



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO
EN INGENIERÍA**

**PROPUESTA METODOLÓGICA PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO
DE CAVERNAS DE CASA DE MÁQUINAS Y DE GALERÍAS DE
OSCILACIÓN EN PROYECTOS HIDROELÉCTRICOS:
CASO DEL P. H. LA YESCA, JALISCO**

TESIS QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL-GEOTECNIA

P R E S E N T A:

VALENTIN CASTELLANOS PEDROZA

TUTOR:

DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

México D.F., mayo de 2012





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: **M. I. Agustín Demenéggi Colina**
Secretario: **M. I. Jorge Efraín Castilla Camacho**
Vocal: **Dr. Rigoberto Rivera Constantino**
1^{er}. Suplente: **M. I. Jaime Martínez Mier**
2^{do}. Suplente: **M. I. Germán López Rincón**

Lugar donde se realizó la tesis:

México D. F., Ciudad Universitaria

TUTOR DE TESIS:

DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

FIRMA

DEDICATORIAS

A mi esposa **Claudia** y a mis hijos **Valentin, Alberto y Manuel**, quienes han sido el motivo principal para superarme y alcanzar una meta más en mi vida profesional.

Asimismo, a mis padres, por haberme dado desde niño la fortaleza para salir adelante, gracias por su amor y aliento.

AGRADECIMIENTOS

A esa gran institución y escuela que es la **Comisión Federal de Electricidad**, y a las autoridades de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, ingenieros **Gustavo Arvizu y Juan de Dios Alemán**, gracias por todo su apoyo.

Un agradecimiento muy especial a todos los ingenieros que intervinieron de manera directa en la construcción del P. H. La Yesca, gracias por todo su esfuerzo y por compartirme sus experiencias: **José I. Ibarra, Servando Arana, José A. Bahena, Leonardo Cañete y José Luis Garrido**).

A los ingenieros **Jorge E. Castilla, Sergio Herrera y José Antonio Bahena**, quienes han sido los promotores de mi crecimiento profesional, muchas gracias por compartirme su amistad, sus conocimientos y experiencias.

A mis compañeros de trabajo: **Jorge A. López, Jesús Sánchez, Emanuel Hernández, Ulises Talonia y Juan Carlos Morales**, por sus aportaciones y desinteresada colaboración para desarrollar este trabajo.

Le agradezco al **Dr. Rigoberto Rivera** por todo su apoyo en la orientación y dirección de este trabajo, así como a mis sinodales, por sus valiosos comentarios y aportaciones.

PROPUESTA METODOLÓGICA PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE CAVERNAS DE CASA DE MÁQUINAS Y DE GALERÍAS DE OSCILACIÓN EN PROYECTOS HIDROELÉCTRICOS: CASO DEL P. H. LA YESCA, JALISCO

ÍNDICE

	Pág.	
1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	JUSTIFICACIÓN	
1.2	ANTECEDENTES	
1.3	OBJETIVO DE LA TESIS	
1.4	ALCANCE DEL TRABAJO	
1.5	METODOLOGÍA	
2	MARCO DE REFERENCIA	7
2.1	CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO LA YESCA, JAL.	
2.2	ETAPA DE ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS	
2.3	ETAPA DE CONSTRUCCIÓN	
3	ANÁLISIS DEL CASO P. H. LA YESCA, JAL.	142
3.1	INTRODUCCIÓN	
3.2	EVALUACIÓN DE LA CAVERNA DE CASA DE MÁQUINAS	
3.3	EVALUACIÓN DE LA CAVERNA DE GALERÍA DE OSCILACIÓN	
3.4	COMENTARIOS SOBRE LOS TÚNELES DE ASPIRACIÓN	
3.5	DISCUSIÓN	
4	PROPUESTA METODOLÓGICA PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE CAVERNAS	179
4.1	INTRODUCCIÓN	
4.2	PROPUESTA METODOLÓGICA	
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	241
	REFERENCIAS	249
	ANEXO A. TABLAS DEL ESTUDIO GEOLÓGICO	253
	ANEXO B. TABLAS DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO	263
	ANEXO C. APÉNDICE DEL CAPÍTULO 4	276

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 JUSTIFICACIÓN

Tanto en la ingeniería civil como en la minería, el término “caverna” se emplea para describir una obra subterránea, comúnmente de grandes dimensiones.

Estas obras se construyen generalmente en macizos rocosos a distintas profundidades respecto a la superficie del terreno y sirven para múltiples propósitos, entre los que puede mencionarse los siguientes: recintos para almacenamiento de petróleo o gas, instalaciones deportivas en países de clima frío, refugios nucleares y, en proyectos hidroeléctricos o nucleoelectrónicos, para el alojamiento de los equipos electromecánicos que producen la electricidad.

Por su naturaleza y por las condiciones geológicas donde se construyen las obras subterráneas plantean un sinnúmero de incertidumbres, razón por la cual es necesario invertir en estudios e investigaciones previos para contar con un diseño confiable que permita una adecuada planeación de su construcción.

Los estudios previos que se requieren son principalmente geológicos, sismológicos, geohidrológicos y geotécnicos. En función del alcance de estos estudios, es posible conocer las características de los materiales que se excavarán, identificar los principales riesgos geológicos-geotécnicos y cómo solucionarlos, determinar los principales sistemas de soporte y drenajes para garantizar la estabilidad de las excavaciones, así como

realizar la planeación de su construcción, planteando los procedimientos y etapas de excavación y soporte más adecuados.

Durante la construcción, es necesario un estricto seguimiento de las excavaciones, a fin de verificar las condiciones de la roca para proponer los elementos de soporte más adecuados, tomando como referencia el diseño geotécnico y especificaciones definidos en la etapa de estudios.

Es común encontrar diferencias entre los aspectos considerados en el proyecto inicial y el que resulta al término de las excavaciones. Esto generalmente se debe a cambios en condiciones geológicas no previstas con las investigaciones realizadas.

En muchos de los casos resulta difícil contar con el tiempo y/o recursos suficientes para un estudio y diseños completos de estas obras; además, se presentan otros factores imputables al proceso constructivo y se propician cambios importantes durante la ejecución de las obras, que repercuten en retrasos, adecuaciones al diseño original, variaciones en los volúmenes de obra, reclamos por parte del constructor y sobre-costos.

Debido a que no se cuenta con una metodología documentada para el diseño geotécnico de estas obras, el objetivo de esta tesis es proponer una metodología que tome en cuenta los factores más importantes que influyen en el diseño y construcción de cavernas para un proyecto hidroeléctrico. Con base en el análisis de la información obtenida de los estudios previos y en el comportamiento observado durante la construcción, es posible emitir recomendaciones que le den sustento a los métodos que se emplean para el estudio y diseño geotécnico de este tipo de obras subterráneas.

En ese mismo sentido, se tratan los aspectos más relevantes que deben considerarse al elaborar las especificaciones técnicas para su construcción.

1.2 ANTECEDENTES

En México, la Comisión Federal de Electricidad (CFE) es la entidad que ha construido la mayor parte de cavernas de grandes dimensiones para alojar los equipos electromecánicos de sus centrales hidroeléctricas.

El diseño de este tipo de obras se realiza comúnmente con las mismas teorías y criterios empleados en el diseño de túneles, pero sin una metodología específica que cubra los aspectos más relevantes para aquéllas.

El diseño y construcción de cavernas ha ido evolucionando de manera empírica conforme se adquiere una nueva experiencia, pero no se tiene documentada una metodología de diseño.

Lo que sí está documentado, aunque de forma aislada, son las incidencias presentadas en algunos proyectos hidroeléctricos, donde es común encontrar cambios generados en la construcción, en menor o mayor medida, que modifican al diseño inicial.

Se tienen experiencias de la construcción de cavernas en rocas de regular a excelente calidad, como es el caso de las Centrales Aguamilpa, Zimapán, El Cajón, Chicoasén, La Angostura, El Caracol, pero no existen casos documentados donde las cavernas se hayan excavado en rocas de mala calidad geomecánica, como es el caso de La Yesca.

Evidentemente, en rocas de mala calidad, es muy probable que se tengan mayores problemas de inestabilidad que impliquen cambios en el diseño, como son: reubicación de estructuras civiles, incremento en los anclajes, uso de concreto lanzado, marcos metálicos, y en algunos casos, hasta tratamientos especiales no previstos en el diseño original.

En el diseño geotécnico de cavernas es práctica común para la definición de los sistemas de soporte hacer las dos revisiones siguientes:

- a) Por condiciones de esfuerzo, considerando la cobertura de roca y el estado de esfuerzos del macizo rocoso;
- b) Por el criterio del debilitamiento estructuralmente controlado del macizo rocoso, es decir, evaluación de la estabilidad de cuñas o bloques de roca.

Por otro lado, se investigan las condiciones geohidrológicas del sitio y se hacen evaluaciones para estimar el nivel de filtraciones que se presentarán en las excavaciones, con lo cual se diseñan los tratamientos de drenaje y canalizaciones de agua.

1.3 OBJETIVOS DE LA TESIS

- Analizar los hechos e incidencias más relevantes ocurridos en las fases de estudio y construcción de las cavernas del proyecto hidroeléctrico La Yesca, Jal., para que, con base en las conclusiones del caso, se establezcan recomendaciones para futuros proyectos.
- Hacer una propuesta metodológica para el diseño y construcción de cavernas considerando los aspectos siguientes:
 - Estudios geológicos y geotécnicos mínimos.
 - Diseño geotécnico.
 - Recomendaciones para la construcción.

1.4 ALCANCE DEL TRABAJO

Para lograr los objetivos planteados, se analizará el caso del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca, que construye la Comisión Federal de Electricidad, en el estado de Jalisco.

Lo valioso de ese caso es que se cuenta con las fases completas del proyecto geotécnico: planeación (estudio y diseño previo a la construcción), ejecución (construcción), medición

del comportamiento (instrumentación geotécnica) y retroalimentación del diseño geotécnico.

De las obras principales que conforman un proyecto hidroeléctrico, el estudio de caso se hará para la obra de generación.

La obra de generación puede ser superficial o subterránea; en el caso del P. H. La Yesca, fue subterránea. Las partes que la conforman son: obra de toma, tuberías a presión, casa de máquinas, túneles de aspiración, lumbreras de buses y de ventilación y galería o pozo de oscilación y desfogue, y obras auxiliares para acceso de construcción y definitivo. En el capítulo 2 se muestra un esquema de estas obras.

La casa de máquinas y la galería de oscilación son las obras que requieren de las excavaciones más grandes y de mayor complejidad constructiva, razón por la cual en este trabajos solamente se hará referencia a ellas.

1.5 METODOLOGÍA

La metodología que se propone, se basa en los aspectos geológicos y geotécnicos que influyen en el diseño, construcción y en el comportamiento de las cavernas de obras hidroeléctricas. El marco de referencia será el P. H. La Yesca, Jal., en el cual fueron construidas dos grandes cavernas, una para alojar la casa de máquinas y la otra que cumple con funciones hidráulicas, denominada galería de oscilación. El caso se desarrolla en rocas de calidad geomecánica de muy mala a regular, pero reúne también las experiencias ganadas en proyectos anteriores desarrollados por la CFE.

En el **capítulo 2** se presenta el caso del P. H. La Yesca, separado en dos etapas, la de estudios y la de construcción.

En el **capítulo 3** se hace el análisis del caso presentado en el capítulo 2 y se emiten las conclusiones y recomendaciones emanadas de éste.

En el **capítulo 4** se presenta la propuesta metodológica para el estudio y diseño de cavernas en proyectos hidroeléctricos. Lo anterior, para ser considerado en la planeación de futuros proyectos de este tipo.

En el **capítulo 5** se presentan las conclusiones de todo el caso de estudio, de su análisis y de la propuesta metodológica.

CAPÍTULO 2
MARCO DE REFERENCIA

2.1 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO LA YESCA, JAL.

La Comisión Federal de Electricidad (CFE) requiere atender la demanda de energía eléctrica diversificando las fuentes de generación y eligiendo entre sus opciones, aquellas que optimicen la relación beneficio costo para la economía nacional. Las características técnicas y económicas del proyecto hidroeléctrico (P.H.) denominado “La Yesca”, fueron determinantes para considerarlo en los planes de construcción de la CFE, proponiendo iniciar en el año de 2007 y disponer de las condiciones de entrar en operación en 2012.

2.1.1 GENERALIDADES

El proyecto hidroeléctrico La Yesca forma parte del Sistema Hidrológico Santiago, que comprende a 27 proyectos con un potencial hidroenergético de 4 300 MW. La Yesca ocupará el segundo lugar en potencia y el tercero en generación dentro del sistema, después de la Central Aguamilpa-Solidaridad y El Cajón. Con el desarrollo de este proyecto, se avanzará significativamente en el aprovechamiento integral del agua del cauce principal de la cuenca del río Santiago, ya que se localiza entre la Central Santa Rosa y El Cajón (Figura 2.1).

2.1.1.1 ANTECEDENTES

El proyecto La Yesca se empezó a estudiar en el año 1957 por la extinta Comisión Lerma-Chapala-Santiago, y posteriormente en 1965 por el Departamento de Planeación y Estudios de la CFE, aunque ya desde 1961 esta Entidad había iniciado algunos reconocimientos geológicos.

En 1980 se inició una campaña más intensa para estudiar en forma integral la zona aledaña a la confluencia de los ríos Santiago y Bolaños. La campaña la realizaron la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC) a través de la Superintendencia de Estudios Zona Pacífico Norte (SEZPN) y la Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos (CPH); ambas de la CFE; la primera realizó los estudios geológicos y la CPH de los estudios del anteproyecto en su nivel de prefactibilidad. Después de analizar cinco ejes alternativos, se llegó a la conclusión de que el eje denominado La Yesca presentaba las mejores condiciones geológicas y topográficas.



Figura 2.1.- Sistema hidrológico Santiago.

Entre 1984 y 1991 la CPH, a través del Centro de Anteproyectos Pacífico Norte (CAPS) realizó en dicho eje estudios de hidrogenación y esquemas de anteproyecto con diferentes tipos de cortina. En 2001 se realizó una revisión de todos los estudios anteriores, concluyéndose que la solución más factible consistía en una presa de enrocamiento con cara de concreto.

En esta revisión, se disponía del Estudio de Factibilidad Geológica de agosto de 1991; sin embargo, se planteaban dudas de índole geológica que la SEZPN requirió aclarar mediante una nueva campaña de exploraciones y tendidos geofísicos, misma que no se realizó por falta de recursos financieros. En el primer semestre del 2004, la SEZPN desarrolló un programa de trabajos de campo encaminado a proporcionar la topografía de detalle de la boquilla y la geología de detalle tanto de la boquilla como de toda la zona de

obras, incluyendo la zona identificada como alternativa Juanepanta, unos centenares de metros aguas abajo del eje La Yesca. Posteriormente se realizó una campaña de trabajos geológicos adicionales enfocados principalmente al eje La Yesca.

A principio de 2004, por recomendación del grupo de asesores de la Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos y por indicación del titular de dicha Coordinación, el grupo de anteproyectos reinició los trabajos, elaborando esquemas en los ejes La Yesca y Juanepanta, separados unos 400 m uno del otro. En ambos casos los esquemas estuvieron basados en una cortina de enrocamiento con cara de concreto. Las obras complementarias de las alternativas estuvieron compuestas con desvío en túnel, vertedores en canal a cielo abierto y planta hidroeléctrica con casa de máquinas subterránea y a cielo abierto.

Antes de continuar con las exploraciones de campo en Juanepanta, los ingenieros de la GEIC expusieron que se preveían grandes problemas de geología estructural asociados a condiciones de inestabilidad de laderas en la margen derecha, donde se alojarían las obras de generación y excedencias, y concluyeron que desplantar obras en esa zona tendría grandes complicaciones constructivas con sus consecuencias económicas, por lo que recomendaron ubicar las obras del proyecto en el eje La Yesca aguas abajo de Juanepanta, donde las condiciones geológicas se consideraron que no eran tan adversas (julio 2004).

Para la selección del arreglo de obras en el eje La Yesca se revisaron las cuatro alternativas siguientes:

1. Casa de máquinas subterránea en margen derecha (MD), desvío en túneles en margen izquierda (MI) y vertedor en túneles en MI.
2. Casa de máquinas subterránea en MD, desvío en túneles en MI y vertedor a cielo abierto en MI.
3. Casa de máquinas exterior y vertedor a cielo abierto en MI desfasados del eje de la cortina, desvío en túneles en MI.
4. Casa de máquinas exterior, vertedor a cielo abierto y túneles de desvío en MI alineados al eje de la cortina.

El esquema que adquirió relevancia fue la alternativa 1, considerando que la roca de la MD era dacita silicificada de buena calidad, afectada por la Falla Pitayo que se ha tomado en cuenta para evitar su incidencia en las excavaciones de la obra de generación. Por otro lado, con la casa de máquinas ubicada en la margen derecha se distribuyen las obras en las 2 márgenes, aspecto atractivo desde el punto vista de la construcción. Además se construyen una preatagüa para un tiempo de retorno de 29 años y una atagüa alta dentro del cuerpo de la cortina para un período de retorno alto.

Del análisis de las cuatro alternativas, surgió una quinta alternativa, la cual presentaba un esquema de obras con casa de máquinas subterránea en MD, obras de excedencias a cielo abierto y túneles de desvío en MI.

El esquema de la alternativa 2 fue el que finalmente se aceptó, quedando de la siguiente manera: obra de contención de tipo enrocamiento con cara de concreto de 205,50 m de altura, medidos desde el desplante del plinto hasta el parapeto; obra de desvío con 2 túneles de sección portal de 14,0 m de alto en la MI; una preataguía aguas arriba de 36,5 m de alto (incluyendo 5,0m con gaviones) y ataguía aguas abajo de 22,0 m de altura; vertedor a cielo abierto con 6 vanos para compuertas en la zona de control localizado en margen izquierda, y planta hidroeléctrica subterránea con casa de máquinas en caverna en la MD que aloja 2 unidades turbogeneradoras de 375 MW cada una (Figura 2.2).

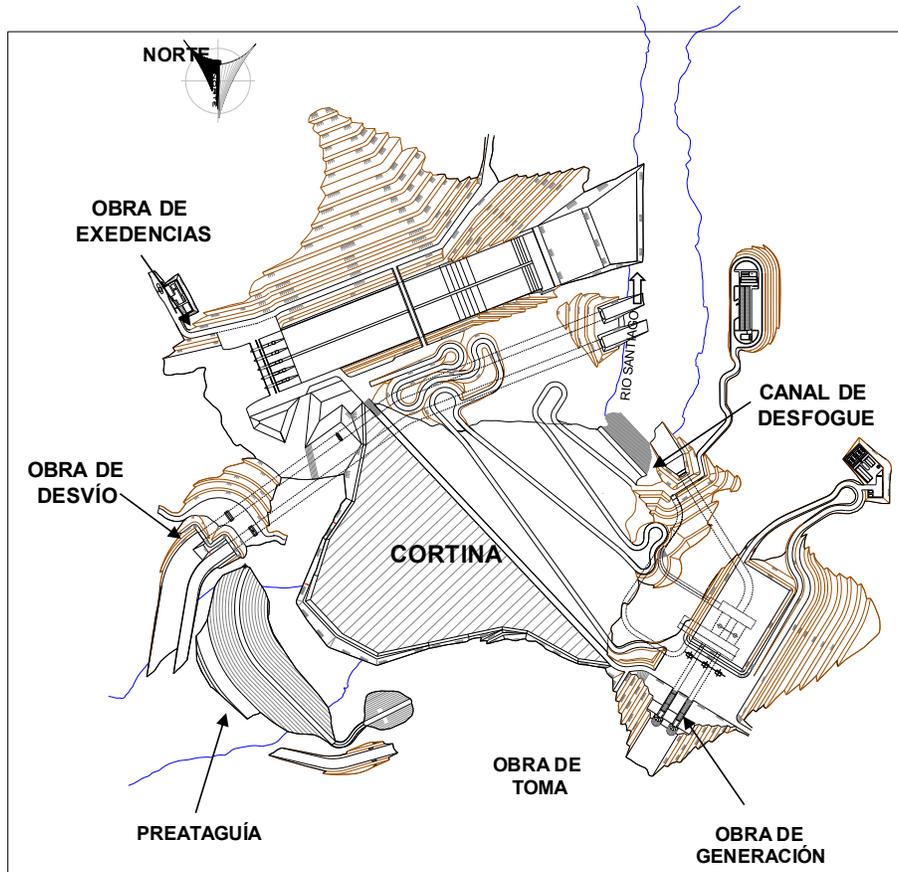


Figura 2.2.- Arreglo de obras.

2.1.1.2 LOCALIZACIÓN

El P. H. La Yesca, se localiza sobre el río Santiago a 105 km al NW de la Ciudad de Guadalajara y a 22 km al NW de la población de Hostotipaquillo, Jal. Forma parte del límite entre los estados de Nayarit y Jalisco, constituido legalmente por el cauce del río Santiago. La boquilla del P. H. La Yesca se localiza a 90 km, en línea recta, al noroeste de la ciudad de Guadalajara, a 4 km aguas abajo de la confluencia de los ríos Bolaños y Santiago y sobre el cauce de este último (Figura 2.3).

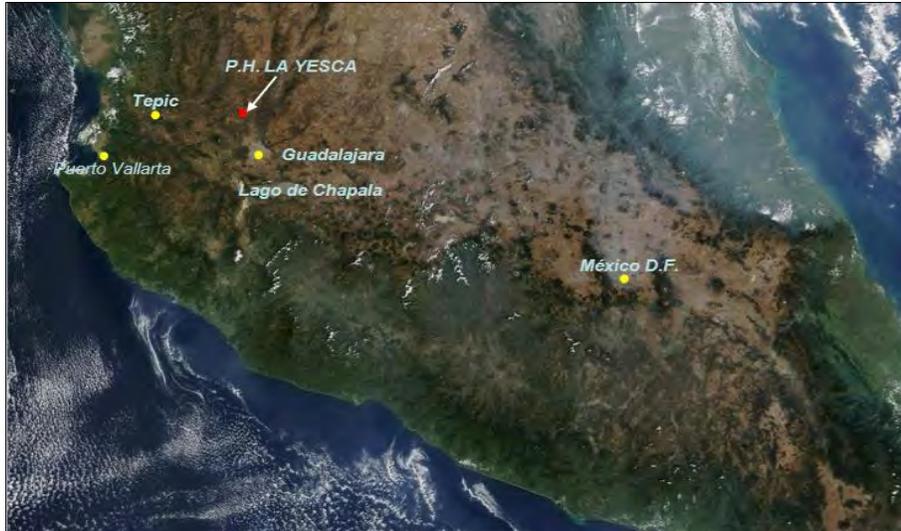


Figura 2.3.- Croquis de localización

2.1.1.3 VÍAS DE COMUNICACIÓN

El acceso al sitio se hace por la autopista Guadalajara – Tepic, recorriendo 60 km desde el anillo periférico de Guadalajara, hasta la desviación al poblado de Magdalena, Jal y de allí se recorre un tramo de 15 km por la carretera federal No. 15 hasta el entronque con el camino que lleva al pueblo de Hostotipaquillo, al cual se llega por una carretera pavimentada de 8 km. Desde este último poblado parte un camino de 20 km de longitud hasta el caserío conocido como Mesa de Flores. Se llega a la boquilla por la margen izquierda del río. Una ruta terrestre alternativa, consiste en transitar 75 km desde Guadalajara, Jal., por la carretera libre No. 15 hasta la desviación al poblado de Hostotipaquillo, Jal., de allí se continua como se indica en el párrafo anterior (Figura 2.4).



Figura 2.4.- Vías de comunicación.

2.1.1.4 HIDROLOGÍA

El río Santiago, con una longitud aproximada de 560 km, tiene su origen en el lago de Chapala, el cual es un vaso regulador de las aportaciones de la cuenca del río Lerma, cuya superficie tiene cerca de 50,000 km².

La cuenca del río Santiago, ubicada al occidente del País, en la región central de la vertiente del Océano Pacífico, se localiza entre los meridianos 101°14' y 105°26' de longitud oeste y entre los paralelos 20°19' y 23°25' de latitud norte.

La mayor parte de la cuenca se desarrolla al noreste del río, por regiones montañosas y de acceso relativamente difícil.

Desde su origen, a la elevación 1 525 msnm, el río Santiago fluye en dirección general SE-NW, relativamente próximo y paralelo al límite suroccidental de su cuenca y al trazo de la carretera federal No. 15 Guadalajara – Tepic. En sus primeros 60 km recorre los valles de Poncitlán y Atequiza, en el Estado de Jalisco, para bajar después por un abrupta barranca de más de 400 km de longitud con profundidades alrededor de los 500 m.

Los principales tributarios del río Grande Santiago son los ríos Verde, Juchipila, Bolaños y Huaynamota. Al iniciar el Río Santiago su recorrido a partir del lago de Chapala hasta su desembocadura al mar, sigue la dirección de lineamientos estructurales E-W y NW-SE, que han conformado en su trayecto un régimen hidrológico de tipo rectangular.

Los escasos escurrimientos procedentes de la margen izquierda son atribuidos en su mayoría a manantiales, ya que la superficie de las mesetas basálticas que cubre esta margen presenta una topografía parcialmente y sin drenaje bien definido.

El sitio del proyecto se ubica sobre el cauce principal del río Santiago, 4 km aguas abajo de la confluencia con el río Bolaños, en las coordenadas geográficas 21° 11' 49" de latitud norte y 104° 06' 21" de longitud oeste.

Las características más relevantes de la cuenca son las que se mencionan a continuación.

- El área de la cuenca drenada es de 51 990 km², medida desde la presa Corona hasta la boquilla de estudio.
- El área de la cuenca que drena los escurrimientos del río Santiago hasta la E. H. La Yesca es de 37 173 km².
- El área de la cuenca que drena los escurrimientos del río Bolaños hasta la E. H. El Caimán es de 14 755 km².
- La superficie de cuenca que se forma entre la unión de los ríos Santiago y Bolaños hasta el sitio del P. H. La Yesca es de 62 km².

La pendiente media, en el tramo C. H. Las Juntas-desembocadura al mar, es de 0,22 % y, la pendiente del río en el tramo de Santa Rosa – El Cajón, en donde se encuentra el proyecto, es de 0,31 %.

2.1.1.5 GEOLOGÍA

La columna geológica regional establecida para el sitio (Camacho, G. et al, 2007), 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 (Figura 2.5).

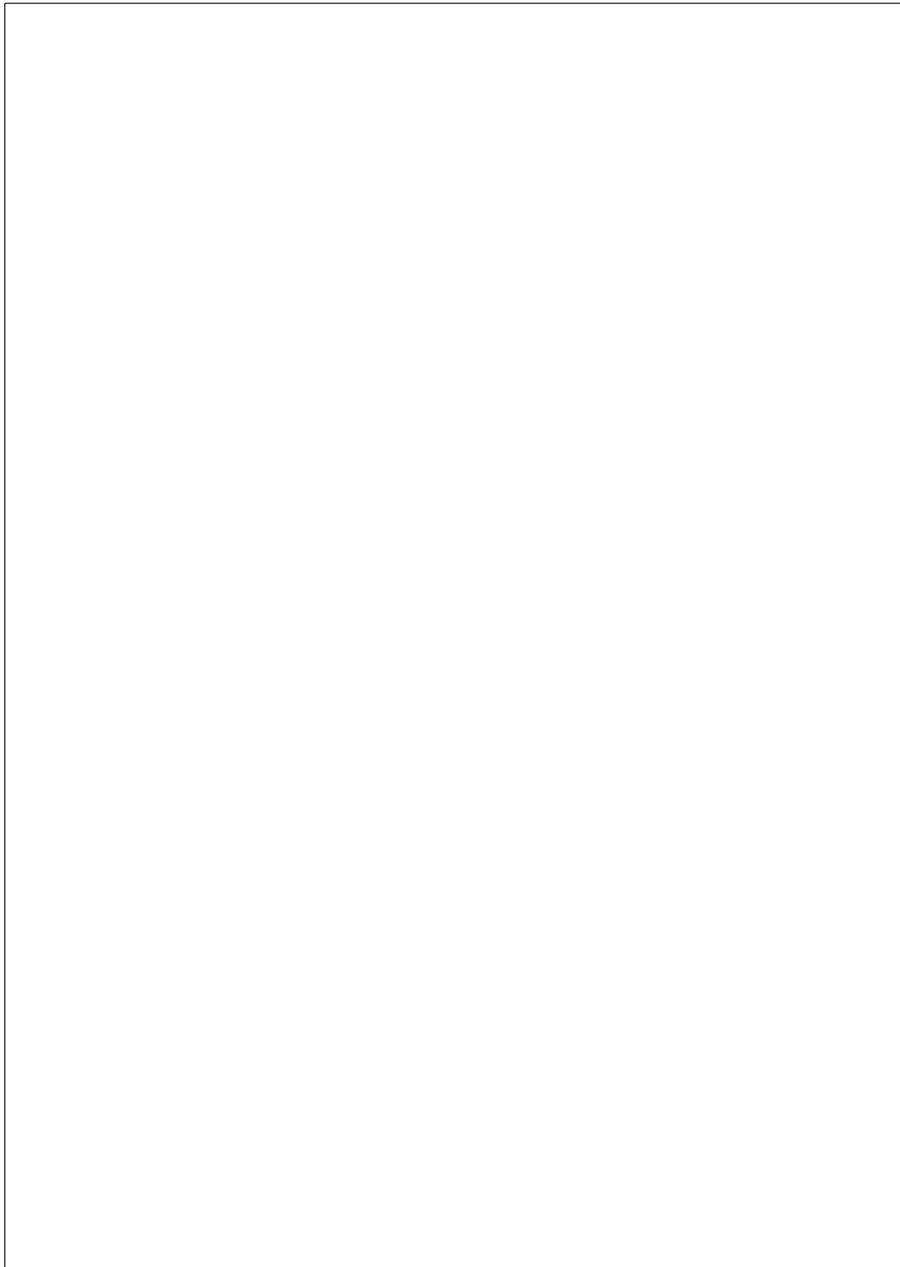


Figura 2.5.- Columna estratigráfica de la zona de la boquilla del P.H. La Yesca.

En el embalse no se previeron condiciones de inestabilidad, ya que algunos bloques se encontraron en su máximo nivel de erosión y reposo; no obstante se recomendó monitorear estas áreas durante el llenado del embalse. En la zona inmediata a la boquilla, en ambas 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 en donde se tiene pendiente la realización de sondeos exploratorios con piezómetros para monitorear la evolución de los niveles durante el llenado.

El sitio donde se alojan las obras civiles, está conformado por rocas volcánicas cenozoicas que incluyen andesitas y una secuencia basculada hacia el SW de tobas líticas riolíticas, riocacitas 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.

2.1.2 DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS DE GENERACIÓN

El conjunto de obras del P.H. La Yesca, está constituido por una obra de contención de enrocamiento con cara de concreto (ECC) de 208 m de altura, en margen izquierda por la obra de excedencias con canales a cielo abierto y dos túneles de desvío; y en la margen derecha, se localizan la obra de toma, la obra de generación subterránea y la subestación eléctrica (Figura 2.6).

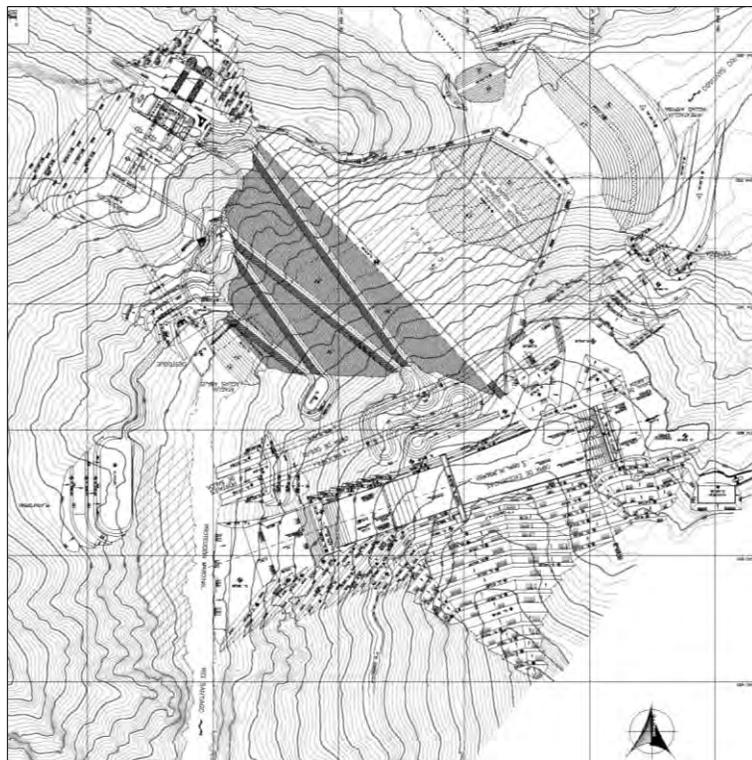


Figura 2.6.- Proyecto Hidroeléctrico La Yesca.

Las obras de generación se localizan en margen derecha del Río Santiago; consisten en una obra de toma de concreto reforzado y rejillas metálicas. La estructura de control cuenta con dos compuertas deslizantes de servicio operadas con servomotores. La conducción del agua hacia casa de máquinas es mediante 2 túneles circulares a presión, de concreto reforzado en su primera parte y posteriormente revestidos con camisa metálica; la casa de máquinas es subterránea y su ingreso es por un túnel vehicular. La obra se complementa con la galería de oscilación y el túnel de desfogue, ambos excavados en roca (Figura 2.7, 2.8 y 2.9).

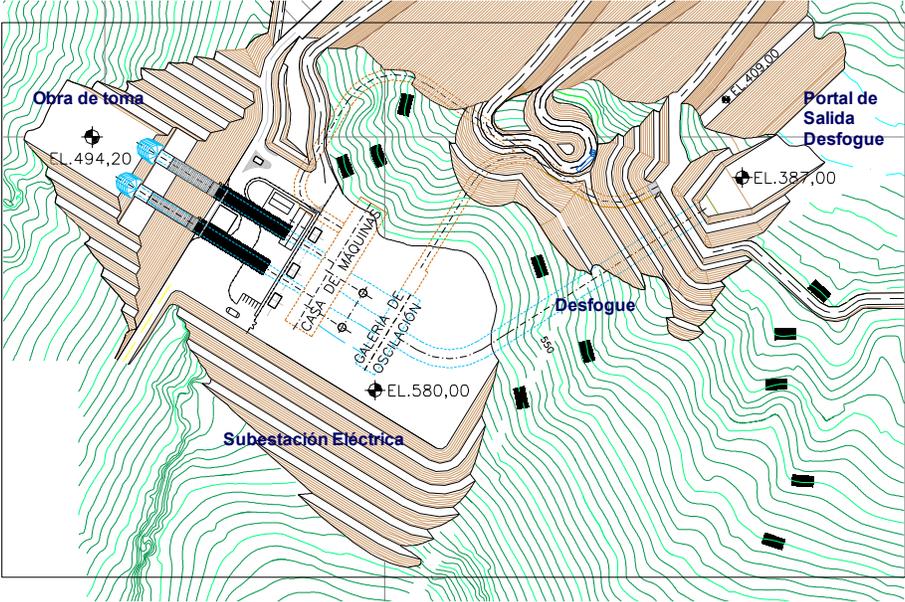


Figura 2.7.- Esquema general en planta de las obras de generación.

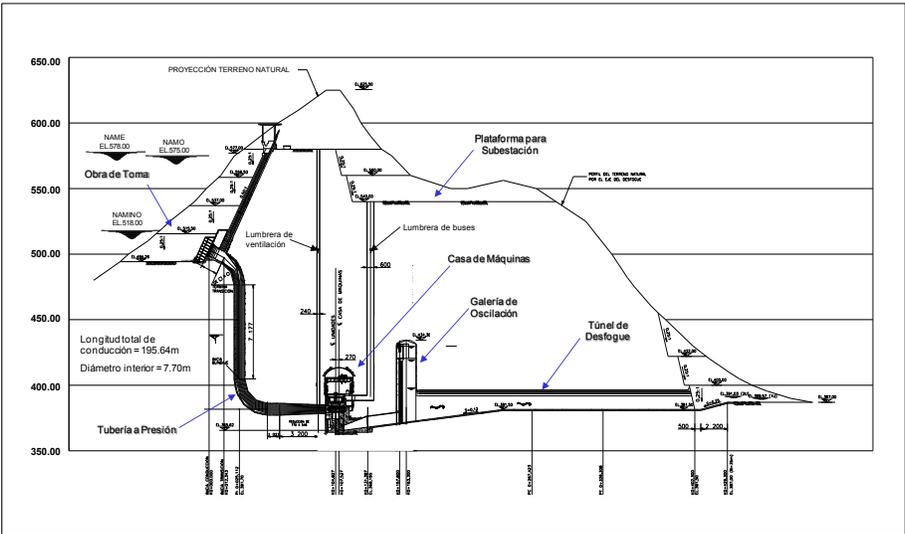


Figura 2.8.- Esquema general en alzado de las obras de generación.

La excavación de la casa de máquinas inició por la bóveda y se ejecutó en etapas de acuerdo con lo indicado en los planos de excavación y tratamientos. Una vez realizada la excavación total, se construyó una estructura metálica para soportar la trabe carril para las grúas viajeras que se utilizan en los montajes.

A la casa de máquinas se ingresa mediante un túnel de acceso vehicular, dimensionado de acuerdo con el tránsito de las partes más grandes de los equipos que se van a instalar. La casa de máquinas cuenta con un sistema forzado de ventilación por medio de lumbreras verticales. Adicionalmente, se construyen cuatro lumbreras, una para alojar todos los cables de control, fuerza y medición, dos para los buses de fase aislada, y la cuarta para la lumbrera que aloja un elevador de cremallera que da servicio a los diferentes niveles de la casa de máquinas y llega a la subestación con un recorrido total hasta la plataforma donde se ubica.

La caverna de la casa de máquinas es de sección portal (baúl), con 50m de altura, 23m de ancho y 112,3 m de largo (Figura 2.10).

