



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

**Análisis y recomendaciones para los caminos definitivos de
Generación en la Central Hidroeléctrica La Yesca, Nayarit.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

P R E S E N T A :

JORGE OCAMPO TOLEDO

TUTOR:

DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

MÉXICO D.F.

2013

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. German López Rincón

Secretario: M.I. Deménegui Colina Agustín

Vocal: Dr. Rivera Constantino Rigoberto

1^{er}. Suplente: M.I. Castilla Camacho Jorge Efraín

2^{do}. Suplente: Dr. Escalante Sandoval Carlos

Lugar donde se realizó la tesis: México, D.F.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Rigoberto Rivera Constantino

FIRMA

Dedicatoria y Agradecimientos.

A mis padres Jorge Ocampo Ordoñez y Nadia Toledo Marín, porque es gracias a ellos que he podido terminar una carrera, he tenido la oportunidad de estudiar, y gracias por su apoyo y enseñanzas que me han servido para enfrentar la vida y los retos que me he propuesto. A mi hermana Nadia “la ku” por brindarme tanto apoyo durante toda mi vida.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, al Programa de Posgrado en Ingeniería de la UNAM y a sus profesores, por formarme como profesionista, por la educación que me han brindado y la oportunidad de conocer amigos y profesores; siempre será un orgullo poder decir *“POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU”*

A mi esposa Angélica Igleas Pacheco, por apoyarme siempre en mis proyectos aun cuando las cosas parecieran muy difíciles, por darme confianza, seguridad y fuerza para seguir adelante.

Al Dr. Rigoberto Rivera Constantino, por orientarme y auxiliarme en esta última etapa de mis estudios profesionales, y muy en especial por dirigir esta Tesis, no solo como profesor sino como amigo

A la Gerencia de Ingeniería Civil de la SDG Comisión Federal de Electricidad, en especial al Ingeniero Gherman Castellanos Román, El Teacher, por enseñarme el camino del SER, a la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil CFE (Subgerencia de Seguridad y Estructuras y a la Subgerencia de Geotecnia y Materiales), a la Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos de la CFE en especial al Dr. Humberto Margengo Mogoyon por apoyar a la juventud mexicana en proyectos de ingeniería y a su equipo de colaboradores. Así como a mi empresa, la CFE, por darme las oportunidades para realizar este sueño.

A mis amigos, por brindarme su amistad, por apoyarme y por acompañarme durante esta carrera.

Como me dijo un día el Teacher **“Eres como el agua que golpea a la piedra, que de tanto insistir logra romper a ésta”**.

ANÁLISIS Y RECOMENDACIONES DEL CAMINO DEFINITIVO PARA GENERACIÓN EN LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA LA YESCA, NAY.

RESUMEN

En las Centrales Hidroeléctricas de la Comisión Federal de Electricidad, se han presentado problemas en los caminos de acceso, provocando altos costos en el mantenimiento y puesta en servicio de los mismos. Esto es producto de las exigencias que se tienen en los proyectos, la poca importancia que se les da a las obras adicionales y al tiempo de terminación de las obras. En el Proyecto Hidroeléctrico La Yesca, Nay, se tiene una inquietud genuina por el estado que guarda el único camino de acceso que se tiene 1VD por el área de Generación de la CFE, ya que se identificó un área inestable denominada Depresión Socavón.

A causa de esta inquietud, fue necesario utilizar los estudios geológicos-geotécnicos, la instrumentación geotécnica, las pruebas de laboratorio y geofísica. Con la finalidad de caracterizar el terreno (Qta Terraza Aluvial) que constituye el plano de falla en esta zona.

Este trabajo, describe los análisis de estabilidad bidimensionales, empleando las diferentes disciplinas para entender y poder interpretar un suelo tan difícil de caracterizar Qta (matriz arcillo arenosa y boleos de tamaños máximos de 50 cm de diámetro); los resultados permitieron establecer los factores de seguridad mínimos en condiciones particulares como son los fenómenos de saturación y sismo. Por la incertidumbre que se tiene del comportamiento de esa ladera y la problemática observada en sitio, se proponen soluciones locales y generales para el camino, esto es con la finalidad de mantener disponible el camino para el área de Generación de la CFE.

ABSTRACT

In the Central Hydroelectric Power from the Comisión Federal de Electricidad, problems have been presented in the access roads, leading to high costs in maintenance and commissioning them. This is a product of the demands which are the projects, the little importance given to the additional works, and at the time of completion of the works. In the La Yesca hydroelectric project, Nay, you have a genuine concern for the state that holds the only access road that has 1VD by the generation of the CFE area, since an unstable area called Depresión Socavón was identified.

Because of this concern, it was necessary to use the geological-geotechnical studies, geotechnical instrumentation, geophysics and laboratory tests. In order to characterize the terrain (alluvial terrace Qta) that constitutes the level of failure in this area.

This work describes the stability analyses two-dimensional, using different disciplines to understand and be able to interpret a soil difficult to characterize Qta (matrix clay sandy & gravel; rocks of maximum sizes of 50 cm in diameter); the results allowed to establish minimum safety factors in particular conditions such as saturation and earthquake phenomena. Because of the uncertainty that has the behavior of this slope and the problems observed on site, proposes local and general solutions for the road, this is in order to keep the way for generation of the CFE area available.

Índice General

ALCANCES	1
I INTRODUCCIÓN	2
I.1 ESTRUCTURAS QUE CONFORMAN UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA	3
I.2 INSTRUMENTACIÓN QUE SE UTILIZA EN UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA	14
I.3 PROBLEMÁTICA EN CAMINOS DE ACCESO A LAS CENTRALES HIDROELÉCTRICAS DE LA CFE	24
I.4 INFORMACIÓN GENERAL DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO LA YESCA	35
I.5 OBJETIVO	41
I.6 LOCALIZACIÓN	41
II MARCO TECTÓNICO DE REFERENCIA	42
II.1 ESTRATIGRAFÍA Y GEOLOGÍA	42
II.2 ESTRATIGRAFÍA Y GEOLOGÍA LOCAL	43
II.3 UBICACIÓN Y TRAZO DEL CAMINO	46
II.4 ZONAS CRÍTICAS EN EL CAMINO	51
III. METODOLOGÍA	54
III.1 SECCIONES CRÍTICAS	59
III.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA EL CAMINO	61
III.3 ANÁLISIS POR MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO, SPENCER Y SARMA	63
III.4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	71
IV CONCLUSIONES	77
V BIBLIOGRAFÍA	79

ALCANCES

Este trabajo tiene como objetivo, proporcionar el análisis y recomendaciones de solución para el tramo de camino definitivo de acceso a la PH La Yesca que apliquen para mantener los niveles de seguridad adecuados para el personal de operación de la Central. Este camino inicia en el edificio técnico-administrativo ubicado en la margen izquierda (Elevación 725 m.s.n.m) hacia el puente vertedor (Elevación 580 m.s.n.m) ubicado en margen izquierda y cruzando el talud aguas abajo de la cortina para entrar al túnel en la margen derecha del macizo rocoso (Elevación 426) donde se encuentra alojada casa de máquinas.

La introducción tiene la finalidad de proporcionar un panorama general del desarrollo de las presas de enrocamiento con cara de concreto, construcciones similares en México y las obras de generación dentro de la Comisión Federal de Electricidad.

El primer capítulo será en referencia a los datos generales del proyecto PH La Yesca, donde se abordarán los temas relacionados a la topografía, geología, hidrología, a las estructuras de la Central como son: cortina, vertedor, obra de toma, obra de excedencias, caminos de acceso, etc. La instrumentación con la que se cuenta en las Centrales Hidroeléctricas, problemática en los caminos de acceso en las Centrales Generadoras de la CFE, objetivo del trabajo, metodologías, pruebas de campo, pruebas de laboratorio y los análisis que se realizaran para determinar las condiciones de estabilidad del camino.

En el segundo capítulo se presenta la geología, la estratigrafía general y local, la ubicación y trazo del camino con información geológica de detalle, sondeos geológicos, sondeos geotécnicos, estudios con dispersión de ondas (velocidad de corte en suelos) y determinación de las secciones críticas para el análisis.

El tercer capítulo presenta el análisis paramétrico con lo observado en campo, análisis con pruebas de laboratorio y diferentes geologías que fueron interpretadas durante el desarrollo del proyecto. Los métodos para el análisis utilizado en la estabilidad de taludes, así como el uso de software Galena y los resultados obtenidos.

En el cuarto capítulo se presenta una discusión de los resultados, así como comentarios de los problemas que se presentaron durante el desarrollo de este trabajo. Las posibles propuestas de solución para los problemas encontrados y procedimiento constructivo, esto con la finalidad de proporcionar un camino con el mínimo costo en mantenimiento durante la vida útil de la Central.

En el quinto capítulo se proporcionan las conclusiones de este trabajo a las que se ha llegado a través de la observación, instrumentación y análisis del comportamiento de los caminos definitivos a la presa La Yesca.

I INTRODUCCIÓN

La primera presa de enrocamiento con cara de concreto (CFRD) fue construida en California en 1895. El diseño de este tipo de presas ha sido hasta ahora principalmente de modo empírico y basado en la experiencia.

Algunas de las presas de enrocamiento han presentado excesivas deformaciones en 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. Por tanto, entre los años de 1955 y 1965 se adoptó la compactación del enrocamiento.

Terzaghi introdujo el cambio de una pantalla de impermeabilización profunda para la adopción del uso del plinto en lugares donde la excavación de la pantalla pudiera ocasionar pérdida o fractura de la roca haciéndola más permeable.

Aunque en México se han construido este tipo de presas desde 1940, la más representativa es Aguamilpa con 186 m de altura construida en 1993 en el estado de Nayarit. Actualmente ha finalizado la construcción de El Cajón, en el mismo estado, con altura de 188 m, y está en construcción la presa La Yesca, Jal, con una altura de 220m.

La Comisión Federal de Electricidad en su área de Generación (Subdirección de Generación) tiene a su cargo la operación, mantenimiento y seguridad de las Centrales Generadoras en todo el territorio mexicano. Dentro de los procesos para generar energía eléctrica se encuentran: Hidráulica, Termoeléctrica, Carboeléctrica, Eólica, Nucleoeléctrica y Geotérmica.



I.1 ESTRUCTURAS QUE CONFORMAN UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA

Una Central Hidroeléctrica es aquella que utiliza el agua almacenada (embalse) para la generación de energía eléctrica.

CORTINA

La cortina de enrocamiento con cara de concreto consisten en:

a) Plinto.

Es de concreto reforzado colocado en roca de baja permeabilidad, sirve para unir la cara de concreto con la cimentación de la presa (Fig. 1). El ancho del plinto se establece en función del gradiente hidráulico que puede soportar la roca de cimentación.

La roca donde se coloque el plinto debe ser inyectable y no erosionable, la cual se debe de anclar para poder inyectar bajo el plinto la pantalla de impermeabilización y considerando una presión adecuada de diseño.

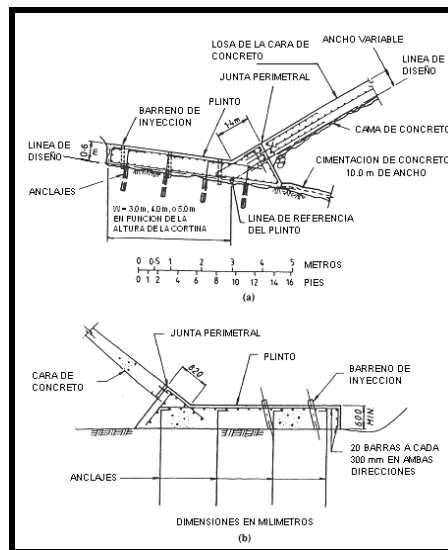


Fig 1. Diseño común del plinto.

b) Cara de concreto.

Concreto reforzado, preferentemente entre 0,25 y 0,6 m de espesor, con juntas verticales, horizontales y perimetrales, con la función de absorber las deformaciones ocurridas durante construcción y debidas a la carga hidráulica del embalse. (Fig. 2)

El ancho de las losas está definido comúnmente por el tamaño de las cimbras deslizantes, en general varían entre 14 y 16 m.

Las juntas trabajan a tensión y compresión, el sello que se coloca en cada uno de ellos es diferente para tomar las sollicitaciones de servicio. Los sellos pueden utilizarse para evitar filtraciones, en estos se emplean tres materiales: el sello de cobre, PVC y "mastic o Igas", en el caso de Aguamilpa se utilizó cenizas volantes como se usaron en El Cajón en lugar de sello.

En las tres cortinas (Aguamilpa, El Cajón y La Yesca) se colocó ceniza volante frente a las juntas verticales sujetas a tensión; en las juntas perimetral a lo largo del plinto, además del sello de cobre y de PVC.

La ceniza tiene la función de penetrar por la grieta para retacar el espacio generado por la separación en las losas, disminuyendo el gradiente hidráulico. Este efecto puede ser observado cuando se pierde el nivel de ceniza volante en la parte superior de los contenedores; los contenedores pueden ser rellenos de ceniza volante nuevamente para continuar con su uso.

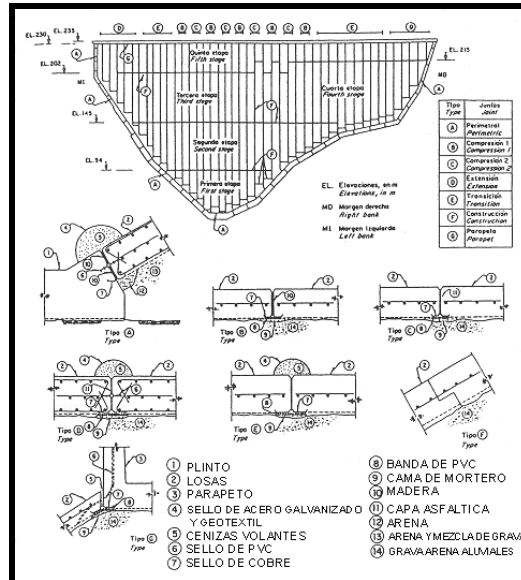


Fig 2. Cara de concreto y diseño de juntas en la presa Aguamilpa.

c) Enrocamiento.

A continuación se enlistan los materiales típicos de este tipo de presas según la clasificación ICOLD de 2010 y sugerido por Cooke (1988):

Zona 1A. Sedimentos de grano fino y arenas con gravas aisladas, con rocas de tamaño de respaldo de 150mm.

Zona 1B. Material mixto de arcillas, arenas, gravas, para proporcionar la protección de la zona A1. Con espesores por capas de 200 a 300 mm y compactados.

Zona 2A. Filtros de arenas y gravas, localizados en las juntas perimetrales de la cortina. Este material se compacta por capas de 200 a 400 mm con compactadores vibratorios.

Zona 2B. Es el material que proporciona soporte a la cara de concreto. El material esta conformado de arenas con gravas, colocado en capas horizontales de 400 mm y compactado normalmente con 4 pasadas de un rodillo vibratorio de 10 toneladas.

Zona 3A. Es el material de transición entre la zona 2B y el enrocamiento de la zona 3B. El material consiste en un enrocamiento con tamaño máximo de 400 mm o menos, colocado en capas de 400 mm y compactado con al menos 4 pasadas de un rodillo vibratorio de 10 toneladas.

Zona 3B. Esta zona comúnmente consiste en un enrocamiento con tamaño máximo de 1000 mm, colocados en capas de 2000 mm y compactadas con 4 pasadas de un rodillo vibratorio de 10 toneladas.

Zona 3C. Esta zona comúnmente consiste en un enrocamiento con tamaño máximo de 2000 mm, colocados en capas de 1000 mm y compactadas con 4 pasadas de un rodillo vibratorio de 10 toneladas.

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.

		3B	T		3C	
Espesor, cm		60	80		100	
Material		Aluvi6n	Daocita fluidal	Daocita porf6dica	Daocita fluidal	Daocita porf6dica
N6mero de pasadas		6	6		8	
Peso volum6trico seco, kN/m ³		20,73	19,47	18,28	19,52	18,34
Relaci6n de vac6os		0,247	0,334	0,414	0,331	0,410
Densidad de s6lidos	Material mayor que Malla 4 (4,76 mm)	2,66	2,64	2,63	2,64	2,63
	Material menor que Malla 4 (4,76 mm)	2,62	2,62	2,65	2,62	2,65
Rotura de granos (fragmento de 5 cm de di6metro), kN	Seca	12,0	5,0	4,8	5,0	4,8
	Saturada	10,0	3,6	4,0	3,6	4,0
Granulometr6a	Finos, %	1,3	0,8	0,8	0,8	0,8
	Arena, %	23,1	9,2	8,4	9,2	8,4
	Grava, %	40,9	50,3	54,0	50,3	54,0
	Boleos, %	34,7	39,8	36,8	39,8	36,8
Coeficiente de uniformidad		82,4	20,1	15,5	20,1	15,5
Coeficiente de curvatura		2,65	1,3	1,4	1,3	1,4
Arena	Absorci6n, %	3,1-3,3	3,8	2,8	3,8	2,8
	Intemperismo acelerado (Sanidad con sulfato de sodio o magnesio), %	2,46	2,04	4,35	2,04	4,35
Grava	Absorci6n, %	0,7-2,3	1,9-2,2	1,8-2,3	1,9-2,2	1,8-2,3
	Intemperismo acelerado (Sanidad con sulfato de sodio o magnesio), %	0,9	9,0	5,3	9,0	5,3
	Resistencia a la abracci6n, %	8,3-12,5	13,3-13,9	16,4-17,1	13,3-13,9	16,4-17,1
Roca intacta ⁽¹⁾	Peso volum6trico, kN/m ³	—	24,6-25,8	24,5-25,6	24,6-25,8	24,5-25,6
	Resistencia a la compresi6n simple, Mpa	—	165-263	75-118	165-263	75-118
M6dulo de deformabilidad E, Mpa ⁽²⁾		171	153	119	153	119
Angulo de fricci6n interna ϕ , grados ⁽²⁾		49	47	46	47	46

(1) La pruebas en roca intacta se ejecutaron en muestras recuperadas de la pedrera del banco El Guam6chil, para la daocita fluidal y del socav6n 5 (Cad. 0-168), para la porf6dica.

(2) Valores para esfuerzos medios octa6dricos (0,53, 0,87 y 0,47 MPa) esperados en los materiales 3B, T y 3C respectivamente, con base en los resultados de trabajos de campo y de laboratorio.

Tabla 1. Informaci6n de los materiales que conforman la presa La Yesca, Nay.

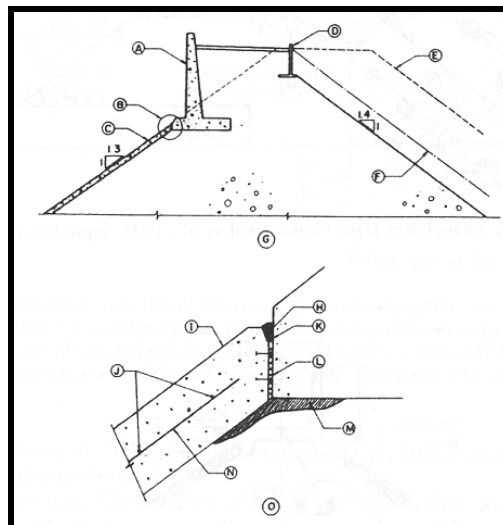
MAT.	FUNCI6N	CARACTERÍSTICAS	COLOCACI6N
1B	Protecci6n de cara de concreto.	Arena fina limosa	Tendido en capas de 30 cm sin compactar.
3F	Protecci6n del material 1B.	Enrocamiento $\phi < 40$ cm	Bandeado en capas de 40 cm
2	Apoyo de la cara de concreto.	Aluvi6n procesado $\phi < 3"$, $2\% < F < 5\%$ no pl6sticos.	Capas de 30 cm compactado con 4 pasadas.
2F	Apoyo de la cara	Aluvi6n	Capas de 30 cm

	de concreto en combinación con la junta perimetral.	procesado $\phi < 1\frac{1}{2}$ ", mezclado con 10 % de 1B, $5\% < F < 10\%$ no plásticos.	compactado con 4 pasadas.
3B	Aluvión del eje hacia aguas arriba y zona T.	Aluvión natural, $\phi < 12"$ no plásticos	Capas de 60 cm compactado con 4 pasadas.
T	Transición entre materiales 3B y 3C.	Materiales 3B ó 3C, $\phi < 60$ cm	Capas de 60 cm compactado con 4 pasadas.
3C	Enrocamiento, apoyo de material 4.	Fragmentos sanos, $\phi < 1$ m $F \leq 2\%$ no plásticos.	Capas de 1,20 m compactado con 4 pasadas.
4	Protección de enrocamiento (3C).	Fragmentos sanos, $\phi > 1$ m.	Empacado y acunado, material sobrante de la selección del 3C.

Tabla 2. Especificaciones de los materiales del terraplén de la cortina La Yesca.

d) 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 (Fig.). Se han usado paredes entre tres y cinco metros de altura.



B. Detalle de la junta. C. Cara de concreto. D. Parapeto aguas abajo.
 E. Enrocamiento adicional en caso de no colocar parapetos.
 F. Enrocamiento adicional en caso de no colocar parapeto aguas abajo.
 G. Detalle de la cresta. H. Mastic o IGAS. I. Cara de concreto.
 J. Refuerzo horizontal. K. Base para mastic o IGAS. L. Capa de neopreno.
 M. Tapón de mortero. N. Refuerzo inclinado. O. Detalle de la junta.
 Fig. 3. Detalle de la cresta (ICOLD, 1989). A. Parapeto aguas arriba.

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.

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 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 , para los periodos de construcción, primer llenado y operación.

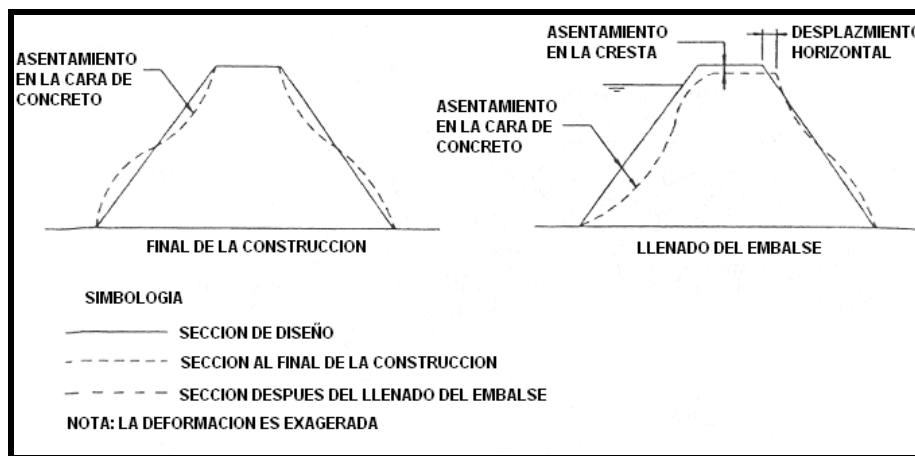


Fig. 4. Configuración de las deformaciones del terraplén durante la construcción, primer llenado y operación.

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.

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.

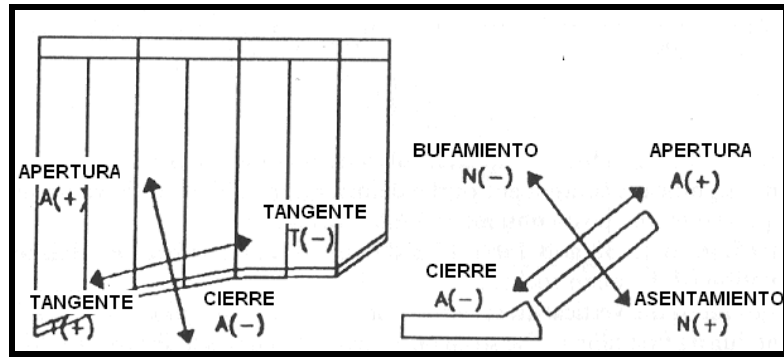


Fig.5. Desplazamientos en la junta losa-plinto.

En las losas, el mayor desplazamiento se registra aproximadamente en la altura media de estas, normalmente los desplazamientos en la cresta son menores al máximo.

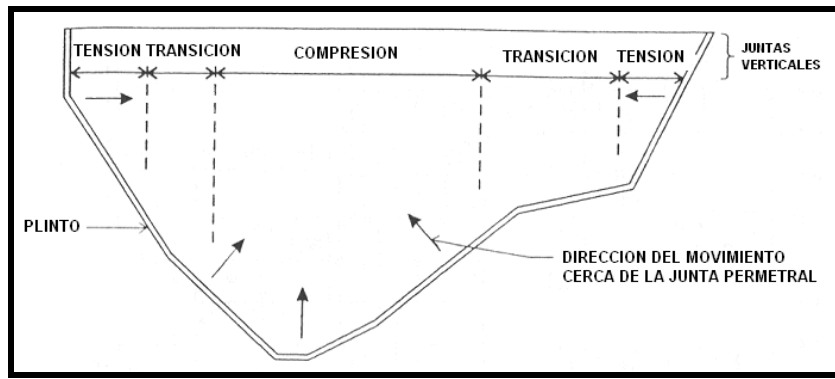


Fig.6. Desplazamientos en la cara de concreto.

Ventajas de las Presas de enrocamiento con cara de concreto.

- 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, 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.

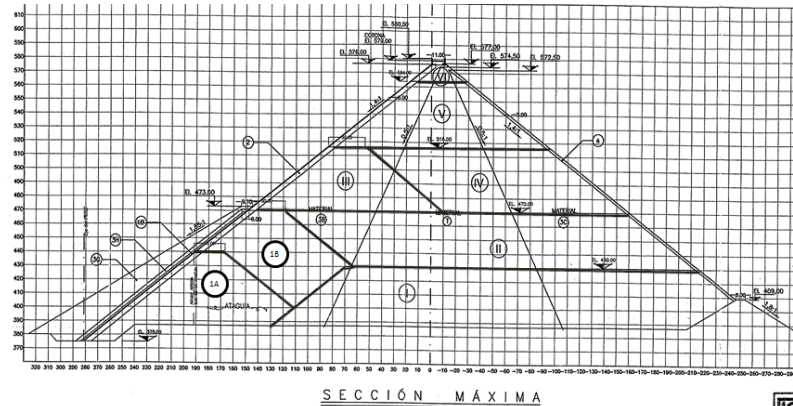


Fig. 7 Sección máxima de la presa de enrocamiento con cara de concreto PH La Yesca.

e) Obra de excedencias:

La obra de excedencias forma parte intrínseca de una presa de almacenamiento o derivación y su función es permitir la salida de los volúmenes de agua excedentes a los de aprovechamiento.

Estas obras deben ser consideradas como verdaderas válvulas de seguridad de una presa. La capacidad de la obra de excedencias está regida por la avenida de diseño, las características del embalse y el programa de operación de la propia obra (políticas de operación de vertedores).

Tipos de obras de excedencias: vertedor de caída libre, vertedores con caída en rápido, vertedores con tiro vertical, vertedores con descarga directa en el canal, vertedor con canal lateral y descarga de los vertedores.



Fig.8. Se observa la obra de excedencias de la CH El Cajón, Nay.

f) Obra de toma:

Estas obras son utilizadas para la extracción de agua del embalse con el fin de satisfacer diferentes propósitos como: generación de energía eléctrica, abastecimiento urbano, riego y control de inundaciones.

Los medios para poder captar el agua son: túneles, conductos a través de presas de tierra, conducción a través de presas de concreto, canales, bombeo, torres de captación, tomas inclinadas, etc.



