño máximo de 100 mm. Su función es

²“Memorias técnicas, P.H. Aguamilpa, 2006” Subgerencias de Seguridad de Estructuras, CFE.



proveer soporte uniforme a la cara de concreto y restringir el flujo de filtraciones en caso de agrietamiento de las losas.

Material 2E. Enrocamiento fino, roca fina seleccionada para trabajar como filtro entre los materiales 2D y 3A en caso de filtraciones.

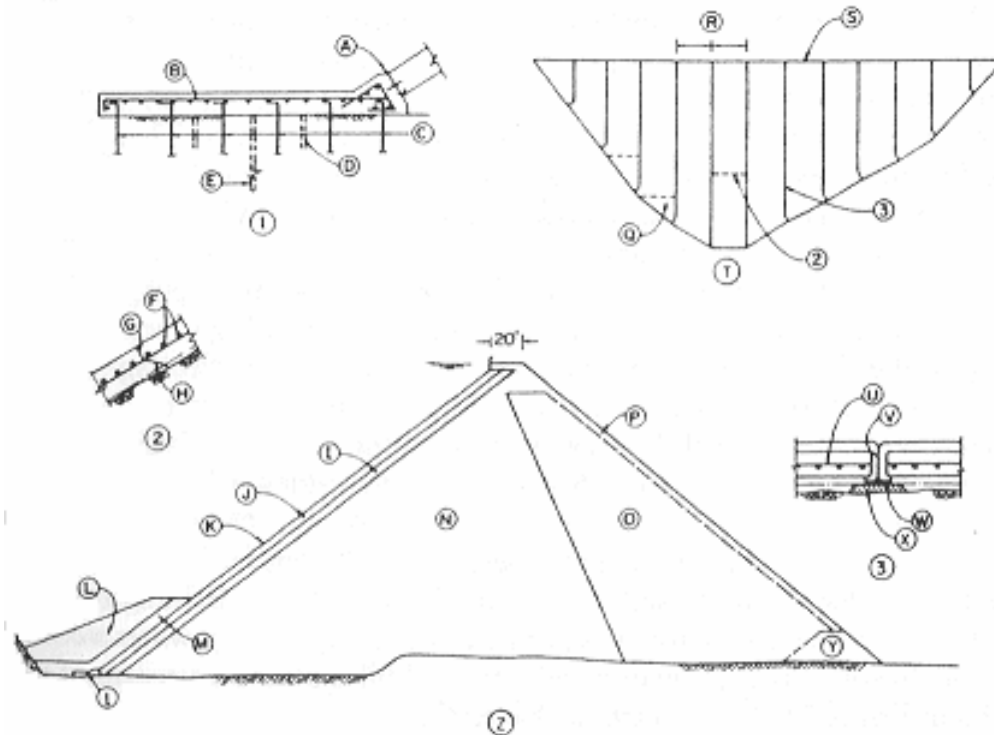
Material 3A. Enrocamiento colocado en capas de 1,0 m de espesor aproximadamente con aplicación de agua. Esta zona funciona como soporte principal para la losa de concreto y es compactada para lograr altos módulos de deformación con el fin de limitar los asentamientos de la cara de concreto.

Material 3B. Enrocamiento colocado en capas de 1,5 a 2,0 m de espesor con la aplicación de agua. Esta zona está menos afectada por la carga del embalse que el material 3A, por lo que es aceptable un menor módulo de deformación. El espesor de las capas permite materiales de mayor tamaño.

En los materiales 3A y 3B el enrocamiento debe estar bien graduado para aumentar el peso volumétrico y disminuir la relación de vacíos, se ha verificado de acuerdo con la experiencia, que las presas construidas con grava arena natural han tenido menores deformaciones debido a que su relación de vacíos es menor respecto a la de los enrocamientos.

Material 2F. Filtro que se ha incluido en algunas presas modernas colocado debajo de la junta perimetral con dos finalidades: propiciar poca deformación en la junta perimetral de losa al tener altos módulos y, trabajar como filtro en caso de apertura excesiva de la junta. El máximo tamaño de grano de este material es entre 19 y 37 mm con algunos finos, se coloca en capas de 200 mm.

La pendiente de los taludes está en función de la resistencia de los materiales y de la sismicidad del lugar. Se define a partir de análisis típicos de estabilidad y de deformación permanente. La distribución de estos materiales está en función de sus características mecánicas y de la disponibilidad en la región, por tanto es posible que algunos de estos material no aparezcan en los diseños de presas de enrocamiento con cara de concreto (Figura I.3).



- | | |
|-----------------------------------|-------------------------------------|
| 1. Plinto. | L. Material 1B. M. Material 1A. |
| 2. Junta horizontal. | N. Material 3A. |
| 3. Junta vertical. | O. Material 3B. |
| A. Junta perimétrica. | P. Enrocamiento de protección. |
| B. Acero de refuerzo. | Q. Losas de arranque. |
| C. Anclajes. | R. Ancho de losas. |
| D. Barrenos de consolidación. | S. Eje de la cortina. |
| E. Barreno de impermeabilización. | T. Elevación de la cara. |
| F. Refuerzo horizontal. | U. Refuerzo horizontal. |
| G. Espesor de losa. | V. Superficie cubierta con asfalto. |
| H. junta. | W. Sello de cobre. |
| I. Material 2E. | X. Tapón de mortero. |
| J. Material 2D. | Y. Material 3D. |
| K. Cara de concreto. | Z. Sección de la presa. |

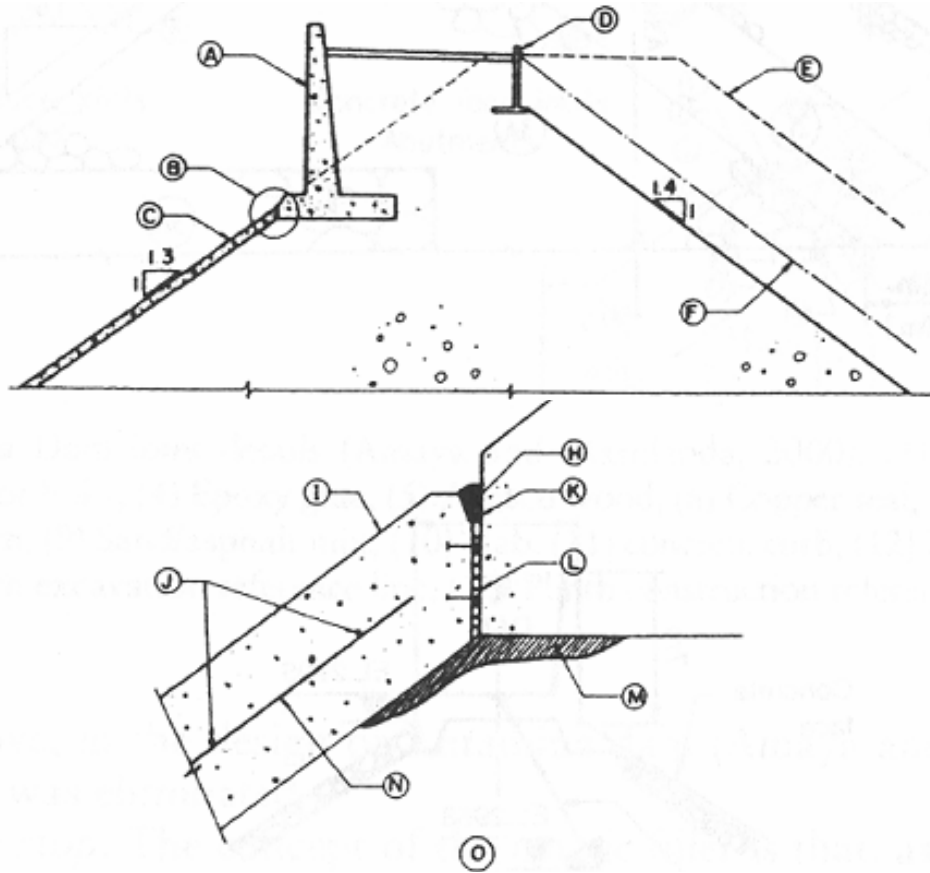
Figura I.3. Elementos principales en una presa de enrocamiento con cara de concreto y zonificación de materiales.²

I.3.4 Parapeto.

El parapeto es un pared de concreto reforzado colocado en la cresta de la presa con el objeto de disminuir el volumen de material de ésta (Figura I.4). Se han usado paredes entre tres y cinco metros de altura. El ancho de la base del parapeto usualmente es mayor a lo requerido, la pared es unida a la cara de concreto con una junta flexible. Las juntas en

² "Memorias técnicas, P.H. Aguamilpa, 2006" Subgerencias de Seguridad de Estructuras, CFE.

el parapeto deben ser verticales para permitir el asentamiento diferencial entre una sección y otra.



- | | |
|---|-----------------------------|
| A. Parapeto aguas arriba | H. Mastic o IGAS. |
| B. Detalle de la junta. | I. Cara de concreto. |
| C. Cara de concreto. | J. Refuerzo horizontal. |
| D. Parapeto aguas abajo. | K. Base para mastic o IGAS. |
| E. Enrocamiento adicional en caso de no colocar parapetos. | L. Capa de neopreno. |
| F. Enrocamiento adicional en caso de no colocar parapeto aguas abajo. | M. Tapón de mortero. |
| G. Detalle de la cresta. | N. Refuerzo inclinado. |
| | O. Detalle de la junta. |

Figura 4. Detalle de la cresta (ICOD 1989) Elementos principales en una presa de enrocamiento con cara de concreto y zonificación de materiales.²

Dos importantes aspectos para evaluar el comportamiento de las presas de este tipo son: las filtraciones a través del terraplén y el asentamiento en la corona o pérdida de bordo libre., por tanto, se comenta el conocimiento obtenido mediante el seguimiento del comportamiento de varias de las presas de enrocamiento con cara de concreto. Las mayores deformaciones ocurren con la aplicación de fuerzas que no habían sido experimentadas por el enrocamiento anteriormente (como puede ser el primer llenado). Durante etapas de carga y descarga de fuerzas menores a las antes experimentadas (como las oscilaciones del embalse) los

² "Memorias técnicas, P.H. Aguamilpa, 2006" Subgerencias de Seguridad de Estructuras, CFE.

módulos de deformación del enrocamiento son tan altos que las deformaciones resultan limitadas. La configuración general de las deformaciones del terraplén de una presa de este tipo son: como se muestran en la figura I.5, para los periodos de construcción, primer llenado y operación.

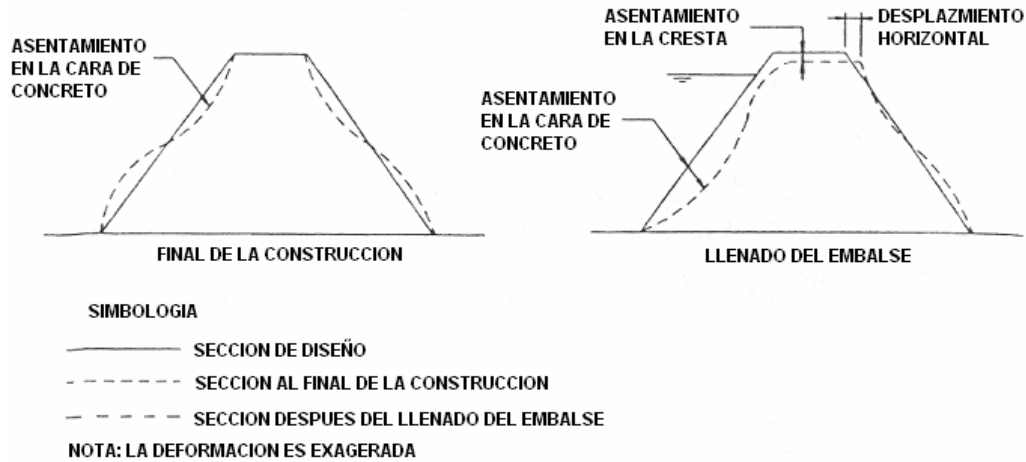


Figura I.5. Configuración de las deformaciones del terraplén durante construcción, primer llenado y operación.²

En la experiencia de presas de enrocamiento con cara de concreto construidas se ha observado que en los enrocamientos sin compactar los asentamientos han sido significativos durante el primer llenado y posteriores, teniendo asentamientos totales medidos a partir del final de la construcción de cantidades entre 1,0 y 1,4 % de la altura total del terraplén. En enrocamientos compactados los efectos de creep tienen un valor significativo en el asentamiento total de la presa, los máximos registrados hasta ahora son de aproximadamente un 0,2 % de la altura total.

Para los enrocamientos construidos con grava arena naturales las deformaciones después de la construcción son menores que los enrocamientos compactados, teniendo un asentamiento total del orden del 0,1 % de la altura total. Se han dado varias explicaciones para este fenómeno, entre ellas: el mayor peso volumétrico de las grava arenas y por tanto menores vacíos, la forma redondeada de las gravas que permite tener mayor área de contacto que las angulosas obtenidas en las voladuras de bancos de materiales, entre otras. La cara de concreto sufre desplazamientos durante construcción, primer llenado y operación. Durante el primer llenado, la carga hidráulica actúa sobre la cara de concreto ocasionando desplazamientos normales al plano de esta, generando tensiones en las losas perimetrales y compresiones en las losas centrales, pero también ocasiona movimientos de cortante y tensiones en las juntas perimetrales. Estos movimientos continúan con el tiempo. Es conveniente permitir que las juntas se abran para evitar agrietamientos y filtraciones.

² "Memorias técnicas, P.H. Aguamilpa, 2006" Subgerencias de Seguridad de Estructuras, CFE.

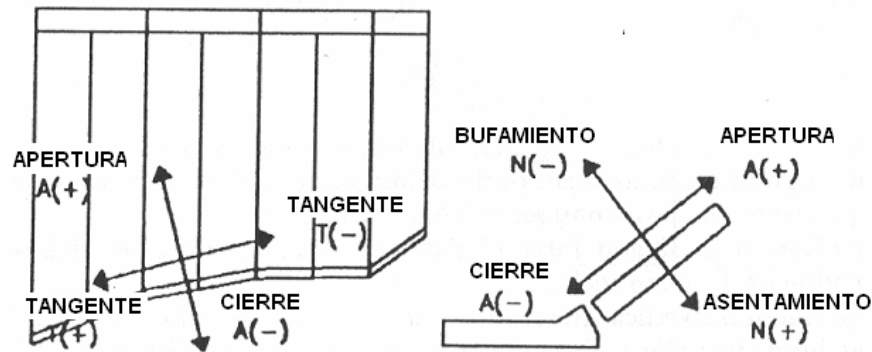


Figura I.6. Desplazamientos en la juntas losa-plinto.²

En las losas, el mayor desplazamiento se registra aproximadamente en la altura media de estas, pero puede variar dependiendo de la zonificación de los materiales y si la losa fue construida monolíticamente o en varias etapas. Normalmente los desplazamientos en la cresta son menores al máximo. Este tipo de presas actualmente ha ido cambiando la tendencia de la construcción, debido a que se comienza a utilizar comúnmente en vez de construir presas de tierra con corazón impermeable, la razón es debida a las ventajas que presentan las primeras:

- Por tratarse únicamente de enrocamientos tienen mayor estabilidad lo que permite colocarlos con pendientes mayores, con gran impacto en el costo de la construcción al ser menor el volumen de material que debe ser acarreado.
- Los enrocamientos también presentan un mejor comportamiento ante las cargas debidas a los sismos.
- El empuje del agua es concentrado únicamente en la cara de concreto.
- Al no tener materiales finos, el terraplén de este tipo de presas no está sujeto a presiones de poro, esto es muy importante ya que en caso de filtraciones excesivas no generarían arrastre de materiales ni falla por tubificación, esta es la razón por la cual las filtraciones no significan un peligro para la estabilidad de estas presas.

El principal problema que ha resultado de construir este tipo de presas ha sido el agrietamiento en las losas superiores de las cortinas de mayor tamaño, esto ha generado grandes filtraciones en los enrocamientos, como se mencionó antes esto no afecta su estabilidad pero en ocasiones no es aceptable por cuestiones de operación.

² "Memorias técnicas, P.H. Aguamilpa, 2006" Subgerencias de Seguridad de Estructuras, CFE.

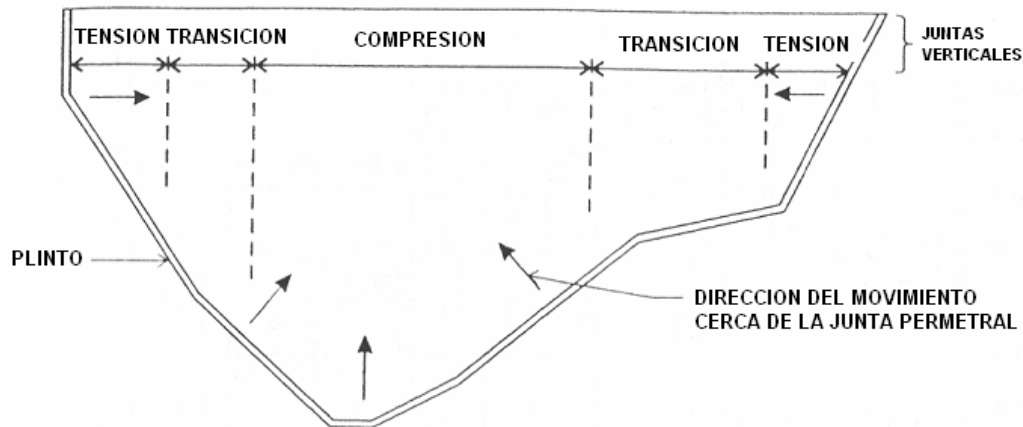


Figura I.7. Desplazamientos en la cara de concreto.²

I.4 Ventajas de las presas de enrocamiento con cara de concreto.

Este tipo de presas actualmente ha ido cambiando la tendencia de la construcción, debido a que se comienza a utilizar comúnmente en vez de construir presas de tierra con corazón impermeable, la razón es debida a las ventajas que presentan las primeras:

- Por tratarse únicamente de enrocamientos tienen mayor estabilidad lo que permite colocarlos con pendientes mayores, con gran impacto en el costo de la construcción al ser menor el volumen de material que debe ser acarreado.
- Los enrocamientos también presentan un mejor comportamiento ante las cargas debidas a los sismos.
- El empuje del agua es concentrada únicamente en la cara de concreto.
- Al no tener materiales finos, el terraplén de este tipo de presas no está sujeto a presiones de poro, estos es muy importante ya que en caso de filtraciones excesivas no generarían arrastre de materiales ni falla por tubificación, esta es la razón por la cual las filtraciones no significan un peligro para la estabilidad de estas presas.

² "Memorias técnicas, P.H. Aguamilpa, 2006" Subgerencias de Seguridad de Estructuras, CFE.



CAPITULO II

Antecedentes

II.1 Introducción capitular

Toda hidroeléctrica agrupa una serie de obras civiles diversas, que deben estar incorporadas de tal manera que en conjunto integran un solo proyecto. El presente capítulo describe en forma general los proyectos de este trabajo de investigación. Los proyectos forman parte de plan global de aprovechamiento hidroeléctrico del río Santiago.

II.2 Generalidades: Presa Aguamilpa

II.2.1 Localización

La presa Aguamilpa está construida sobre el río Santiago en la parte Central del estado de Nayarit, y tiene como funciones principales generar 2131 GWh anuales de energía eléctrica, y controlar las crecientes del río; permitiendo duplicar las áreas de cultivo en las partes bajas del estado. Las coordenada geográficas del sitio son 1040 46' 29" longitud oeste y 210 50' 32" latitud norte (Fig. II.1).

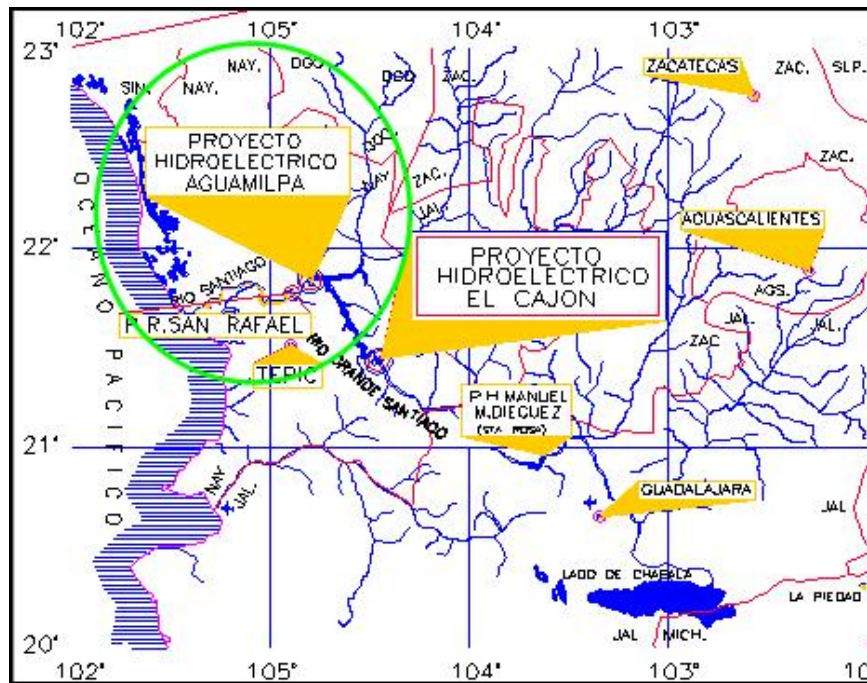


Figura II.1. Localización de la presa Aguamilpa.



II.2.2 Geología

La presa Aguamilpa está localizada en la parte suroeste de la Sierra Madre Occidental, caracterizada por rocas volcánicas extrusivas (ignimbritas riódacíticas) del Mioceno, intrusionadas por diques tanto ácidos como básicos.

Las rocas volcánicas extrusivas fueron clasificadas en tres unidades: La inferior Unidad Aguamilpa, la intermedia Unidad Colorines y la superior Unida Picachos. La primera está formada por ignimbrita riódacítica, dura sana y masiva, en la segunda unidad es la misma ignimbrita pero con una marcada seudoestratificación, menos dura y densa que la anterior. La Unidad Picachos está constituida por una secuencia alternada de lava, tobas soldadas y brechas volcánicas (Fig. II.2)

La presa fue desplantada, al nivel del plinto, directamente sobre la unidad Aguamilpa, excepto la parte superior de margen derecha que se desplanto en la Unidad Colorines; las excavaciones subterráneas principales también fueron excavadas en la unidad Aguamilpa, en tanto que el canal de llamadas de la obra de toma y la parte superior del vertedor fueron excavados en las unidades Colorines y Picachos.

Las principales estructuras geológicas detectadas en el sitio corresponden a seis fallas con orientación general NE-SW, conocidas como sistema Colorines; cuatro de éstas se localizan en la margen derecha y afectaron las obras de generación; las otras dos se localizan en la margen izquierda, una de ellas involucró la obra de desvío y el vertedor.

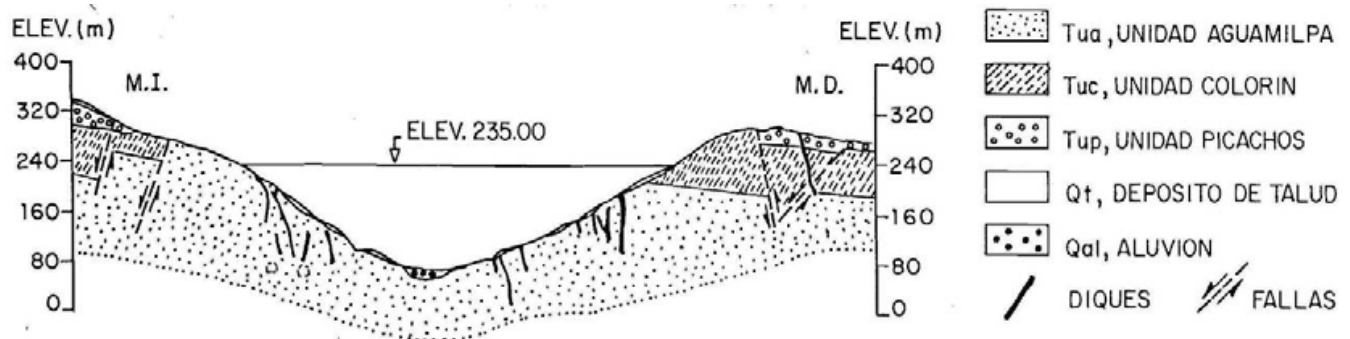


Figura II.2. Geología de la boquilla, presa Aguamilpa.

II.2.3 Obras civiles

La C.H. Aguamilpa está integrada por la estructura de contención (presa) sobre el Río Santiago, dos túneles de desvío y obra de excedencias en la margen izquierda, y la subestación, obra de toma y casa de máquinas en margen derecha (Fig. II.3).



Figura II.3. Vista satelital de la presa Aguamilpa.

II.2.4 Cortina

Es del tipo enrocamiento con cara de concreto de 187 m de altura máxima y 642 m de longitud (Fig. II.4). Está constituida por un terraplén de materiales aluviales y de enrocamiento, empotrado a las laderas y de taludes 1.5:1 aguas arriba y 1.4:1 aguas abajo; la cara de concreto apoyada en material grava-arena e integrada por un sistema de losas, que además se apoyan en una losa perimetral denominada “plinto”; el parapeto y en ambas laderas galerías a diferentes elevaciones (Fig. II.4 y Tabla 1).

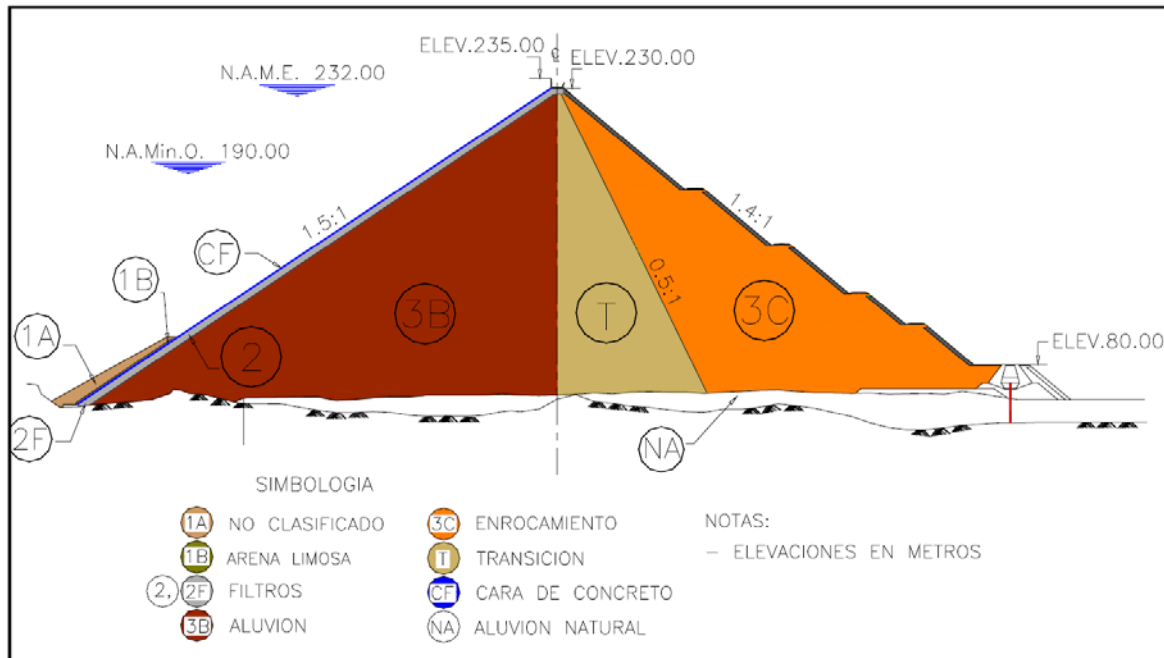


Figura II.4. Zonificación de los materiales de la cortina.

Tabla II.1. Especificaciones de los materiales del pedraplén de la cortina

MAT.	FUNCIÓN	CARACTERÍSTICAS	COLOCACIÓN
1B	Protección de cara de concreto.	Arena fina limosa	Tendido en capas de 30 cm, sin compactar.
3F	Protección del material 1B.	Enrocamiento $\varnothing < 40$ cm	Bandeado en capas de 40 cm
2	Apoyo de la cara de concreto.	Aluvión procesado $\varnothing < 3''$, $2\% < F < 5\%$ no plásticos.	Capas de 30 cm y compactado con 4 pasadas.
2F	Apoyo de la cara de concreto en combinación con la junta perimetral.	Aluvión procesado $\varnothing < 1\frac{1}{2}''$, mezclado con 10 % de 1B, $5\% < F < 10\%$ no plásticos.	Capas de 30 cm y compactado con 4 pasadas.
3B	Aluvión del eje hacia aguas arriba y zona T.	Aluvión natural, $\varnothing < 12''$ o plásticos	Capas de 60 cm y compactado con 4 pasadas.
T	Transición entre materiales 3B y 3C.	Materiales 3B ó 3C, $\varnothing < 60$ cm	Capas de 60 cm y compactado con 4 pasadas.
3C	Enrocamiento, apoyo de material 4.	Fragmentos sanos, $\varnothing < 1$ m, $F \leq 2\%$ no plásticos.	Capas de 1,20 m, y compactado con 4 pasadas.
4	Protección de enrocamiento (3C).	Fragmentos sanos, $\varnothing > 1$ m.	Empacado y acunado, material sobrante de la selección del 3C.

La función principal del terraplén, particularmente de los materiales 2 y 2F, es la de proporcionar un soporte uniforme y de baja deformabilidad a la cara de concreto, de tal forma que ésta pueda transmitir los esfuerzos inducidos por la presión hidráulica del embalse a la cimentación, por medio del terraplén (material 3B) y el plinto. A partir de este último se formó la pantalla de impermeabilidad.



Figura II.5. Taludes aguas abajo y aguas arriba de la presa.

La cara de concreto es la pantalla impermeable, en combinación con una serie de líneas de defensa a lo largo de sus juntas (sellos) y los materiales 2 y 2F que trabajan como filtro para retener las partículas finas en caso de filtraciones por agrietamiento en las losas de concreto o falla de algunas de las líneas de defensa en las juntas. Está constituida por 44 losas longitudinales e independientes entre sí, de 15 m de ancho, construidas desde la junta perimetral en dirección normal al plinto, hasta la corona, con espesor variable de 1,0 m en el lecho del río hasta 30 cm al nivel de la corona.

El parapeto sirve de protección durante las avenidas extraordinarias, teniendo un margen de seguridad de 3 m (bordo libre), para evitar que el agua rebose sobre la cortina. Se construyó en un doble parapeto para sobreelevar la cortina, evitando la colocación de materiales en un ancho tan reducido.

Desde las galerías de ambos márgenes se formó el plano de estanqueidad de la cortina dentro del macizo rocoso a base de inyecciones, constituyendo así parte del sistema de impermeabilización junto con la cara de concreto, y el plinto con su pantalla de inyecciones. Además, permitieron formar una pantalla de drenaje para monitorear las filtraciones en la roca durante el llenado y operación de la estructura.

II.2.5 Obra de desvío

Consta de dos túneles de sección portal de 16 m x 16 m sin revestir, localizados en margen izquierda. Ambos fueron excavados en roca volcánica extrusiva denominada unidad Aguamilpa. El tipo de obra de desvío obedeció al tipo de cortina seleccionado y a la configuración topográfica del cauce.

Solo se revistieron de concreto los 16 m de entrada, las zonas de transición y la salida del túnel No. 2, éste último tramo se debió a un caído ocurrido durante la avenida de agosto de 1990. El 14 de agosto del mismo año empezó a trabajar el túnel 1, y en julio el túnel 2. Durante este mes se registró un gasto máximo de descarga de 3,800 m³/s, alcanzando el embalse la elevación 102 m.s.n.m., y un gasto máximo de entrada de 5,075 m³/s.



II.2.6 Obra de excedencias

Es un vertedor a cielo abierto con capacidad de 14,900 m³/s para transitar una avenida con un gasto máximo de 17,482 m³/s (Fig. II.6). Consta de seis vanos de 12 m de ancho, dividido en dos canales, auxiliar y de servicio, mediante un muro separador, y el sistema de control es a través de seis compuertas radiales.

La política de operación de la estructura permite regular avenidas con un periodo de retorno de 70 años, sin descargar más de 3,000 m³/s.



Figura II.6. Obra de excedencias.

II.2.7 Obras de generación

La Central Hidroeléctrica cuenta con tres unidades de generación de 320 MW cada una, generando en promedio 2,131 GWh anuales (Fig. II.7). Las estructuras principales que integran las obras de generación son: canal de llamadas, obra de toma, tres conductos a presión, casa de máquinas y galería de oscilación subterránea, lumbreras de buses y ventilación, plataforma de transformadores y subestación exteriores, y túnel de desfogue.