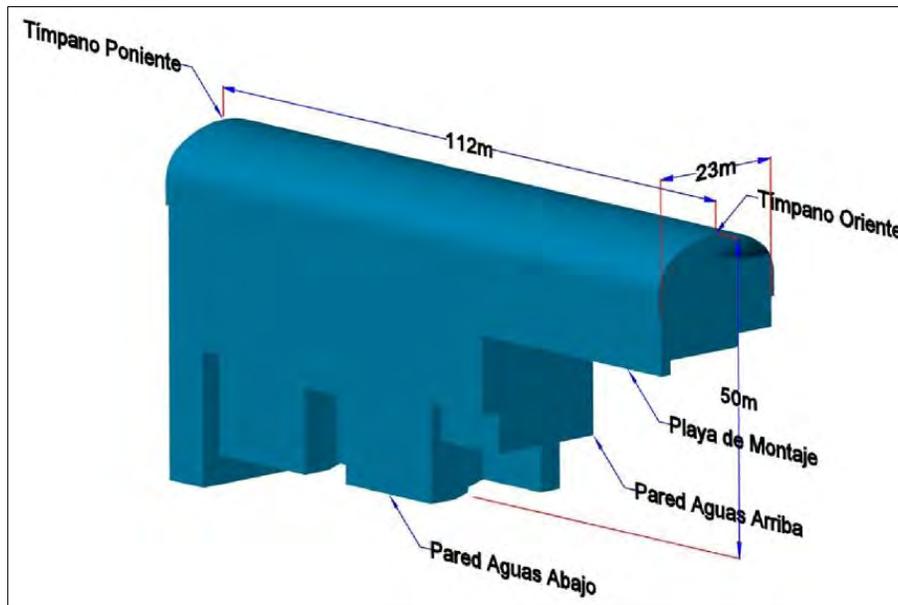


Figura 2.10.- Esquema de caverna de máquinas.

2.1.2.2 GALERÍA DE OSCILACIÓN

Las obras de generación se complementan con la galería de oscilación excavada en roca y revestida de concreto reforzado en paredes y con concreto lanzado en bóveda. Tiene comunicación con la casa de máquinas por medio de los túneles de aspiración. En la galería de oscilación se alojan compuertas deslizantes accionadas con una grúa viajera para aislar cualquiera de las dos unidades principales y la unidad auxiliar, durante su mantenimiento. En el muro coincidente con el acceso a la galería de oscilación se ubica una puerta hermética con sus partes fijas de primer y segundo colado, cuya dimensión

permite el paso de las secciones estructurales (independientes) de las compuertas de desfogue, hacia la zona de mantenimiento.

La caverna de la galería de oscilación tiene 62,5m de altura, 17m de ancho y 62,5m de largo; también en sección portal. (Figura 2.11).

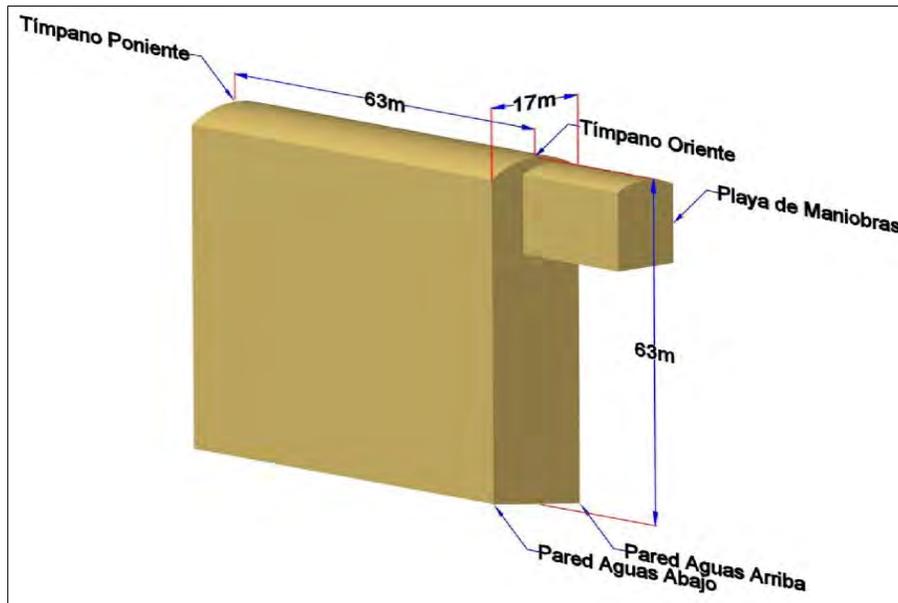


Figura 2.11.- Esquema de caverna de galería de oscilación.

2.2 ETAPA DE ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

La finalidad de los estudios en la etapa de ingeniería básica, es adquirir un mayor conocimiento de las características geológico-estructurales del macizo rocoso en donde se desarrollan cada una de las obras que componen el proyecto, a través de mapeo geológico de superficie, de socavones de exploración e información de los barrenos, para complementar y mejorar el modelo geológico de la zona de la boquilla y áreas adyacentes. Por otra parte, se pretende conocer la evolución geológica y condiciones litoestratigráficas y estructurales del sitio, para obtener información que permita analizar la estanqueidad del vaso de almacenamiento e identificar zonas con bloques inestables que representen riesgo potencial para la seguridad de la presa.

Las imágenes y tablas relativas a información geológica que se presentan en este inciso fueron tomadas del "Informe geológico final de la etapa de preconstrucción del P. H. La Yesca, Jalisco-Nayarit" (Camacho, G. et al, 2007).

El eje de la cortina del P.H. La Yesca, se ubica cerca de la confluencia con el arroyo El Carrizalillo, y fue la propuesta como la alternativa más viable para la construcción del proyecto. El arreglo definitivo de obras fue optimizando en función de las condiciones geológicas del sitio.

La Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos requirió de exploración geológica, geotécnica y geofísica del sitio de la boquilla para obtener información del macizo rocoso en el P. H. La Yesca. Por tal motivo, se propuso y acordó continuar con el proceso de definición del modelo geológico, mediante trabajos de mapeo de superficie, excavaciones subterráneas e interpretación de la geología estructural en el sitio de la boquilla. Con esta información se evaluaron diversos esquemas de obra y se tomaron decisiones para definir el esquema actual.

La última fase de estudios previa a la construcción del proyecto se realizó entre los años 2006 y 2007, en la cual se determinó la geología regional en el área del embalse, y se ejecutaron mapeos geológicos de semi detalle y de detalle en la boquilla, en cada una de las obras que conforman el diseño actual del proyecto. En las zonas de obras se desarrollaron mapeos geológicos en superficie y en las obras subterráneas de exploración, para definir características estructurales de fracturas, fallas, pseudoestratificación, diques y contactos geológicos; también se llevó a cabo descripción y fotografiado de muestras de núcleos recuperados con la barrenación a diamante, pruebas de permeabilidad y cálculo e interpretación de las mismas, para obtener las características geológico geotécnicas que imperan en las zonas de obras. Los volúmenes de obra ejecutados en la zona del embalse, en la boquilla y en zonas de obras se muestran en las Tablas 2.1 y 2.2.

EMBALSE			
ACTIVIDAD	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	DESCRIPCION
MAPEO GEOLÓGICO SEMI REGIONAL	59,0	Km ²	Mapeo geológico semi regional, verificación de lineamientos y geoformas e identificación de zonas inestables, quedaron pendientes 111 km ² .
ESTUDIOS PETROGRÁFICOS	7	Estudios	Se recolectaron siete muestras de roca en sitios de importancia para su descripción al microscopio.
ELABORACIÓN DE INFORME	1	Informe	Con los datos obtenidos hasta noviembre de 2006, se desarrolló un capítulo referente al embalse que se incluye en este informe,
Tabla 2.1.- Resumen de actividades desarrolladas en la zona del embalse.			

En la Figura 2.12 se muestra la localización de la exploración realizada en el sitio del proyecto y la geología definida.

Con base en los estudios realizados se conformó el modelo geológico general del proyecto el cual está representado en la planta mostrada en la Figura 2.12 y en una sección típica transversal al río de la margen derecha (Figura 2.13).

SITIO DE LA BOQUILLA Y ZONAS DE OBRAS			
ACTIVIDAD	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	DESCRIPCIÓN
TOPOGRAFÍA DE PRECISIÓN.	511	Puntos	420 puntos de control y ubicación de detalles geológicos.
	11	Líneas	Para detalles geológicos en secciones.
	2 864,00	m	Línea de referencia en socavones y cadenamientos
	34 900,00	m	Para líneas de estudios geofísicos
LIGAS TOPOGRÁFICAS.	10 655,00	m	Ligas con brújula y cinta a partir de puntos posicionados con topografía de precisión, incluye configuración de socavones.
GEOLOGÍA DE SEMIDETALLE	264,50	ha	Mapeo geológico a semi-detalle en el sitio de la boquilla, Aspectos geológicos más relevantes.
GEOLOGÍA DE DETALLE.	143,89	ha	Mapeo de detalle de unidades litológicas, contactos, fallas y fracturas, datos estructurales y mapeo de alteraciones.
MUESTRAS PARA PETROGRAFÍA	76	Muestras	Obtención de muestras de roca directamente del macizo rocoso para caracterización petrográfica
ESTUDIOS PETROGRÁFICOS	66	Estudios	Caracterización petrográfica de las muestras de roca para establecer composición y origen de las rocas.
MEDICIÓN DE DATOS ESTRUCTURALES	5 464	Datos	Los datos estructurales fueron mapeados y medidos en toda la zona de obras incluyendo socavones exploratorios.
GEOFÍSICA.	420	Sondeo	Sondeos eléctricos verticales.
	296	TRS	Tendidos de refracción sísmica, incluyen los realizados para petit sismique de socavones 04 M.D, 03 M.I, 05 M.I y 07 M.I.
	24	Cross hole	En pedraplenes de prueba y terraplén de aluvión
	1	Tomografía	Tomografía sísmica entre cruceros 0+180 derecho y 0+290 derecho del socavón 04 M.D.
PERFORACIÓN	3 763,95	m	35 barrenos (10 obras de desvío; 11 obras de contención; 4 obras de generación y 10 obras de excedencias).
DESCRIPCIÓN Y FOTOGRAFIADO DE NÚCLEOS	3 495,20	m	Distribuidos en 34 barrenos, en las diferentes zonas de obras
	3 492,30	m	Distribuidos en 34 barrenos, en las diferentes zonas de obras
PRUEBAS DE PERMEABILIDAD	311	Pruebas	Se realizaron un total de 311 pruebas de permeabilidad, sin embargo únicamente se hizo el cálculo de 309 pruebas.
OBRAS DE EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEAS	1 294,40	m	Mapeo geológico de detalle a paredes abatidas, 544,30 m en el socavón 04 M.D. (Obras de generación) y 750,10 m en los socavones 03 M.I, 05 M.I y 07 M.I.(Obras de excedencias)
ELABORACIÓN DE INFORME FINAL	1	Informe	Informe técnico, incluye 3 planos geológicos del embalse y de la boquilla y zonas de obras, para determinar modelo geológico del sitio y la integración de 35 ORR's de barrenos.

Tabla 2.2.- Resumen de actividades desarrolladas en la boquilla y zona de obras.

Es conveniente destacar que para el estudio de la obra de generación la exploración fue muy limitada, y en especial del nivel de las bóvedas de las cavernas hacia su desplante, prácticamente no se tuvo conocimiento de las condiciones geológicas. No obstante, con la información disponible se generó el modelo geológico que en algunos casos fue de manera conceptual.

Con la cartografía geológica de superficie y resultados del socavón 04 MD, de los estudios geofísicos y de los barrenos exploratorios, se conformó el modelo geológico sobre el que se construyen las obras de generación de este proyecto, concluyéndose que quedan alojadas en rocas volcánicas de tipo ignimbrítico, de composición dacítica y riódacítica, intrusionadas por cuerpos de diques semi tabulares de composición ácida y básica. Dichas rocas están parcialmente cubiertas por terrazas aluviales, depósitos de talud, arenas pumicíticas y suelos residuales y afectadas por fallas escalonadas que delimitan grandes bloques caídos hacia el norte, noreste, sur y sureste. La geología estructural está regida por fallas, fracturas y seudoestratificación.

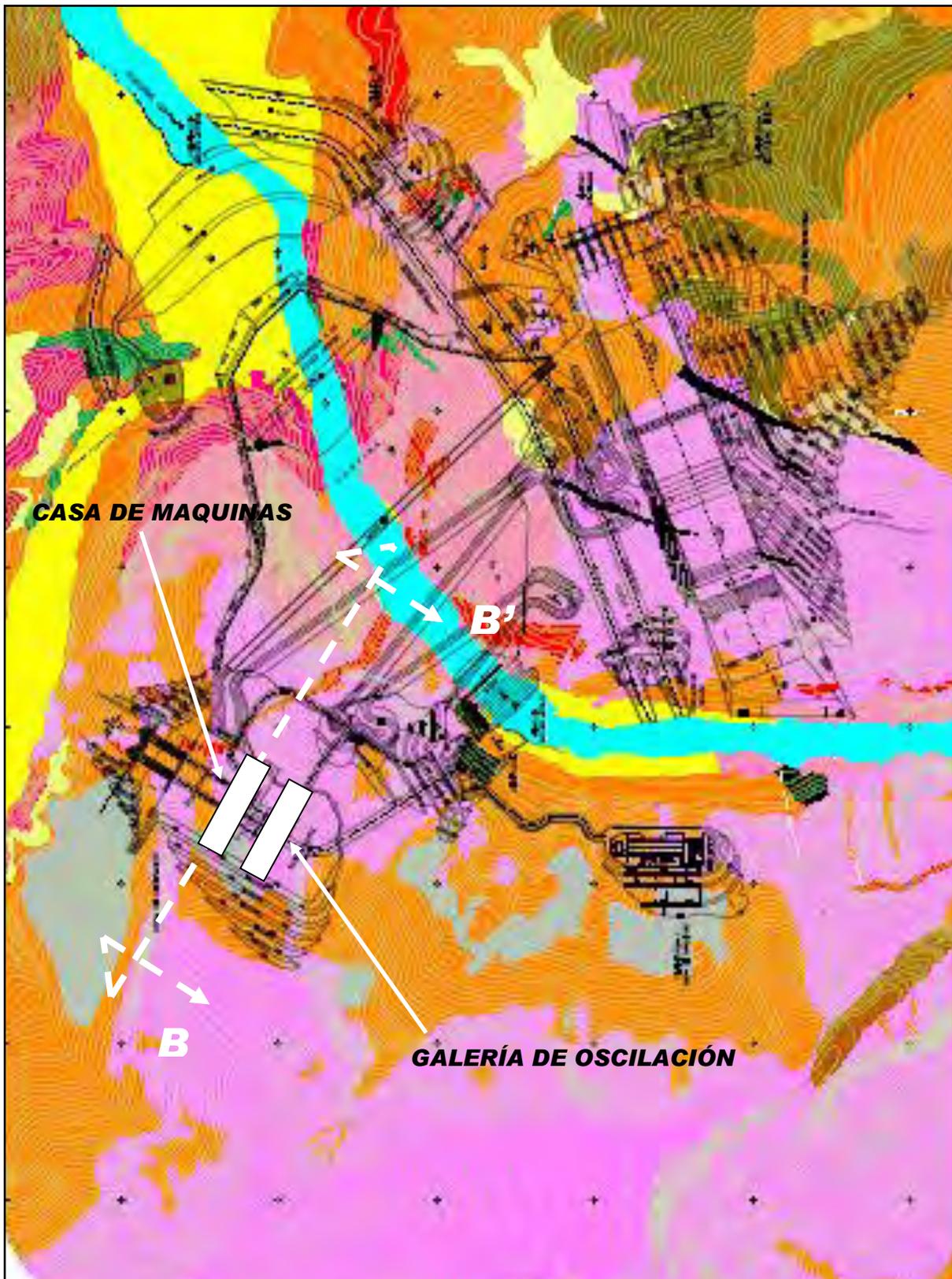


Figura 2.12.- Planta de la geología general de la boquilla.

SECCIÓN B - B'

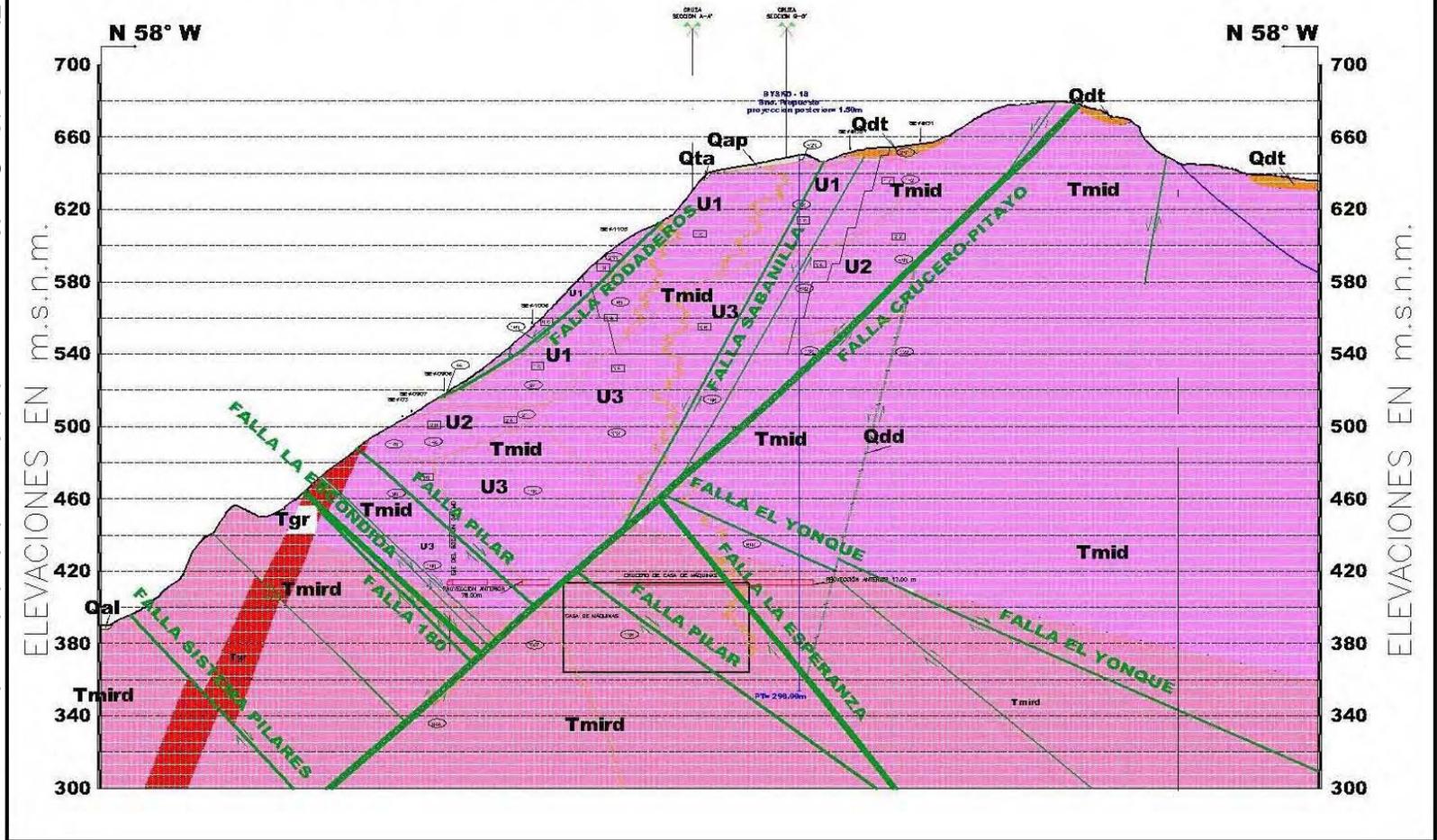


Figura 2.13.- Sección transversal al río por el eje de la cortina.

En la Tabla 2.1 A (Anexo A), se describen las características de las principales fallas geológicas identificadas en superficie en la margen derecha, las cuales representan un mayor grado de afectación durante la fase de construcción.

Para complementar la exploración geológica del macizo rocoso que aloja las cavernas de casa de máquinas y galería de oscilación, se realizó el socavón exploratorio 04 M.D., con una longitud de 340,0 m y 2 cruceros izquierdos, el 0+290,6 m, con un desarrollo de 180,0 m y el 0+180,0 m con un desarrollo de 124,0 m; las condiciones geológicas encontradas en las excavaciones se explican en la Tabla 2.2 A (Anexo A).

Durante los trabajos de mapeo del socavón, se determinó que la obra de generación se excavarían en riolíticas fluidales y en dacitas porfídicas; asimismo, se definió que los materiales de mala calidad en ambas litologías están asociadas a fallas geológicas. El espesor, tipo de relleno y grado de afectación, se describen en la Tabla 2.3 A (Anexo A), indicando también su probable incidencia de las fallas en las obras.

De las fallas identificadas durante las excavaciones del socavón 04 M.D. y los cruceros 0+290,6 m y 0+180,0 m izquierdos, las que más impactan dentro de la zona de obras, por sus características y que pueden llegar a representar condiciones desfavorables son Pilar, F-180, La Escondida, PF-5, La Esperanza y Crucero-Pitayo (Figura 2.14). De manera general, la interpretación de los resultados de los trabajos geofísicos en la zona de obras permitió definir tres unidades geofísicas que se describen en la Tabla 2.4 A (Anexo A).



Figura 2.14.- Aspecto de la falla Crucero-Pitayo en el cadenamamiento 0+024,0 m del crucero 0+290,6 izquierdo del socavón 04 MD.

También como parte de los trabajos de exploración, se desarrollaron cinco sondeos a diamante con recuperación de núcleos de roca, cuyos resultados se describen en la Tabla

2.5 A. (Anexo A). De estos, solo dos quedaron cerca del entorno de las cavernas de casa de máquinas y de la galería de oscilación

Los datos geológicos, geofísicos y estructurales obtenidos durante los procesos de exploración, permitieron pronosticar las condiciones geológicas estructurales y de calidad de roca que estarán presentes durante las excavaciones, perfilado de taludes y construcción de las obras civiles.

En la Tabla 2.6 A (Anexo A) se citan las obras que componen el conjunto de generación, las litologías en los que están alojadas, las principales estructuras geológicas que las afectan y las condiciones geológicas pronosticadas.

2.2.1 CASA DE MÁQUINAS

2.2.1.1 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

Con la información geológica obtenida en el socavón 04 MD (Figura 2.15), se interpretaron las condiciones geológicas estructurales del sitio de la caverna de casa de máquinas, lo que permitió pronosticar que la excavación se haría en dacita porfídica y en riodacita fluidal silicificada, con abundante presencia de cuarzo y un intenso fracturamiento cerrado, con escasa arcilla entre las juntas, presencia de óxidos de hierro, y regularmente en contacto roca-roca. Estructuralmente, en la pared de aguas arriba y en el piso se detectó una afectación parcial por la incidencia de la falla Pilar, cuya zona de influencia es más significativa hacia el tímpano oriente.

Longitudinalmente, sobre la bóveda de la casa de máquinas se contempló la presencia de cuñas, principalmente en la intersección de los sistemas Crucero-Pitayo y La Esperanza, con la seudoestratificación. Por otra parte, los sistemas Crucero-Pitayo y Pilar conjugados con la seudoestratificación, afectan la intersección bóveda-tímpano oriente de casa de máquinas, generando cuñas potencialmente inestables (ver Figuras 2.59 a 2.62, planos geológicos).

En la Tabla 2.7 del Anexo A se resumen las principales características de los sistemas estructurales que afectan al macizo rocoso en el sitio donde se realizó la excavación de las cavernas.

Con los datos estructurales obtenidos en el socavón 04 MD y sus cruceros (0+180,0 izquierdo y 0+290,6 izquierdo), se realizó un análisis estadístico (Figura 2.16), determinándose los principales sistemas de fracturamiento que inciden donde se tienen proyectadas las excavaciones.

De la Figura 2.16 se interpreta que el sistema estructural S1 (Fallas Pilar, La Esperanza y PF-5)), incide de forma oblicua sobre el eje mayor de la caverna de casa de máquina, en tanto que el sistemas S2 (Falla Crucero-Pitayo) lo hace de manera semi perpendicular, así mismo, se observa que en la bóveda de la caverna, se formarán cuñas importantes

Con los principales sistemas estructurales definidos en el estereograma de la Figura 2.16, se realizó el análisis estructural aplicando la teoría de bloques, determinándose los bloques potencialmente inestables que se formarían, tanto en la bóveda (Figura 2.17) como en las paredes de aguas arriba (Figura 2.18) y aguas abajo (Figura 2.19), durante las excavaciones de la caverna de casa de máquinas.

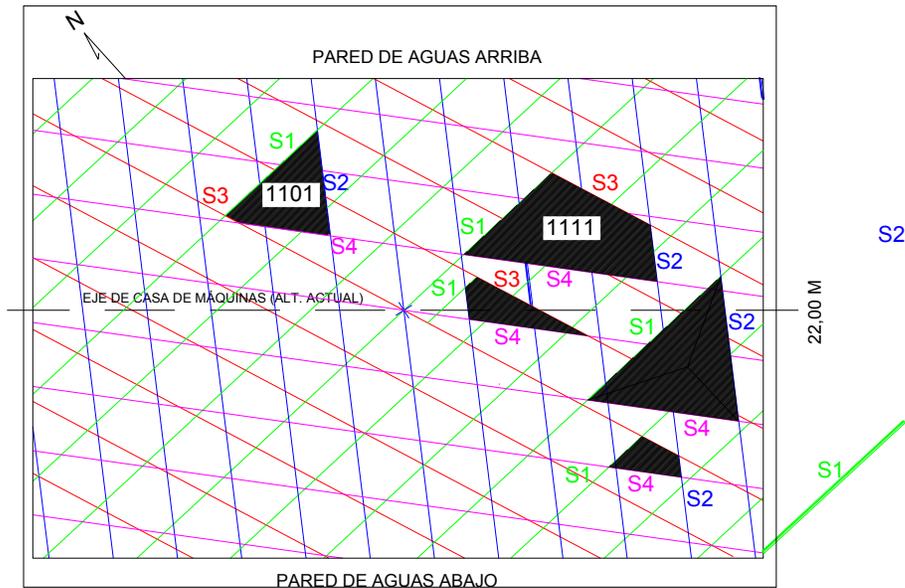


Figura 2.17.- Planta esquemática, que indica la geometría de los bloques que se formarán en la bóveda de la caverna de casa de máquinas.

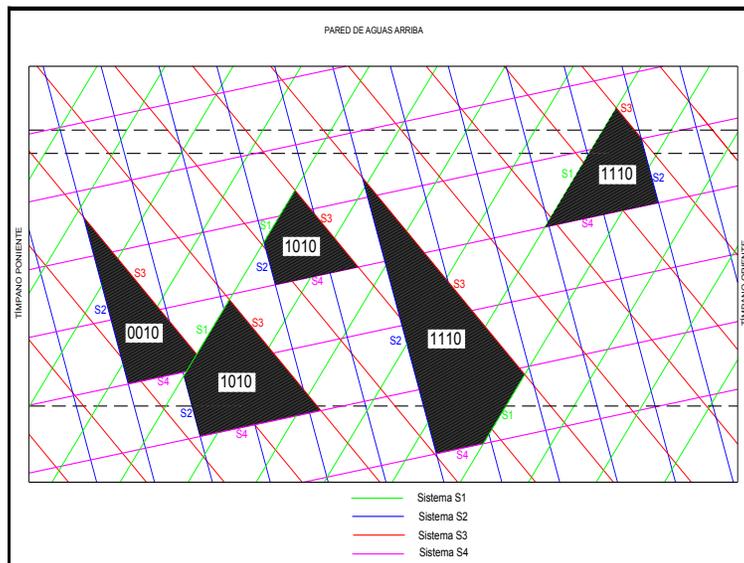


Figura 2.18.- Sección esquemática de la pared de aguas arriba de la caverna de casa de máquinas, señalando los bloques que se formarán, con salida hacia la excavación.

Además de la incidencia de las fallas, fracturas y pseudoestratificación en esta masa rocosa, durante las excavaciones del crucero 0+290,6 izquierdo, en el cadenamiento 0+175,0 m, se cortó un dique diabásico de 0,8 m de espesor con respaldos arcillosos oxidados y una actitud N60°W/82°SE.

La estructura civil queda alojada al bajo de la falla Crucero-Pitayo. Los estudios geofísicos permitieron determinar una interfase resistiva que indica la presencia de dos bloques, un bloque superior que corresponde a una dacita porfídica fracturada a escasamente fracturada e inalterada, con rellenos de arcilla y óxidos, que refleja resistividades de 118 a 607 Ω -m y un bloque inferior constituido por riodacita fluidal silicificada, fracturada, oxidada y con posible diseminación de sulfuros, caracterizada por valores resistivos de 136 a 547 Ω -m.

Se estimó que la caverna de casa de máquinas, en el tímpano este, de la cota 405,0 m hacia arriba se excavaría en el bloque superior, mientras que la parte baja se haría en riodacita fluidal y en el tímpano poniente, desde la cota 363,0 hacia arriba, las excavaciones se realizarían únicamente en la dacita. En la pared de aguas abajo los trabajos se desarrollarían solamente en dacita porfídica y en la pared de aguas arriba, desde la elevación 390,0 msnm hacia arriba, las excavaciones se llevarían a cabo en la dacita porfídica, mientras que hacia la parte baja se trabajarían en el bloque inferior.

Como apoyo y complemento a las exploraciones se desarrollaron estudios geofísicos en el socavón 04 M.D., de Petite Sismique en el crucero 0+180 izquierdo y tomografía sísmica (Figura 2.20) en la zona comprendida entre el acceso principal y los cruceros 0+180 y 0+290,6 izquierdos, obteniéndose los siguientes resultados:

Los estudios de Petite Sismique reflejan velocidades entre 2,89 y 3,43 km/s, características de rocas duras de buena calidad, inclusive en la zona de falla Crucero-Pitayo. Sin embargo debe considerarse el coeficiente de amortiguamiento, que llega a ser de hasta 80 metros, lo cual puede deberse a que la roca está fracturada pero muy bien empacada entre rellenos predominantemente arcillosos con contenidos discretos de materiales arenosos. Lo anterior indica que el macizo rocoso está conformado por rocas duras y competentes pero fracturadas, con rellenos abundantes de arcilla y óxidos, constituyendo una masa de roca de calidad regular a buena.

El estudio de tomografía sísmica permitió definir cualitativamente áreas de calidad buena, mala y regular (Figura 2.20), estableciendo dos zonas de mejor calidad de roca, las cuales se ubican hacia la esquina del acceso principal del socavón 04 M.D. y en la esquina noreste de la caverna de casa de máquinas. Por otra parte, destaca la presencia de una zona de mala calidad de roca en la intersección Bóveda-pared de aguas abajo, probablemente debida a la influencia de las fallas F-180, PF-5 y La Quebrada.

La falla Crucero-Pitayo se muestra como materiales de muy mala calidad y a lo largo de su traza, a la elevación 415,0 msnm, se identifica como materiales de calidad regular entre las dos áreas de buena calidad referidas en el párrafo anterior. Es relevante además, que al bajo de la falla Pilar la roca es de calidad buena a muy buena

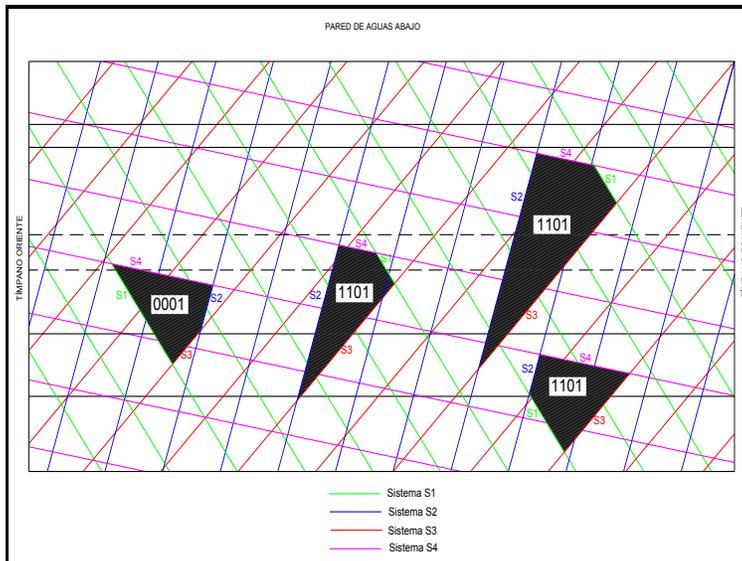


Figura 2.19.- Sección esquemática de la pared de aguas abajo, mostrando los bloques que se formarían, con salida hacia la excavación.

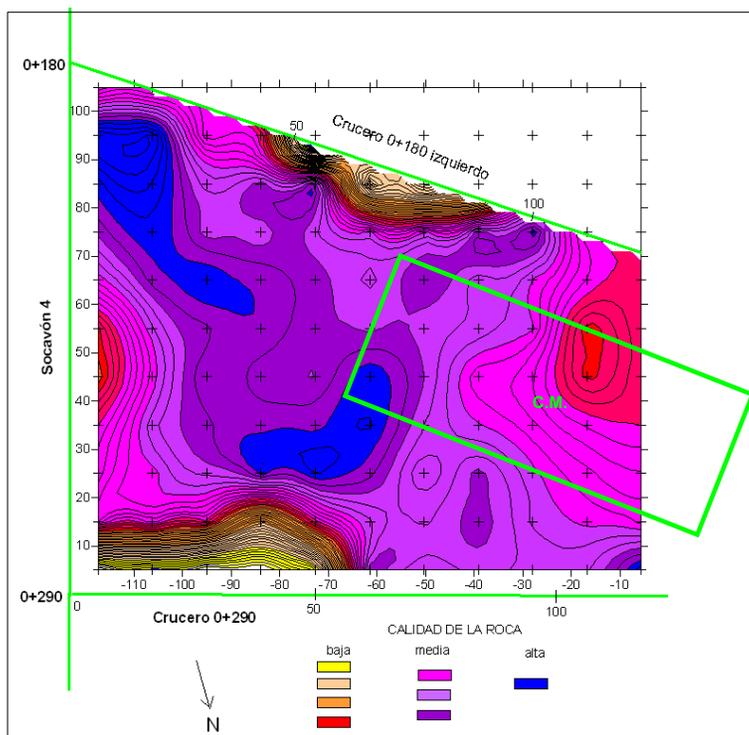


Figura 2.20.- Planta que muestra los resultados de la tomografía sísmica (en función de la velocidad de onda compresional, V_p) realizada entre los cruces 0+180 y 0+290,6 izquierdos del socavón 04 M.D.; el rectángulo verde indica la posición aproximada de casa de máquinas.

Con base en lo anterior se estableció que las trayectorias de menor velocidad sísmica compresional, que por lo general se asocian a zonas de mala a regular calidad, tienen una tendencia N40°E y muestran una estrecha relación con el sistema Crucero-Pitayo.

2.2.1.2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

La información que se describe en este inciso (2.2.1.2) fue extraída del informe “Recomendaciones de tratamientos de la roca para las excavación de la Obra de Generación” (Ibarra, J. et al, 2006).

2.2.1.2.1 ENSAYES IN SITU

Se utilizó la excavación del socavón para ejecutar pruebas de campo de mecánica de rocas, teniendo como objetivo determinar el estado de esfuerzos de la masa rocosa, evaluar la deformabilidad de la misma y extraer muestras de las principales discontinuidades para determinar su resistencia al corte.

Se utilizó específicamente un escape en diagonal en el cadenamamiento 0+215 m hacia la pared derecha del ramal principal, profundizando en 5,0 m con una sección de 2,0 x 2,0m. En el sitio se realizaron una prueba de roseta de deformaciones, dos pruebas de gato plano y una prueba de placa flexible con mediciones horizontal y vertical. Además, sobre el ramal principal entre los cadenamamientos 0+218,00 y 0+245,00 se efectuaron una prueba más de roseta de deformaciones y dos pruebas de gato plano. En Tabla 2.3 se muestra las pruebas realizadas y su localización.

ENSAYE	No	SITIO
Roseta de Deformaciones	R1	Crucero K0+215,0 del Socavón 04 MD a 8,4 m en Pared Derecha
Roseta de Deformaciones	R2	Socavón 04 MD, K0+218,8
Celda de Gato Plano Horizontal	C1	Socavón 04 MD, K0+244,5
Celda de Gato Plano Vertical	C2	Socavón 04 MD, K0+233,0
Celda de Gato Plano Inclinada	C3	Crucero K0+215,0 del Socavón 04 MD a 8,0 m en Pared Izquierda
Celda de Gato Plano Inclinada	C4	Crucero K0+215,0 del Socavón 04 MD a 11,40 m en Pared Izquierda
Prueba de Placa Flexible Horizontal	PH	Crucero K0+215,0 del Socavón 04 MD a 16,10 m en Mitad de Sección
Prueba de Placa Flexible Vertical	PV	Crucero K0+215,0 del Socavón 04 MD a 14,4 m en Centro de Excavación
Tabla 2.3.- Resumen de los sitios de pruebas de campo en el socavón 4MD.		

Con los ensayos de deformabilidad, empleando el método de la placa flexible, se determinaron los valores del módulo de deformabilidad estático del macizo rocoso. Estos valores se consideran bajos y reflejan la calidad del macizo rocoso afectado por fallamiento, sistemas de fracturamiento y/o alteración de la roca.

Las mediciones con roseta y gato plano para determinar el estado de esfuerzos del macizo rocoso concluyeron que en el macizo rocoso de la margen derecha la relación de esfuerzos σ_3 / σ_1 es cercano a 0,5, por lo que se descartó la existencia de esfuerzos residuales importantes.

2.2.1.2.2 ENSAYES DE LABORATORIO

Con objeto de determinar las propiedades índice y mecánicas de la roca intacta, se efectuaron ensayos de laboratorio en muestras representativas seleccionadas de los núcleos recuperados en los sondeos realizados en la margen derecha. Las pruebas realizadas fueron las siguientes:

- a) Determinación del contenido de agua. ω
- b) Determinación del peso volumétrico, al ambiente y saturado. (KN/m³).
- c) Determinación del índice de alteración. i .
- d) Determinación del índice de absorción. a (%).
- e) Resistencia a la compresión simple. R_c (Mpa).
- f) Modulo de deformabilidad Et_{50} , (MPa).
- g) Resistencia a la tensión indirecta “Brasileña”, R_t (MPa)
- h) Velocidades sínicas primaria (P) y secundarias (S) en probetas de roca intacta, V_p (m/s) y V_s (m/s). En esta prueba se determina el módulo de elasticidad dinámico: Ed (MPa) y la relación de Poisson dinámica: ν_d (adimensional).
- i) Pruebas de corte directo.

Los ensayos se realizaron con muestras saturadas para conocer su comportamiento bajo las condiciones futuras que impondrá el agua del embalse. En el laboratorio el proceso de saturación en agua se hizo dentro de una cámara de vacío, a una presión de succión de 31 cm/Hg (0,42 kg/cm²) durante 24 hrs.

Estos ensayos fueron realizados conforme a los procedimientos internos del Laboratorio del Departamento de Mecánica de Rocas e Inyecciones de la Subgerencia de Geotecnia y Materiales (SGM) de la GEIC, los cuales están apegados a las normas de la ISRM (por sus siglas en inglés, International Society for Rock Mechanics) y ASTM (American Society for Testing Materials).