Fig 9. Se observa la obra de toma de la CH Infiernillo, Mich.

g) Casa de máquinas:

Es la construcción donde se ubican las máquinas (turbinas, alternadores, etc) y los elementos de regulación y comando.

Estas obras pueden ser exteriores o bien interiores (dentro de los cerros).



Fig 10. Casa de máquinas exterior de la CH La Villita, Mich.



Fig 11. Casa de máquinas interior de la PH La Yesca dentro de la ladera derecha.

h) Subestación:

Es una instalación encargada de realizar transformaciones de la tensión, de la frecuencia, del número de fases o de la conexión de dos o más circuitos. Pueden encontrarse en el interior de los edificios o al aire libre.

Las subestaciones pueden ser de dos tipos:

1. Transformación: son encargadas de transformar la energía eléctrica mediante uno o más transformadores. Estas pueden ser elevadoras o reductoras de tensión.
2. Maniobra: son las encargadas de conectar dos o más circuitos y realizar sus maniobras, por lo tanto en estas no se transforma la tensión.



Fig 12. Subestación exterior de la CH La Villita, Mich.

i) Caminos de acceso:

Son vialidades internas, construidas durante la construcción de la obra del proyecto, algunas deberán habilitarse para dar servicio durante la operación de la Central.

Estos caminos son de vital importancia ya que conectan a todas las áreas en el proceso de generación.

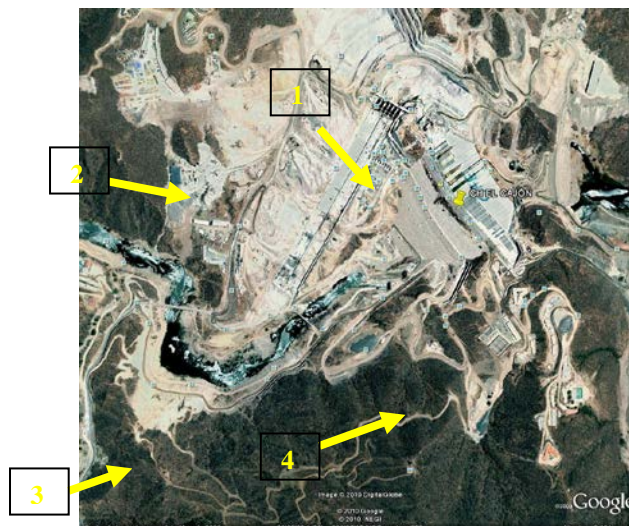


Fig 13. Caminos de acceso internos a la CH El Cajón, Nay. 1. Camino acceso a la Cortina, 2. Camino 5 vd, 3. Camino 6vd y 4. Camino oficinas téc-eco.

j) Galerías de inspección y filtración.

El seguimiento del nivel de agua en las laderas tiene como objetivo establecer cualquier vía de agua hacia las instalaciones subterráneas y identificar la eficiencia de las pantallas de impermeabilización y drenaje.

Las filtraciones son medidas por medio de vertedores de aforo que se colocan dentro de las galerías y se toman registros para observar la evolución (aumento, disminución y arrastre de partículas sólidas).

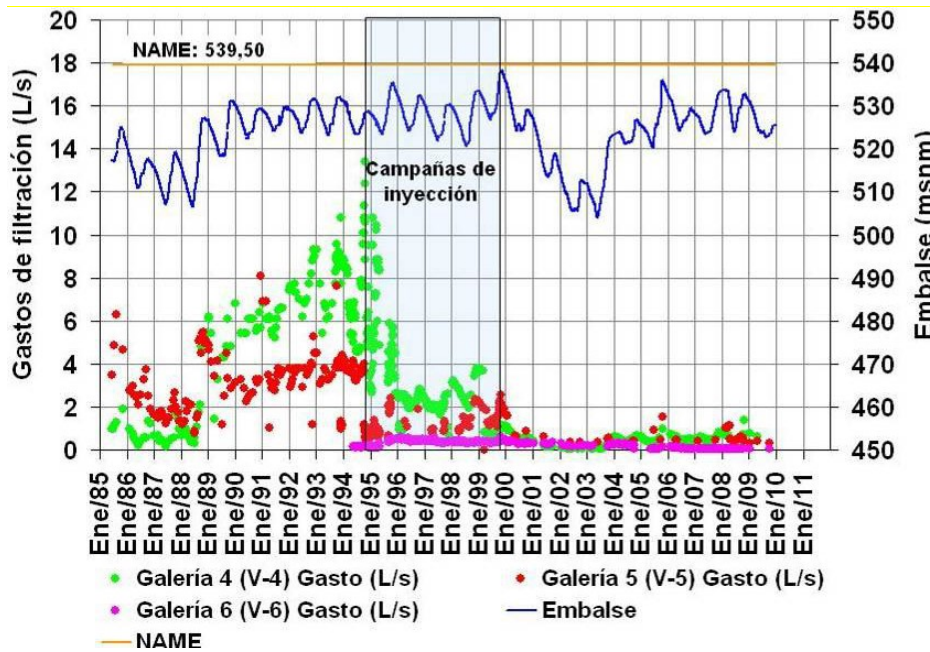


Fig 14. Gastos en la Ladera de Margen Derecha, CH La Angostura, Chis.

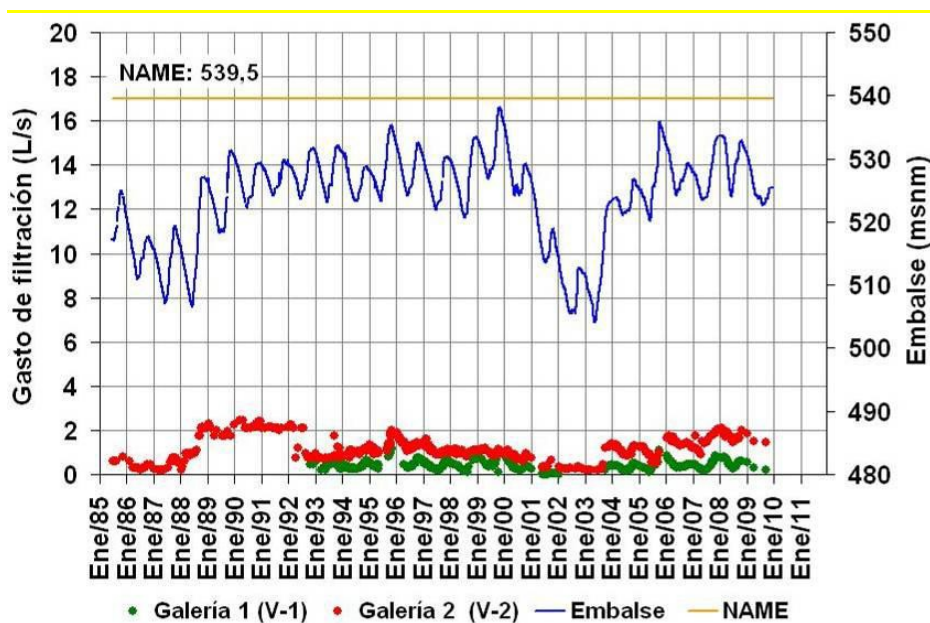


Fig 15. Gastos en la Ladera de Margen Izquierda, CH La Angostura, Chis.

k) Embalse.

Es un gran depósito que se forma artificialmente, por lo común cerrando la boca de un valle mediante un dique o presa, y en el que se almacenan las aguas de un río o arroyo, a fin de utilizarlas en el riego de terrenos, en el abastecimiento de poblaciones, en la producción de energía eléctrica (cita Real Academia Lengua Española).

En la SDG de la CFE se lleva el control de las aportaciones que se tienen en el embalse para mantener los niveles de operación de las Centrales, seguridad de las presas y el uso adecuado del agua.

Como ejemplo del manejo de los niveles de embalse, se anexa una descripción del embalse de sistema Grijalava, para la CH La Angostura, Chiapas.

En 1975, durante el primer llenado se rebasó por primera vez el NAMO de proyecto, alcanzando la elevación 528 m.s.n.m.; 4,4 m por encima del nivel de diseño de operación. En los años subsecuentes se mantuvo abajo de la cota 523 m.s.n.m., excepto en 1981 y 1984 cuando alcanzó elevaciones de 529 y 531 m.s.n.m., respectivamente. (Cita informe comportamiento GEIC).

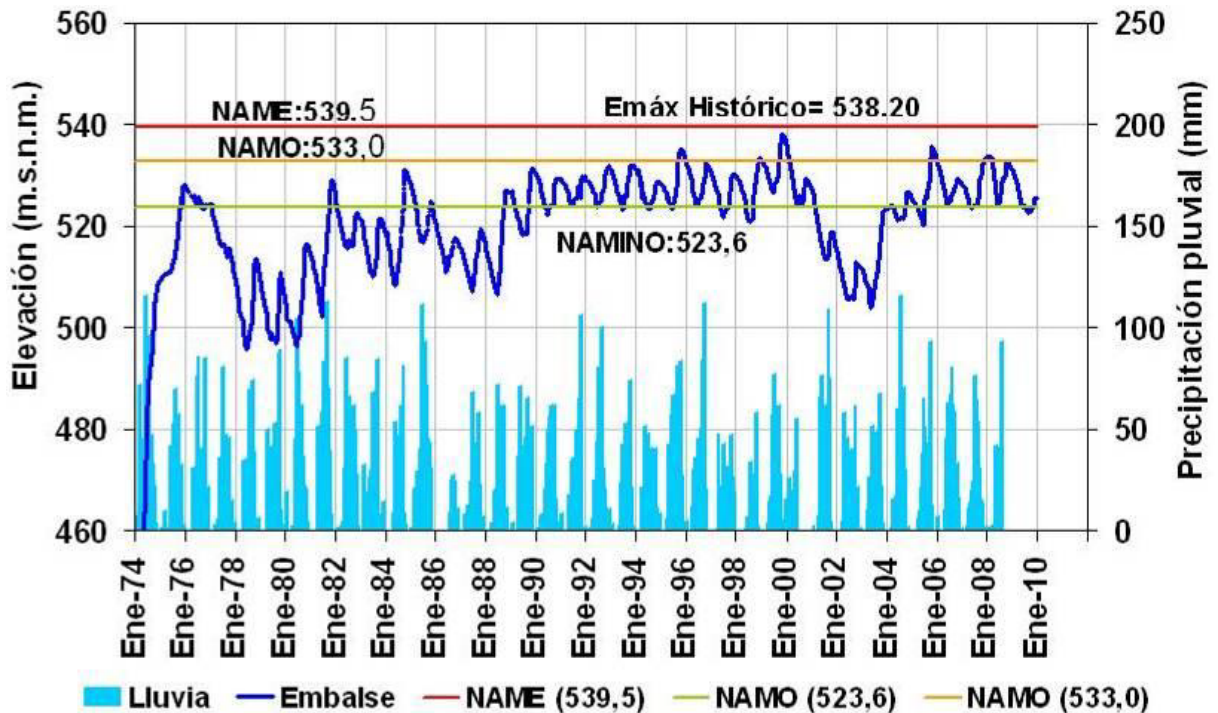


Fig 16. Configuración del embalse y precipitaciones pluviales (Enero 1974 a Noviembre de 2009).

I.2 INSTRUMENTACIÓN QUE SE UTILIZA EN UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA

Hablando de la instrumentación con fines geotécnicos en las grandes presas en México, nos remontaremos a la década de los 60, cuando la CFE inicio con la construcción de las grandes hidroeléctricas.

Durante más de 40 años se ha observado el comportamiento de las diferentes estructuras en una Central Hidroeléctrica, también se comenzó a instrumentar a las Centrales Termoeléctricas. En este tiempo se ha recuperado información valiosa para conocer el comportamiento de las estructuras durante el tiempo de vida útil, así como también se ha perdido información por falla de los equipos.

Con estos aparatos se miden por ejemplo: las deformaciones, esfuerzos, niveles de agua, sismo, movimientos y desplazamientos; en las Centrales Termoeléctricas la instrumentación no es tan amplia como en las Centrales Hidroeléctricas, éstas son: movimientos, desplazamientos, asentamiento, sismo, presiones de agua, esfuerzos en la cortina, gasto de las filtraciones, etc.

Los alcances al inicio de los años setenta eran muy limitados en las presas de tierra y enrocamiento, éstos eran registros de asentamientos, desplazamientos horizontales y presión de poro en el núcleo. En la construcción de la presa la Villita se utilizaron por primera vez celdas de presión para registrar los esfuerzos totales y los niveles hidráulicos para medir asentamientos.

En la actualidad con los avances tecnológicos se han creado instrumentos más sensibles, rápidos y exactos para obtener información del comportamiento de las estructuras en las Centrales.

Las estadísticas de la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) indican que la mayoría de los problemas severos en las presas ocurren durante el primer llenado o en los primeros años de operación, por lo que resulta de gran importancia el seguimiento detallado del comportamiento de todas las estructuras que componen la presa durante la etapa del primer llenado y los primeros 5 años de operación.

La cantidad y distribución de la instrumentación a colocar en una Central se define en función de las características en cada proyecto y la complejidad de los problemas del sitio.

Finalidad de instrumentación geotécnica

<i>Investigación del Sitio</i>	Los instrumentos se utilizan para caracterizar las condiciones iniciales del sitio. Parámetros comunes de interés en la investigación del sitio son: la presión del agua intersticial, permeabilidad del suelo y estabilidad de taludes.
Verificación del diseño	Los instrumentos se utilizan para verificar las hipótesis de diseño y para comprobar que el funcionamiento es como se predijo. Instrumento de datos desde la fase inicial de un proyecto puede revelar la necesidad (o la oportunidad) para modificar el diseño en las fases posteriores.

Construcción de control	Los instrumentos se utilizan para supervisar los efectos de la construcción. Instrumento de datos puede ayudar al ingeniero a determinar qué tan rápido puede la construcción llevarse a cabo sin el riesgo de fracaso.
Control de Calidad	Instrumentación puede ser utilizado tanto para hacer cumplir la calidad de la mano de obra en un proyecto y al documento que se trabajó para pliego de condiciones.
Seguridad	Los instrumentos pueden proporcionar una advertencia temprana de fallas inminentes, dando tiempo para la evacuación segura de la zona y tiempo para medidas correctivas. Vigilancia de la seguridad requiere de una rápida recuperación, procesamiento, y presentación de datos, de modo que se pueden tomar decisiones con prontitud.
La protección legal	Instrumento de datos puede proporcionar evidencia de una defensa legal de los diseñadores propietarios y contratistas dueños de propiedades adyacentes deben afirmar que la construcción ha causado daños.
Rendimiento	Los instrumentos se utilizan para monitorear el desempeño en el servicio de una estructura. Por ejemplo, la medición de parámetros tales como fugas, la presión del agua intersticial, y la deformación puede proporcionar una indicación de la realización de una presa. Cargas de seguimiento en materia de abrazaderas o roca pernos y movimientos dentro de una pendiente puede proporcionar una indicación del rendimiento de un sistema de drenaje instalado en una pendiente estabilizada.

Tabla 3. Proporcionada por personal de la GEIC (Departamento de Instrumentación).

a) Instrumentos para medir desplazamientos.

Inclinómetro.- este instrumento sirve para medir los asentamientos y desplazamientos horizontales en dos direcciones perpendiculares, mediante una sonda introducida en ademes telescópicos anclados de aluminio.

Razones por las cuales se instalan los inclinómetros

1. Investigaciones del sitio.
2. Verificación del diseño.
3. Medidas correctivas.
4. Monitoreo por seguridad.
5. Determinación del tipo de falla en un talud (circular o plano).
6. Monitoreo de presas, túneles, muros, etc.

Existen errores en las mediciones con este equipo como son: aleatoria (por imperfecciones de la acanaladuras del ademe y variaciones en las profundidades de lectura), calibración (con la constante que se calcula el perfil de desplazamiento en una fecha no corresponde a la constante real del instrumento en la fecha) y sistemática (por la manera de medir, se generan errores que pueden proporcionar datos no coherentes).

La sonda utiliza un péndulo que registra la desviación angular con respecto a la vertical mediante una resistencia, la lectura de la resistencia se realiza en el exterior utilizando un puente de Wheatstone. Las lecturas son poco confiables cuando se tiene una inclinación mayor a 7° , sin embargo este comienza a tener errores a partir de los 3° .

La pérdida de precisión se da de manera gradual por los diferentes defectos que se presentan en la tubería del ademe.

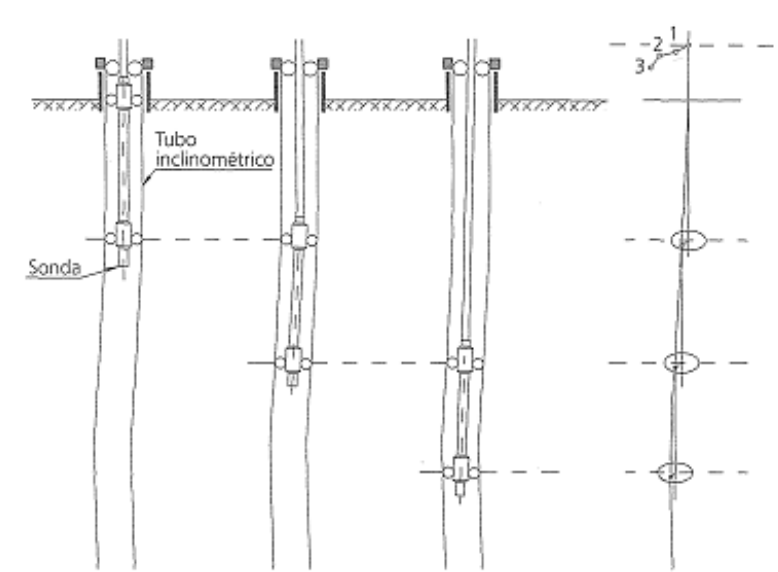


Fig 17. Esquema del funcionamiento de un inclinómetro.

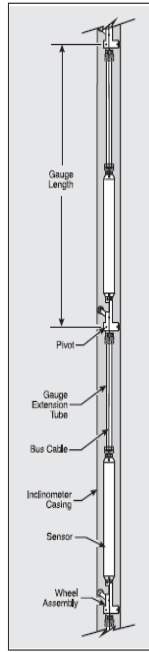


Fig 18. Se observan los elementos de un inclinómetro.

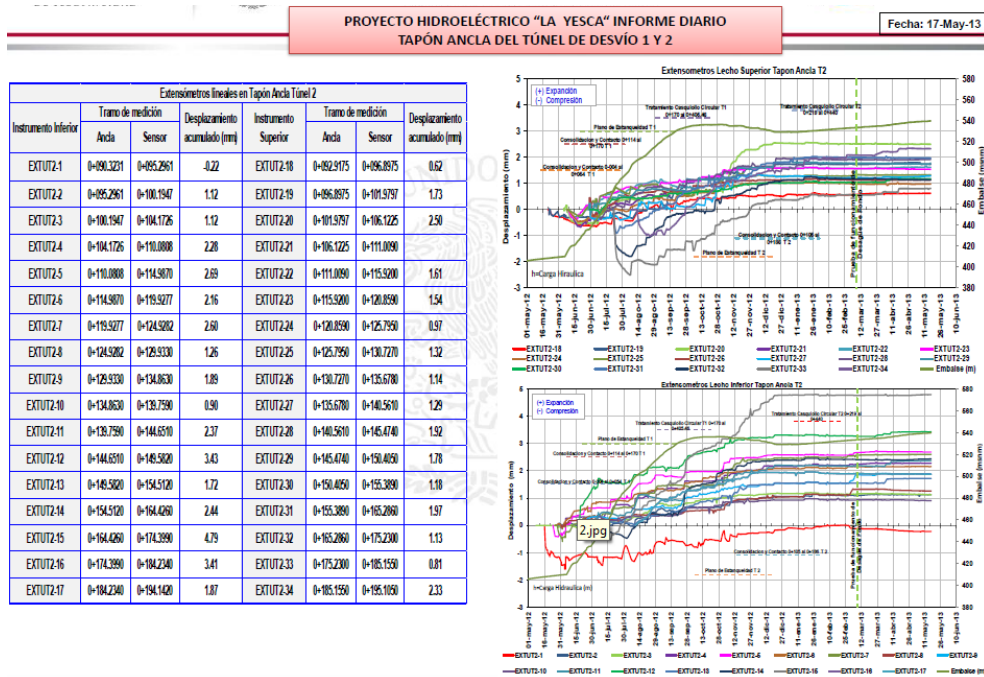


Fig 19. Se observan los datos que se obtienen de los inclinómetros, en los tapon ancla de la PH La Yesca, Nay.

Deformómetros.- Son instrumentos que sirven para medir asentamientos en puntos específicos, éstos pueden utilizarse para medir en posición vertical como inclinada. Las mediciones con estos instrumentos son consistentes y confiables.

Los tamaños de los tubos son variados que van de 3 pulgadas a 1.5 pulgadas, dependiendo de las características del proyecto.

En las presas por lo general se instalan en los filtros y transiciones de presas de materiales graduados, o de enrocamiento con cara de concreto.

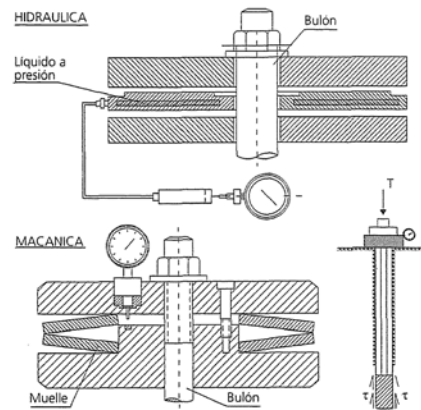


Fig 20. Celda de carga que mide la fuerza que la placa de la cabeza de un anclaje ejerce sobre una roca.

Extensómetros.- Son instrumentos que sirven para conocer las deformaciones, medir desplazamientos entre dos planos de referencia. La precisión del aparato es de $\pm 0.01\%$ de la distancia entre referencias de (2.5 a 10m). El instrumento es económico, confiable y durable.

Estos aparatos suelen fallar por acabarse la carrera del medidor, por falla en el sello de estanquidad que protege la resistencia eléctrica de la entrada de agua, por la humedad dentro de la cámara que aloja el sensor de conexión.

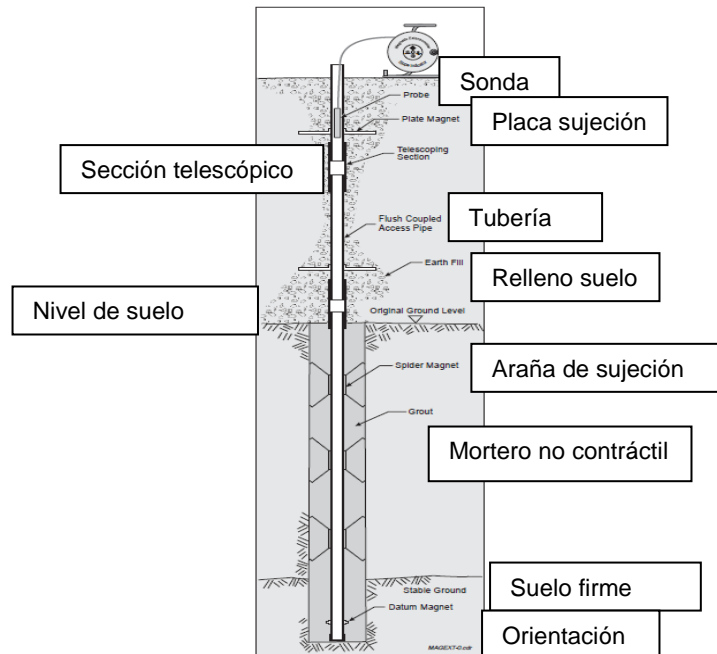


Fig 21. Es un extensómetro magnético el cual puede medir la profundidad a la que se presentó un asentamiento.

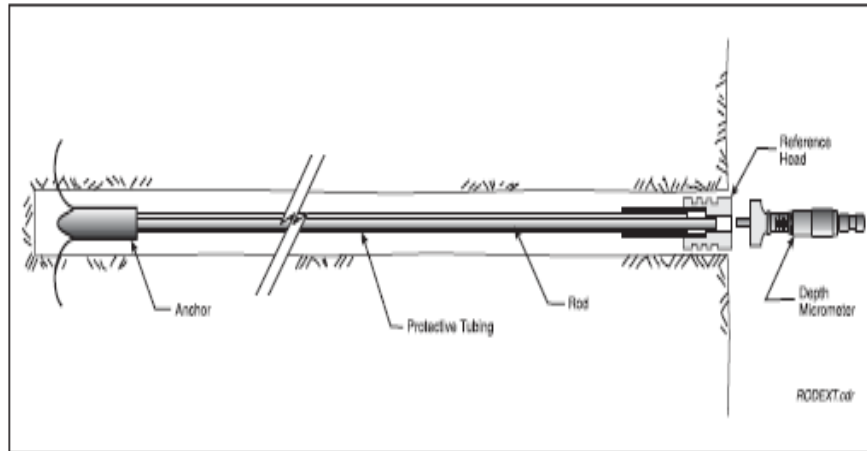


Fig 22. Barra extensométrica para medir los desplazamientos de tierra o roca a lo largo de un eje.

Mojoneras.- Referencias que sirven para las mediciones topográficas, permiten conocer desplazamientos absolutos en altimetría y planimetría de presas, termos a mediano y largo plazo.

Las mediciones utilizadas son nivelación, colimación, medición de distancias y triangulación. La precisión de los resultados es por el equipo y el procedimiento topográfico utilizado.

Estas mediciones son confiables, salvo por el movimiento local de los bancos de apoyo que se traducen en desviaciones significativas de los datos.

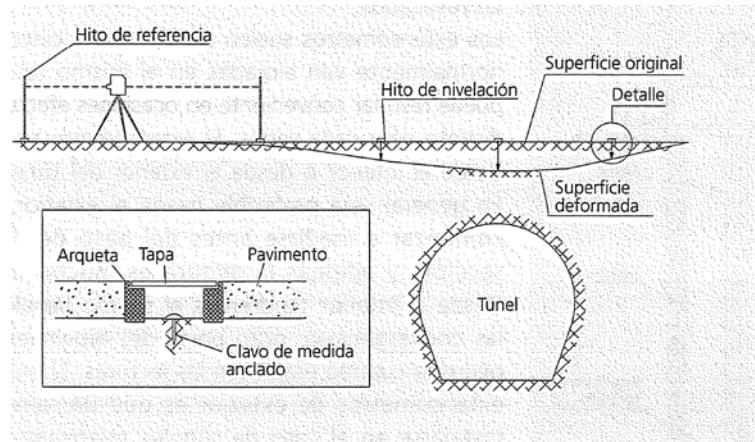


Fig 23. Medición con referencias superficiales.

Niveles hidráulicos.- Es un instrumento que sirve para medir los asentamientos en puntos internos de una presa, o a lo largo de un alineamiento, basándose en el principio de los vasos comunicantes.

El diseño de este aparato es simple y permite realizar mediciones directas con muy buena aproximación $\pm 1\text{mm}$; para garantizar un buen funcionamiento del equipo hay que tener las mangueras y válvulas sin aire y utilizar agua desaerada.

Las fallas en estos equipos pueden ser: la compactación del material que rodea al aparato y la compactación del material de la estructura.