Figura II.7. Obra de toma y casa de máquinas.



II.3 Generalidades: Presa El Cajón

II.3.1 Ubicación

La Central Hidroeléctrica El Cajón está ubicada en la parte occidental del país, en la Sierra Madre Occidental, a 47 kilómetros al oriente de la Ciudad de Tepic, Nayarit; desplantada sobre el Río Santiago, entre los municipios de La Yesca y Santa María del Oro (Fig. II.8). Sus coordenadas geográficas son 21° 25' 41" de latitud norte y 104° 27' 14" de longitud oeste.



Figura II.8. Ubicación de la C.H. El Cajón.

II.3.2 Geología

En el área de la C.H. El Cajón se tienen diversas unidades litológicas como metavulcanosedimentos, granitos, andesitas, rocas piroclásticas riódacíticas, depósitos vulcanosedimentarios, basaltos, diques de composición andesítica y diabásica; conglomerados de paleocauce, depósitos lacustres y pumicíticos, depósitos de talud y aluvión.

El macizo rocoso del sitio está intrusionado y afectado por fallas regionales escalonadas, que por lo general, delimitan bloques basculados hacia el suroeste. Se tienen tres sistemas de fallas geológicas orientados al NW-SE, E-W y N-S. Las fallas más importantes que afectan la margen izquierda son la F1, F II, F III y la F IV; y las que afectan la margen derecha son las fallas Crucero-Lagarto, F IV, F VII y F VIII. En ambas márgenes está presente una zona de diques asociada a la falla IV.

La cortina está desplantada en la ignimbrita El Cajón (Tic) a lo largo del eje del plinto, y en la parte alta de la margen izquierda en la unidad vulcanosedimentaria Tvs. (Fig. II.9). La unidad

TicU2 tiene dos horizontes de conglomerados; el horizonte superior es de 5 m de espesor y está en contacto con la unidad TicU3, el espesor inferior de 25 m de espesor se encuentra 50 m abajo de este contacto.

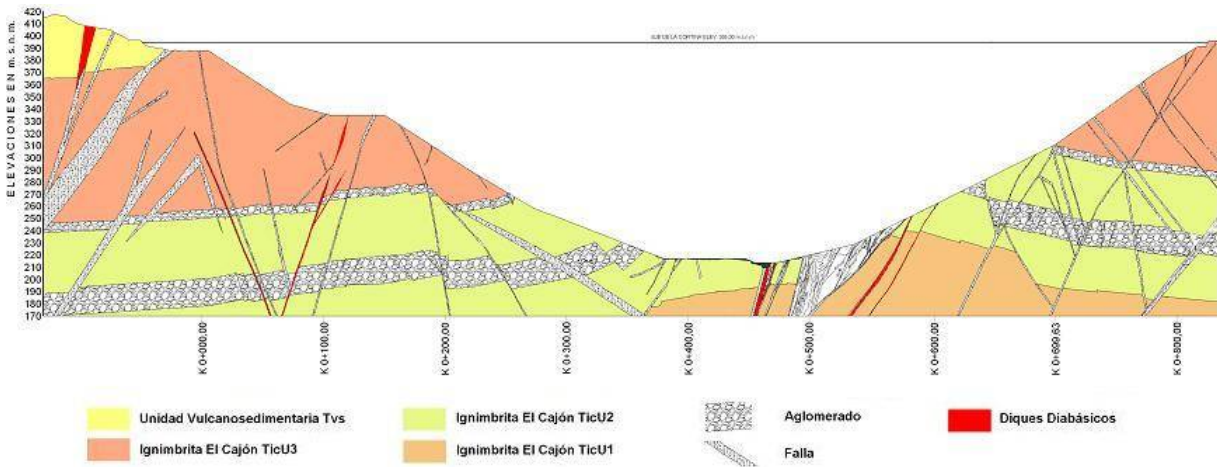


Figura II.9. Geología a lo largo del plinto.

Las unidades litológicas en la obra de excedencias son la ignimbritas El Cajón (TicU3), la secuencia vulcanosedimentaria (Tvs), los diques diabásicos (Qdd) y los depósitos de talud (Qdt). Las estructuras geológicas identificadas superficialmente en el sitio están representadas por cuatro tipos principales de discontinuidades: fallas, fracturas, diques y pseudoestratificación.

La falla el Crucero-Lagarto corresponde a la estructura geológica más importante que afecta las obras de excedencias, va desde el muro izquierdo del canal de llamada hasta la zona de la cubeta deflectora, disminuyendo su expresión en el tanque amortiguador; asociadas a esta falla se presentan zonas de roca alterada con fuerte fracturamiento.

Las rocas donde se ubican las obras de generación son las ignimbritas El Cajón, unidades TicU2 y TicU3, los diques diabásicos (Qdd) y los depósitos de talud.

II.3.3 Obras civiles

La C.H. El Cajón cuenta con la cortina sobre el río Santiago, dos túneles de desvío en margen izquierda. En la margen derecha se localizan las obras de toma, de generación y excedencias (Fig. II.10).



Figura II.10. Planta general de la C.H. El Cajón.

La capacidad al NAME es de $2\,369,2 \times 10^6 \text{ m}^3$, en un área de $3\,982 \text{ ha}$, con una capacidad de azolve de $482,4 \times 10^6 \text{ m}^3$ a la cota $319,50 \text{ m.s.n.m.}$, la capacidad útil para generar es de $1\,316,20 \times 10^6 \text{ m}^3$ y $117,5 \times 10^6 \text{ m}^3$ para control de avenidas. Las elevaciones del vaso de almacenamiento son: NaMinO 346 , NAMO 391 y NAME 394 m.s.n.m.

II.3.4 Cortina

El elemento de contención es de enrocamiento con cara de concreto de 189 m de altura y 550 m de longitud en la corona, los taludes aguas arriba y aguas abajo tienen pendiente $1,4:1$ (Fig. II.11). El desplante en la sección máxima está a la elevación 207 m.s.n.m. , y el parapeto llega a la elevación 396 m.s.n.m. El elemento impermeable está formado por losas de concreto de espesor variable con 15 m de ancho en la zona central, y $7,5 \text{ m}$ en los extremos. La losa de concreto está apoyada en el plinto, estructura que cumple la función de apoyo de la pantalla y como plataforma para las inyecciones de consolidación.

La zonificación de los materiales se muestra en la figura II.11, y sus características en la tabla II.2.



EVALUACIÓN DE IMPLEMENTAR SISTEMAS DE AUSCULTACIÓN EN LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO CASO DE ESTUDIO: PRESAS AGUAMILPA, EL CAJÓN, NAY. Y LA YESCA, JAL



Figura II.11. Sección máxima de la cortina, indicando la zonificación de los materiales.

Tabla II.2. Características de los materiales de la cortina.

Material	Principales características de los materiales de la cortina
2 y 2F	Grava arena limosa, con contenido de finos entre 6 y 10 %, y porcentaje mayor al 40% de material que pase la malla No. 4, colocado en capas de 30 cm de espesor en estado suelto y compactada con rodillo liso vibratorio de 104 kN (10,6 t) de peso mínimo estático para alcanzar un peso específico seco igual o mayor de 21,06 kN/m ³ (2106 kg/m ³); relación de vacíos igual o menor de 0,22 y coeficiente de permeabilidad igual o menor que 10 ⁻³ cm/s.
3A	Enrocamiento bien graduado con 20 cm de tamaño máximo, en capas de 30 cm de espesor con un contenido de agua óptimo, compactado con rodillo liso vibratorio con peso mínimo estático de 104 kN (10,6 t) para obtener una relación de vacíos igual o menor de 0,24. El coeficiente de permeabilidad de este material debe ser 100 veces mayor que el del material 2 y no menor que 10 ⁻¹ cm/s.
3B	Enrocamiento bien graduado, con 50 cm de tamaño máximo, colocado en capas en estado suelto de 60 cm de espesor; una vez compactado el peso específico seco γ_d debe ser igual o mayor a 20,56 kN/m ³ (2096 kg/m ³) y relación de vacíos igual o menor de 0,250; compactándose cada capa con no menos de 6 pasadas de rodillo liso vibratorio de 104 kN (10,6 t) de peso mínimo estático en el tambor y agregando agua durante la descarga y tendido del material en proporción mínima de 200 L/m ³ de material colocado. El coeficiente de permeabilidad de este material debe ser 100 veces mayor que el del material 2 y no menor que 10 ⁻¹ cm/s.
T	Enrocamiento bien graduado, con 60 cm tamaño máximo, colocado en capas de espesor en estado suelto no mayor de 80 cm. Una vez compactado el peso específico seco debe ser igual o mayor a 20,07 kN/m ³ (2047 kg/m ³) y relación de vacíos igual o menor de 0,280; compactándose cada capa con no menos de 6 pasadas de rodillo liso vibratorio de 104 kN (10,6 t) de peso mínimo estático en el tambor y agregando agua durante la descarga y tendido del material en proporción mínima de 200 L/m ³ de material colocado. El coeficiente de permeabilidad de este material debe ser 100 veces mayor que el del material 2 y no menor que 10 ⁻¹ cm/s.

La cara de concreto está integrada con 36 losas originalmente de 15 m de ancho, apoyadas en el plinto (estructura ligada a la roca de cimentación), de ancho variable según su posición, y ligadas al parapeto. Durante la construcción las losas 6 a 8 y 33 a 36 fueron modificadas

reduciendo su ancho a 7,50 m, con la finalidad de aceptar deformaciones sin comprometer la integridad de las losas. El mayor espesor de las losas es de 80 cm en el desplante.

En la figura II.12 se muestra el tipo de junta entre las losas de la cara de concreto. En las juntas de tensión se colocaron sellos para evitar filtraciones durante el primer llenado y la operación. Los sellos son de cinco diferentes tipos dependiendo el tipo de junta.

- Tipo 1 (perimetral): cara de concreto-plinto.
- Tipo 2 (tensión): losa-losa.
- Tipo 3 (compresión): losa-losa. En la junta formada por las losas se colocó madera.
- Tipo 4 (compresión): losa-losa. En la junta formada por las losas se colocó un sello de cobre.
- Tipo 5: parapeto-losa.

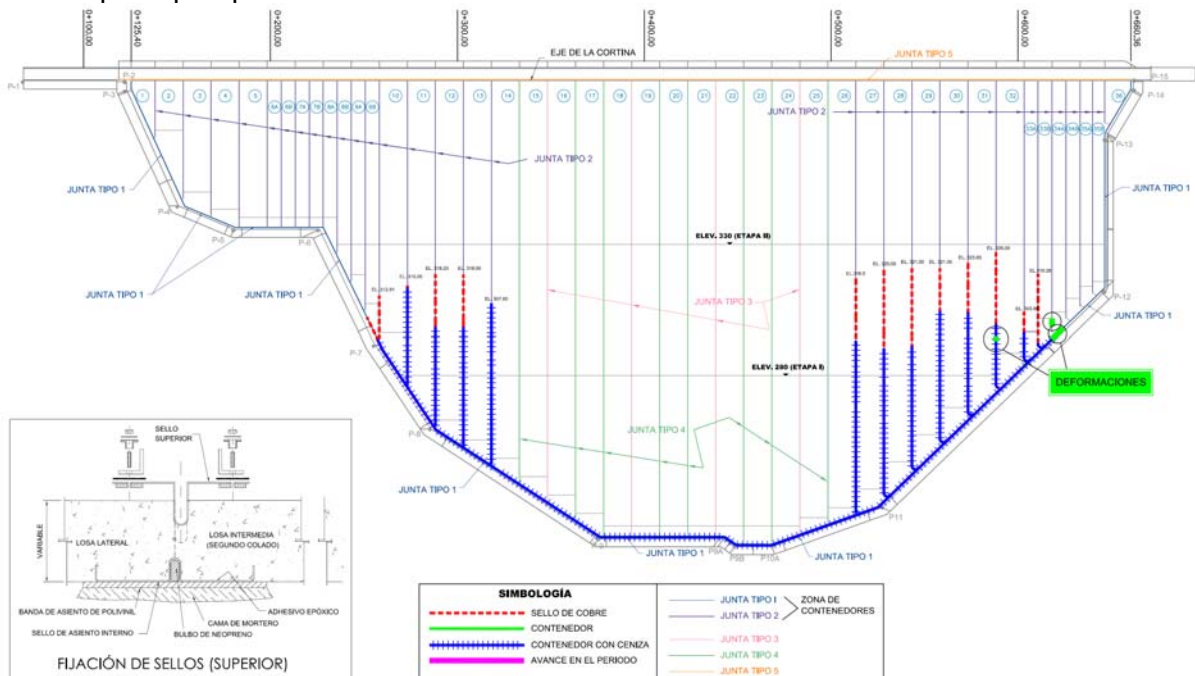


Figura II.12. Tipos de junta en las losas de la cara de concreto.

II.3.5 Obra de Excedencias

La obra de excedencias está controlada por 6 compuertas radiales de 12 x 20,70 m, longitud de cresta de 72 m a la cota 372,0 m.s.n.m. y labio superior a la 392,3 m.s.n.m (Fig. II.13). Se diseñó para una avenida máxima probable de 15 915 m³/s y gasto de 14,864 m³/s, cuyo período de retorno es de 10,000 años. El nivel de desplante del canal de llamada del vertedor se encuentra en la cota 367 m y en su parte más alta tiene una altura total de excavación en taludes de 108 m.

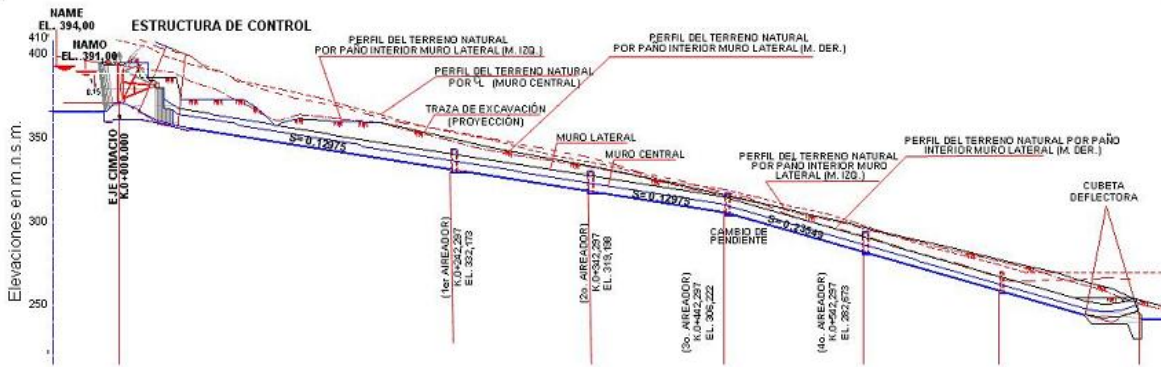


Figura II.13. Sección transversal de la Obra de Excedencias.

El canal de llamada fue excavado a cielo abierto, tiene taludes protegidos de concreto lanzado y pendientes de 0.5:1; cuenta con bermas a cada 20 m a diferentes alturas para aumentar la estabilidad de los taludes.

La estructura de control se constituye de cimacio y pilas de concreto reforzado que conforman 6 vanos equipados con compuertas radiales, accionadas por servomotores; contiene ranuras para agujas equidimensionales que forman un tablero, el cual funciona como una compuerta auxiliar para efectuar trabajos de mantenimiento en las compuertas radiales. Las agujas deslizan sobre guías verticales y las acciona una grúa tipo pórtico, que se mueve sobre rieles a lo largo de la zona de control del vertedor (Fig. II.14).



Figura II.14. Obra de excedencias.



II.3.6 Obra de Generación.

La obra de generación se localiza en la margen derecha, y en ella fueron instaladas dos unidades generadoras con potencia total de 750 MW. El canal de llamada es el mismo que el de la obra de excedencias (Fig. II.15), a continuación se describen brevemente sus componentes:

- Obra de toma. Se compone de dos túneles con entrada de sección rectangular de 6 x 8 m; cada uno con una compuerta deslizante de 15 x 19 m. Fue diseñada para una carga hidráulica máxima de 71 m.
- Conductos a presión. Después de la toma la sección del conducto cambia de rectangular a circular con diámetro de 8 m, inicialmente de concreto reforzado en una longitud de 37 m y posteriormente con camisa de acero en 223 m de longitud final (Fig. II.15).
- Casa de máquinas. Es subterránea con dos grupos turbogeneradores, las turbinas son tipo Francis con capacidad instalada de 350 MW cada una. Sus dimensiones son de ancho 22,2 m, de largo 97,5 m y de alto 49,5 m. Se colocaron dos grúas viajeras con capacidad de 350 t cada una. La cota del piso de excitadores (nivel superior) está a la Elev. 224 m.s.n.m. Los muros, losas y bóveda de la estructura son de concreto reforzado.
- Galería de oscilación. Es de tipo subterránea con 16 m de ancho por 78,5 m de largo y altura de 65 m. Su mecanismo de cierre se basa en cuatro compuertas deslizantes de 7,3 x 9,4 m, diseñadas para una carga hidráulica máxima de 42,7 m (Fig. II.15).
- Túnel de desfogue. Consta de dos túneles de sección portal escavado en roca, de diámetro de 14 m con longitud de 310 m (Fig. II.15)
- Subestación eléctrica. Es encapsulada SF6 y se localiza en un edificio a cielo abierto a la Elev. 340 m.s.n.m. con área total de 15 200 m², en ella se eleva el voltaje de 17 a 400 kV, la transmisión hacia la red eléctrica es por dos líneas con longitud de 18 km.

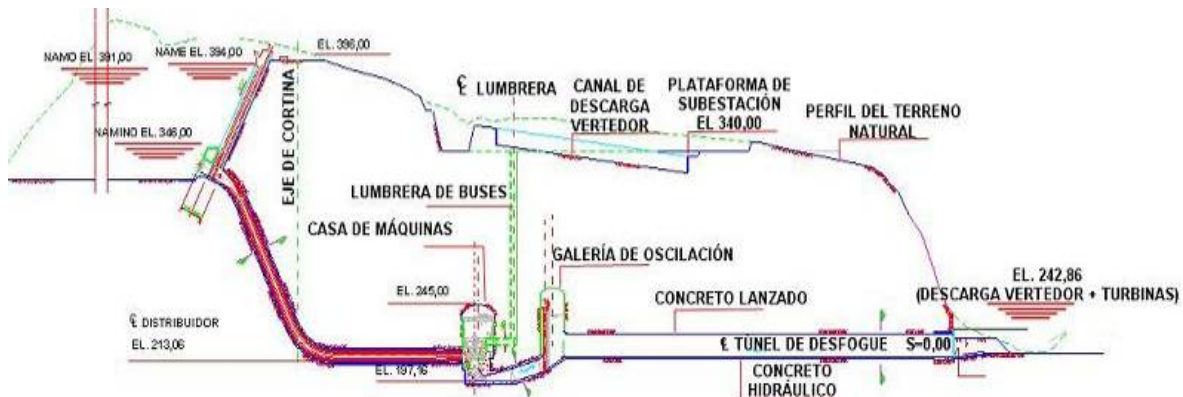


Figura II.15. Sección transversal de la obra de generación.



II.3.7 Obra de desvío

Está conformada por dos túneles sobre la margen izquierda, una ataguía aguas arriba y otra aguas abajo. El túnel 1 tiene una longitud de 734,09 m; y el túnel 2, de 811,05 m. En conjunto, tienen capacidad para desalojar un gasto máximo de diseño de 6 481 m³/s, que corresponde a un período de retorno de 50 años y a un volumen de avenida máxima de 1 930,39 x 10⁶ m³.

Los portales de entrada se encuentran a una elevación de 223 y 227 m.s.n.m., y los portales de salida a la 220,50 m.s.n.m. La sección transversal de los túneles es tipo portal; la sección interior terminada del túnel 1 tiene 13,7 x 14 m, mientras que la del túnel 2, en sus primeros 245 m es de 13 x 13,3 m y, en el otro tramo, de 13,7 x 14,0 m. El primer tramo del túnel 2 se revistió completamente con concreto hidráulico. En el otro tramo y en el túnel 1 sólo se revistieron las plantillas y los muros en su parte vertical.

El cierre final del flujo de agua del río Santiago por la obra de desvío, fue por el túnel 2, por medio de un obturador de 7 m de ancho y 13 m de alto, con capacidad de soportar la carga hidráulica máxima de 169,14 m, para lo cual se construyó la plataforma de operación a la elevación 355 m y el umbral a la elevación 225 m.

Las ataguías se construyeron antes del período de lluvias de 2004, utilizando materiales pétreos graduados. El núcleo impermeable de cada ataguía se unió a la pantalla impermeable que se construyó a través del aluvión y en la roca sana del fondo del cauce del río, con la finalidad de evitar filtraciones hacia la zona de construcción de la cortina. La ataguía aguas arriba tiene un volumen total de 708 532 m³ de materiales graduados, a partir de la preataguía. La corona está a la elevación 268,50 m, tiene un ancho de 8 m y una longitud de 248 m (Fig. II.16).

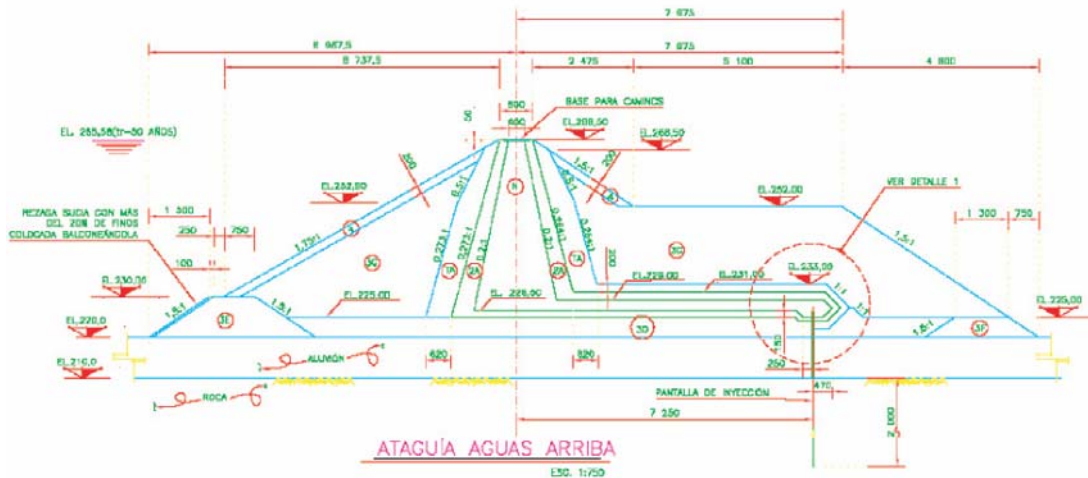


Figura II.16. Sección transversal de la ataguía aguas arriba.



La corona de la ataguía aguas abajo está a la elevación 235,00 m.s.n.m., tiene un ancho de 8 m y su longitud es de 128,5 m; para su construcción se utilizaron 60 444 m³ de materiales graduados.

Con la finalidad de formar una barrera durante la operación de los dos túneles de desvío, que minimice las filtraciones procedentes del río Santiago, a través del aluvión localizado bajo el cuerpo de las ataguías y de la roca de cimentación con permeabilidad alta, se construyeron pantallas impermeables y continuas bajo ambas ataguías, lo que permitió mantener estanca la zona de la cortina durante su construcción (Fig. II.17).

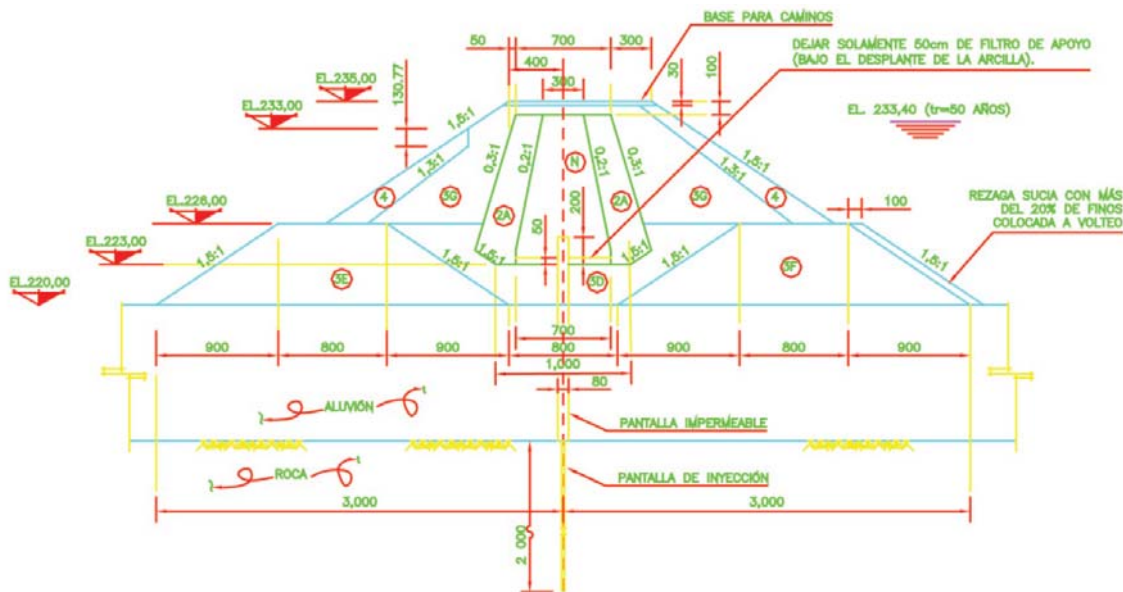


Figura II.17. Sección transversal de la ataguía aguas abajo.

II.4 Generalidades: Presa La Yesca

II.4.1 Ubicación

El P. H. La Yesca, se localiza sobre el río Santiago a 105 km al NW de la Ciudad de Guadalajara y a 22 km al NW de la población de Hostotipaquillo, Jal. Forma parte del límite entre los estados de Nayarit y Jalisco, constituido legalmente por el cauce del río Santiago. La boquilla del P. H. La Yesca se localiza a 90 km, en línea recta, al noroeste de la ciudad de Guadalajara, a 4 km aguas abajo de la confluencia de los ríos Bolaños y Santiago y sobre el cauce de este último; sus coordenadas geográficas son: 21° 11' 49" Norte 104° 06' 21" Oeste (Fig. II.18).



Figura II.18. Ubicación del P.H. La Yesca.

II.4.2 Geología

- Origen tectónico con orientaciones NW y en menor proporción EW y NE.
- El patrón sísmico predominante en la región es de tipo enjambre y se asocia principalmente con las fosas tectónicas de Tepic-Chapala y Chapala-Colima. Existe conocimiento de la geología del sitio y de las discontinuidades estructurales
- Se han llevado a cabo estudios en los bancos de materiales (aluvión del río y enrocamiento) y realizado una extensa campaña de investigaciones geotécnicas para definir los parámetros de resistencia, deformación y permeabilidad del macizo rocoso.
- También se han realizado estudios y de análisis geológico-geotécnico para prediseñar las obras civiles estimando las cantidades de obra y costo con mayor certidumbre.

II.4.3 Obras civiles

El P.H. La Yesca contara con la cortina sobre el río Santiago, dos túneles de desvío y la obra de excedencias en margen izquierda. En la margen derecha se localizan las obras de toma y de generación (Fig. II.19).

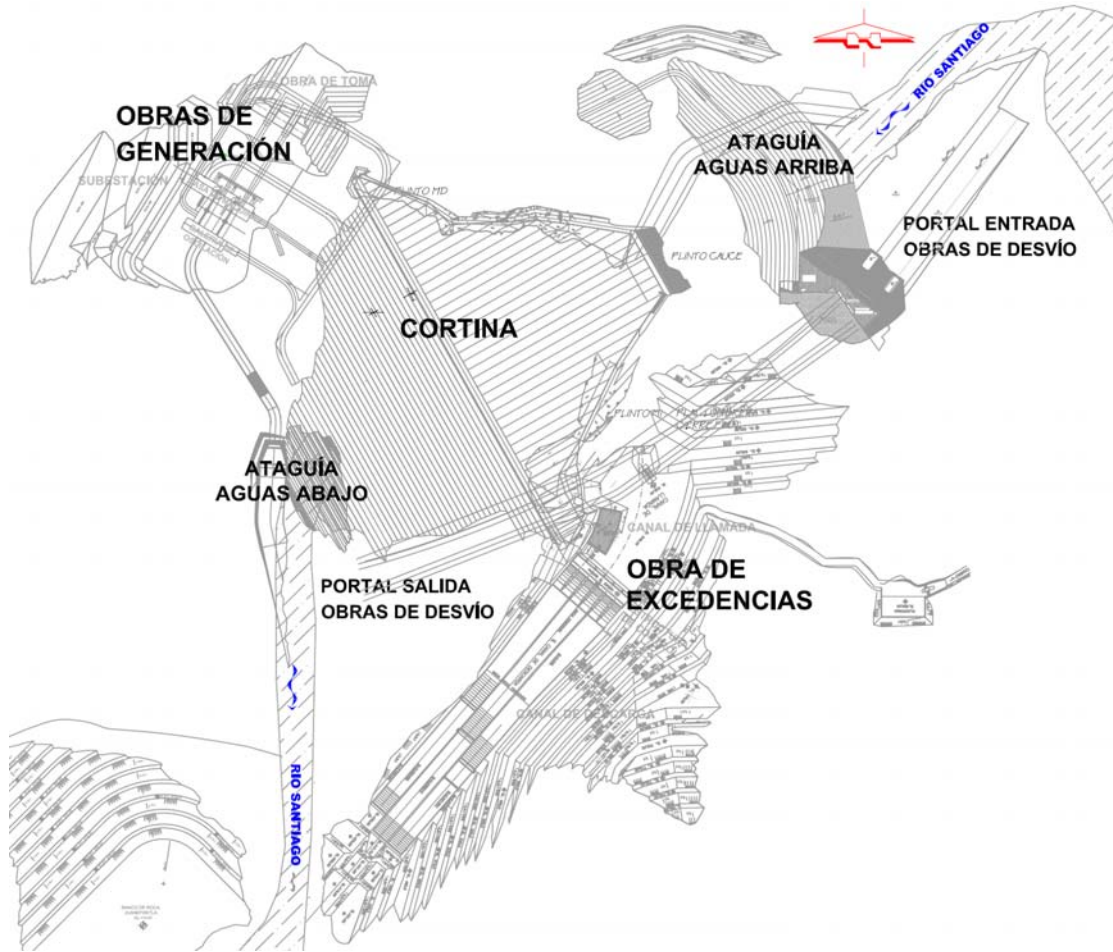


Figura II.19. Planta general del P.H. La Yesca.

II.4.4 Cortina

Consiste en una cortina de enrocamiento con cara de concreto, cuyo cuerpo se compone de materiales graduados que dan apoyo a la cara de concreto formada con tableros (aproximadamente 15 m de ancho y de espesor variable). La cara de concreto se apoya en el plinto que, además de esta función, sirve como plataforma para realizar las inyecciones de consolidación y pantalla impermeable, misma que -junto con un sistema de galerías excavadas en ambas laderas adyacentes al empotramiento de la cortina- formarán el plano de estanqueidad.

La cara de concreto contará con un sistema de sellos y juntas de cobre y PVC que también irán en la junta perimetral plinto-cara de concreto. Estas protecciones garantizarán que las filtraciones sean mínimas. Para medir éstas, se ubicará una galería filtrante al pie de la cortina en la zona aguas abajo, de tal manera que se capten todas las que ocurran por el cuerpo de la presa y se pueda medir el gasto de filtración en cualquier época del año.



II.4.5 Obra de Excedencias

Diseñada para un gasto máximo de 15,915 m³/s; inicia en un "canal de llamada" excavado a cielo abierto en la margen izquierda. Su zona de control está formada por el cimacio (remate de columna en forma de "S") y pilas de concreto reforzado para conformar seis vanos (huecos en los muros), los cuales están equipados con compuertas radiales operadas por servomotores. Y el canal de descarga (de 95 m de ancho) es de sección rectangular revestido con concreto reforzado y aireadores en el piso, rematando en una cubeta deflectora tipo salto de ski (Fig. II.20).