Los valores promedio de propiedades de la roca intacta se muestran en las tablas 2.4 y 2.5; y los resultados de los ensayos realizados en las Tablas 2.1 B y 2.2. B del Anexo B (Tablas del estudio geotécnico).

Con base en la interpretación de resultados y empleando los métodos de clasificación de la roca intacta propuesto por Miller (modificado por Deere y Miller, 1966; en Attewell y Farmer, 1976), las unidades litológicas presentes en la margen derecha quedan clasificadas como se muestra en la Tabla 2.6 y Figura 2.21.

ENSAYE	N° DE MUESTRAS	PROMEDIO	DESVIACIÓN ESTÁNDAR
Peso Volumétrico (kN/m ³)	19	25,21	0,23
Contenido de Agua (%)	19	0,82	0,36
Compresión Simple (MPa)	8	89,03	58,85
Módulo Tangente Et50 (MPa)	5	49 540	8 734
Tensión Indirecta (MPa)	11	15,17	4,60
Velocidad sónica primaria (m/s)	4	5 634	n/a
Módulo de Elasticidad Dinámica (MPa)	4	56 286	n/a
Relación de Poisson	4	0,31	n/a

Tabla 2.4.- Propiedades de la roca de la unidad Tmid, dacita porfídica en el barreno BYSK-04 (Muestras saturadas)

ENSAYE	N° DE MUESTRAS	PROMEDIO	DESVIACIÓN ESTÁNDAR
Peso Volumétrico (kN/m ³)	5	24,83	0,12
Contenido de Agua (%)	5	1,42	0,17
Compresión Simple (MPa)	3	134,98	n/a
Módulo Tangente Et50 (MPa)	3	51 457	n/a
Tensión Indirecta (MPa)	2	27,25	n/a
Velocidad sónica primaria (m/s)	3	5 380	n/a
Módulo de Elasticidad Dinámica (MPa)	3	49 409	n/a
Relación de Poisson	3	0,32	n/a

Tabla 2.5.- Propiedades de la roca unidad Tmid, dacita fluidal en el barreno BYSK-04 (Muestras saturadas)

UNIDAD LITOLÓGICA	CLASIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN
Tmid	CH	Resistencia Media con Módulo Relativo Alto
Tmird	BM	Resistencia Alta con Módulo Relativo Medio

Tabla 2.6 Clasificación ingenieril de la roca intacta de la margen derecha.

Para determinar los parámetros de resistencia del macizo rocoso se programaron dos series de pruebas de compresión triaxial en los núcleos del barreno BYSKD-04, una para cada unidad litológica. Las presiones de confinamiento aplicadas fueron: 2,5, 5,0, 10,0 y 20,0 MPa.

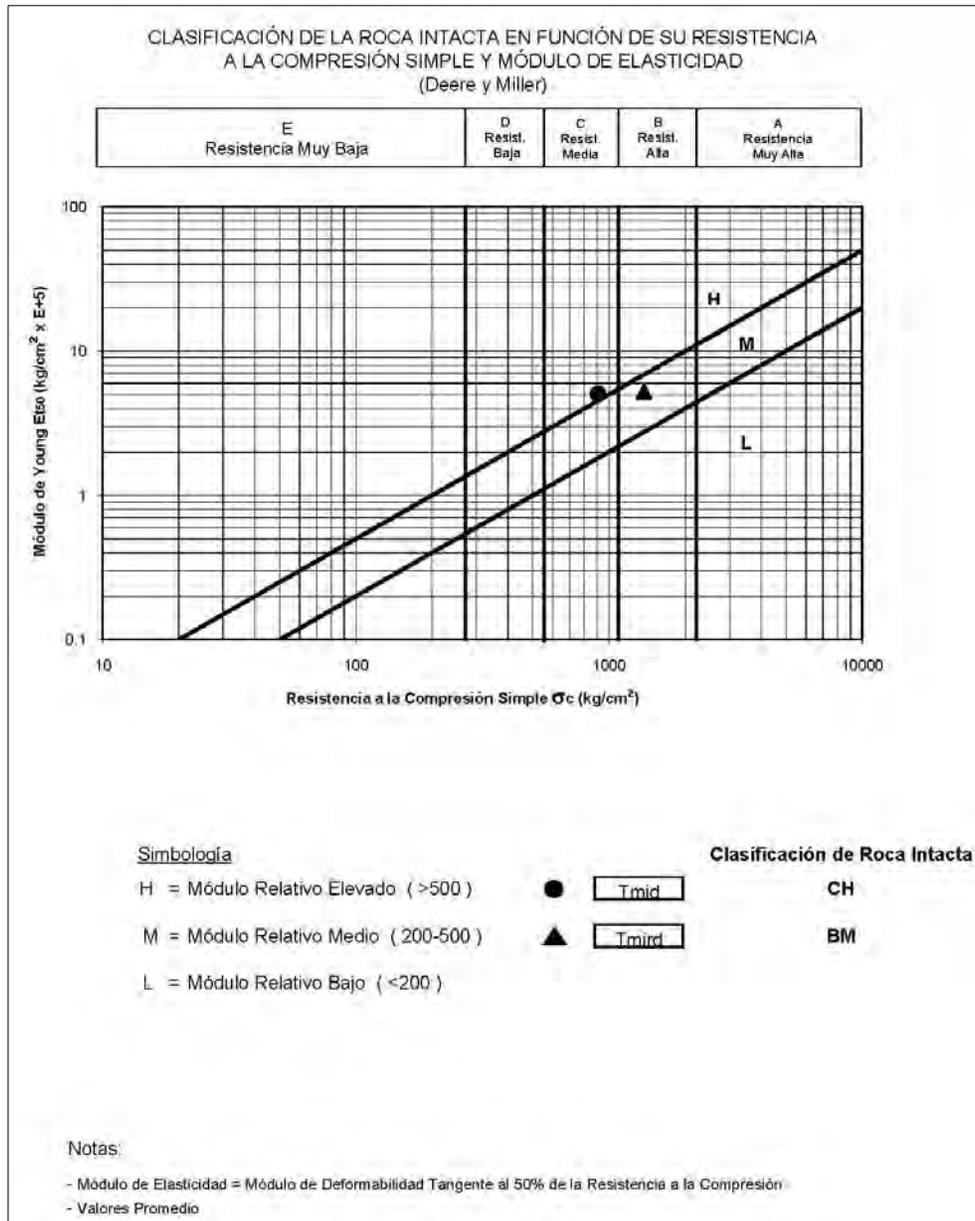


Figura 2.21.- Clasificación ingenieril de la roca intacta de margen derecha.

Para estimar la resistencia del macizo a partir de los ensayos triaxiales, se empleó el criterio propuesto por Hoek y Brown (1980), con lo cual pudieron definirse las curvas de resistencia del macizo rocoso. No obstante, debido a que los valores fueron dispersos, fue necesario efectuar más ensayos para definir con mayor precisión la envolvente de resistencia real del macizo rocoso.

Para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de las principales discontinuidades del macizo rocoso, se obtuvieron muestras cúbicas representativas de éstas, tanto en superficie, como dentro del socavón 04 MD.

Las muestras recolectadas se sometieron a la prueba de corte directo. Se realizó una serie de pruebas y con base en los resultados se estimó la resistencia de las demás discontinuidades aplicando el criterio propuesto por Barton y Choubey (1977). En la Tabla 2.7 se muestran los valores de resistencia al esfuerzo cortante de las diversas discontinuidades presentes en la margen derecha.

IDENTIFICACIÓN	PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE DISCONTINUIDADES SOCAVÓN 04 MD		MOHR-COULOMB		BARTON-CHOUBEY		
			ϕ (°)	C (t/m ²)	ϕ_r (°)	JCS	JRC
S1	Pilar-Esperanza**	Falla	28	3.10	24	900	3.0
		Sistema	35	5.00	28	900	4.0
S2	Pitayo-Quebrada *	Falla	24	1.20	22	500	1.3
		Sistema	29	5.40	24	500	5.0
S3	Gotero-Yonque**	Sistema	30	4.50	25.5	650	4.0
Seudo	Seudoestratificación *	Sistema	39	12.00			
* medidos en pruebas de laboratorio							
** estimadas de características de juntas							
Tabla 2.7.- Parámetros de resistencia de las discontinuidades del macizo rocoso.							

2.2.1.3 MODELO GEOMECÁNICO DEL MACIZO ROCOSO

Con base en el modelo geológico, los resultados de las exploraciones directas y las propiedades de la roca intacta determinadas en laboratorio, se realizó la clasificación geomecánica del macizo rocoso en el entorno de las obras de generación, empleando el criterio de Bieniawski (1989), el cual se describe a continuación.

Índice RMR (por sus siglas en inglés, Rock Mass Rating)

El índice RMR varía de 0 a 100 y se define como la suma de diversos coeficientes numéricos asociados a la evaluación de las siguientes características geoestructurales y geomecánicas del macizo rocoso.

$$RMR = r1 + r2 + r3 + r4 + r5 + r6 \text{ (expresión para determinar el RMR)}$$

- r1 → resistencia a la compresión simple o uniaxial de la roca intacta;
- r2 → Índice de calidad de la roca o RQD (por sus siglas en inglés, Rock Quality Designation);

- r3 → espaciamiento de las discontinuidades;
- r4 → condición de las discontinuidades: persistencia, abertura, rugosidad, relleno y alteración;
- r5 → condiciones hidrogeológicas;
- r6 → orientación de las discontinuidades respecto a la dirección de la excavación.

Para cada parámetro está asignado un valor, que aparece en tablas y/o diagramas. En función del valor de RMR obtenido, se definen cinco tipos de macizos rocosos, con los cuales puede estimarse el comportamiento de las excavaciones en términos de estabilidad, y que van desde óptimo (Clase I) hasta de calidad muy pobre o muy mala (Clase V), (Tabla 2.8).

CLASES DE MACIZO ROCOSO					
Puntuación	100←81	80←61	60←41	40←21	<21
Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Regular	Mala	Muy mala
Tabla 2.8.- Clasificación de los macizos rocosos con base en el índice RMR. Nota: extraído de la tabla de Bieniawski (1989)					

Con base en lo anterior, se obtuvo la clasificación geomecánica global de las dos unidades litológicas presentes (Tmid y Tmrid) que se muestra en la Tabla 2.9.

La clasificación geomecánica resultante es la siguiente:

- Dacita porfídica (Tmid) RMR (Rock Mass Rating) = 46, clasificado como de calidad Regular y Clase III;
- Riodacita fluidal Tmird con RMR = 49, calidad Regular y Clase III (roca de mayor predominio en las excavaciones subterráneas).

A partir de los valores RMR anteriores se realizó la caracterización geotécnica del macizo rocoso, empleando el índice de resistencia geológica, GSI (por sus siglas en inglés, Geological Strength Index).

Para la obtención del GSI propuesto por Hoek et al. (1995) se empleó la correlación $GSI = RMR_{(89)} - 5$, considerando un valor de 15 para las condiciones de agua del macizo rocoso y un valor de 0 al parámetro de ajuste para la orientación de las discontinuidades.

La resistencia del macizo rocoso a compresión uniaxial puede calcularse mediante la expresión siguiente:

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \cdot s^a \quad (\text{Hoek et al. 1995})$$

Dacita Porfídica Tmid			Riodacita Fluidal Tmird		
1	Rc = 89,03 MPa	7	1	Rc = 134,98 MPa	12
2	RQD = 35,82 %	8	2	RQD = 35,57 %	8
3	Separación de Diaclasas(200 a 600 mm)	10	3	Separación de Diaclasas (60 a 200 mm)	8
4	Estado de Discontinuidades		4	Estado de Discontinuidades	
	Longitud (3 a 10 m)	2		Longitud (3 a 10 m)	2
	Abertura 0.1 a 1 mm	4		Abertura 0.1 a 1 mm	4
	Rugosidad (muy rugosa)	6		Rugosidad (muy rugosa)	6
	Relleno (ninguno)	6		Relleno (ninguno)	6
	Alteración(moderada)	3		Alteración(moderada)	3
		21			21
5	Agua Freática(húmedo)	7	5	Agua Freática(húmedo)	7
	Corrección(Media)	-7		Corrección(Media)	-7
	RMR	46		RMR	49
Tabla 2.9.- Clasificación geomecánica del macizo rocoso.					

Donde:

σ_{cm} e σ_c = son respectivamente la resistencia a compresión simple o uniaxial del macizo rocoso y de la roca intacta;

$s,^a$ = son las constantes de Hoek & Brown, obtenidas en función del GSI en la ecuación propuesta por Hoek et al. (2002).

Los valores obtenidos fueron:

Para la dacita porfídica (Tmid): GSI = 41

Para la riodacita fluidal (Tmird): GSI = 44.

En la Tabla 2.10 se presentan las constantes que caracterizan al macizo rocoso en el entorno de las obras subterráneas.

Material	Constantes	
	mb	S
Tmid	3,04	0,0014
Tmird	3,38	0,0020
Tabla 2.10.- Constantes de curvatura del macizo rocoso (Hoek 1995).		

2.2.1.4 DISEÑO GEOTÉCNICO

Con base en el modelo geológico definido para las obras subterráneas y las calidades geomecánicas previstas del macizo rocoso, se realizó el diseño geotécnico de las cavernas para determinar los tratamientos de soporte y drenaje que permitieran realizar las excavaciones en condiciones adecuadas de seguridad, así mismo, emitir recomendaciones para efectuar dichas excavaciones.

Las características geológicas del macizo rocoso de la margen derecha, permitieron estimar que los principales mecanismos de falla, que afectan la estabilidad de las obras, están regidos por la formación de cuñas o bloques de roca definidos por el fracturamiento de aquel (mecanismo conocido como “debilitamiento estructural controlado”) y que, en algunos casos serían delimitados por las discontinuidades mayores presentes (fallas y pseudoestratificación).

Debido a las características del macizo rocoso fracturado, con fallamientos importantes, se consideró que las condiciones de esfuerzos en el macizo rocoso in situ a profundidades del orden de 200 m y los esfuerzos modificados por efecto de las excavaciones, no tendrían una influencia significativa en la estabilidad de la cavernas; solamente se preveían problemas locales en los puntos de interconexión entre obras subterráneas.

Las principales consideraciones de diseño fueron las siguientes:

A) Análisis geotécnicos

En vista de las condiciones del macizo rocoso y del criterio de falla del mismo, el factor de seguridad se evaluó por el Método de Equilibrio Límite, el cual plantea una comparación entre las fuerzas que se oponen al deslizamiento (resistencia al esfuerzo cortante en el plano de falla y la masa rocosa) y las que lo propician (componente tangencial del peso propio del bloque o masa móvil, más el efecto de las acciones sísmicas y el empuje hidrostático o de subpresión). En el análisis se utilizaron los factores mínimos indicados en la Tabla 2.11.

CONDICIONES DE ANÁLISIS (FUERZAS ACTUANTES)	FACTOR DE SEGURIDAD
Peso propio (estático)	1,5
Peso propio +100% sismo +20% empuje hidrostático o subpresión	1,1

Tabla 2.11.- Factores de seguridad empleados en el diseño de taludes y obras subterráneas.

Se consideró que en los contactos de fallas y fracturas puede penetrar y acumularse eventualmente agua, lo que genera un empuje hidrostático y subpresión sobre el bloque. Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de las distintas discontinuidades, se obtuvieron de las pruebas de corte directo indicadas en la Tabla 2.7.

Se empleó un coeficiente sísmico de $c= 0,18$.

Como herramientas de cálculo se emplearon los software desarrollados por Rocscience. El programa Dips, que permite analizar estereográficamente las discontinuidades del macizo rocoso, el programa Phases para la revisión general del estado de esfuerzos con el método del elemento finito, y el software Unwedge, con el cual se modelaron las cuñas sobre la bóveda y paredes de las excavaciones.

B) Sistemas de soporte

El diseño de los sistemas de anclaje se basó en los criterios establecidos en los Manuales de Diseño de Obras Civiles de la CFE y los materiales que constituirán los anclajes y sistemas de soporte adicionales (barras de acero, mallas electrosoldada, marcos de acero, mortero, lechadas) se diseñaron y especificaron con los estándares nacionales.

Para el sistema de anclaje, se consideró una capacidad de la barra de acero de 0,75 fy, siendo el $f_y = 420$ MPa.

En todos los casos, se consideró el efecto del empuje del agua, por lo que los sistemas de soporte se complementarían con el habilitado de un sistema de drenaje, corto para las zonas de concreto lanzado y profundo de forma sistemática para el macizo rocoso en todas las excavaciones.

Los elementos de soporte y drenaje considerados para el tratamiento de la roca en las excavaciones subterráneas son:

- 1. Anclaje.** Se emplearon anclas de fricción con barras de varilla corrugada de 25,4 cm (1") y 38,1 cm (1 ½") de diámetro, con longitudes de 3,0; 4,5; 6,0; 9,0, 12,0, 18,0, 20,0 y 22,0 m, de acero con límite de fluencia de 420 MPa (4200 kg/cm²). Las anclas se colocaron en barrenos de 57 mm (2 ¼") y 76 mm (3") de diámetro respectivamente, a tresbolillo, con separación variable, inyectando mortero con $f'c \geq 18$ MPa (180 kg/cm²). El extremo de cada ancla tiene una longitud roscada de 20 cm para sujetar una placa metálica de 20 x 20 cm de lado y de 12 mm (1/2") de espesor, apoyada contra el terreno por medio de una tuerca.
- 2. Concreto lanzado.** Se recomendó concreto con $f'c \geq 20$ MPa (200 kg/cm²), de espesor variable. El concreto lanzado se aplicó con una o dos mallas electrosoldadas de acero. Con objeto de disipar las presiones hidrostáticas en toda el área de colocación de concreto lanzado, se perforaron drenes de 38,1 mm (1½") de diámetro mínimo penetrando 0,20 m en la roca, dispuesto en patrones variables.
- 3. Marcos de acero.** Formados por vigas de acero, compuestas de placas de 13 mm de espesor, de 305 mm (12") de peralte y 305 mm (12") de patín. Estos se utilizaron en los túneles de acceso a las cavernas.
- 4. Drenaje largo.** Consiste en la perforación de barrenos de 57 mm (2 ¼") de diámetro mínimo, con longitudes y patrones según se indicó en los planos de proyecto.

Se realizaron diversos análisis con las posibles combinaciones de fallas y fracturas que limitan a las estructuras geológicas para determinar la formación de cuñas bi o tridimensionales en combinación con la geometría de cada obra. A partir de estos análisis se determinó para cada obra, la cuña crítica, es decir, la que presentó las mayores dimensiones y el menor factor de seguridad. Con base en la cuña máxima se definió el sistema de soporte que se aplicó en una determinada pared o bóveda.

Diseño del soporte para la caverna de casa de máquinas (CM)

La estructura de casa de máquinas se aloja en las Unidades Tmid y Tmird con la influencia de estructuras geológicas importantes. Para el análisis de estabilidad por falla estructuralmente controlada se utilizaron los sistemas de fracturamiento determinados con la geología subterránea del socavón 04 MD y los parámetros de resistencia de las discontinuidades del macizo rocoso (Tabla 2.7). La revisión de estas estructuras se describe a continuación.

1. Bóveda CM

La cuña crítica está formada por los sistemas S1 Pil-Esp, S2 Pit-Qb y el S4 Seudo (corresponde a la seudaestratificación), con altura máxima de 7,6 m. Hacia el tímpano oriente, el sistema S2 se hace más persistente por la presencia de la falla Crucero Pitayo, a diferencia de los sistema S1 y S4 con una menor frecuencia como se muestra en la Figura 2.22.

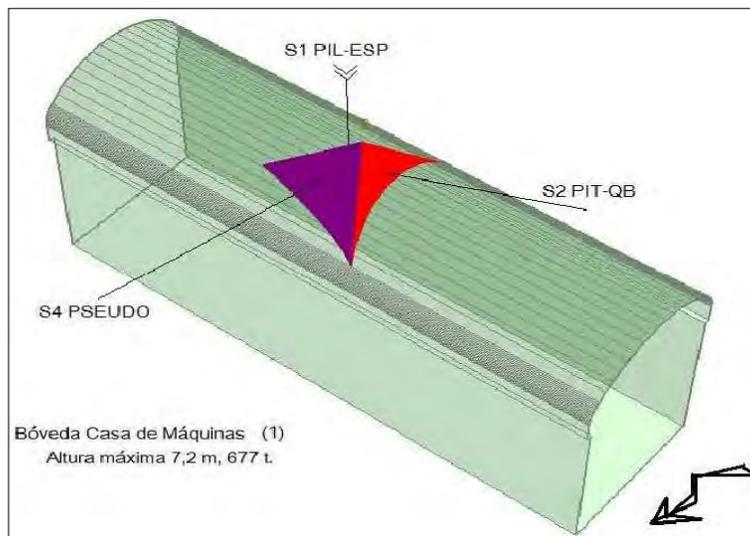


Figura 2.22.- Cuña tipo en bóveda de casa de máquinas.

El tratamiento a la roca para estabilizar estas cuñas en casa de máquinas se describe en la Tabla 2.3 B del Anexo B.

2. Pared aguas arriba CM

La cuña crítica se forma por los sistemas S1 Pil-Esp, S2 Pit-Qb y el S4 Seudo, desliza sobre la seudoestratificación que se presenta con salida casi franca limitada lateralmente por los sistemas 1 y 2, como se aprecia esquemáticamente en la Figura 2.23.

El tratamiento de soporte requerido para estabilizar la pared aguas arriba de casa de máquinas se describe en la Tabla 2.4 B del Anexo B.

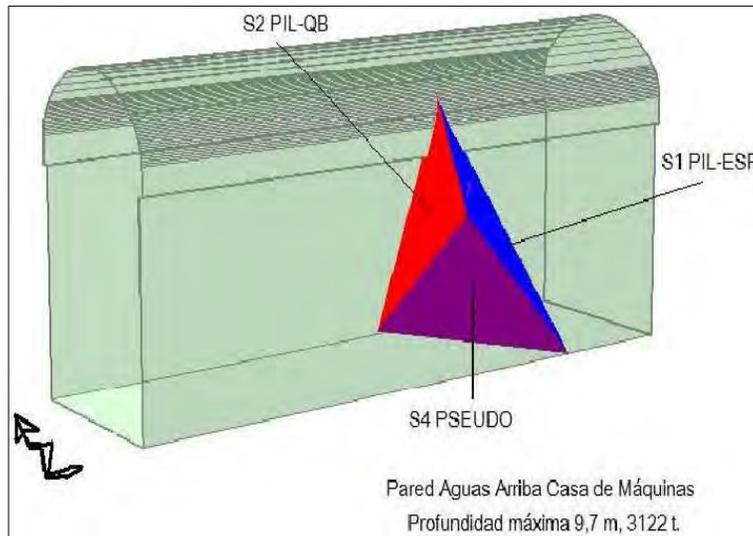


Figura 2.23.- Cuña tipo en pared aguas arriba de casa de máquinas.

3. Pared aguas abajo CM

La cuña crítica se forma con los sistemas S1 Pil-Esp, S2 Pit-Qb y cortando de forma superior el sistema S4 Seudo. Es una cuña que desliza sobre la línea de intersección y de los planos S1 y S2. En las paredes aguas abajo de la casa de máquinas, de acuerdo a la información geológica proporcionada, se consideró el afloramiento de la falla Pilar hacia la porción central y oriente, rigiendo esta condición, tanto el dimensionamiento de la cuña, como los parámetros asignados (de menor resistencia). En la pared aguas abajo, se tiene además una fuerte influencia de los sistemas de fracturamiento asociados a las fallas Esperanza y La Escondida. La cuña más probable estimada se muestra en la Figura 2.24 y el tratamiento se indica en la Tabla 2.5 B del Anexo B.

4. Tímpanos CM

La condición crítica por calidad de roca e influencia de los sistemas de fracturamiento se encuentra en el tímpano oriente, donde dada la cercanía de las fallas Crucero Pitayo y Pilar se intensifica la frecuencia de fracturas.

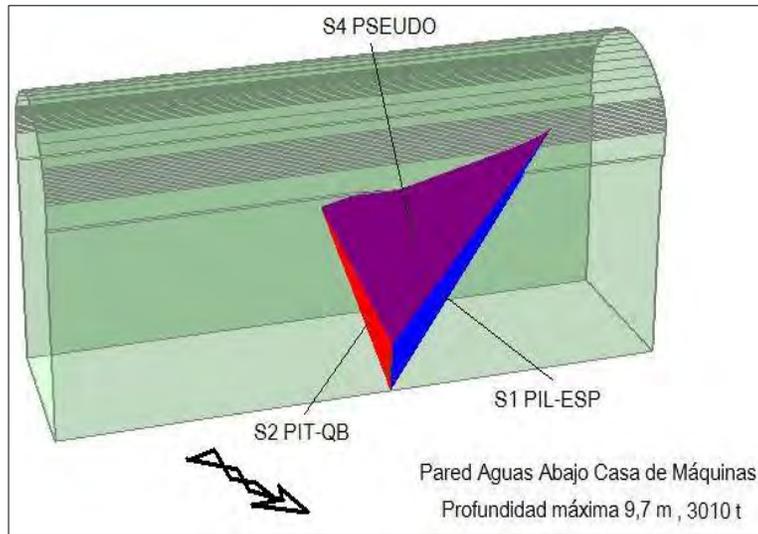


Figura 2.24.- Cuña tipo en pared aguas abajo de casa de máquinas.

En el tímpano oriente la condición crítica se genera por los sistemas S1 Pil-Esp, S2 Pit-Qb y el S4 Seudo, generando cuñas que deslizan sobre los planos S1 y S4, como se muestra en la Figura 2.25.

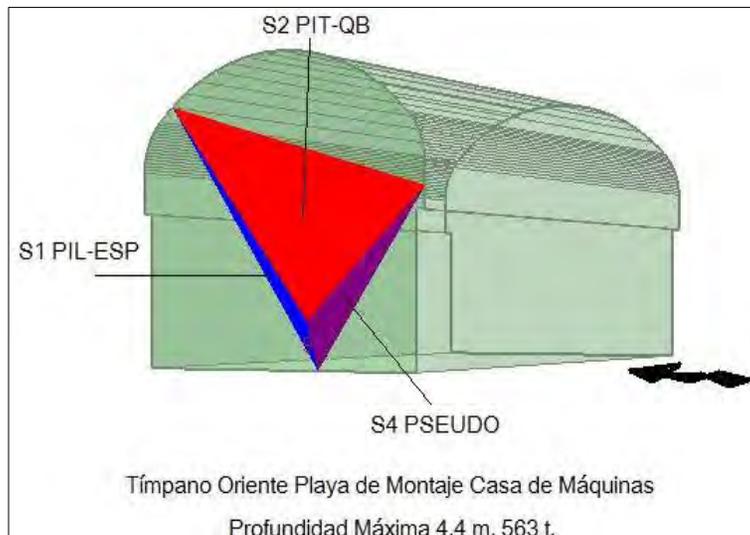


Figura 2.25.- Cuña tipo en tímpano oriente de casa de máquinas.

Hacia el tímpano poniente, se forma una cuña de mayor profundidad, generada por los sistemas S1 Pil-Esp, S3 Got-Yq y el S4 Seudo, hacia este extremo de la caverna, la intensidad del sistema S1 a través del cual desliza la cuña es menos persistente, tomando importancia el sistema S3 por la presencia de las fallas Gotero y Yonque. La cuña tipo máxima se muestra en la Figura 2.26.

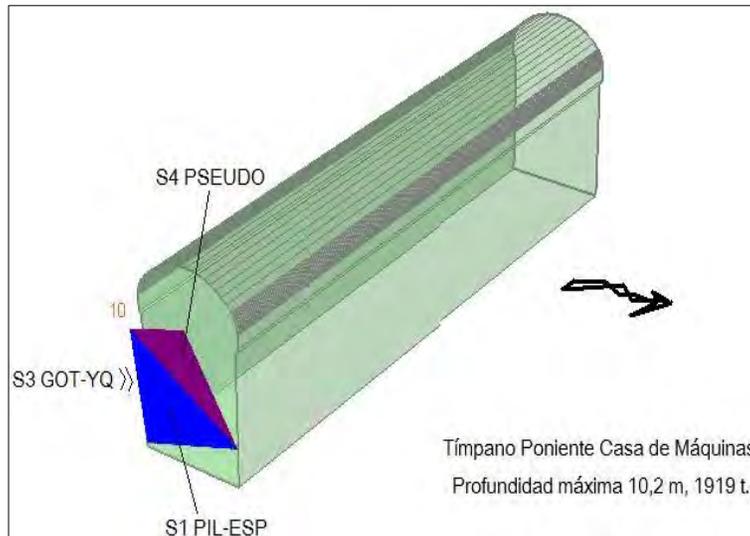


Figura 2.26.- Cuña tipo en tímpano poniente de casa de máquinas.

Los tratamientos de soporte de los tímpanos se indican en las Tablas 2.6 B y 2.7 B del Anexo B.

2.2.2 GALERÍA DE OSCILACIÓN (GO)

2.2.2.1 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

El estudio geológico indicó que la galería de oscilación se excavaría en dos tipos de roca: la ***dacita porfídica*** entre las cotas 390.00 y 400.00 msnm y la ***riodacita fluidal*** desde la cota 400.00 y hasta el piso de la obra. Estructuralmente se vería afectada por la falla Pilar a la cota 410.00 m y por la falla Crucero-Pitayo entre 381 y 392 msnm;

La integración geológica-geofísica indicó que la parte más elevada de esta estructura se encuentra en un bloque de material que alcanza resistividades del orden de 143.00 y 186.00 Ω m y de regular calidad ya que la velocidad calculada en la parte más alta de este bloque fue de 2,80 km/s. Sin embargo, la obra de oscilación sería cortada por la falla Crucero-Pitayo, la cual podría ocasionar inestabilidad en la bóveda.

2.2.2.2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

La caracterización geotécnica realizada para la casa de máquinas (**2.2.1.2 Características geotécnicas**) también es aplicable para la galería de oscilación en cuanto a la calidad de la masa rocosa. Las condiciones del macizo rocoso estimadas son de calidad media con valores de GSI de 41 a 44.

Las estructuras geológicas también afectarían en el mismo grado a esta caverna por tener la misma orientación que la casa de máquinas, sin embargo, el tamaño de los bloques potencialmente inestables en las paredes podría ser mayor por la propia altura de la caverna.

2.2.2.3 DISEÑO GEOTÉCNICO

El diseño del sistema de soporte de la galería de oscilación se realizó bajo el mismo criterio que el descrito para la caverna de la casa de máquinas (2.2.1.4 *Diseño Geotécnico*).

Los siguientes análisis permitieron definir las cuñas máximas y con base en ello definir el sistema de soporte para estabilizarlas.

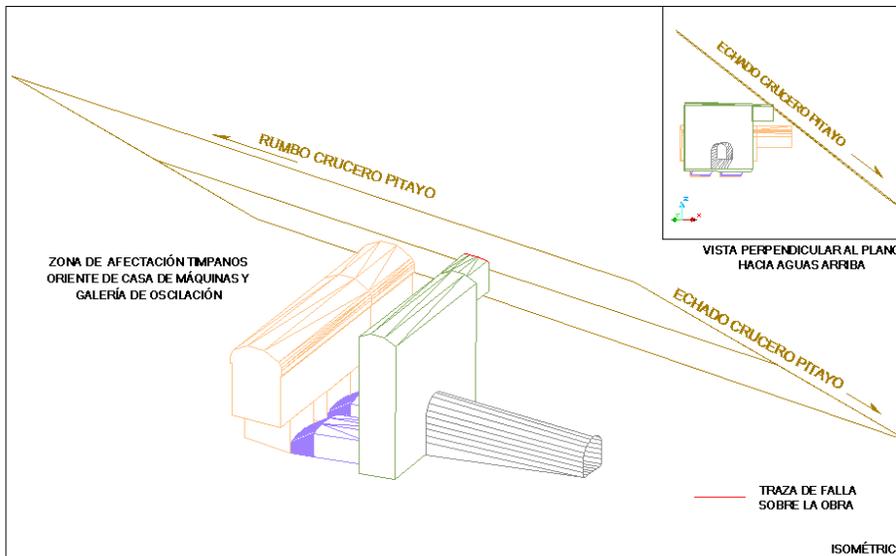


Figura 2.27.- Falla Crucero-Pitayo en obra de generación.

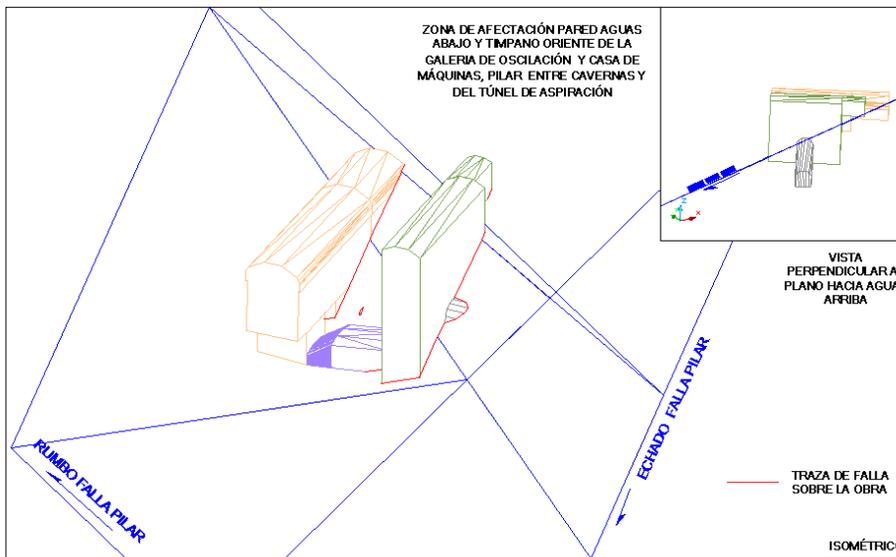


Figura 2.28.- Falla Pilar en obra de generación.

Se determinó que en la galería de oscilación incidirían estructuras importantes como las fallas Pilar, La Escondida y Esperanza, adicionalmente de la presencia en el extremo oriente de la falla Crucero- Pitayo que afectaría principalmente el área de maniobras. En las Figuras 2.27, 2.28 y 2.29 se ilustran de forma simplificada las zonas afectadas por las

estructuras mencionadas. Se pronosticó la condición desfavorable en la pared aguas abajo de la galería de oscilación con una cuña de grandes dimensiones y salida de forma diagonal hacia la caverna.

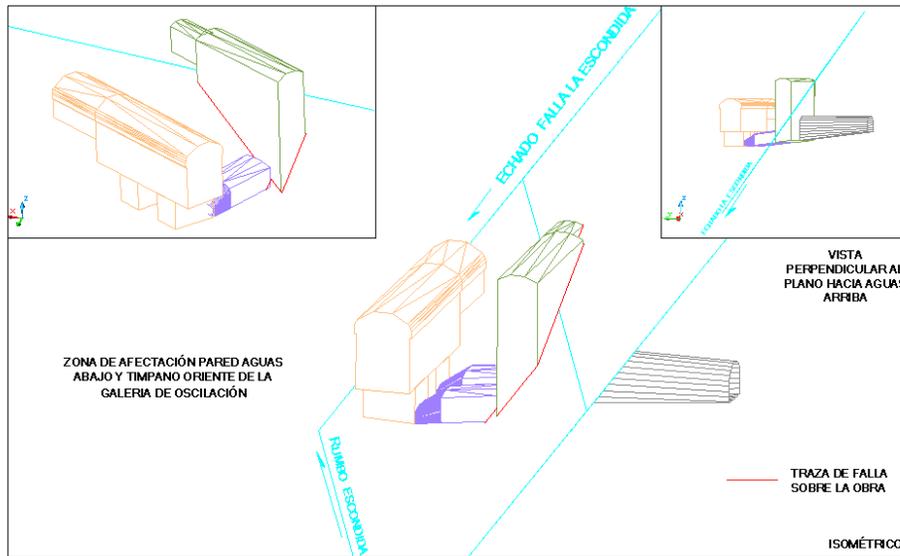


Figura 2.29.- Falla La Escondida en obra de generación.

1. Bóveda GO

Al igual que en la bóveda de casa de máquinas, la cuña crítica está formada por los sistemas S1 Pil-Esp, S2 Pit-Qb y el S4 Seudo; adicionalmente se presenta una cuña alargada conformada por los sistemas S1 Pil-Esp, S3 Got-Yq y el S4 Seudo, la cual es truncada por el sistema el S2, como se muestra en la Figura 2.30. El sistema de soporte para la estabilidad de la bóveda se muestra en la Tabla 2.8 B del Anexo B.

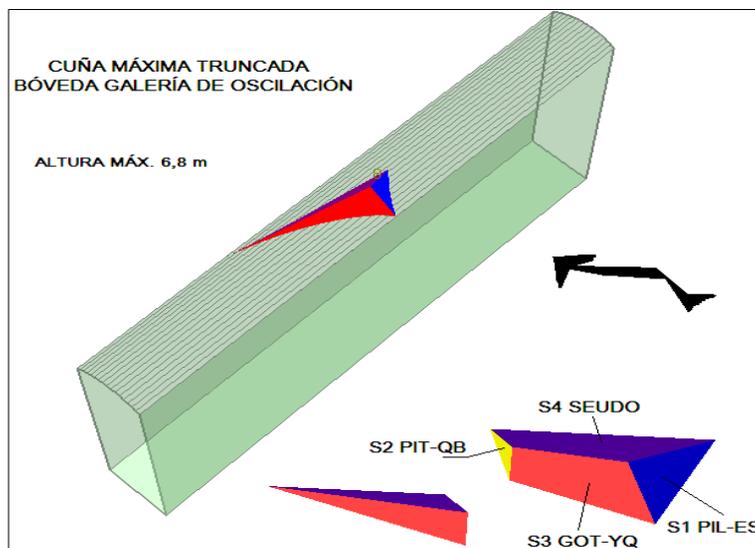


Figura 2.30.- Cuña tipo en bóveda de galería de oscilación.

2. Pared aguas arriba GO

En la pared aguas arriba se encontró una cuña que deslizaría sobre el sistema S4 seudo, que es muy continuo, conformada lateralmente por la falla Pilar ó sistema S1 Pil-Esp y el sistema de S2 Pit-Qb. En esta pared se manifiesta la falla de bajo ángulo Pilar que aunque su echado es encajonante, presenta un plano continuo, y que en combinación con la seudoestratificación, genera una cuña de grandes dimensiones como se muestra en la Figura 2.31. Los tratamientos de soporte que resultan se presentan en la Tabla 2.9 B del Anexo B.