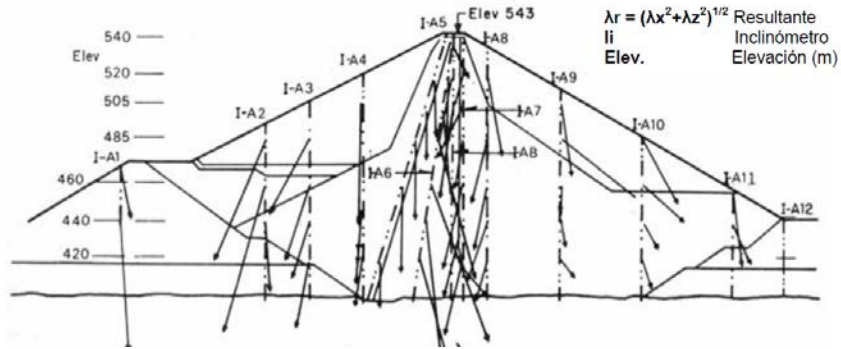


Fig 24. Desplazamientos resultantes al final de la construcción en noviembre de 1973 de la CH La Angostura, Chis.

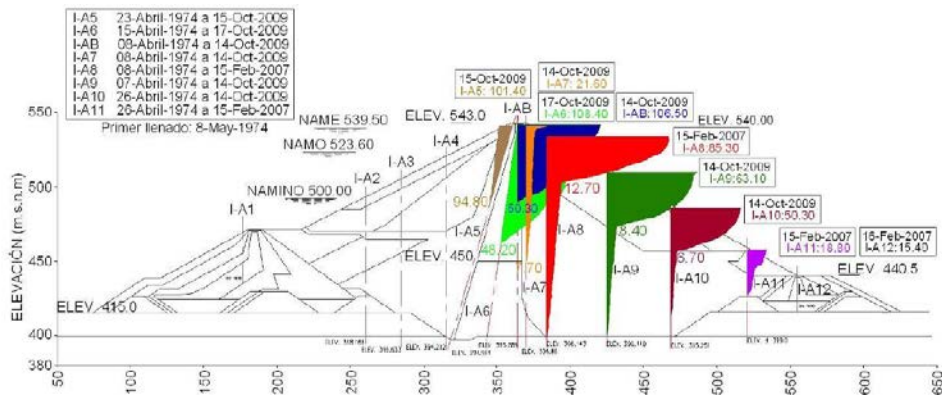


Fig 25. Asentamiento total en los inclinómetros de la sección transversal (Abril 1974- Octubre 2009) en la CH La Angostura, Chis.

Medidores de esfuerzos.- Los instrumentos utilizados son celdas de presión, estos sirven para conocer esfuerzos en el interior del cuerpo de la presa. La manera de medir la presión es utilizando un transductor neumático, el cual se opera en el exterior por medio de una manguera con aire comprimido, el aire es enviado a los manómetros y válvulas de alivio donde se toma la lectura.

El equipo consta de una cámara formada por laminas de acero rectangular, con sus bordes perimetrales unidos entre sí en forma flexible, saturado con aceite y conectado a un transductor.

Las causas de falla de las celdas pueden ser: fugas de aceite, rotura de mangueras y defectos de fabricación y/o diseño del transductor.

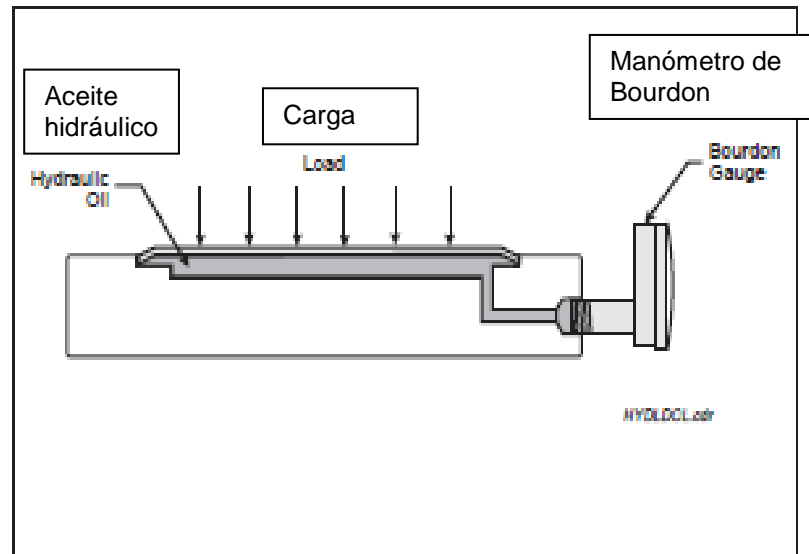


Fig 26. Celda de carga hidráulica.

Piezómetros.- Estos instrumentos sirven para la medición de los niveles de agua y de la presión de poro. Son básicos para conocer el desarrollo de la consolidación del material compresible y calcular los esfuerzos efectivos a partir de las mediciones con las celdas de presión total. También se pueden estimar las filtraciones, la efectividad de las pantallas impermeables y del sistema de drenaje.

Piezómetro abierto.

Piezómetro tipo Casagrande.- Su instalación es más simple y confiable que un piezómetro neumático. Este instrumento permite determinar la presión de poro de un lugar a cierta profundidad, por medio del nivel de agua que se establece en el tubo vertical provisto de una celda permeable en su extremo inferior.

Los piezómetros abiertos de más de 50m de profundidad presentan dificultades de medición, debido a la tensión del cable de la sonda en la cual se generan fricciones elevadas, deformaciones de la tubería de protección y obstrucción por aplastamiento del tubo.

El piezómetro abierto consta de un tubo vertical, generalmente de PVC, de 1.25cm de diámetro, con coples cementados y una celda permeable en su parte inferior. La celda inferior de PVC, presenta un diámetro de 3.81cm, con una altura de 30 cm, ranuras de 1 mm para permitir el paso de agua y un filtro de arena de partículas mayores de 2 mm.

El proceso de instalación es el siguiente: se realiza una perforación previa en el suelo con un diámetro de 7.5cm hasta 60cm por debajo de la profundidad de instalación, el fluido de perforación debe ser agua, se instala un ademe metálico, se ensambla el piezómetro con sus conexiones, se extrae el ademe y se coloca en la parte inferior arena bien graduada, se coloca el piezómetro dentro del pozo, se extrae parte del ademe hasta que queden los 30cm de la celda cubiertas con arena bien graduada, se coloca bentonita para sellar un tramo de un metro del pozo y por último se extrae en su totalidad el ademe y se rellena el pozo con lodo arcilloso.

Piezómetro abierto hincado.- Es un piezómetro tipo Casagrande. Es un tubo de cobre, de 1.58cm de diámetro y 30cm de longitud, con perforaciones de 5mm, forrado con fieltro permeable, en la parte inferior se une a una punta cónica de acero de 2.7cm de diámetro, con un sello temporal de silicón al tubo galvanizado. Estos piezómetros se hincan en el suelo con ayuda de gatos hidráulicos de una perforadora.

Piezómetro cerrado.

Piezómetro neumático.- Al igual que el piezómetro de Casagrande, éste sirve para determinar la presión de poro. La medición se lleva a cabo por medio de una membrana o diafragma, donde el agua ejerce la presión. Estos aparatos sirven para detectar cambios de presión de poro provocados por el proceso de construcción.

Piezómetro de cuerda vibrante (vibrating wire).- Estos piezómetros son los más utilizados en grandes obras, y son adecuados para la mayoría de las aplicaciones. Tienen un lector de cuerda vibrante para presiones, y un cable eléctrico. Pueden ser instalados en perforaciones, o colocados dentro de terrenos rellenados, o suspendidos en tubulados. Las lecturas son realizadas a través de unidades de procesamiento de datos (dataloggers) y pueden ser automatizados.

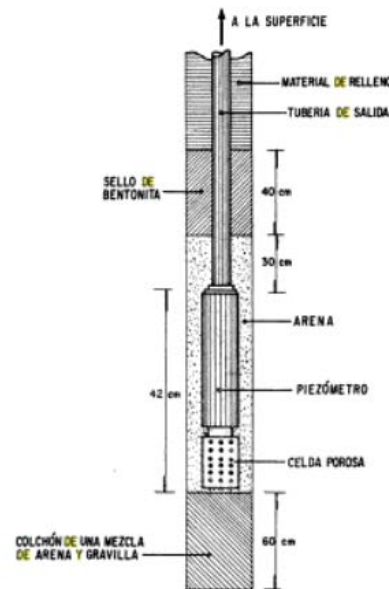


Fig 27. Piezómetro Casagrande.

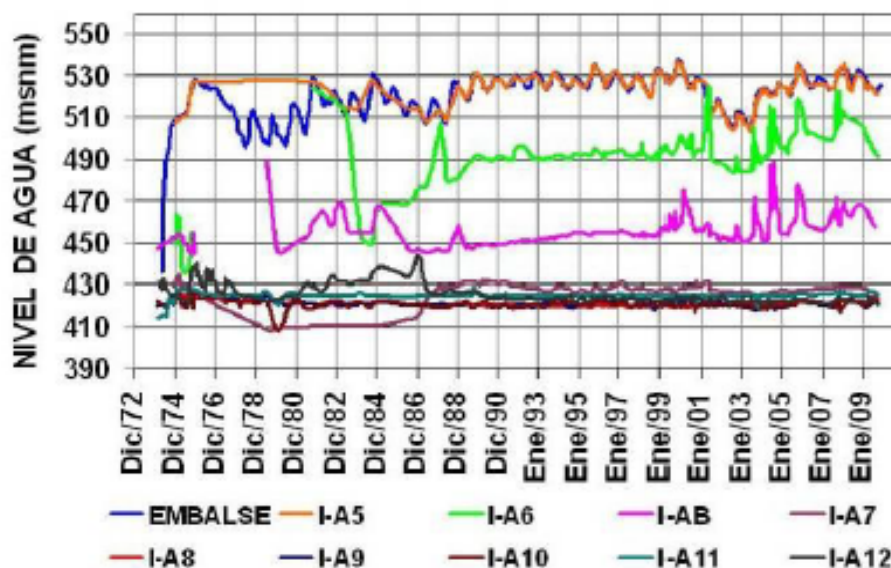


Fig 28. Niveles de agua en los inclinómetros ubicados en el cuerpo de la cortina de la CH La Angostura, Chis.

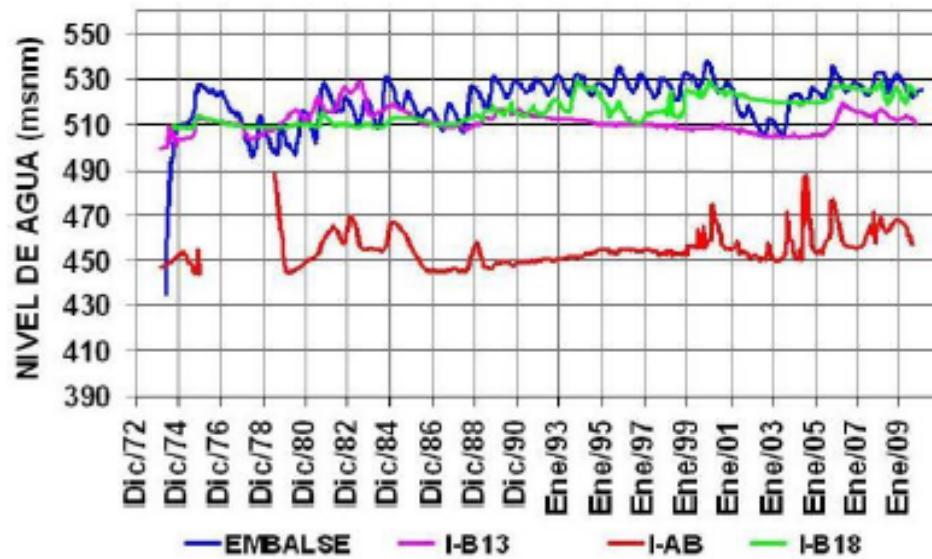


Fig 29. Niveles de agua en los inclinómetros ubicados en el cuerpo de la cortina de la CH La Angostura, Chis.

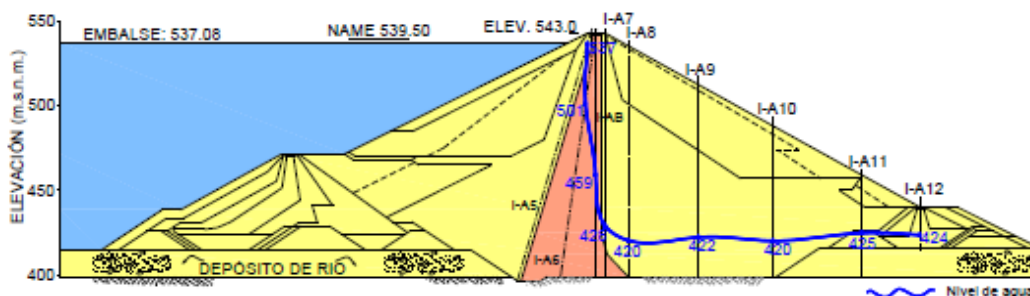


Fig 30. Línea de corriente superior con lecturas de nivel de agua en inclinómetros. CH La Angostura, Chis.

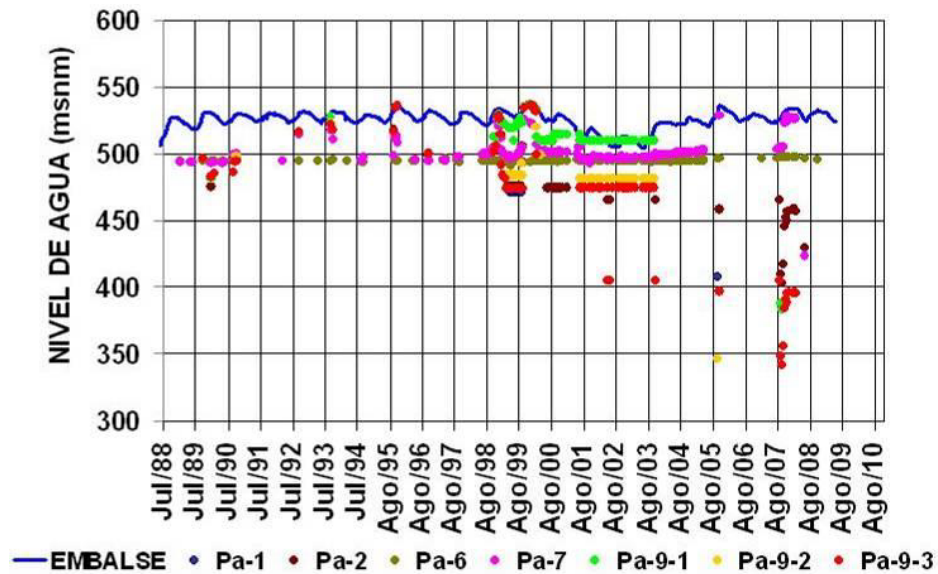


Fig 31. Lectura con los piezómetros. CH La Angostura, Chis.

Instrumentos para registro sísmológico.- Las mediciones de eventos sísmicos se realizan con acelerógrafos. Con la información que se obtiene de estos instrumentos se ha podido analizar el comportamiento de las presas ante sismo.

El comportamiento de la presa La Yesca, reviste particular importancia dada la condición geológica de la margen izquierda, que incluso puso en duda la viabilidad del proyecto al inicio de su construcción, lo cual obligó a la aplicación de medidas extraordinarias de estabilización de la ladera izquierda, que, junto con las demás estructuras, se verán sujetas por primera vez a la carga del embalse, y en un futuro a las condiciones extraordinarias por sismo.

Durante el proyecto se realizan estudios de sismicidad, donde se debe determinar si el embalse es capaz de generar sismos importantes con magnitudes del orden de 5 a 6 grados Richter. En el caso de encontrarse en zonas sísmicas, hay que aplicar los manuales correspondientes para las sollicitaciones y revisar los estados de falla-servicio.

I.3 PROBLEMÁTICA EN CAMINOS DE ACCESO A LAS CENTRALES HIDROELÉCTRICAS DE LA CFE

Antecedentes caminos CFE.

Los proyectos ejecutivos que realiza la CFE en sus caminos para sus obras de Generación Hidroeléctrica son caminos de tipo C en montaña y lomerío, con velocidades de proyecto de 40-80km/h, con ancho de corona de 9.0m, ancho de calzada de 7.0m, con un grado de curvatura máximo 30, pendiente gobernadora de 6% y pendiente máx de 8%.

Antecedentes Costo-Beneficio.

El análisis de Costo-Beneficio sirve para estimar el impacto financiero acumulado de lo que queremos lograr. Sirve para comparar los costos-beneficios de las diferentes decisiones.

Para su análisis se requieren utilizar los siguientes pasos:

1. Reunir datos provenientes de factores importantes.
2. Determinar los costos de cada factor.
3. Suma de todos los costos.
4. Determinar los beneficios.
5. Relación Costo/Beneficio.
6. Comparación Costo Beneficio para los diferentes factores.

Para el análisis de costo-beneficio se tomaron en cuenta aspectos económicos (costo de generación), aspectos sociales, ambientales y técnicos.

En casos particulares de algunas Centrales, hay algunas en las que sus caminos de acceso se extienden más allá de los internos, tal es el caso de: CH Mazatepec, CH El Cajón, CH El Retiro, CH El Novillo, etc. En la mayoría de estos casos, la CFE hace la entrega de los caminos a la SCT o a las cabeceras Municipales. Esto con la finalidad de que los mantenimientos pasen a esas instituciones. La CFE solamente se queda con sus caminos internos de la propia Central.

La siguiente información fue proporcionada por personal del Departamento Civil de las Centrales que a continuación se mencionan.

CH El Cajón

La Central Hidroeléctrica Leonardo Rodríguez Alcaine (EL Cajón), cuenta con 3 años de vida, perteneciente al Área de Control Occidental, se encuentra ubicada en Domicilio Conocido, Municipios de La Yesca y Santamaría, en el estado de Nayarit, y cuenta con 2 Unidades generadoras que integran una capacidad de 750 MW y las cuales consumen como energético principal el agua.



Fig 32. Ubicación del CH. El Cajón, Nay.

Caminos internos.

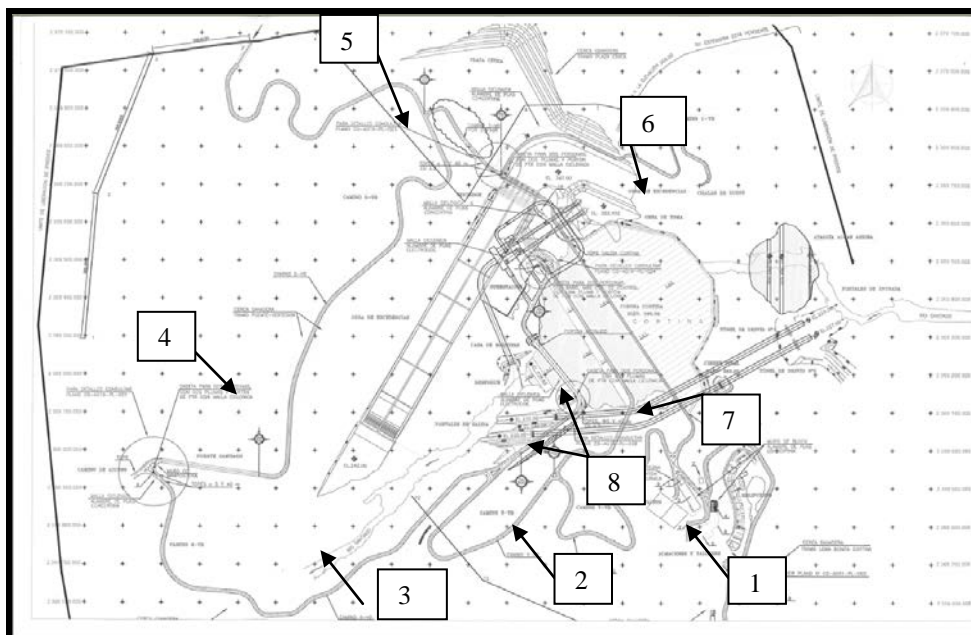


Fig 33. Planta general de los caminos internos de la CH El Cajón. Camino 7-VD (1), Camino 2-VD (2), Camino 6-VD (3), Camino 5-VD (4), Camino 3-VD (5), Camino 1-VD (6), Camino Corona (7) y Camino Casa Máq (8).

Posterior a la operación del vertedor el día 29 de agosto de 2008, las condiciones del área de desfogue y los caminos 6VD-5VD fueron modificadas, la primera al romperse una pared de roca del tanque amortiguador y las segundas al sufrir el relajamiento de los taludes, deslizando hacia el cauce y dejando fuera de servicio el 6VD.

El problema que se tiene en el camino de acceso al Cajón es la inestabilidad en los taludes y que por el efecto de las lluvias presenta desprendimientos de material de tamaños variados, poniendo en peligro el tránsito seguro del personal de la central. En algunas ocasiones se llega a cerrar completamente el camino debido a que los volúmenes de material que caen son significativos.

Los problemas a los cuales se enfrenta la CFE para la entrega de los caminos de acceso a las poblaciones son debidos a los requerimientos que solicita la SCT para caminos municipales. Estos caminos son debidos a la construcción de la Central y entregados por el área de Construcción de la CFE a Generación de la CFE.

Para resolver esta situación, la central el Cajón realiza un contrato anual que inicia en los primeros días de mayo que es cuando inician las lluvias, en el que se especifica una cuadrilla que retira el material en pequeñas cantidades y mantienen limpio de boleos la carpeta, así como equipo pesado, en general un camión volteo, un cargador frontal y una retroexcavadora de 75 hp (0.75 yd³ en el cucharón de carga).

Concepto	2010	Total
Estabilización de taludes, limpieza de los caminos y mantenimiento general.	\$2,000,000.00	\$2,000,000.00

Tabla 4. Costo del mantenimiento anual que realiza la Central a los caminos de acceso.

Las actividades de estabilización de los taludes es considerando una longitud de 42.00 kilómetros de caminos.

Año	Concepto	Pérdidas por caminos en mal estado anual.	Monto de inversión	Flujo Neto
2010	Reparación camino 5Vd, 6vd y los 42km.	1	1.5	0.5
Relación B/C:	0.66			

Tabla 5. Beneficio- Costo. Por ser un análisis complejo, ya que dependiendo de la zona de falla de los caminos, el impacto que tenga para el área de Generación según la situación actual, éste puede ir variando de manera significativa. Se requeriría un análisis específico del problema.

Se toman valores paramétricos, ya que para determinar los riesgos en cada tramo de camino es un análisis minucioso y no es el tema de esta tesis.

CH Malpaso

La Central Hidroeléctrica Netzahualcóyotl (Malpaso), cuenta con 41 años de vida, perteneciente al Área de Control Sureste, se encuentra ubicada en Domicilio Conocido, Municipios de Berriozábal, Tecpatán y Ocosocuautla de Espinosa, en el Estado de Chiapas, cuenta con 6 Unidades generadoras que integran una capacidad de 1080 MW y las cuales consumen como energético principal el agua.

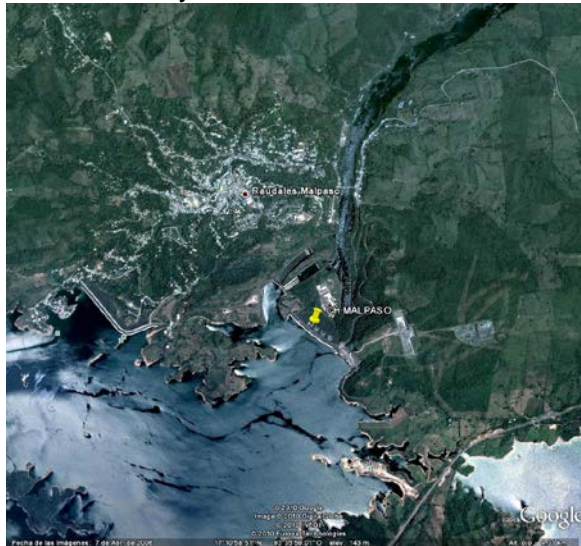


Fig 34. Localización de la CH Malpaso, Chis.

La Central da mantenimiento a 10 km de caminos, de los cuales, 8 km están pavimentados con carpeta asfáltica y 2 km son de terracerías (Fig. 35). El mantenimiento consiste en el bacheo, chapeo, limpieza y construcción de cunetas, retiro de caídos y derrumbes.

Concepto	2010	Total
Mantenimiento caminos acceso 10km	\$300,000.00	\$300,000.00

Tabla 6. Costo del mantenimiento anual que realiza la Central a los caminos de acceso.

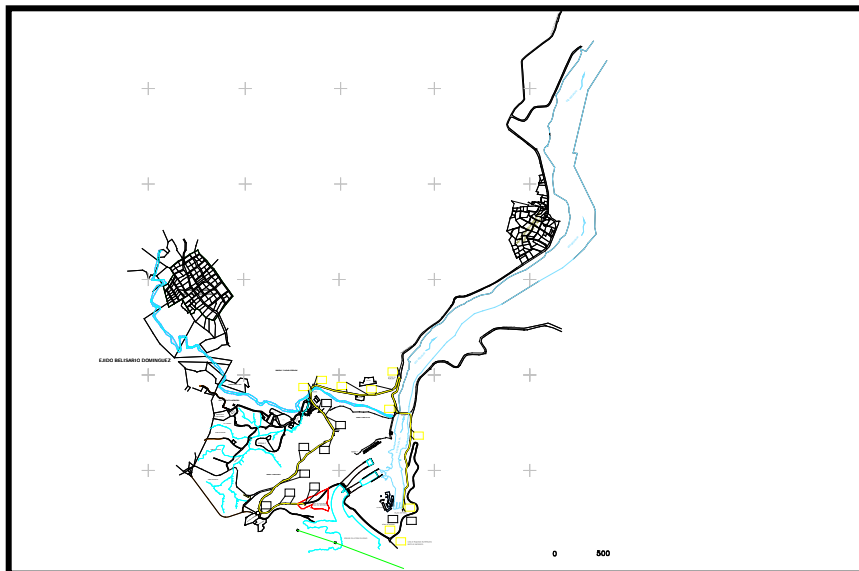


Fig 35. Localización del camino de acceso a cargo de la C.H. Malpaso. 8 km de camino pavimentado con carpeta asfáltica, y 2 km de terracería.

La Central realiza trabajos de mantenimiento rutinario en los caminos internos a las instalaciones, estas van variando dependiendo del deterioro que sufre éste por el tránsito local y los agentes ambientales particulares del sitio.

Año	Concepto	Pérdidas por caminos en mal estado anual.	Monto de inversión	Flujo Neto
2010	Mantenimiento rutinario caminos	1	0.3	0.77
Relación B/C:	3.33			

Tabla 7. Beneficio- Costo. Por ser un análisis complejo, ya que dependiendo de zona de falla de los caminos, el impacto que tenga para el área de Generación según la situación actual, éste puede ir variando de manera significativa. Se requeriría un análisis específico del problema.

El diseño y construcción de este camino fue el adecuado, ya que los mantenimientos presentan costos menores y rutinarios.

C.H. ÁNGEL ALBINO CORZO

La Central Hidroeléctrica Ángel Albino Corzo (Peñitas), cuenta con 23 años de vida, perteneciente al Área de Control Sureste, se encuentra ubicada en Domicilio Conocido, Municipio de Ostucán, en el Estado de Chiapas, cuenta con 4 Unidades generadoras que integran una capacidad de 420 MW y las cuales consumen como energético principal el agua.

La Central tiene a su cargo el mantenimiento de 8 km de camino pavimentado con carpeta asfáltica. En general se encuentran en buenas condiciones de tránsito. El mantenimiento consiste sólo en bacheo, chapeos y desazolve de cunetas. No existen zonas con caídos ni derrumbes debido a que estos 8 km se localizan en una planicie con topografía poco accidentada.

Concepto	2010	Total
Mantenimiento caminos acceso 8km	\$100,000.00	\$100,000.00

Tabla 8. Costo del mantenimiento anual que realiza la Central a los caminos de acceso.