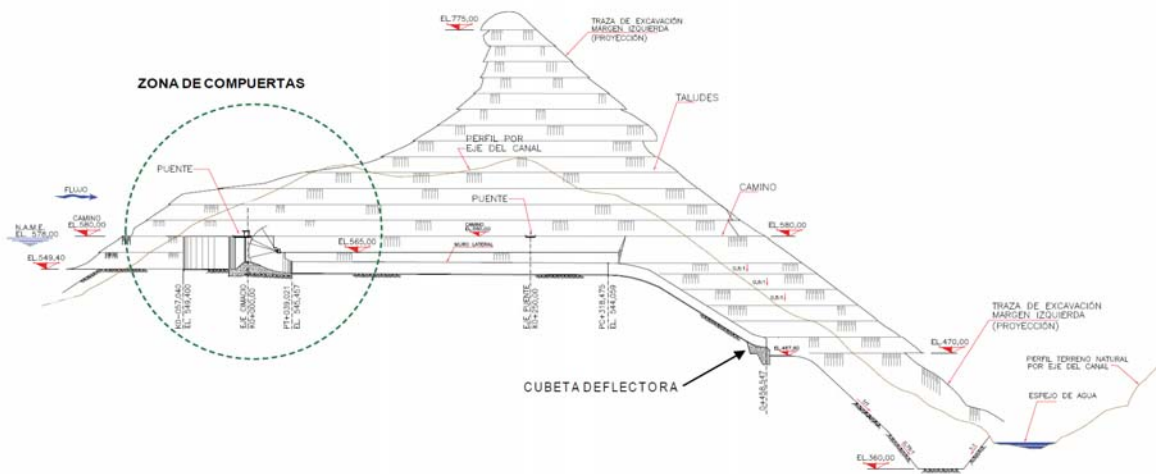


Figura II.20. Corte longitudinal de la obra de excedencias.

II.4.6 Obra de Generación.

Se localiza en la margen derecha del río y consiste en una obra realizada de concreto reforzado y rejillas metálicas. La estructura de control cuenta con dos compuertas deslizantes de servicio operadas con servomotores. Su conducción de agua hacia la casa de máquinas se hace mediante dos túneles circulares a presión, hechos de concreto reforzado en su primera parte y posteriormente revestidos con camisa metálica.

La casa de máquinas es subterránea y su ingreso será por un túnel vehicular. La obra se complementa con la galería de oscilación y el túnel de desfogue, ambos excavados en roca.

La subestación se ubicará en una plataforma exterior y contará con blindaje tipo SF6.

La casa de máquinas se aloja en una caverna excavada en roca. Sus losas, muros y bóveda son de concreto reforzado. Está equipada con dos grupos de turbogeneradores, con turbinas son tipo "Francis" de eje vertical. A la casa de máquinas se ingresa mediante un túnel vehicular, dimensionado de acuerdo con las partes más grandes de los equipos a instalar.

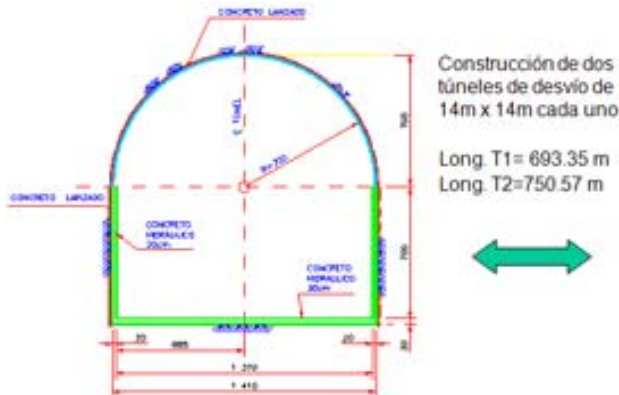


Así se introdujeron dos grúas viajeras con capacidad conjunta para el montaje y los servicios de mantenimiento de todos los equipos y sistemas auxiliares de los turbogeneradores. La energía es conducida a través de lumbreras verticales hasta la superficie, por medio de buses de fase aislada a los transformadores que van a elevar el voltaje de 17 a 400 kV. La subestación debe ser del tipo blindado, con dispositivos en atmósfera de hexafluoruro de azufre (SF6) y se alojará en un edificio construido en una plataforma a cielo abierto. De forma similar se ubican los transformadores de potencia, casetas de ventilación, control, baterías y la subestación blindada de servicios auxiliares de la central con una tensión 17 kV.

II.4.7 Obra de desvío

Consiste en dos túneles (14 m x 14 m) localizados en la margen izquierda del río, excavados en roca y revestidos de concreto hidráulico en la plantilla y paredes y concreto lanzado en la bóveda. Fueron diseñados para transitar la avenida de diseño (5,730.60 m³/s) y cada uno cuenta con una lumbrera revestida de concreto para alojar y operar los obturadores accionados por malacates estacionarios para el control del flujo de agua. La compuerta se deslizará por una lumbrera vertical revestida de concreto por medio de un malacate y el mecanismo instalado estará en la plataforma junto al marco que soportará la compuerta durante el cierre final. (Los portales de entrada y salida serán excavados en roca).

La obra de desvío se complementa con dos ataguías construidas con materiales graduados. El núcleo impermeable de ambas estará ligado a una pantalla impermeable construida sobre aluvión, hasta la roca del fondo del cauce del río, para evitar filtraciones hacia la zona de construcción de la cortina, garantizando la correcta construcción del núcleo y pantalla impermeables. Para tener las condiciones adecuadas para el desplante del plinto - consistente en mantener seca dicha zona- es conveniente realizar la construcción de las ataguías antes del período de lluvias.



Construcción de dos túneles de desvío de 14 m x 14 m cada uno; longitud T1= 693.35m, longitud T2= 750.57m



CAPITULO III

Sistemas de auscultación implementados.

III.1 Introducción capitular

El sistema de auscultación tiene como fin conocer el comportamiento de la presa, durante la etapa de construcción, para verificar hipótesis y criterios de diseño, o ajustar especificaciones de materiales y su colocación; y durante su vida útil, para detectar oportunamente cualquier anomalía que se presente y evaluar en todo momento su seguridad.

Particularmente en estos proyectos el sistema de Auscultación se orienta para conocer tres aspectos importantes: deformaciones del pedraplen, movimientos de las losas y juntas de la cara de concreto, niveles de agua y filtraciones dentro del pedraplén. Adicional se instrumentan las laderas para conocer posibles movimientos y niveles de agua.

III.2 Presa Aguamilpa

III.2.1 Cara de concreto

En la cara de concreto se instalaron extensómetros eléctricos tridimensionales, bidimensionales y unidimensionales, medidores mecánicos de juntas, algunas líneas referencias topográficas superficiales, y cuatro inclinómetros inclinados sobre las losas 10, 18, 22 y 32.

Tabla III.1. Tipo y cantidad de instrumentos instalados en la cara de concreto.

CARA DE CONCRETO	
Instrumento	Cantidad
Extensómetros tridimensionales	19
Extensómetros bidimensionales	1
Extensómetros unidimensionales	35
Medidores de junta tipo placa calibrador	45
Bases para mira topográfica	48
Inclinómetros inclinados	4
Ref. topográficas provisionales	161
Ref. topográficas en parapeto	94
Casetas de medición en corona.	4

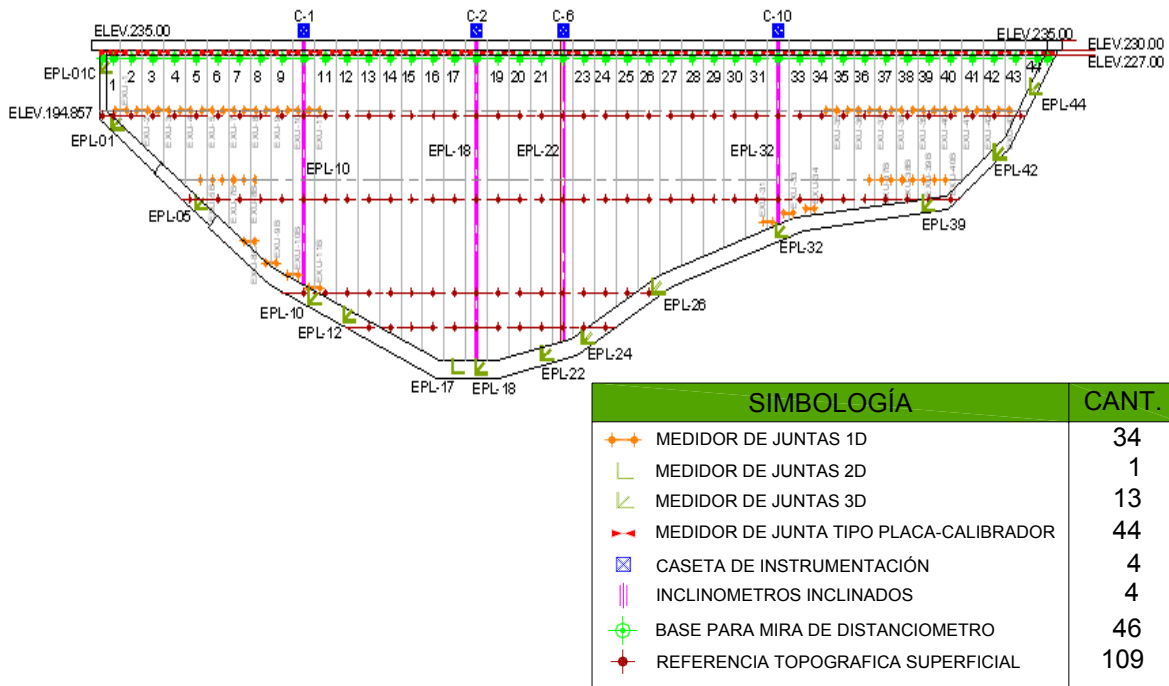


Figura III.1. Sistema de Auscultación, en la cara de concreto.

III.2.2 Pedraplén

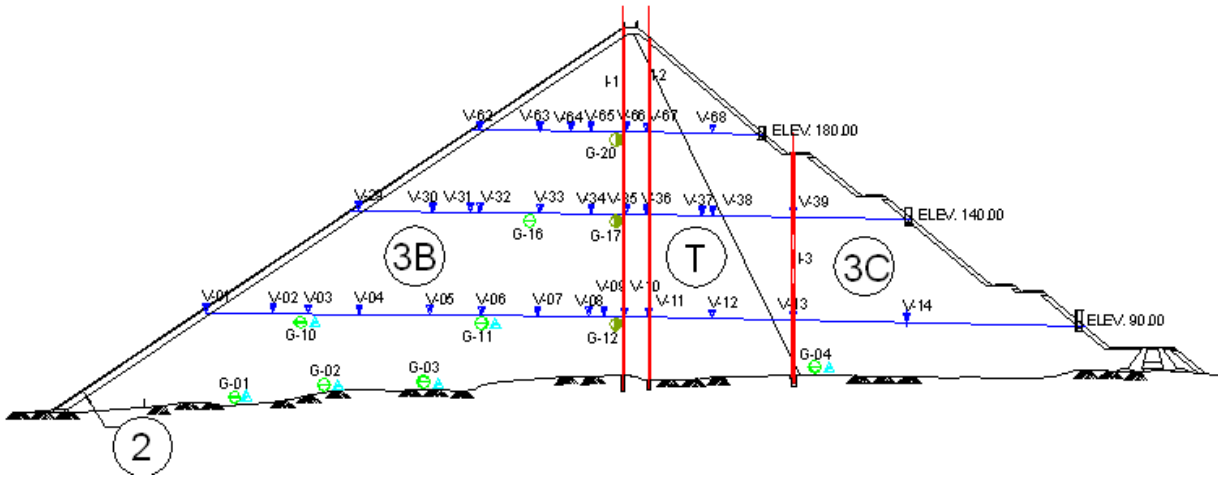
El pedraplén, se instrumentó en tres secciones paralelas al eje del río, que corresponden a las losas L-18, L-22 y L-27, y a tres elevaciones diferentes (90, 140, y 180 m), con inclinómetros, niveles hidráulicos de asentamiento, celdas de presión, extensómetros de barra, y piezómetros neumáticos. Además, se instalaron en el eje longitudinal de la presa líneas de referencias topográficas superficiales en la corona y talud aguas abajo.

Tabla III.2. Tipo y cantidad de instrumentos instalados en el terraplén.

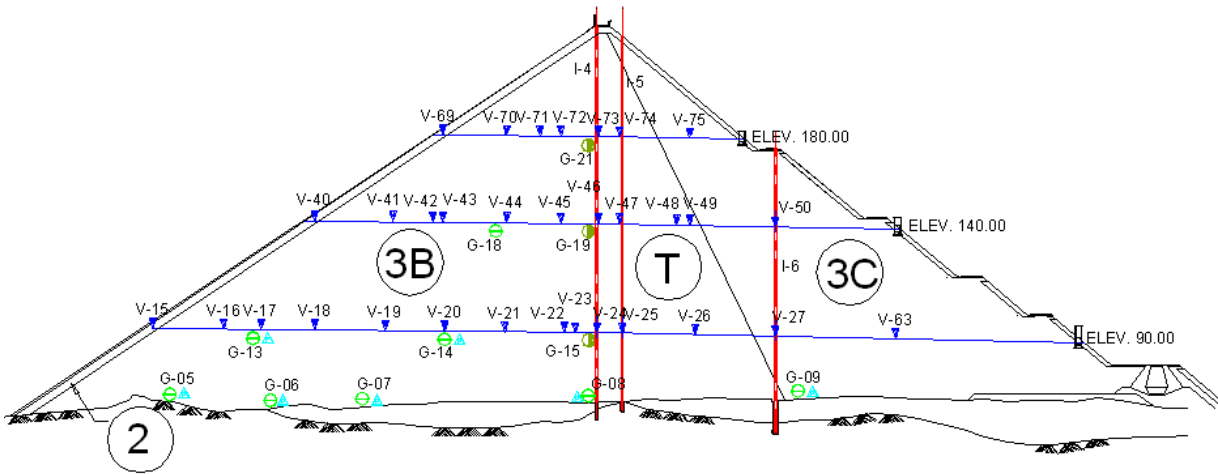
TERRAPLÉN	
Instrumento	Cantidad
Inclinómetros	8
Niveles hidráulicos de asentamiento	82
Celdas de presión total	84
Piezómetros neumáticos	15
Extensómetros lineales	42
Acelerógrafos	3
Referencias topográficas superficiales	83
Casetas de medición	6



EVALUACIÓN DE IMPLEMENTAR SISTEMAS DE AUSCULTACIÓN EN LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO CASO DE ESTUDIO: PRESAS AGUAMILPA, EL CAJÓN, NAY. Y LA YESCA, JAL



SIMBOLOGÍA		CANT.
	GRUPO DE 6 CELDAS DE PRESIÓN	3
	GRUPO DE 3 CELDAS DE PRESIÓN	7
	NIVELES HIDRÁULICOS DE ASENTAMIENTOS	32
	INCLINÓMETRO	3
	PIEZÓMETRO NEUMÁTICO	6



SIMBOLOGÍA		CANT.
	GRUPO DE 6 CELDAS DE PRESIÓN	3
	GRUPO DE 3 CELDAS DE PRESIÓN	8
	NIVELES HIDRÁULICOS DE ASENTAMIENTOS	32
	INCLINÓMETRO	3
	PIEZÓMETRO NEUMÁTICO	7

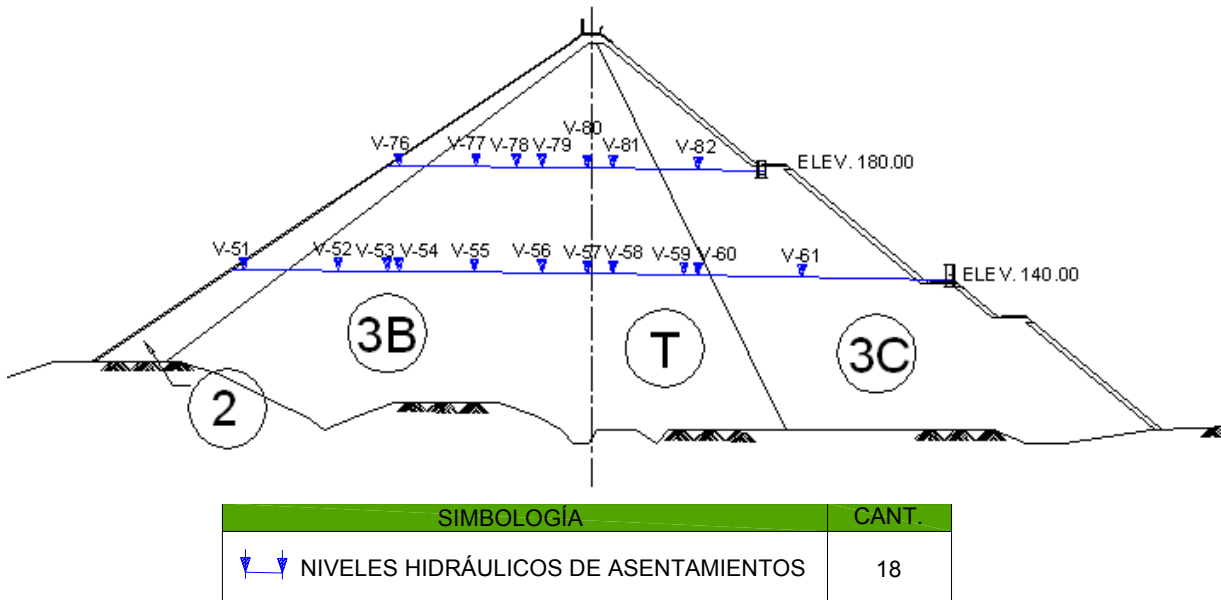


Figura III.2. Sistema de Auscultación, en las secciones L-18, L-22 y L-27.

III.2.3 Laderas

En la ladera izquierda se instalaron inclinómetros, piezómetros abiertos, extensómetros de barra, y algunas referencias topográficas; y en las galerías de inspección y drenaje piezómetros y dispositivos de aforo.

Tabla III.3. Tipo y cantidad de instrumentos instalados en las laderas y galerías.

LADERAS Y GALERÍAS	
Instrumento	Cantidad
Piezómetros abiertos	5
Dispositivos de aforo	15
Extensómetros de barra	70

III.3 Presa El Cajón

III.3.1 Cara de concreto

Para absorber los movimientos relativos de la cortina fueron construidas las juntas entre las losas de arranque y el plinto, y entre las losas y losas- parapeto, de tal manera que las juntas absorbieran los movimientos relativos de la cortina sin comprometer la integridad del elemento impermeable (Fig.III.3).



Para conocer la evolución y magnitud de los movimientos se diseño e instaló la instrumentación siguiente:

1. En la junta perimetral (losas de arranque-plinto), se instalaron 10 extensómetros eléctricos tridireccionales para conocer los movimientos en tres direcciones ortogonales entre sí.
2. Junta losa-parapeto, se instalaron ocho extensómetros eléctricos bidireccionales al centro de la cortina para conocer los movimientos relativos a nivel del parapeto.
3. Juntas entre las losas y parapeto, se instalaron 12 extensómetros mecánicos para conocer los movimientos relativos a la elevación 391 m.s.n.m.
4. Juntas entre las losas centrales se instalaron 6 extensómetros eléctricos unidireccionales en las elevaciones 330 y 361 m.s.n.m. de las losas centrales L-20 a L-23, para conocer los probables efectos de compresión.
5. Juntas de tensión en las losas de ambas márgenes se instalaron 20 extensómetros eléctricos unidireccionales a la elevación 370 m.s.n.m., para conocer las aberturas por efectos de tensión. Durante la construcción las losas con juntas sujetas a tensión fueron modificadas reduciendo su ancho a 7,50 m, con el fin de aceptar mayores deformaciones sin daños en las losas.
6. Tres inclinómetros inclinados dentro de las losas de las secciones L-16, L-21 y L-26, se instalaron con la finalidad de conocer la geometría de las losas, ante el empuje hidráulico.

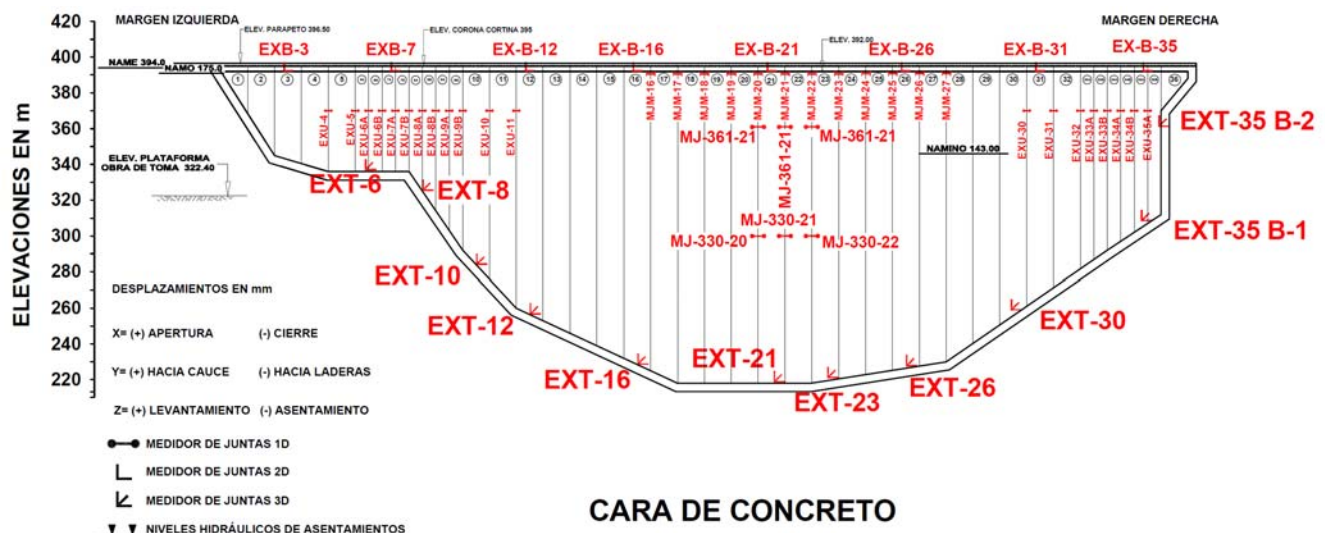


Figura III.3. Instrumentación en la cara de de concreto.

III.3.2 Pedraplén

Para conocer las deformaciones del terraplén durante la construcción (Figs. III.4 a 6), primer llenado y operación se instrumentaron tres secciones L-16, L-21 y L-26, con:

1. 103 niveles hidráulicos.
2. 153 referencias superficiales.
3. Seis inclinómetros, tres en el material T y tres en el material 3C.
4. 10 piezómetros eléctricos.
5. Un vertedor de aforo rectangular en la galería de filtraciones al pie del talud, sección L-21.

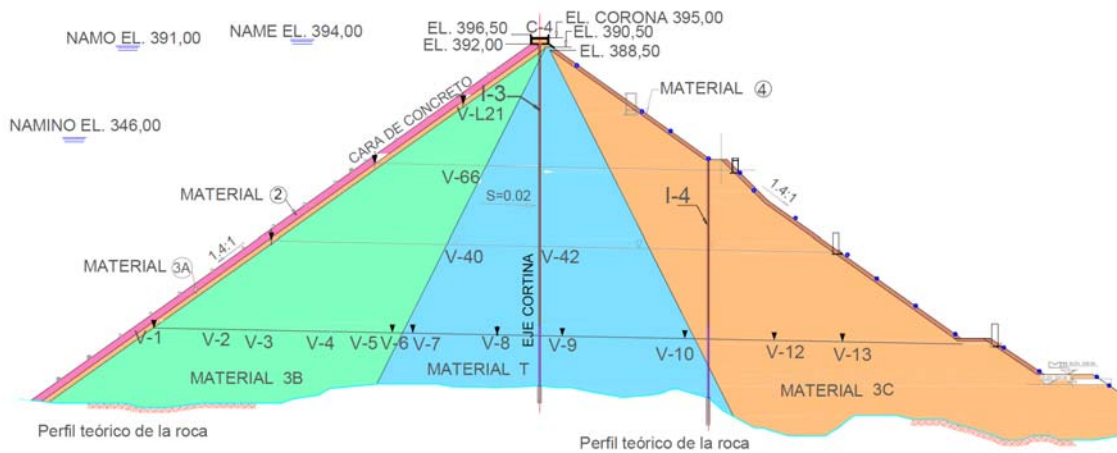


Figura III.4. Instrumentación en la sección L-16.

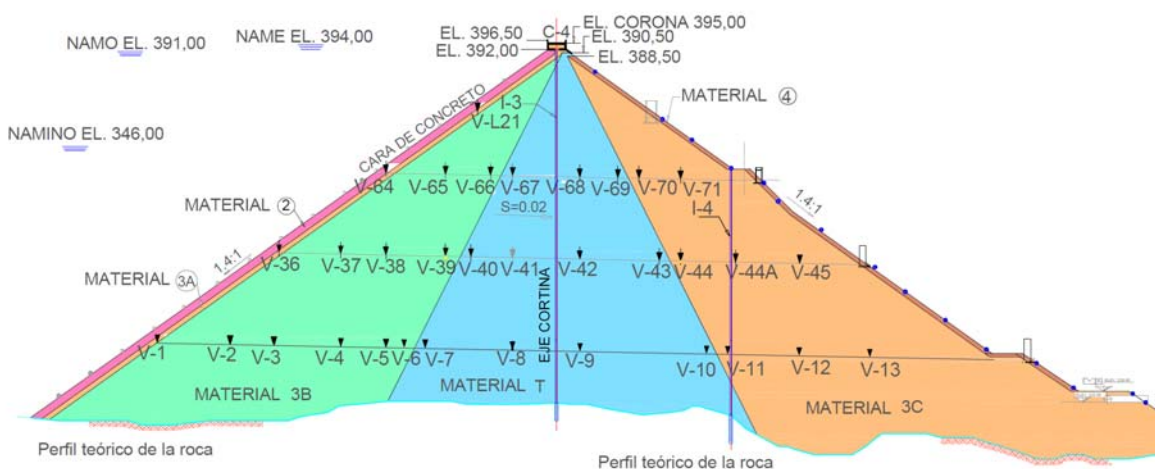


Figura III.5. Instrumentación en la sección L-21.

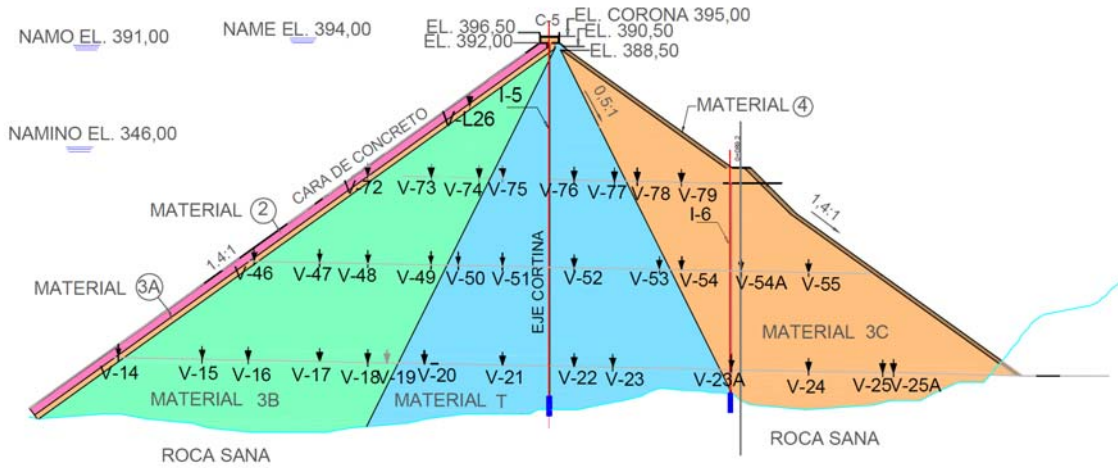


Figura III.6. Instrumentación en la sección L-26.

III.3.3 Laderas

Para conocer la efectividad de las pantallas de estanqueidad y de drenaje se instalaron piezómetros en las seis galerías, así como sistemas de aforo en cada una de ellas (Figs. III.7 y 8).

En la margen izquierda:

- 7 piezómetros con dos bulbos en GI1.
- 10 piezómetros con dos bulbos en GI2.
- 9 piezómetros con dos bulbos en GI3.

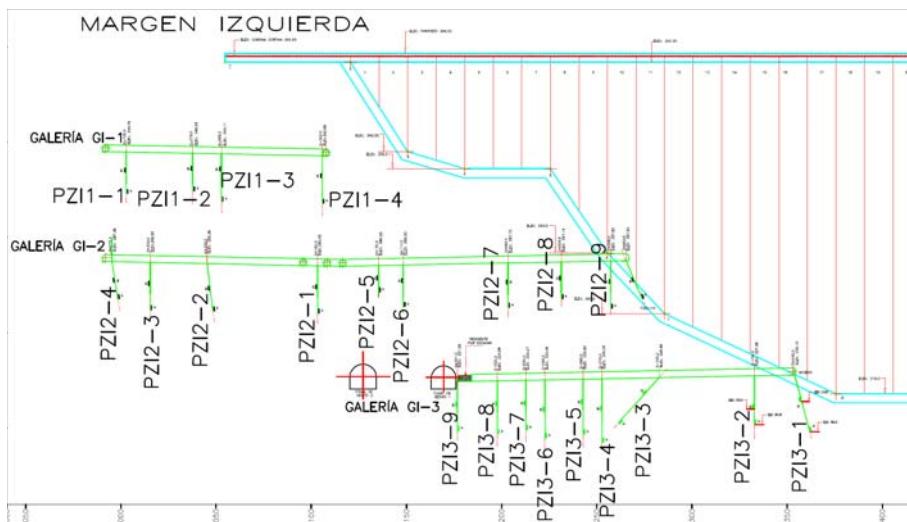


Figura III.7. Piezómetros en las galerías de la margen izquierda.



En la margen derecha:

- 9 piezómetros con dos bulbos en GD1.
- 17 piezómetros con dos bulbos en GD2.
- 12 piezómetros con dos bulbos en GD3.

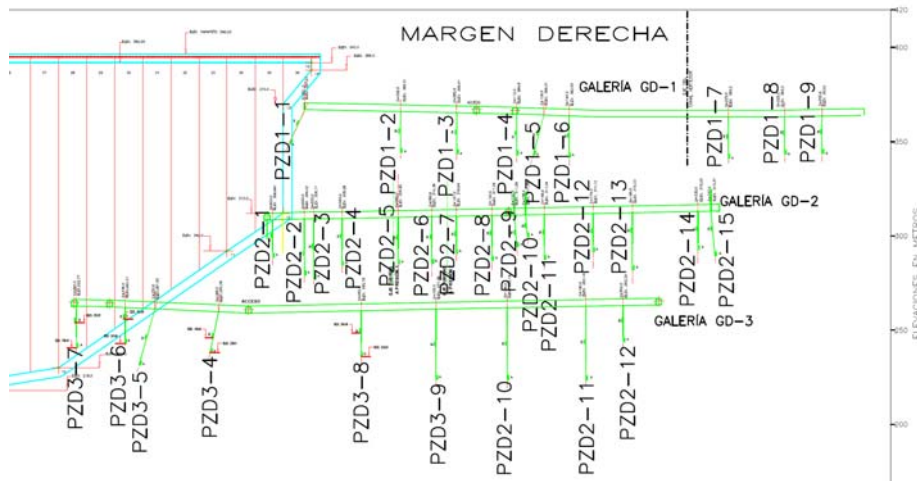


Figura III.8. Piezómetros en las galerías de la margen derecha.

III.3.4 Obra de excedencias

Debido a que se presentaron movimientos en los cortes del canal de llamada de la margen derecha durante la construcción, se instalaron 15 extensómetros de barra, 17 referencias superficiales y 4 inclinómetros (Fig. III.9).

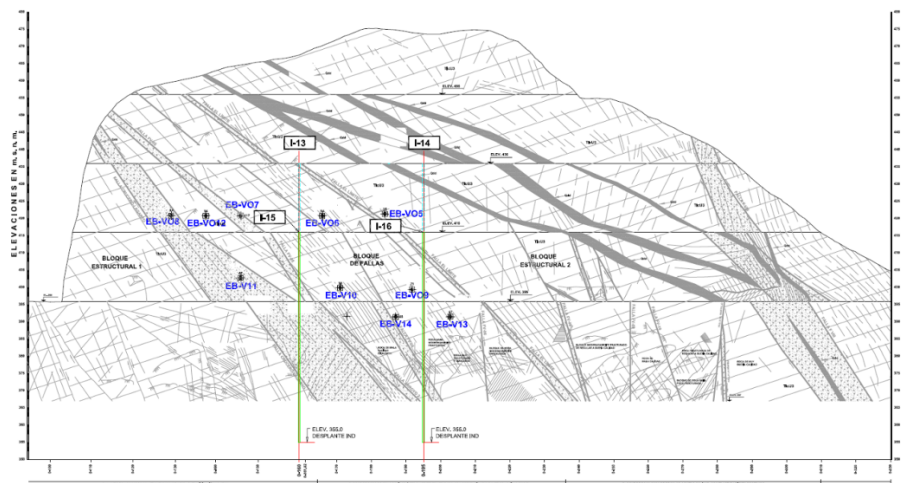


Figura III.9. Geología, ubicación de extensómetros e inclinómetros talud derecho del canal de llamada de la obra de excedencias.