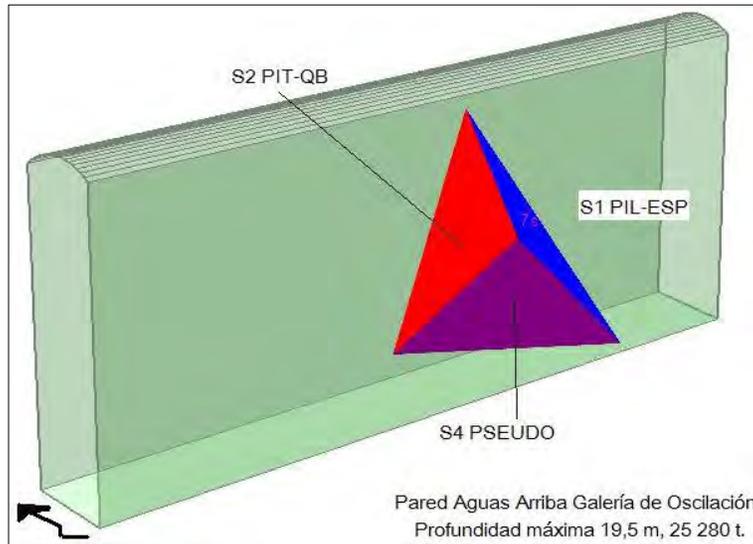


Figura 2.31.- Cuña tipo en pared aguas arriba de galería de oscilación.

3. Pared aguas abajo GO

En la pared aguas abajo se presentan las trazas de las fallas Pilar y La Escondida, que aunque no tienen salida totalmente franca o paralela a la pared si presenta problemas al interceptarse con otro sistema de gran continuidad como es la seudoestratificación, aportando el límite superior de la masa deslizante. La condición para la formación de la cuña es la tercera cara, la cual se logra al considerar el sistema S2, que está asociado a la falla Crucero-Pitayo.

Como la mayor parte de la resistencia de esta cuña máxima está asociada a la falla Pilar, que tiene rellenos arcillosos, para asegurar la estabilidad de la misma es importante considerar en la revisión de estabilidad los parámetros más bajos de resistencia al esfuerzo cortante. A favor se tiene que el otro sistema S2 por donde deslizaría el bloque máximo, está construido por un sistema de fracturamiento, que ofrece mayor resistencia al tener que cortar por matriz rocosa. La combinación de ambos valores de resistencia es lo que se consideró en la evaluación de la estabilidad y en la propuesta del soporte por medio de anclajes de fricción.

En la Figura 2.32 se muestra la cuña escalada a las dimensiones máximas probables de acuerdo a la proyección de la falla Pilar sobre la pared aguas abajo de la galería de

oscilación. El soporte que resulta para estabilizar las cuñas encontradas se indican en la Tabla 2.10 B del Anexo B.

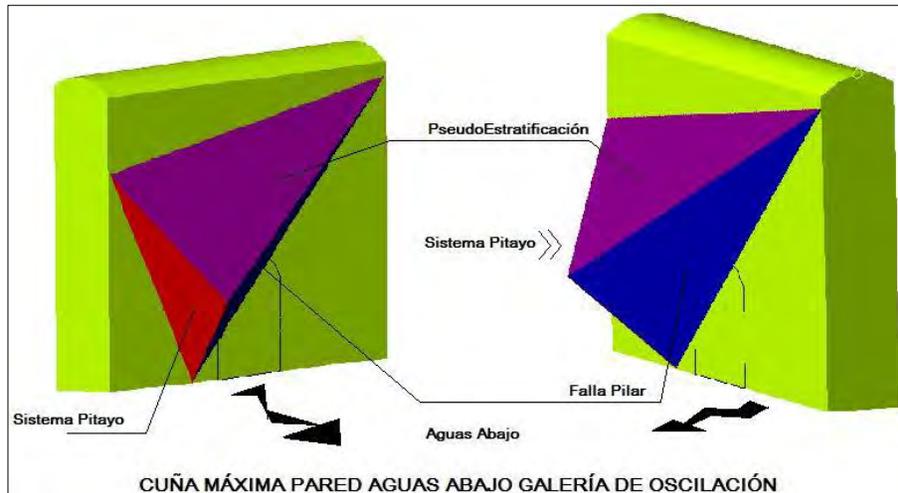


Figura 2.32.- Cuña tipo en pared de aguas abajo de galería de oscilación.

4. Tímpanos GO

El tímpano oriente está afectado por la traza de las fallas Pilar y La Escondida en su porción media, generando cuñas que deslizarían sobre estos dos planos de falla. La cuña crítica se forma por los sistemas S1 Pil-Esp, S3 Got-Yq y en la parte superior por el S4 seudo, como se muestra en la Figura 2.33.

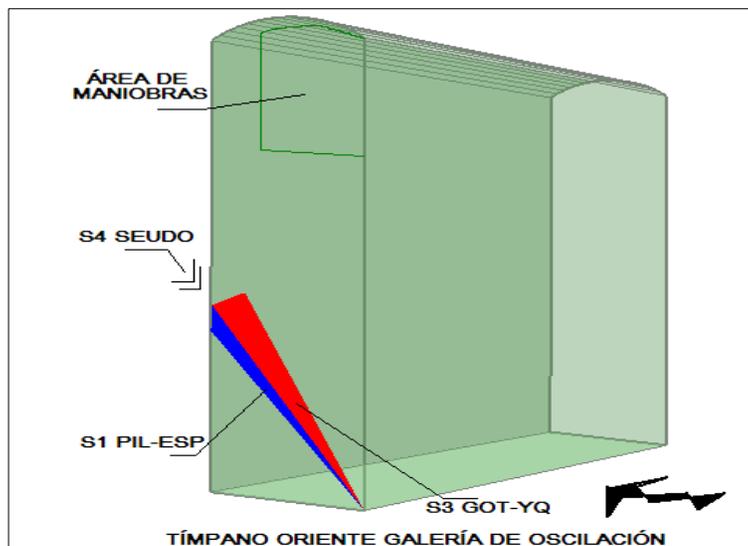


Figura 2.33.- Cuña tipo en tímpano oriente de galería de oscilación.

Hacia el tímpano poniente, se forma una cuña de mayor profundidad, generada por los sistemas S1 Pil-Esp, S3 Got-Yq y el S4 Seudo, hacia este extremo de la caverna, se estimó que la intensidad del sistema S1 a través del cual desliza la cuña sea menos persistente.

En las Tablas 2.11 B y 2.12 B del Anexo B se muestran los tratamientos de soporte y drenaje de los tímpanos respectivamente.

2.3 ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

2.3.1 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LAS CAVERNAS DE CASA DE MÁQUINAS Y GALERÍA DE OSCILACIÓN

La obra de generación subterránea está conformada por las estructuras siguientes: la conducción o tubería a presión, la casa de máquinas, los túneles de aspiración, la galería de oscilación y el desfogue, como estructuras principales.

Como estructuras accesorias están: túneles y lumbreras auxiliares para construcción, lumbreras de ventilación y para alojar los buses, así como un elevador, un cárcamo de bombeo, entre otros.

2.3.1.1 PROCESO CONSTRUCTIVO PROPUESTO PREVIO AL INICIO DE LAS EXCAVACIONES

El procedimiento constructivo que planeó la Contratista para la excavación de la obra de generación es el que textualmente se describe a continuación:

1) CASA DE MÁQUINAS

“Para excavar la casa de máquinas se llegará a ella por medio de tres túneles, los cuales tendrán su función conforme se avance en su excavación, el primero en llegar a ella será un túnel auxiliar de construcción el cual se comunicará por el tímpano hacia el sur elevación 405,5 y servirá para excavar la bóveda de la caverna, el segundo acceso es por la pared de aguas arriba, que llega a la playa de montaje, en la elevación 392,95, este túnel forma parte de las obras definitivas, los túneles donde se alojarán las tuberías de presión también servirán para retirar material de la caverna, el último en comunicarse sería el túnel de construcción que llega por el tímpano hacia el norte a la elevación 374,15 aproximadamente y servirá para excavar los fosos de turbinas y la galería de inspección.

En el portal del túnel de acceso a casa de máquinas se construirá una plataforma donde se colocarán las instalaciones provisionales (energía eléctrica, aire, agua y ventilación) que servirán de apoyo durante las excavaciones.

A) Excavación

La excavación de la casa de máquinas tendrá una longitud de 103,5 m, un ancho de 22,8 m y una altura de 49,9 m. Se iniciará a partir del túnel de acceso a la bóveda de la caverna y llegará por el tímpano hacia el sur, aproximadamente a la elevación 405,5 msnm.

La bóveda se excavará, entre las elevaciones 413,5 y la 405,5; en tres sub-etapas. Entre cada sub-etapa de excavación se llevará un defasamiento de por lo menos 10 m, la longitud de avance se definirá de acuerdo a las condiciones del macizo rocoso.

El equipo a utilizar en la barrenación será un jumbo electrohidráulico de 3 brazos para la barrenación horizontal en el frente y un hidro-track, para la barrenación vertical. Para el retiro del material producto de la excavación se utilizará un cargador frontal CAT 966 o similar y camiones volteo de 14 metros cúbicos y/o articulados.

Para ventilar el frente de trabajo se utilizarán ventiladores tipo axial de 1,20 m de diámetro, ubicándolos en el portal de entrada, para inyectar aire en los diferentes frente de trabajo adicionalmente se construirán lumbreras de 2,40 m de diámetro de ventilación en la galería de oscilación y casa de máquinas hasta la superficie. Una vez concluida la excavación de la bóveda, se continuará la excavación propia de la caverna en banqueros y posteriormente se excavarán los fosos de turbinas.

La pendiente de las rampas entre los niveles de excavación será la adecuada para que los camiones puedan salir cargados sin ningún problema.

En la Figura 2.34 se presentan las etapas de excavación consideradas.

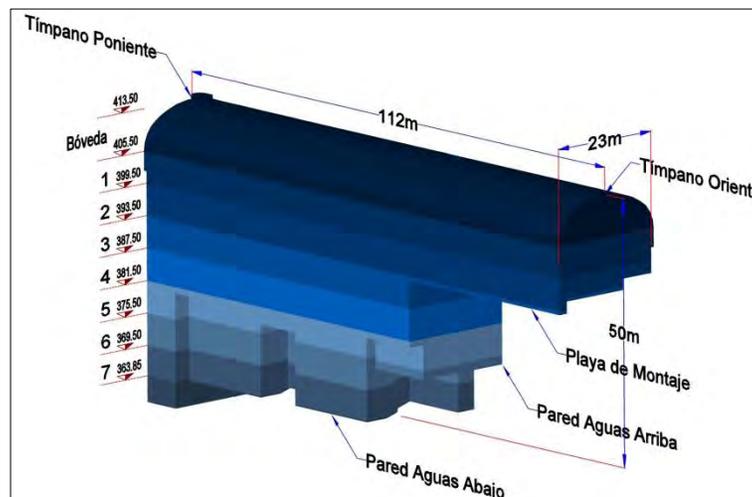


Figura 2.34.- Etapas de excavación de la casa de máquinas.

a) Etapas de excavación

i. Primer banqueo

Estará comprendido entre las elevaciones 405,5 y 399,5. En esta etapa la barrenación será vertical al centro y en la zona cercana a la pared será horizontal para poder dar el acabado solicitado en proyecto, con longitudes de avance en cada ciclo de excavación de 5 metros. En las paredes se hará precorte en todo el perímetro de la casa de máquinas. Los tratamientos a la roca serán de acuerdo a las condiciones de la roca.

El material producto de la excavación se retira inicialmente por el túnel auxiliar a la bóveda de casa de máquinas y posteriormente por el túnel de acceso a casa de máquinas ya terminado, para ello se hará una rampa, por donde accesarán los equipos y vehículos que sean necesarios en el frente (Figura 2.35).

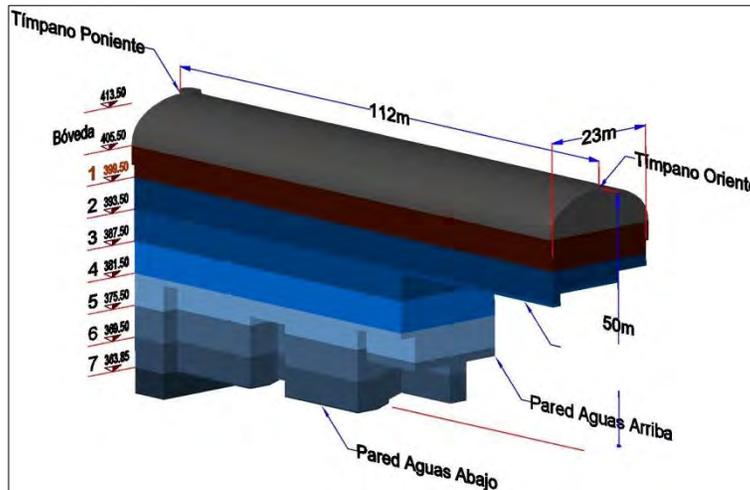


Figura 2.35.- Primer banqueo de la casa de máquinas.

ii. Segundo banqueo

Está comprendido entre las elevaciones 399,5 y la 393,5. En esta etapa, como el túnel de acceso a la casa de máquinas a la elevación 392,95 ya estará comunicado con la caverna, el material producto de la excavación se retirará por este túnel (Figura 2.36).

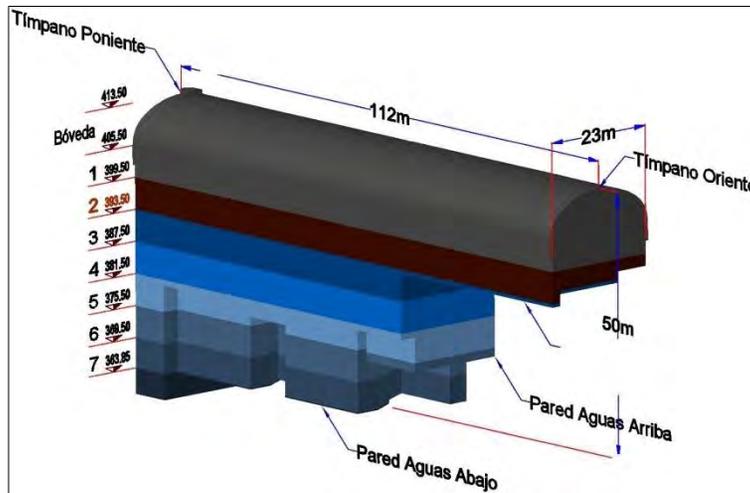


Figura 2.36.- Segundo banqueo de la casa de máquinas.

iii. Tercer banqueo

Está comprendido entre las elevaciones 393,5 y la 387,5. El material se extraerá por el túnel de acceso a la casa de máquinas en la elevación 392,95, para ello se construirá una rampa provisional con el material producto de la excavación, para mantener el acceso al túnel; también se extraerá por el túnel de la tubería de presión (Figura 2.37).

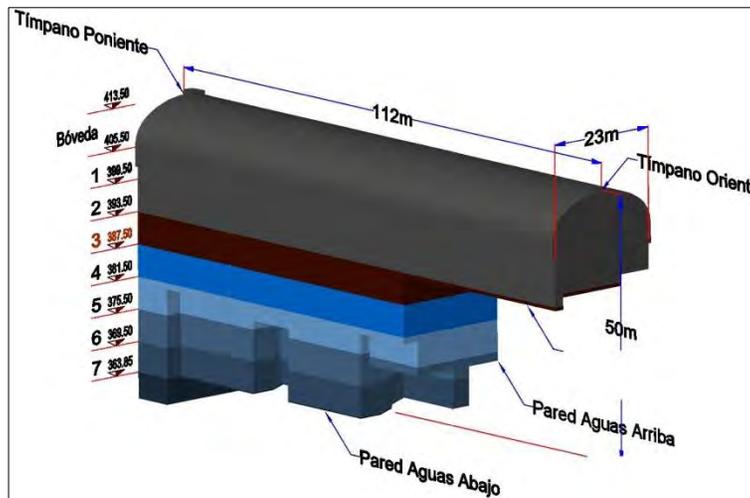


Figura 2.37.- Tercer banqueo de la casa de máquinas.

iv. Cuarto banqueo

Esta etapa está comprendida entre las elevaciones 387,5 y la 381,5. El material se extraerá por el túnel de presión de las unidades U1 y/o U2 rama horizontal que ya estará comunicado hasta la caverna de la casa de máquinas (Figura 2.38).

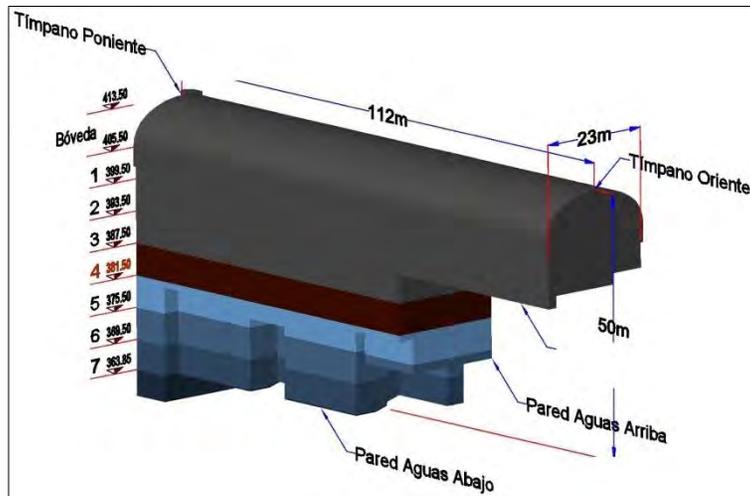


Figura 2.38.- Cuarto banqueo de la casa de máquinas.

v. Quinto banqueo

El último banqueo está comprendido entre las elevaciones 381,5 y la 375,5. El material se retirará por los túneles U1 y/o U2, de la misma forma que el banqueo anterior, además del túnel auxiliar por tímpano hacia el norte (Figura 2.39).

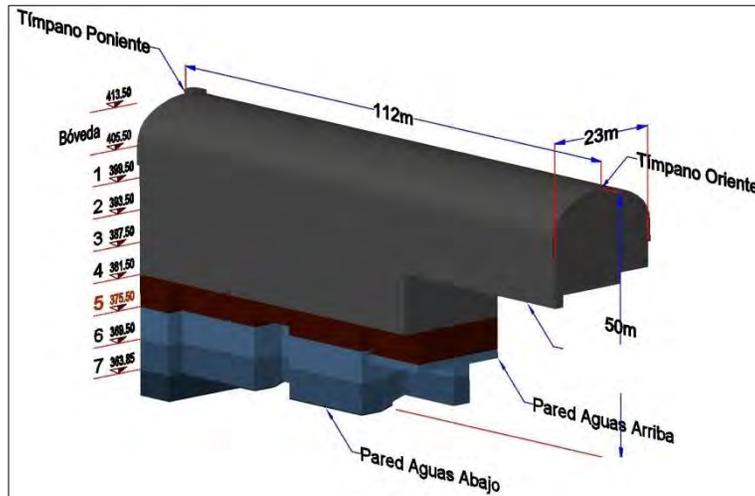


Figura 2.39.- Quinto banqueo de la casa de máquinas.

vi. Fosos de turbinas

Esta excavación se hará desde la elevación 375,5, incluye barrenaciones de precorte en todo el perímetro de los fosos además de la barrenación para la excavación, para la excavación, para lo cual será necesario tener ya excavados los túneles de aspiración por donde saldrá el material producto de las voladuras, así como también por el túnel auxiliar a los túneles de aspiración. Conforme se vayan excavando los fosos se harán los tratamientos de la roca (Figura 2.40).

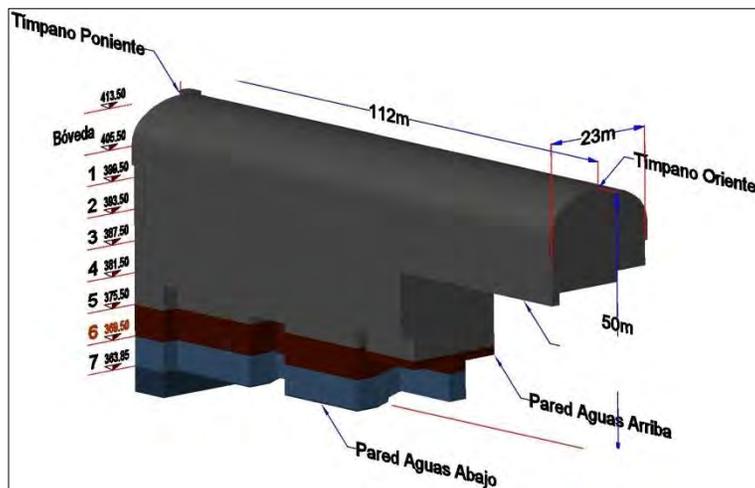


Figura 2.40.- Excavación de fosos de la casa de máquinas.

vii. Cárcamo de bombeo

El cárcamo de bombeo, se ubicará, entre el túnel auxiliar que llega a los túneles de aspiración, y el muro derecho del túnel de aspiración de la unidad no. 2, este cárcamo se comunicará, con la casa de máquinas a través de la galería de inspección. Las dimensiones generales aproximadas del cárcamo serán: 22,90 metro de largo, 7,65 metros de ancho y 14,85 metros de altura (Figura 2.41).

b) Soporte

Se considera perforar drenes, colocar anclas de fricción y concreto lanzado con malla electrosoldada en la bóveda y paredes.

Si durante el proceso de excavación se presentara algún tipo de caído de algún bloque, se retirará dicho material y se procederá a restituir la geometría de la excavación conforme al proyecto mediante concreto lanzado o hidráulico, dependiendo de la magnitud del caído....

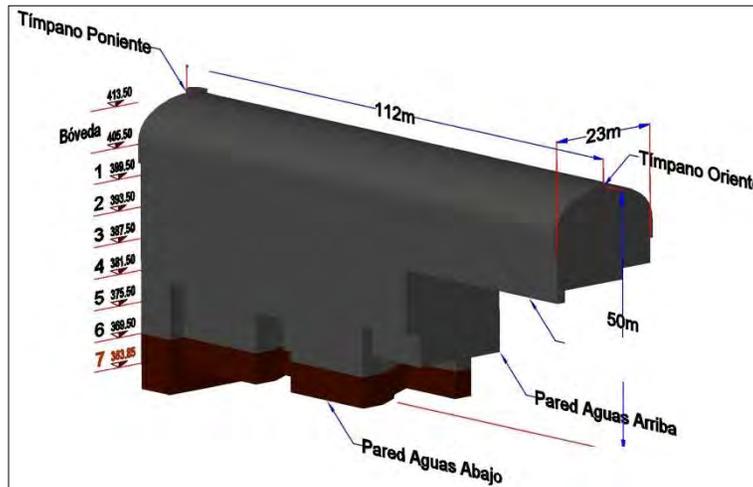


Figura 2.41.- Excavación de fosos y cárcamo de bombeo de la casa de máquinas.

2) GALERÍA DE OSCILACIÓN

... Para excavar la galería de oscilación será necesario construir un túnel de acceso a dicha galería; este túnel llegará inicialmente a la elevación 425,15, para excavar la bóveda.

A) Excavación

... La galería de oscilación tendrá una longitud de 63,1 metros, un ancho de 16,90 metros y una altura aproximada de 64,00 metros. Contará con un acceso que inicialmente llegará a la elevación 425,65 y posteriormente en la excavación del primer banqueo a la elevación 416,75 que será el acceso definitivo.

Los servicios de apoyo como energía, agua técnica, aire comprimido y sistema de bombeo, se suministrarán continuando con las líneas provenientes desde superficie alimentando a los túneles de acceso y casa de máquinas, para ello se harán las adecuaciones necesarias en los cruces de los túneles.

En la Figura 2.42 se presentan las etapas de excavación consideradas.

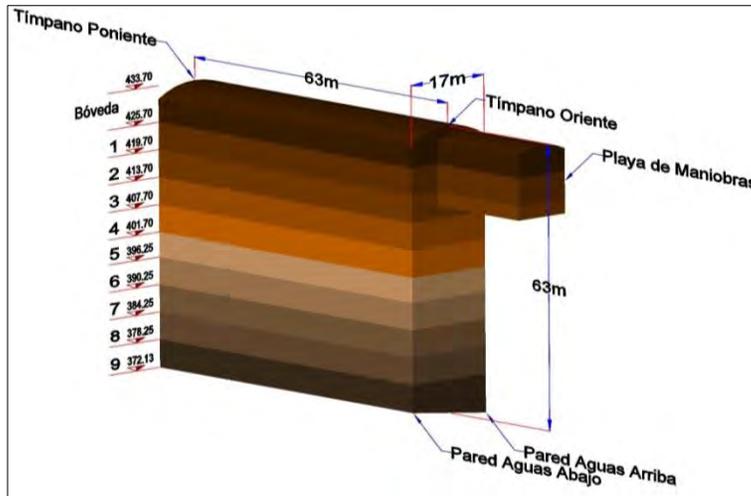


Figura 2.42.- Etapas de excavación de la galería de oscilación.

a) Etapas de excavación

i. Excavaciones en bóveda

La bóveda está comprimida entre las elevaciones 425,65 y la 419,65. Se excavará por el método de barrenación y voladura. Para la barrenación se utilizará un jumbo electrohidráulico de tres brazos. La excavación se hará en dos etapas, a lo largo de la caverna, excavando media sección a lo ancho y llenando un desfase entre ellas de 10 metros.

Conforme se vayan avanzando, los tratamientos a la roca se harán dentro del ciclo de excavación.

El material producto de la excavación se retirará utilizando un cargador frontal sobre neumáticos y camiones volteo con caja roquera (Figura 2.43).

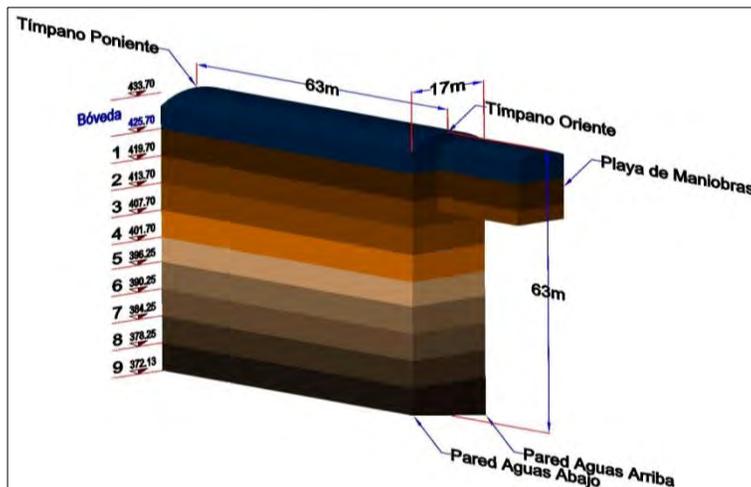


Figura 2.43.- Excavación de bóveda de la galería de oscilación.

ii. Primer banqueo

El primer banqueo se realizará a partir de la elevación 425,65 a la elevación 419,65. En esta etapa el rezagado será por el túnel de acceso a la galería de oscilación. Los avances de excavación serán de 5 m de longitud, la altura del banco para este caso será de 6,00 metros, el equipo para la barrenación será una perforadora hidráulica de un brazo (hidrotrack RANGER 500). Los tratamientos a la roca se llevarán atrás del ciclo de excavación y deberán estar concluidos antes de iniciar la excavación del segundo banqueo (Figura 2.44).

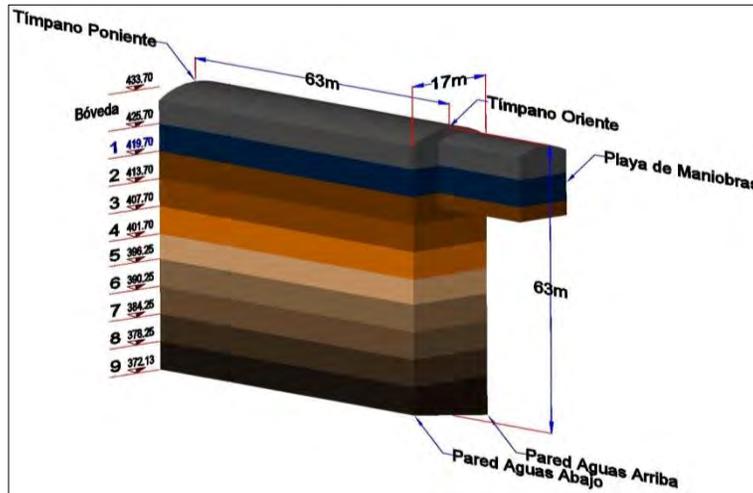


Figura 2.44.- Primer banqueo de la galería de oscilación.

iii. Segundo banqueo

Estará comprendido entre las elevaciones 419,65 y 413,65, en esta etapa el rezagado del material producto de la excavación será igual que en el primer banqueo se retirará por el túnel de acceso a la galería de oscilación. Los avances de excavación serán de 5,00 metros de longitud, la altura del banco para este caso será de 6,00 metros, el equipo para la barrenación será una perforadora hidráulica de un brazo (hidrotrack RANGER 500).

Para excavar esta rampa será necesario hacer una rampa de 4,5 metros de ancho y llegar a la elevación 413,65, de ahí se procede a ampliar el banqueo a todo lo ancho de la caverna, las paredes se precortarán con barrenación horizontal, utilizando jumbo electrohidráulico y/o perforadora hidráulica de un brazo (Figura 2.45).

i. Tercer banqueo

Estará comprendido entre las elevaciones 413,65 y 407,65, en esta etapa se continúa utilizando el túnel de acceso a la galería de oscilación y por medio de una rampa se retira el material producto de la excavación, adicionalmente se empleará un pozo auxiliar (lumbre de servicio) el cual se irá ampliando a una sección de 5,0 x 3,0 metros para terminar de retirar el material producto de la excavación.

De este banqueo se inicia a barrenar el precorte, este tendrá longitudes de 13,4 a 15,3 metros en la pared de aguas arriba y la de aguas abajo respectivamente, para ello se utilizará un Track Drill o un hidrotrack RANGER 500 o similar.

A partir de esta etapa se dejan cautivos el equipo de barrenación y un tractor el cual se utilizará para retirar el material producto de las voladuras por la lumbrera de servicio. El material desalojado a partir de esta etapa saldrá por el túnel de desfogue (Figura 2.46).

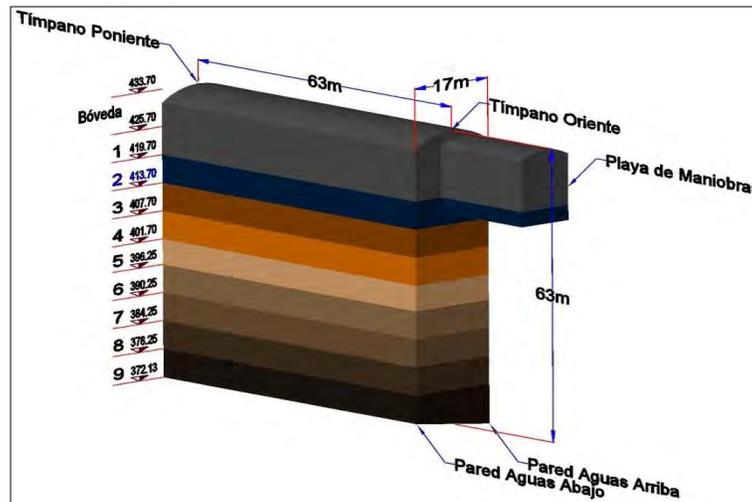


Figura 2.45.- Segundo banqueo de la galería de oscilación.

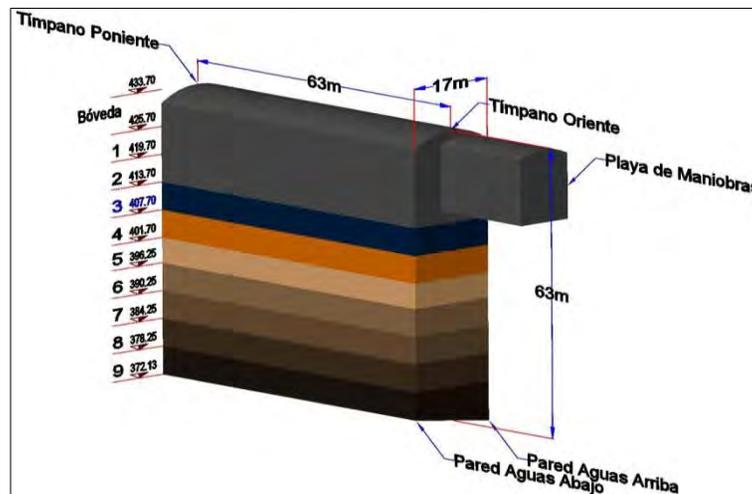


Figura 2.46.- Tercer banqueo de la galería de oscilación.

ii. Cuarto y quinto banqueo

Estará comprendido entre las elevaciones 407,65 y 401,65; y de la 401,65 a 396,20 respectivamente, el material producto de la excavación se continuará retirando por la lumbrera de servicio que comunica este banco con el túnel de desfogue, está se ampliará hasta tener un acceso franco al túnel de desfogue (Figura 2.47).

iii. Sexto y séptimo banqueo

Estos banqueos serán realizados desde el túnel de desfogue; la barrenación se realizará con hidro-track, la altura del banco será de 6,00 metros. De la misma manera que en las etapas anteriores, los tratamientos a la roca se ejecutarán conforme vaya avanzando la excavación (Figura 2.48).

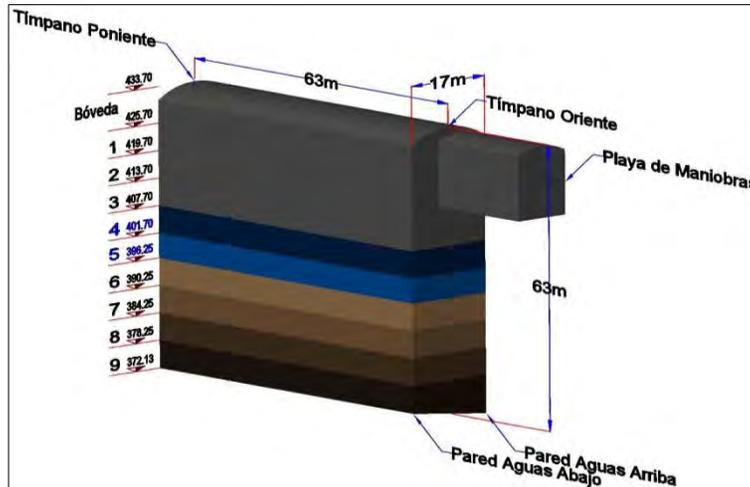


Figura 2.47.- Cuarto y quinto banqueo de la galería de oscilación.

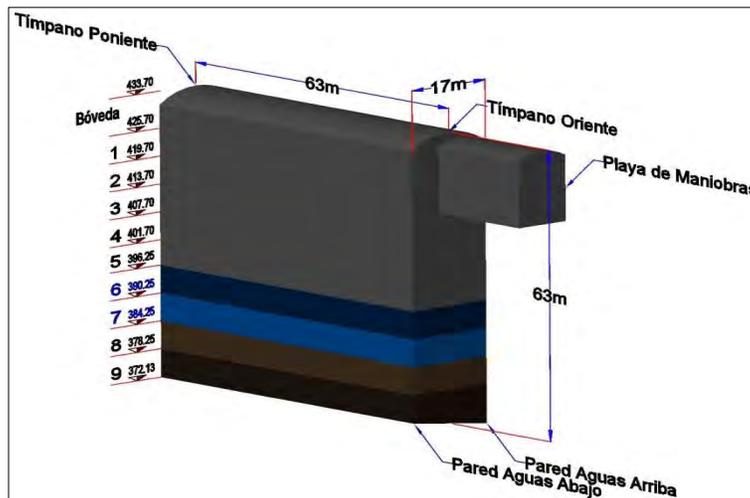


Figura 2.48.- Sexto y séptimo banqueo de la galería de oscilación.

iv. Octavo y noveno banqueo

Para el octavo y noveno banqueo la excavación se realizará de la misma manera que los anteriores, tomando en cuenta que conforme se vaya llegando al piso definitivo se irá conformando la rampa definitiva del desfogue hasta los túneles de aspiración (Figura 2.49).

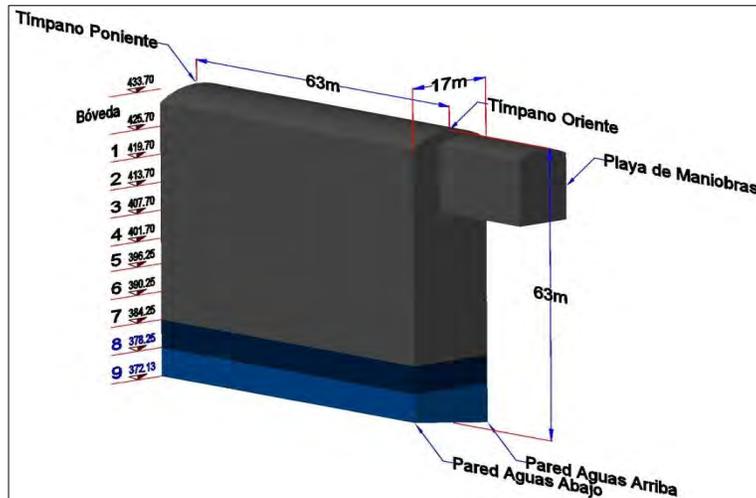


Figura 2.49.- Octavo y noveno banqueo de la galería de oscilación.

b) Soporte

En la galería de oscilación se colocará anclaje de fricción, con las características que se indican a continuación:

Anclas de 38,1 mm de diámetro de 6 y 9, 12,15 y 18 metros de longitud en la bóveda y paredes.

Anclas de 25,4 mm de diámetro de 3, 6 y 9 metros de longitud en las paredes, las anclas tendrán una placa metálica de apoyo

Se colocará concreto lanzado con fibra metálica de 15 centímetros de espesor y un lienzo de malla electrosoldada, si así lo estableciera el diseño de detalle.

Si durante el proceso de excavación se presentará algún caído, se retirará dicho material y se procederá a restituir la geometría de la excavación conforme al proyecto mediante concreto lanzado o hidráulico, dependiendo de la magnitud del caído y lo indicado por la CFE.

En la bóveda de la galería de oscilación se perforarán barrenos para drenaje de 76,20 mm de diámetro, de 3 metros de longitud.”

En la realidad, las excavaciones de las cavernas de casa de máquinas y galería de oscilación se llevaron a cabo en apego a los procedimientos antes descritos, sin embargo, se hicieron algunas modificaciones por condiciones geológicas diferentes a las previstas, mismas que se exponen en el inciso siguiente.

2.3.1.2 PROCESO CONSTRUCTIVO REAL DE EXCAVACIÓN

1) CASA DE MÁQUINAS

La excavación de la caverna de casa de máquinas se realizó en diferentes etapas, con perforación y uso de explosivos, desde la bóveda hasta los fosos de generación. Para garantizar la excavación y el rezagado del material de la caverna se construyeron tres túneles de acceso con diferentes funciones dependiendo del avance de la obra.