Fig 36. Localización del camino de acceso a cargo de la C.H. Peñitas 8 km de camino pavimentado con carpeta asfáltica.

En abril de 2010 ocurrió una falla en el camino entre la obra de excedencias y el dique Micos, la reparación corresponde al Municipio de Ostucán, Chis. La falla no se localiza dentro de los 8 km a cargo de la Central.

El Municipio realizó una reparación, colocando un terraplén compactado del lado de la entrada a la alcantarilla para recuperar el ancho del camino (Fig 37 y 38).



Fig 37-38. Falla del camino entre la obra de excedencias de la presa Peñitas y el dique Micos. La reparación estuvo a cargo del Municipio de Ostucán, Chis.

CAMINOS						
7.11	BACHEO DE CARPETA ASFÁLTICA DE CAMINOS INTERNOS	M2	300.00	\$304.58	\$91,374.00	
7.16	DESAZOLVE DE CUNETAS EN CAMINOS	M	24000.00	\$9.87	\$236,880.00	
7.17	DESAZOLVE DE ALCANTARILLAS	PZA	20.00	\$3,684.23	\$73,684.60	
7.28	SUM. E INST. DE CERCA DE ALAMBRE DE PUAS Y POSTES DE CONCRETO (TRAMO GASOLINERA-IMSS)	M	1000.00	\$169.85	\$169,850.00	
7.31	REVESTIMIENTO DE CUNETA DE CONCRETO F'C = 150 KG/CM2 .	M2	200.00	\$193.54	\$38,708.00	
7.51	APLICACIÓN DE PINTURA R.A.S RAYA AMARILLA EN GUARNICIONES DE CAMINOS INTERNOS.	M2	300.00	\$38.95	\$11,685.00	

Tabla 9. Actividades y costos para el mantenimiento en los caminos de acceso a la Central Peñitas 2010.

Año	Concepto	Pérdidas por caminos en mal estado anual.	Monto de inversión	Flujo Neto
2010	Mantenimiento rutinario caminos	1	0.1	0.9
Relación B/C:	10			

Tabla 10. Beneficio- Costo. Por ser un análisis complejo, ya que dependiendo de la zona de falla de los caminos, el impacto que tenga para el área de Generación según la situación actual, éste puede ir variando de manera significativa. Se requeriría un análisis específico del problema.

El diseño y construcción de este camino fue el adecuado, ya que los mantenimientos presentan costos menores y rutinarios.

CH José Cecilio del Valle.

La Central Hidroeléctrica José Cecilio del Valle (El Retiro), cuenta con 43 años de vida, perteneciente al Área de Control Sureste, se encuentra ubicada en Domicilio Conocido, Municipio de Tapachula de Córdova y Ordóñez, en el estado de Chiapas, cuenta con 3 Unidades generadoras que integran una capacidad de 21 MW y las cuales consumen como energético principal el agua.



Fig 39. Localización de la CH José Cecilio del Valle, Chis.

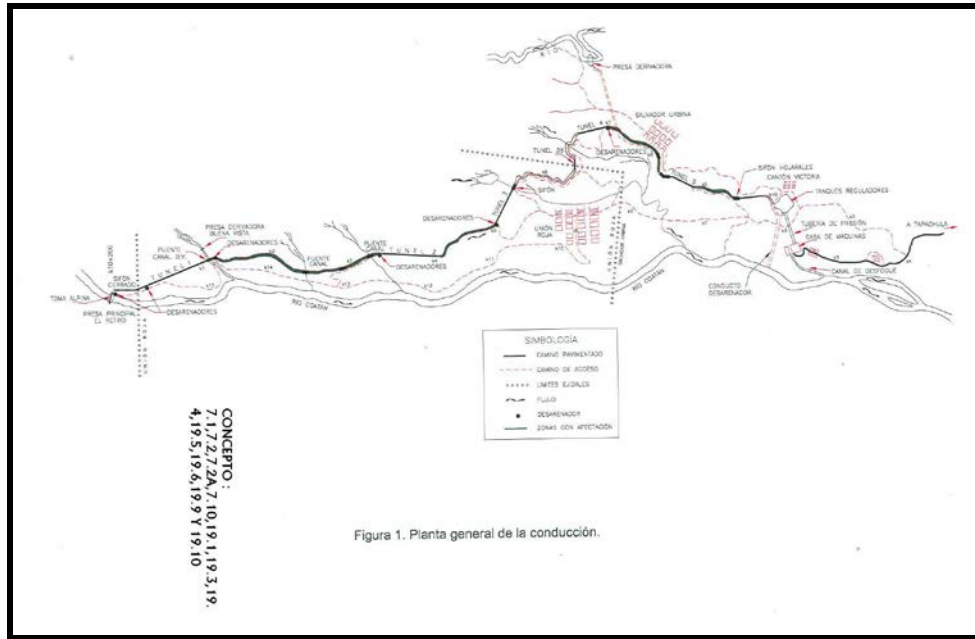


Fig 40. Planta general de los 33 km de los caminos de acceso de la Central José C del Valle, Chis.

La longitud de los caminos que tiene la Central bajo su cargo son de aproximadamente 33 km. Estos caminos se les da el mantenimiento rutinario.

Concepto	2010	Total
Mantenimiento caminos acceso 33km	\$218,924.41	\$218,924.41

Tabla 11. Costo del mantenimiento anual que realiza la Central a los caminos de acceso.

Éstos han tenido que ser reparados por las intensas lluvias que se presentan en la zona, Stan 2006.



Fig 41-42. (41) La longitud aproximada del deslave es de aproximadamente 30 metros. (42) Erosión del camino hacia la presa derivadora.

PARTIDA No. 7 CAMINOS		CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE
7.1	CHAPEO EN CAMINOS DE ACCESO Y CANALEROS	21.50	HECT	1108.2	\$23,826.30
7.1A	CHAPEO CAMINO E.UNION ROJA-PRESA	9.60	HECT	1108.2	\$10,638.72
7.2	DESAZOLVE DE CUNETAS CAMINOS	10,892.00	M	1.1	\$11,981.20
7.2A	DESAZOLVE DE ALCANTARILLAS Y CUNETAS PERDIDAS	160.00	M3	92.68	\$14,828.80
7.3A	REPARA.CAMINO C/REVESTIMIENTO DE PIEDRA	40.00	M2	92.37	\$3,694.80
7.3A1	REP.CAMINO C/REVESTIMIENTO PIEDRA-MORTERO	257.00	M2	167.57	\$43,065.49
7.4	CUNETA DE CONCRETO DE 5 CM. DE ESPESOR	120.00	M2	80.31	\$9,637.20
7.4A	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL MEJORADO	30.00	M3	198.92	\$5,967.60
7.4A1	MAMPOSTERIA EN CABEZOTES DE ALCANTARILLA	20.00	M3	791.78	\$15,835.60
7.4B1	RELLENO APISONADO C/MATERIAL PROD. EXC.	10.00	M3.	84.96	\$849.60
7.4C	EXC.EN MATERIAL TIPO II DE 0 A1.00 MTS.	30.00	M3.	169.93	\$5,097.90
7.8	BACHEO CON MEZCLA ASFALTICA EN CALIENTE	2.00	M3	5023.20	\$10,046.40
7.10	RETIRO DE DERRUMBES EN CAMINOS DE ACCESO A MANO	100.00	M3.	78.42	\$7,842.00
7.11	RETIRO DE DERRUMBES EN CAMINOS DE ACCESO CON MAQUIN	250.00	M3	38.11	\$9,527.50
7.14	REPINTADO DE ROTULO DATOS TECNICOS	1.00	PZA	3016.79	\$3,016.79
7.17	BARRIDO DE CAMINO ACCESO A CASA DE MAQ.	20,436.30	M2.	.43	\$8,787.61
7.18	PINTURA PARA SEÑALIZACION HORIZONTAL DE 10 CM. ANCHO	600.00	ML	8.97	\$5,382.00
7.19	MATERIAL DE BANCO PARA RELLENO DE ZANJAS O REVESTIMIENTO DE CAMINO	80.00	M3	170.13	\$13,610.40
7.21	RASTREO DE CAMINO CON MOTOCONFORMADORA	2.00	KM	7644.25	\$15,288.50
					\$218,924.41

Tabla 12. Presupuesto 2010.

Año	Concepto	Pérdidas por caminos en mal estado anual.	Monto de inversión	Flujo Neto
2010	Mantenimiento rutinario caminos	1	0.21	0.79
Relación B/C:	4.76			

Tabla 13. Beneficio- Costo. Por ser un análisis complejo, ya que dependiendo de la zona de falla de los caminos, el impacto que tenga para el área de Generación según la situación actual, éste puede ir variando de manera significativa. Se requeriría un análisis específico del problema.

El diseño y construcción de este camino fue el adecuado, ya que los mantenimientos presentan costos menores y rutinarios.

CH Mazatepec, Pue.

La Central Hidroeléctrica Mazatepec, cuenta con 48 años de vida, perteneciente al Área de Control Sureste, se encuentra ubicada en Domicilio Conocido, Municipio de Tlatlauquitepec, en el Estado de Puebla, cuenta con 4 Unidades generadoras que integran una capacidad de 220 MW y las cuales consumen como energético principal el agua.

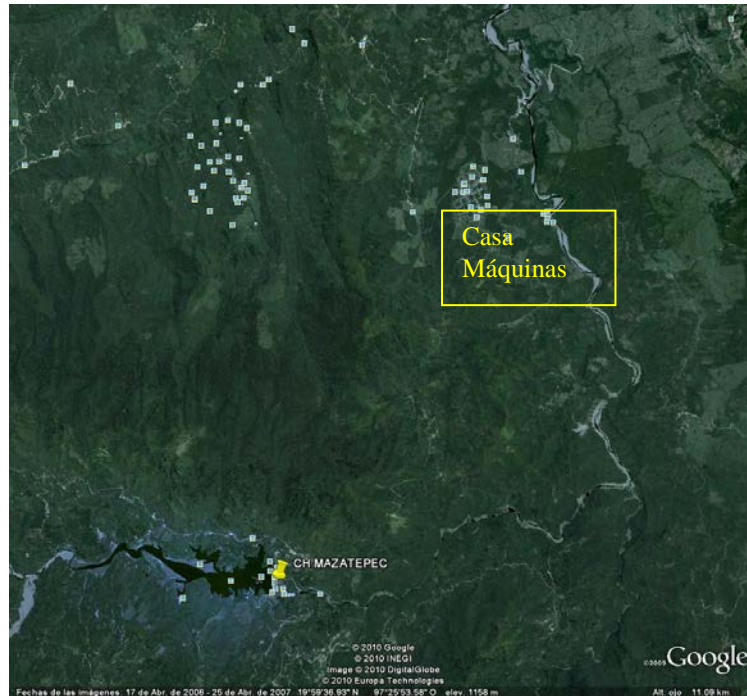


Fig 43. Localización de la CH Mazatepec, Pue.

Los caminos de acceso de 42km han presentado deterioro de base, pavimento y drenajes del camino de acceso a las instalaciones de la Central.

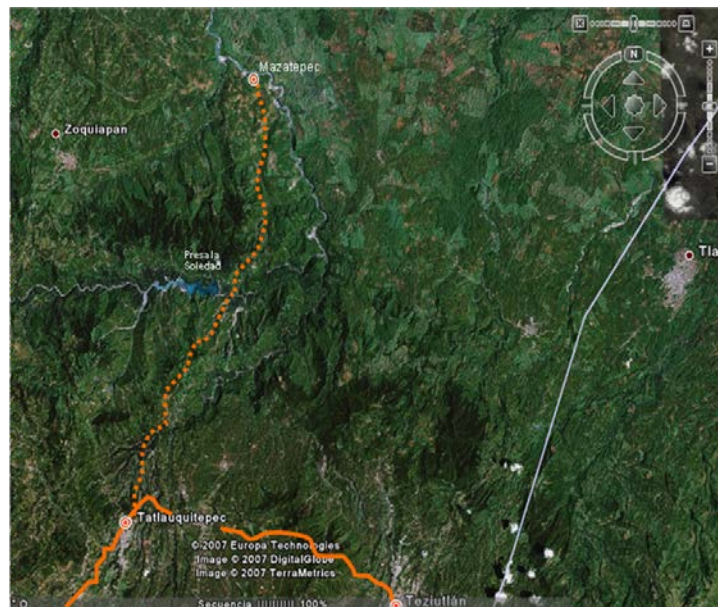


Fig 44. Carretera federal, acceso a la Central 42km.

Para el acceso a la central hidroeléctrica Mazatepec se cuenta como única vía de acceso el camino que entronca a la carretera federal Teziutlan-Tlatlauquitepec, tramo: Tlatlauquitepec-Mazatepec el cual consta de 42 kms y se desarrolla en terrenos de relieve montañoso, dicho camino tiene un trazo sinuoso, fuertes pendientes y grandes taludes, así como un clima tropical lluvioso, con escurrimientos de agua importantes a lo largo de su longitud; debido a las condiciones antes citadas actualmente son

varios los tramos donde la base hidráulica, carpeta asfáltica y obras de drenaje se encuentran totalmente dañadas.

Se requieren realizar trabajos de retiro de carpeta asfáltica dañada, mejoramiento y compactación de base hidráulica, construcción de losas de concreto hidráulico, reconstrucción de obras de drenaje, pintura de señalamientos horizontales y colocación de señalamientos verticales.

La longitud del camino, el cual consta de 42.0 km, presenta un mayor deterioro en una longitud de 6.30 km, con un ancho promedio de 6.74 m, dando un área promedio dañada de la carpeta de rodamiento de 42,462.00 m². Además, se requiere reparar el camino con daños menores, los cuales corresponden al 20%, con una longitud de 8.40 km.

Concepto	2010	Total
Mantenimiento caminos acceso 42km	\$1,500,000.00	\$1,500,000.00

Tabla 14. Costo del mantenimiento anual que realiza la Central a los caminos de acceso.

Los beneficios esperados son: contar con una adecuada infraestructura de vía de acceso a la central, para así reducir los riesgos durante el traslado de personal que directa o indirectamente contribuye al desarrollo de la misma, así como de los materiales y equipos necesarios para su operación y mantenimiento, con la finalidad de dar mayor sustentabilidad a la central hidroeléctrica Mazatepec.

La pavimentación del camino a base de concreto hidráulico se efectuara en los lugares de mayor problemática en la estructura del pavimento, en los que se encuentran algunas de las poblaciones, aunado a que en estas zonas se tienen altas humedades, lo que deteriora rápidamente el pavimento asfáltico. El pavimento de concreto hidráulico tendrá una sección de 0.12 m de espesor.

El costo total para mantener en optimas condiciones los 42km de caminos son de \$10,000,000.00.

Año	Concepto	Pérdidas por caminos en mal estado anual.	Monto de inversión	Flujo Neto
2010	Repavimentación con losas concreto, estabilización taludes, obras de arte, muros retención, drenaje, etc.	1	10	9
Relación B/C:	0.10			

Tabla 15. Beneficio- Costo. Por ser un análisis complejo, ya que dependiendo de la zona de falla de los caminos, el impacto que tenga para el área de Generación según la situación actual, éste puede ir variando de manera significativa. Se requeriría un análisis específico del problema.

Por la mala planeación, las exigencias de las áreas de construcción a los geotecnistas y la falta de tiempo para ubicar los caminos definitivos, se tiene que invertir mucho más dinero en los caminos para mantenerlos operando. Al tener una relación Beneficio-Costo menor que 1, nos indica que hay que invertir más dinero, personal, etc. Por esta razón se deben de realizar proyectos de caminos que se les de menor mantenimiento y que mantengan los niveles de operación aceptables para el área de Generación.

I.4 INFORMACIÓN GENERAL DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO LA YESCA

La Comisión Federal de Electricidad requiere atender la demanda de energía eléctrica, eligiendo aquéllas que optimicen la relación beneficio costo para la economía Nacional. La PH La Yesca se propuso para su construcción en el año 2007, entrando en operación en 2012.

La PH La Yesca forma parte del Sistema Hidroeléctrico Santiago, ocupando el segundo lugar en potencia y el tercero en generación, después de Aguamilpa y el Cajón.

El proyecto fue iniciado con sus estudios en 1957 por la extinta comisión Lerma-Chapala, en 1965 por la Comisión Federal de Electricidad (CFE). En 1980 la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC) y Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos (CPH) realizaron las campañas de estudio más intensas, después de haber analizado 5 propuestas alternativas se llegó a la conclusión de que el eje denominado La Yesca presenta las mejores condiciones geológicas y topográficas. De 1984 a 1991 la CPH realizó estudios de hidrogeneración y esquemas de anteproyecto con diferentes tipos de cortina. En 2001 se decidió por una cortina de enrocamiento con cara de concreto.

Para el arreglo de la PH La Yesca, la GEIC propuso cuatro alternativas para el arreglo de las obras, el elegido fue el dos, con una casa de máquinas subterránea en Margen Derecha, desvío de túneles en Margen Izquierda y vertedor a cielo abierto en Margen Izquierda.

El arreglo quedo de la siguiente manera: obra de contención de tipo enrocamiento con cara de concreto de 205.50m de altura; la obra de desvío con dos túneles y una sección portal de 14m en la Margen Izquierda; una ataguía aguas arriba de 36.5m de altura, una ataguía aguas abajo de 22.0m de altura; un vertedor a cielo abierto con 6 vanos para compuertas en la Margen Izquierda y una planta hidroeléctrica subterránea con casa de máquinas en caverna en la Margen Derecha que alojará a 2 unidades de 375MW cada una.

Ubicación

La PH La Yesca se localiza sobre el río Santiago a 105km al NW de la Cd de Guadalajara y a 22 km al NW de la población de Hostotipaquillo, Jal. Se encuentra entre los límites de Nayarit y Jalisco.

El acceso al sitio se hace por la autopista Guadalajara-Tepic, hasta el poblado de Magdalena, de ahí se recorren 15km hasta el poblado de Hostotipaquillo. Desde este poblado parte un camino pavimentado por la CFE de 20km de longitud hasta el caserío conocido como la Mesa de Flores.

Hidrología

El río Santiago tiene una longitud aproximada de 560 km, teniendo su origen en el lago de Chapala, el cual es un vaso regulador de las aportaciones del río Lerma.

La cuenca del río Santiago, se ubica al Occidente del país, en la región central de la vertiente del Océano Pacífico. La mayor parte de la cuenca se desarrolla al noreste del río, desde su origen en la elev. 1525 msnm fluye en dirección SE-NW.

Los principales tributarios del río Santiago son los ríos Verde, Juchipila, Bolaños y Huaynamota, desde el inicio de su recorrido a partir del lago de Chapala hasta su desembocadura al mar.

Los datos generales de la PH La Yesca son: el área de la cuenca drenada es de 51,990km², medida desde la corona hasta la boquilla del estudio. La superficie de la cuenca entre la unión del río Santiago y Bolaños es de 62km².

Sismicidad

Este proyecto se ubica al norte del Bloque Jalisco, en la frontera de la Faja volcánica Transmexicana y el límite sur de la Sierra Madre Occidental. La presa se encuentra dentro de dos campos volcánicos tectónicamente activos, presentando manifestaciones geotérmicas numerosas y la proximidad del volcán Ceboruco, sugiere una constante vigilancia ante eventuales erupciones.

Para conocer la intensidad, frecuencia y magnitud sísmica se consultaron los acelerógrafos del Servicio Sismológico Nacional y de la Comisión Federal de Electricidad.

El coeficiente sísmico para el sismo base de operación es de 0.10 g, para el sismo máximo de diseño es de 0.29 g y para un sismo con periodo de retorno de 1000 años de periodo de retorno es de 0.18 g. El período predominante T0 es de 0.12 s.

Estructuras

A continuación, se anexan datos de las diferentes estructuras en la Central Hidroeléctrica La Yesca.

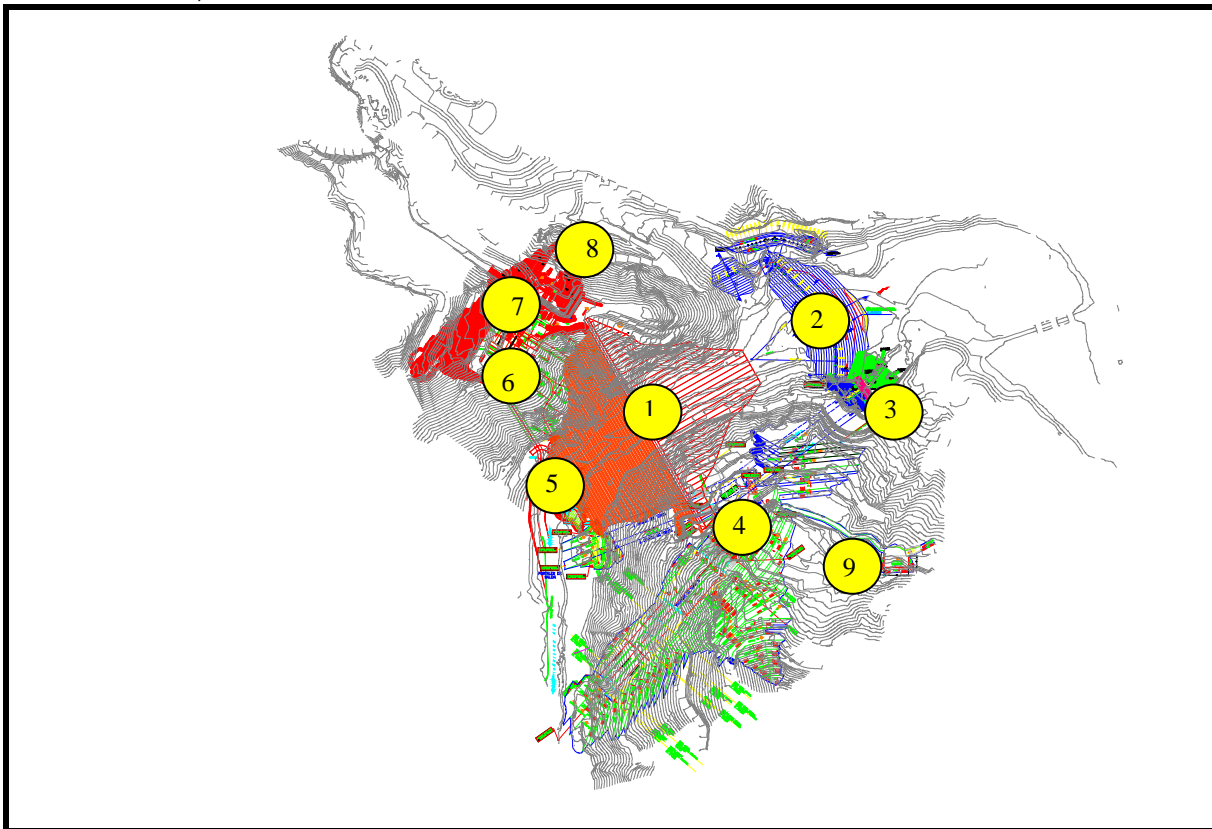


Fig 45.

1. Cortina, 2. Ataguía aguas arriba, 3. Obra de desvío, 4. Vertedor, 5. Ataguía aguas abajo, 6. Subestación, 7. Casa de máquinas, 8. Obra de toma, 9. Caminos de acceso (corona de la cortina, carretera sobre berma del paramento aguas abajo de la cortina, acceso a casa de máquinas, acceso subestación, acceso vertedor, acceso a los embarcaderos, acceso a plataformas edificios auxiliares, acceso a galerías cortina y carretera Mesa de Flores a Cortina).

Vaso de almacenamiento	
Elevación NAMINO	518 msnm
Elevación NAMO	575 msnm
Elevación NAME	578 msnm
Capacidad útil Generación (NAMO-NAMINO)	1392 Mm ³
Área NAME	33.4 km ²
Área NAMO	32.5 km ²
Área NAMINO	17.6 km ²

Tabla 16. Datos del vaso de almacenamiento. Esta es la cantidad de agua que se puede embalsar y las áreas que ocuparía el agua en esos niveles.

Obra de desvío		
Tipo	Túnel	
Número túneles	2	
Longitudes (1/2)	693.34/750.57	m
Dimensiones(ancho x alto)	14 x 14	m
Gasto máx de avenida	7578	m ³ /s
Gasto máx de diseño	5737.78	m ³ /s
Velocidad máx de descarga	16.4	m/s

Tabla 17. Datos Obra de desvío. Ésta estructura sirve para desviar el cauce del río y poder trabajar en seco la zona de la cortina. La ubicación es en la margen derecha.

Preataguía Aguas Arriba		
Elevación de la corona	425	msnm
Ancho de la corona	8	m
Longitud de la corona	371.87	m
Talud de aguas arriba y aguas abajo	1.8:1 / 1.5:1	
Ataguía Aguas Arriba (Integrada a la Cortina)		
Elevación de la corona	439	msnm
Ancho de la corona	12	m
Longitud de la corona	229.48	m
Talud de aguas arriba y aguas abajo	1.4:1	

Tabla 18. Datos preataguías. Estas estructuras sirven para trabajar en seco la cortina, la de aguas arriba es más grande para proteger contra una avenida extraordinaria del río.

Ataguía Aguas Abajo		
Elevación de la corona	409	msnm
Ancho de la corona	8	m
Longitud de la corona	107.71	m
Talud de aguas arriba y aguas abajo	1.8:1	

Tabla 19. Datos ataguías. Esta estructura sirve para impedir que el agua de los túneles de desvío regrese al lugar de la cortina.

Bordo Carrizalillo		
Elevación de la corona	425	msnm
Ancho de la corona	8	m
Longitud de la corona	82.37	m
Talud de aguas arriba y aguas abajo	1.8:1	

Tabla 20. Datos del Bordo. Esta estructura sirve para retener el embalse, se les conoce como cierres hidráulicos del embalse y por lo general son de materiales graduados. Un ejemplo de este tipo de estructuras la encontramos en la Presa Temascal, que tiene un Dique principal para cierre hidráulico.

Cortina		
Tipo	Enrocamiento con cara concreto	
Elevación corona	579	msnm
Elevación parapeto	580.5	msnm
Elevación máx terracería	576	msnm
Longitud corona	628.77	m
Altura total estimada	205.5	m
Talud aguas arriba y aguas abajo	1.4:1	
Altura del bordo libre	2.5	m
Ancho de la corona	11	m

Tabla 21. Datos de la cortina. Estructura que sirve para retener el agua y crear un embalse aguas arriba, existen varios tipos de cortinas (materiales graduados, enrocamiento cara concreto y concreto).

Obra de excedencias		
Tipo	Canal	
Gasto máx avenida de diseño	15915	m ³ /s
Volumen avenida diseño	5283	hm ³
Gasto máx de descarga	15110	m ³ /s
Velocidad máx de descarga	40	m/s
Radio de la compuerta radial	25	m
Elementos de cierre	6	Comp rad
Dimensiones (ancho-largo)	12 x 22.4	m
Carga hidráulica máx	22.4	m
Mecanismo de izaje	Servomotores	

Tabla 22. Datos obra de excedencia. Sirve para verter el agua en caso de que los niveles de embalse comprometan la seguridad de la estructura.

Obra de toma		
Tipo	Rampa	
Número conductos	2	
Dimensión del vano (ancho, alto)	10.05 x 12.78	m
Elementos de cierre de servicio	Comp rodante	
Cantidad	2	
Dimensión vano de servicio (ancho, alto)	6.05 x 7.70	m
Carga hidráulica máx compuertas	83.68	m

Tabla 23. Datos obra de toma. Esta estructura sirve para coleccionar el agua del embalse y conducirlo hacia casa de máquinas. El diseño es variado de acuerdo a las características particulares del proyecto.