III.3.5 Obra de generación

Casa de máquinas

Para verificar la estabilidad de los cortes de las bóveda de casa de máquinas durante la construcción se instalaron 16 extensómetros de barra, 10 en la pared aguas abajo y 6 en la pared aguas arriba.

Desfogue

Se tienen dos inclinómetros y dos extensómetros para conocer la estabilidad de los cortes en la zona de desfogue de las aguas turbinadas.

Subestación

Instrumentada con cuatro extensómetros de barra para verificar los cortes donde se aloja la subestación.

III.4 Presa La Yesca

Hasta el momento el sistema de auscultación está integrado en la margen izquierda por la obra de desvío, obra de excedencias (taludes y bermas), galerías de inspección; y en la margen derecha por subestación (taludes y bermas), obra de toma, recinto de casa de máquinas, galerías de oscilación y galerías de inspección. Es importante recordar que parte de esta instrumentación será parte de la definitiva al término de la construcción, alguna se perderá por los procesos de construcción.

Los principales objetivos del sistema en la etapa de construcción de este proyecto son:

1. Delimitar la zona inestable en superficie y a profundidad.
2. Conocer la velocidad y dirección de los desplazamientos.
3. Verificar la efectividad de las medidas de estabilización.
4. Verificar la estabilidad de los taludes en los portales de entrada y salida de los túneles de desvío.
5. Verificar la estabilidad de los taludes de la obra de excedencias.
6. Informar los resultados a las autoridades para una oportuna toma de decisiones.



III.4.1 Obra de desvío.

Portales de entrada y salida.

En los cortes de los portales de entrada y salida se instrumentaron con extensómetros de barra, actualmente se tienen 6 en el portal de entrada y 3 en el portal de salida, fueron instalados con el objetivo de verificar la estabilidad de los cortes y la efectividad de los tratamientos.

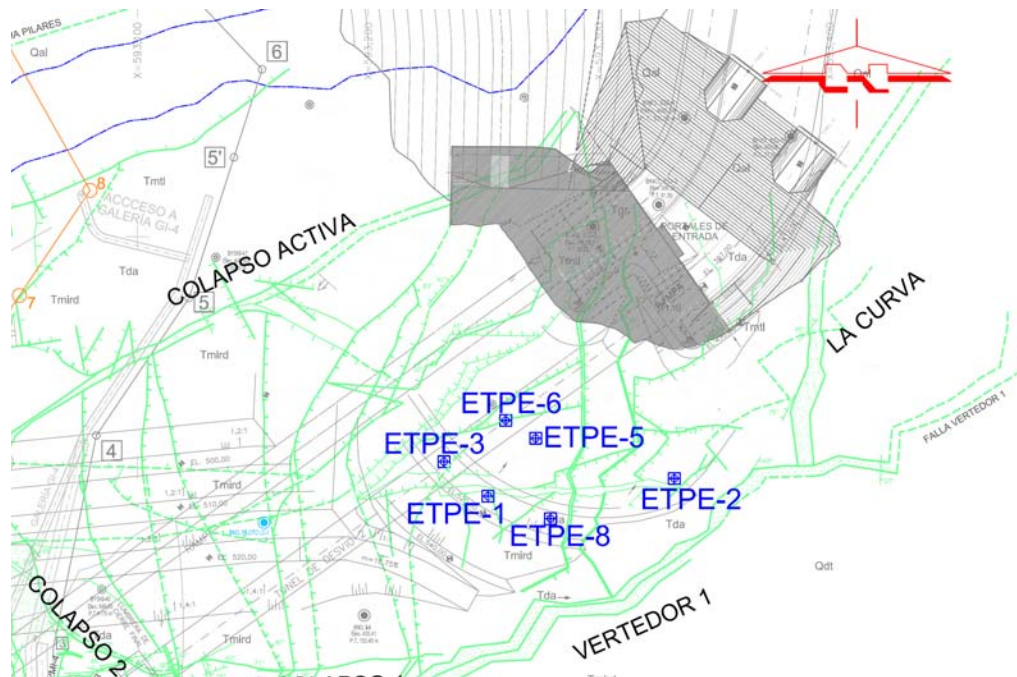


Figura III.10. Extensómetros en el portal de entrada de la obra de desvío.

Túnel 1

Con el fin de conocer la evolución de las fallas que atraviesan el túnel 1 se instalaron 6 medidores de juntas tridireccionales, en las diferentes fallas y estructuras dentro del túnel.

Adicional a los medidores se instalaron 24 referencias a lo largo del túnel, entre los Cad. 0+000 al 0+700 (túnel) y 0+000 al 0-120 (túnel falso) y un inclinómetro IT1-1 que cruza la falla Colapso activa y fallas paralelas abajo del piso del túnel 1.

Túnel 2.

Con el fin de conocer la evolución de las fallas que atraviesan el túnel 2 se instalaron 5 medidores de juntas tridireccionales y 21 referencias topográficas.

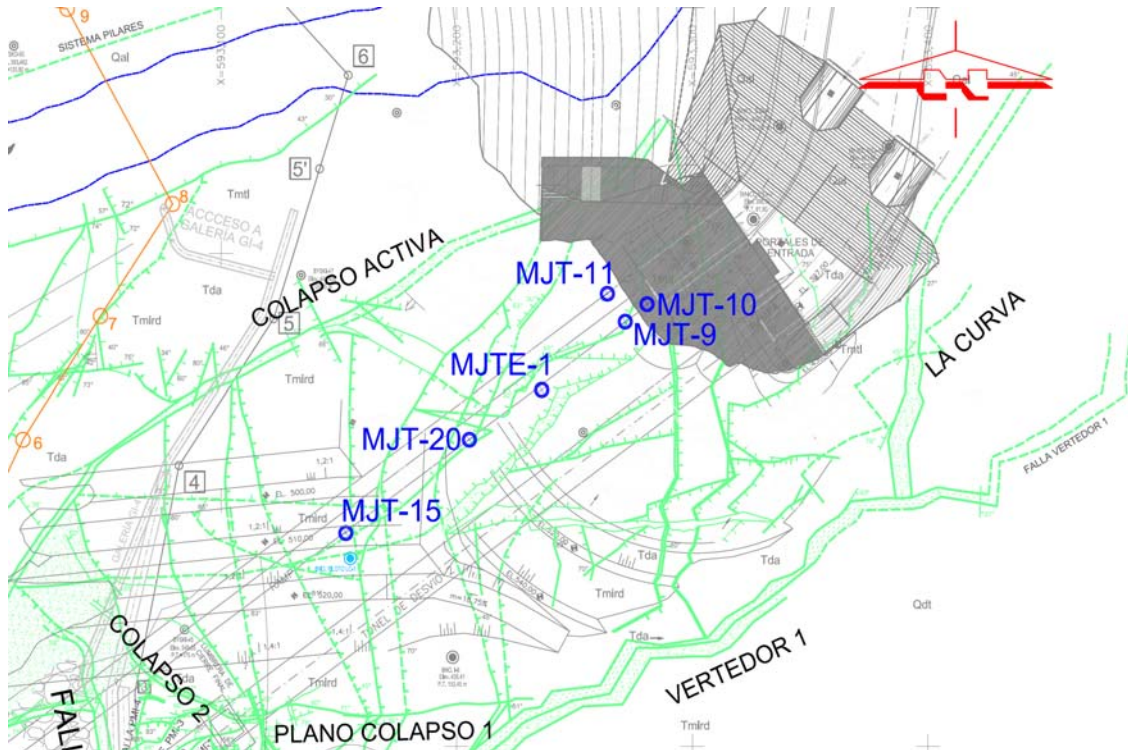


Figura III.11. Medidores de juntas tridireccional en el túnel 1.

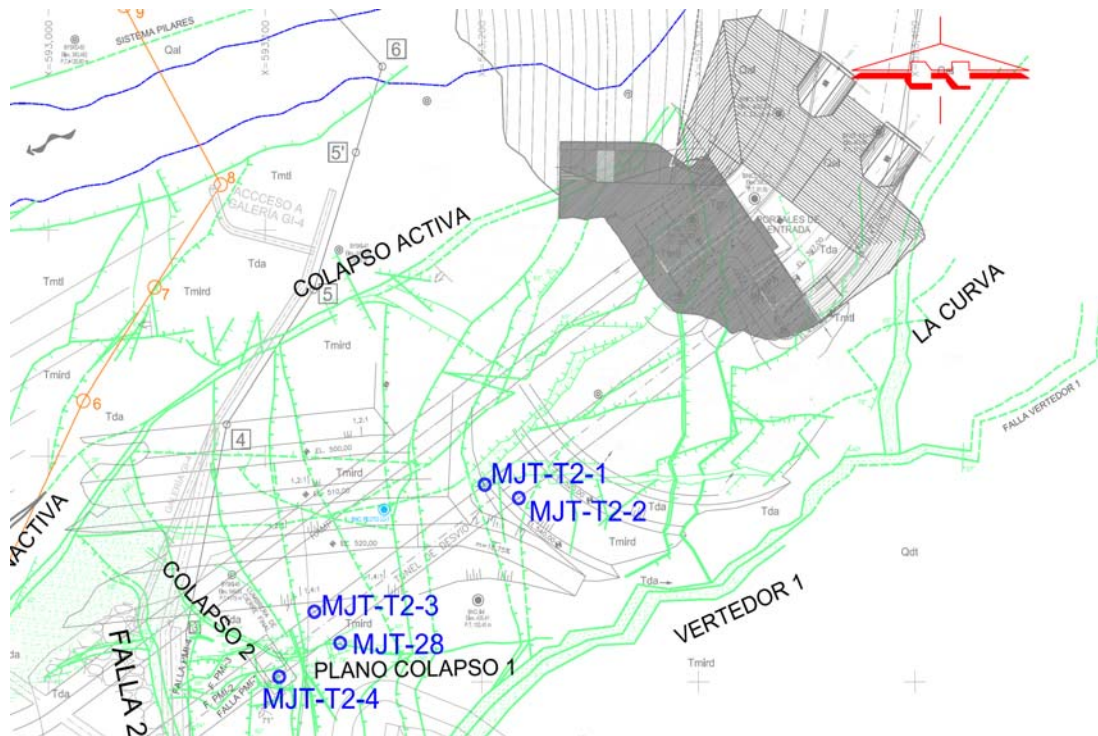


Figura III.12. Medidores de juntas tridireccional en el túnel 2.

III.4.2 Zona exterior margen izquierda.

Instrumentada con 5 líneas de referencias topográficas, 10 inclinómetros y dos medidores de juntas.

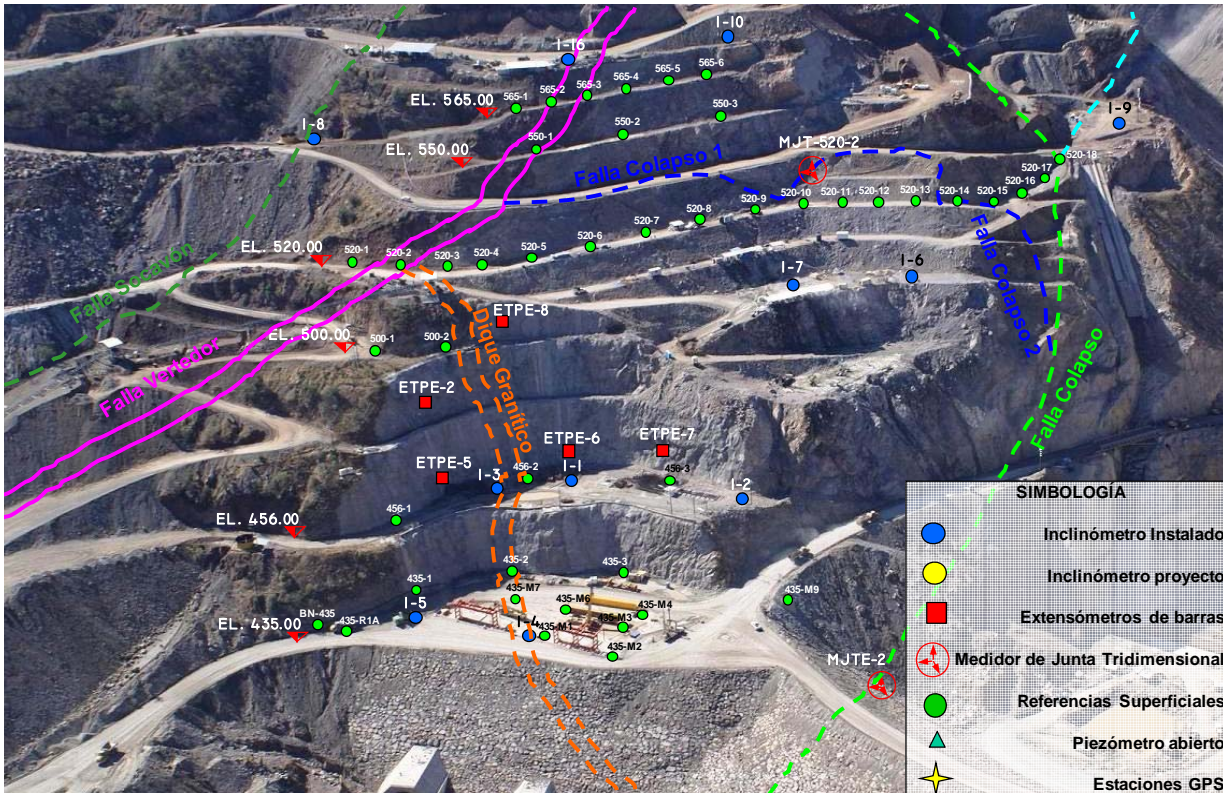


Figura III.13. Instrumentación en la zona exterior de la obra de desvío, en la margen izquierda.

III.4.3 Obra de excedencias.

En la obra de excedencias se tienen instalados 9 inclinómetros, 4 líneas de referencias topográficas, 24 extensómetros de barra y 7 piezómetros. Actualmente aun siguen en construcción, por lo que el sistema de auscultación aun no es el definitivo. En la figura

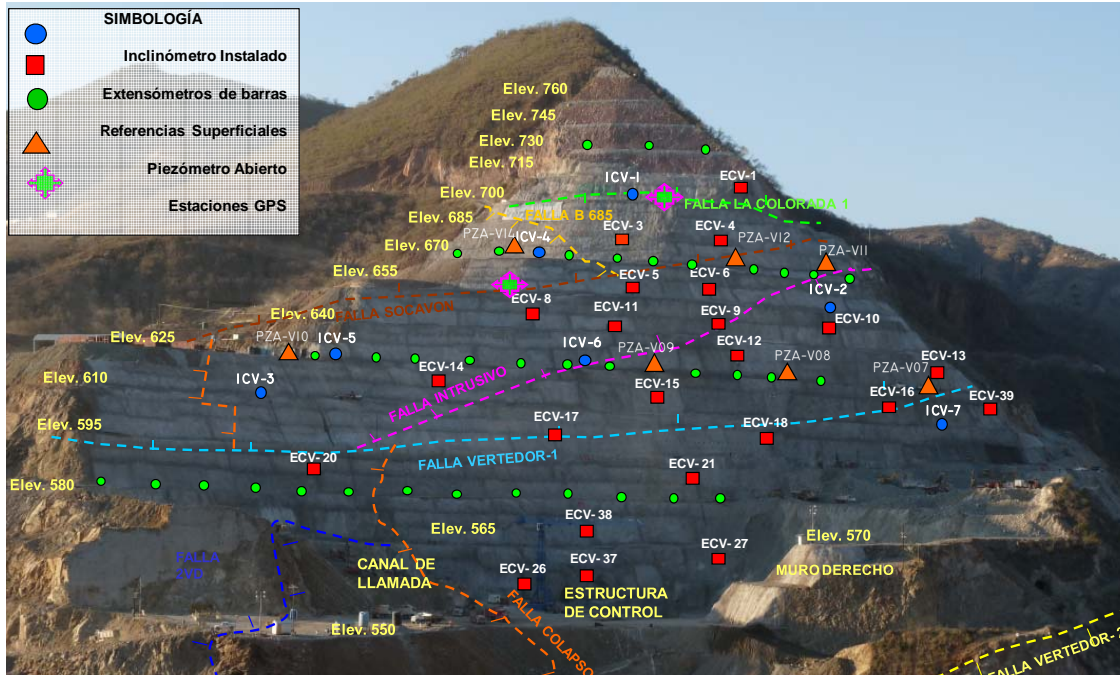


Figura III.14. Instrumentación en la Obra de excedencias.

III.4.4 Subestación.

Cuenta con una línea de referencias topográficas, 14 extensómetros de barra, 2 inclinómetros, un piezómetro abierto y una estación remota GPS.

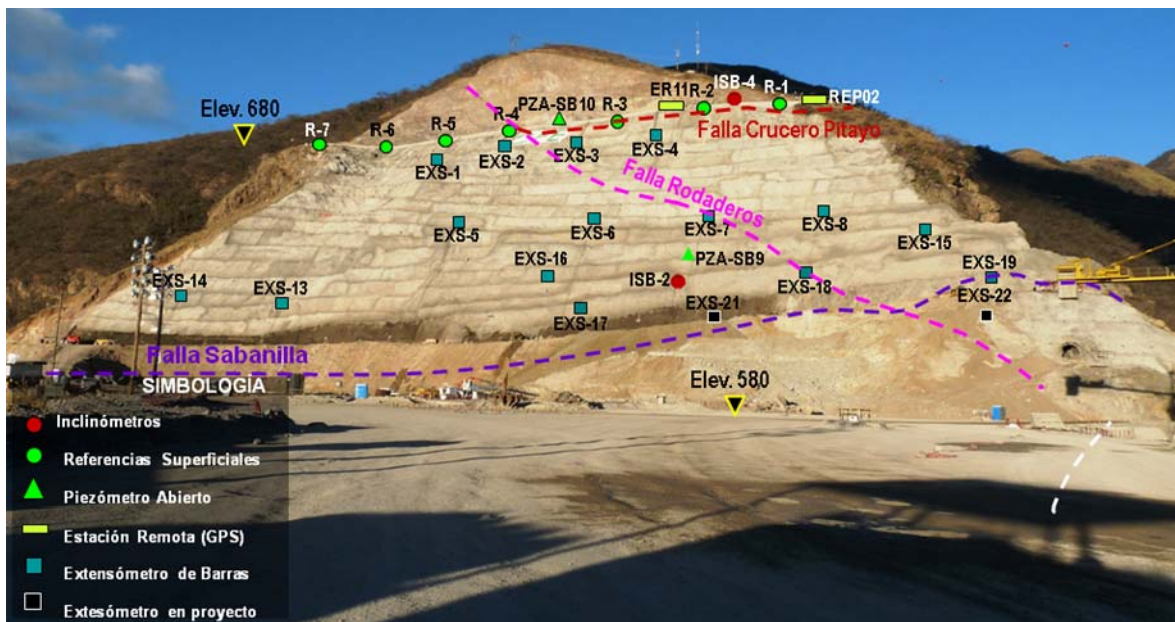


Figura III.15. Instrumentación en la Subestación.

III.4.5 Obra de toma.

Cuenta con una línea de referencias topográficas, 12 extensómetros de barra, 3 inclinómetros y 3 piezómetros abiertos.

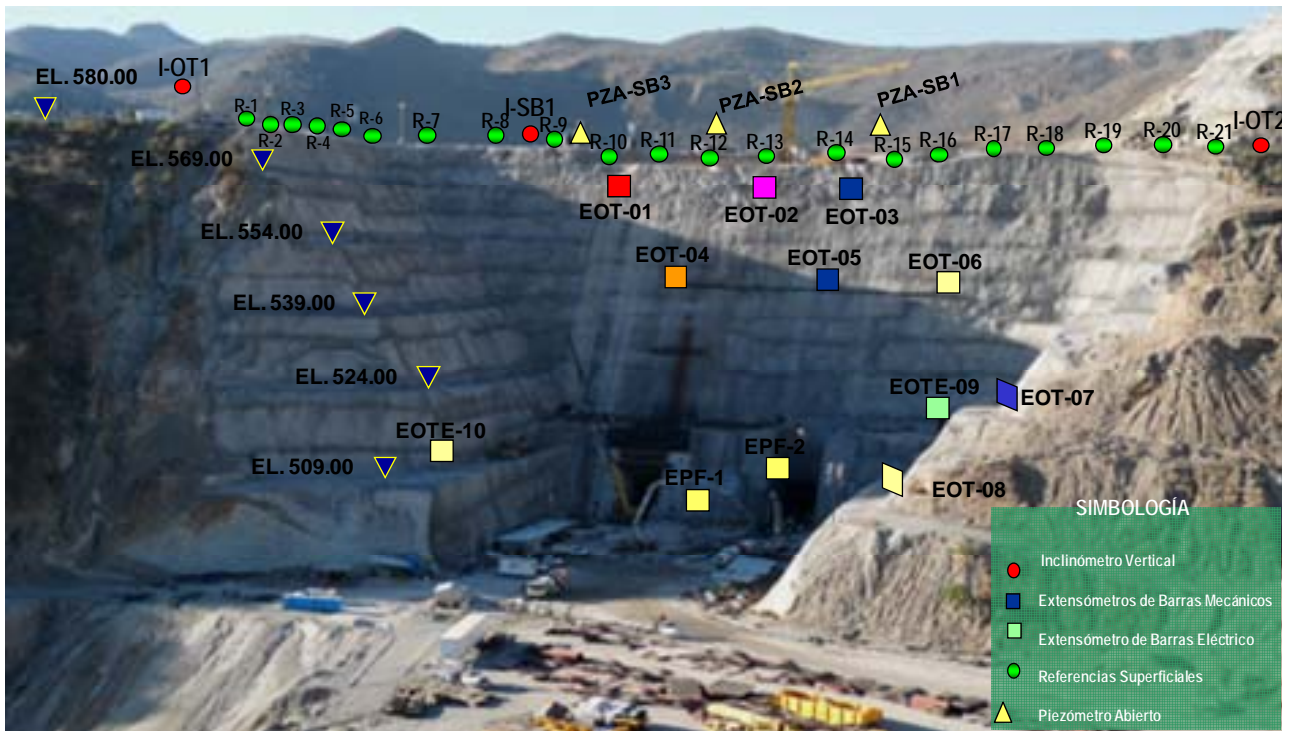
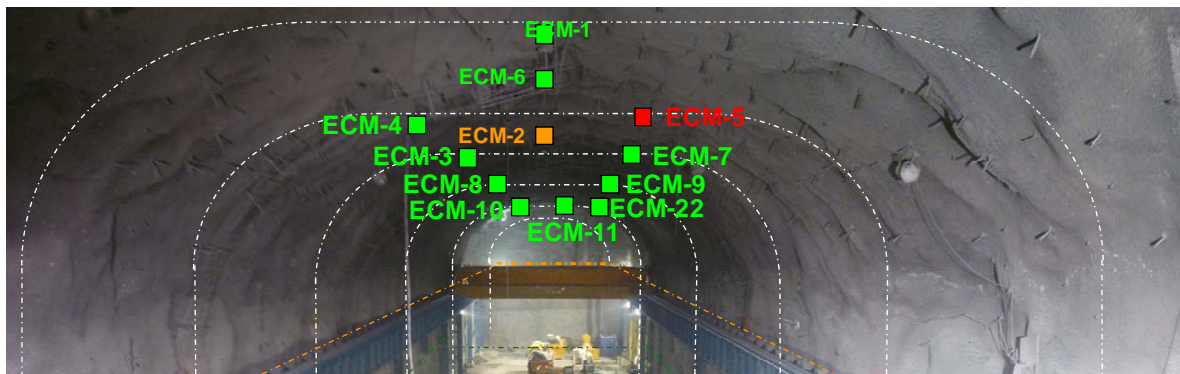


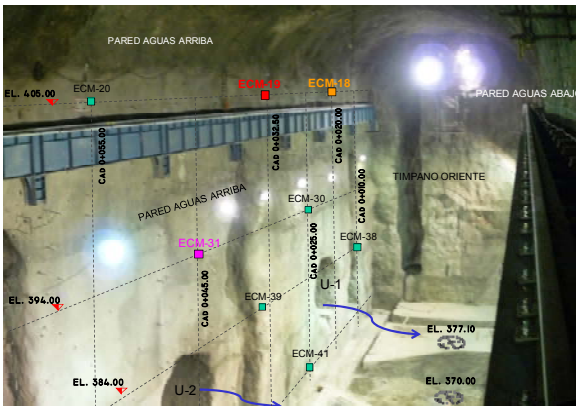
Figura III.16. Instrumentación en la Obra de Toma.

III.4.6 Casa de máquinas.

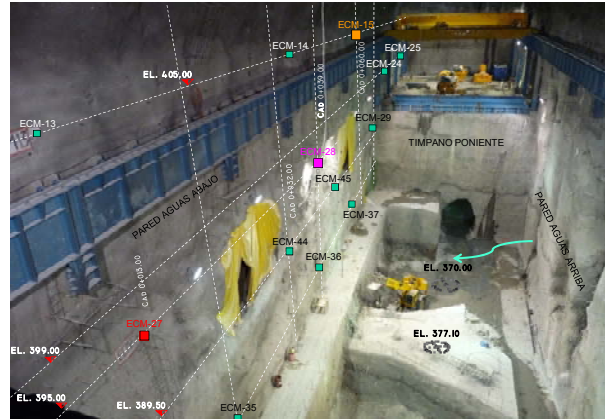
Cuenta con 12 extensómetros de barra instalados en bóveda de casa de maquinas, 8 en la pared aguas arriba y 12 en la pared aguas abajo.



a) Boveda



b) Pared aguas arriba



c) Pared aguas abajo

Figura III.17. Instrumentación en la Casa de máquinas.

III.4.7 Galería de oscilación.

Cuenta con 7 extensómetros en la bóveda, y dos en cada una de las paredes aguas abajo y aguas arriba.

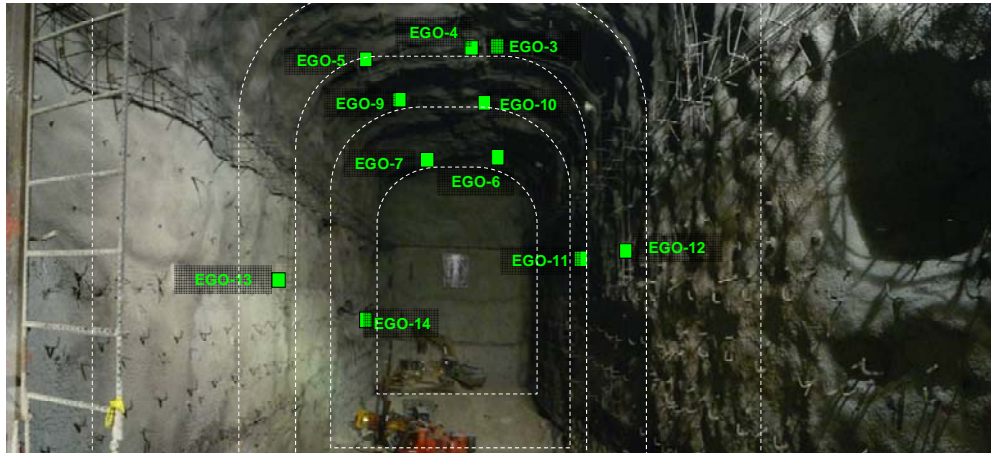


Figura III.18. Instrumentación en la Galería de oscilación.



CAPITULO IV

Análisis y resultados de la instrumentación.

IV.1. Introducción capitular.

La evaluación de comportamiento y desempeño de una estructura es el mejor método para identificar problemas potenciales, para determinar si las suposiciones fueron acertadas, para reducir el grado de incertidumbre de la estructura evaluada, Y para obtener nuevos conocimientos aplicables a otras estructuras. Y, principalmente, para tomar oportunamente acciones correctivas en caso de que sean necesarias

IV.2. Presa Aguamilpa

IV.2.1 Pedraplen

Para conocer las deformaciones en el cuerpo del pedraplen se elaboran curvas de igual de asentamiento, con los datos instrumentales de los niveles hidráulicos de asentamiento, inclinómetros y referencias topográficas. Durante el primer llenado los mayores asentamientos se presentan en el material T y 3C, como se muestra en la figura IV.1.

Con el inicio del llenado del embalse la cortina quedó sujeta a una condición de carga, y comenzaron a presentarse contrastes grandes entre las deformaciones de los tres materiales principales que conforman el pedraplén. La diferencia de deformaciones entre los materiales originó asentamientos diferenciales que provocaron agrietamientos en las losas del tercio superior de la cara de concreto y a la elevación 180 m la principal de ellas entre las losas L-18 a L-22.

Actualmente la velocidad de deformación ha disminuido con respecto a la que se presentó durante el llenado y los primeros años de operación, por lo que los efectos provocados por la deformación diferencial del pedraplén, se esperan que impacten en menor medida a los agrietamientos que se desarrollan las losas de la cara de concreto.

Como consecuencia de las diferencias de deformación entre los materiales del pedraplén, en las losas de la cara de concreto se originaron geometrías con doble curvatura que ocasionaron agrietamientos en los puntos de flexión y en las zonas de tensión de las losas, aproximadamente al tercio superior de la altura de la cortina; en la elevación 180 m se ubica la grieta de mayor desarrollo y apertura.



EVALUACIÓN DE IMPLEMENTAR SISTEMAS DE AUSCULTACIÓN EN LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO CASO DE ESTUDIO: PRESAS AGUAMILPA, EL CAJÓN, NAY. Y LA YESCA, JAL

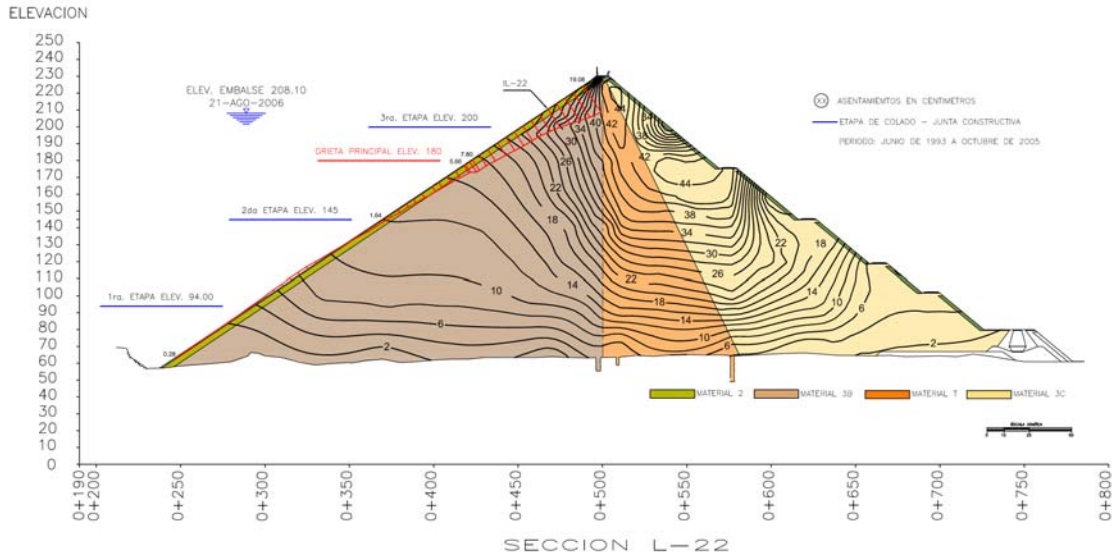


Figura IV.1 Configuración de la deformación del pedraplen y cara de concreto de la presa Aguamilpa, Sección Transversal L-22 (Junio de 1993 a Agosto de 2006).