El primer túnel en construirse fue el túnel de acceso principal, del cual se bifurca un túnel auxiliar de sección portal 7,0 x 8,0 m, que comunicó por el tímpano oriente de la caverna, a la elevación 407,5 msnm, y sirvió para excavar la bóveda, el segundo túnel se construyó para tener acceso por la pared de aguas arriba, en la playa de montaje, a la cota 392,95 msnm, el cual forma parte de las obras definitivas. El último túnel en excavar y en comunicar la casa de máquinas fue el túnel de construcción periférico que llega por el tímpano poniente a la elevación 372,05 msnm, y sirvió para retirar parte del material producto de la excavación de los niveles inferiores de la caverna de casa de máquinas.

Una vez construido el primer túnel de acceso inició la excavación de la bóveda en tres etapas; primero se construyó un túnel piloto de sección 7,0 x 8,0 m, posteriormente se desbordaron los pilares laterales, con un desfase entre 6,0 y 10,0 m, dependiendo de las condiciones que presentaba el terreno.

Concluida la excavación de la bóveda, se inició la excavación de la caverna, en cinco banqueos generales, de entre 5 y 8 m de altura, considerados desde la elevación 405,5 msnm hasta la elevación 377,0 y posteriormente se excavaron los fosos de generación entre las elevaciones 377,0 y 363,5 msnm.

En la Tabla 2.12 se dan a conocer los datos de cada banqueo, incluyendo la bóveda, y su distribución se muestra en el esquema de la Figura 2.50.

EXCAVACIÓN	INTERVALO DE ELEVACIONES (m.s.n.m)
Bóveda	413,50 – 405,50
Primer banqueo	405,50 – 399,00
Segundo banqueo	399,00 – 392,95
Tercer banqueo	392,95 – 387,00
Cuarto banqueo	387,00 – 382,00
Quinto banqueo	382,00 – 377,00
Fosos de turbinas	377,00 – 363,60

Tabla 2.12.- Secuencia real de excavación de la caverna de casa de máquinas.

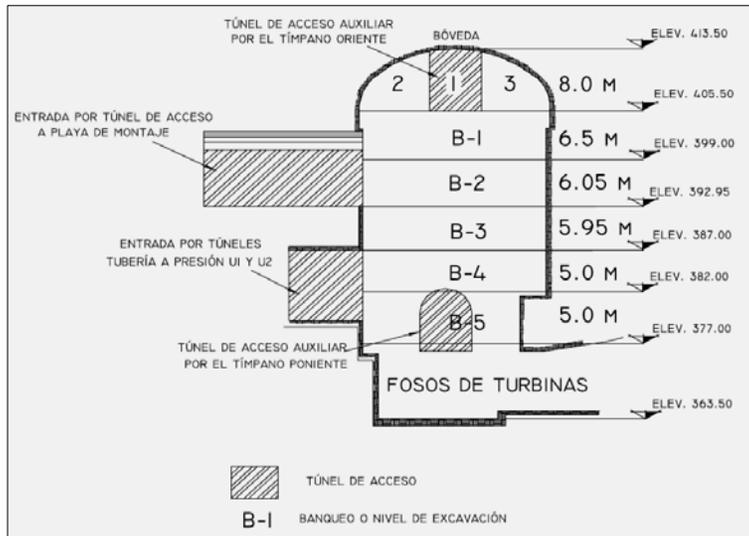


Figura 2.50.- Corte transversal que muestra los niveles de excavación real en la caverna de casa de máquinas y los túneles de acceso.

La barrenación para la excavación se realizó de manera horizontal en la bóveda y en el perfilamiento de las paredes en los diferentes banqueos, mientras que en los pisos se hizo de forma vertical, mediante un precorte en todo el perímetro de la casa de máquinas, con la finalidad de reducir al máximo los daños a la roca de las paredes.

El material producto de la excavación se extrajo por los diferentes accesos, de acuerdo con el avance, construyendo rampas que permitieran el tránsito de los equipos y vehículos de carga, tal y como se muestra en la Figura 2.51; la pendiente de las rampas entre los niveles de excavación se diseñó de tal manera que los camiones pudieran salir cargados sin ningún problema.

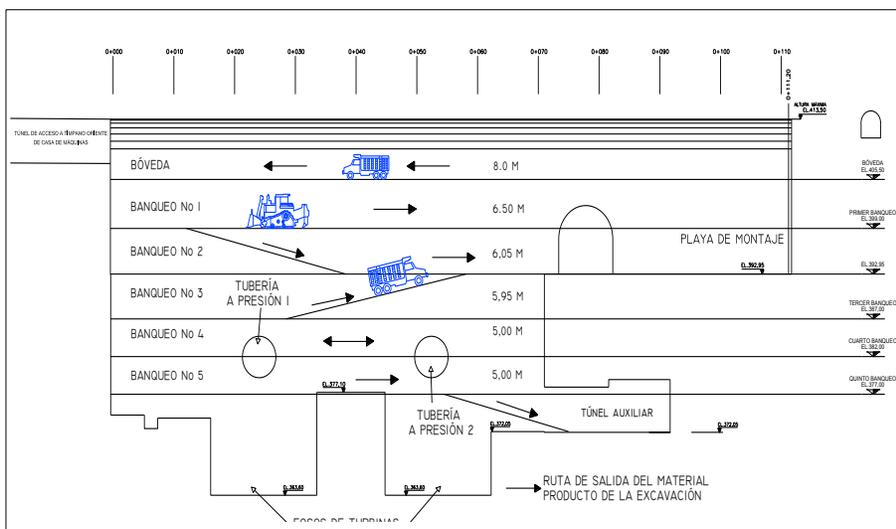


Figura 2.51.- Niveles de excavación de la caverna de casa de máquinas y rampas para el desalojo del material.

El equipo utilizado en todo el proceso de excavación de la caverna fue un jumbo electrohídrico de 3 brazos e hidrotracks ranger 500 (Figura 2.52 y Figura 2.53); así mismo, para el retiro de material producto de la excavación se utilizaron un cargador frontal CAT 966, una retroexcavadora y camiones de volteo de 14 m³ (Figura 2.54).



Figura 2.52.- Equipo utilizado en el proceso de excavación de banquetes y fosos de turbina.

En cada una de las etapas de excavación, se habilitó un cárcamo de bombeo a donde se canalizaron las filtraciones naturales que se presentaron a través del macizo rocoso, así como las generadas durante el proceso de barrenación para la excavación.



Figura 2.53.- Equipo utilizado en el proceso de excavación de banquetes y fosos de turbina.



Figura 2.54.- Equipo y maniobras en el proceso de retiro del material producto de la excavación en la caverna de casa de máquinas.

Los volúmenes de material producto de la excavación de la casa de máquinas se muestran en la Tabla 2.13.

ZONA DE EXCAVACIÓN	ELEVACIONES	VOLUMEN m ³
Bóveda	413,50 – 405,50	17,247
1er Banqueo	405,50 – 399,00	15,948
2do Banqueo	399,00 – 392,95	14,844
3er Banqueo	392,95 – 387,00	9,362
4to Banqueo	387,00 – 382,00	7,867
5to Banqueo	382,00 - 377,00	7,867
Fosos de turbinas	377,00-363,60	13,828
VOLUMEN TOTAL DE LA CAVERNA DE CASA DE MÁQUINAS		86,963
Tabla 2.13.- Volúmenes de material producto de la excavación de casa de máquinas.		

2) GALERIA DE OSCILACIÓN

La excavación de la caverna de la galería de oscilación se realizó con perforación y uso de explosivos con cargas controladas en diferentes etapas, primero se construyó el túnel auxiliar de acceso a la bóveda de galería de oscilación, de 115,96 m de longitud a partir del túnel de acceso principal, continuando con la excavación de la bóveda a media

sección, ampliando posteriormente a sección completa, con un desfase entre 10 y 15 m.

Concluida la bóveda se inicio con la excavación de 5 banquetes entre 6,0 y 9,0 m de altura, desde la cota 424,5 hasta la 371,0 m (Figura 2.55).

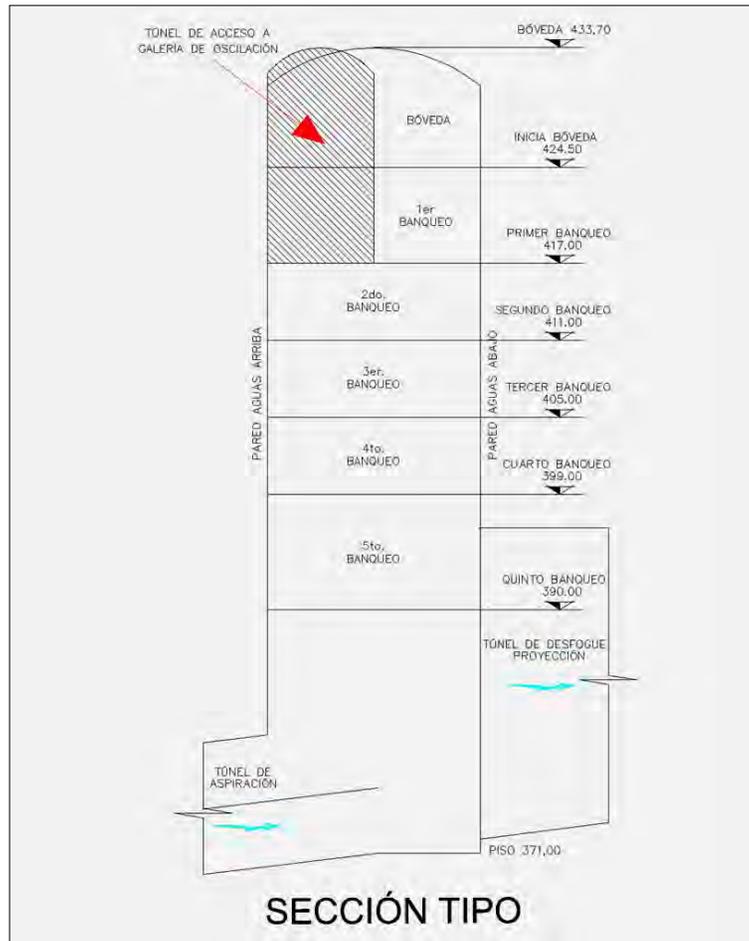


Figura 2.55.- Etapas de excavación de la galería de oscilación.

La barrenación para la excavación se realizó de manera horizontal en la bóveda, mientras que en los pisos se hizo de forma vertical, mediante un precorte en todo el perímetro de la galería, con la finalidad de no dañar la roca de las paredes y el perfilamiento de las mismas se realizó con una retroexcavadora CAT a la cual se le adaptaba una pica precursora en los diferentes banquetes (Figura 2.56).

El equipo utilizado en todo el proceso de excavación de la caverna fue un jumbo electrohidráulico de 3 brazos y dos hidrotrack ranger 500; así mismo, para el retiro del material producto de la excavación, se utilizaron un cargador frontal CAT 966 (Figura 2.57), una retroexcavadora y camiones de volteo de 14 m³.



Figura 2.56.- Retroexcavadora utilizada en el proceso de perfilamiento de las paredes en la caverna de la galería de oscilación.



Figura 2.57.- Cargador frontal CAT 966, utilizado en el proceso de retiro de material para la construcción de la bóveda de la galería de oscilación.

Los volúmenes de excavación de la galería de oscilación se muestran en la Tabla 2.14.

En la Figura 2.58 se muestra esquemáticamente las fases de excavación antes descritas para la casa de máquinas y las correspondientes a la galería de oscilación que por algunos momentos se excavaron de manera simultánea.

ZONA DE EXCAVACIÓN	ELEVACIONES	VOLUMEN m ³
Bóveda	433,70 – 424,50	8,410.39
Primer banqueo	424,50 – 417,00	7,500
Segundo banqueo	417,00 – 411,00	6,000
Tercer banqueo	411,00 – 405,00	6,000
Cuarto banqueo	405,00 – 399,00	6,000
Quinto banqueo	399,00 – 390,00	9,000
Excavación complementaria	390,00 – 371,00	19,267.85
VOLUMEN TOTAL		62,178.25

Tabla 2.14.- Volúmenes de material producto de la excavación de la galería de oscilación.

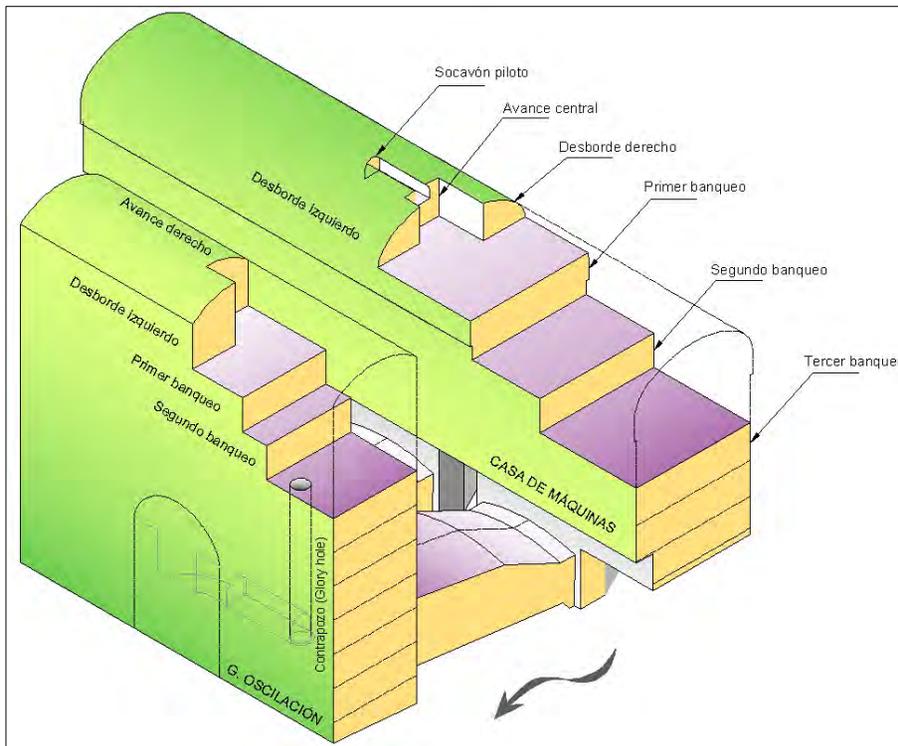


Figura 2.58.- Fases de excavación del conjunto de cavernas CM y GO.

2.3.2 CONDICIONES GEOLÓGICAS GENERALES EN LA ZONA DE LAS CAVERNAS

Como se tenía previsto en la etapa de estudios, se determinó que en la margen derecha, donde se ubicarían las cavernas de casa de máquinas y galería de oscilación, se tiene la presencia de Toba lítica (Tmtl), Riodacita fluidal (Tmird) y Dacita porfídica (Tmid); de la más antigua a la más reciente respectivamente. El macizo rocoso ha sido afectado por fallas geológicas relevantes y cuerpos intrusivos de composición andesítica (Tda) o diabásica (Qdd). Las estructuras geológicas presentes pueden agruparse en los cuatro sistemas preferenciales, cuyas actitudes son mostradas en la Figura 2.16.

Cerca de la proyección del tímpano oriente de la casa de máquinas se identificó la presencia de una falla denominada Crucero-Pitayo, la cual está representada por un material brechado con arcilla de 3 a 4m de espesor, que contiene estrías en el plano de falla y una película arcillosa de 1 a 5mm de espesor.

La falla Crucero-Pitayo y su familia de discontinuidades son responsables del alto fracturamiento que incide en forma oblicua a los ejes longitudinales de las cavernas y fueron determinantes para la posición final de las excavaciones de las cavernas. En la Figura 2.59 se muestran las fallas geológicas que afectan la obra de generación.

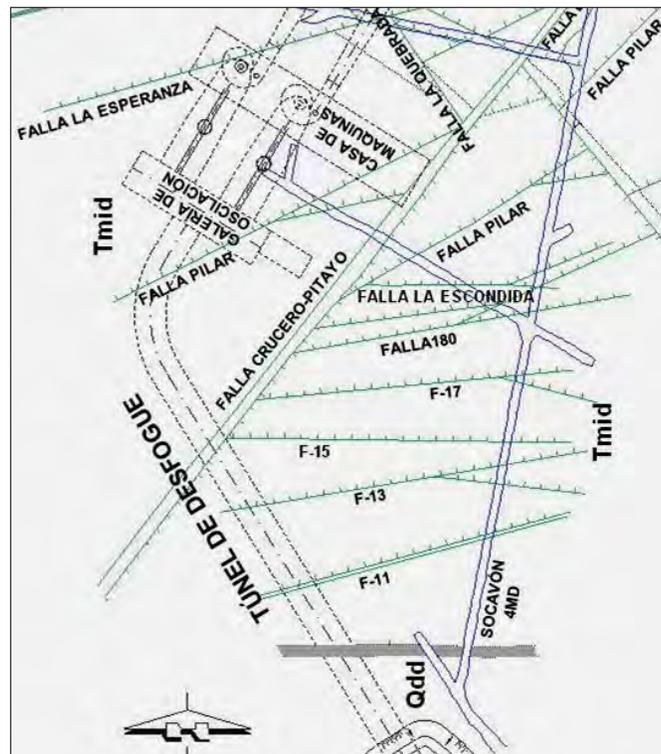


Figura 2.59.- Principales fallas que afectan las obras de generación.

Durante la etapa de construcción se continuaron los levantamientos geológicos para confirmar el modelo geológico estructural previsto. La excavación de un túnel piloto a lo largo de la caverna de casa de máquinas permitió confirmar que la falla Crucero-Pitayo se localizaba muy cercana a la excavación y en conjunto con la falla Pilar ponían en riesgo por inestabilidad a la playa de montaje. En la Figura 2.60 se muestra una planta geológica con las excavaciones subterráneas que conforman la obra de generación y en la Figura 2.61 se presenta la sección geológica por el eje de las obras de generación.

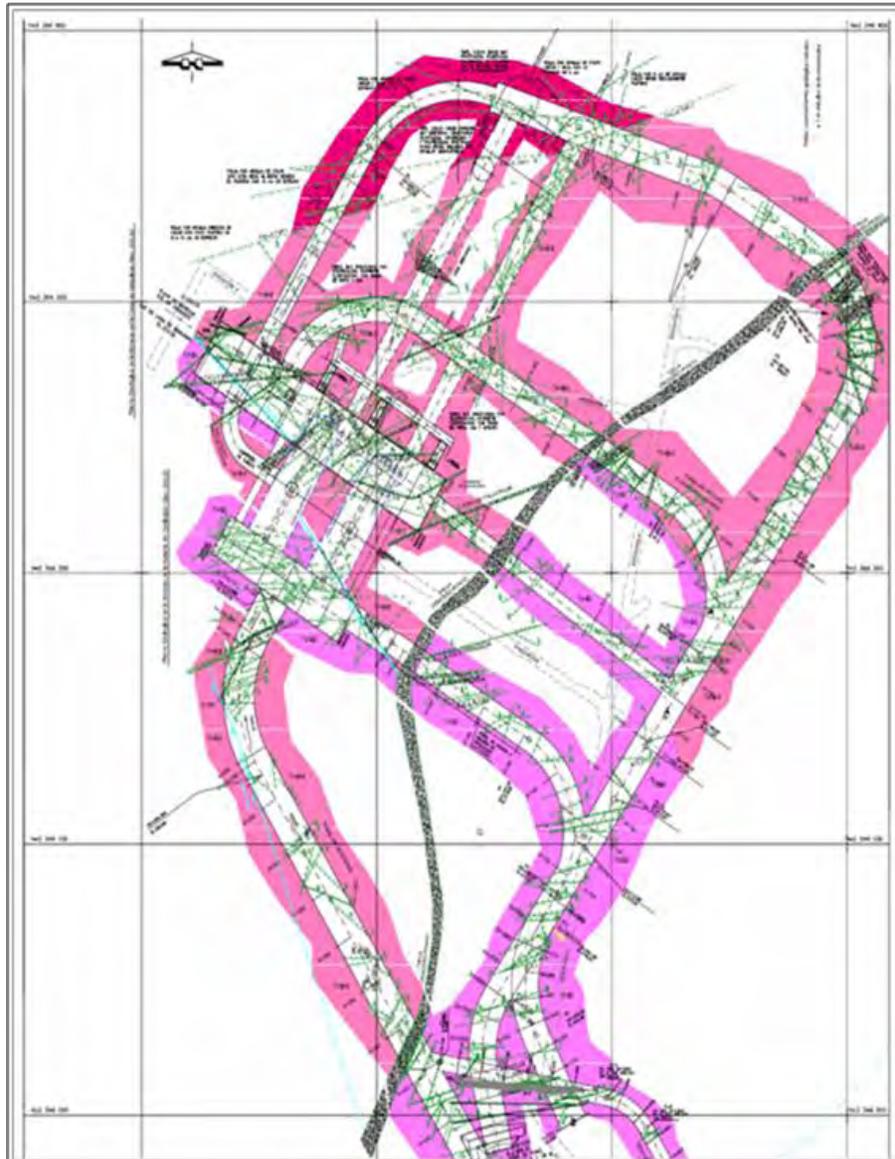


Figura 2.60.- Planta geológica de las obras subterráneas de generación (proyección a un metro del piso de cada obra).

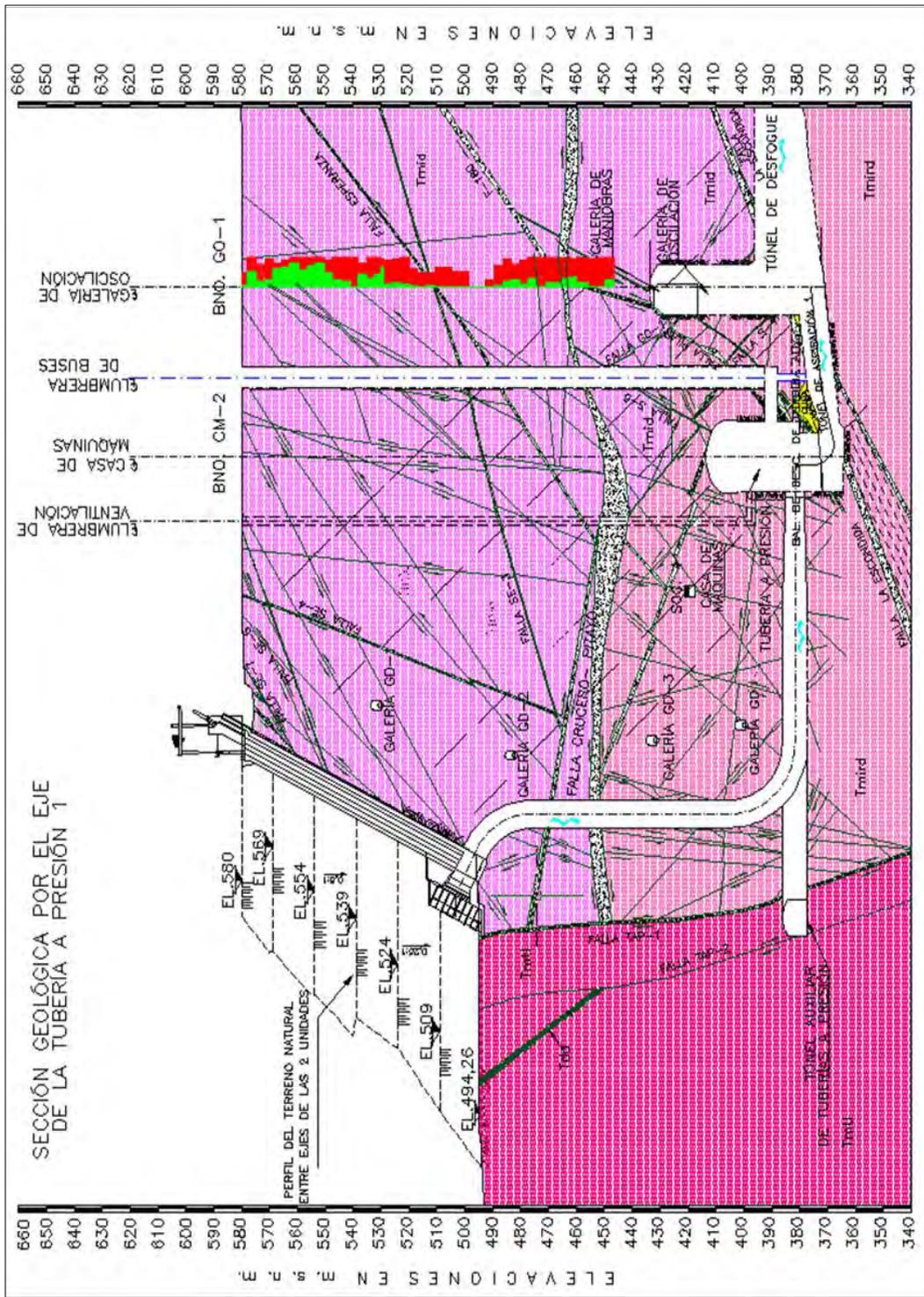


Figura 2.61.- Sección por el eje de la tubería a presión No. 1.

La mayor parte de la casa de máquinas se excavó en ignimbrita riodacítica fluidal (Tmird) de regular a mala calidad debido al efecto de fallas geológicas del sistema Pilar (Figura 2.62). Estas discontinuidades presentan superficies rugosas con alabeos marcados en su

trayectoria y definen bloques tabulares y cuñas. En el tímpano poniente se encontró un dique diabásico (Qdd) fácilmente alterable al contacto con la intemperie).

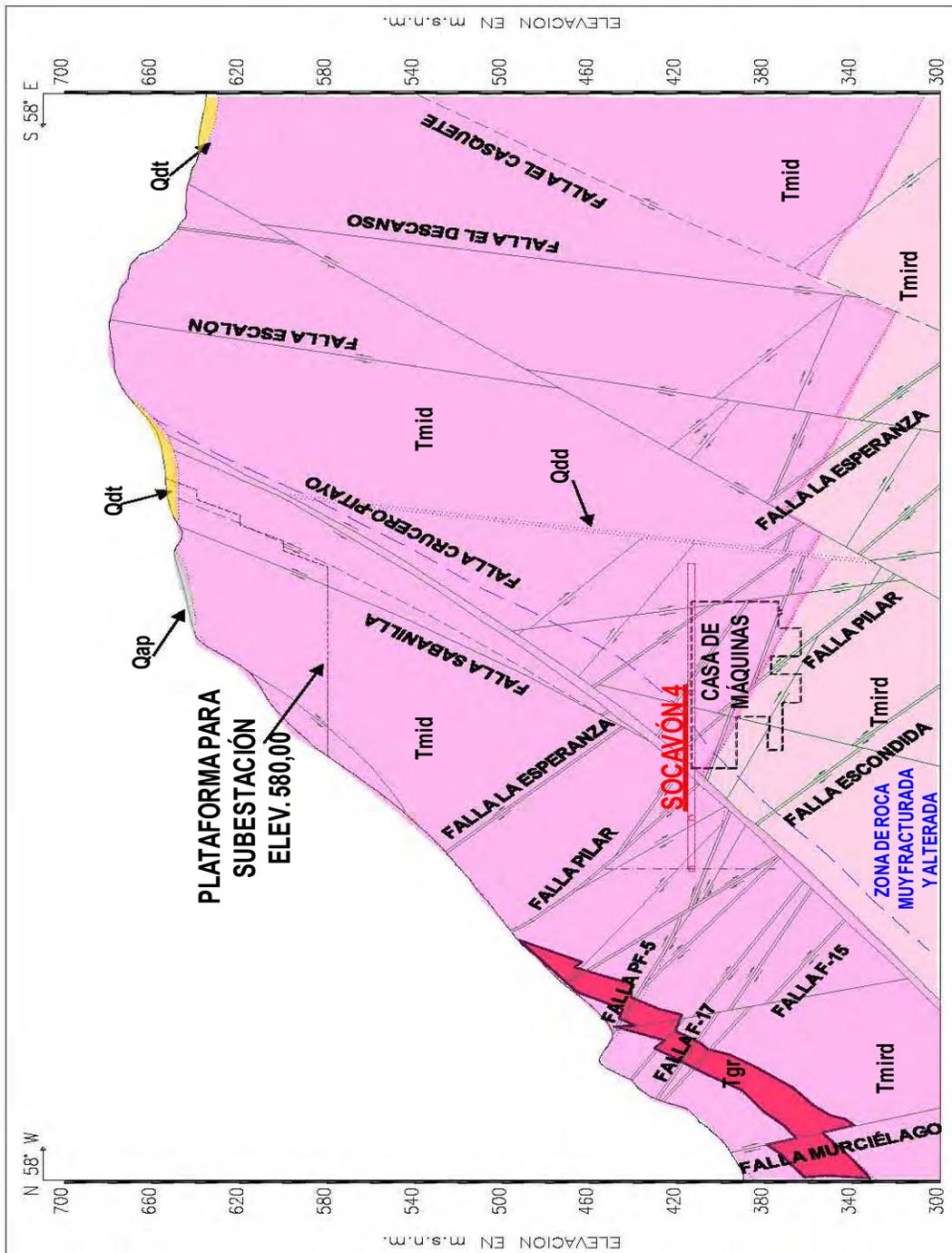


Figura 2.62.- Sección por el eje mayor de casa de máquinas.

En general, para la GO se excavó un macizo rocoso de regular a mala calidad. Las fallas Crucero-Pitayo y Pilar afectan su bóveda y tímpano oriente, forman una cuña de manera similar a la de la casa de máquinas, sólo que de menores dimensiones y sin consecuencias en la estabilidad de la excavación. La falla La Escondida afecta la parte baja de la GO en el tímpano oriente, por su trayectoria afecta el pilar central de roca entre los túneles de aspiración, con un espesor de 3 m de roca cizallada, brechada y con presencia de arcilla.

Las características de las principales fallas del macizo rocoso que rigieron el comportamiento de las excavaciones de las cavernas se describen en la Tabla 2.15 y Tabla 2.16.

DISCONTINUIDAD	RUMBO Y ECHADO	ESPESOR (m)	CARACTERÍSTICAS
PILAR	N 72° E / 53° NW	0.80	Zona de cizalla con arcilla entre las juntas, con espesores de 2 cm.
LA ESCONDIDA	N 72-82° E / 26-35° NW	1.00 a 3.00	Zona cizallamiento denso de 1.00 a 3.00 metros de espesor, se presenta una arcilla de color gris con espesores que varían de 10 a 80 cm al alto y 40 cm en el bajo de la falla.
S – 4	N 40-47° W / 41-52° SW	0.18	Brecha, en el plano de falla arcilla de color gris verdoso de 1 a 5 cm
GO-1	N 33-55° W / 41-53° SW	0.40 - 1.00 m	Arcilla de color gris, arenosa simplástica con un espesor de 2 a 10 cm

Tabla 2.15- Fallas que afectan en la galería de oscilación.

DISCONTINUIDAD	RUMBO Y ECHADO	ESPESOR (m)	RELLENO	OBRA AFECTADA
FALLA CRUCERO-PITAYO	N 26-54° E / 28-58° SE	3,00 – 6,50	Roca brechada con abundante arcilla plástica de color gris verdoso	Tímpano oriente de casa de máquinas
FALLA PILAR (ZONA DE FALLA)	N 62-72° E / 28-53° NW	3,00 – 5,00	Zona de cizalla y roca brechada con abundante arcilla plástica	Afecta al túnel principal a casa de máquinas, al tímpano oriente de casa de máquinas, pared de aguas abajo y foso de la unidad 1.
FALLA S1	N 59-69° E / 54° NW	0,20 – 1,50	Roca brechada y oxidada con abundante arcilla plástica de color gris	Casa de máquinas pared aguas abajo y aguas arriba, galería a lumbreras de ventilación.
FALLA S2	N 42° W / 32° NE	1,00	Roca brechada y oxidada con abundante arcilla plástica de color gris	Casa de máquinas pared aguas abajo y aguas arriba, galería a lumbreras de ventilación.
FALLA S3	N 59-67° E / 47-79° NW	0,20 – 3,00	Roca brechada y oxidada con abundante arcilla plástica de color gris	Casa de máquinas pared aguas abajo y aguas arriba, galería a lumbreras de ventilación.
FALLA S-4	N 47° W / 41° SW	0,20 – 1,20	Arcilla plástica de color gris oscuro	Casa de máquina, playa de montaje, tímpano poniente.
FALLA LA ESPERANZA (S5)	N 69-86° E / 40-70° NW	0,70	Roca brechada y oxidada con abundante arcilla plástica de color gris	Casa de máquinas, playa de montaje, tímpano poniente.
FALLA S6	N 65° E / 68° NW N 75° W / 42° NE	0,80	Roca brechada con arcilla	Casa de máquinas pared aguas abajo y aguas arriba, tímpano oriente, galería a lumbreras de ventilación, tubería a presión 1 y foso de la unidad 2.
FALLA CM-1	E – W / 49° N	0,50 – 0,80	Roca brechada y oxidada con abundante arcilla plástica de color gris	La pared aguas arriba de la casa de máquinas.
FALLA LA ESCONDIDA	N 68-87° E / 50-65° NW E – W / 65° N	1,50 – 5,00	Zona de cizalla y roca brechada con abundante arcilla plástica	Casa de máquinas pared aguas abajo, foso de la unidad 1 y tímpano oriente.

Tabla 2.16.- Fallas que afectan en la casa de máquinas.

2.3.3 PRINCIPALES INCIDENCIAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS EN LA EXCAVACION

La información contenida en este inciso fue extraída de los informes, documentos y notas de obra emitidas por el grupo de geología y mecánica de rocas de la Comisión Federal de Electricidad, quienes realizaron la supervisión técnica de la construcción del P. H. La Yesca.

2.3.3.1 CASA DE MÁQUINAS

A) MODIFICACIÓN DE LA PLAYA DE MONTAJE

a. Problemática geológica

El túnel piloto a lo largo del eje de de la casa de máquinas se realizó aprovechando como acceso el socavón de exploración geológica 4 MD que se excavó a nivel de la bóveda en la elevación 413,5 msnm, del cual se desprendió un ramal a partir del cadenamiento 0+047,5 y se proyectó en dirección de la casa de máquinas.

Con esta exploración se identificó la presencia de las fallas Crucero-Pitayo y Pilar, de orientación general NE 25° SW / 40° SE y NE 75° SW / 66° NW, respectivamente. Se encontró que la falla Crucero-Pitayo afectaría el límite oriente de la casa de máquinas, al tenerse un espesor de afectación de 5 a 6 m, constituido por un material triturado y con presencia de arcilla color gris claro en la zona del plano de falla (hasta de un metro de espesor); mientras que la falla Pilar estaba representada por un sistema de fallas paralelas identificadas hasta el cadenamiento 0+032,0 del socavón exploratorio.

La proyección geométrica y estereográfica de estas estructuras permitió determinar la formación de una cuña de por lo menos 10 m de altura sobre la bóveda de la caverna en el sector de la playa de montaje (Figura 2.64), que aunado a la mala calidad del macizo rocoso por tenerse zonas de roca muy alteradas y la presencia de arcilla, era evidente que se podía comprometer la estabilidad de la excavación al excavarse en todo su ancho. Por lo anterior, se decidió prolongar la excavación del túnel piloto unos 40 metros más allá del límite del paño del tímpano poniente, con el propósito de indagar las condiciones geológicas en esa zona para tomar la decisión de reubicar la playa de montaje.

Esta exploración confirmó que la falla Crucero-Pitayo era la estructura que pone en contacto lateral a las rocas de las unidades riodacítica fluidal (Tmrid) y la dacita porfídica (Tmid), por lo que desde el cadenamiento 0+048,00 del socavón exploratorio y hasta el cadenamiento 0+139,0 se encuentra la riodacita fluidal (Figura 2.65). Entre los cadenamientos 0+048,0 y 0+090,0, que corresponden al bloque alto de la falla Pilar, se encontró que la masa rocosa mejora de calidad, aunque es notoria la persistencia de un fracturamiento que forma bloques, asociado a fallas secundarias de este mismo sistema Pilares, conjugadas con otras fracturas de orientaciones variables (N 07° W / 50° NE; 2. N 80° E / 61° NW y 3. N 10° E / 72° SE), la zona se caracteriza por tener material brechado y con alteración argilítica.

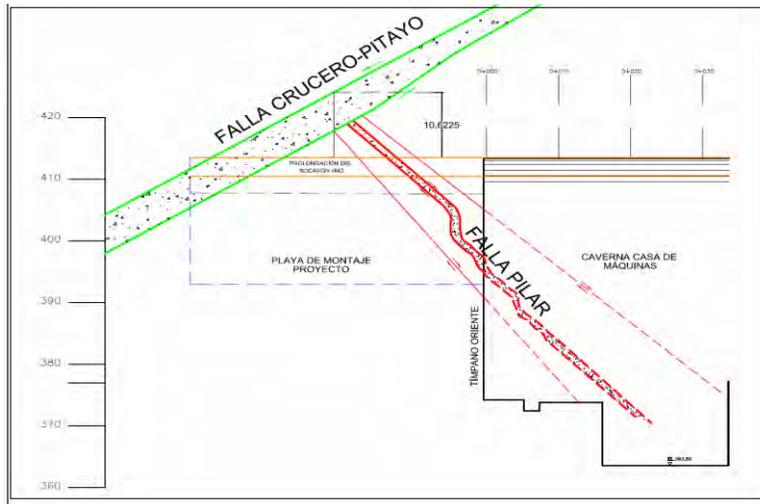


Figura 2.64.- Sección longitudinal por el eje de casa de máquinas en la zona de la playa de montaje.

A partir del cadenamiento 0+090,00 y hasta el final de la excavación en el cadenamiento 0+139,00 se presenta nuevamente roca fracturada en bloques, relativamente sana, afectada por los sistemas de fracturas siguientes: $N 84^\circ W / 82^\circ SW$; $N 22^\circ W / 31^\circ NE$ y $N 64^\circ W / 38^\circ NE$ y por sistemas de fallas asociados a una estructura importante denominada falla S-4, la cual se ubica en el cadenamiento 0+119,00 y presenta una actitud semiparalela a la seudoestratificación; esta falla se caracteriza por tener una zona de 1,30 a 1,50 m de espesor de roca lajeada (en capas de 5 a 15 cm) y un plano de falla de 2 a 10 cm de arcilla color gris oscuro; su orientación y buzamiento es $N 47^\circ W / 50^\circ SW$.