Tubería a presión		
Tipo	Subterránea revestida de concreto y blindaje acero	
Diámetro interior	7.70 a 5.48	m
Longitud	226.02	m
Gasto diseño	250	m ³ /s

Tabla 24. Datos tubería a presión. Estas estructuras sirven para conducir el agua hacia casa de máquinas donde se encuentran las unidades generadoras.

Casa de máquinas		
Tipo	Subterránea	
Dimensiones (largo, ancho, alto)	22.20 x 103.50 x 50	m
Potencia total instalada (generadores)	750	MW
Grúa viajera	2	
Galería de oscilación		
Tipo	Subterránea	
Dimensiones (largo, ancho)	16 x 62.50	m
Ancho total canal de desfogue de las turbinas	16.62	m
Elementos de cierre	Compuerta deslizante	
Cantidad	4	pza
Carga hidráulica máx (hasta la oscilación máx)	52.59	m
Mecanismo de izaje	Grúa puente	

Túnel de desfogue		
Tipo	Sección portal	
Dimensiones (ancho, alto)	13 x 14	m
Longitud	254.58	m
Canal de desfogue		
Tipo	Canal a cielo abierto trapecial	
Sección trapecial (ancho, base)	13 a 35	m
Longitud	60	m
Nivel de agua con U1 y U2 operando	389.03 /390.72	msnm

Tabla 25. Datos de casa máquinas, galería oscilación, túnel desfogue y canal de desfogue.

Turbina		
Tipo	Francis (vertical)	
Número unidades	2	
Caída bruta de diseño	165.77	m
Gasto de diseño	250	m ³ /s

Tabla 25. Datos turbina. Todas estas estructuras sirven para generar energía eléctrica, proteger las tuberías y equipo electromecánico en caso de un cierre de compuertas y la conducción del agua turbinada al cauce del río.

Subestación		
Tipo	Interior blindada con gas SF6	
Tensión	400	KV
Área total en la plataforma	14060	m ²
Elevación de la plataforma	580	msnm
Línea de transmisión subestación		
Número circuitos	2	
Longitud hacia la red	130	km
Calibre del conductor ACSR	1113	kcm
Tensión	400	kv

Tabla 26. Datos subestación y líneas de transmisión subestación. Equipos y estructuras eléctricas, que sirven para el fin por el que se construye una Central Generadora de Energía Eléctrica. Conducción de la energía a los centros de consumo Nacional.

I.5 OBJETIVO

Realizar de manera sistemática los trabajos de campo, pruebas de laboratorio y un análisis determinista para la estabilidad de los taludes del camino definitivo de acceso en la zona denominada “Depresión Socavón” en la Central Hidroeléctrica La Yesca, Nay; con la finalidad de conocer los Factores de Seguridad de los taludes en estado seco, saturado, saturado más sismo y vaciado rápido. Con esa información se darán algunas recomendaciones en caso que apliquen para la solución de la problemática en el camino definitivo para el área de Generación de la CFE.

I.6 LOCALIZACIÓN

La PH La Yesca se localiza sobre el río Santiago a 105km al NW de la Cd de Guadalajara y a 22 km al NW de la población de Hostotipaquillo, Jal. Se encuentra entre los límites de Nayarit y Jalisco.

El acceso al sitio se hace por la autopista Guadalajara-Tepic, hasta el poblado de Magdalena, de ahí se recorren 15km hasta el poblado de Hostitipaquillo. Desde este poblado parte una terracería de 20km de longitud hasta el caserío conocido como la Mesa de Flores.

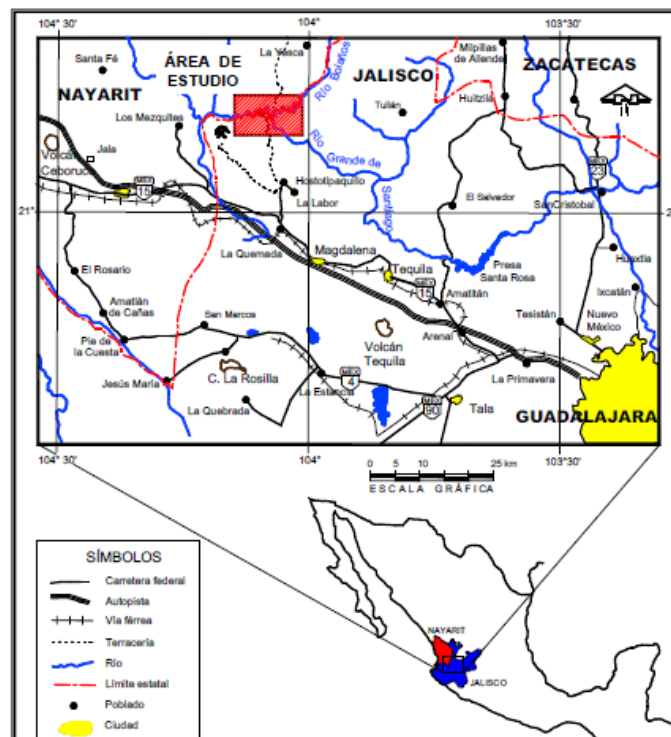


Fig 46. Croquis de localización de la PH La Yesca, Nay.

II MARCO TECTÓNICO DE REFERENCIA

Con base en la tesis del Ing. Vicente Paez Juárez “Análisis estructural en la región paso de La Yesca”, la información geocronológica, estructural y estatigráfica de la Sierra madre Occidental nos proporcionó las siguientes condiciones:

La zona donde se encuentra la Cortina de la Central Hidroeléctrica La Yesca, Jal, estuvo sujeta a tres procesos tectónicos de extensión. El primer proceso tectónico se presentó entre 22 y 18 Ma que dio origen a grábenes espaciados regularmente y fue ocasionado por la continuación hacia el Occidente del dominio extensional de la masa central. El segundo episodio ocurrió a finales del proceso de subducción de la placa Farallón, la cual se fragmentó y formó las placas Guadalupe y Magdalena. El tercer episodio se presentó a finales del Mioceno medio (12Ma) afectando la franja más occidental de la Sierra Madre Occidental; formándose la Provincia Extensional del Golfo, en este periodo se infiere el movimiento oblicuo lateral izquierdo del Bloque Jalisco en su límite con la Sierra Madre Occidental, reactivando la trastensión lateral derecha así como la extensión al Este, lo que implica un movimiento hacia el Oeste-Noroeste del bloque Jalisco de acuerdo con el movimiento NW de Baja California.

II.1 ESTRATIGRAFÍA Y GEOLOGÍA

Desde la etapa de estudios se definieron las unidades litológicas que constituyen la columna estratigráfica en el área del P. H. La Yesca.

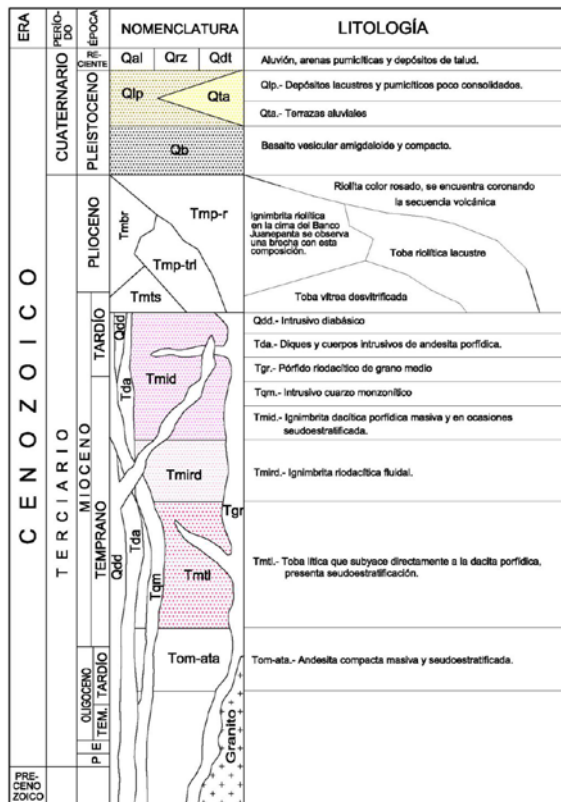


Fig 47. Columna estratigráfica de la PH La Yesca, Nay.

“De modo general, las laderas y su interior están conformadas por una secuencia de ignimbritas de edad Oligoceno-Mioceno, se definieron las unidades de tobas líticas (Tmtl), ignimbrita riolítica fluidal (Tmird), ignimbrita dacítica porfídica (Tmid) la toba vítrea desvitrificada (Tmts) y las ignimbritas

riolíticas (Tmbr); estas rocas fueron intrusionadas por diques graníticos, de composición andesítica y diabásicos. Se identificó en la margen izquierda, a una serie de depósitos más jóvenes que cubrieron la topografía antigua labrada en las ignimbritas que consisten en aluviones antiguos (Qta), depósitos de pumicitas (Qlp) y derrames de basaltos (Qb). Los depósitos recientes consisten en acumulaciones de materiales no consolidados de talud (Qdt) y aluviones en el cauce del río (Qal)”.

Los aluviones antiguos, pumicitas y basaltos se encuentran distribuidos entre Mesa de Flores y el talud izquierdo de la obra de excedencias, en particular, los depósitos de aluvión antiguo y pumicita tienen como límite al Oeste a la Falla Socavón, debido a esta condición geológica se denominó como Depresión Socavón a la zona donde mayor potencia tienen estos materiales”. Referencia (Estudio Geológico GEIC).

II.2 ESTRATIGRAFÍA Y GEOLOGÍA LOCAL

La columna geológica regional establecida para el Sitio, está conformada por rocas cenozoicas, que incluyen de las más antiguas a las más recientes: andesitas y tobas andesíticas oligo-miocénicas, depósitos de origen vulcano sedimentario, ignimbritas dacíticas, rocas ígneas intrusivas ácidas, intermedias y diabásicas, ignimbritas riolíticas, tobas lacustres, conglomerados rojos, basaltos, depósitos de talud, terrazas aluviales y aluviones.

En el embalse se prevén condiciones de inestabilidad, ya que algunos bloques se encuentran en su máximo nivel de erosión y reposo precario, no obstante se recomienda monitorear estas áreas durante el llenado.

En la zona inmediata a la boquilla, en ambos márgenes se tienen rasgos geológicos importantes representados por una topografía estrecha en la margen derecha y por cañadas asociadas a fallas en la margen izquierda.

El Sitio que alojará las obras civiles, está conformado por rocas volcánicas cenozoicas que incluyen andesitas y una secuencia basculada hacia el SW de tobas líticas riolíticas, riolitas y dacitas, intrusionadas por pórfidos riolíticos o andesíticos y diques diabásicos y cubierta parcialmente por tobas, ignimbritas riolíticas brechoides, terrazas aluviales, depósitos lacustres y pumicíticos, depósitos de talud y aluviones.

“En la margen izquierda del río Santiago, el área estudiada para analizar el camino 1VD de acceso definitivo al P. H. La Yesca, en el tramo comprendido desde el cadenamamiento 1+880 hasta el 3+500, este último ubicado en el talud izquierdo del canal de llamada de la obra de excedencias.

El área se caracteriza por la presencia de una litología variada en la que se diferenciaron dos grupos principales de rocas:

“El primer grupo es el basamento litológico, consiste en la secuencia de ignimbritas dacíticas porfídicas (Tmid) afectadas por intrusivos andesíticos (Tda) e ignimbritas riolíticas (Tmbr) con intercalaciones de tobas vítreas (Tmts). Las ignimbritas riolíticas prácticamente no tienen relación con el camino 1VD, pues se encuentran por encima del nivel de éste. Las ignimbritas dacíticas están afectadas por intrusivos andesíticos (Tda), como referencia cabe citar que ambas son las rocas que se excavaron en la obra de excedencias; en la ignimbrita dacítica se realizaron los cortes del camino 1VD desde aproximadamente el cadenamamiento 0+900 hasta el 2+500, posteriormente el camino quedará alojado en esta roca del cadenamamiento 3+325, al atravesar la Falla Socavón, hasta la obra de excedencias. Es una roca de regular calidad, dura, consistente y moderadamente a muy

fracturada, sus afloramientos son continuos salvo en el tramo comprendido entre los cadenamientos 2+500 y 3+325, donde el segundo grupo de rocas las cubrieron dejando ventanas o afloramientos aislados de la ignimbrita dacítica. El conjunto de ignimbritas estuvo sujeto a esfuerzos tectónicos que originaron una serie de fallas de tipo normal, así como a la acción erosiva del proceso de formación del valle del río Santiago, ambos factores desarrollaron cañadas y zonas hundidas, de tal manera que se formó una topografía irregular que sirvió como base para el depósito de rocas del segundo grupo.

El segundo grupo de rocas son de formación posterior a las ignimbritas y comprende aluviones antiguos, depósitos de pómez (material volcánico muy ligero), basaltos y depósitos de talud. Las primeras rocas que cubrieron a las ignimbritas son los depósitos de aluviones formados por bloques, guijarros, gravas y arenas acumulados por el río que drenaba esta zona en lo que fueron antiguas terrazas aluviales (Unidad Qta), este aluvión antiguo no se puede considerar como unidad de roca, aunque se observa semi compactado, la matriz arenosa se degrada y paulatinamente se disgrega dejando libres los boleos de roca. Su distribución se observa por encima del camino 1VD entre los cadenamientos 2+240 y 2+500, pero se les encuentra también por debajo del nivel de este camino y del NAME, entre los cadenamientos 3+080 al 3+600, así como en el camino que desciende hacia el Socavón 3 y en la zona donde la contratista tiene actualmente el tanque de diesel.

Sobre los aluviones e ignimbritas, y especialmente en las zonas de topografía deprimida, se acumularon materiales volcánicos de pómez (Qlp), estas pumicitas son de color blanquecino, no están consolidadas, son deleznable, de poca dureza aunque abrasivas; los cortes de caminos en estos materiales se excavan fácilmente por medios mecánicos y usualmente se preservan pero en condiciones de saturación se disgregan. Se observan en los cortes actuales del camino 1VD, desde el cadenamiento 2+880 y casi hasta las inmediaciones del Socavón 3 y de la Falla Socavón. A las ignimbritas, pumicitas y aluviones las cubrió el derrame de basalto que se observa en el talud del camino 1VD, entre los cadenamientos 2+500 y 2+980, es una roca muy dura y consistente, pero tiene un fracturamiento de hábito prismático subhorizontal muy frecuente, lo que se traduce en fracturamiento en bloques muy pequeños menores a 30 cm; superficialmente estas fracturas están abiertas y con rellenos de material limoarenoso de suelo, a profundidad es poco probable que las fracturas se cierren lo suficiente para evitar que la roca se sature en presencia del embalse, al cual estará expuesto en el tramo mencionado.

Finalmente se acumularon depósitos de talud de basalto y de ignimbritas que cubren a las unidades ya descritas.”

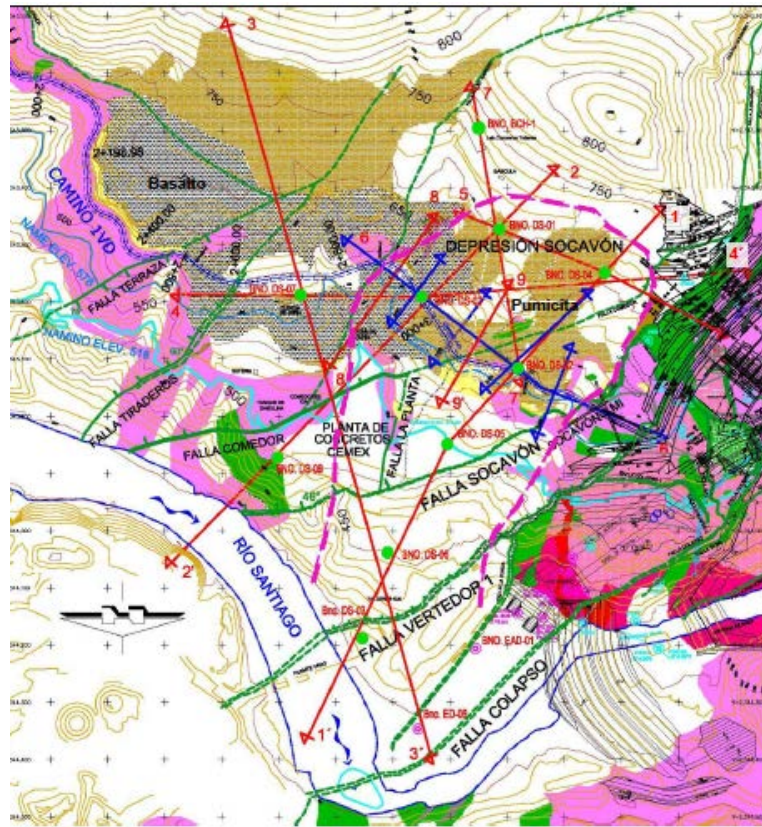


Fig 48. Geología en la margen izquierda.

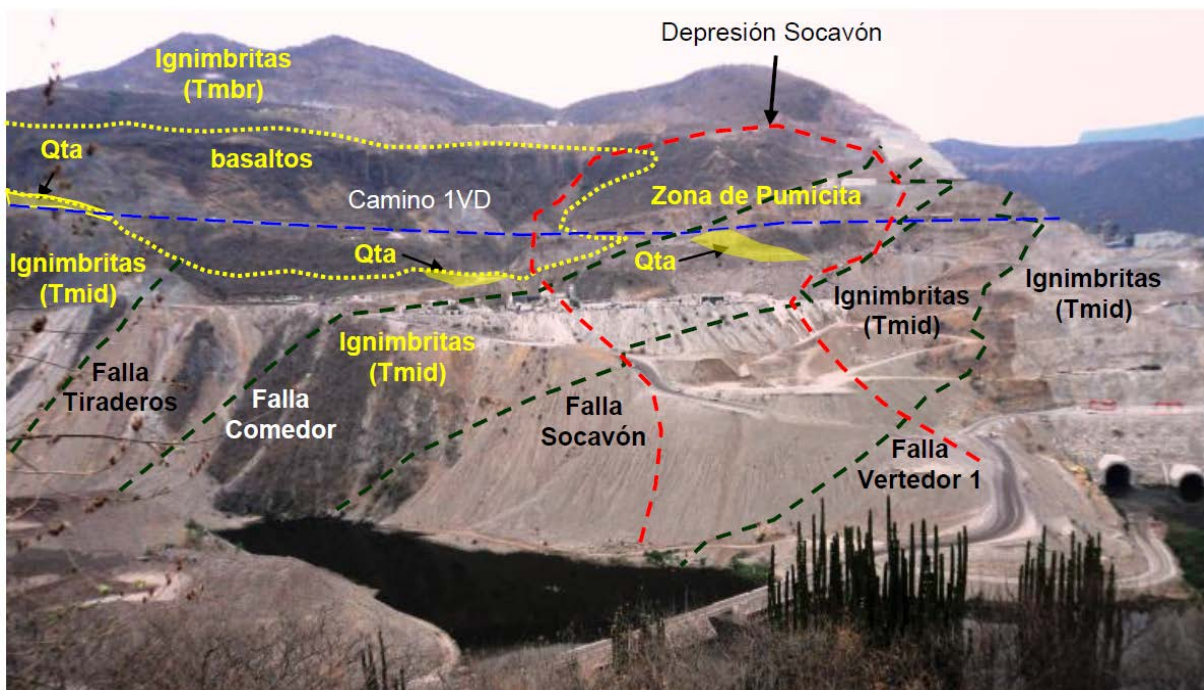


Fig 49. Vista margen izquierda de las unidades litológicas y el camino 1Vd.

II.3 UBICACIÓN Y TRAZO DEL CAMINO

El camino de acceso definitivo a casa de máquinas en la Central Hidroeléctrica La Yesca, Jal. Se encuentra en la margen izquierda, iniciando en la zona de campamento donde se ubicaran las oficinas técnico administrativas y continuará hasta llegar a la zona del vertedor (elevación 580 msnm). Continuando al cruzar por medio del puente vertedor hacia la margen derecha, pasando por el cuerpo del talud de aguas abajo de la cortina hasta llegar a la clave del túnel de acceso a casa de máquinas la cual se encuentra enterrada.

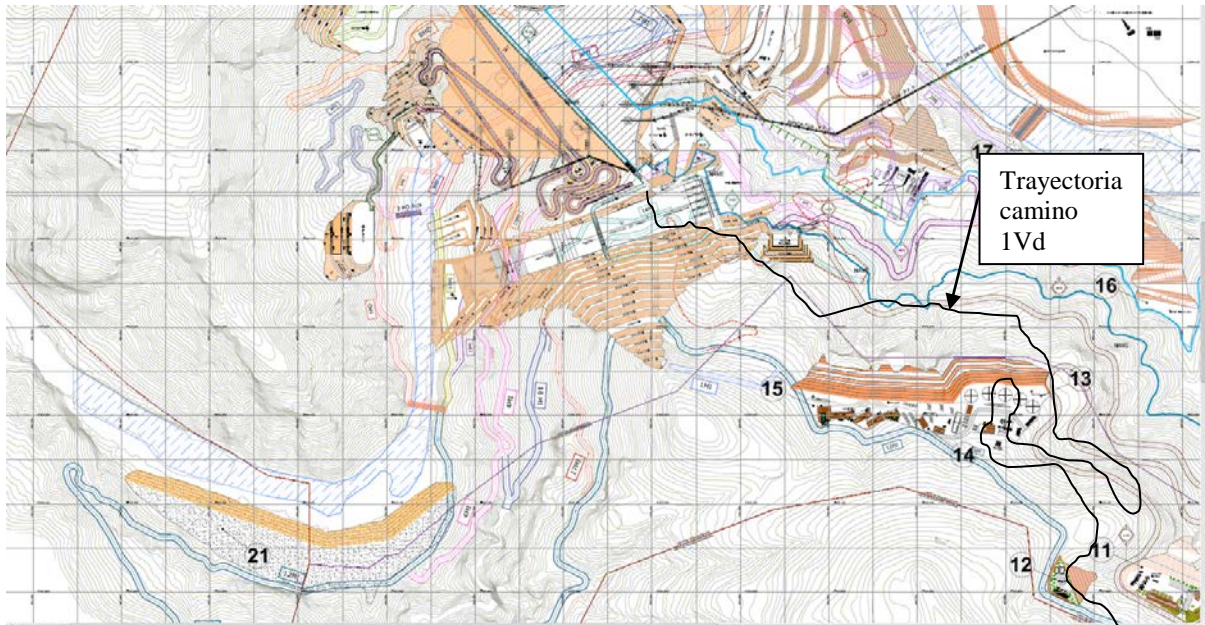


Fig 49. Trayectoria del camino 1Vd.



Fig 50. Camino acceso 2+150 a la 2+250. Geología proporcionada por el Departamento de Geología de la GEIC.



Fig 51. 3+000 a la 3+050. Se observa el camino por encima, el NAME se encuentra dos metros por debajo del camino de acceso. Información proporcionada por el Depto Geología GEIC.

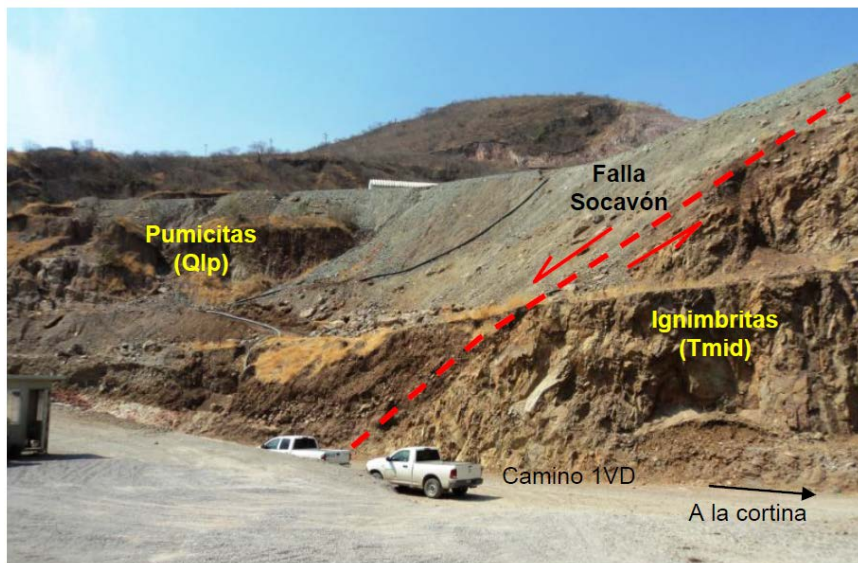


Fig 52. Límite Oeste de la depresión socavón. Información proporcionada por Depto Geología GEIC.

Se realizaron también tendidos de refracción sísmica (microzonación y dispersión) en la zona denominada depresión socavón por el Departamento de Sismotectónica para caracterizar la zona en estudio. Con esta información se obtuvieron las velocidades de corte, de los espesores de los estratos y la calidad de la roca en sitio.

Obtención de datos:

Para la adquisición de los datos de microzonación sísmica se utilizó un grabador digital con sensor de velocidad de tres componentes. Se tomaron registros de ruido sísmico en cada uno caminos, (1VD abajo, 1VD arriba y 8VD) en los extremos y en el punto central. En los tendidos de dispersión de ondas se utilizaron 20 grabadoras sísmicas con geófono de velocidad de componente vertical.

Dispersión de onda superficial.

En esta campaña se realizaron 3 modelos, uno sobre el camino 8VD, otro en el 1VD parte de arriba y el final en 1VD zona de abajo. Independiente a los modelos, con un límite de exploración de 30 metros, se realizó un barrido en dos dimensiones (longitud contra profundidad) alcanzando una profundidad de 12 metros y una longitud de 60 metros tomando como punto medio la zona de interés.