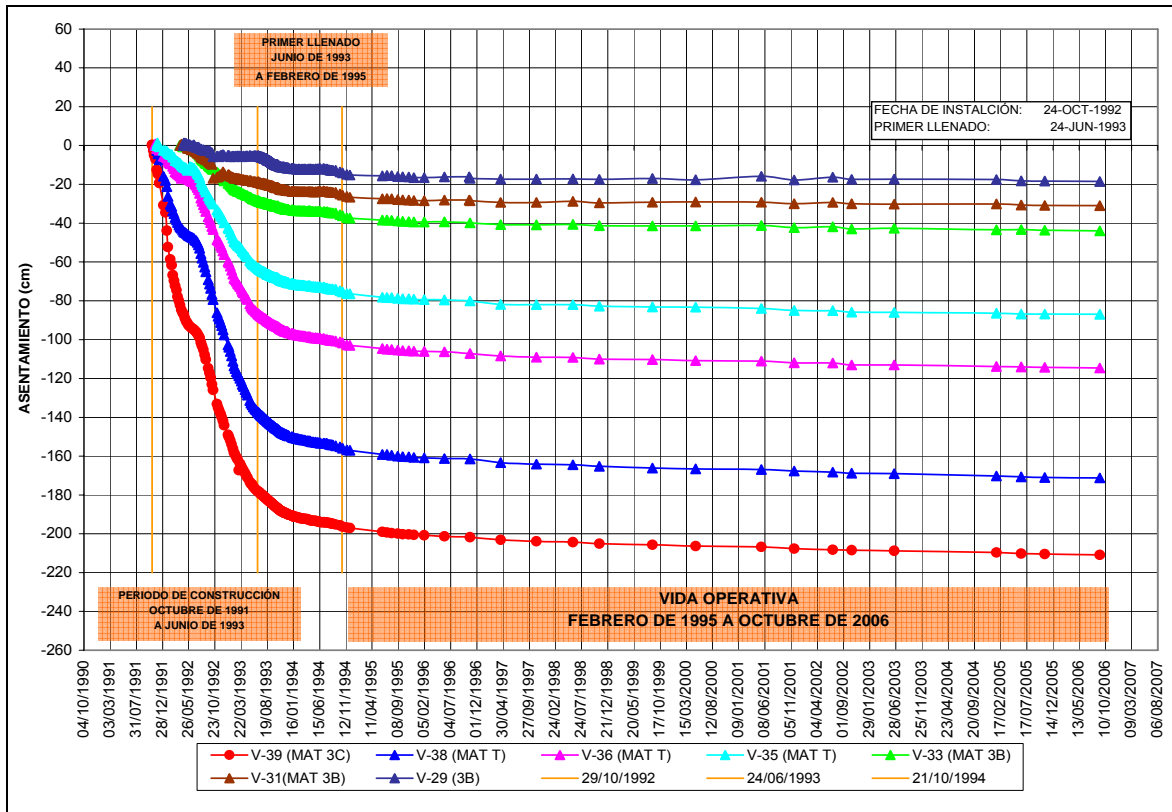


Figura IV.2 Evolución de los asentamientos registrados en los niveles hidráulicos de asentamientos de la sección L-18 (Junio de 1993 a Agosto de 2006).



IV.2.2 Cara de concreto

Con los datos instrumentales se observo que los movimientos en las juntas se encontraban por debajo del diseño de los sellos descartando aportación de agua por las juntas. Se verificaron los desplazamientos en los inclinómetros inclinados de la cara de concreto donde se observaron discontinuidades en la curva de desplazamientos en las elevaciones 70, 94, 120, 145 y 180 m, algunas de estas coincidían con juntas de construcción como son las elevaciones 94 y 145 m.

En las graficas de los inclinómetros inclinados alojados en la cara de concreto mostraron incremento en su desplazamiento a la elevación 180 m (figura IV.3), por lo que con ese antecedente se realizo una inspección subacuática, detectándose una grieta con apertura de 1,5 cm y aproximadamente 75 m de longitud (de la losa L-18 a L-22).

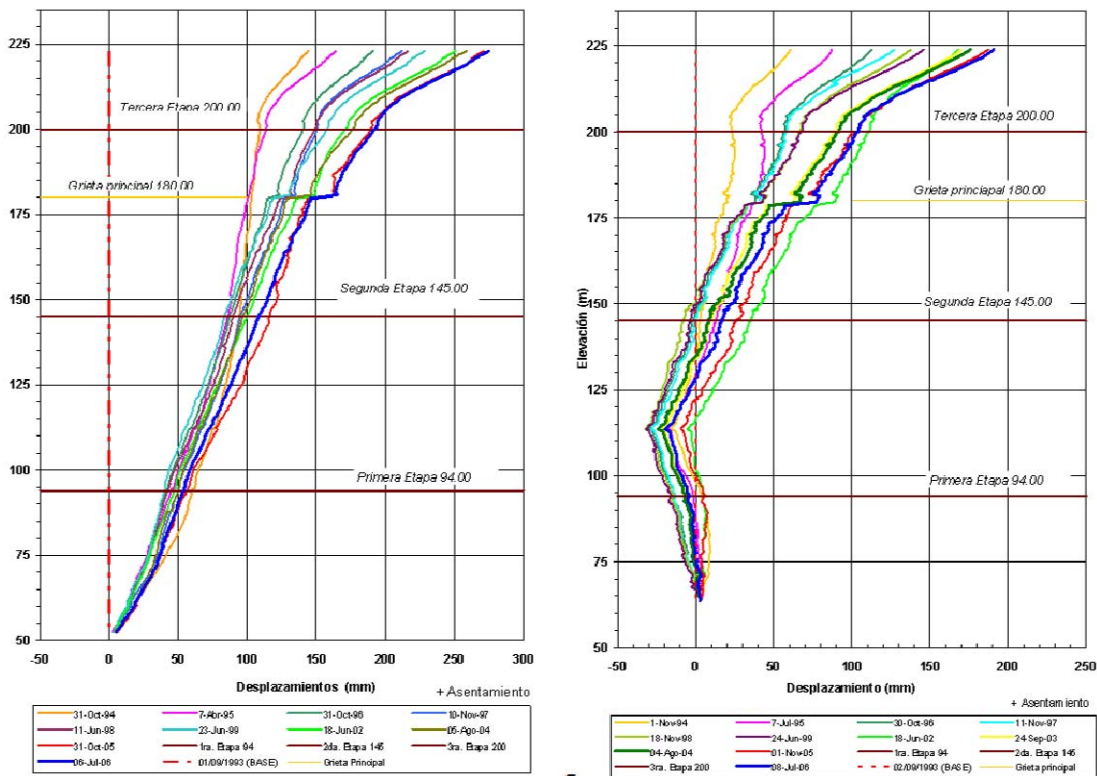


Figura IV.3 Inclinómetros inclinados en la cara de concreto sección L18 y L-22.

Movimientos en las juntas

Conocer los movimientos en las juntas de la cara de concreto es importante para evaluar si existen deformaciones excesivas en los sellos que junto con las losas forman la pantalla impermeable de la cortina. En la figura IV.4 se muestra la instrumentación instalada en la cara de concreto y las magnitudes de los movimientos.



a). Junta perimetral losa-plinto

Los mayores desplazamientos ocurrieron durante el llenado del vaso de almacenamiento, en dirección axial y normal en el periodo de junio a diciembre de 1994, con magnitudes de 1,9 y 1,6 cm en las losas 32 y 26 respectivamente. Actualmente la tendencia estable.

Solamente en las juntas de la losa 22 y 32 se incrementan los movimientos asociados a la topografía de la boquilla, ya que en donde están instalados los instrumentos se tienen cambios de pendientes importantes. La magnitud de los movimientos son menores de 3 cm desde el inicio de las mediciones, es importante mencionar que por diseño que la máxima apertura de los sellos es de 15 m.

b). Juntas verticales

Los instrumentos instalados en estas juntas están instalados en zonas de tensión, por lo que se registran aperturas, la mayores magnitudes son de 0, y 1 cm en la losas 4-5 y 6-7 de la margen izquierda y 37-38 y 38-39 de la margen derecha, en las elevación 195 m en ambas márgenes, (Figura IV.5)

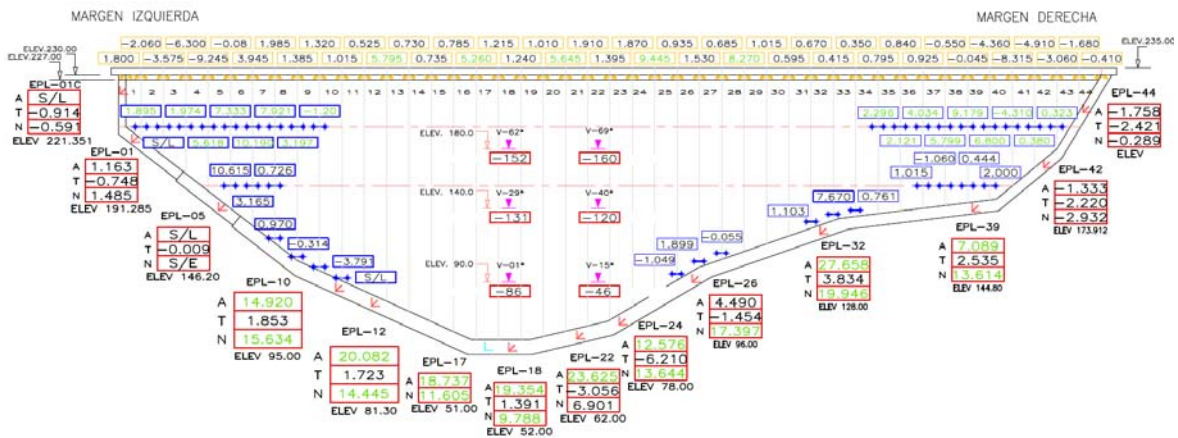


Figura IV.4 Magnitudes en las juntas de la cara de concreto.

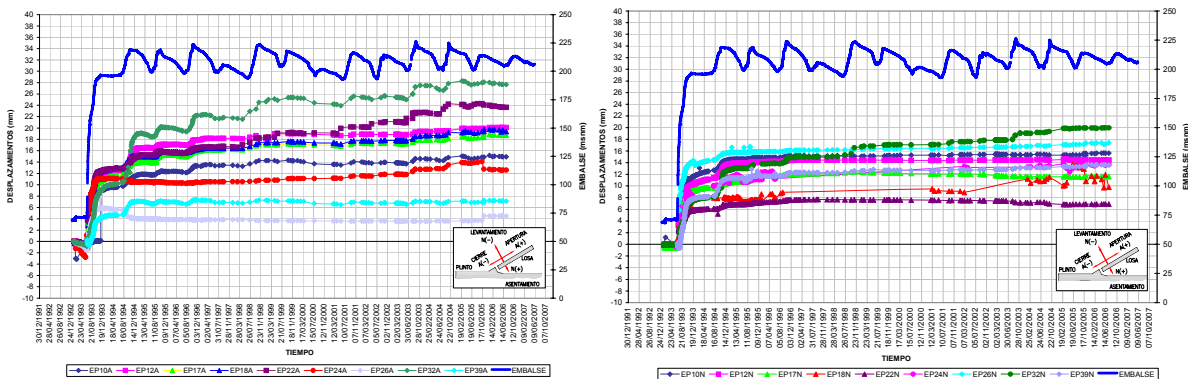


Figura IV.5 Movimientos de apertura y asentamiento en los medidores de juntas tridimensionales, junta perimetral.



IV.3. Presa El Cajón

IV.3.1 Embalse y precipitación pluvial

El primer llenado inició el 14 de julio de 2006 con el cierre del túnel de desvío No. 2 y concluyó el 16 de febrero de 2007 con las pruebas de operación de la Unidad 2. La evolución del llenado fue similar a la obtenida con los análisis estadísticos de los volúmenes de escurrimiento anual para un año medio (Figura IV.6).

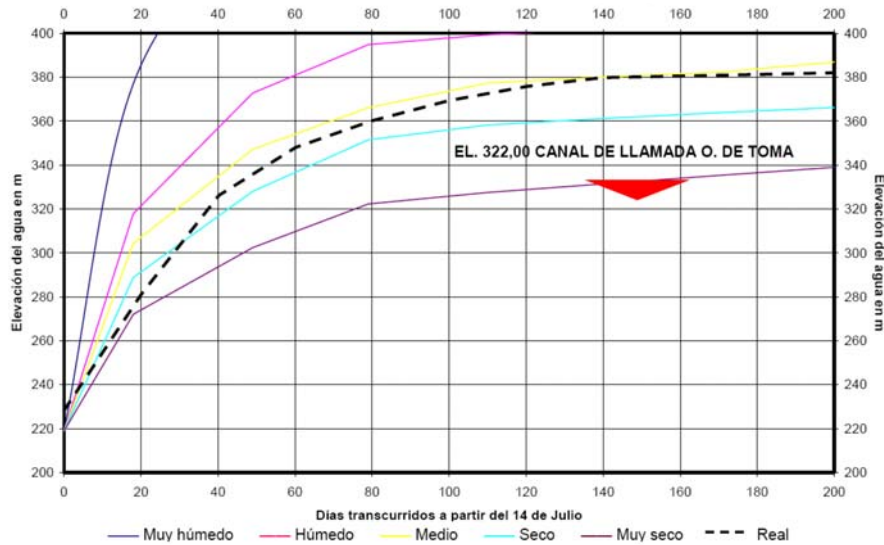


Figura IV.6. Evolución del primer llenado del embalse.

Las precipitaciones pluviales se presentan principalmente entre junio y octubre, con lluvias esporádicas los primeros días del año, según la información recabada en la estación climatológica de la Central (Figura IV.7).

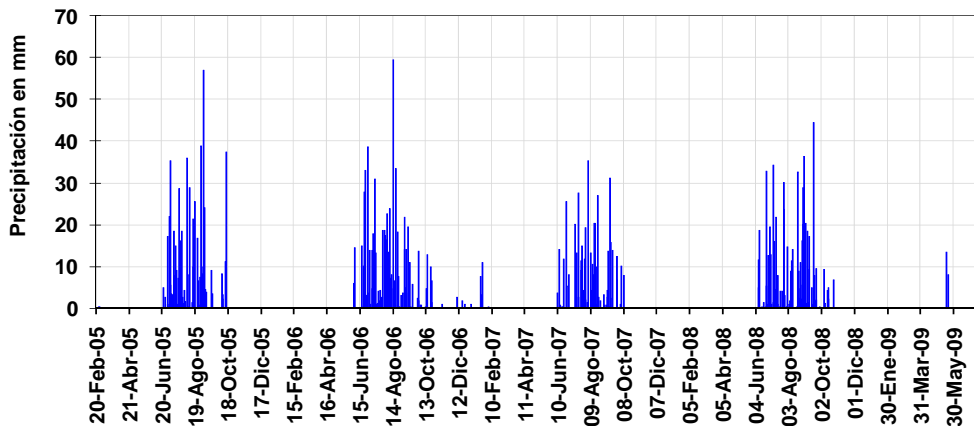


Figura IV.7 Precipitaciones pluviales diarias (2005-2009).



IV.3.2 Cara de concreto

Construcción

La cara de concreto se construyó de enero de 2005 a diciembre de 2006 en cinco etapas (Figura IV.8):

- Primera:
 - 19 losas de arranque, del 10 de enero al 19 de abril de 2005.
 - 19 losas de la cara, del 1 de marzo al 31 de mayo de 2005.
- Segunda:
 - 9 losas de arranque, del 20 de junio al 14 de octubre de 2005.
 - 27 losas de la cara, del 1 de septiembre al 15 de diciembre de 2005.
- Tercera:
 - 8 losas de arranque, del 1 de febrero al 29 de abril de 2006.
 - 34 losas de la cara, del 31 de marzo al 30 de junio de 2006.
- Cuarta:
 - 36 losas de cierre del 2 de agosto al 30 de octubre de 2006.
- Quinta:
 - Parapeto del 15 de septiembre al 14 de diciembre de 2006.

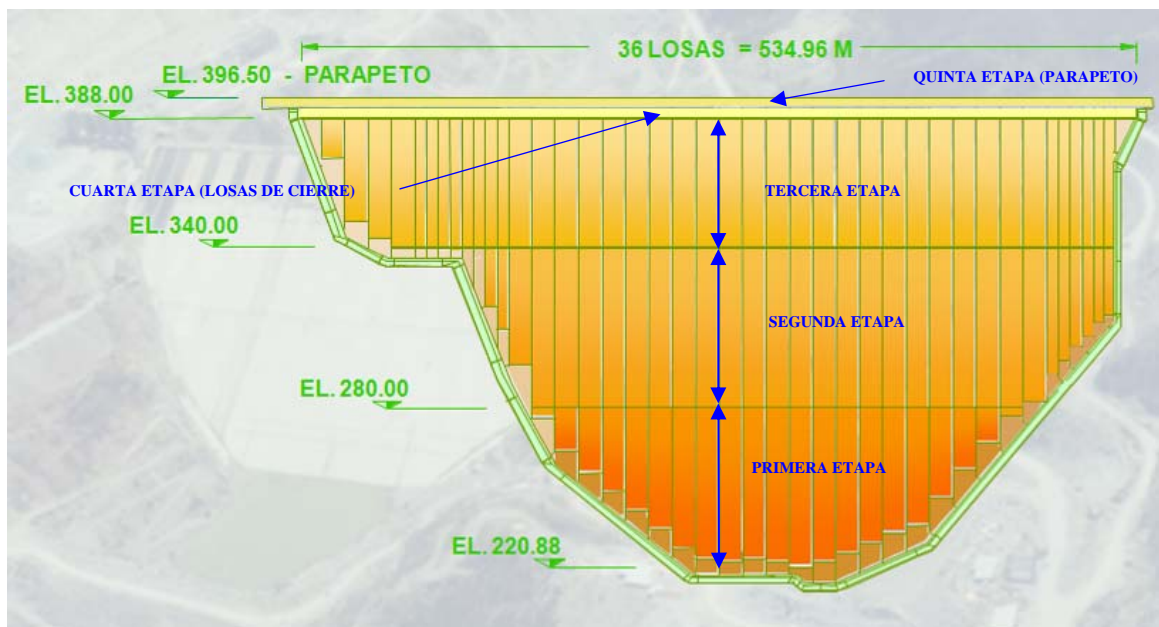


Figura IV.8 Cara de concreto.

Durante la construcción de las losas de arranque de la primera etapa, ocurrieron movimientos hacia aguas arriba, generado por el empuje hidrostático del agua empleada en la compactación de los materiales de la cortina. En julio de 2005 se perforaron barrenos a través de las losas para liberar la presión hidrostática, controlando de manera eficiente el problema (Figura IV.9).



Figura IV.9 Barrenos de drenaje en la losa L-22.

El 30 de marzo del 2006 se obturaron los tubos de los barrenos de drenaje del plinto y de las losas de arranque, e inició la colocación del material de respaldo aguas arriba de las losas entre el desplante y la elevación 267 m. Este material fue colocado durante construcción para contrarrestar los movimientos normales de las losas por el incremento del agua dentro del terraplén.

Junta perimetral

El comportamiento de la junta perimetral es evaluado con 10 medidores de juntas tridireccionales:

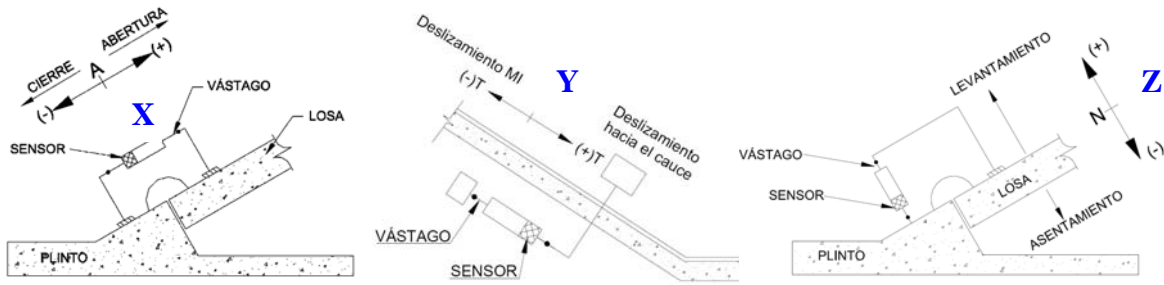


Figura IV.10 Detalle de los medidores de juntas tridireccionales.

- Las mayores aperturas se presentaron en la componente normal (dirección Z), con tendencia de incremento conforme el embalse aumentaba de nivel, hasta llegar a un máximo en el mes de febrero de 2007, a partir de ahí, la velocidad de asentamiento disminuyó en todas las juntas. Es importante recordar que el 17 de febrero se alcanzó el máximo nivel de embalse en el primer llenado, por lo que se tuvo la primera carga máxima y las mayores velocidades de desplazamiento. Desde febrero de 2007 a la fecha los desplazamientos se mantienen sin incrementos significativos.
- Las mayores velocidades en las tres componentes se presentaron en las juntas de las losas 8, 10, 12, 16, 21 y 23 durante el inicio del llenado; una vez concluido, sus desplazamientos tienen a disminuir y mantenerse constantes, como lo muestra sus gráficas, con una configuración asíntota al eje horizontal (Figura IV.11).
- El desplazamiento máximo se presentó en la sección principal L-21, 25,1 mm de magnitud en la dirección normal (Z), desarrollado durante el llenado del embalse. Desde enero de 2008 su desplazamiento se mantiene sin incrementos significativos.

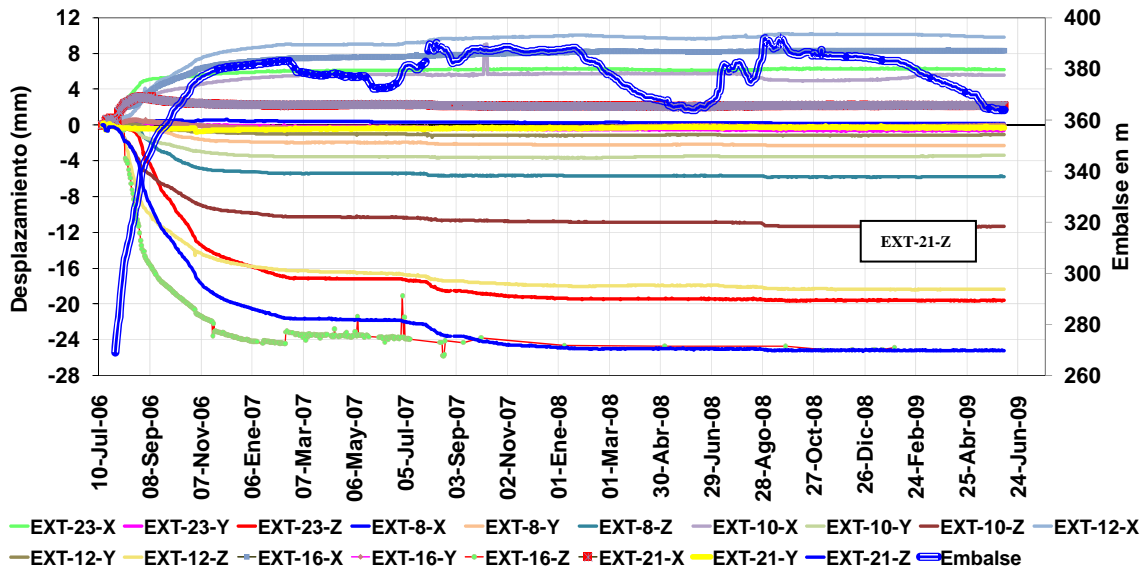


Figura IV.11 Extensómetros tridireccionales junta perimetral.



Juntas de tensión

En las juntas de las losas cercanas a la ladera derecha e izquierda se instalaron extensómetros unidireccionales en la Elev. 370 m, para medir la abertura producto de la tensión en esta zona.

En la margen derecha la mayor apertura en las losas asociadas a esfuerzos de tensión se presenta en las juntas entre las losas 35B-35A, 35A-34B, 34B-34A (Figura IV.12). La apertura está relacionada con la geometría del cañón y está influenciada por la carga hidráulica, ya que su configuración es similar a la del embalse.

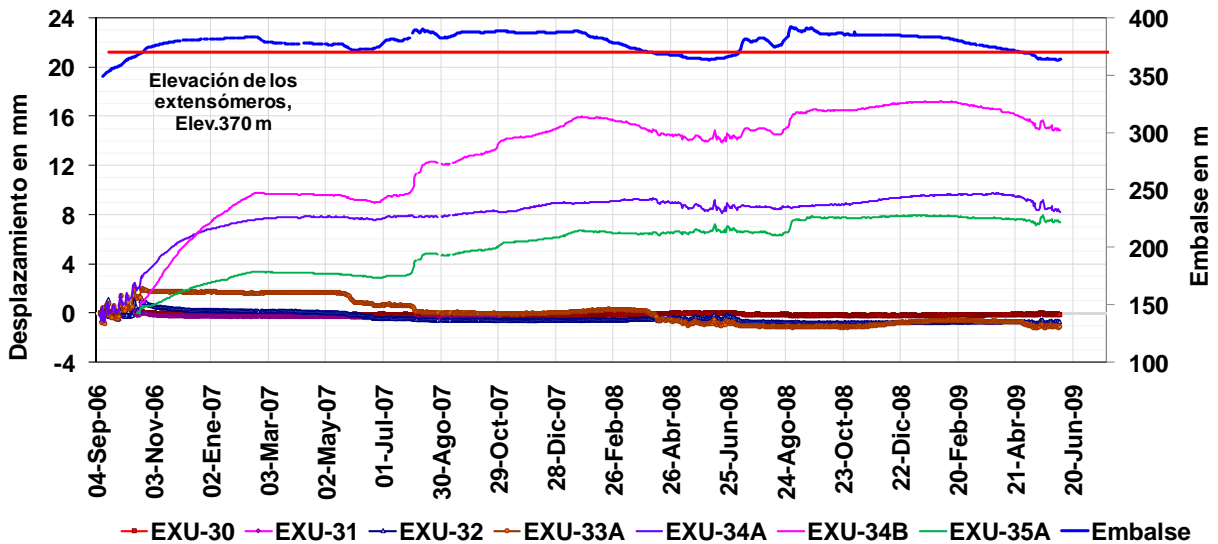


Figura IV.12. Desplazamientos en los extensómetros de las juntas de tensión en la margen derecha.

En la margen izquierda las aperturas o cierre de las juntas también están influenciadas por las variaciones de la carga hidráulica, y la configuración de la boquilla. En la figura IV.13 se evidencia esto teniendo mayor apertura en la junta de las losas 9A y 9B. El hecho que haya variaciones en la mayoría de los extensómetros unidireccionales indica que los movimientos se distribuyen en más juntas, justificando la decisión de colocar losas de 7,5 m de ancho.

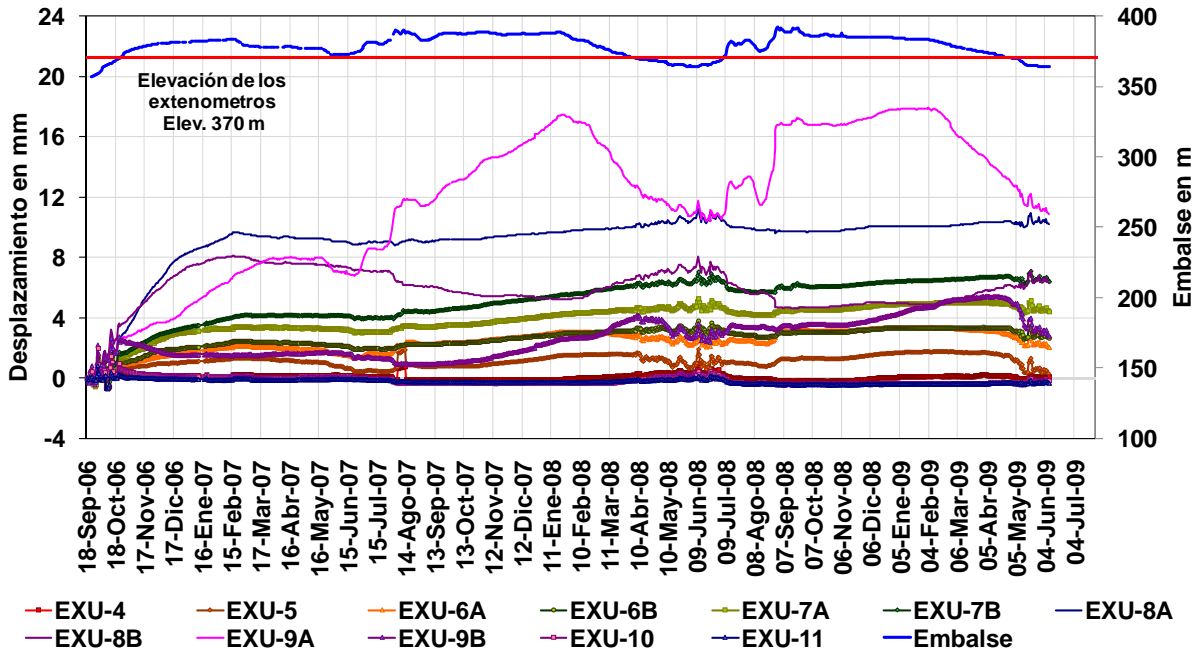


Figura IV.13 Desplazamientos en los extensómetros de las juntas de tensión, margen izquierda.

Deformación de la losa de concreto

Los inclinómetros instalados en el interior de las losas de la cara de concreto secciones L-16, L-21 y L-26, muestran una configuración de curvatura simple, con tendencia de disminución de la velocidad de deformación con respecto al tiempo. Las mayores velocidades de deformación se registraron el inicio del llenado a febrero de 2007, fecha en la que la velocidad comenzó a disminuir.

A partir del llenado las deformaciones de la losa están asociadas a las del terraplén, la diferencia entre la mayoría de las curvas y la correspondiente a la medición de mayo de 2009 indica que el 60% de la deformación se desarrolló hasta junio de 2007 y el 40% en los últimos dos años (Figura IV.14). También es claro el movimiento relativo entre las losas, en la zona de las juntas horizontales.

Las referencias superficiales muestran que la mayor deformación ocurrió durante el primer año de operación, llegando a 15 cm/año de velocidad de deformación; entre 2008 y 2009 su magnitud ha disminuido a 2,4 cm/año (Figura IV.15). La mayor magnitud se concentra en las losas centrales, que corresponde a la sección máxima y donde se tienen los mayores movimientos en las juntas.

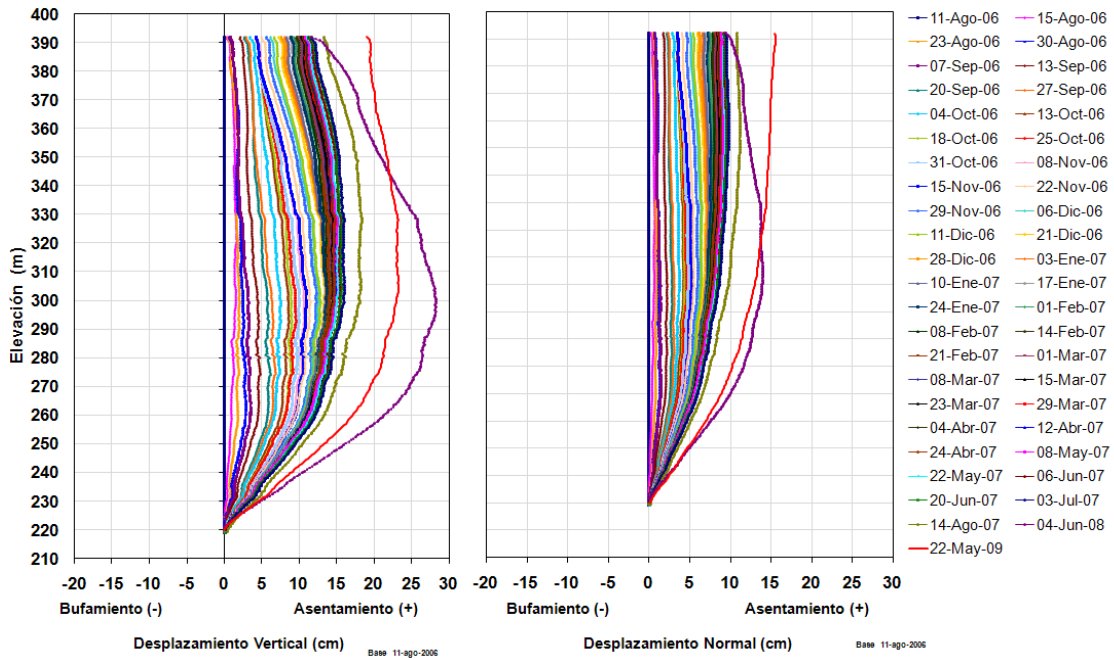


Figura IV.14 Inclinómetro IL-21.