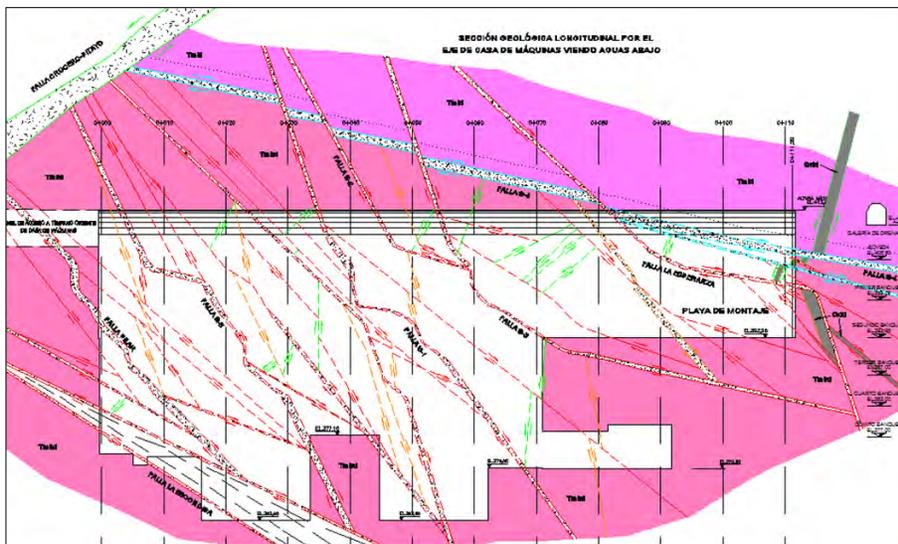


Figura 2.65.- Sección geológica por el eje de casa de máquinas.

Cabe destacar que en los mapeos de la etapa de estudios, la estructura S-4 no fue identificada, por lo que revistió importancia en la revisión de la estabilidad de las excavaciones como más adelante se describe.

b. Solución geotécnica

Con base en las condiciones geológicas encontradas, se decidió lo siguiente:

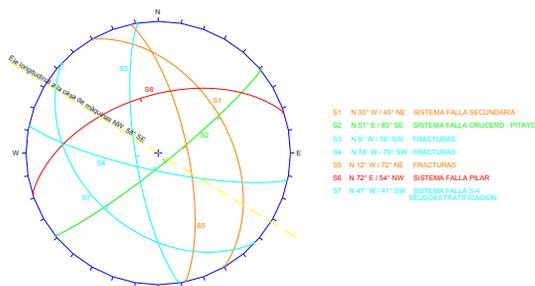
- Realizar el cambio de la playa de montaje, del extremo oriente al poniente, lo cual representó el primer cambio al arreglo original de obras. Las condiciones del sector poniente, a pesar de la presencia de la falla S-4, ofrecía mejores condiciones de estabilidad en la bóveda que las del extremo donde incidía la falla Crucero-Pitayo, que al combinarse con la falla Pilares formarían una zona de inestabilidad importante (cuñas grandes y zonas de deformaciones importantes).
- Se decidió mantener el procedimiento de excavación de la bóveda en las tres fases establecidas (fase I excavación central, fase II aguas abajo y fase III aguas arriba), por lo que se procedió a ampliar la sección del túnel piloto (fase I) y luego a realizar los desbordes laterales (II y III), siempre llevando los frentes en avances diferentes.
- Durante la ampliación del túnel piloto, la presencia de la falla S-4 y un sistema de fracturamiento sub-horizontal provocaron sobre-excavaciones, por lo que se recomendó colocar anclaje adicional en las zonas sobre-excavadas para limitar la relajación de la masa rocosa.
- Se propusieron los primeros tres extensómetros para el monitoreo de las deformaciones de la bóveda.

B) PROFUNDIZACIÓN DEL SISTEMA DE ANCLAJE EN BÓVEDA EN LA NUEVA ZONA DE LA PLAYA DE MONTAJE

a. Problemática geológica

Con base en los resultados del túnel piloto, se revisaron los sistemas de fracturamiento presentes y se realizaron los análisis estereográficos correspondientes.

El análisis estereográfico se elaboró con la recolección de 345 datos estructurales, con los cuales se obtuvieron los sistemas de mayor persistencia y relevancia en la estabilidad y se identificaron las cuñas potencialmente inestables (Figura 2.66).



S7 N 47° W

Figura 2.66.- Representación estereográfica en la bóveda de la casa de máquinas.

En la Figura 2.67 se muestran las cuñas típicas que se forman en la bóveda por la conjugación de las discontinuidades.

Del cadenamiento 0+091 al 0+111,6 destaca la formación de una cuña potencial que deslizaría a través de los sistemas de fracturas y fallas del tipo Pilar y que estaría limitada en su parte superior por los sistemas asociados a la falla S-4 (Figura 2.68).

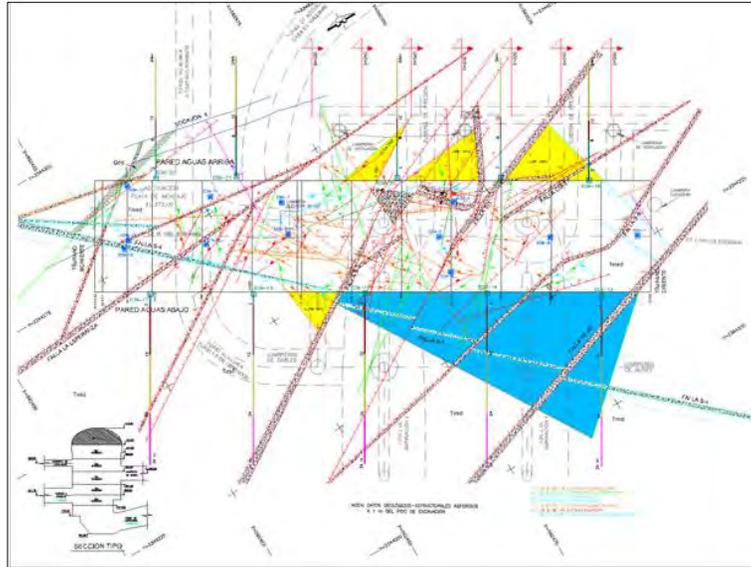


Figura 2.67.- Representación de los bloques potenciales en la bóveda de la casa de máquinas.

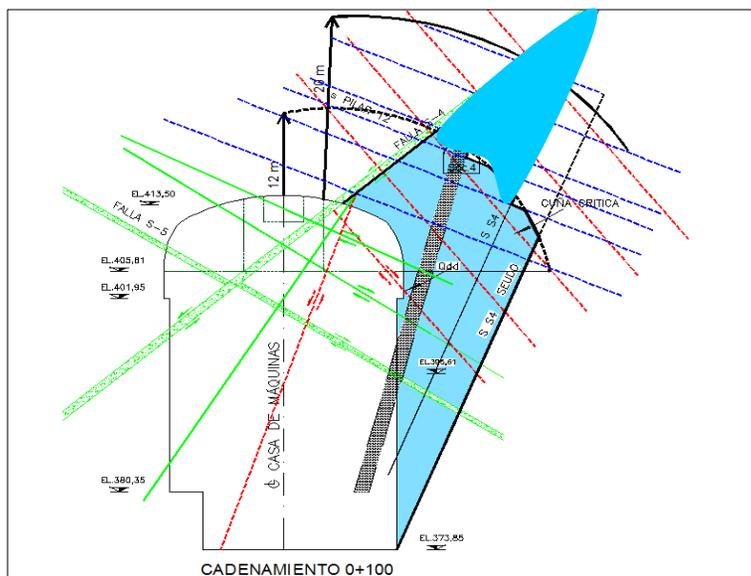


Figura 2.68.- Cuña máxima en zona de playa de montaje.

b. Solución geotécnica

Con los sistemas de discontinuidades identificados por geología, se verificó el diseño original de soporte para toda la bóveda, mediante análisis de cuñas por el método de equilibrio límite, tomando los mismos criterios de diseño empleados en la etapa de estudios.

En general, el sistema de soporte de diseño, conformado por anclas de fricción de 38,1 mm de diámetro, $f_y = 420$ MPa, de 12 m de longitud y con patrón de 1,8 x 1,8 m, en arreglo en tres bolillo, que transmite una presión de soporte de 1,2 kg/cm² resultó suficiente para garantizar la estabilidad de las cuñas presentes; sin embargo, desde el cadenamiento 0+091 y hasta el 0+111,6 las cuñas potenciales presentaban un ápice mayor a la longitud del anclaje de diseño (Figura 2.68).

Las acciones implementadas fueron las siguientes:

- Cambio en la longitud de anclaje, de los 12 m a los 20 m en toda la zona comprendida entre las estaciones 0+091 y hasta el 0+111,6 en la sección de excavación de aguas arriba (fase III), con el mismo patrón de instalación de 1,8 m (Figura 2.68). Debido a que por el proceso de excavación de los banqueos no sería posible regresar posteriormente a reforzar una zona dada, era imperante asegurarse de dejar en condiciones estable la bóveda de la excavación en sus 22 m de ancho y 100 m de longitud. Para verificar lo anterior, constantemente se revisaban las mediciones de los extensómetros.
- Se solicitó la instalación inmediata de las placas de acero de reparto de todas las anclas instaladas en la sección de excavación de aguas arriba (fase III), desde el cadenamiento 0+065 y hasta la traza en la bóveda de la falla S-4, con el objeto de proveer un sistema de soporte uniforme con la integración del concreto lanzado que se colocaba inmediatamente después de efectuarse la voladura. En la sección de aguas arriba (fase de excavación II) ya se había hecho esta recomendación. En estos momentos no se había colocado la malla de acero de diseño que serviría para ligarse a las placas del anclaje, el concreto lanzado solo estaba reforzado con fibras metálicas y tenía un espesor de al menos 5 cm.
- Instalación de cuatro extensómetros de barras múltiples (ECM-7, ECM-8, ECM-9 y ECM-10) para evaluar el comportamiento de las cuñas potenciales después de haber sido ancladas (Figura 2.69).

C) SISTEMA DE DRENAJE ADICIONAL A TRAVÉS DEL SOCAVÓN 04 MD Y DE LA GALERÍA GD-1

a. Problemática geológica

En la porción poniente de la casa de máquinas desde que se realizó el túnel piloto se identificaron filtraciones de agua a través de los sistemas de fracturamiento y de las fallas (principalmente la Crucero Pitayo y la Sabanillas). Según un estudio geohidrológico realizado en 2010 por el Departamento de Geohidrología de CFE (Gama, F. et al, 2010),

la mayor parte de las filtraciones presentes provienen del agua del río Santiago que es empleada en los procesos constructivos de la Obra, y en un mínimo porcentaje provienen de la montaña, lo que es reflejo de la baja permeabilidad del medio rocoso.

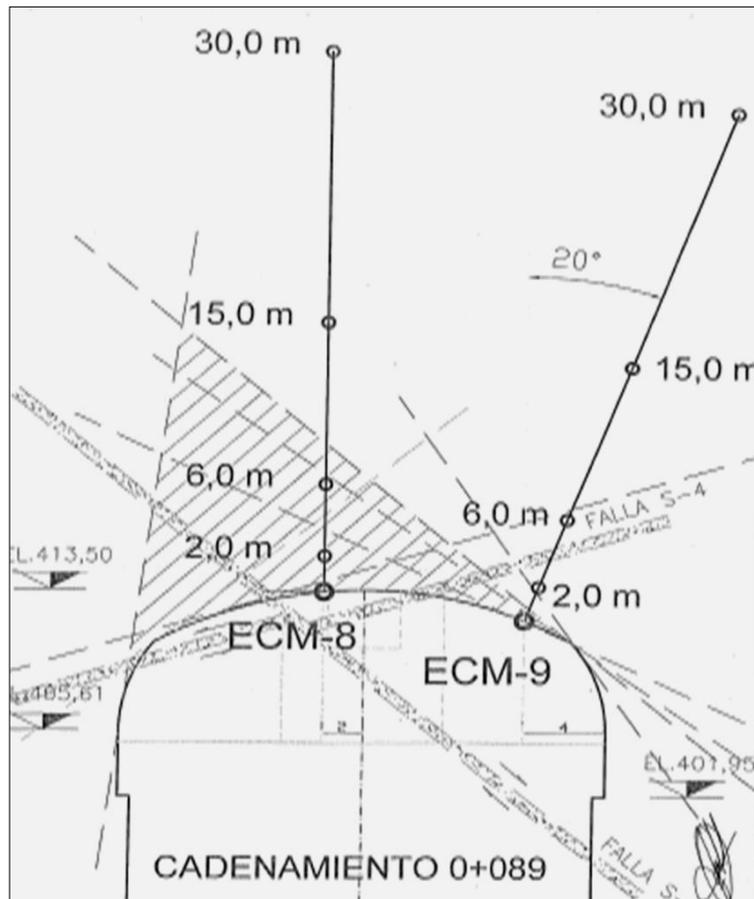


Figura 2.69.- Representación de los extensómetros de barras múltiples propuestos para vigilar el comportamiento de la bóveda de casa de máquinas.

Debido a que el futuro embalse provocaría una modificación de los niveles freáticos naturales y posiblemente, por las condiciones del fracturamiento de la roca, es muy probable que la tendencia de las filtraciones aumente, no obstante la construcción del plano de estanqueidad y de la pantalla de drenaje, se consideró entonces necesaria la implementación de drenajes adicionales.

La masa rocosa de la margen derecha, en la zona de la caverna de casa de máquinas, tiene una permeabilidad que varía de 1 a 8 Unidades Lugeon (de impermeable a poco permeable), siendo la porción de mayor permeabilidad al bajo de la falla Crucero-Pitayo.

b. Solución geotécnica

Con el propósito de brindar una adecuada protección a la caverna de casa de máquinas por efecto de filtraciones de agua, se implementaron las medidas que se describen a continuación, aunque es pertinente aclarar que tanto la bóveda como las paredes de la caverna cuentan con un sistema de drenaje sistemático mediante barrenos de 76,2 cm de diámetro de 12 m de longitud, distribuidos en una retícula de 5 x 5 m.

Se propuso la ampliación del socavón 04 MD en el sector poniente de la caverna como se muestra en la Figura 2.70. En todos los ramales del socavón 04 MD que rodean a la casa de maquinas, incluyendo el ramal ampliado, se recomendó la perforación de abanicos de drenaje hasta de 30 m de longitud, como se muestra en la Figura 2.71.

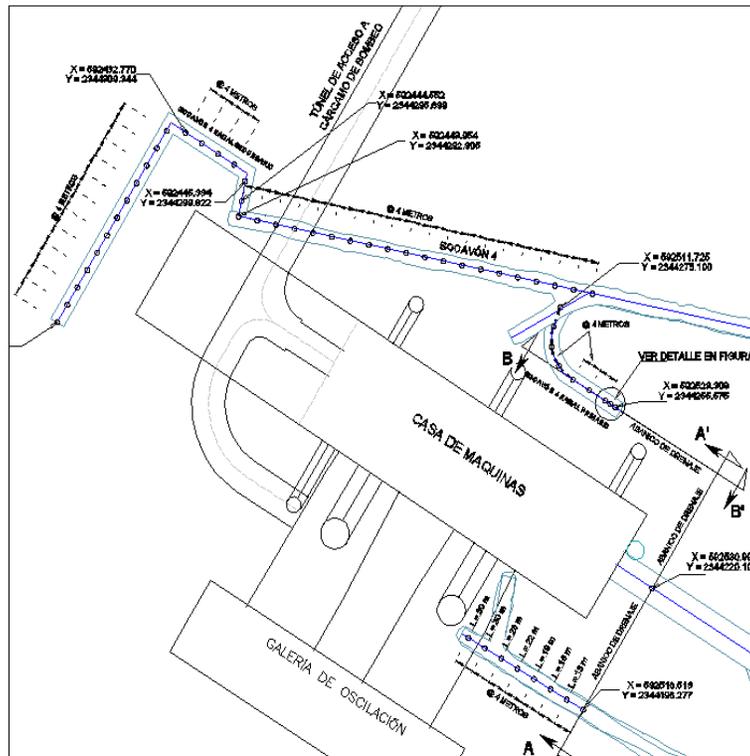


Figura 2.70.- Drenaje adicional en casa de máquinas desde el socavón 04 MD.

Se recomendó construir un ramal a partir de la galería GD-1 (de inyección y drenaje) al bajo de la falla Crucero-Pitayo en la elevación 533 msnm, como se muestra en las Figuras 2.72 y 2.73. En dicho ramal se perforarían abanicos de drenaje de 76,2 mm de diámetro y de 30 m de longitud.

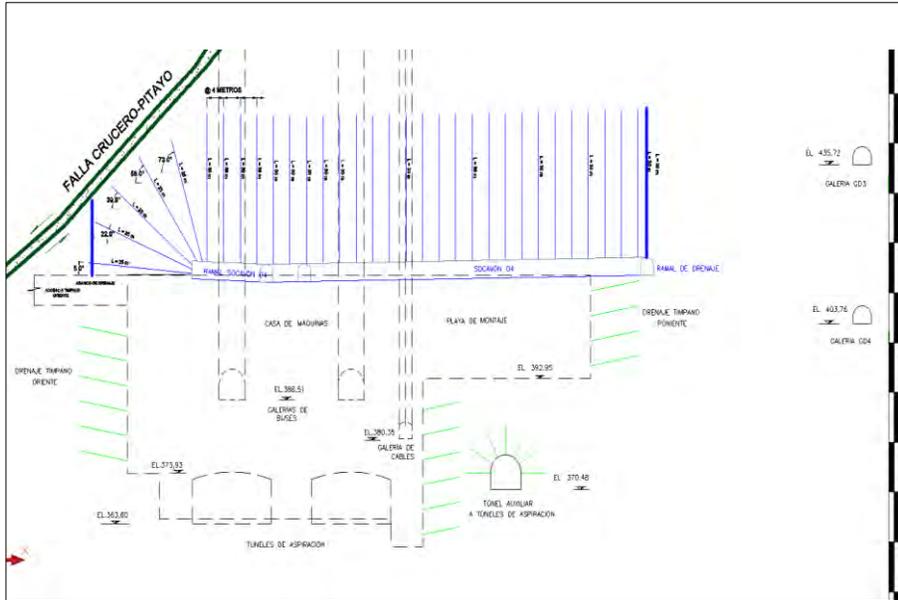


Figura 2.71.- Abanicos de drenaje adicional en casa de maquinas desde socavón 04 MD.

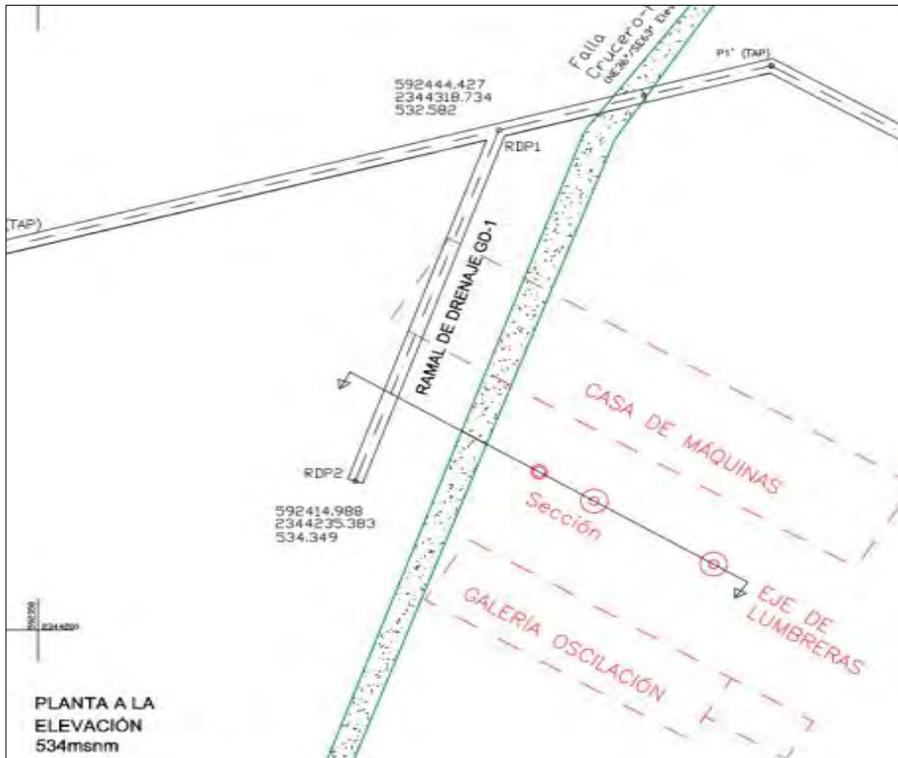


Figura 2.72.- Ramal de drenaje GD-1 por arriba de la bóveda de casa de maquinas (Elevación 533).

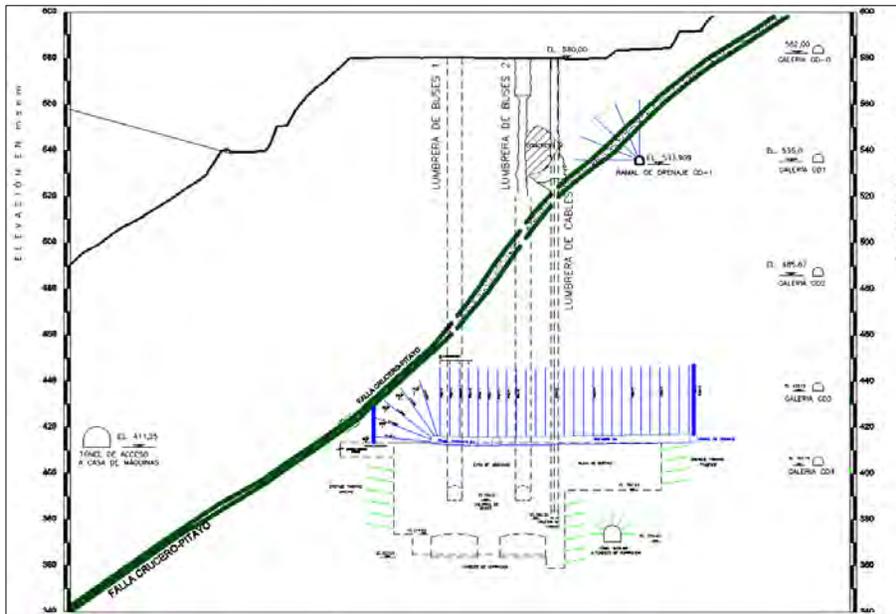


Figura 2.73.- Ramal de drenaje por arriba de la bóveda de casa de maquinas (Elevación 533).

D) COLOCACIÓN DE PREANCLAJES PARA MEJORAR EL PERFILAMIENTO DE LAS PAREDES

a. Problemática geológica

Durante el inicio de la primera etapa de banqueo, se presentaron sobre-excavaciones en las paredes de la caverna por la combinación de los sistemas de fracturamiento Pilares y Crucero Pitayo, a pesar de que se realizaron voladuras de precorte.

Se previó que esta circunstancia sería sistemática en cada uno de los banqueos.

b. Solución geotécnica

Las acciones implementadas fueron las siguientes:

- Implementación de un sistema de preanclaje desde el piso de excavación, mediante anclas de fricción de 9 y 12 m de longitud e inclinaciones de 45° y 50 ° respecto a la horizontal. En el sentido longitudinal de la excavación la separación de estas anclas sería a cada 5 m, para no interferir con el patrón de anclaje sistemático de proyecto. Evidentemente este tratamiento no se diseñó para estabilizar las cuñas de la pared de roca, solamente se previó para minimizar las sobre-excavaciones. En la Figura 2.74 se muestra esquemáticamente la posición de este tratamiento.
- La recomendación adicional fue en el sentido de continuar de manera sistemática con voladuras de precorte.

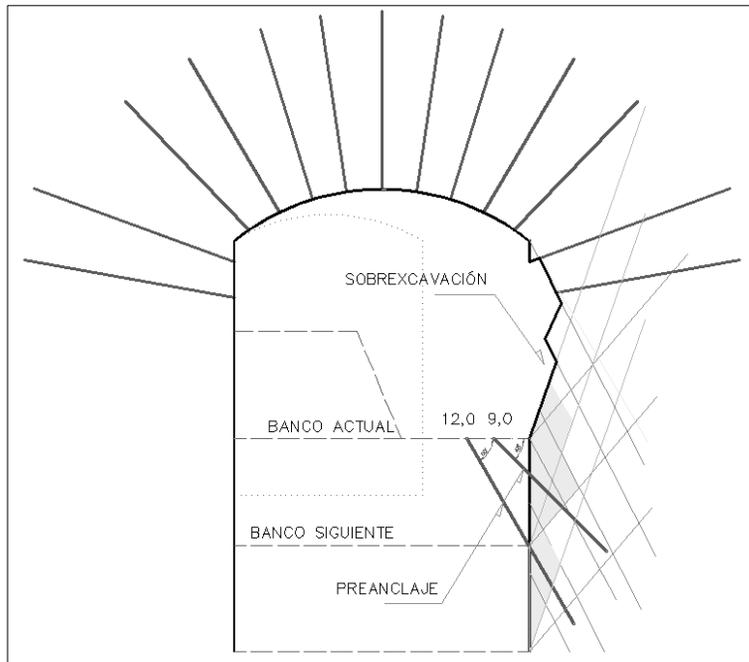


Figura 2.67.- Detalles del preanclaje para mejorar el perfilamiento de la excavación.

E) REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD GENERAL DE LAS PAREDES POR ESTRUCTURAS GEOLÓGICAS.

Desde la elevación 405,50 y hasta la 363,50 msnm (que corresponde al nivel de los fosos de las turbinas), comienza la excavación del resto de la caverna por medio de banqueos, con los cuales se van conformando las paredes (de aguas arriba y aguas abajo) y los tímpanos (poniente y oriente) de la caverna.

Se describen las condiciones geológicas y geotécnicas en cada una de las paredes y tímpanos de la caverna.

E.1 PARED DE AGUAS ARRIBA DE CASA DE MÁQUINAS.

La pared de aguas arriba de la casa de máquinas está conformada por rocas de la unidad riocácica fluidal (Tmird), de color gris claro, con tonalidades amarillentas o verdosas por alteración, tiene textura piroclástica y una estructura pseudoestratificada con líneas de fluidez, dispuesta en capas gruesas y medias. Está afectada por varias fallas geológicas que pertenecen principalmente al sistema de la falla Pilar, de rumbo general NE-SW, con echado hacia el NW. Hacia el extremo poniente del muro quedaron expuestos un dique diabásico y la falla S-4, esta última con una actitud paralela a la pseudoestratificación.

Las fallas geológicas identificadas se indican en la Tabla 2.17, y se muestran algunas en las Figuras 2.68, 2.69 y 2.70.

El sistema S-1 corresponde con la familia de la falla Pilar, que es la más persistente y continua, incluye las fallas S-1 a S-6, con excepción de la falla S-4, identificada a nivel de la bóveda de casa de máquinas, por arriba de la falla S-5, en esa zona la falla S-4 está

dispuesta de manera paralela al patrón general de la seudoestratificación. Las familias S-2, S-3 y S-4 representan sistemas de fracturamiento y fallamiento secundario asociado a las fallas principales.

Estructura	Rumbo	Echado	Observaciones
Falla S-1	N 69° E	54° NW	De 0,1 a 1,1 m de espesor de material brechado
Falla S-2	N 59° W	34° NE	Con ± 20 cm de espesor de material brechado
Falla S-3	N 72° W	37° NE	Con ± 2 m de espesor de material brechado
Falla S-4	N 47° W	41° SW	Plano de falla con 10 cm de arcilla, hasta 1,30 m de brecha de falla
Falla La Esperanza (S-5)	N 85° E	40° NW	De 0,30 a 0,80 m de material brechado
Falla S-6	N 66° E	70° NW	Con 0,50 m de brecha de falla
Falla CM-1	E - W	49° N	Con 0,60 m de brecha de falla

Tabla 2.17.- Fallas identificadas en la pared de aguas arriba.



Figura 2.68.- Falla S-2.

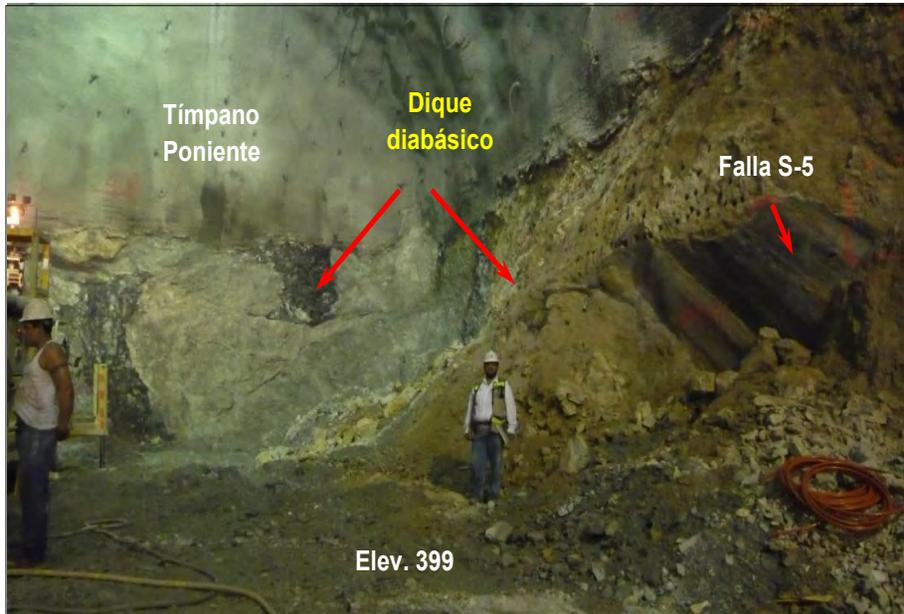


Figura 2.69.- Roca fuertemente fracturada con alteración parcial por el emplazamiento de diques diabásicos en el muro de aguas arriba.

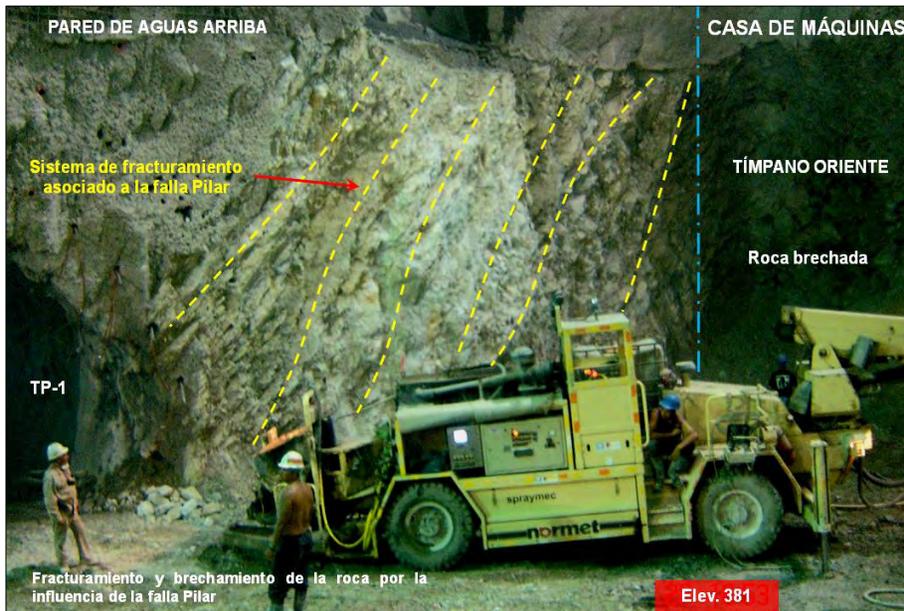


Figura 2.70.- Fracturamiento en la pared de aguas arriba de casa de máquinas.

De acuerdo con el estereograma de la Figura 2.71, las fallas del sistema Pilar y los sistemas secundarios de fallamiento y fracturamiento tienen una disposición encajonante con relación a la pared de aguas arriba de la casa de máquinas, es decir buzan hacia el interior del macizo rocoso, lo cual es favorable para la estabilidad del muro y la caverna

en general; no obstante en esta condición, los sistemas 1, 4 y 5 forman límites estructurales en la roca que favorecen al fallamiento por volteo de algunos bloques, a través de los sistemas 3 y 6.

Se procesaron 436 datos estructurales de las principales discontinuidades que afectan el muro de aguas arriba de la casa de máquinas, determinando los sistemas que se muestran en la Figura 2.71.

En la Figura 2.72 se presenta una sección geológica longitudinal de la caverna donde pueden apreciarse los rasgos estructurales en la pared de aguas arriba.

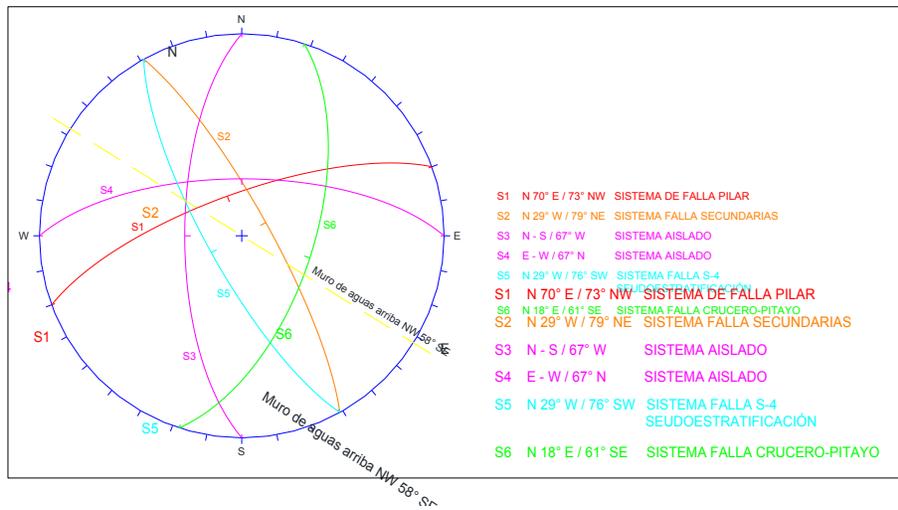


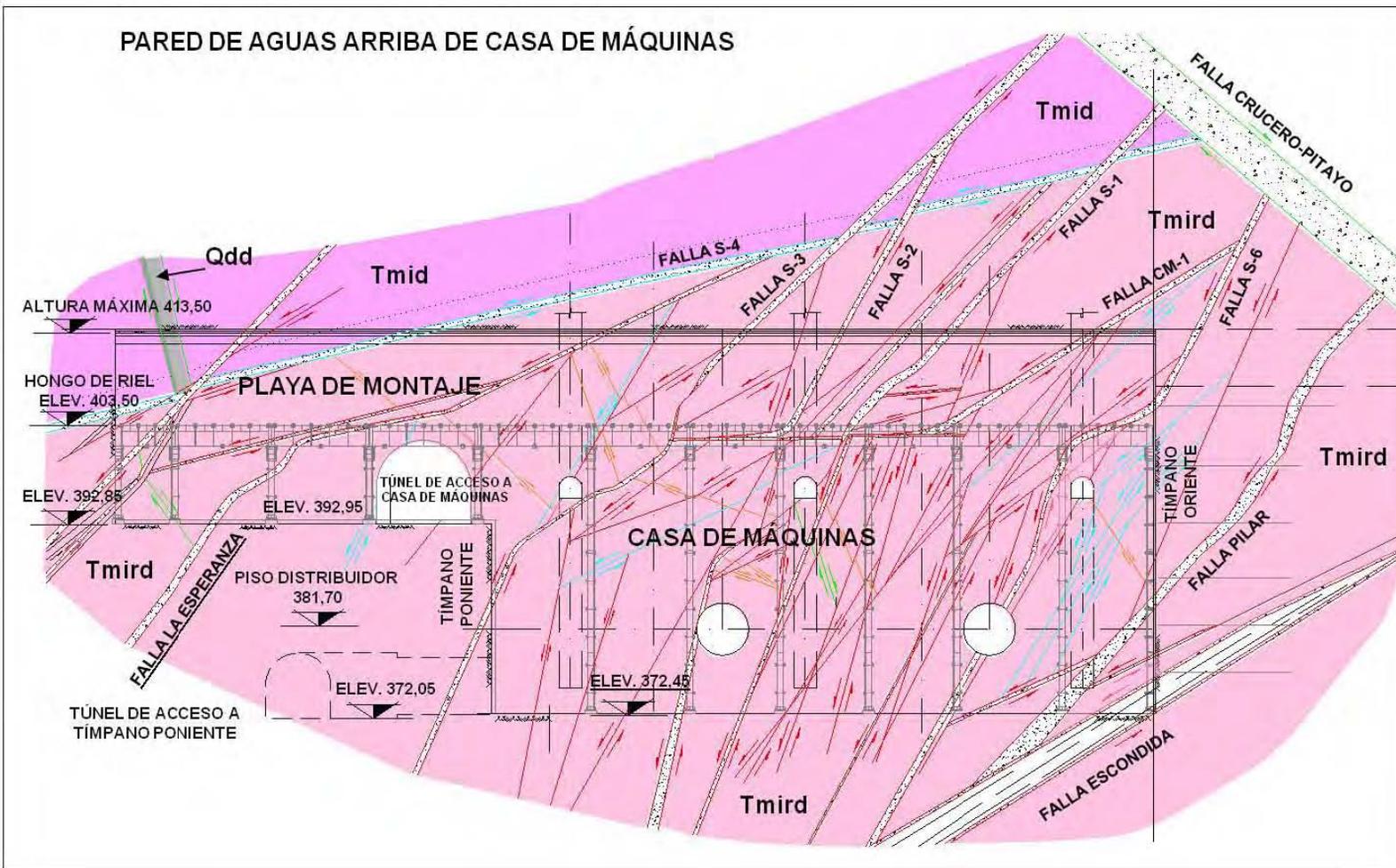
Figura 2.71.- Representación estereográfica de los sistemas de discontinuidades de la pared de aguas arriba de la casa de máquinas.

a. Problemática geológica

Cuando la excavación de la caverna se encontraba en el segundo banqueo (elevación 392 msnm) y se conocieron la magnitud de las principales fallas y sistemas de fracturamiento hasta ese nivel, se hizo un análisis para determinar los casos más desfavorables de cuñas de roca que tenían probabilidad de formarse una vez excavada toda la caverna. El análisis se realizó con base en la información geológica-estructural de la bóveda de la misma casa de máquinas, de los túneles de acceso y de construcción, de la galería de oscilación y de los socavones de exploración. Para esta etapa aun no se tenía un avance importante en la excavación de la rama horizontal de las tuberías a presión, información que hubiera sido relevante para este análisis.

En el peor de los casos, la cuña máxima que podría formarse en toda la pared, suponiendo que aflora una falla del tipo S-4 casi paralela a la excavación y con salida franca en la parte baja de la pared, acotada por los sistemas Pilares y Crucero-Pitayo, sería de unas 50 mil toneladas (Figura 2.73).

Figura 2.72.- Sección longitudinal de la casa de máquinas con vista hacia aguas arriba.