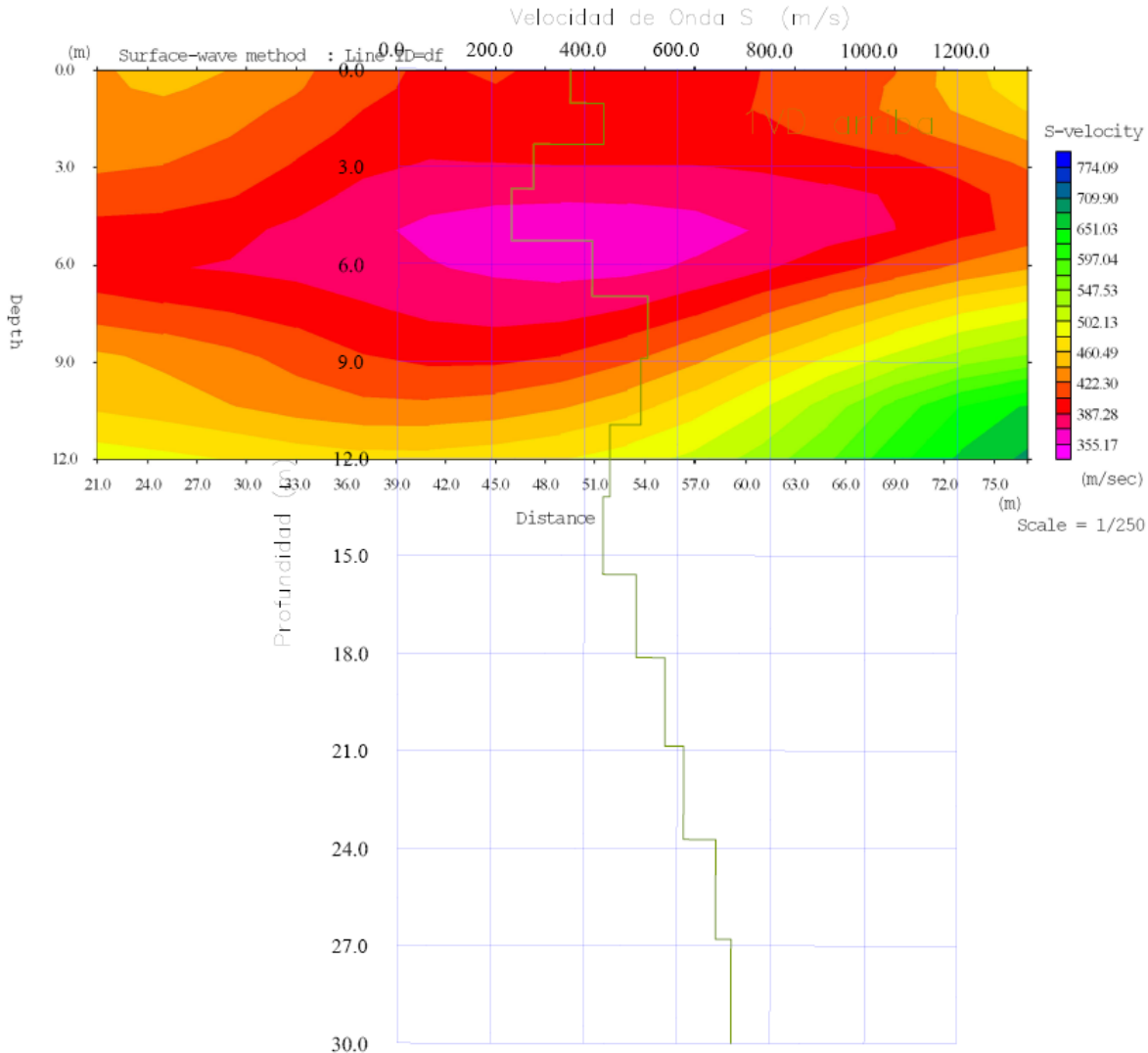


Fig 53. Línea de dispersión en camino 1Vd por arriba del camino. Información proporcionada por el Departamento de Sismotectónica de la GEIC.

Camino 1VD arriba. Este modelo corresponde a las coordenadas 593431, 2343833 en la margen izquierda del río Santiago. Identificamos tres unidades sísmicas. La primera con un espesor de 7m y velocidad de onda cortante de 300m/s a 400m/s, aquí observamos una disminución significativa de la velocidad de 2 a 5m de profundidad La segunda unidad sísmica va de los 7 a los 21m, siendo su espesor de 14m y su velocidad de onda de 450 a 550m/s. La última unidad comienza en los 21m y alcanza al menos los 30m, su velocidad de onda de corte supera los 600m/s. En el perfil de velocidades prácticamente observamos solo una capa con velocidad de onda S alrededor de los 400m/s, solo en la parte de la derecha se aprecia un incremento de velocidad a los 12m. La primera unidad la podemos relacionar con material suelto poco consolidado y esta característica va mejorado

con la profundidad, llegando a tener más de 600m/s a los 24m en la unidad 3, aquí posiblemente encontremos roca muy fracturada.

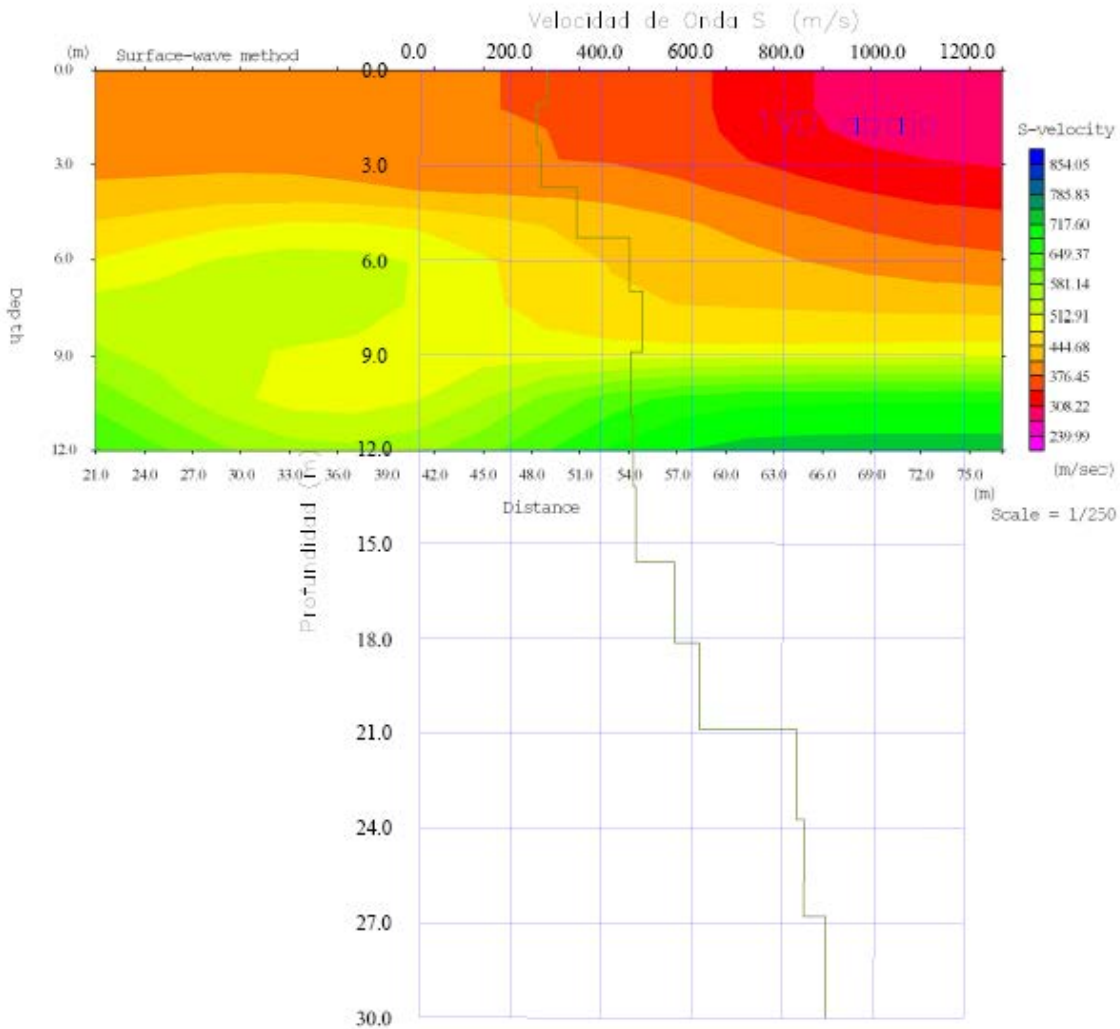


Fig 54. Línea de dispersión en camino 1Vd por debajo del camino. Información proporcionada por el Departamento de Sismotectónica de la GEIC.

Camino 1VD abajo. Este modelo fue realizado en la margen izquierda del río Santiago en las coordenadas 593532, 2343816. Tomando como característica la velocidad de onda de corte encontramos tres unidades sísmicas. La primera con un espesor de 5m y velocidad de 250m/s. En la segunda la velocidad se encuentra en el intervalo de 500m/s a 600m/s y el espesor va de los 5 a los 21m. La tercera va de los 21 a los 30m en profundidad y su velocidad supera los 800m/s. Por la cercanía con el modelo 1VD arriba, las primeras unidades de este modelo son compartidas con los últimos del anterior, solo la unidad tres es diferente. Por su velocidad de onda de corte podemos decir que a 21m encontramos roca fracturada. El perfil de velocidad nos muestra la primera unidad y parte de la segunda, prácticamente tenemos unidades planas.

MICROZONACIÓN SÍSMICA

En cada línea de dispersión se hicieron tres puntos de microzonación, en los extremos del tendido y en el centro. Las frecuencias fundamentales de vibración del suelo en estos puntos las encontramos en la tabla 27. Estas frecuencias son semejantes, esto indica que superficialmente el material se comporta de manera similar, indicando que son similares las tres unidades geológicas.

MODELO		Frecuencia (hz)			Coordenadas	
Lado izquierdo		Centro	Lado derecho	X (m)	Y(m)	
1VD abajo	3.3	3	3.4	593532	2343816	
1VD arriba	3.1	3	3	593431	2343833	

Tabla 27. Muestra de la frecuencia de los suelos en la zona del camino.

UNIDAD GEOFÍSICA	VELOCIDAD [m/s]	ESPESOR MÁXIMO [m]	CORRELACIÓN GEOLÓGICA	CALIDAD
U1	300 – 500	7,0	Aluvión, arenas pumicíticas, depósitos de talud y roca muy alterada.	Muy mala
U2	600 – 900	20	Arenas pumicíticas, ignimbrita muy alterada y basalto muy alterado.	Muy mala
U3	1000 – 1100	24	Arenas pumicíticas, ignimbrita alterada y basalto alterado.	Muy mala
U4	1200 – 1800	37	Basalto e ignimbrita muy fracturados.	Mala
U5	2200 – 2600	-----	Ignimbrita fracturada	Mala a regular
U6	3100 – 3700	-----	Ignimbrita fracturada	Regular

Tabla 28. Velocidades de onda sísmica y correlación litológica en la sección 6-6´.

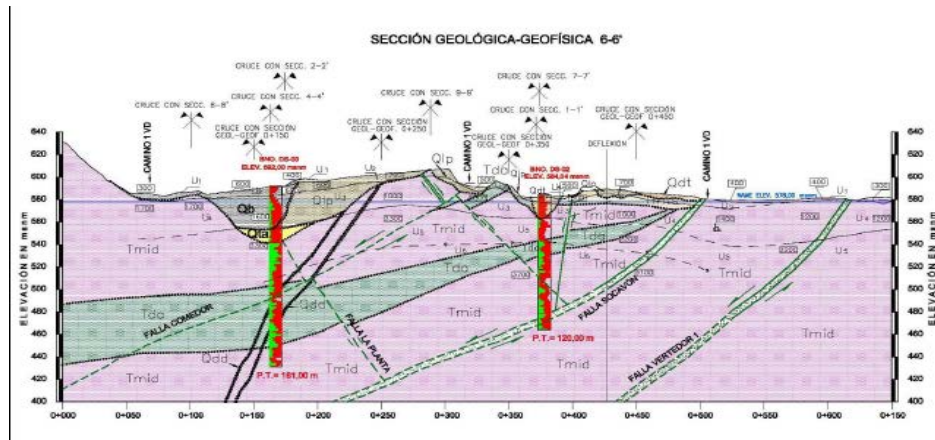


Fig 53. Perfil geológico – geofísico de la sección 6-6´ del camino de acceso a casa de máquinas en la PH La Yesca.

II.4 ZONAS CRÍTICAS EN EL CAMINO

Las fotografías que se muestran a continuación, fueron tomadas por personal de Generación en todo el camino de acceso a casa de máquinas. A continuación, solamente se coloraron los que para el presente documento representan las zonas más críticas.

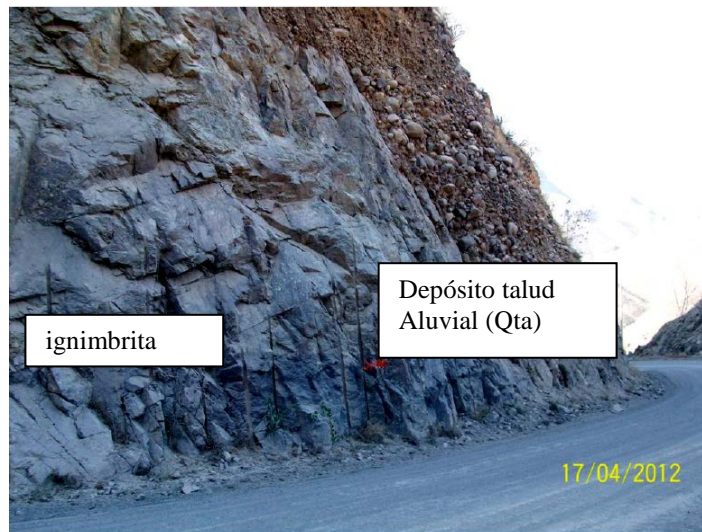


Fig 54. Cadenamiento 3+100, se observa material alterado superficialmente, lo que propiciará en la época de lluvias erosión.



Fig 55. Cadenamiento 3+240, se observa material alterado superficialmente, lo que propiciará en la época de lluvias erosión.



Fig 56. Cadenamiento 3+560, se observa material alterado superficialmente, lo que propiciará en la época de lluvias erosión.



Fig 57. Cadenamiento 3+240, se observa material alterado superficialmente, lo que propiciará en la época de lluvias erosión.

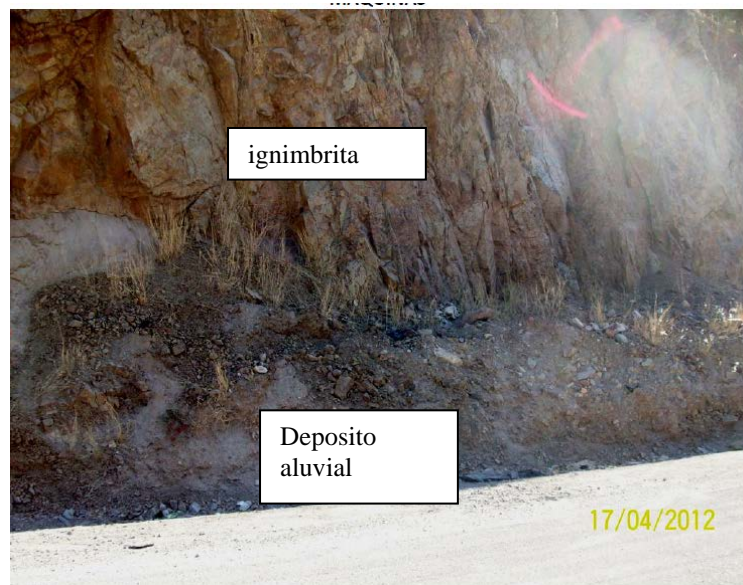


Fig 58. Cadenamiento 3+320, se observa material alterado superficialmente, lo que propiciará en la época de lluvias erosión.

Se consideró como zona crítica la Depresión Socavón, cercana a la intersección donde se ubica el inclinómetro de la elevación 580. Pero también se detectaron otras fuera de la zona en estudio que se observan en la siguiente fotografía.

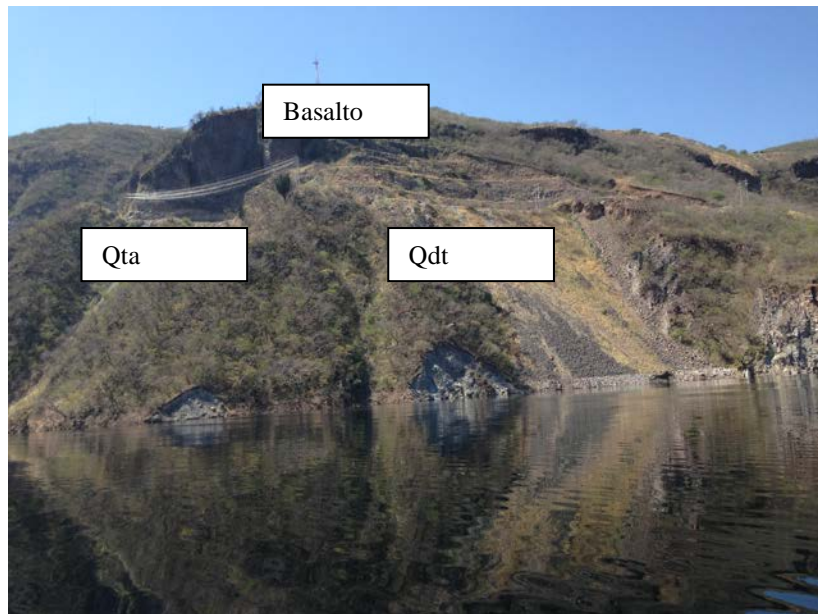


Fig 59. Fotografía tomada desde el embalse elevación 535 msnm, se observa el camino 1Vd en la zona de basaltos y terraza aluvial.

III. METODOLOGÍA

Para el presente trabajo se realizaron trabajos de campo, laboratorio y gabinete. Los cuales se describen a continuación.

TRABAJO DE CAMPO

Se realizaron visitas al sitio para conocer la problemática para el área de Generación de manera general hasta llegar a la solución particular. Desde la geología general hasta la del sitio, revisión de la topografía del camino definitivo, información de la instrumentación instalada, etc. Alternativas de caminos, recorrido por la margen izquierda por los trazos propuestos por el área de Construcción hasta las posibles alternativas que se discutieron por el área de Generación para mantener los niveles de seguridad y operación del camino definitivo.

Se obtuvieron muestras cubicas de suelo Qta (terracea aluvial) para ensayar en laboratorio, planos geológicos y caminamientos en sitio, topografía de la margen izquierda, trazo del camino e información de sondeos geológicos, rocas y suelos.

PRUEBAS DE LABORATORIO

Para las pruebas de laboratorio necesarias para el análisis del talud se empleó lo siguiente:

1. Muestra cubica.
2. Material alterado.
3. Información de sondeos geológicos y geotécnicos.

Se propusieron las siguientes pruebas en laboratorio para determinar las propiedades índice y mecánicas del material.

Considerando para este caso solamente esfuerzos totales que son acciones de manera inmediata sin considerar la consolidación a largo plazo, ya que se presume el tipo de falla a presentarse sería de manera súbita. Para el sismo se consideró el coeficiente sísmico para la zona, además de un vaciado rápido en el caso de que se presentará alguna falla en la presa.

Muestra	W%	LL,L P	Ss	Gr	%f	γ volumétrico natural	qu	T _x UU
Bolsa 1	✓	✓			✓			
Bolsa 2	✓	✓			✓			
Fragmento Chico	✓				✓	✓		
Fragmento Mediano	✓	✓	✓		✓	✓	✓	
Fragmento Grande	✓	✓	✓		✓		✓	✓

Tabla 29. Pruebas de laboratorio para obtener las propiedades mecánicas del suelo.

ANÁLISIS DETERMINISTA PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES

El camino objeto del presente estudio ha estado en operación por el tiempo que duró la obra, además de ser el definitivo y de operación para el área de Generación por el tiempo de vida útil de la Central (30 años más). Con el fin de prevenir problemas futuros en ésta, se requiere una evaluación de la estabilidad en las condiciones de trabajo actuales y en su caso, las recomendaciones para su mejoría.

La estabilidad del camino se evalúa en forma determinista, con base en un factor de seguridad (FS) definido como la relación entre las fuerzas resistentes y las desestabilizantes. Dicho FS se obtiene por medio de un análisis de equilibrio límite en dos dimensiones. El mecanismo de falla considerado como el más crítico, es el deslizamiento rotacional de un volumen de suelo considerado rígido, que se mueve pendiente abajo sobre una superficie de falla con traza semicircular. El efecto del sismo se considera mediante la aplicación de una fuerza horizontal, equivalente a una fracción (coeficiente pseudoestático) del peso del volumen de suelo potencialmente movilizable. Las condiciones para el análisis son: al final de la construcción, con flujo establecido, vaciado rápido y sismo.

El flujo de agua a través del cuerpo del terreno, donde se localiza el camino se modela con el programa Galena V.50.

El análisis de estabilidad se basa en la aplicación de métodos de equilibrio límite comúnmente aceptados en la práctica profesional. Para fines de comparación se emplean dos de ellos: Bishop modificado y Spencer. El primero es de tipo simplificado ya que únicamente cumplen con el equilibrio de momentos. El último es de los llamados "rigurosos", ya que consideran tanto el equilibrio de fuerzas como de momentos. Cabe mencionar que el método debido a Bishop, rinde resultados

similares a los obtenidos por los métodos rigurosos, lo cual le concede un gran valor. En todos los casos, se considera un estado plano de esfuerzos y deformaciones, así como una superficie de falla con traza semicircular. Las bases teóricas de los métodos mencionados pueden consultarse en Abramson (2002) o USACE (2003).

Método de Bishop modificado

Este método considera las fuerzas normales entre dovelas, pero desprecia las de corte. Cumple con el equilibrio de momentos y de fuerzas horizontales. Aunque es un método simplificado, rinde resultados similares a los que se obtienen con los métodos rigurosos como el de Spencer. En la ecuación que da el FS, éste término aparece en ambos lados, por lo cual la solución se obtiene en forma iterativa, proponiendo un valor inicial del FS. La ecuación es la siguiente:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \{cL + N \tan \phi\}_i}{\sum_{i=1}^n A_1 - \sum_{i=1}^n A_2 + \sum_{i=1}^n A_3} \dots\dots(3)$$

donde,

c = cohesión aparente

L = longitud de la base de la dovela

N = Fuerza normal en la base de la dovela

ϕ = ángulo de fricción interna

A_1 , A_2 y A_3 = resultados de las ecuaciones (3), (4) y (5)

$$N = W \cos \alpha - uL \dots\dots(4)$$

$$A_1 = (W(1 - k_v) + P \cos \beta) \text{sen} \alpha \dots\dots(5)$$

$$A_2 = (P \text{sen} \beta) \left(\cos \alpha - \frac{H}{R} \right) \dots\dots(6)$$

$$A_3 = k_h W \left(\cos \alpha - \frac{H_c}{R} \right) \dots\dots(7)$$

En las cuatro ecuaciones anteriores,

W = peso de la dovela

α = ángulo de inclinación de la base de la dovela con respecto a la horizontal

u = presión de poro

k_v = coeficiente pseudoestático vertical

P = fuerza resultante de la presión del agua por encima de la dovela

β = ángulo de inclinación de la parte superior de la dovela

H = altura de la dovela

R = radio del circulo de deslizamiento analizado

k_h = coeficiente pseudoestático horizontal

H_c = altura de la base de la dovela a su centroide

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \{cL + N \tan \phi\}_i}{\sum_{i=1}^n A_1 - \sum_{i=1}^n A_2 + \sum_{i=1}^n A_3} \dots\dots(8)$$

Para calcular N, se emplea la ecuación siguiente:

$$N = \frac{1}{m_\alpha} \left[W(1 - k_v) - \frac{cL \text{sen } \alpha}{FS} - uL \cos \alpha + P \cos - \frac{H_c}{R} \right] \dots\dots(9)$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left[1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{FS} \right] \dots\dots(10)$$

En las ecuaciones (8), (9) y (10) los términos empleados, son análogos a los usados en el caso del método ordinario.

Método de Spencer

Este método es un caso particular del método general o GLE (General Limit Equilibrium) en el cual la resultante de las fuerzas ínter dovelas tiene una inclinación constante. Al satisfacer tanto el equilibrio de fuerzas como de momentos, puede considerarse de tipo riguroso. Sin embargo, la complejidad de las ecuaciones involucradas, las cuales sólo pueden resolverse en forma iterativa, hace indispensable el uso de programas de cómputo. En este caso hay dos ecuaciones distintas para el factor de seguridad, una para fuerzas y otra para momentos. La solución se obtiene cuando ambos factores son iguales o su diferencia es mínima.

$$F_m = \frac{\sum_{i=1}^n [cLR + (N - uL)R \tan \phi]}{\sum_{i=1}^n W(1 - k_v)x - \sum_{i=1}^n Nf + \sum_{i=1}^n k_h W e \pm \sum_{i=1}^n Aa} \dots\dots(11)$$

$$F_f = \frac{\sum_{i=1}^n [cLR + (N - uL) \tan \phi \cos \alpha]}{\sum_{i=1}^n N(\text{sen } \alpha) + \sum_{i=1}^n Nf + \sum_{i=1}^n k_h W \pm \sum_{i=1}^n A} \dots\dots(12)$$

$$N = \frac{W + (X_R - X_L) - \frac{cL \text{sen } \alpha + uL \text{sen } \alpha \tan \phi}{FS}}{\cos \alpha + \frac{\text{sen } \alpha \tan \phi}{FS}} \dots\dots(13)$$

En las ecuaciones (11), (12) y (13) hay nuevos términos. Sus significados son los siguientes:

x = distancia horizontal del centroide de la dovela al eje de giro del círculo analizado
 ϕ = distancia del eje de giro al centro de la base de la dovela medida en sentido paralelo a ésta
 e = distancia vertical del centroide de la dovela al eje de giro del círculo analizado
 A = resultante de la presión del agua externa al frente del talud
 a = distancia vertical de A al eje de giro

Los valores de X_R y X_L se obtienen con la siguiente ecuación:

$$X = E\lambda f(x) \dots (14)$$

X_R = Fuerza cortante al lado derecho de la dovela
 X_L = Fuerza cortante al lado izquierdo de la dovela

Donde,
 E = fuerza normal a la dovela
 λ = fracción empleada de la función
 $f(x)$ = función que en el caso de Spencer es constante

Método de Sarma (1973)

Para este análisis se pueden modelar cualquier tipo de falla. Donde se considera para el análisis de equilibrio las fuerzas y momentos. Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficiente sísmico. Satisface todas las condiciones de equilibrio; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos más convencionales.

Factores de seguridad

Los factores de seguridad usados en geotécnica son basados en la experiencia. Sin embargo, es común en la ingeniería el aplicar los mismos factores de seguridad, en la estabilidad de taludes se considera el grado de incertidumbre para el análisis.

Por lo tanto, el factor de seguridad es la razón que hay entre la capacidad resistente y la capacidad actuante.

El análisis por deslizamiento de talud se considera satisfactorio cuando los factores de seguridad obtenidos con un análisis de equilibrio límite tienen un valor mínimo. Marsal y Reséndiz (1975) afirman lo siguiente: "El factor de seguridad calculado es función de ciertos detalles del procedimiento de análisis como el método de estimación de resistencias y presiones de poro. Sin embargo, es práctica corriente aceptar los siguientes factores de seguridad mínimos: 1.5 para la condición de a largo plazo y 1.3 para vaciado rápido.

Por otra parte, el Manual de estabilidad de taludes del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, aplicable para taludes de tierra y enrocamiento, establece factores de seguridad mínimos para estructuras nuevas. En la tabla 1 están resumidos dichos factores de seguridad.

F.S. mínimo	Marsal y Reséndiz (1975)	Manual de estabilidad de taludes-USACE (2003)
Largo plazo	1.5	1.5
Vaciado Rápido	1.3	1.1-1.3
Etapas de Construcción	1.1	1.3

Tabla 30. Factores de seguridad mínimos contra falla de talud

III.1 SECCIONES CRÍTICAS

Con la topografía que se presentó del sitio en estudio, se generaron las diferentes secciones críticas para el análisis de estabilidad.