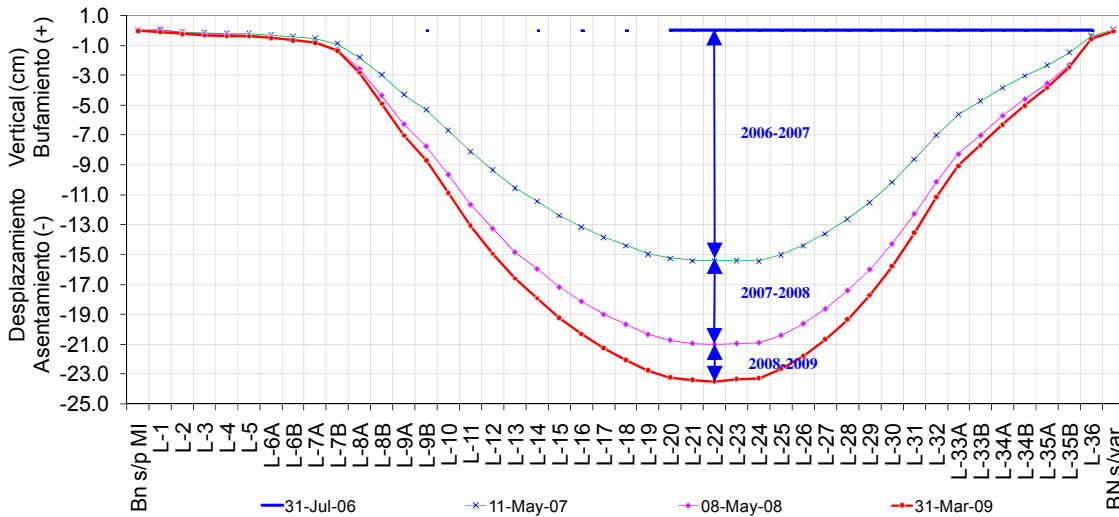


Figura IV.15 Referencia topográfica en la cara de concreto.

IV.3.3 Pedraplén

Construcción

La figura IV.17 muestra las curvas de igual asentamiento en la sección L-21 durante la etapa de construcción, en esta figura se integran los datos obtenidos con inclinómetros y niveles



hidráulicos de asentamientos. En esta figura se observa que el máximo asentamiento durante construcción se presentó en el material T.

Los asentamientos durante la construcción de la cortina fueron producto de la compactación de los materiales. Los máximos valores se presentaron en la sección transversal máxima (L-21), 45 cm en el material 3B a la elevación 330 m (V-65), 85 cm en el material T a la elevación 290 m (V-42), y 75 cm en el material 3C a la elevación 330 m (V-44A) (Figuras IV.24 y IV.25).

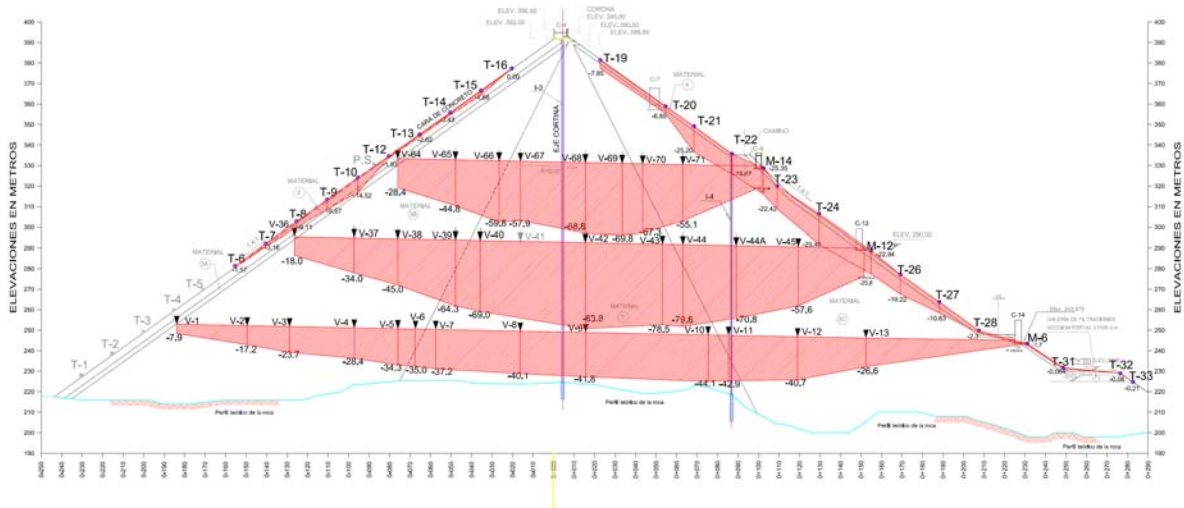


Figura IV.16 Asentamientos verticales en la sección principal L-21, durante construcción.

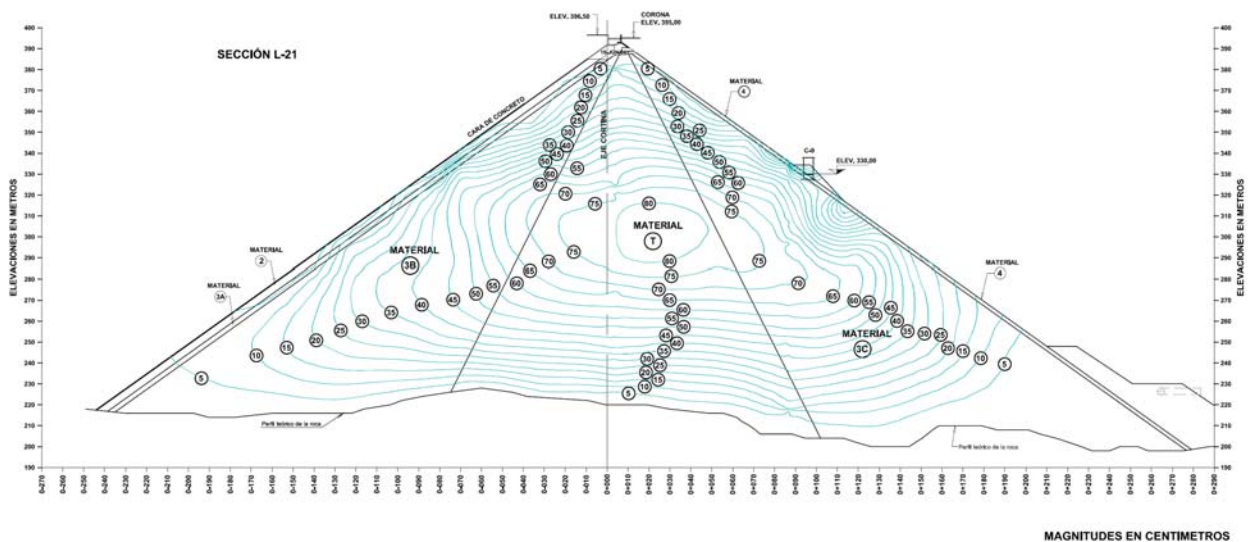


Figura IV.17 Curvas de igual asentamiento, sección máxima L-21, durante construcción.

Primer llenado y operación



Después de la construcción las máximas velocidades ocurrieron durante el primer llenado, como resultado del empuje hidráulico sobre la cortina. Cuando concluyó el llenado (febrero de 2007) la velocidad de los desplazamientos disminuyó, y a la fecha la tendencia es estable sin incrementos significativos.

Las gráficas tienden a ser asintóticas al eje horizontal, lo que indica que los pequeños desplazamientos que se registran son por efecto de las variaciones del embalse y el reacomodo propio del material (Figura IV.18).

No se aprecia interacción entre los materiales de la cortina, la deformación en la frontera de los materiales 3B, T y 3C en la sección principal L-21, no tienen grandes cambios en su magnitud, como lo indican las gráficas de los niveles hidráulicos de asentamientos en las elevaciones 290 y 330 m (Figuras IV.18 y IV.19).

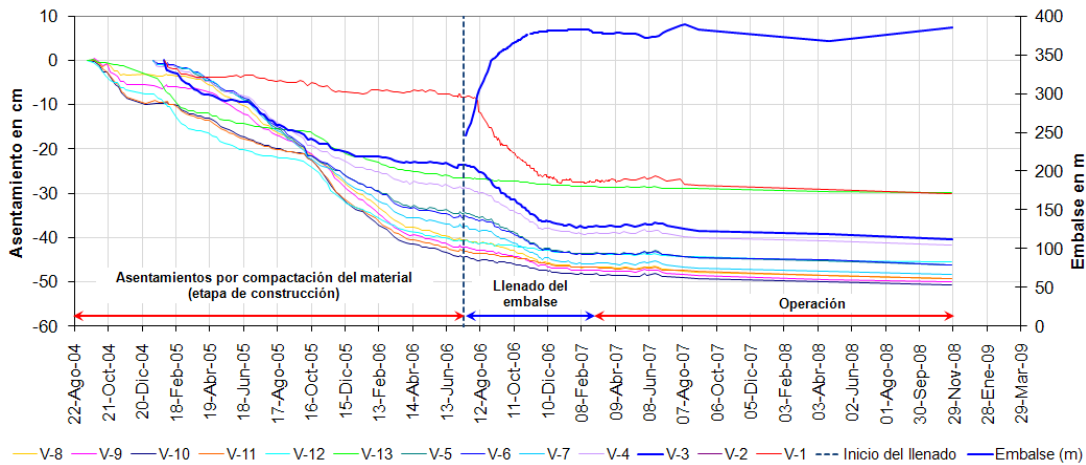


Figura IV.18. Desplazamientos verticales en la sección L-21, elevación 245 m.

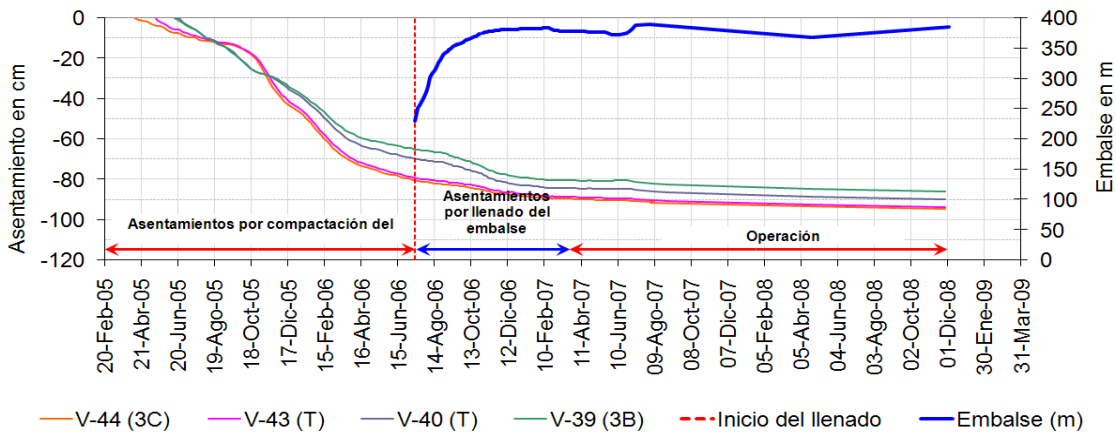


Figura IV.19 Asentamientos en las fronteras de los materiales de la sección L-21, Elev. 290.

Los desplazamientos horizontales en el cuerpo de la cortina se miden con inclinómetros verticales instalados en los materiales T y 3C, y se analizan considerando como fecha base el inicio del llenado del embalse. Los resultados en la componente eje río muestran movimientos hacia aguas abajo, respuesta asociada al empuje hidrostático del embalse.



Los seis inclinómetros instalados en el cuerpo del terraplén muestran el mismo comportamiento que la de los niveles hidráulicos de asentamientos y las referencias topográficas, indicando que los máximos desplazamientos ocurrieron durante el llenado, y que a partir de febrero de 2007 la velocidad de desplazamiento disminuyó considerablemente (Figuras IV.20 a IV.21).

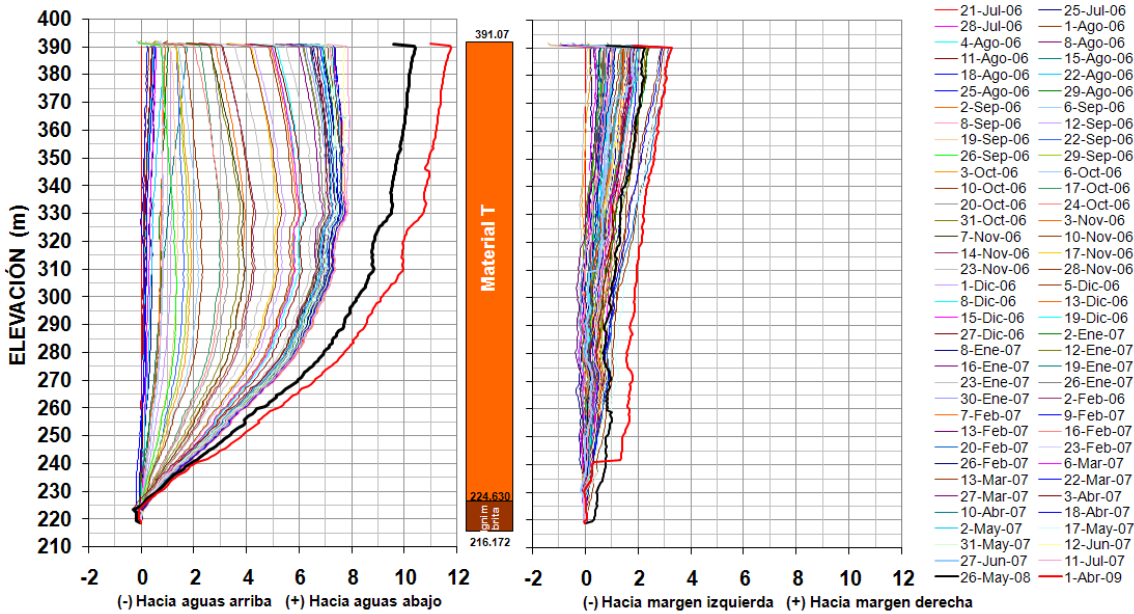


Figura IV.20 Desplazamientos (cm) en el inclinómetro I-3 instalado en el eje de la losa L-21.

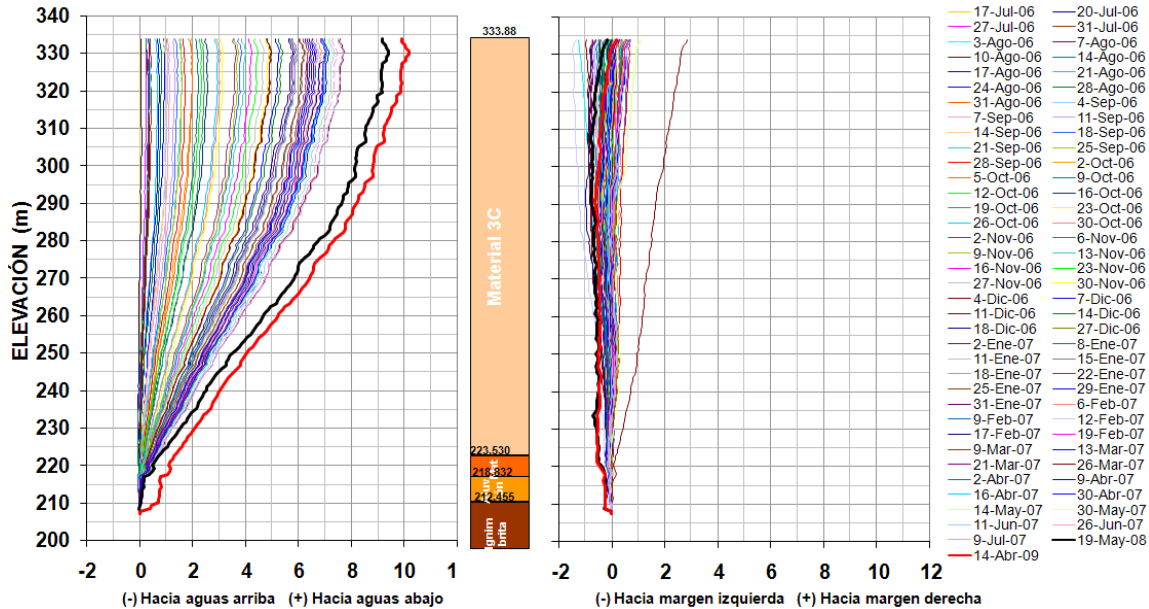


Figura IV.21 Desplazamientos (cm) en el inclinómetro I-4 instalado en el eje de la losa L-21.



Las curvas de igual asentamiento, elaboradas con las mediciones de NHA (niveles hidráulicos de asentamiento), inclinómetros y referencias superficiales en las secciones L-16, L-21 y L-26, indican que las mayores deformaciones se presentan entre las elevaciones 280 a 350 m, las cuales son producto del empuje hidráulico y afectan principalmente el material 3B y parte del material T, y son pequeñas en el material 3C (Figura IV.22).

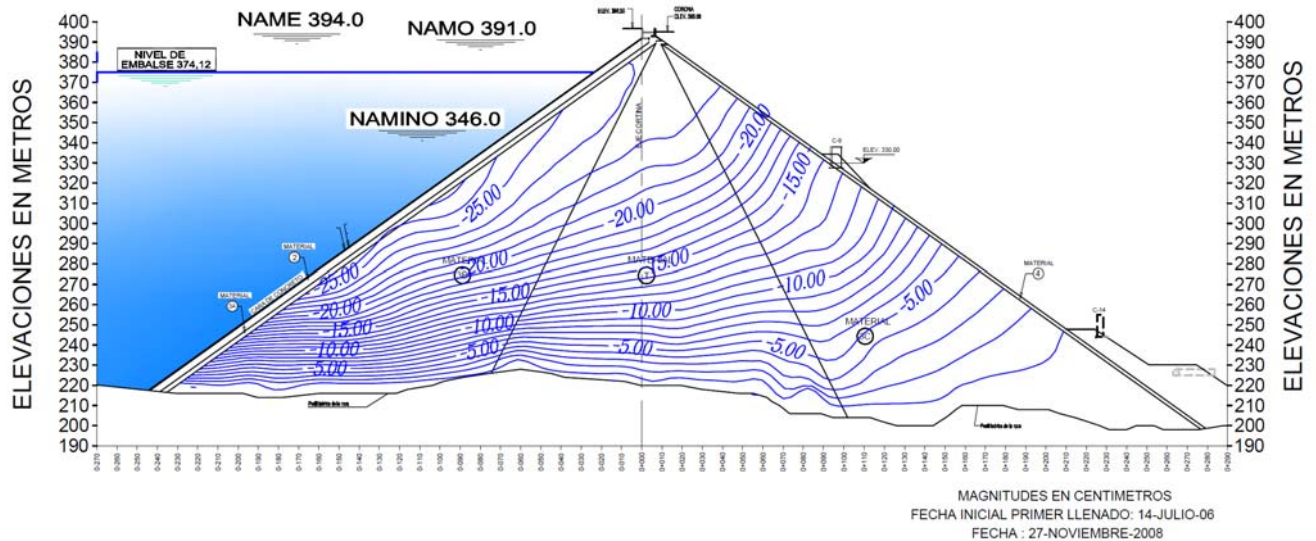


Figura IV.22 Curvas de igual asentamiento, sección L-21.

IV.3.4 Obra de excedencias

Antecedentes

El corte del talud de aproximadamente 110 m de altura y longitud de 250 m en media luna está afectado por la Falla Geológica Crucero-Lagarto, cuyo espesor varía de 5 a 25 m aproximadamente, por las fallas Límite y Arroyo 2, con espesores menores de arcilla y roca triturada; y por diques geológicos con espesores de hasta un metro susceptibles a alteración de la arcilla. Lo anterior ocasiona que la masa de roca sea deformable y presente inestabilidad. Durante la construcción y el primer llenado se ejecutaron diversos trabajos para reducir los movimientos del corte:

1. Banqueo del talud en cuatro niveles de bermas, utilizando voladura con precorte para disminuir la sobre excavación y el daño a la roca.
2. Refuerzo mediante anclas de fricción de 25,4 o 38,1 mm de diámetro y de 4,5 a 15 m de largo.
3. Colocación de concreto lanzado con malla electrosoldada con sistema de drenaje a base barrenos en roca de 38,1 mm de diámetro y 20 cm de longitud.
4. Como resultado de los análisis de estabilidad se llevaron a cabo trabajos de estabilización adicionales que consistieron en:



- a) Excavación por arriba de la berma 456.
- b) Construcción de un muro de concreto reforzado anclado al pie del talud (Figura IV.23)



Figura IV.23 Talud derecho del canal de llamada de la obra de excedencias.

Para evaluar el talud durante la construcción y operación de la Central, se instalaron 15 extensómetros de barra, dos líneas de referencias superficiales; y para conocer el comportamiento del talud a profundidad después de los cortes de estabilización, se instalaron cuatro inclinómetros, dos a la elevación 416 m y dos a la 436 m. Los inclinómetros instalados a la elevación 436 m fueron reubicados ya que la perforación cruzaba muchas anclas de estabilización. La reubicación consistió en desplazarlos 5 m hacia el talud.

Los inclinómetros de la berma 436 tienen una profundidad 80 m y los de la 416 de 60 m

Talud derecho del canal de llamada

Desplazamientos

Durante la construcción del canal de llamada se detectaron movimientos de la ladera derecha, debido a la relajación de esfuerzos en la roca asociados a los cortes efectuados y que fueron favorecidos por la presencia de fallas. Durante ésta etapa ocurrieron los máximos desplazamientos detectados con extensómetros en las barras de 3, 9 y 18 m. Los movimientos de la ladera disminuyeron por los tratamientos realizados, descritos en el párrafo anterior.

Se presentan valores de desplazamiento estables en los extensómetros V-13 y V-14 instalados en el muro de concreto reforzado del vertedor entre las elevaciones 367 m (piso del canal de llamada) y 396 m. El máximo incremento de desplazamiento de noviembre de 2006 al 7 de mayo de 2008 fue de 3,4 mm en la barra No. 3 del extensómetro V-13 (Figura IV.24). A la fecha su desplazamiento acumulado es de 3,9 cm, sin incrementos significativos durante la temporada de lluvias.

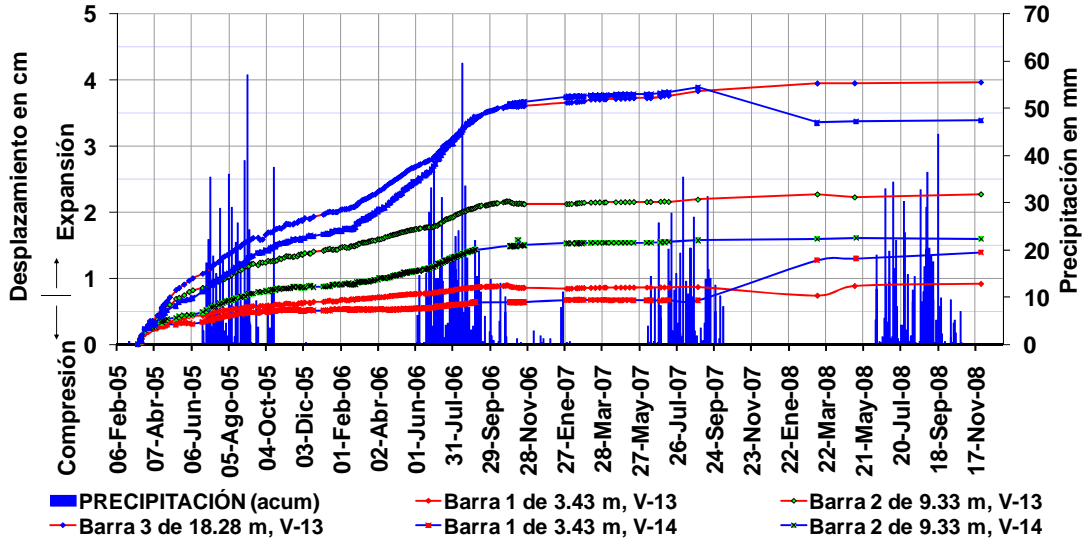


Figura IV.24 Desplazamientos en extensómetros de la berma 367.

Los desplazamientos registrados con los extensómetros en las bermas 396 y 416 no muestran incrementos significativos desde inicios de 2007, esta tendencia se ha mantenido y no se ha modificado con la presencia de lluvias.

En los extensómetros localizados entre las bermas 396 y 416, el máximo desplazamiento medido es de 9,9 cm en la barra de 18 m del extensómetro V-11 (Figura IV.25). Los demás extensómetros no han presentado cambios en su desplazamiento desde septiembre de 2007. Entre las elevaciones 416 y 436 m, los extensómetros con mayores desplazamientos son el V-07 con 14,4 cm en la barra de 18 m, y el V-08 con un valor 12,9 cm en la barra 3 m; ambos muestran estabilidad, y se encuentran a la elevación 421 m (Figura IV.26). Los demás extensómetros no tienen desplazamientos significativos desde noviembre de 2007.

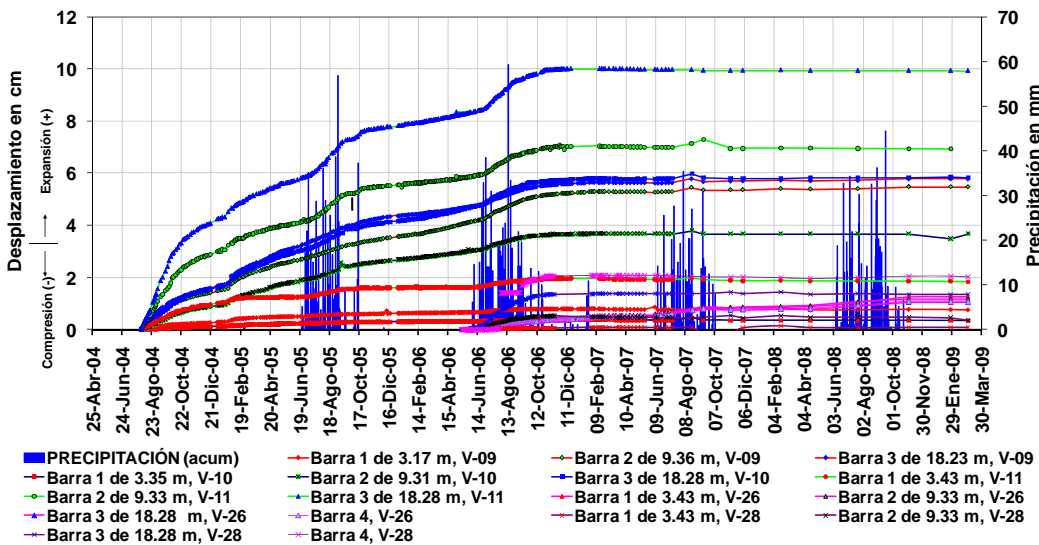


Figura IV.25 Desplazamientos en extensómetros de la berma 396.

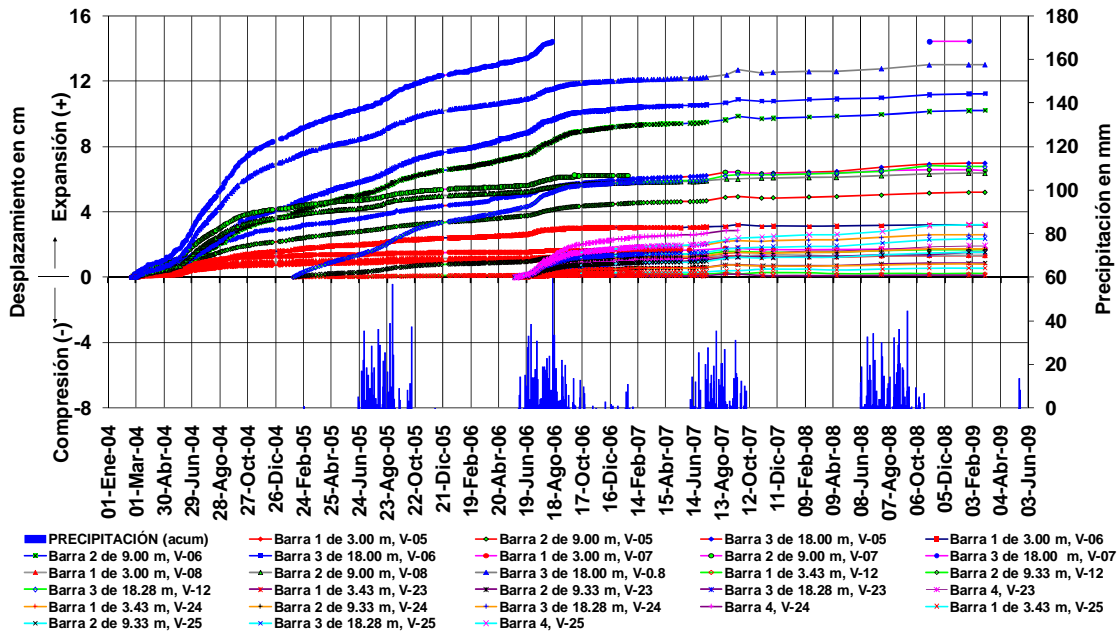


Figura IV.26 Desplazamientos en extensómetros de la berma 416.

Los desplazamientos con el inclinómetro I-13 muestra un movimiento máximo de 2 cm hacia el canal de llamada con dos anomalías a las elevaciones 373 y 413 m que pudieran estar asociados a discontinuidades de la roca, actualmente no se tiene tendencia de incremento (Figura IV.27).

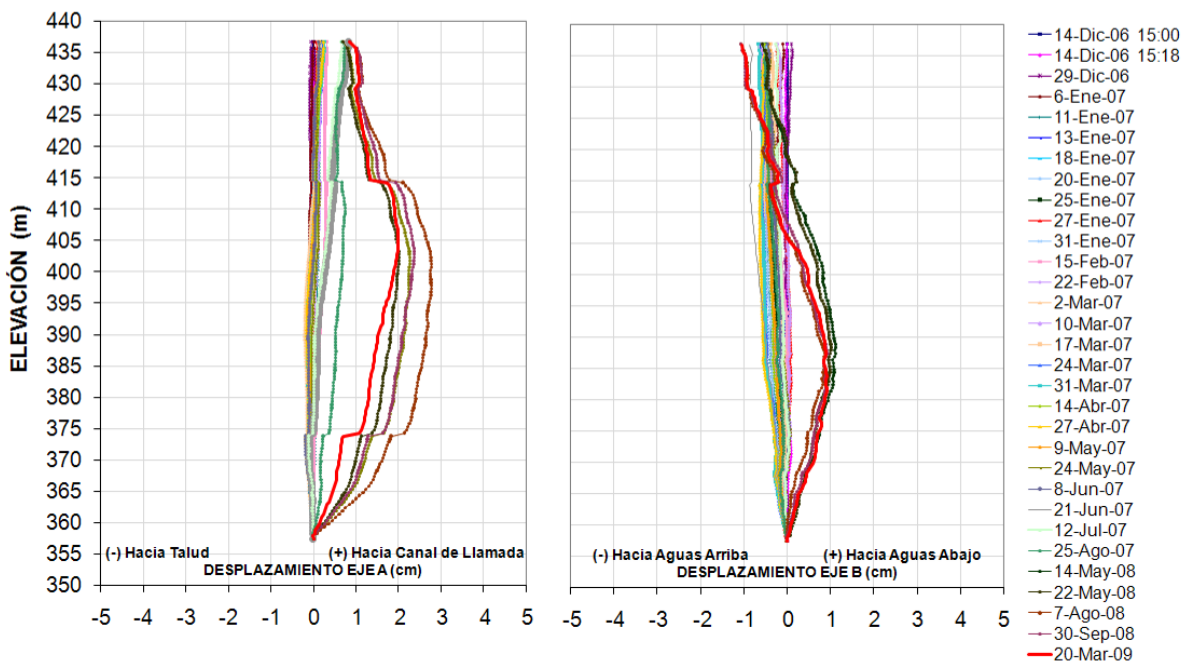


Figura IV.27 Desplazamientos en el inclinómetro I-13.

El inclinómetro I-15 no muestra tendencia de movimiento en alguno de sus dos ejes, la anomalía a la elevación 384 m en el eje A puede deberse a alguna discontinuidad geológica (Figura IV.28).

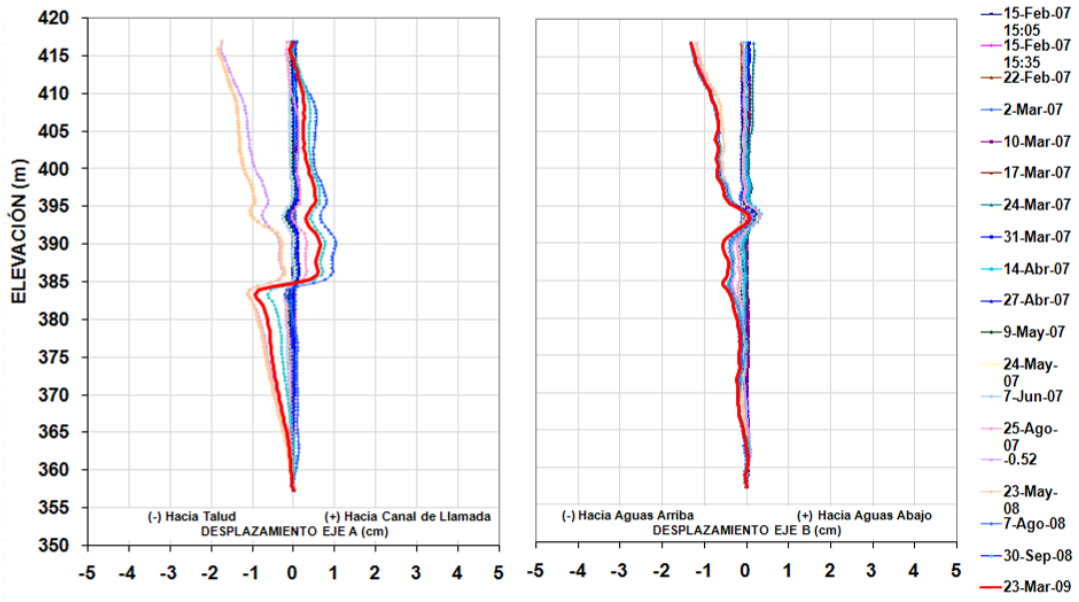


Figura IV.28 Desplazamientos en el inclinómetro I-15.