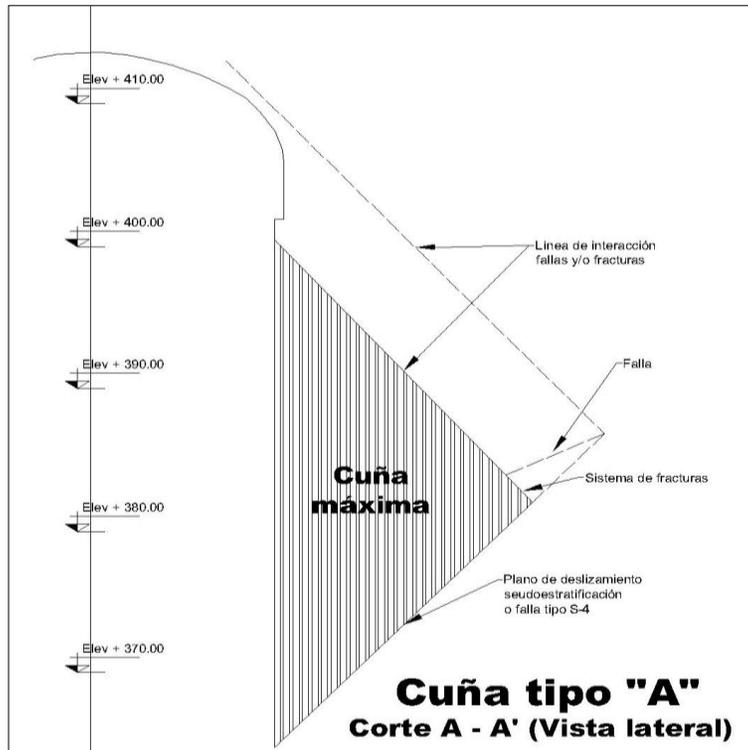


Figura 2.73. Cuña máxima en la pared de aguas arriba de casa de máquinas.

Un segundo escenario menos drástico se logra al acotar dicha cuña máxima a la continuidad de los sistemas de fallas y fracturamiento secundarios, con esto las dimensiones de las cuñas probables se reducirían y su peso sería del orden de unas 12 mil toneladas.

Para ambos casos se calculó que la profundidad que podrían alcanzar las cuñas superaría la longitud del anclaje de proyecto en la porción media de la altura de la excavación, por lo que debía hacerse una revisión geotécnica.

b. Solución geotécnica

Ante este panorama, se tenía que tomar una decisión anticipada antes de iniciar el siguiente banqueo, por lo cual se recomendó:

- Aumentar la longitud del anclaje de proyecto de 12 m a 18 o 20 m, conservando el mismo patrón de 2,5 x 2,5 m.

Ante la remota posibilidad de que se pudiera presentar la cuña máxima, se evaluó también la alternativa de proponer un soporte de la pared por medio de puntales de concreto o acero, aunque esta idea debía ser discutida cuando se tuvieran más elementos respecto a la geología estructural, ya que esto implicaría un cambio significativo al proceso constructivo.

Estando la excavación al nivel 380 msnm, que corresponde más o menos al piso del baqueo No. 4, no se había presentado la estructura similar al tipo S-4 que se había supuesto, por tanto las probabilidades de que se presentara la cuña máxima se reducían, entonces la medida adoptada para aumentar la longitud de los anclaje había sido acertada. En este nivel se observó que en las paredes aguas arriba y aguas debajo de la caverna, las discontinuidades que regían la geometría y dimensiones de las cuñas eran las fallas del sistema denominado “S” o Pilar, estas fallas por la dirección del echado hacia el interior del macizo en la pared de aguas arriba, no generarían en sí movimientos por deslizamiento de cuñas, más bien delimitaban las dimensiones de las mismas.

Las fallas S-1, S-3 y S-6 son las de mayor continuidad en la pared y formar tres bloques (I, II y III) (Figura 2.74).

La combinación de los sistemas “S” con las fallas con rumbo N58W (paralelas a la pared) y con echado al NE que corresponden al sistema de fallas secundarias son las que delimitaban por la parte superior a estos tres bloques mencionados (Figura 2.75).

Los extensómetros instalados en la porción oriente de la pared, en la elevación 405 msnm, manifestaban movimientos continuos, siendo los mayores del resto de los instrumentos instalados, principalmente los denominados ECM-18 y ECM-19, por lo que se realizó un análisis de los desplazamientos considerando los valores relativos para identificar a qué profundidades se presentaban los mayores movimientos. Además para distinguir el tipo de movimiento dentro de una cuña máxima, se calcularon las deformaciones por metro lineal a diferentes profundidades (0 – 2 m, 2 – 8 m, 8 -12 m y 12 a 24 m), (Tabla 2.18).

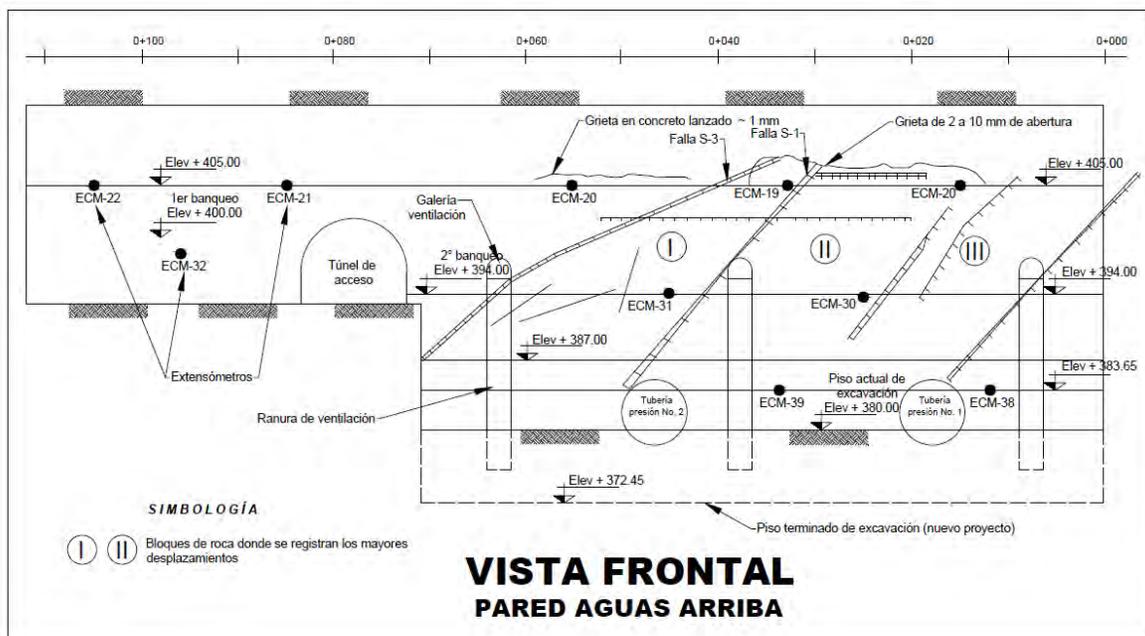


Figura 2.74.- Afectación de las fallas S-1, S-3 y S-6 en la pared aguas arriba.

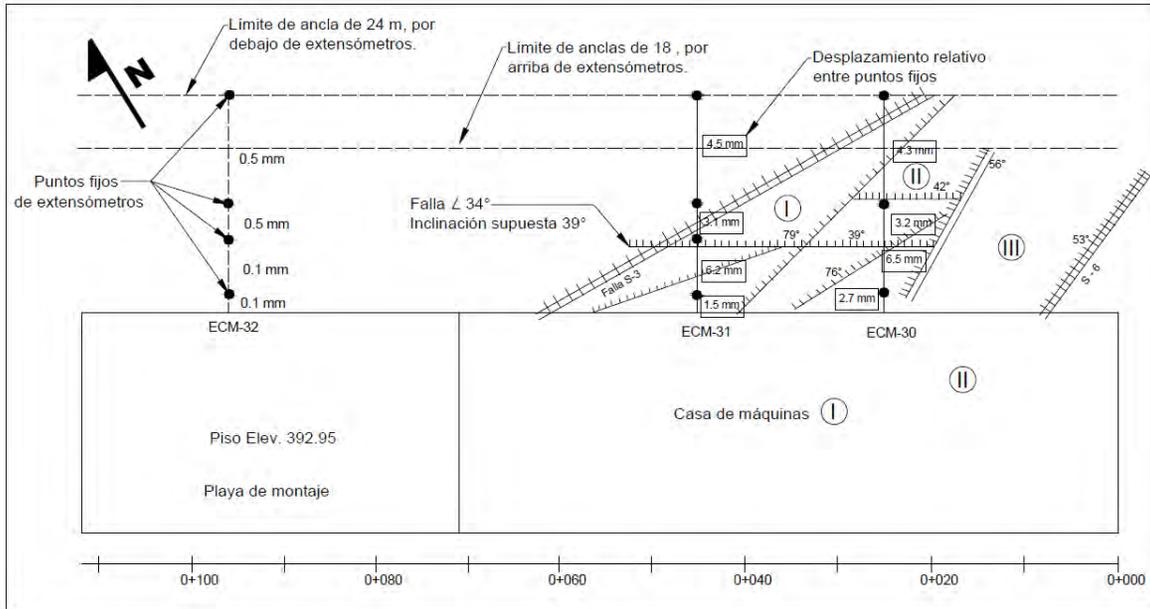


Figura 2.75.- Vista en planta de la afectación de las fallas S-1, S-3 y S-6.

Elevación, msnm	Extensómetro	Tramo				Periodo de medición
		0 a 2 m	2 a 8 m	8 a 12 m	12 a 24 m	
405	ECM-18	1,8	1,5	2,7	0,13	3,5 meses
	ECM-19	14,3	1,2	0,3	0,13	
394	ECM-30	1,3	1,1	0,8	0,4	1,5 meses
	ECM-31	0,8	1,0	0,8	0,4	

Tabla 2.18.- Desplazamiento relativo por metro lineal, en mm/m.

Del comportamiento se pudo observar que a mayor profundidad, en general, los desplazamientos por metro lineal se van reduciendo, tal como pudiera ser el comportamiento de la pared por relajación de esfuerzos y que los desplazamientos mayores se presentaban en los tramos iniciales y hasta los 12 m.

La recomendación en esos momentos se orientó a proponer la instalación de otros dos instrumentos en la zona, ubicados en las elevaciones 378 msnm, así como dar continuidad a las mediciones de los extensómetros.

E.2 PARED DE AGUAS ABAJO DE CASA DE MÁQUINAS

Para el caso de la pared de aguas abajo de la caverna de casa de máquinas se procesó el estereograma con 439 datos estructurales, representados en la Figura 2.76, los que sirvieron de base para definir los bloques potencialmente inestables que incidirían en la excavación.

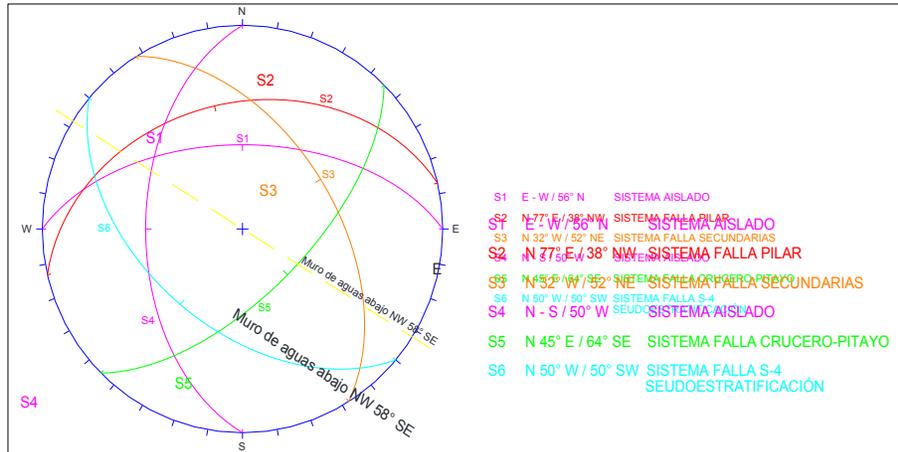


Figura 2.76.- Representación estereográfica de los sistemas preferenciales en la pared de aguas abajo de la casa de máquinas.

El seguimiento geológico permitió definir las condiciones reales de las estructuras geológicas, mismas que se muestran en la Figura 2.77. Se identificaron algunos bloques potencialmente inestables formados por los sistemas S2, S5 y S6, los cuales están representados de color amarillo en el dibujo antes referido, que en conjugación con los otros sistemas forman bloques de tipo romboide.

El sistema predominante es el de la falla Pilar o sistema “S” representado en rojo. El sistema de la falla Crucero-Pitayo está representado en verde, y el tercer sistema importante en color azul, el cual está asociado al sistema de la falla S-4 o de seudoestratificación.

Se definió que el deslizamiento de bloques se produciría principalmente por los planos de falla del sistema S2, los cuales tienen rellenos arcillosos y trazas de óxidos de hierro (Figuras 2.78 y 2.79).

a. Problemática geológica

Se habían concluido los trabajos de excavación del segundo banqueo (elev. 392), y se habían realizado los tratamientos de soporte en la pared hasta este nivel.

En la parte superior de la pared aguas abajo entre las estaciones 0+065 y 0+085 aparecieron grietas en el concreto lanzado con un claro alineamiento, por lo cual se

analizó la posible ocurrencia de deslizamiento de un bloque de roca o cuña y se revisó la estabilidad local de la pared con las condiciones prevalecientes en ese momento.

Los levantamientos geológicos confirmaron la presencia y continuidad de 4 sistemas de fallas y fracturamiento con algunas variaciones en rumbo y especialmente en echados.

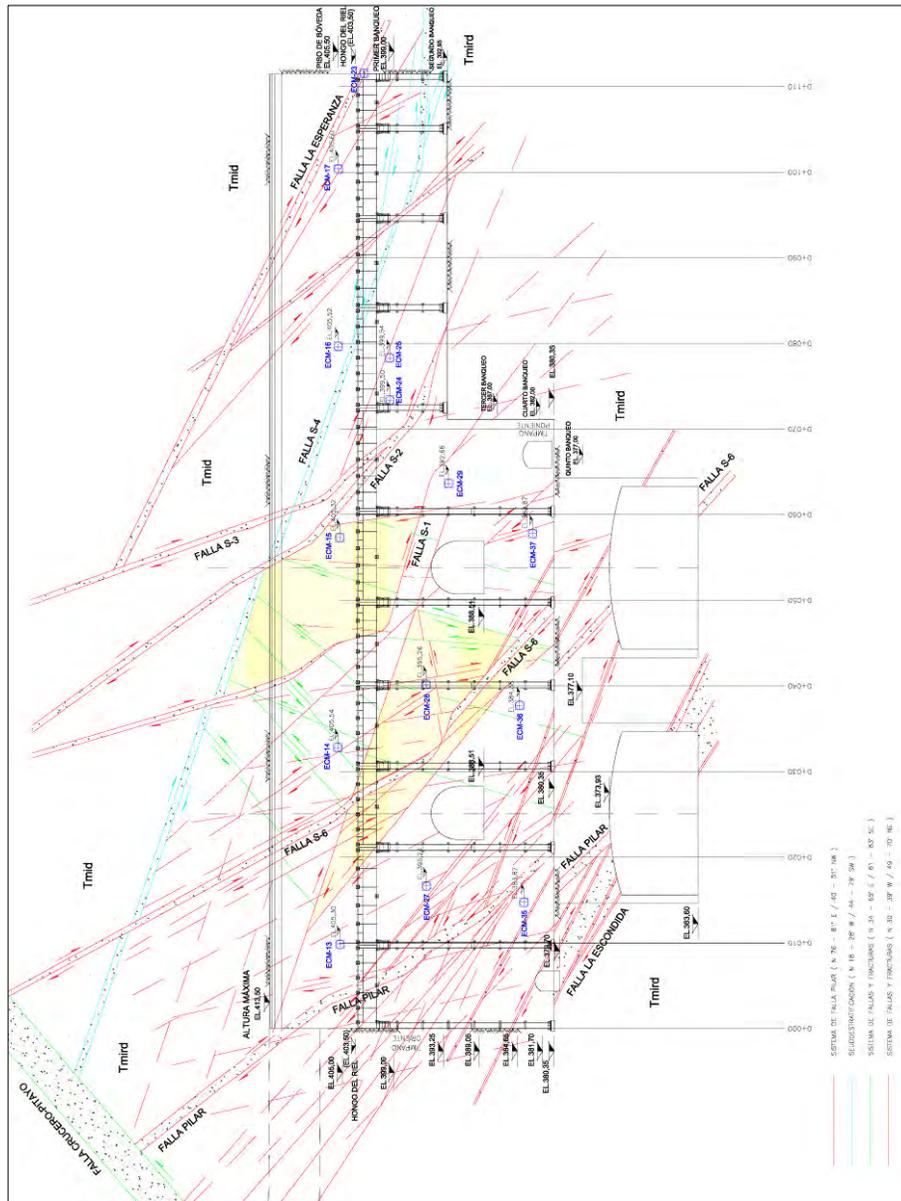


Figura 2.77.- Sección geológica en la pared de aguas abajo.

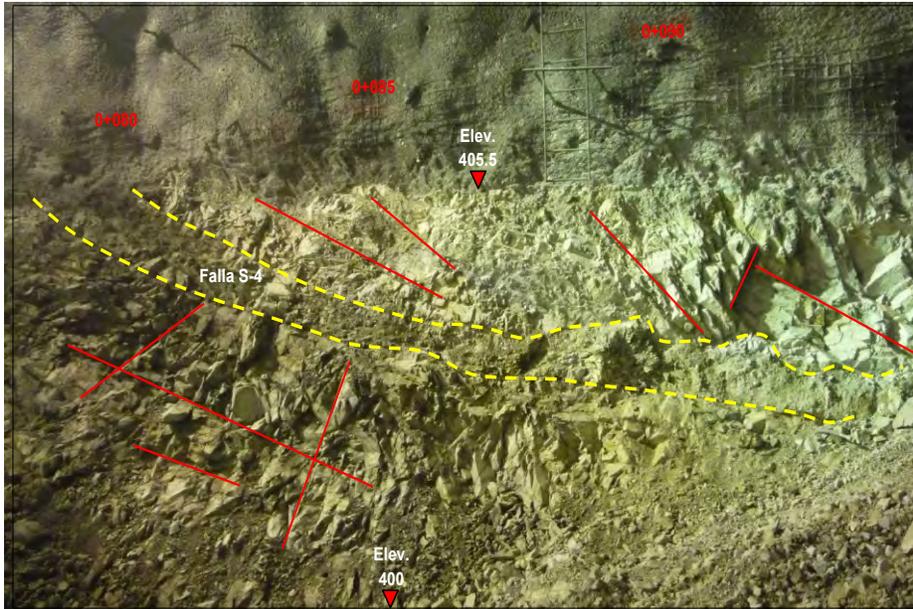


Figura 2.78.- Zona de brecha de la falla S-4, a su vez un fracturamiento intenso tanto al bajo como al alto de la misma y con sistemas con salida a la excavación.

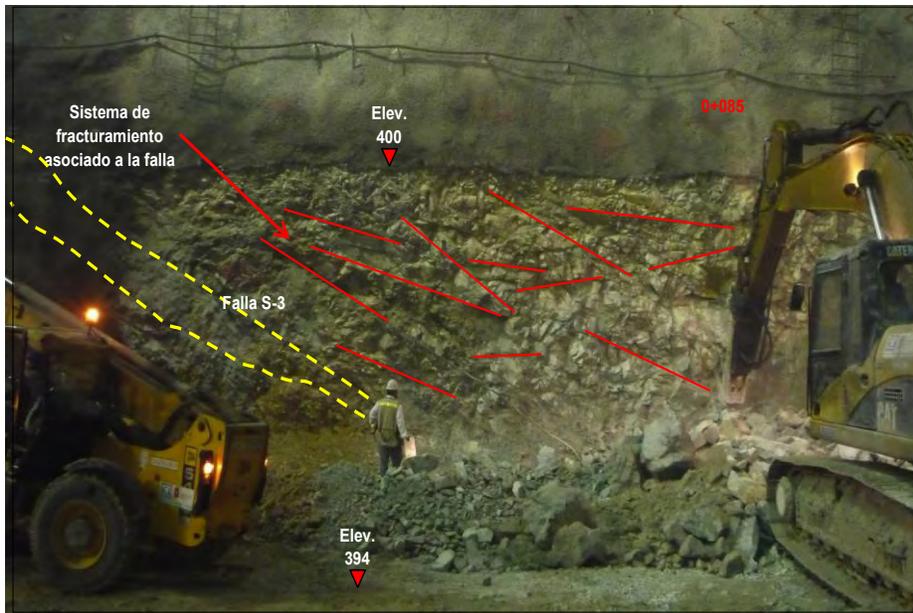


Figura 2.79.- Fracturamiento intenso entre las elevaciones 400 a la 394 msnm, y la formación de rombos con los planos de la pseudoestratificación y los sistemas de fracturamiento.

El sistema principal de fallas, por su continuidad y porque regían el comportamiento estructural de la excavación era el sistema Pilar que cruza de pared aguas arriba a pared aguas abajo con un ángulo entre 60° y 70° con respecto al eje longitudinal.

La zona con agrietamiento del concreto lanzado quedaba comprendida entre dos fallas del sistema Pilar, las cuales delimitan la cuña de roca que se analizó. En la parte superior de la bóveda se identificó una falla con relleno arcillosos (falla S-4) más o menos paralela a la pared y con echado de 41 grados con dirección hacia aguas abajo, esta falla se identificó como el límite superior de la cuña de roca.

El plano por el cual deslizaría la cuña no se identificó con claridad; sin embargo, en la zona circundante se observaron varias fracturas sensiblemente paralelas a la pared de aguas abajo y con echados bajos con dirección hacia la excavación. También en la pared de aguas arriba de la galería de oscilación, junto al tímpano poniente, afloró en el último banqueo una falla con rumbo similar a las fracturas de casa de máquinas con echados de 38 grados hacia aguas arriba y que proyectada hacia la playa de montaje intersecta la pared aproximadamente al nivel de piso de la excavación (390 msnm) de la casa de máquinas (Figura 2.80).

Con esta cuña es que se analizó la estabilidad de la pared y se revisaron los soportes de proyecto.

Por otro lado, las condiciones de agua subterránea al excavar la bóveda eran de zonas locales con humedad y algunas con goteo. A partir del inicio de temporada de lluvias, el flujo del agua hacia la excavación se había incrementado notablemente en las paredes y bóveda, en particular en la zona comprendida entre las estaciones 0+030 y 0+095, observándose flujo de agua continuo en algunos drenes y escurrimientos a través del contacto roca-concreto lanzado.

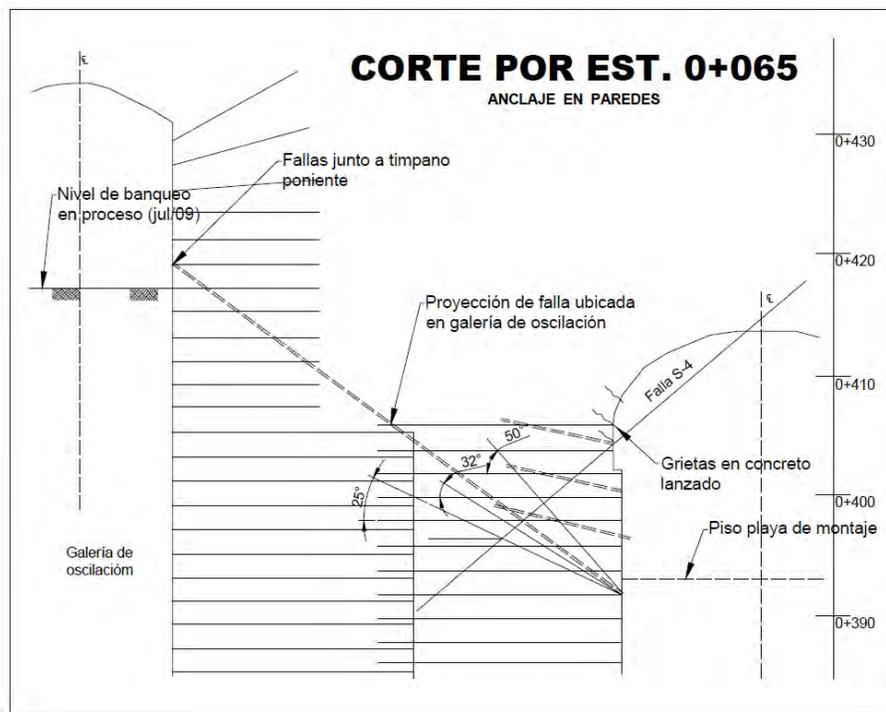


Figura 2.80.- Proyección de estructura geológica GO-CM.

b. Soluciones geotécnicas

i. Revisión de la estabilidad local por movimiento de la cuña (estaciones 0+065 a 0+085)

Se realizó el análisis de estabilidad de la cuña descrita en el inciso anterior, y se encontró lo siguiente:

En condiciones estáticas y sin presencia de agua que genera un empuje activo, la cuña es estable.

Con la presencia de agua subterránea que genera una presión hidrostática del orden de 4 t/m²; se rompería la resistencia estática y se produciría un movimiento de la cuña hacia la excavación.

Si la presión hidrostática no se reduce, se estima que el anclaje de proyecto estará sometido a un esfuerzo del orden del 30% del esfuerzo de fluencia del acero.

La conclusión del análisis fue que era conveniente densificar y/o profundizar el sistema de drenaje, en particular donde se ha observado mayor cantidad de flujo de agua.

Las recomendaciones que se emitieron fueron:

- Colocar 2 extensómetros intermedios a las estaciones 0+065 y 0+085 a una altura intermedia entre el piso de playa de montaje y los extensómetros 11 y 12 ya colocados.
- Perforar barrenos de drenaje adicionales y de mayor profundidad. Se recomendó proyectar abanicos de drenaje en planos verticales y perpendiculares a la pared, ubicados o intercalados entre las líneas de anclaje. En cada abanico, los drenes tendrán inclinaciones de 10° hasta 50°.
- Continuar con el monitoreo intensivo del comportamiento de la cuña (desplazamientos, progresión de grietas) durante la excavación del tercer banqueo de casa de maquinas.

ii. Revisión de la estabilidad general de la pared

Del comportamiento de la cuña analizada se realizó una proyección para analizar la estabilidad general de la pared una vez que se llegara al piso definitivo. Cabe señalar que esta revisión involucraba la evaluación de la estabilidad del pilar central que divide a las dos grandes cavernas (casa de máquinas-galería de oscilación), elemento de suma importancia para la estabilidad en conjunto de cavernas. En otros proyectos hidroeléctricos, como el caso de Aguamilpa y El Caracol, la estabilidad de este pilar se vio amenazada por accidentes geológicos, que implicaron la toma de medidas adicionales para asegurar su estabilidad.

En la figura 2.81 se presenta una vista frontal de la pared con las principales estructuras geológicas y su proyección hacia el piso final de la casa de máquinas. En esta misma figura se indican las cuñas de roca que se podrían formar con la intersección de fallas y/o

fracturas descritas anteriormente. Las cuñas se identificaron del I al IV, siendo la cuña I la que se detectó entre las estaciones 0+065 y 0+085 y las restantes son inferidas.

Los resultados del análisis, realizados en la cuña de mayores dimensiones (III) indicaron lo siguiente:

En condiciones estáticas (sin anclaje) y sin presencia de presión hidrostática el bloque está en condiciones límite de estabilidad. Tomando en cuenta que el procedimiento constructivo considera la colocación del soporte en cada banqueo, la estabilidad en condiciones estáticas queda asegurada.

Considerando la generación de presión de agua del orden de 4 t/m^2 , la cuña es estable, aunque con un factor de seguridad menor a 1,5. Para manejar un factor de seguridad del orden de 1,25 sería necesario contar con la contribución del anclaje de la galería de oscilación (pared de aguas arriba), que traslapa al de casa de máquinas.

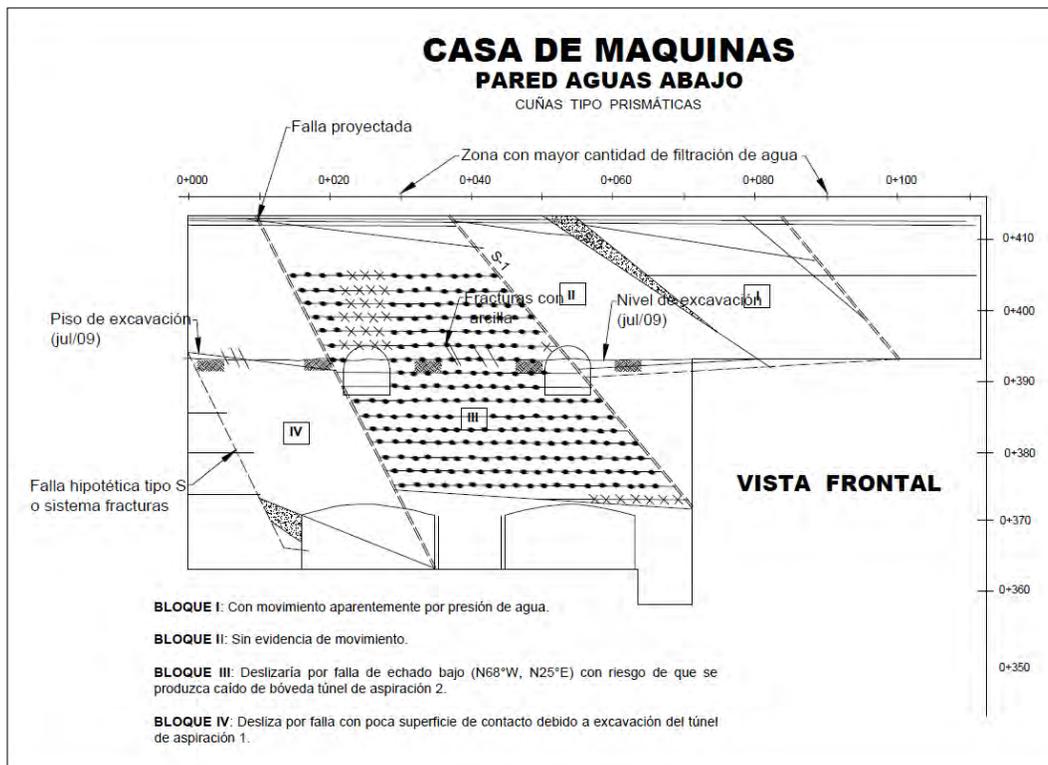


Figura 2.81.- Cuñas potenciales en la pared de aguas abajo de casa de máquinas.

Para la condición de diseño por sismo, el anclaje de proyecto resultó insuficiente (para el caso de la cuña máxima) y se consideró que sería necesaria la colocación de puntales (adicionales al anclaje) o bien diseñar los entrepisos del edificio con una carga lateral equivalente al de los puntales.

Recomendaciones:

- Incrementar el avance de excavación de la galería de oscilación para igualar los niveles de piso de casa de máquinas, ya que el anclaje de la pared aguas arriba de la galería de oscilación contribuye a la estabilización de las cuñas de roca que se generan en casa de máquinas.
- Suspender los banqueros de casa de máquinas a la elevación de las bóvedas de túneles de aspiración (elev. 373,85) hasta concluir todos los tratamientos que sean requeridos para éstos últimos. De lo contrario se comprometería la estabilidad tanto de la pared de aguas abajo como de los túneles de aspiración.

Cuando se llegó al nivel de piso de la excavación, se descartó la cuña máxima sobre la pared de aguas abajo; sin embargo ya se había realizado la revisión estructural del edificio interior de casa de máquinas y su reforzamiento para tomar cargas laterales producto de la convergencia de las paredes.

La decisión final de reforzar esta estructura se derivó de la inquietud en la durabilidad del sistema de anclaje a largo plazo, y como la estabilidad de ambas paredes dependía única y exclusivamente de estos anclajes, se optó por limitar su capacidad de trabajo al 50% y que el otro 50% fuera tomado por el edificio interno de casa de máquinas.

F) REFORZAMIENTO DEL SOPORTE EN LA PARED DE AGUAS ARRIBA EN ZONA DE ALTAS DEFORMACIONES

a. Problemática geológica

El problema descrito en el caso 1 del inciso anterior continuó evolucionando, las deformaciones en los extensómetros ECM-18 y ECM-19 seguían con tendencia a incrementarse, como puede verse en la Figura 2.82 que muestra el comportamiento del ECM-19 que se consideró como representativo.

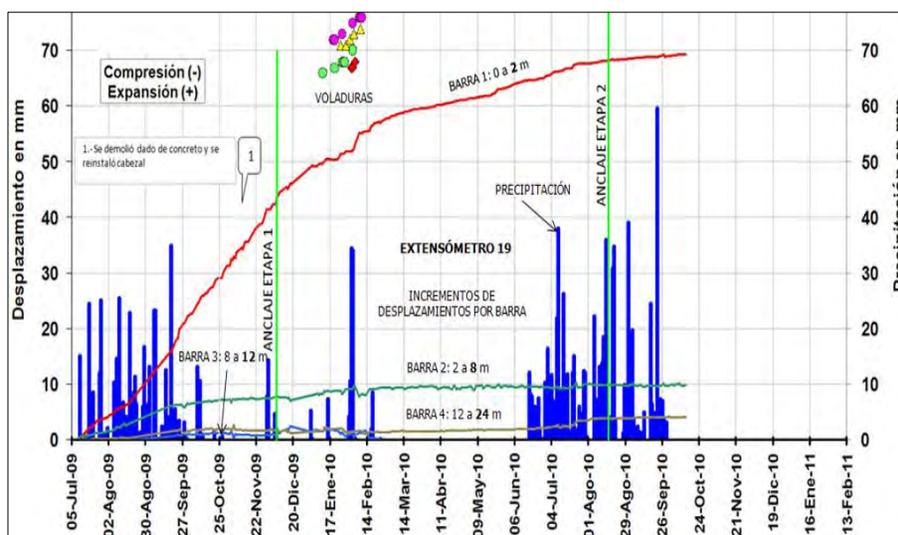


Figura 2.82.- Comportamiento del extensómetro ECM-19 en casa de máquinas.

En la pared de aguas arriba entre los cadenamientos 0+010 y 0+040 y entre las elevaciones 399 y 405 msnm, el agrietamiento del concreto lanzado era muy evidente (de 2 a 8 mm de abertura) y las placas de reparto de los anclajes se mostraban deformadas por la magnitud de los desplazamientos (Figuras 2.83 y 2.84).



Figura 2.83.- Deformación en las placas de reparto del anclaje.

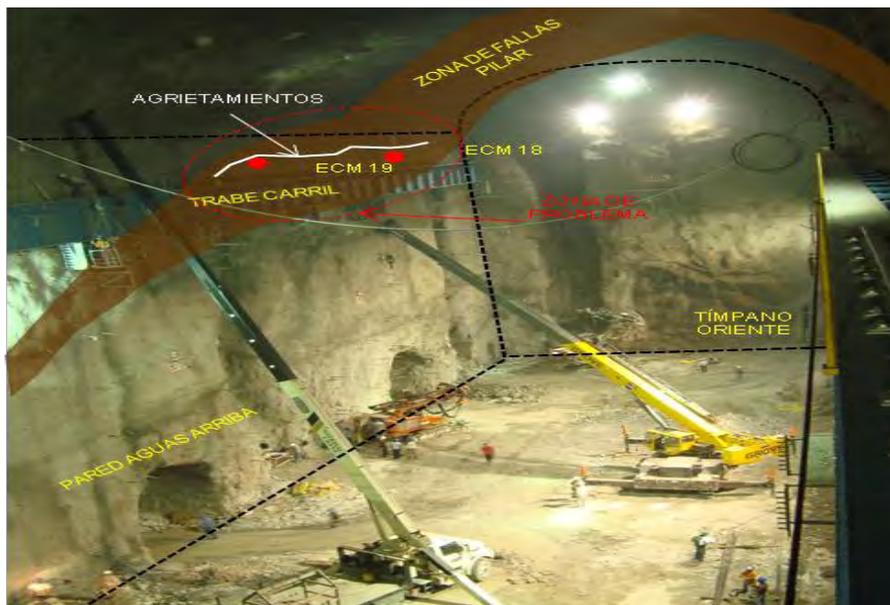


Figura 2.84.- Imagen de la zona de agrietamientos por deformaciones de la pared de aguas arriba.

Como parte del seguimiento geotécnico, en cada pared de la excavación se realizaba un levantamiento geomecánico del macizo rocoso con base en el sistema de clasificación de Bieniawski RMR (por sus siglas en Inglés, Rock Mass Rating), con lo cual se obtenían los mapas geotécnicos que se muestran en la figura 2.85.

La zona de altas deformaciones es la que se muestra en el recuadro verde de la Figura 2.85, y que está asociado a rocas de mala calidad geomecánica (RMR 40-31).

Del análisis del problema se concluyó que, las principales deformaciones (el 80%) se presentaban en los dos metros superficiales del paño de la excavación al macizo rocoso, lo cual se visualizaba claramente en los extensómetros (Figura 2.82) y que estaba asociado a un horizonte de roca deformable de mala calidad. Se descartó que los desplazamientos obedecieran a un movimiento o deslizamiento de cuña de roca. Este último aspecto fue relevante para conceptualizar las soluciones al problema.

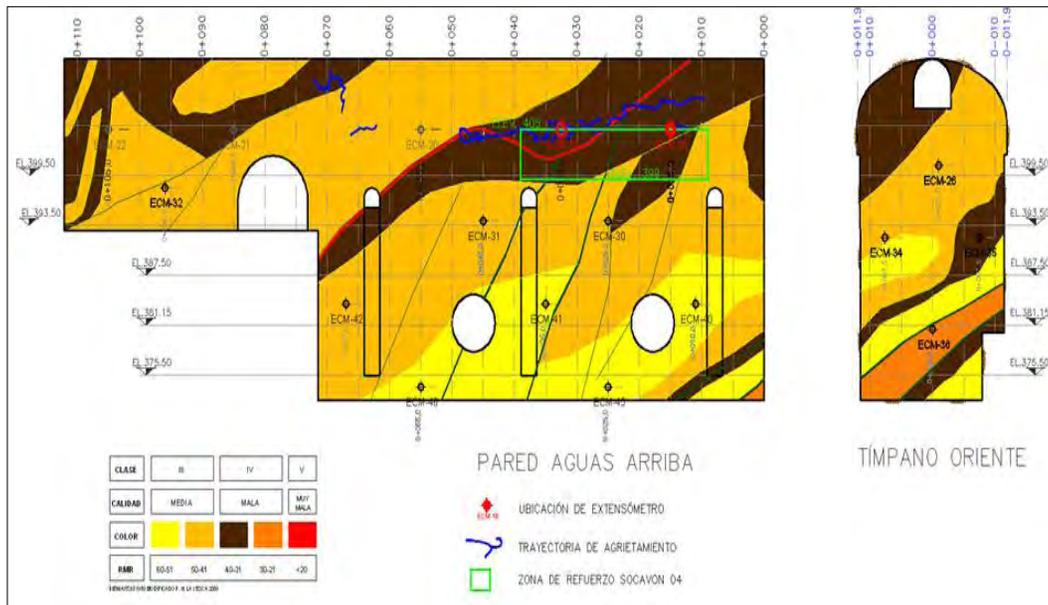


Figura 2.85.- Mapa geotécnico con el levantamiento geomecánico del macizo en función del RMR.

b. Soluciones geotécnicas

Se procedió a definir el modelo geotécnico de la zona del problema para posteriormente efectuar los análisis geotécnicos. El modelo geotécnico generado se muestra en la Figura 2.86 y los parámetros empleados en la Tabla 2.19.