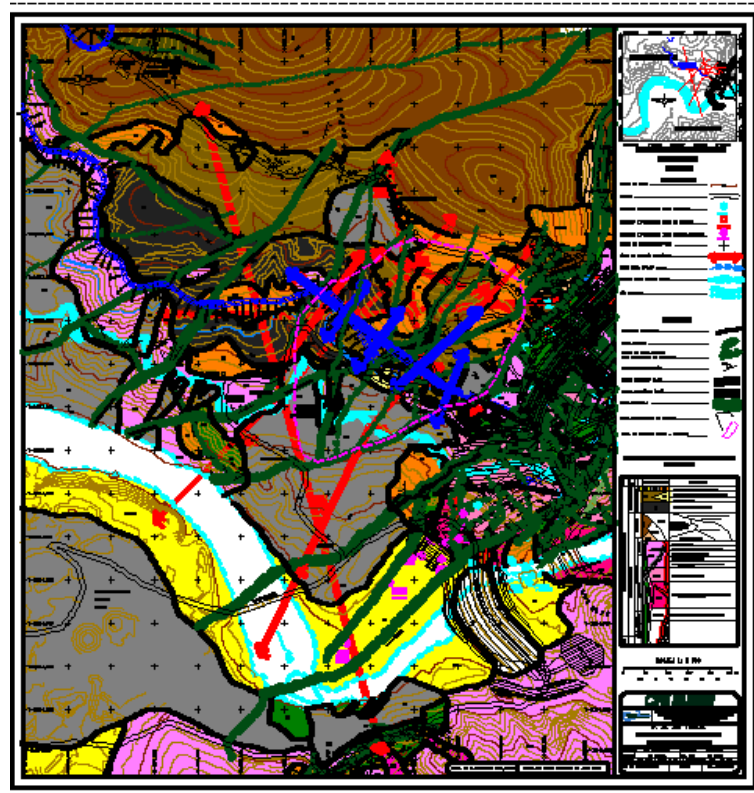


Fig 60. Geología de la MI zona depresión socavón. Se tomaron 2 secciones para el análisis de las 9 propuestas.

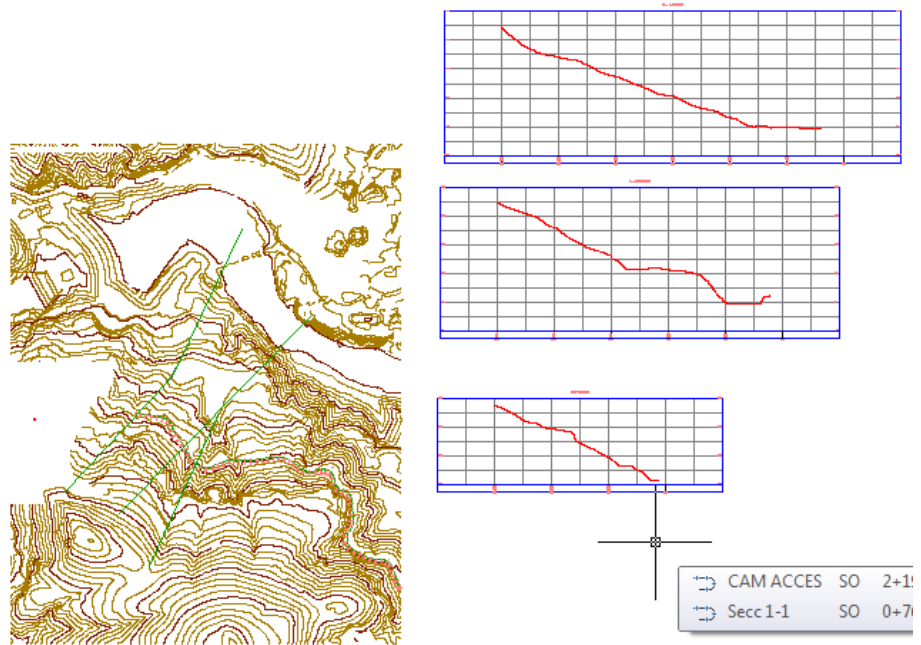


Fig 61. Zonas que se tomaron para el análisis. Sección 1 y 2 que son donde se tiene el Qta.



Fig 62. Fotografía de la zona depresión socavón donde se realizaron los análisis de las dos secciones críticas.

III.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA EL CAMINO

De acuerdo con el tipo de geología (primera interpretación), la sollicitación a la cual estará sujeto el camino (agua Nivel de Agua Máxima Extraordinaria NAME, Nivel de Agua Máxima de Operación NAMO y vaciado rápido “poco probable”), se determinó el tipo de falla que se presentaría para el análisis, asumiendo una falla semicircular o una falla circular. Con la segunda geología (interpretación), se utilizó una falla circular y plana. Para el análisis de estabilidad se utilizó el Software Galena V.05 con las siguientes observaciones:

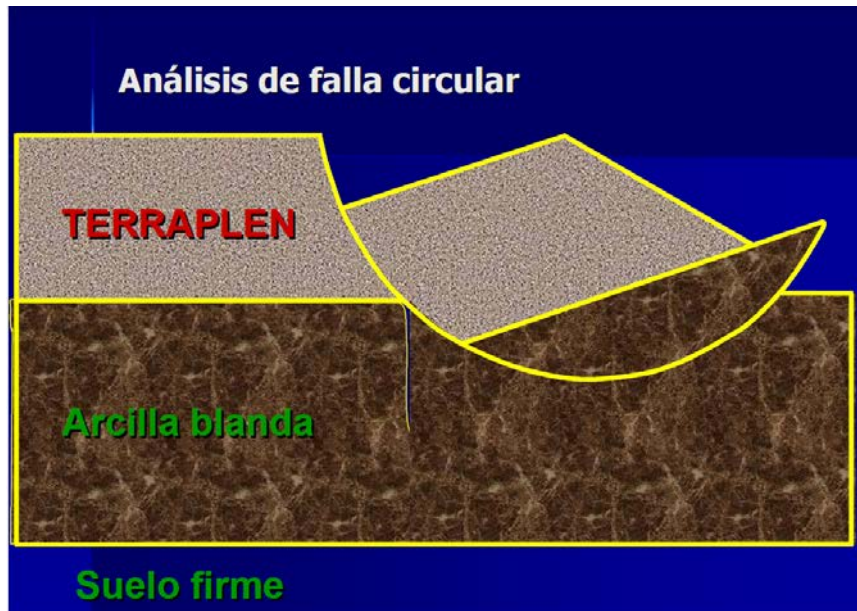


Fig 63. Falla circular en talud.



Fig 64. Falla circular margen izquierda presentada en talud aguas arriba de la presa La Yesca (Palos Verdes).



Fig 65. Falla circular sobre el cauce del río Bolaños aguas arriba de la Presa La Yesca (Aguacate).

La cantidad de métodos que son utilizados para la estabilidad de taludes, los cuales dan resultados diferentes y en algunas ocasiones contradictorios, son una muestra de la incertidumbre que caracteriza a los de análisis de estabilidad. Que van desde las consideraciones geológicas, espesores, propiedades de la roca o suelo, topografía, sección definida como crítica, etc.

En la práctica profesional, se utilizan más los métodos de Bishop modificado, Spencer y Morgenstern y Price. El método de Sarma aplica, cuando se tiene una falla plana y de bloque, donde no se tiene bien definido el tipo de falla que se presentará.

“De acuerdo con estudios que se han realizado para la comparación de los diferentes métodos de análisis en la estabilidad de taludes, se ha observado que el método de Bishop difiere en un 5% con respecto a soluciones más precisas, mientras que otros subestiman los valores del factor de seguridad hasta un 30%.”

Los métodos más complejos requieren un mejor conocimiento del sistema de análisis, lo que provoca en los ingenieros frecuentes problemas numéricos que conducen a valores no reales del Factor de Seguridad.

Para el análisis sísmico, el método de Sarma tiene ciertas ventajas con relación a los otros métodos.

III.3 ANÁLISIS POR MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO, SPENCER Y SARMA

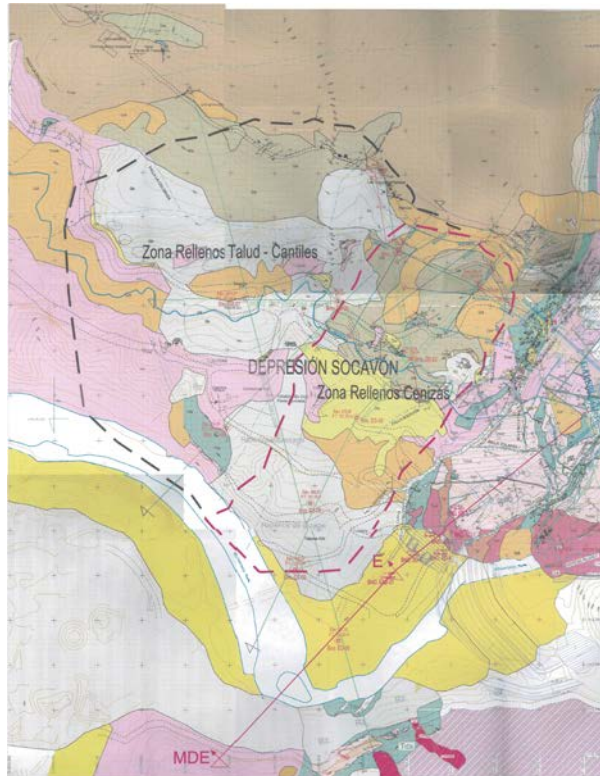


Fig 66. Primera interpretación de la geología del sitio Depresión Socavón.

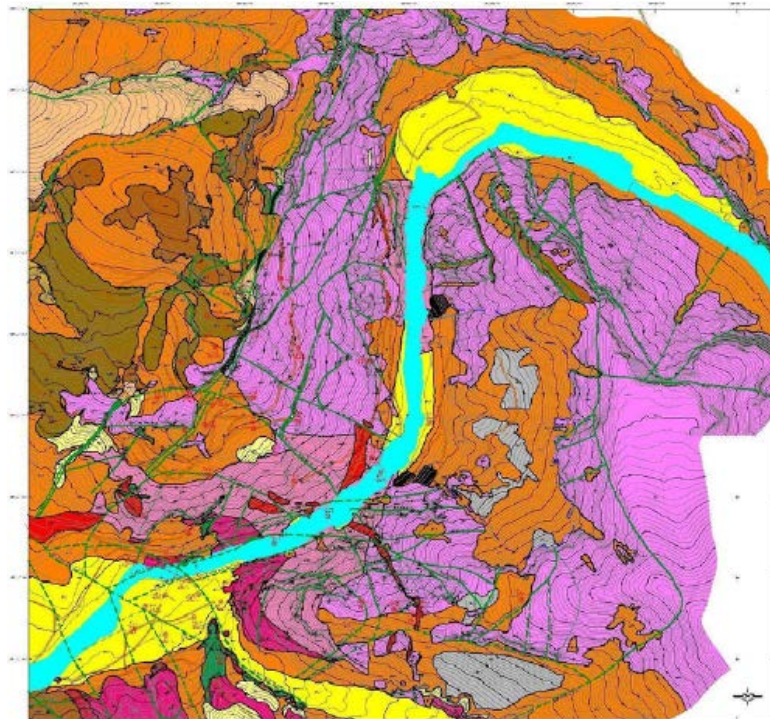


Fig 67. Geología general del sitio donde se ubica la presa la Yesca.

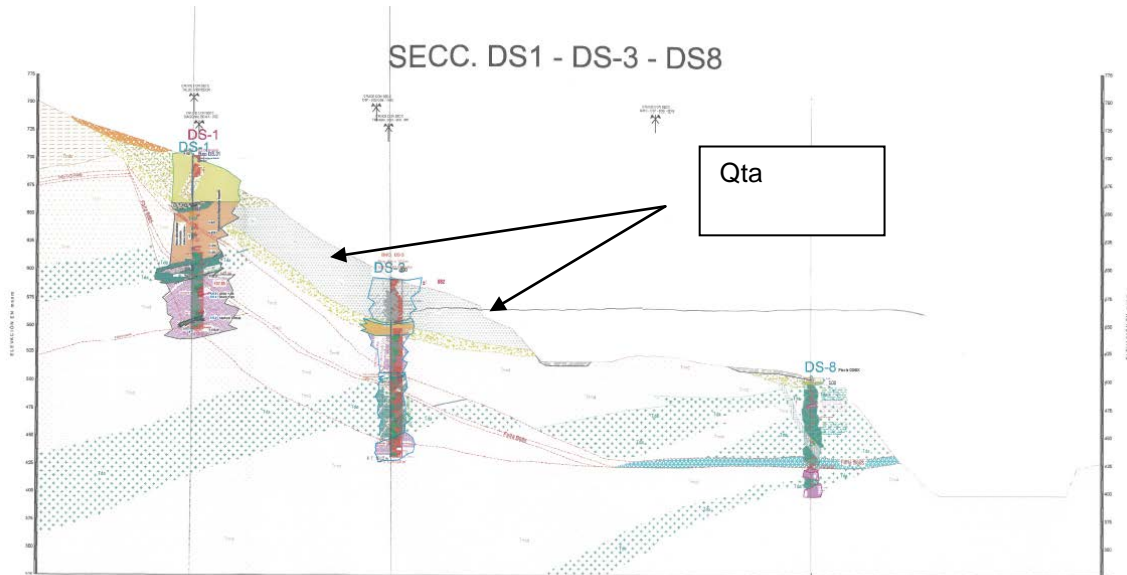


Fig 68. Sección 1, perfil analizado como falla general y considerado como más crítico. Observándose el estrato Qta como la zona de deslizamiento.

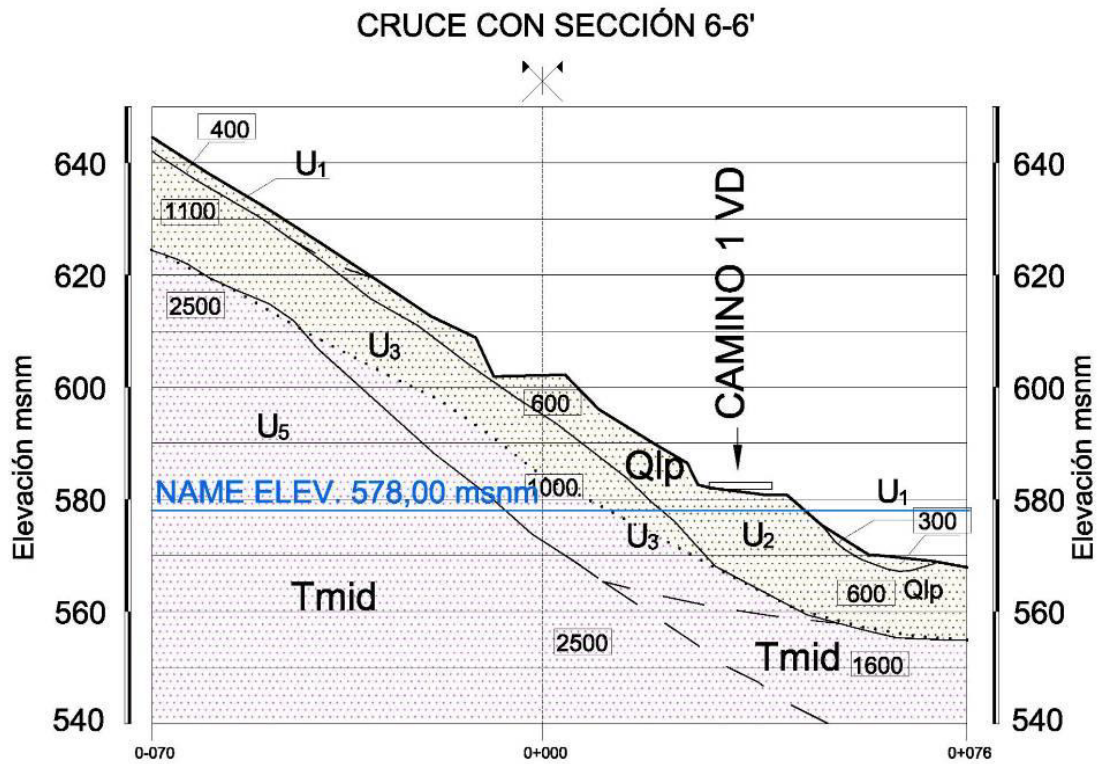


Fig 69. Sección 2, última interpretación de la geología, con esta geología se definieron los trabajos en sitio.



Fig 70. Muestras del depósito del talud de pumicitas e ignimbritas.

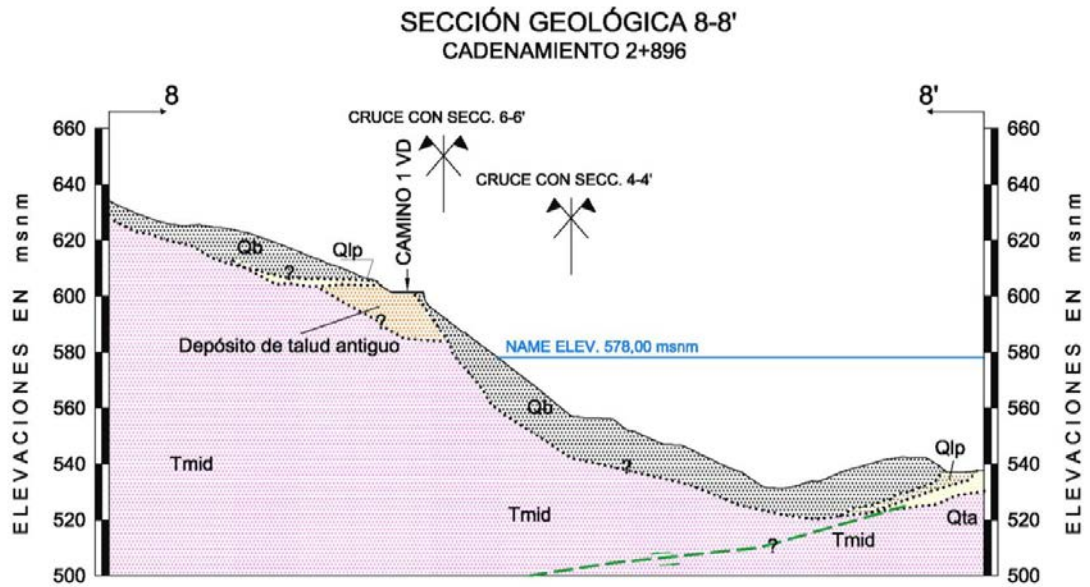


Fig 71. Sección 1. Perfil modificado con la última interpretación de la geología para el análisis final.

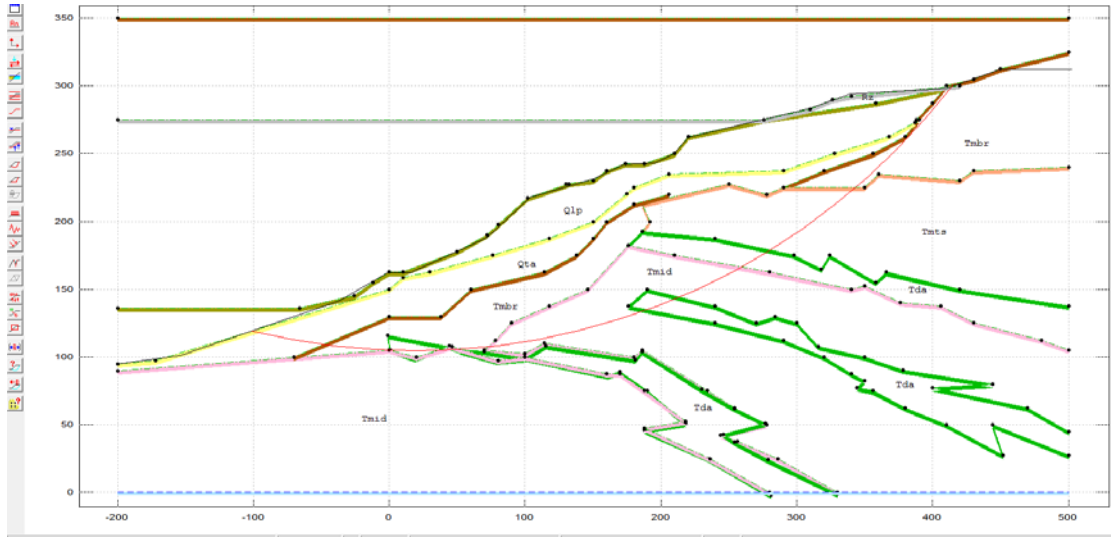


Fig. 72. Sección 1, 8-8' sección más crítica falla circular. (Modelo Galena)

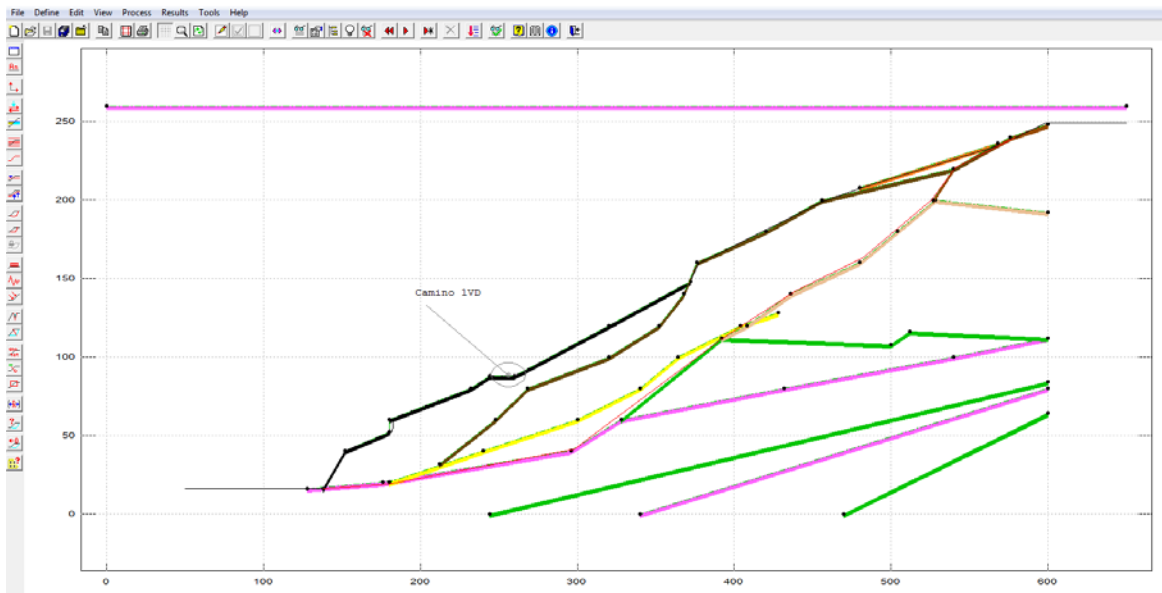


Fig. 73. Sección 2, trazo 6-6 camino con falla no circular. (Modelo Galena).

Pruebas laboratorio.

Muestra	W%	LL,LP	Ss	Gr	%f	γ volumétrico natural	qu	T _x UU
Bolsa 1	✓	✓			✓			
Bolsa 2	✓	✓			✓			
Fragmento Chico	✓				✓	✓		
Fragmento Mediano	✓	✓	✓		✓	✓	✓	
Fragmento Grande	✓	✓	✓		✓		✓	✓

Tabla 31. Pruebas solicitadas al laboratorio.

Con la dificultad de caracterizar la Terraza Aluvial (Qta) que es el material que define la zona de falla del talud para el presente análisis, se tomaron muestras cúbicas en la zona expuesta del material fino (cementante) el cual regirá para la estabilidad del talud. Los resultados de las pruebas de laboratorio fueron los siguientes:

Terraza Aluvial.

Curvas Granulométricas

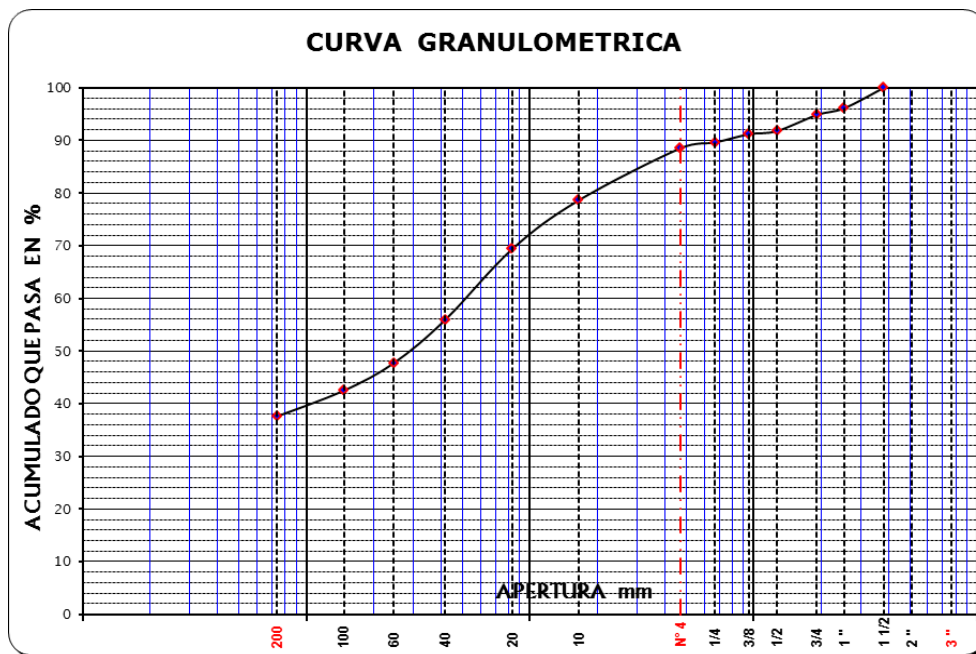


Fig 74. Bolsa 1. Arena fina a gruesa, con arcilla, gravas y micas, café oscuro. Con una humedad de 5.6%. Gravas=11.5%, Arena=50.9% y Finos=37.6%.