Los movimientos en el inclinómetro I-14 son menores de 1 cm en ambos ejes; desde septiembre del 2008 no muestra movimiento (Figura IV.29).

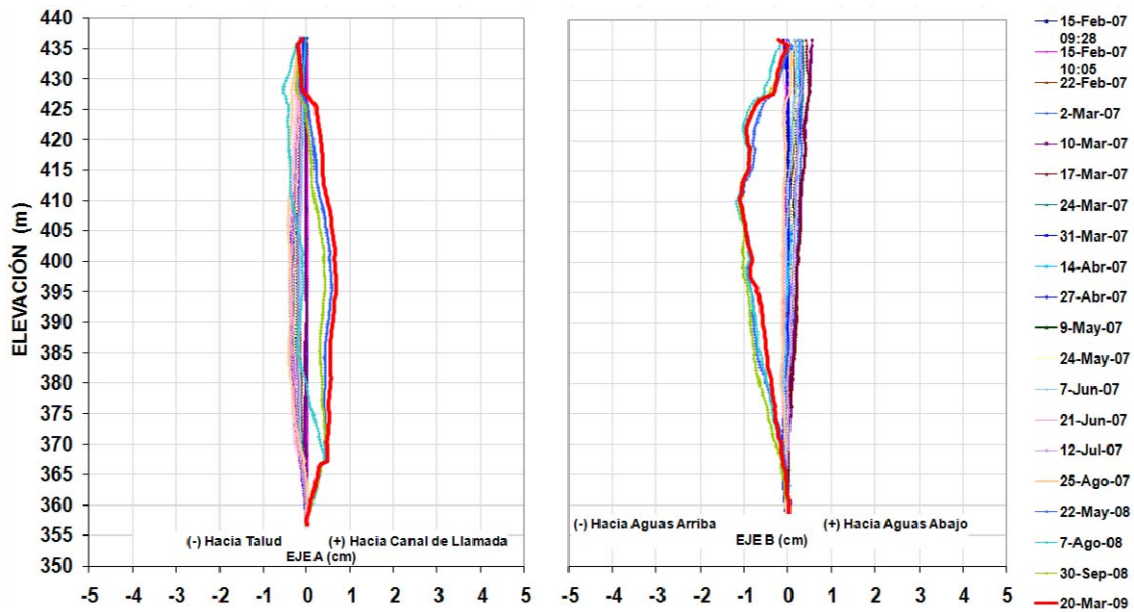


Figura IV.29 Desplazamientos en el inclinómetro I-14.



El inclinómetro I-16 mostró movimiento a partir del 23 de mayo de 2008 con 0,6 cm de magnitud máxima, a partir de esa fecha se ha incrementado 0,3 cm, y actualmente muestra tendencia de incremento (Figura IV.30).

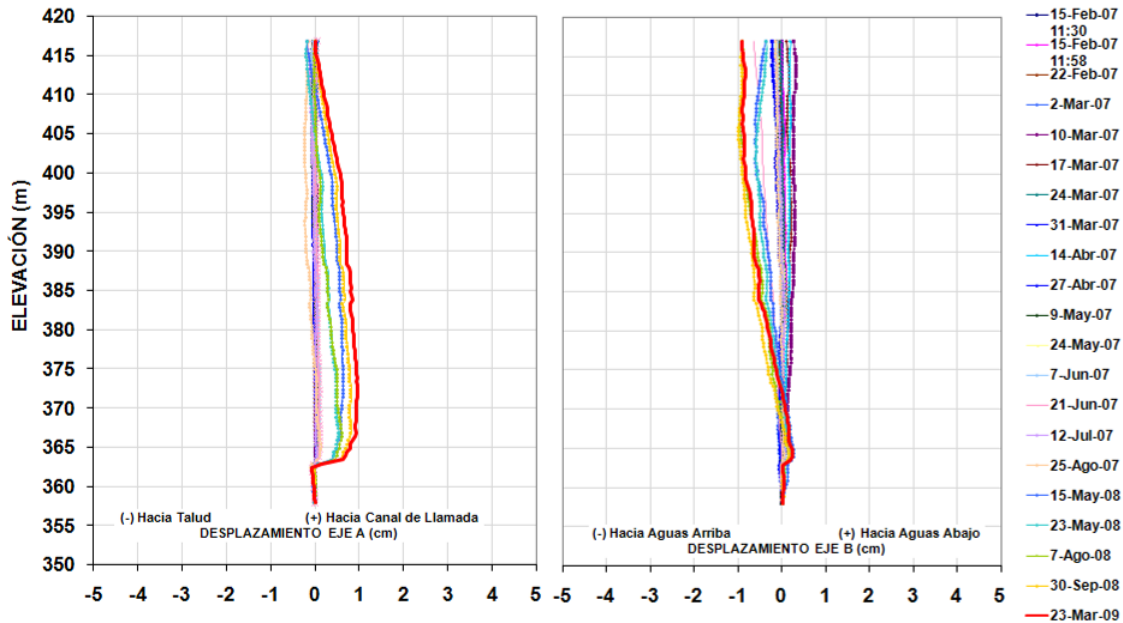


Figura IV.30 Desplazamientos en el inclinómetro I-16.

Muro alabeado

Entre la cortina y la obra de excedencias fue construido un muro alabeado de 30 m de altura para encauzar el agua, y donde se apoyaría el lado izquierdo del vertedor de demasías. En esta zona, las discontinuidades más significativas encontradas fueron las fallas Lagarto y Arrollo 2.

Con el fin de conocer el comportamiento del corte se instalaron dos inclinómetros denominados I-7 y I-8 a 30 y 35 m de profundidad respectivamente; a partir de julio de 2004 se registraron valores de desplazamiento hacia el canal de llamada y la obra de toma con tendencia de aumento diario, con magnitud máxima en octubre de 2005 de 11,5 y 3 cm. Estos movimientos tuvieron su origen en la descompresión de la roca por las excavaciones, la falta de confinamiento, la presencia de discontinuidades geológicas y su geometría.

Con los desplazamientos se desarrollaron agrietamientos en la corona y en las paredes del muro alabeado que llevó a realizar trabajos de tratamiento, que consistieron en la excavación de bermas, colocación de concreto lanzado e instalación de anclaje, así como la sustitución del material retirado con una retícula de concreto. Para conocer en todo momento los movimientos en esta zona, después de los trabajos de estabilización, se instalaron los inclinómetros I-9 e I-10.



Los tratamientos en el muro alabeado han sido satisfactorios, el inclinómetro I-9 presenta desde abril de 2007 desplazamiento en dirección hacia la obra de toma con magnitud acumulada menor de 2 cm. Entre julio y mayo de 2007 se presentó 1,8 cm de movimiento, y desde esa fecha no se tiene indicios de movimiento (Figura IV.31).

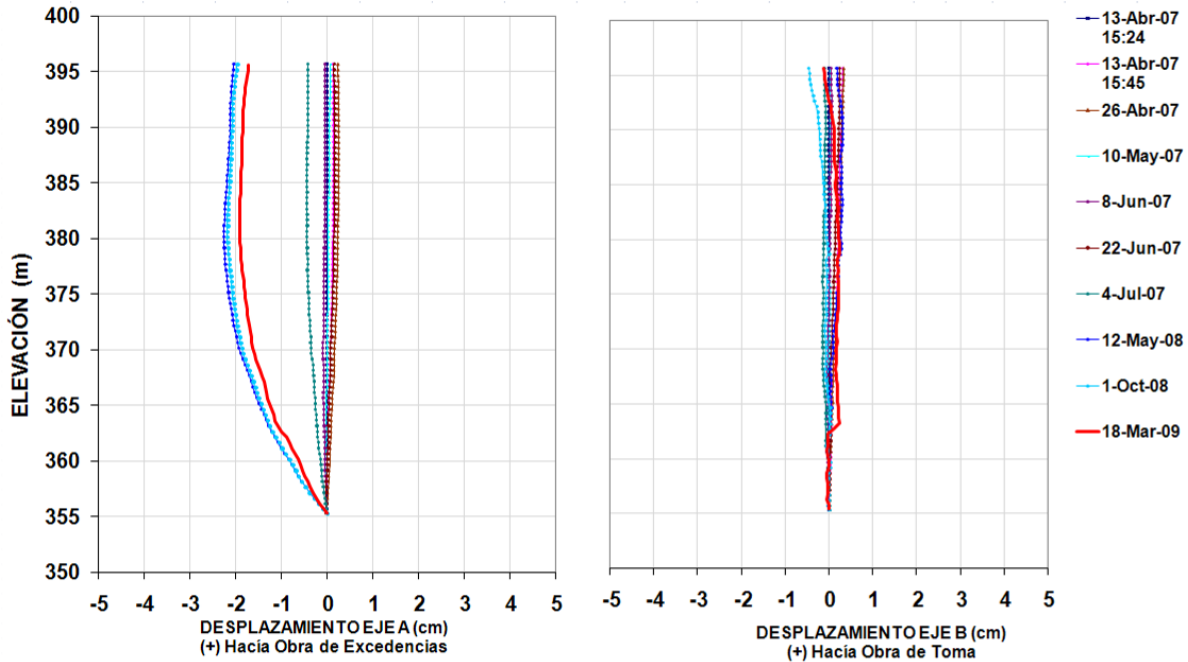


Figura IV.31 Inclinómetro I-9

IV.4. Presa La Yesca

El proyecto hidroeléctrico La Yesca actualmente se encuentra en construcción, por lo que el análisis es de las zonas instrumentadas actualmente.

IV.4.1 Margen Izquierda

Durante la construcción de los portales de entrada de la obra de excedencias se dejaron expuestas fallas que con las actividades de construcción comenzaron a tener desplazamientos. Los estudios geológicos y los resultados de la instrumentación indicaron que la zona delimitada por las fallas Colapso y Colapso 1 y la ladera libre, así como el área próxima a la falla Vertedor 1, era donde ocurrían estos desplazamientos.

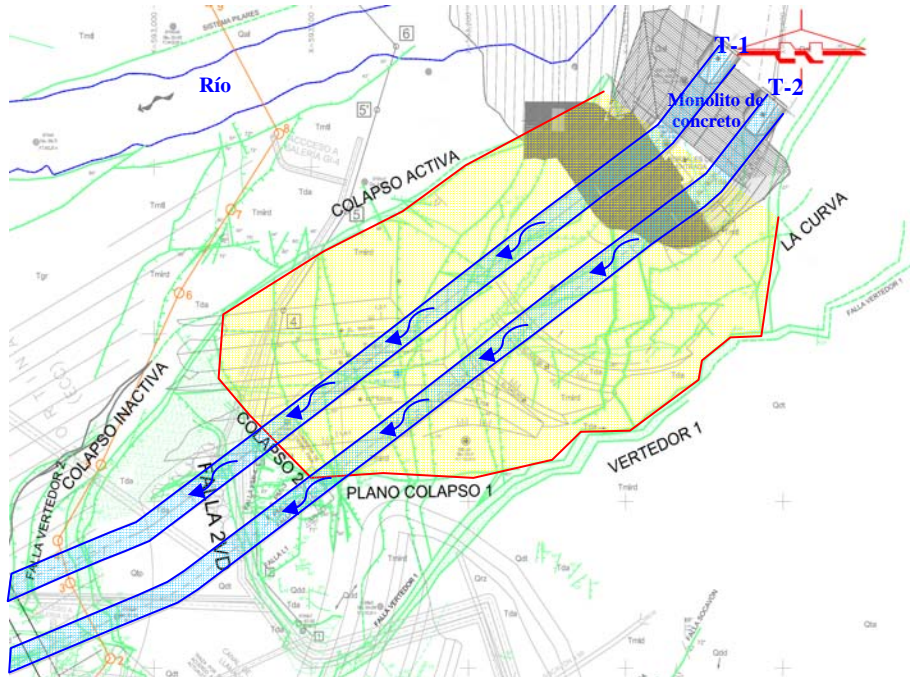


Figura IV.32 Zona inestable de la margen izquierda.

Los medidores de juntas tridireccionales mostraron que con forme se fueron terminaron los trabajos de estabilización en la zona de los portales de entrada los desplazamientos fueron disminuyendo, como se muestra en la figura IV.33. Lo mismo muestra las referencias topográficas instaladas en las bermas de los cortes y los extensómetros de barra, figura IV.34 y IV.35.

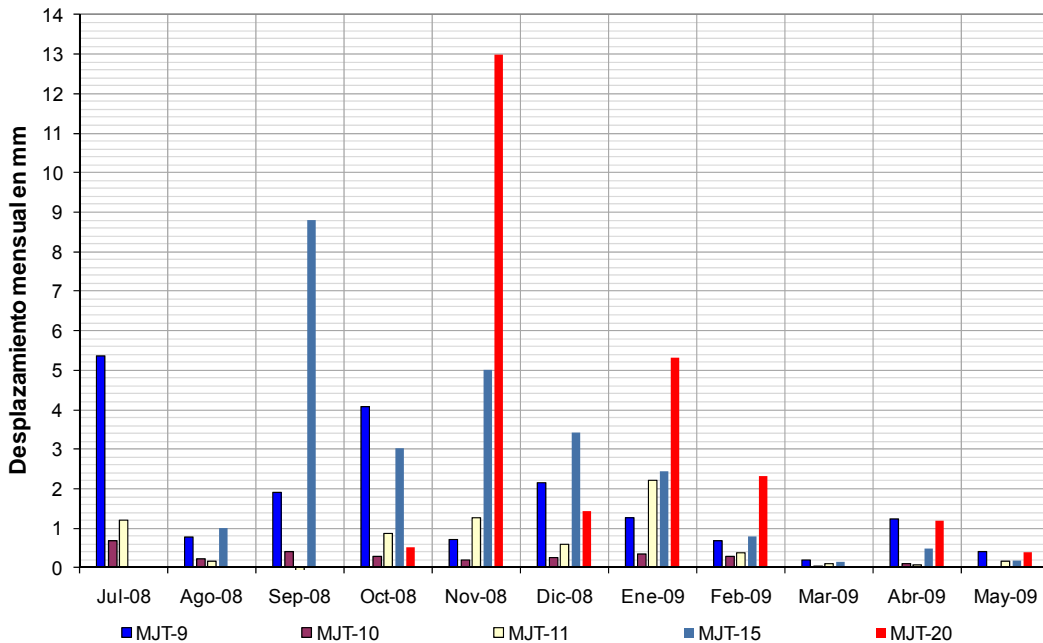


Figura IV.33 Desplazamientos mensuales en los medidores de juntas dentro del túnel 1.

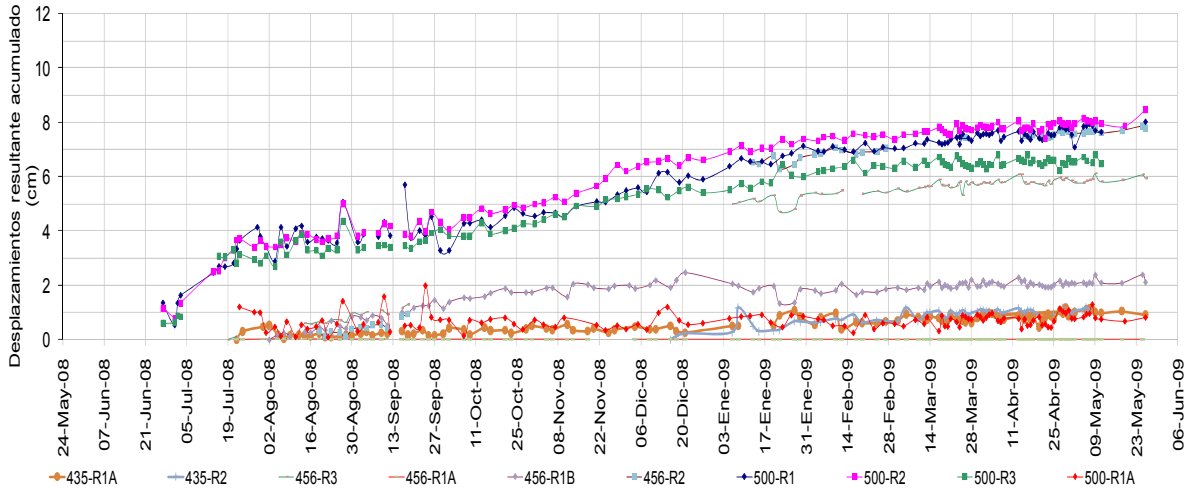


Figura IV.34. Desplazamientos horizontales resultantes en referencias superficiales.

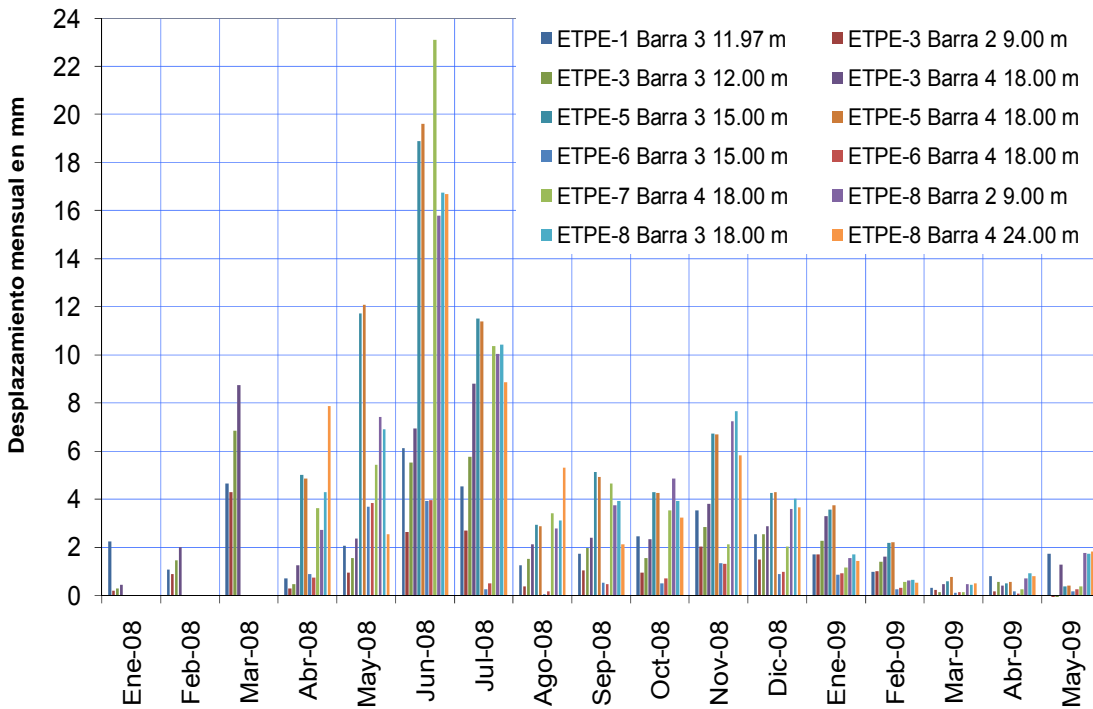


Figura IV.35 Desplazamientos mensuales en los extensómetros de barra del portal de entrada.

IV.4.3 Obra de excedencias

Se hacen trabajos de excavación en los cortes de la zona de control y canales de descarga. Se cuenta con extensómetros de barra a diferentes profundidades en las elevaciones 595, 610, 625, 640, 655, 670 y 700 m (figura IV.36). Los registros obtenidos indican que los

movimientos se presentan en la roca por arriba de la elevación 610 m y a profundidades mayores de 6 m (figura IV.37). Los movimientos están relacionados con las excavaciones y es de esperar que se estabilicen conforme terminen los cortes y concluyan los tratamientos.

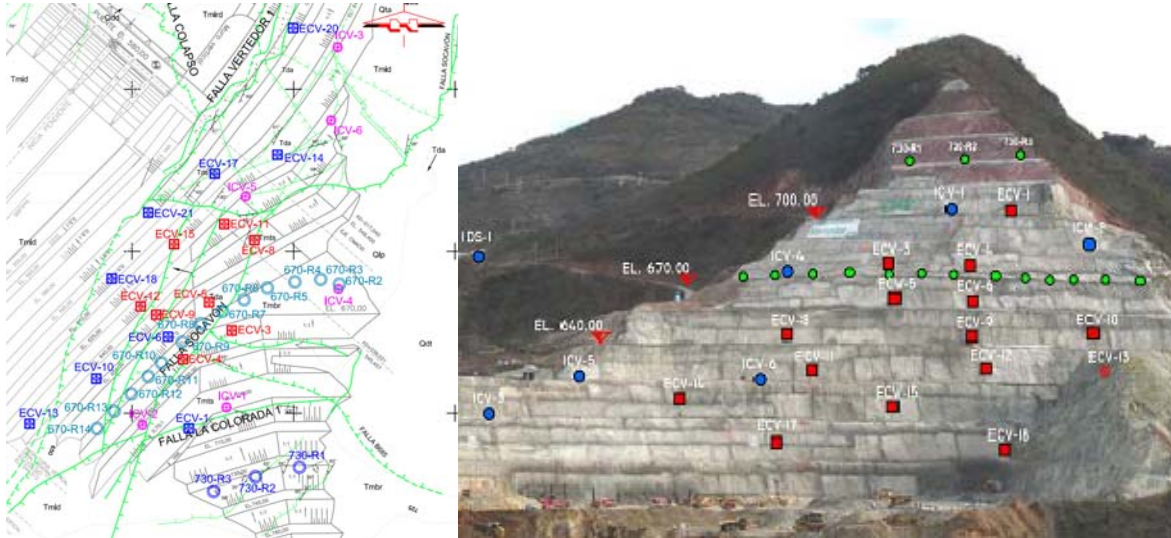


Figura IV.36 Instrumentación en la obra de excedencias.

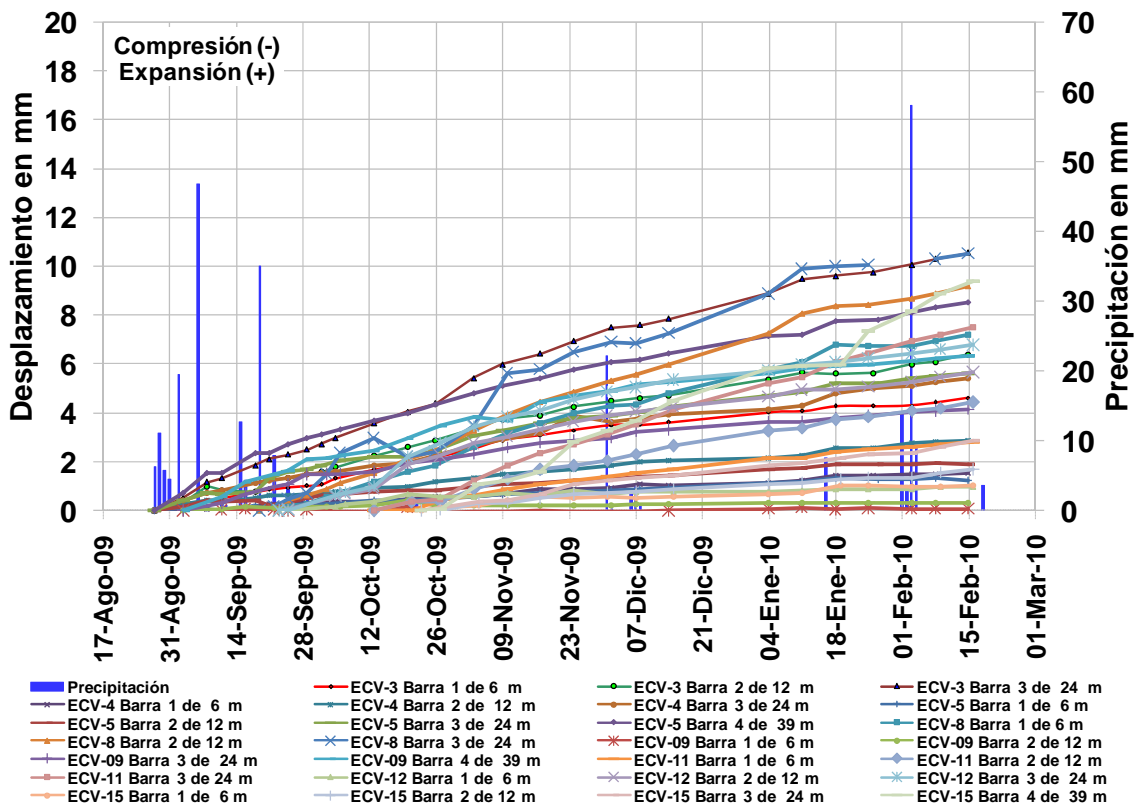


Figura IV.37 Desplazamiento acumulado en los extensómetros de barra.



2.2. Margen Derecha

Subestación

Las estructuras geológicas más importantes que han regido la excavación definitiva del talud de la subestación son: la Falla Crucero-Pitayo, Falla Rodaderos y la Falla la Sabanilla, debido a que estas forman importantes cuñas de roca de mala calidad (figura IV.38).

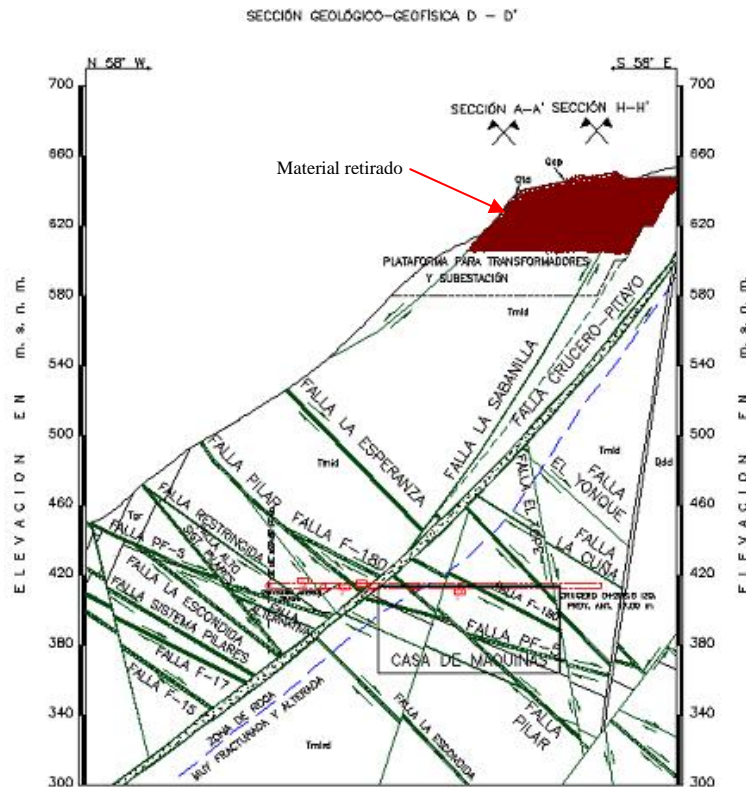


Figura IV.38 Corte geológico D-D, en la subestación.

La segunda semana de septiembre de 2008 se detectó físicamente un desplazamiento en la zona delimitada por las Fallas Rodaderos, Crucero-Pitayo y el dique Cantil; para estabilizar la cuña formada entre las fallas, a partir del 10 de noviembre de 2008, se retiraron material entre las elevaciones 605 y 660 m, con el fin de reducir el peso de la misma. Adicionalmente, se realizaron barrenos de drenaje para liberar la presión de agua. Como era de esperar, el retiro del material mitigó los desplazamientos.

Se incrementó el movimiento en los cortes de las laderas en los primeros días de julio de 2009, debido a que el sistema de fallas fue influenciado desfavorablemente por las precipitaciones pluviales y por la pérdida de soporte al pie del talud. Este movimiento fue evidenciado por los extensómetros de barras, referencias superficiales e inclinómetros instalados entre las elevaciones 605 a 632 m (figura IV.39).

Los máximos movimientos se registraron entre 6 y 18 m de profundidad en los extensómetro EXS-9 y EXS-11, aunque este último registra otra discontinuidad entre los 18 y 32 m; en el extensómetro EXS-12 los desplazamientos ocurrieron entre los 12 y 18 m.

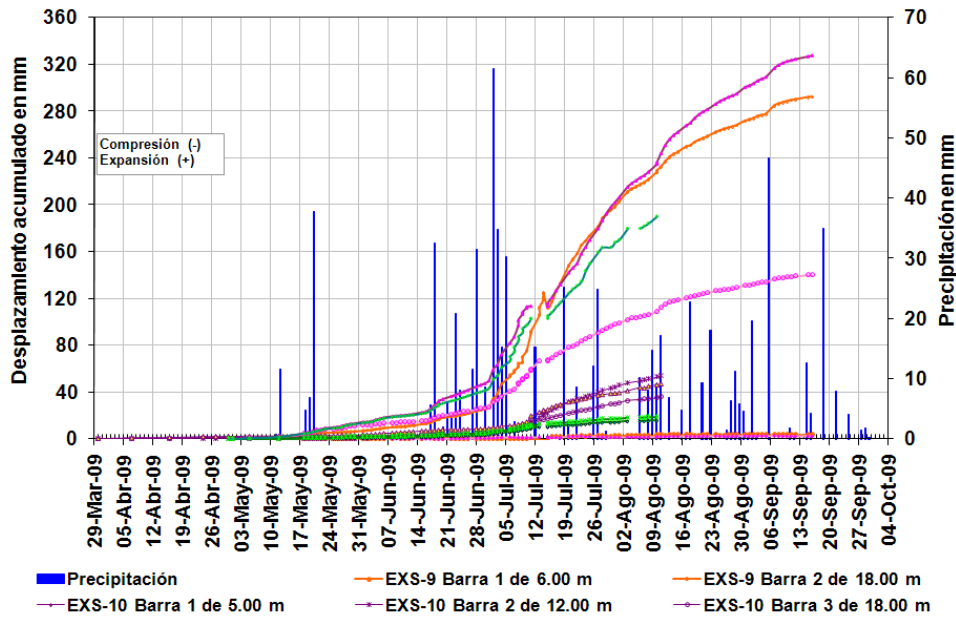


Figura IV.39 Desplazamientos en los extensómetros de la subestación.

En el periodo comprendido del 28 de mayo al 9 de julio de 2009, el inclinómetro ISB-3 indicó movimientos del bloque ubicado por arriba de la elevación 603 m, de 6 cm con dirección hacia la subestación y 3 cm hacia la obra de toma (figura IV.40). Estos movimientos están relacionados con la pérdida de soporte por el retiro de material.

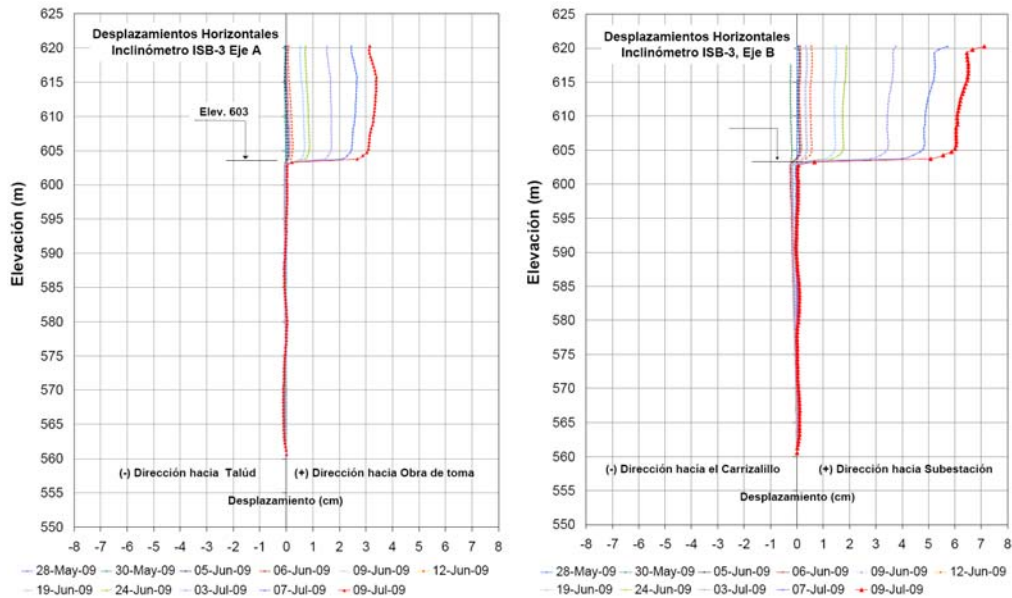


Figura IV.40 Desplazamientos en el inclinómetros ISB-3.



CAPITULO V

Importancia de la instrumentación

Adecuaciones al proyecto

V.1. Introducción capitular

“La instrumentación se refiere al uso de dispositivos y técnicas especiales para obtener información cuantitativa específica de las variables que permiten caracterizar el comportamiento de una estructura, con el objetivo de evaluar su seguridad y tomar decisiones racionales en el caso de acciones preventivas o correctivas”.

V.2. Presa Aguamilpa

V.2.1 Cara de concreto

Los datos instrumentales de los niveles hidráulicos de asentamiento en la cara de concreto indican una diferencia de deformaciones entre los materiales 3B (material de respaldo aguas arriba) y los materiales 3T (material de transición) y 3C (material de respaldo aguas abajo).

Como consecuencia de la diferencias de deformación entre los materiales del pedraplen, en las losas de la cara de concreto se originaron geometrías con doble curvatura que ocasionaron agrietamientos en los puntos de flexión y en las zonas de tensión de las losas, que corresponde al tercio superior; en la elevación 180 m se ubica la grieta de mayor desarrollo y apertura.

Con los datos instrumentales se detecto que los movimientos en las juntas se encontraban por debajo del diseño de los sellos descartando aportación de agua por las juntas. Se verificaron los desplazamientos en los inclinómetros inclinados de la cara de concreto donde se observaron discontinuidades en la curva de desplazamientos en las elevaciones 70, 94, 120, 145 y 180 m., algunas de estas coincidían con juntas de construcción como son las elevaciones 94 y 145 m. con ayuda de los inclinómetros instalados en las losas de la cara de concreto se propuso realizar una inspección subacuática que dio como resultado confirmar que existían grietas, y que se comenzaron a tratar.

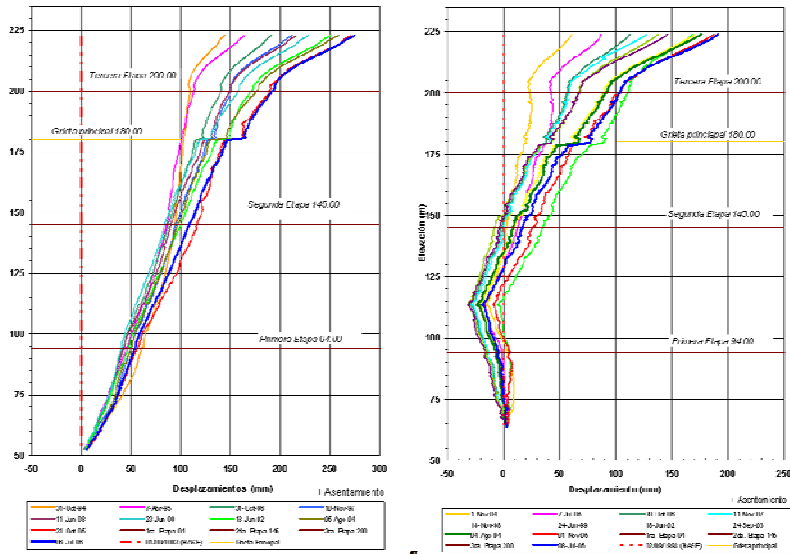


Figura V.1 Inclinómetro en la cara de concreto, sección L-22.

V.3. Presa El Cajón

V.3.1 Obra de excedencias

Talud derecho del canal de llamada

El corte del talud de aproximadamente 110 m de altura y longitud de 250 m en media luna está afectado por la Falla Geológica Crucero-Lagarto, cuyo espesor varía entre 5 a 25 m aproximadamente, las fallas Límite y Arroyo 2 con espesores menores de arcilla y roca triturada, y por diques geológicos con espesores de hasta un metro susceptibles a alteración de la arcilla. Lo anterior ocasiona que la masa de roca sea deformable y presente inestabilidad.

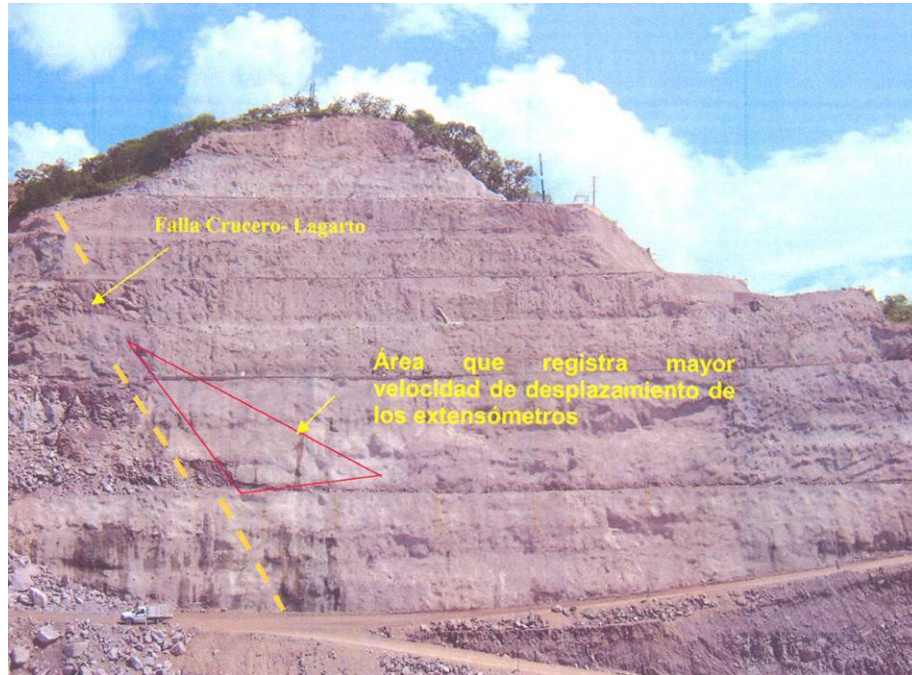


Figura V.2 Talud derecho del canal de llamada de la obra de excedencias

Durante la construcción del canal de llamada se detectaron movimientos de la ladera, debido a la relajación de esfuerzos en la roca por los cortes efectuados y que fueron favorecidos por la presencia de fallas. Durante ésta etapa ocurrieron los máximos incrementos de desplazamientos y fueron detectados con extensómetros de barra instalados con longitudes de 3, 9 y 18 m.

Los movimientos de la ladera disminuyeron con los tratamientos que se realizaron durante la construcción y el primer llenado que consistieron en:

- 1) Banqueo del talud en cuatro niveles de bermas utilizando voladura con precorte para disminuir la sobre excavación y el daño a la roca.
- 2) Refuerzo mediante anclas de fricción de 25,4 o 38,1 mm de diámetro y de 4,5 a 15 m de largo.
- 3) Colocado de concreto lanzado con malla electrosoldada con sistema de drenaje a base barrenos en roca de 38,1 mm de diámetro y 20 cm de longitud.

Adicionalmente, como resultado de los análisis de estabilidad, fueron llevado a cabo trabajos de estabilización adicionales consistentes en excavar arriba de la berma 456 y la construcción de un muro de concreto reforzado anclado al pie del talud (Figura V.3).



Figura V.3 Tratamientos en el talud derecho del canal de llamada de la obra de excedencias

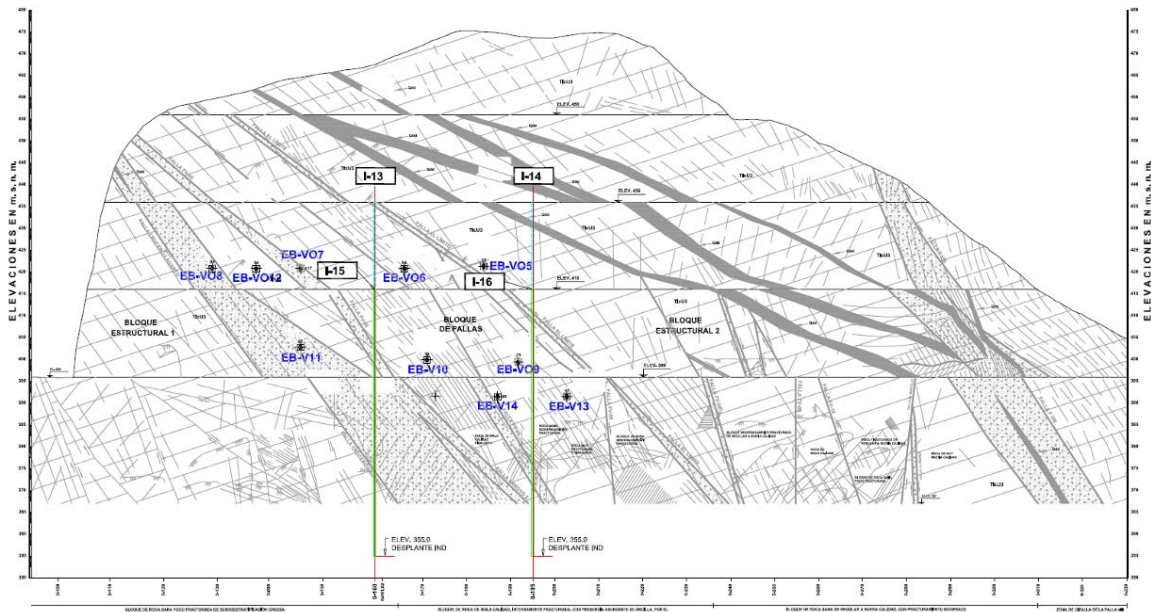


Figura V.4 Instrumentación instalada en el Talud derecho del canal de llamada de la obra de excedencias

Para conocer el comportamiento del talud a profundidad después de los cortes de estabilización, se instalaron cuatro inclinómetros, dos a la elevación 416 m y dos a la elevación 436.

Los inclinómetros de la berma 436 tienen una profundidad 80 m. Los inclinómetros de la berma 416 tienen una profundidad de 60 m. la instrumentación actualmente muestra que no hay movimientos significativos ni tendencias de movimiento.

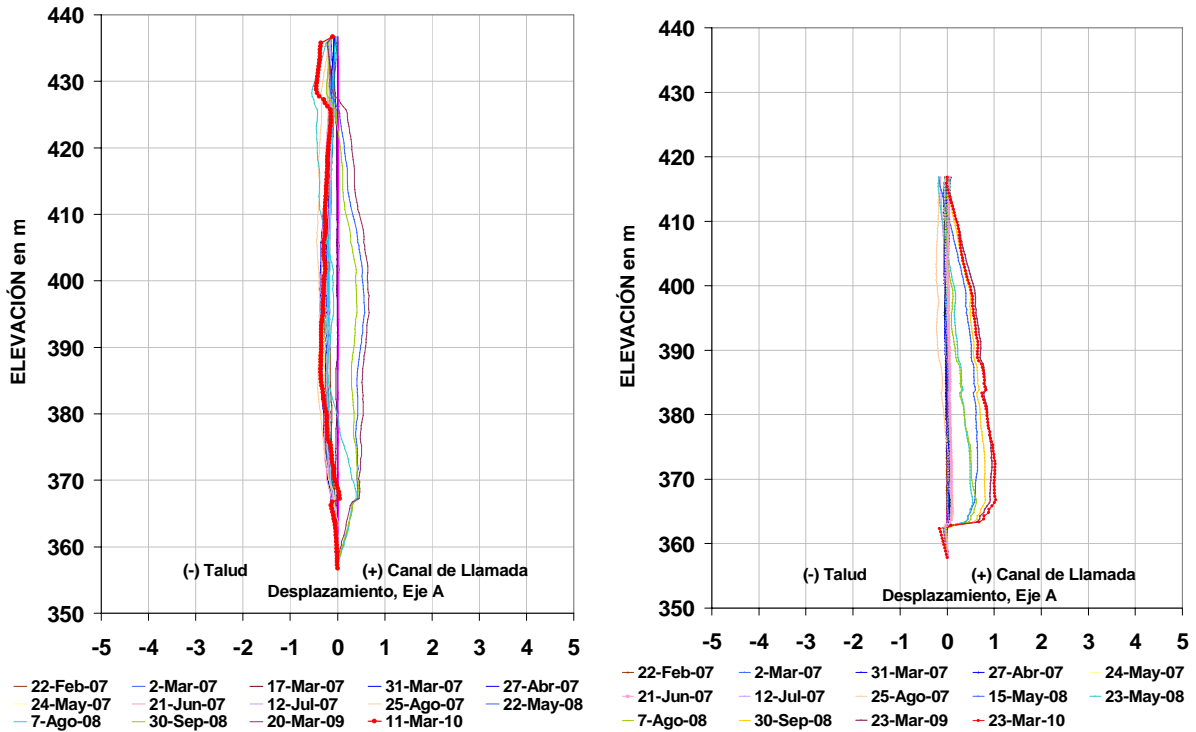


Figura V.5 Desplazamientos en los inclinómetros I-14 e I-16, en el Eje A.

Muro alabeado

Entre la cortina y la obra de excedencias fue labrado un muro alabeado de 30 m de altura para encauzar el agua y donde se apoyaría el lado izquierdo del vertedor de demasías. Geológicamente las discontinuidades más significativas encontradas fueron Lagarto y Arrollo 2. Desde la excavación se mantuvo en observación debido a sus características geométricas y geológicas.

La información instrumental indicó la inestabilidad de esta estructura, que presentaba desplazamiento radial al corte, con aceleración en algunos grupos de extensómetros.

Las velocidades de los desplazamientos se incrementaron con el tiempo, siendo sensibles a las actividades de construcción en el entorno cercano, lo que confirmó la inestabilidad de la estructura y la poca eficiencia de los trabajos de estabilización realizados a la fecha.

Con el fin de conocer el comportamiento del corte se instalaron dos inclinómetros denominados I-7 y I-8 a 30 y 35 m de profundidad respectivamente, a partir de julio de 2004 se registraron valores de desplazamiento hacia el canal de llamada y la obra de toma con tendencia de aumento diario, con una magnitud máxima en octubre de 2004, de 11,5 y 3 cm. Estos movimientos tuvieron su origen en la descompresión de la roca (discontinuidades geológicas), la falta de confinamiento y su geometría. Con estos aumentos también se detectaron agrietamientos en la corona y en las paredes.

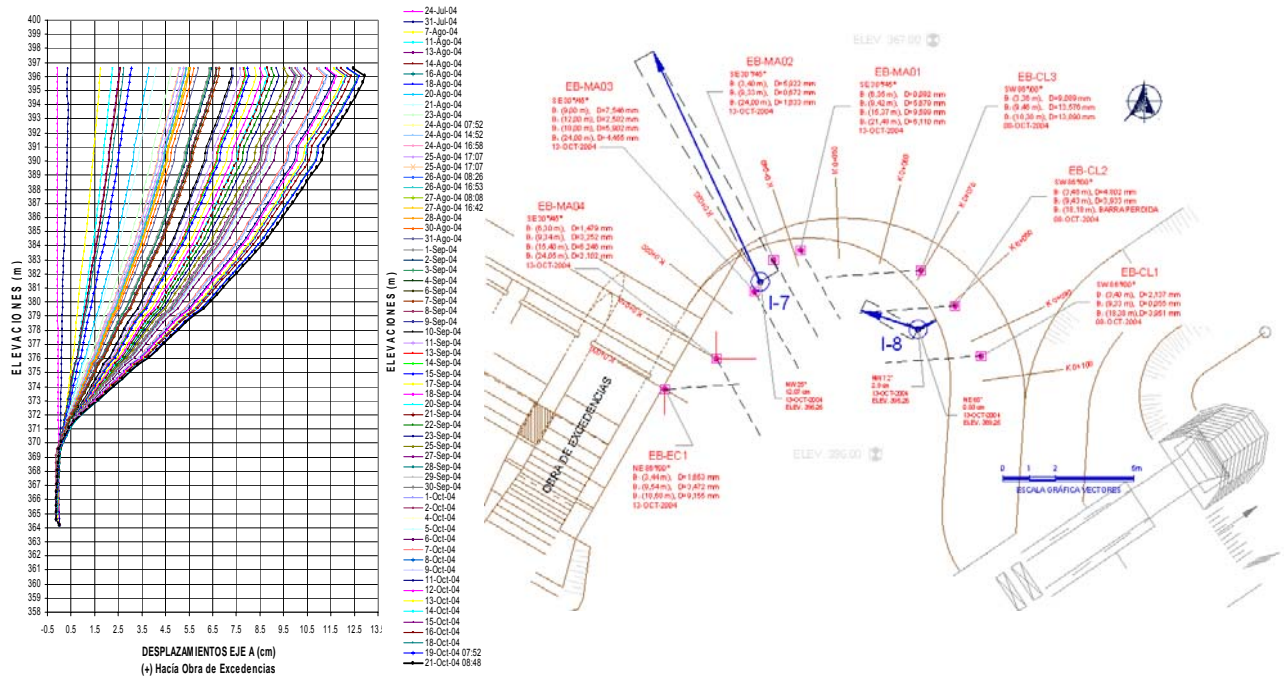


Figura V.6 Inclínómetro I-7 en el muro alabeado.

Los tratamientos consistieron en excavación de bermas, colocación de concreto lanzado e instalación de anclaje, así como la sustitución del material retirado con una retícula de concreto. Con objeto de conocer todo momento los movimientos en esta zona después de los trabajos de estabilización, se instalaron los inclinómetros I-9 e I-10.





Figura V.7 Muro alabeado de la obra de excedencias.

V.4. Presa La Yesca

V.4.1 Margen izquierda

La excavación de los portales de entrada y las condiciones geológicas del sitio generaron inestabilidad en la ladera izquierda que afectó los túneles de desvío y el apoyo del plinto de proyecto. Los estudios geológicos y los resultados de la instrumentación indican que la zona inestable está delimitada, hasta el momento, por las fallas: Colapso Activa, Colapso 1, la ladera libre y la zona próxima a la falla Vertedor 1.

El 13 de mayo de 2008 en el camino 9MI se detectó visualmente el desplazamiento de la falla Colapso, por lo que se decidió instalar un sistema de auscultación y realizar las siguientes acciones para estabilizar el movimiento:

1. Reducción de carga de voladuras y ajuste en tiempos de detonación.
2. Primer retiro de material en cuatro etapas.
3. Construcción de un monolito de concreto ciclópeo de 57,000 m³ en los portales de entrada de los túneles, entre las elevaciones 397 y 435 m, del 8 de julio al 24 de septiembre de 2008.
4. Construcción de galería de cortante a la elevación 395 m.
5. Excavación de seis lumbreras de cortante, la primera de ellas se perforó del 7 al 14 de enero de 2009.
6. Construcción de pantalla de drenaje.
7. Construcción de túneles falsos arropados con aluvión.
8. Revestimiento con concreto armado a lo largo de los túneles 1 y 2.

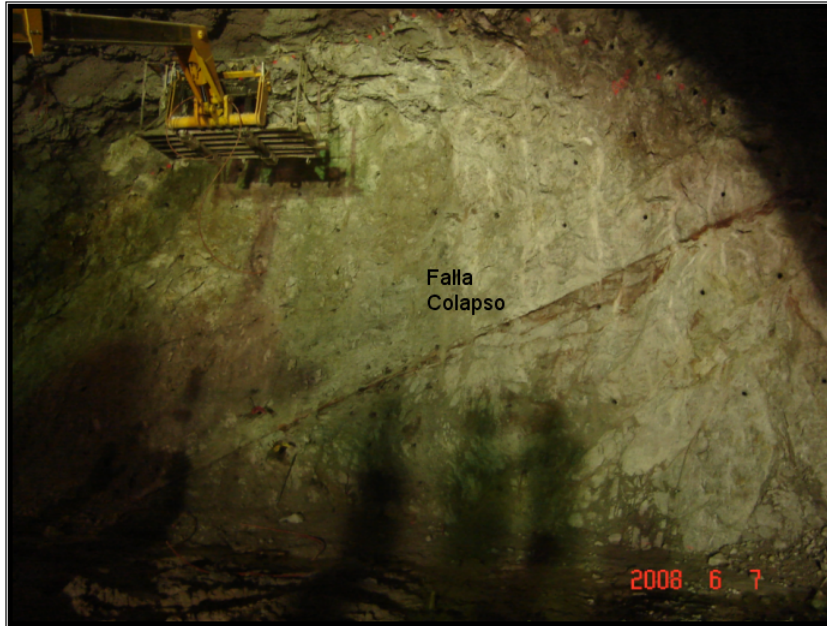


Figura V.8 Falla Colapso en el tunen de desvío No. 1.

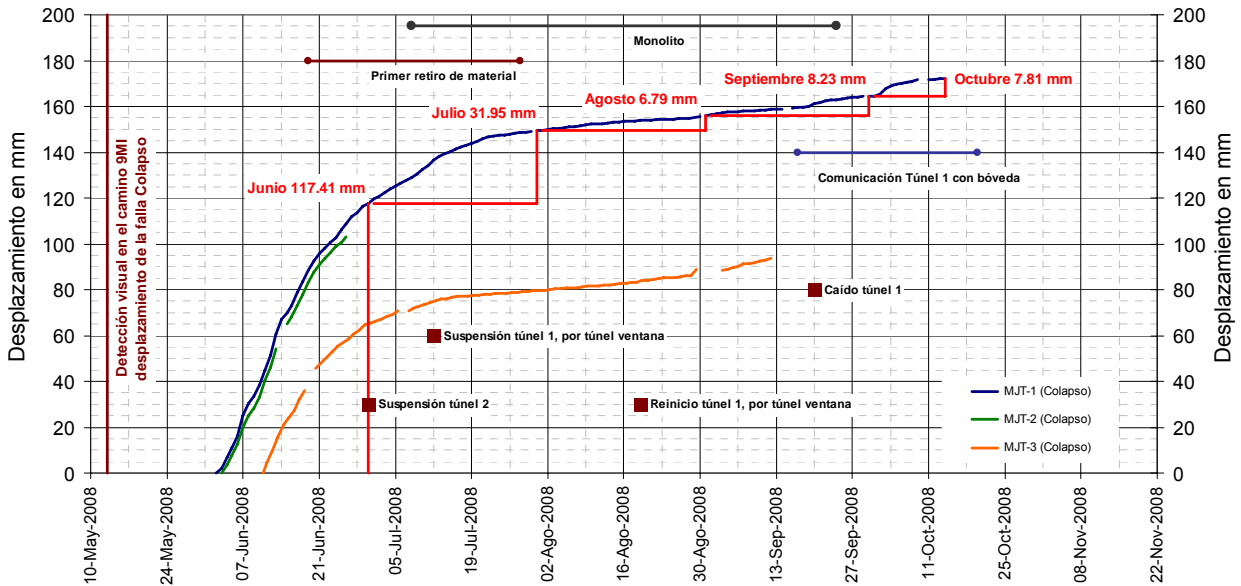


Figura V.9 Medidores tridireccionales en la falla Colapso.

V.4.2 Subestación

Las estructuras geológicas más importantes que han regido la excavación definitiva del talud de la subestación son: la Falla Crucero-Pitayo, Falla Rodaderos y la Falla la Sabanilla, debido a que estas forman importantes cuñas de roca de mala calidad. En los primeros días de julio de 2009 se incrementó el movimiento en los cortes de las laderas, debido a que el



sistema de fallas fue influenciado desfavorablemente por las precipitaciones. Para estabilizar estos cortes, a partir del 10 de septiembre de 2009 se están retirando 158000 m³ entre las elevaciones 580 y 632 m, al ras de la falla La Sabanilla.

Con el retiro de material entre las elevaciones 580 y 632 m y la falla La Sabanilla, disminuyeron los desplazamientos en los cortes de la subestación. En septiembre de 2009 se colocaron referencias superficiales en la elevación 680 m, para ampliar la zona de control. Desde su instalación no ha habido indicios de movimiento (Fig. 21).

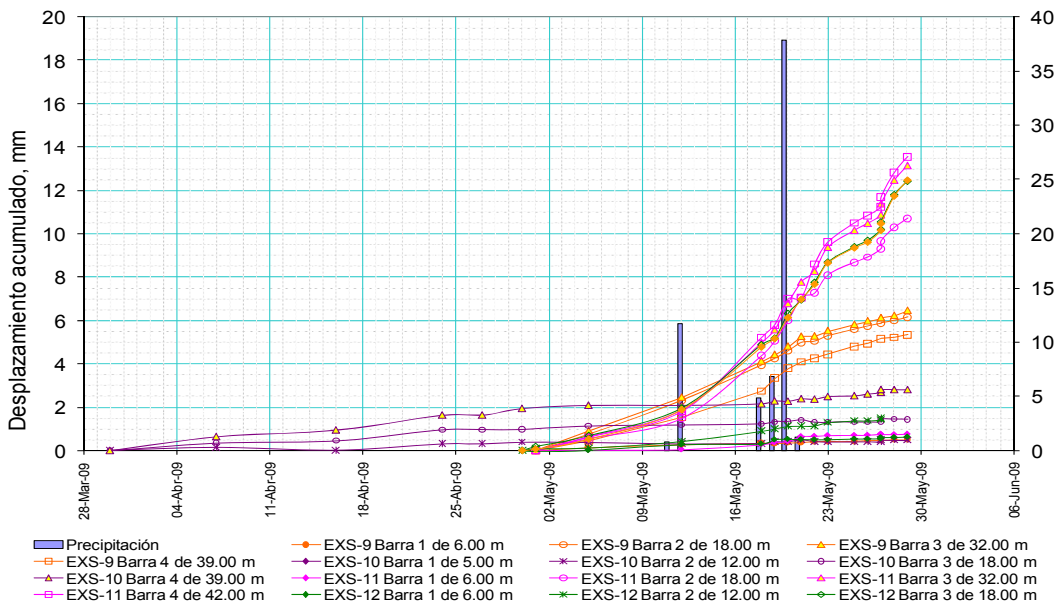


Figura V.10 Desplazamientos acumulados en los extensómetros instalados en la subestación.

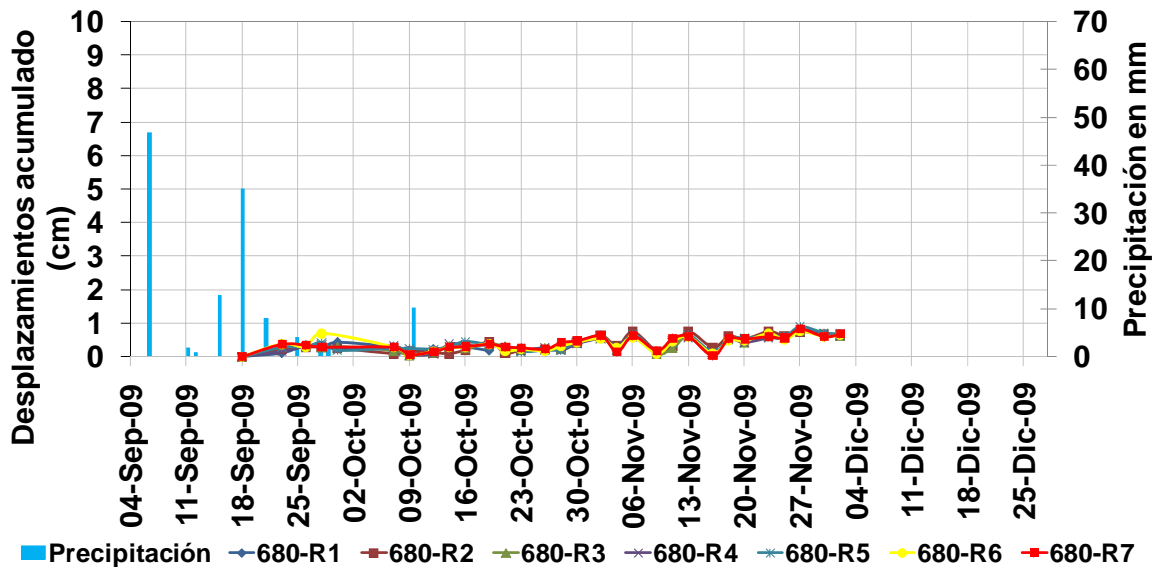


Figura V.11 Referencias superficiales en la subestación.



Figura V. 12 Vista actual de la subestación.



CONCLUSIONES

Durante la construcción u operación de una presa se pueden presentar comportamientos anómalos, que comprometen la viabilidad del proyecto, la seguridad de la construcción y del personal que en ella labora.

El control regular del comportamiento de la obra desde su etapa de construcción, mediante la interpretación de datos instrumentales, ayuda a conocer el comportamiento de las estructuras, para verificar hipótesis y criterios de diseño, y para ajustar especificaciones de materiales y su colocación; y durante la vida útil de la estructura, para detectar oportunamente cualquier anomalía.

Este conocimiento permite evaluar en todo momento las condiciones de seguridad de las estructuras y, sobre todo, observar la tendencia de las variables que pueden indicar un comportamiento anómalo, además de proporcionar información útil para mejorar el estado del conocimiento y los diseños futuros.

El Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD), reconoce tres objetivos principales de la instrumentación:

Verificar las hipótesis de diseño, conocer la influencia de diversos factores en el comportamiento y detectar anomalías durante la etapa de construcción, así como la necesidad de eventuales cambios en el diseño y su impacto en la seguridad, estableciendo un control durante la etapa de construcción.

Conocer el comportamiento de las estructuras durante su operación bajo condiciones de carga normales o extraordinarias (como los sismos o el primer llenado), con el fin de evaluar su seguridad y corregir con oportunidad las anomalías o deficiencias que se presenten.

Obtener conocimientos que permitan mejorar el estado del conocimiento en diseño y construcción de presas, reduciendo costos sin demérito de la seguridad, de las estructuras térreas y cimentaciones que se construyan en el futuro.

Por lo tanto la implementación de un sistema de auscultación permite obtener información cuantitativa para adecuar y corregir las obras civiles de manera racional desde la etapa constructiva o por la ocurrencia de eventos que puedan tener efectos significativos, obteniendo seguridad y eficiencia.

Los sistemas de auscultación implementados en estos tres proyectos como se ha expuesto, han evidenciado anomalías y ayudado a delimitar zonas con potencial de deslizamientos, además durante la etapa de operación han podido tomarse acciones para mitigar alguna anomalía, como en el caso de la cara de concreto de la Presa Aguamilpa.



EVALUACIÓN DE IMPLEMENTAR SISTEMAS DE AUSCULTACIÓN EN LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO CASO DE ESTUDIO: PRESAS AGUAMILPA, EL CAJÓN, NAY. Y LA YESCA, JAL



RECONOCIMIENTOS

Se agradece a la Oficina de Estructuras Téreos del Departamento de Análisis y Evaluación de la GEIC (Comisión Federal de Electricidad), por el apoyo en la utilización de los datos que forman parte de su acervo.



BIBLIOGRAFÍA

1. Macedo. G. (2000), Informe de Comportamiento de 1993 a 1999, C. H. Aguamilpa, Nay., Comisión Federal de Electricidad, Junio de 2000.
2. Torres Bonilla Erick (2008) "P.H. El Cajón, Nay., Informe de comportamiento, 14 de julio de 2006 al 27 de febrero de 2008". Subgerencia de Seguridad de Estructuras, CFE.
3. Mena Sandoval Enrique (2005) "Evaluación de la posibilidad y tipo de falla de la presa durante el primer llenado". Subgerencia de Seguridad de Estructuras, CFE.
4. Comisión Federal de Electricidad "Proyecto Hidroeléctrico El Cajón, Nay., Libro Técnico"
5. Torres Bonilla Erick (2008) "P.H. El Cajón, Nay., Informe de comportamiento, 14 de julio de 2006 al 27 de febrero de 2008". Subgerencia de Seguridad de Estructuras, CFE.
6. Yáñez Santillán David (2005) "Vínculo Ingeniería-Construcción en el Proyecto Hidroeléctrico El Cajón". Gerencia de Ingeniería, ICA.
7. Pérez García, Graciela. "Informe de inspección del 23 al 25 de septiembre de 2009", Subgerencia de Seguridad de Estructuras, CFE.
8. Torres Bonilla Erick. "Informe de comportamiento al 15 de julio de 2009", Subgerencia de Seguridad de Estructuras, CFE.
9. Pagina WEB <http://k1000d.cfemex.com/yesca/>
10. Informes y presentaciones semanales de la oficina de instrumentación en sitio P.H. La Yesca
11. "Avances de obra civil P.H. La Yesca", Subdirección de Construcción, CFE.