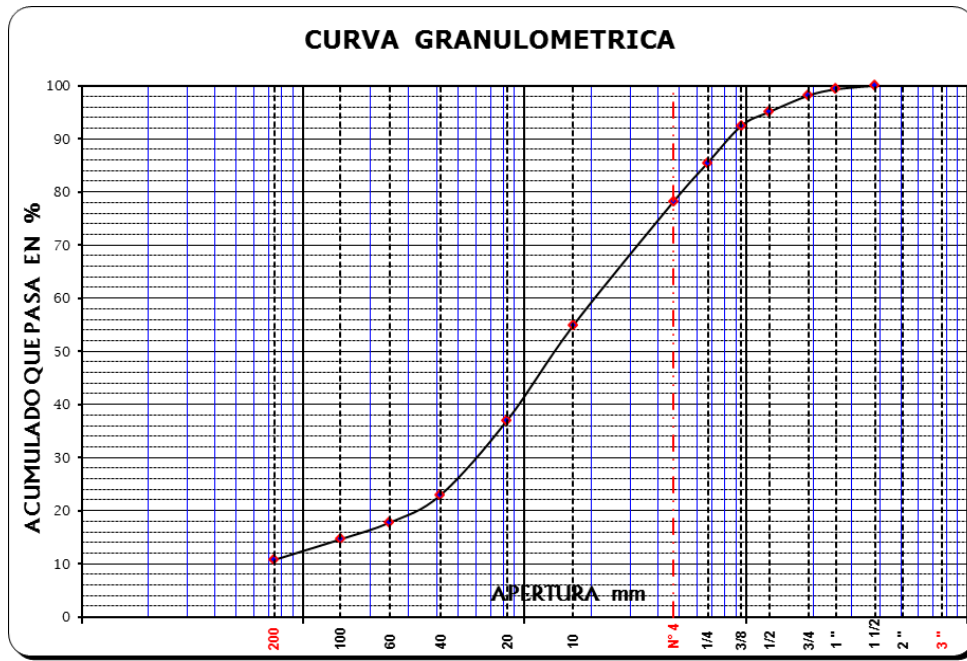


Fig 75. Bolsa 2. Arena fina a gruesa limosa, gravas y micas, café claro. Con una humedad de 2.4%. Gravas= 21.8%, Arena=67.5% y Finos=10.7%

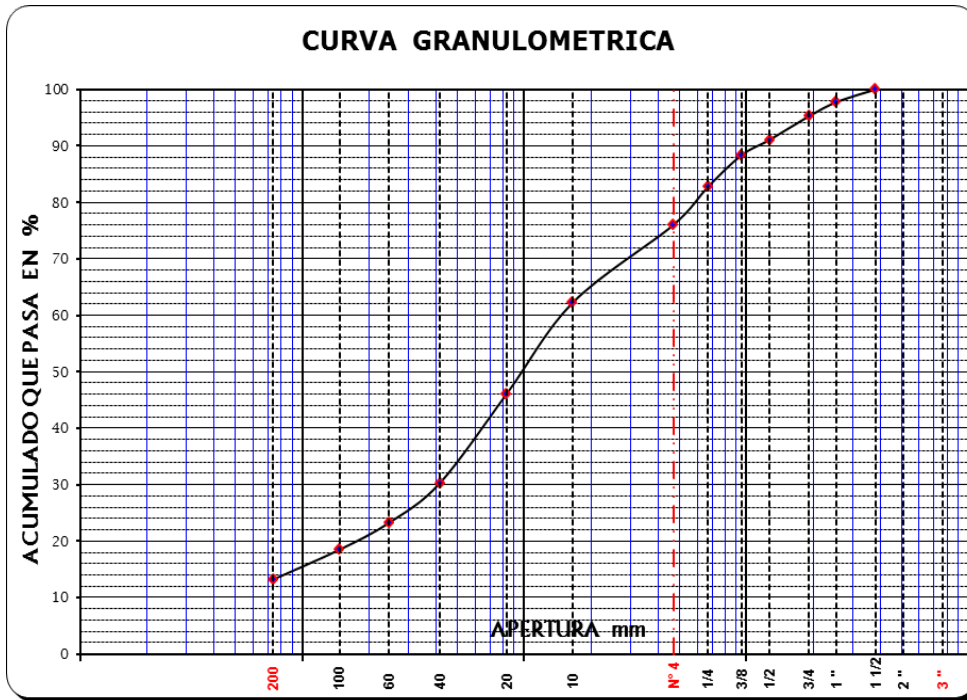


Fig 76. Arena Fina a gruesa con gravas pumiciticas, limosa beige y café

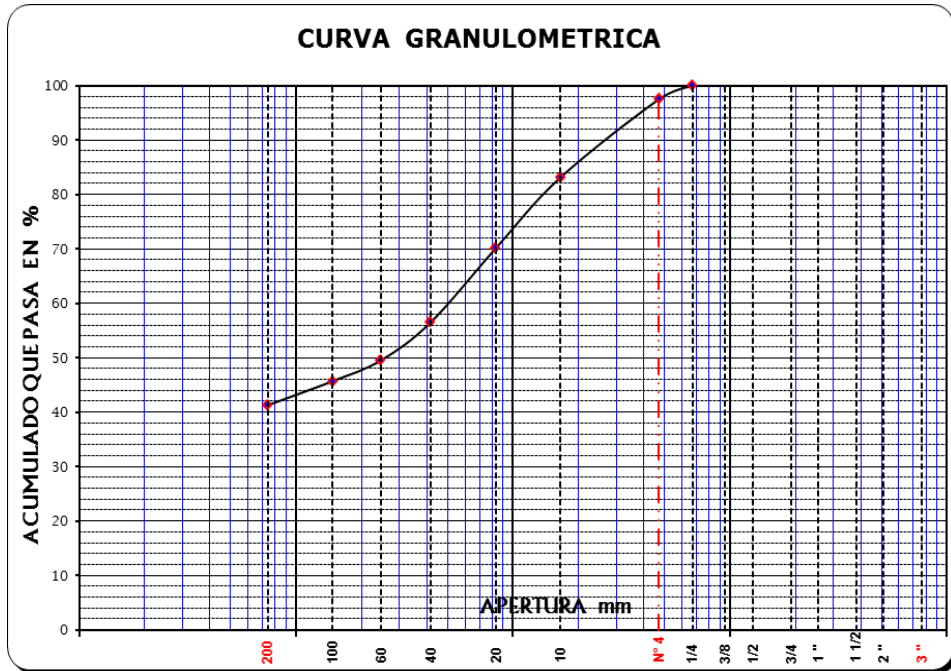


Fig 77. Arena arcillosa color gris oscuro, con gravas finas aisladas y mica.

Límites de consistencia

Cont. nat. de agua (W %)	_____
Límite líquido (LL %)	38.0
Límite Plástico (LP %)	21.7
Indice de Plasticidad (IP %)	16.3
SUCS	CL

Arcilla con poca arena fina, café claro.

Cont. nat. de agua (W %)	_____
Límite líquido (LL %)	70.4
Límite Plástico (LP %)	22.4
Indice de Plasticidad (IP %)	48.0
SUCS	CH

Arcilla con arena fina, café claro.
 Tabla 32. Límites de consistencia del Qta.

Propiedades de los materiales, Sección 1-2.

Material	γ (Ton/m ³)	Pruebas UU _{natural}		Pruebas UU _{saturado}	
		c (ton/m ²)	ϕ (°)	c (ton/m ²)	c (ton/m ²)
1. Terraza Aluvial	1.325	65	25	10.0	5.0
2. Depósito Talud	1.9	10.0	25		
3. Riolita ignimbrítica	2.10	--	50		
4. Toba vitrea	1.68	2.5	--		
5. Diques	1.8	--	30		
6. Ignimbrita dacítica	2.0	--	50		
7. Basalto vesicular	2.0	--	50		
8. Depósito Lacustre	1.7	--	30		
9. Arena Pumicitica	1.85	--	30		

Tabla 33. Valores para el análisis de estabilidad, se tomó un valor menor al obtenido en laboratorio debido a la incertidumbre que se tiene del material.

Se tomaron para el análisis las siguientes consideraciones:

1. La zona más inestable es la Qta (terracea aluvial), además de tomar en consideración los depósitos lacustres y arenas pumiciticas.
2. Se tomaron dos tipos de falla posible para el camino, la general y local. La primera, la línea de falla es por toda la Qta y la segunda por los depósitos de talud y pumicitico.
3. Para el análisis se tomó el valor de la cohesión por la mitad de obtenida en las pruebas de laboratorio, debido a que la muestra fue de un corte del camino y no dentro del estrato por una perforación en el suelo.
4. El coeficiente sísmico del sitio es de C.s=0.26.

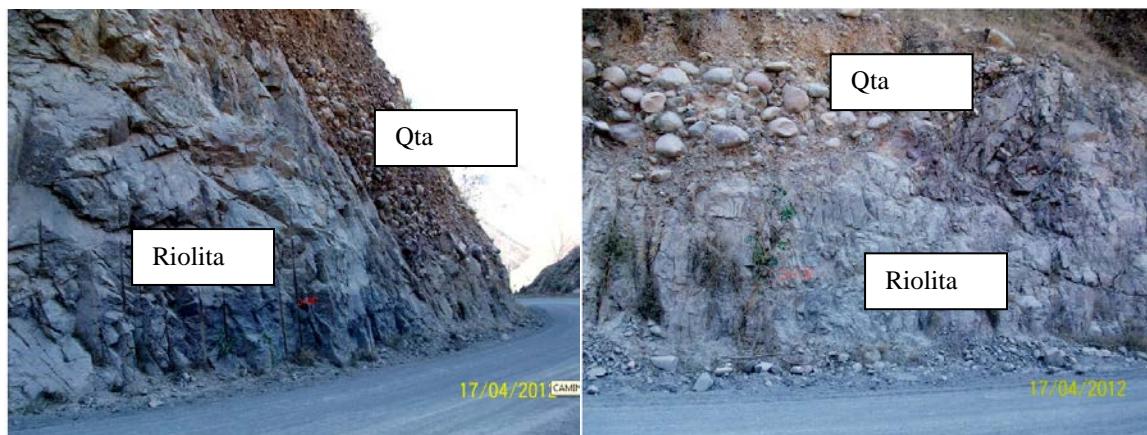


Fig 78. Depósitos de la Qta en la zona del camino de acceso.

III.4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Para el análisis de estabilidad de los taludes en las dos secciones críticas, se utilizó el programa Galena V5.

Primero, se realizó un análisis paramétrico con la primera interpretación geológica y suponiendo valores de resistencia en los suelos que integran las secciones para el estado límite de falla (FS=1).

Segundo, con los resultados de las propiedades índice y de resistencia mecánica que se obtuvieron de laboratorio en las muestras de suelo, se analizó el talud con la primera interpretación geológica, obteniendo los valores de los diferentes factores de seguridad.

Tercero, con la última interpretación geológica del sitio y las propiedades mecánicas e índices del suelo obtenidas de laboratorio, se realizó el último análisis para determinar los factores de seguridad.

Consideración:

1. Se consideró la Qta (terrazza aluvial) como la zona donde fallará el talud. Por lo anterior se realizó un back análisis para encontrar el valor mínimo de resistencia del suelo para mantener el talud en condiciones estables FS =1. Los valores de resistencia utilizados se realizaron por tanteos hasta encontrar los valores siguientes ($\phi=25^\circ$ y $c=2 \text{ ton/m}^2$).
2. En el análisis de estabilidad de taludes, se utilizó el método de Bishop Simplificado, Spencer y Sarma. Los tipos de falla observados en sitio, son de manera semicircular o circular, por lo que se utilizó en la mayoría de los casos el método de Bishop Simplificado.
3. Los valores de resistencia (cohesión) en la matriz fina de la terraza aluvial (Qta) fueron altos en laboratorio en el estado seco y saturado. Al modelar las secciones críticas solamente con propiedades de la matriz fina, el talud se vuelve inestable, por tal motivo se proporcionó un valor de resistencia al suelo grueso (ϕ) y aproximar el talud a su estado de equilibrio.
4. Con las diferentes interpretaciones geológicas del sitio, se modelaron las secciones críticas que se analizaron.

ANÁLISIS PARAMÉTRICO

Método/Condición	Seco-Vaso en proceso de llenado	Vaso lleno-Superficie de falla circular	Saturado más sismo $c_s=0.26$
BISHOP	1.13	1.01	0.14

Tabla 34. Factores de seguridad en la Sección Crítica 1 (Paramétrico-valor mínimo resistencia Q_t). Se revisó con el método de Bishop simplificado.

Método/Condición	Seco-Vaso en proceso de llenado	Vaso lleno-Superficie de falla circular	Saturado más sismo $c_s=0.26$
BISHOP	1.70	1.66	0.86
SPENCER	1.87	1.82	0.94
SARMA	1.70	1.57	0.81

Tabla 35. Sección crítica 1. Falla general.

Método/Condición	Seco-Vaso en proceso de llenado	Vaso lleno-Superficie de falla circular	Saturado más sismo $c_s=0.26$
BISHOP	1.31	1.15	0.61
	NAME	NAME	NAME
BISHOP	1.31	1.25	0.70
	NAMO	NAMO	NAMO

Tabla 36. Sección crítica 1. Falla local con nivel de embalse (NAME y NAMO). Esta zona se consideró cercana a el camino de acceso en las arenas pumiciticas y depósitos de talud.

Método/Condición	Seco-Vaso en proceso de llenado	Vaso lleno-Superficie de falla circular	Saturado más sismo $c_s=0.26$
BISHOP	1.40	1.30	1.15

Tabla 37. Sección crítica 2. Falla General.

Método/Condición	Seco-Vaso en proceso de llenado	Vaso lleno-Superficie de falla circular	Saturado más sismo $c_s=0.26$
BISHOP	1.80	1.40	1.36
	NAME	NAME	NAME
BISHOP	1.80	1.25	1.18
	NAMO	NAMO	NAMO

Tabla 38. Sección crítica 2. Falla local con nivel de embalse (NAME y NAMO). Esta zona se consideró cercana a el camino de acceso en las arenas pumiciticas y depósitos de talud.

PRIMERA GEOLOGÍA.

El análisis con la primera geología que se tenía y las pruebas de laboratorio, se realizó la revisión de las dos secciones críticas, obteniendo los siguientes valores.

Método/Condición	Seco-Vaso en proceso de llenado	Vaso lleno-Superficie de falla circular	Saturado más sismo $c_s=0.26$
BISHOP	1.35	1.16	0.67
SARMA	2.10	2.09	0.90
	Falla no circular	Falla no circular	Falla no circular

Tabla 39. Sección crítica 1. Falla General.

Método/Condición Por lado embalse	Seco-Vaso en proceso de llenado	Vaso lleno-Superficie de falla circular	Saturado más sismo $c_s=0.26$
BISHOP	1.62	1.50	0.60
	NAME	NAME	NAME
BISHOP	1.62	1.55	0.60
	NAMO	NAMO	NAMO

Tabla 40. Sección crítica 1. Falla local con nivel de embalse (NAME y NAMO). Esta zona se consideró cercana a el camino de acceso en las arenas pumiciticas y depósitos de talud. Se tomó en cuenta el suelo que está en contacto con el agua así como el del corte superior.

Método/Condición Por lado cerro	Seco-Vaso en proceso de llenado	Vaso lleno- Superficie de falla circular	Saturado más sismo $c_s=0.26$
BISHOP	1.27	1.20	0.76
	NAME	NAME	NAME
BISHOP	1.27	1.20	0.76
	NAMO	NAMO	NAMO

Tabla 41. Sección crítica 2. Falla general con nivel de embalse (NAME y NAMO). Esta zona se consideró cercana a el camino de acceso en las arenas pumiciticas y depósitos de talud.

Método/Condición	Seco-Vaso en proceso de llenado	Vaso lleno- Superficie de falla circular	Saturado más sismo $c_s=0.26$
BISHOP	2.14	1.50	1.06
	NAME	NAME	NAME
BISHOP	2.14	1.65	1.1
	NAMO	NAMO	NAMO

Método/Condición Por lado embalse	Seco-Vaso en proceso de llenado	Vaso lleno- Superficie de falla circular	Saturado más sismo $c_s=0.26$
BISHOP	2.16	1.97	1.50
	NAME	NAME	NAME
BISHOP	2.16	2.01	1.60
	NAMO	NAMO	NAMO

Método/Condición Por lado cerro	Seco-Vaso en proceso de llenado	Vaso lleno- Superficie de falla circular	Saturado más sismo $c_s=0.26$
BISHOP	1.30	1.30	0.91
	NAME	NAME	NAME
BISHOP	1.30	1.30	0.91
	NAMO	NAMO	NAMO

Tabla 42. Sección crítica 2. Falla local con nivel de embalse (NAME y NAMO). Esta zona se consideró cercana a el camino de acceso en las arenas pumiciticas y depósitos de talud.

ÚLTIMA INTERPRETACIÓN DE LA GEOLOGÍA

En esta última interpretación de la geología de la zona Depresión Socavón, se modificaron los espesores y zonas donde intervenía el Qta, obteniendo lo siguientes resultados:

Método/Condición	Seco-Vaso en proceso de llenado	Vaso lleno- Superficie de falla circular	Saturado más sismo $c_s=0.26$
BISHOP	1.54	1.53	1.05
SARMA	2.06	1.90	1.21
	Falla no circular	Falla no circular	Falla no circular

Tabla 43. Sección crítica 1. Falla General.

Método/Condición Por lado embalse	Seco-Vaso en proceso de llenado	Vaso lleno- Superficie de falla circular	Saturado más sismo $c_s=0.26$
BISHOP	2.97	2.30	1.09
	NAME	NAME	NAME
BISHOP	2.97	2.37	1.13
	NAMO	NAMO	NAMO

Método/Condición Por lado cerro	Seco-Vaso en proceso de llenado	Vaso lleno- Superficie de falla circular	Saturado más sismo $c_s=0.26$
BISHOP	1.65	1.62	0.95
	NAME	NAME	NAME
BISHOP	1.65	1.62	0.95
	NAMO	NAMO	NAMO

Tabla 44. Sección crítica 1. Falla local con nivel de embalse (NAME y NAMO). Esta zona se consideró cercana a el camino de acceso en las arenas pumiciticas y depósitos de talud. Se tomó en cuenta el suelo que está en contacto con el agua así como el del corte superior.

Método/Condición	Seco-Vaso en proceso de llenado	Vaso lleno- Superficie de falla circular	Saturado más sismo $c_s=0.26$
BISHOP	2.01	2.77	1.62
	NAME	NAME	NAME
BISHOP	2.01	2.77	1.62
	NAMO	NAMO	NAMO

Tabla 45. Sección crítica 2. Falla general con nivel de embalse (NAME y NAMO). Esta zona se consideró cercana a el camino de acceso en las arenas pumiciticas y depósitos de talud.

Método/Condición Por lado embalse	Seco-Vaso en proceso de llenado	Vaso lleno- Superficie de falla circular	Saturado más sismo $c_s=0.26$
BISHOP	2.23	2.15	1.37
	NAME	NAME	NAME
BISHOP	2.23	2.19	1.37
	NAMO	NAMO	NAMO

Método/Condición Por lado cerro	Seco-Vaso en proceso de llenado	Vaso lleno- Superficie de falla circular	Saturado más sismo $c_s=0.26$
BISHOP	1.25	1.25	0.86
	NAME	NAME	NAME
BISHOP	1.25	1.25	0.86
	NAMO	NAMO	NAMO

Tabla 46. Sección crítica 2. Falla local con nivel de embalse (NAME y NAMO). Esta zona se consideró cercana a el camino de acceso en las arenas pumiciticas y depósitos de talud.

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

De los resultados obtenidos del análisis, en las dos secciones críticas propuestas del presente estudio, se tienen los siguientes comentarios:

1. Fue importante conocer de manera preliminar los valores de los factores de seguridad con un análisis paramétrico y la primera interpretación de la geología, ya que nos sensibiliza en los análisis subsecuentes.
2. Con la primera interpretación de la geología y las propiedades mecánicas del suelo obtenidas de laboratorio, se determinó que en las secciones críticas, la estabilidad de los taludes bajo la acción de saturación son estables, pero son inestables con el suelo saturado y el sismo. Es importante tener presente que las propiedades del Qta, del material grueso fue estimado y la matriz del suelo fino, presentó los valores de resistencia altos. Se puede dictaminar que el comportamiento más cercano a la realidad podría ser con las propiedades que se le dieron al suelo en el análisis paramétrico, ya que en el sitio se han presentado fallas en diferentes puntos de la margen izquierda aguas arriba de la cortina con niveles de embalse que se encuentran por debajo del NAMO.
3. Con la última interpretación de la geología y las propiedades de resistencia del suelo del laboratorio, se obtuvieron valores en los factores de seguridad arriba de 2 en estado seco y saturado, y mayor a 1.5 con saturación y sismo. Es importante mencionar que en ésta última interpretación geológica, el espesor, ubicación y geometría del Qta fue favorable para obtener los valores antes mencionados.
4. Los factores menores a 1 o cercanos al mismo se presentaron en las zonas superficiales de cada sección, que en principio fue lo comentado en diferentes artículos por los geólogos e ingenieros del área de construcción. Con lo cual, atendieron el problema que se presentaría en el camino de manera superficial con un filtro y material de respaldo.

IV CONCLUSIONES

1. Con la información que se cuenta de las diferentes interpretaciones geológicas, sondeos, pruebas de laboratorio y análisis en las secciones críticas propuestas, los taludes son estables en principio bajo las solicitaciones a las que estarán sujetos. Las fallas que se podrían presentar en los taludes serían de manera superficial, los cuales no generarían problemas para la operación y seguridad del camino.
2. Las modificaciones que se tuvieron en la interpretación de la geología del sitio Depresión Socavón, fueron del orden de tres. La complejidad para muestrear el Qta con la matriz de suelos finos y el tamaño de los gruesos (boleos de hasta 50 cm de diámetro), que al analizar dichos taludes con estas propiedades geométricas y mecánicas, han proporcionado factores de seguridad variados. Por tal motivo, se tiene una incertidumbre real de cual sería el tipo de falla que se podría esperar en el sitio, observándose aguas arriba de la cortina con el nivel de embalse en la 535 nmm, que es un nivel de embalse por debajo del nivel de operación NAMO 575, deslizamientos importantes, como son: Palos Verdes, Aguacate, Potrero, la zona de casa de visitas, etc; a la fecha se tienen identificados 15 deslizamientos.

Con los análisis realizados en el presente documento, la falta de conocimiento del material Qta, las diferentes interpretaciones en los modelos geológicos, los deslizamientos observados e identificados en los taludes de ambas márgenes aguas arriba de la cortina, los niveles de embalse bajos y que han generado desplazamientos importantes en la margen izquierda de la cortina, el relajamiento en las bermas de la margen izquierda cercana a la zona del vertedor; se pueden proponer las siguientes soluciones en el caso de presentarse las siguientes fallas en el camino de acceso y poder mantener los niveles de operación del mismo:

- Falla general:
 - Camino alternativo.- Se tiene considerado un camino que pasa por el campamento de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC) por la parte alta del camino 1vd, éste debe tener la geometría necesaria para poder transitar con equipos pesados. La alternativa se encuentra revisándose por el área de Generación.
 - Puente Bailey.- Es un puente prefabricado portátil, que se utilizará para librar un claro de aproximadamente 180m, con claros máximos de 60m, colocando 3 apoyos sobre el suelo o roca a una profundidad de no más de 10m hasta dar el nivel de rasante del camino. Por la facilidad de ensamblado y capacidad de carga de la estructura, será una alternativa viable. El área de Generación se encuentra analizando la capacidad necesaria del puente, número de apoyos, costo y tiempo de ensamble.
- Falla local:
 - Filtros del lado embalse y base camino.- El área de Generación propuso la colocación de filtros generosos en el hombro de la base del camino, para evitar la erosión y la pérdida del camino por los cambios en el nivel de embalse. Ésta ya fue construida por el área de construcción de CFE, con las recomendaciones de la GEIC.
 - Reposición base en zona de basaltos.- Colocar muros de mampostería para evitar la erosión del pie de los basaltos, evitando así el volteo de los mismos y el taponamiento del camino.

- Obras de arte.- Construcción de cunetas, contracunetas y obras de arte necesarias en todo el talud hombro superior del camino, para evitar la erosión del material arenoso y depósito talud. Evitando así el deslizamiento de los materiales superficiales hacia el camino de acceso.
3. La ingeniería actual se preocupa por las obras monumentales como son cortinas, vertedores, obras de toma, pozos de oscilación, etc, dejando a un lado las obras complementarias pero de vital importancia para la operación.

Por la premura de las obras, se le exige a los grupos de ingeniería dar soluciones rápidas, preliminares y en ocasiones osadas para llevar a cabo una obra. Minimizando los estudios y conocimiento de los suelos, sollicitaciones y modelos geológicos para las obras de menor importancia en costo y envergadura, pero que en la operación son de vital importancia como los caminos de acceso a una Central. El área de Generación, constantemente presenta los problemas de pérdida de estos caminos, generando costos muy altos en su reparación y puesta en servicio. Por tal motivo, es necesario solicitar en futuros proyectos, un conocimiento íntimo de las obras complementarias, ubicación, sollicitación, geología, propiedades índice, mecánicas e hidráulicas de los suelos, para poder analizar con mayor certeza, proponer soluciones adecuadas que optimicen los recursos económicos a largo plazo en el mantenimiento de estas obras, reduciendo así, los costos de operación e indisponibilidad de las Centrales.

V BIBLIOGRAFÍA

1. Juárez Badillo E. y Rico A. Ed. Mecánica de suelos. Tomo I y II. Limosa 1967.
2. Terzaghi K. y Peck (RB Trad O Moretto). La mecánica de suelos en la ingeniería práctica. Ed. El ateneo. 1955.
3. Joshep E. Bowles, P.E, S.E, Foundation analysis and desing, fifth edition, editorial The McGraw-Hill Companies, 1997.
4. Software Galena versión 5.
5. Manual de Fórmulas técnicas, Gieck, 30 ediciones.
6. Informe IIE para determinar la estabilidad de las presas en el Sistema Hidroeléctrico Necaxa, Pue. 2006.
7. Metodología y marco geológico regional de la PH La Yesca. Óscar Jiménez . octubre 2009.
8. Caracterización dinámica de los caminos 1VD y 8VD (Dispersión y Microzonación Sísmica), PH La Yesca. GEIC-Departamento de Sismotectónica. Noviembre 2011.
9. Recomendaciones para la protección contra oleaje del talud del camino 1VDMI, tramo del cad. 3+000 al 3+133, GEIC-Departamento de mecánica de suelos, mes Diciembre 2011.
10. Estudio geológico de depresión socavón y sus influencias en la estabilidad del camino de acceso definitivo 1VD en la PH La Yesca. Ing. Vicente Páez Suárez y Ing. Cutberto Sánchez Martínez, Departamento de Geología GEIC. Agosto 2011.
11. Tesis maestría “Análisis estructural en la región del paso de La Yesca, límites entre los estados de Jalisco y Nayarit”, Ing. Vicente Páez Suárez, Enero 2010.
12. Us Army Corps Slope Stability, Engineer Manual, 31 October 2003.
13. Información de mantenimiento en las Centrales Generadoras de la Comisión Federal de Electricidad, CH José C. del Valle, CH Mazatepec, CH Peñitas, CH Malpaso, CH El Cajón, CH Infiernillo.
14. Guía de usos para la instrumentación geotécnica, GEIC-Departamento de medición e instrumentación.
15. Tesis maestría “Modelación numérica y análisis de estabilidad del deslizamiento de un sector de la ladera izquierda de la PH La Yesca, reactivado durante la etapa de construcción”, Ing. Joel Rodríguez Serralde, 2012.
16. Especificación del sistema de auscultación de la cortina, Rev 4, Julio 2007.
17. Informe de pedraplenes y enrocamientos en la PH La Yesca, GEIC-DMS, tabla 27.
18. Comparativa de instrumentación en las presas Aguamilpa, El Cajón y La Yesca.
19. Levantamientos topográficos realizados por la GEIC.
20. Sociedad Latinoamericana para la Calidad, Análisis Costo / Beneficio, 2000.

21. Informe de caminos de acceso en diferentes Centrales Generadoras, GEIC-SSE. 2010.
22. Planos de vialidades en la PH La Yesca, información proporcionada por la Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos, CFE.
23. Normas, reglamentos, señalización de la SCT y CAPUFE.
24. Caracterización del modelo geológico en la PH La Yesca, zona Depresión Socavón, GEIC-Subgerencia Geología, Subgerencia Mecánica de Materiales, 2007.
25. Texto para la mecánica de suelos, Universidad Nacional, 2002.
26. Fundamentos de ingeniería Geotécnica, Braja M. Das, 1990.
27. Mecánica de suelos, TW Lambe & RV Whitman, 1993.
28. Aplicación de métodos geofísicos superficiales para la estimación de las Velocidades de corte y periodos fundamentales de resonancia.
29. Análisis de estabilidad de taludes, Fernando Herrera Rodríguez, 2000.
30. Análisis de amenazas de caídos de rocas a partir del estudio de huellas de impacto sobre carreteras, Sergio Rosales Garzón, Andrés Álvarez Ortiz, Julio Ortiz Zapata, Oswaldo Ordoñez Carmona, 2011.
31. Anclaje en rocas, Universidad Politécnica de Madrid, Tesis Doctoral Silvia García Wolfrum, 2005.
32. Calculo del factor de seguridad de un talud, Jaime Suárez Diaz.
33. Diseño de puentes, Universidad de Sonora.
34. Carta Geológica de México, 2007.
35. Tesis “Estabilidad de taludes de presas de tierra y enrocamiento”, Aussin Ahedo Desena y Esteban Sánchez Jacinto, 2003.
36. Estabilidad de taludes, Luis Bañón Blázquez.
37. Tesis Doctoral “Estabilidad de taludes en macizos rocosos con criterios de rotura no lineales y leyes de fluencia no asociada”, Svetlana Melentijevic, 2005.
38. Introducción a la geología, González Duque, Colombia.
39. Manual de diseño de obras civiles de CFE, 2008.
40. Sistema de anclaje para la estabilización de excavaciones, MEXPRESA.