Se efectuaron análisis esfuerzo-deformación con el método de elemento finito, empleando el software Phases de Rocscience. En la Figura 2.87 se muestran los contornos de desplazamientos en la masa rocosa por efecto de la excavación, con lo cuales se pudieron ajustar los parámetros previos determinados con base en el RMR de la roca.

En el modelo de análisis, los máximos desplazamientos se presentan en la zona de la bóveda y en la pared al nivel de la galería de los ductos de ventilación.

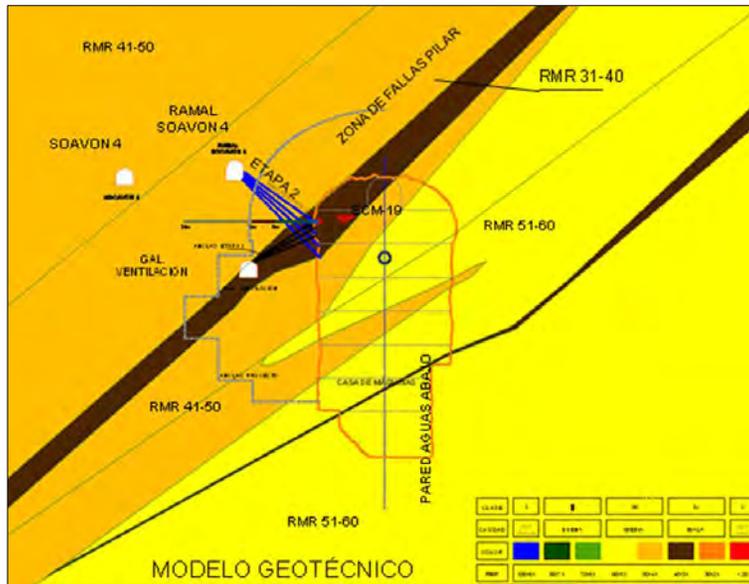


Figura 2.86.- Modelo geotécnico (en función del RMR) de la zona de altas deformaciones

Clasificación Bieniawski - Mod. En P. H. La Yesca		Resistencia del Macizo rocoso	Relación de Poisson	Parámetros del macizo rocoso (Hoek - Brown)		
CALIDAD DE ROCA (RMR)	CÓDIGO	σ_{ci} (MPa)	ν	E (MPa)	m	s
<20		10	0,35	322	0,328	0,0001
21-30		50	0,30	769	0,849	0,0002
31-40		80	0,27	1 953	1,303	0,0006
41-50		80	0,25	4704	2,53	0,0018
51-60		100	0,25	10 878	3,684	0,0057

Tabla 2.19.- Parámetros del macizo rocoso empleados en el análisis.

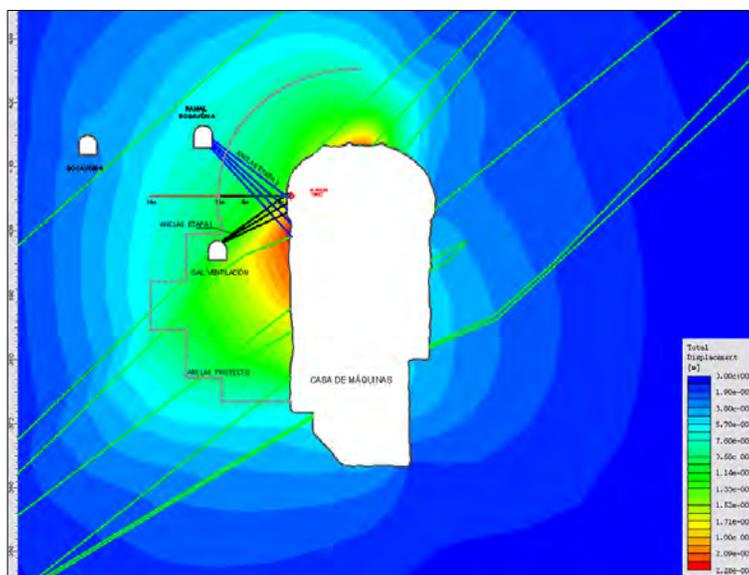


Figura 2.87.- Contornos de desplazamiento, en metros.

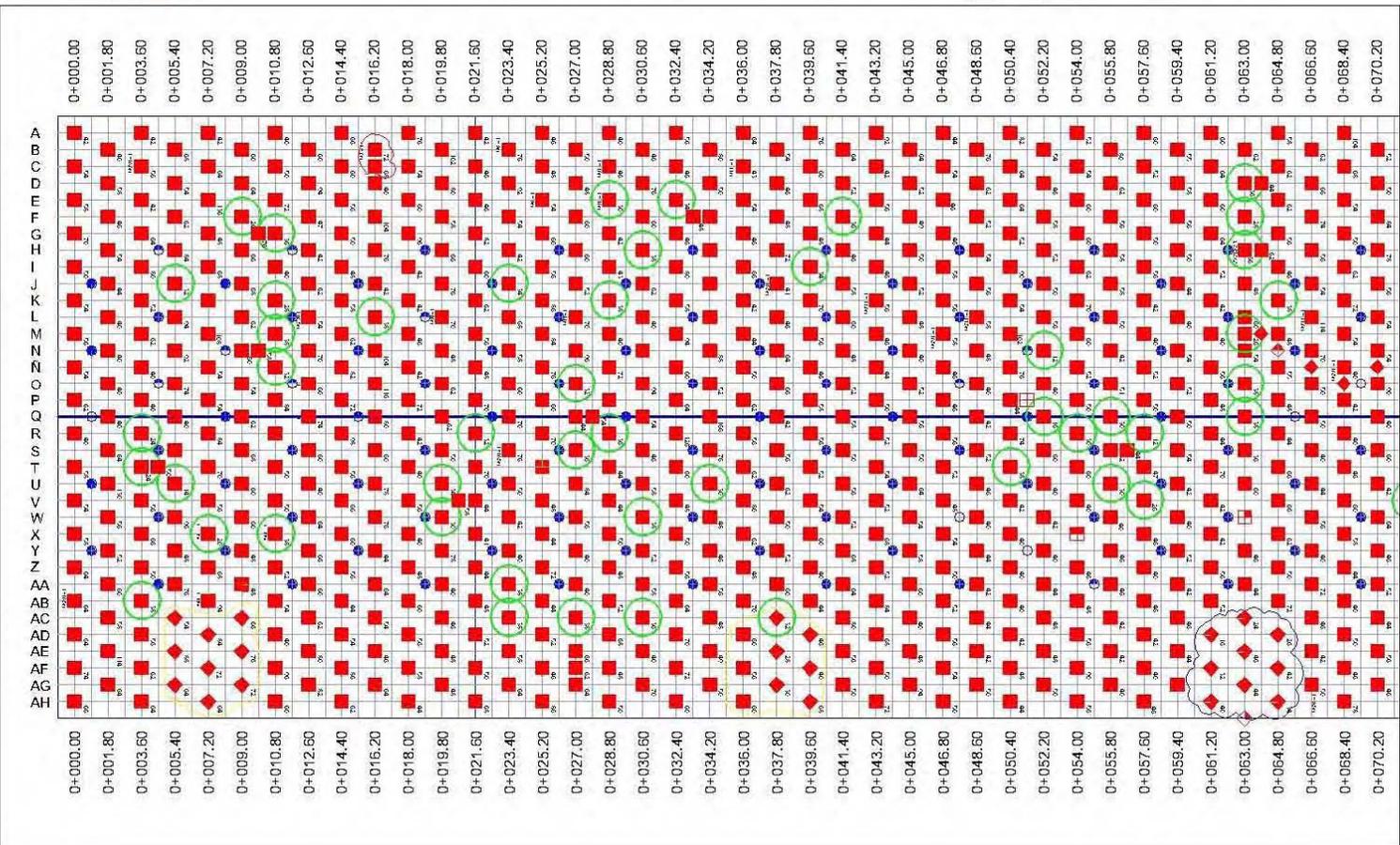
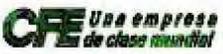


Figura 2.89.- Anclaje final en bóveda de casa de máquinas (Cad. 0+000.00 - 0+068.40).



PROYECTO HIDROELECTRICO "LA YFSCA"
 OBRAS DE GENERACION
 LANGUILLO DE ANCLAJE EN BÓVEDA DE CASA DE MÁQUINAS

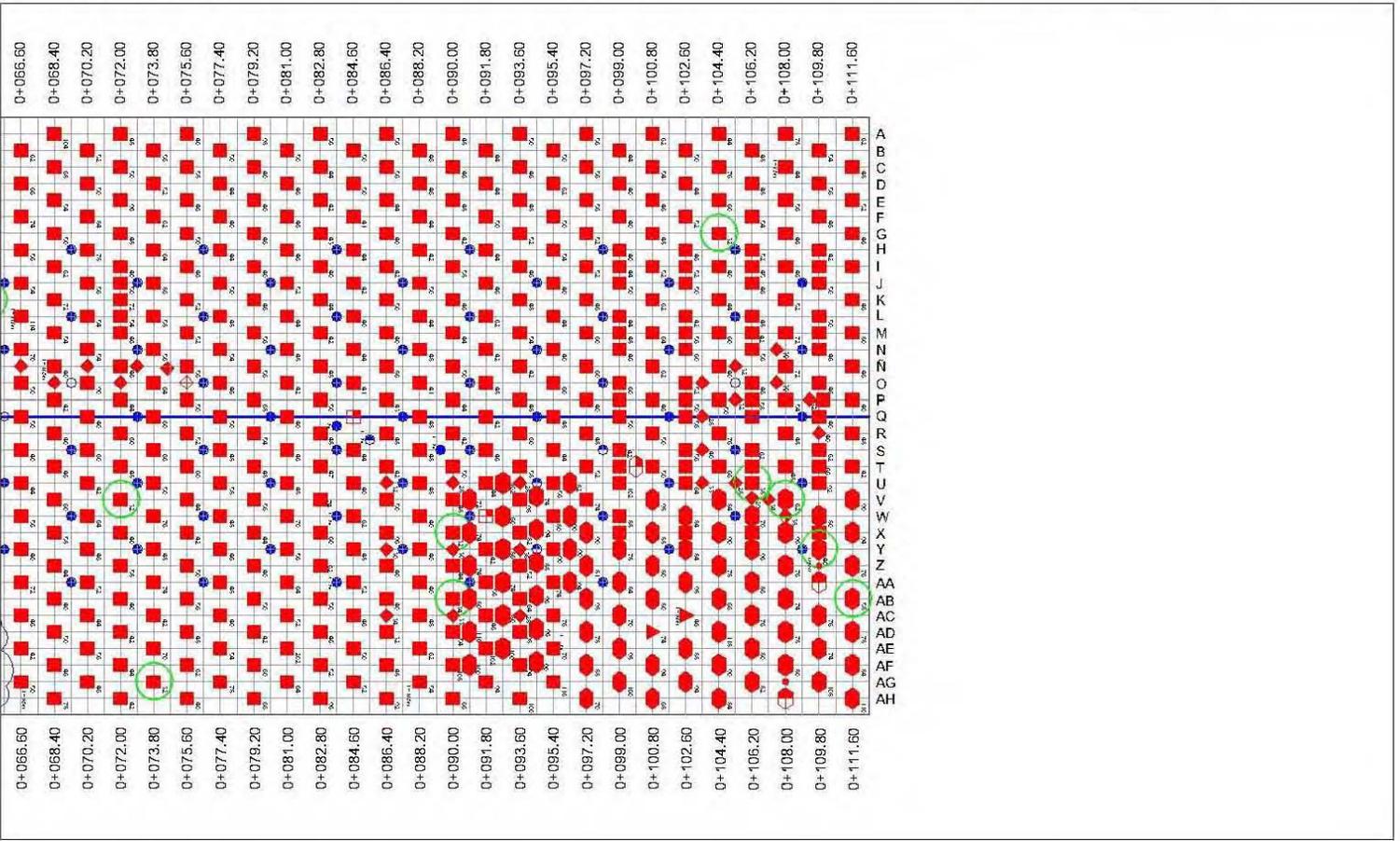
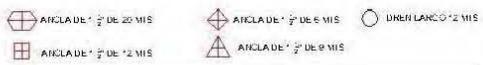
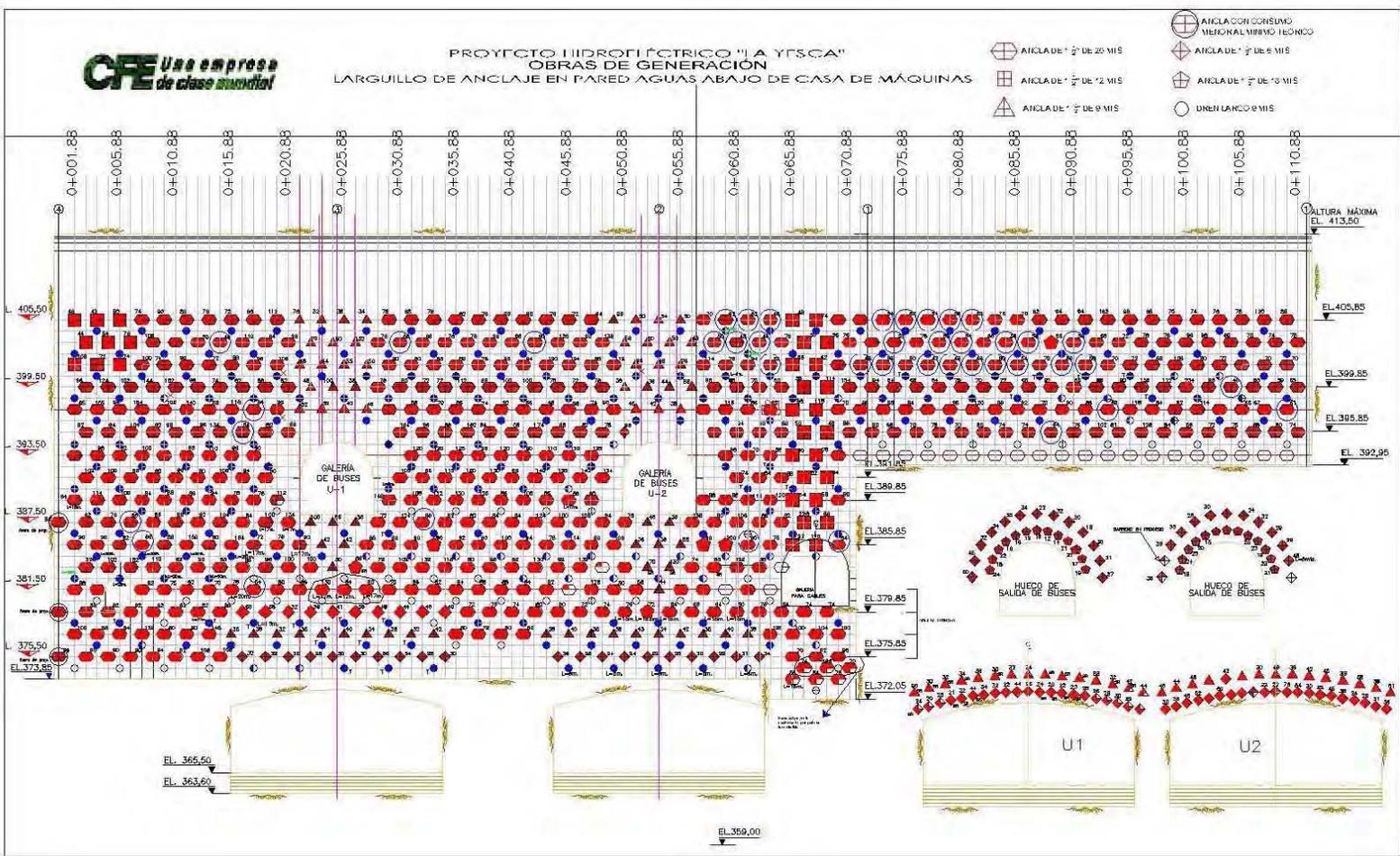


Figura 2.90.- Anclaje final en bóveda de casa de máquinas (Cad. 0+068.40 – 0+111.60).

Figura 2.91 - Anclaje final en muro aguas abajo de casa de máquinas.



- ANCLAJE 2' DE 20 MIS
- ANCLAJE 2' DE 12 MIS
- ANCLAJE 2' DE 8 MIS
- ANCLAJE 2' DE 6 MIS
- ANCLAJE 2' DE 12 MIS
- DREN LARCO 12 MIS

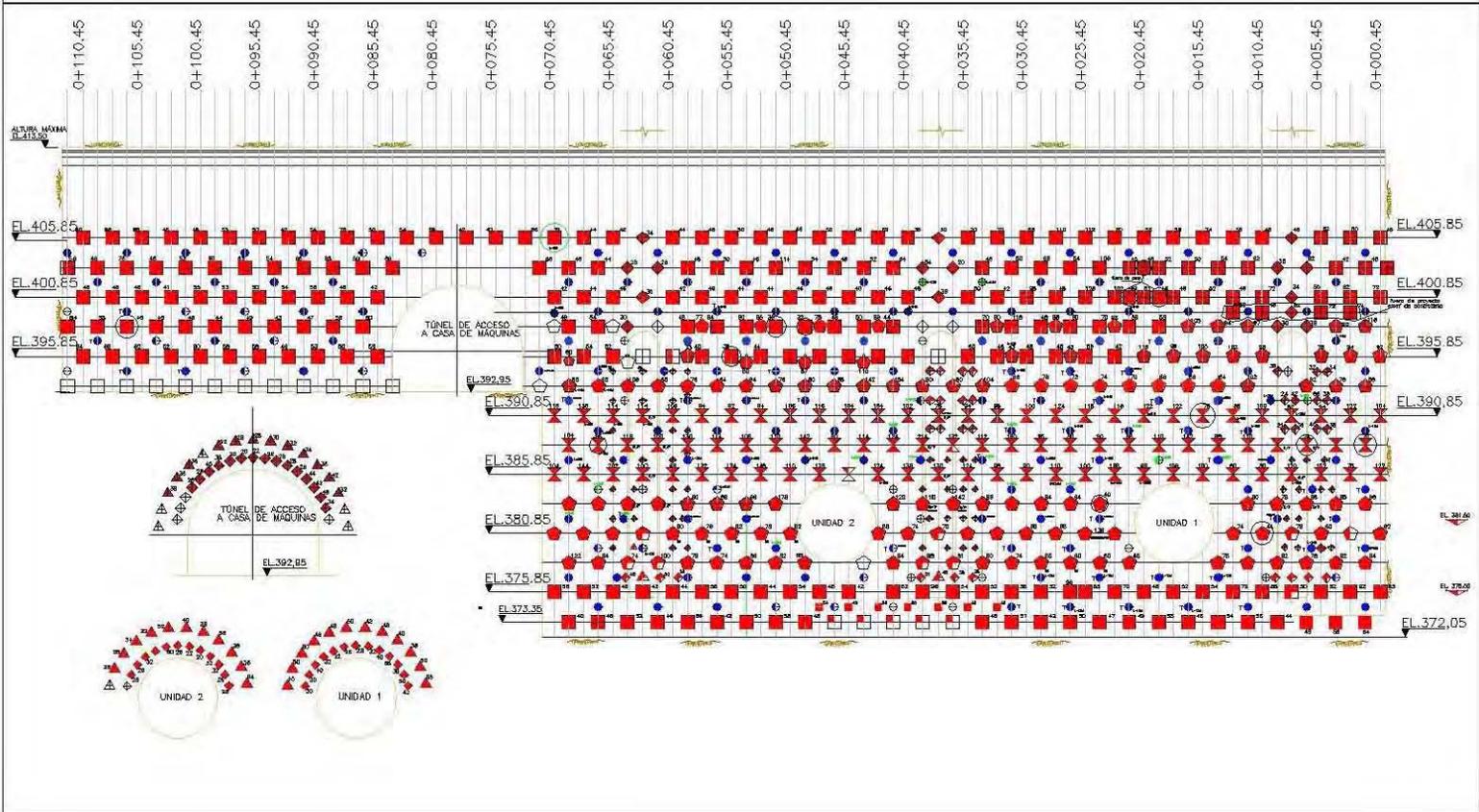


Figura 2.92.- Anclaje final en muro aguas arriba de casa de máquinas.

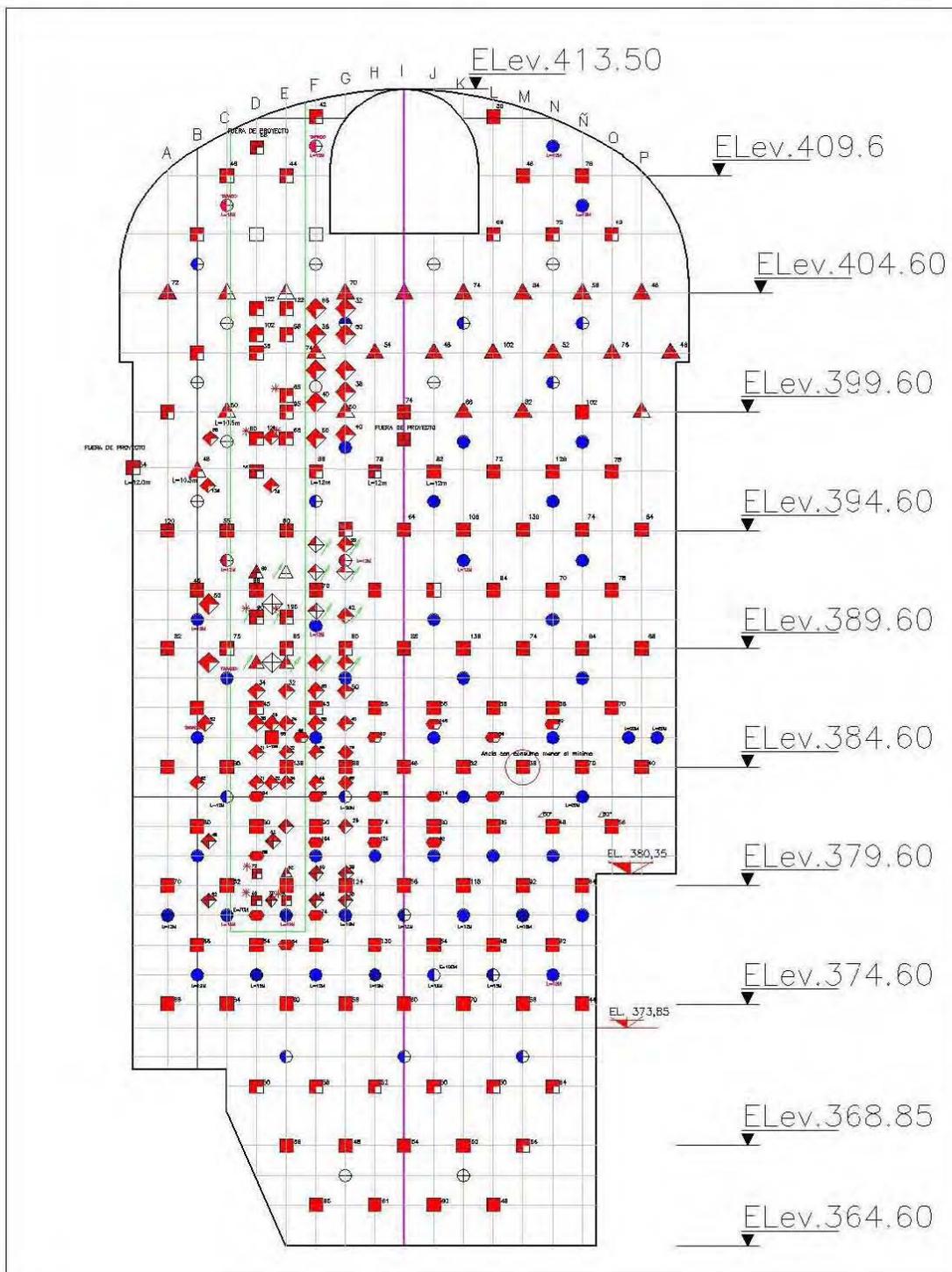


Figura 2.93.- Anclaje final en tímpano oriente de casa de máquinas.

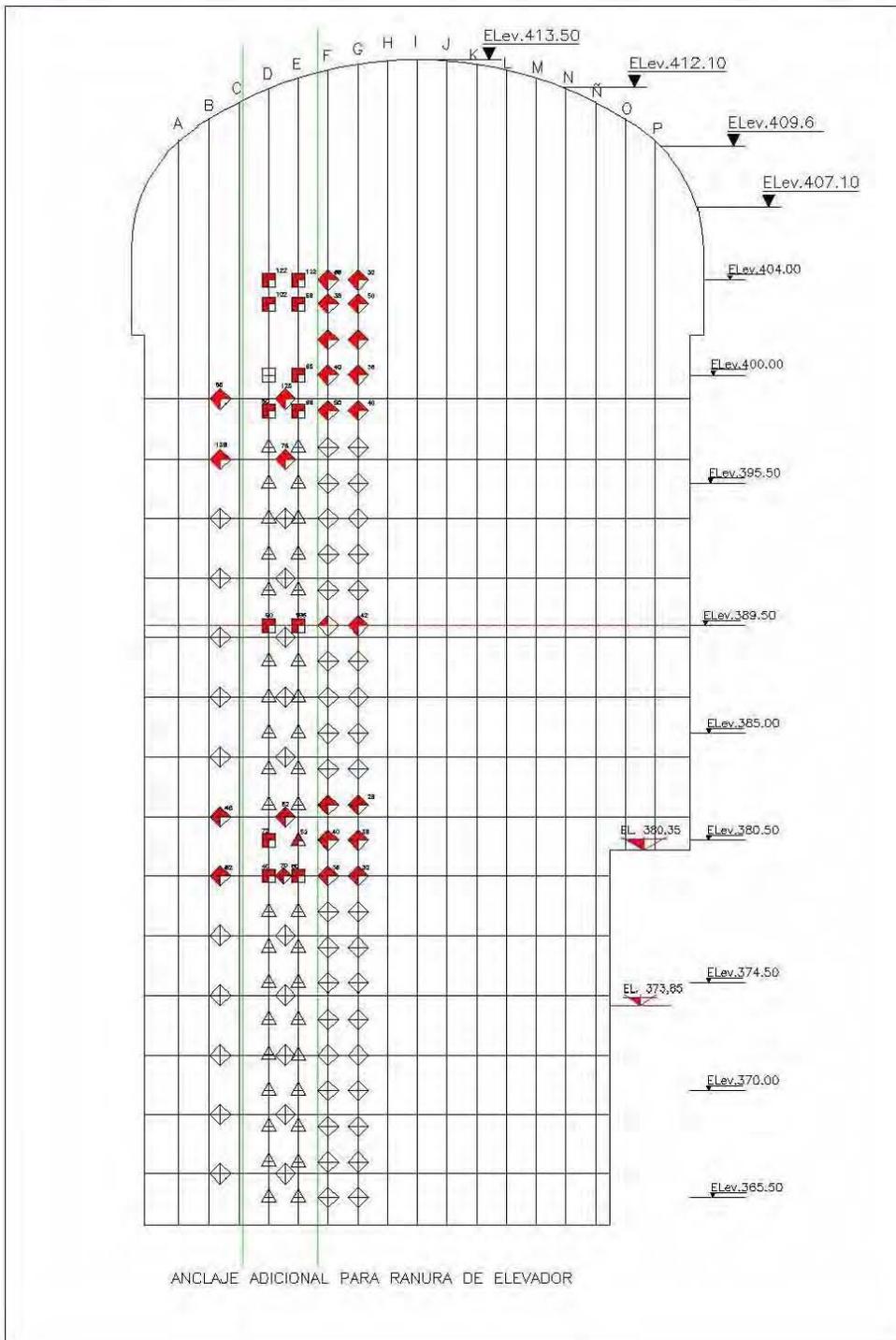


Figura 2.94.- Anclaje final en tímpano poniente de casa de máquinas

2.3.3.2 GALERÍA DE OSCILACIÓN

Previo a la presentación de los casos relevantes en la excavación de la galería de oscilación y para contar con un marco de referencia, se describen las condiciones geológicas particulares encontradas en la bóveda y paredes de la excavación.

A) CONDICIONES GEOLÓGICAS PARTICULARES

La caverna de la galería de oscilación quedó excavada en rocas de las unidades Tmid y Tmird, consideradas como rocas de regular a buena calidad con base en los parámetros de RQD obtenidos de los núcleos de roca de los barrenos exploratorios; sin embargo, la masa rocosa está afectada por discontinuidades representadas por fallas, fracturas y seudoestratificación.

La unidad Tmid se excavó desde la bóveda, a la cota 433,70 msnm (Figura 2.95) hasta la elevación 399 msnm., en la pared de aguas arriba, mientras que en la pared de aguas abajo se excavó hasta la elevación 384 msnm. La roca se presentó sana, compacta y dura, medianamente fracturada, de buena calidad, con rellenos de calcita y arcilla entre las juntas, con espesor entre 0,1 a 0,5 cm, siendo esta última la más abundante en la pared de aguas abajo, desde el cadenamiento 0+000 al 0+062.5, hasta la elevación 402 msnm en promedio.

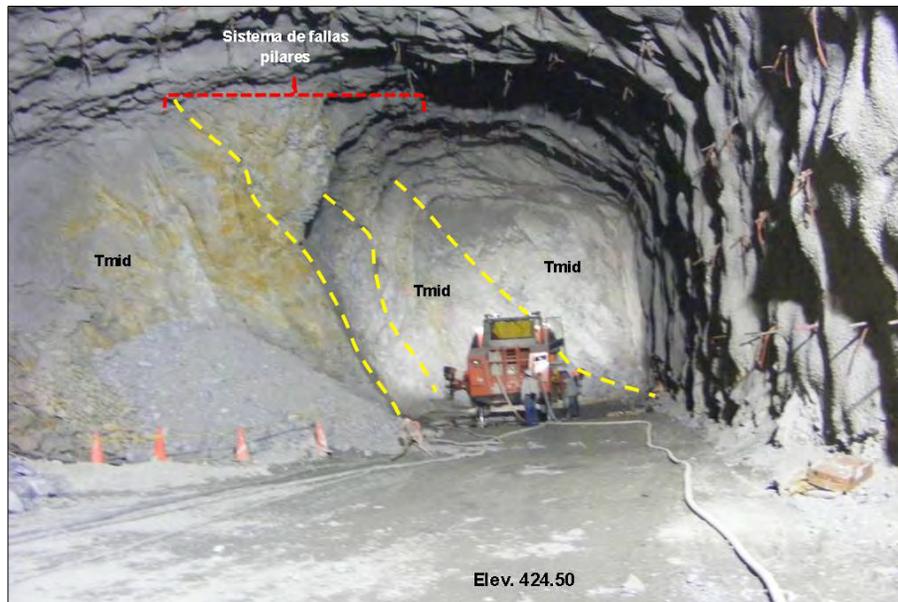


Figura 2.95.- La bóveda de la galería de oscilación quedó excavada en la roca de la unidad Tmid, con la presencia de un sistema de falla denominado pilares.

La excavación de la unidad Tmird inició a partir de la elevación 425 msnm en la pared de aguas arriba, mientras que en la pared de aguas abajo inició en la elevación 407 msnm y terminó hasta el piso de la galería de oscilación. La roca es masiva, compacta, dura y

fracturada, dicho fracturamiento al intersecarse forma bloques tabulares en ambas paredes, el relleno principal es arcilla y en ocasiones acompañado de óxidos de hierro (Figura 2.96).

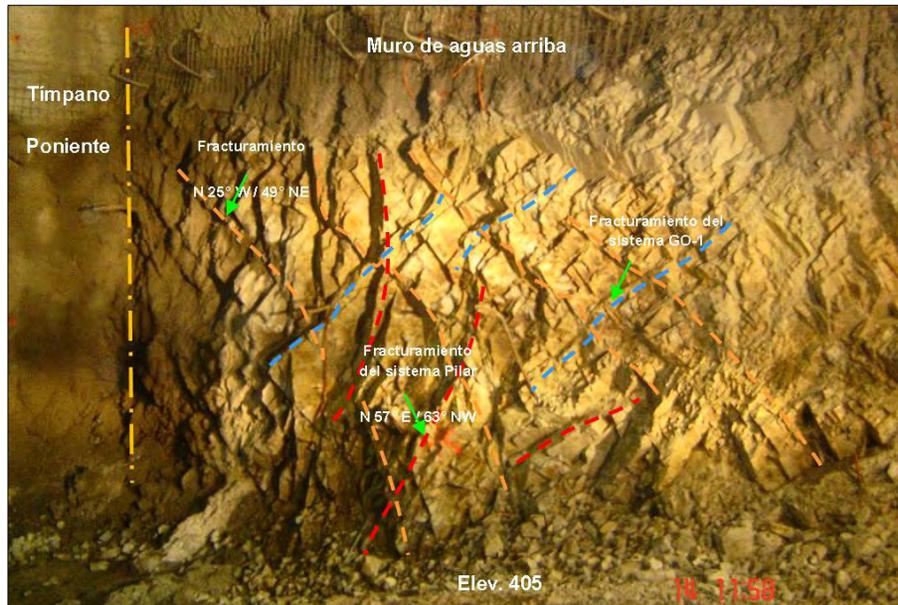


Figura 2.96.- En la pared de aguas arriba de la galería de oscilación los sistemas “Pilar – seudo – sistema secundario” forman bloques tabulares o rombos con salida a la excavación.

Cuando la excavación se encontraba en la elevación 402 msnm, hacia la pared de aguas arriba y hacia la clave del túnel de desfogue en la pared de aguas abajo a la elevación 395 msnm aproximadamente, se presentó la Falla GO-1 con un rumbo N 25° W y un echado de 41° al SW. Esta estructura presentaba una condición de roca muy fracturada al bajo y al alto con una orientación promedio de N 40° W y echado de 41° al SW sistemático y con una frecuencia de 7 por metro, muy persistente y continuo (Figuras 2.97 y 2.98).

La roca al bajo de la falla GO-1 es una ignimbrita riodacítica fluidal (Tmird) resistente al golpe del martillo y presenta oxidación, al alto de la misma se presenta la Tmird pero va teniendo un cambio litológico gradual a la ignimbrita dacítica (Tmid) de coloración grisácea y moderadamente fracturada.

La seudoestratificación es una discontinuidad frecuente en el macizo rocoso y contribuye a la formación de bloques, al combinarse con otros sistemas de fracturamiento (Figura 2.99).

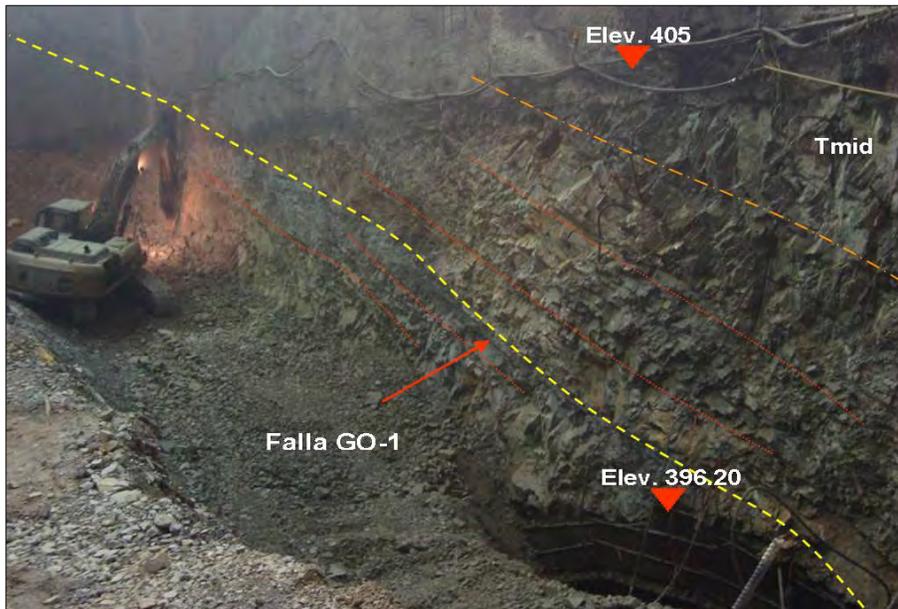


Figura 2.97.- Plano de la falla GO-1 que a su bajo se presenta la Tmird y al alto se tiene a la Tmid se presenta desde la elevación 405 hasta la elevación 395 msnm aproximadamente hacia la clave del túnel de desfogue.

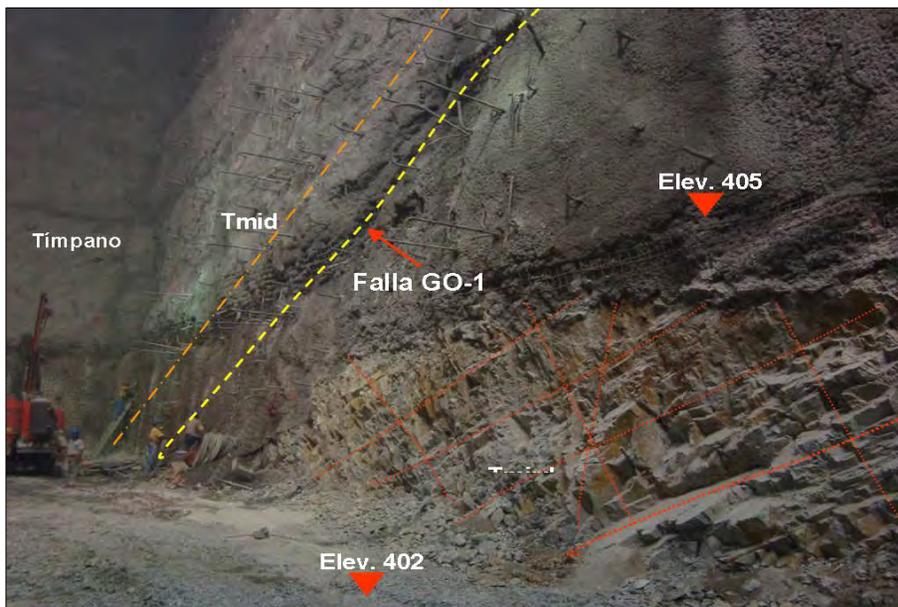


Figura 2.98.- En la pared de aguas arriba de la galería de oscilación se tiene la presencia de un fracturamiento muy persistente al bajo de la falla GO-1, el cual tiene salida franca a la excavación en conjugación con otros sistemas.

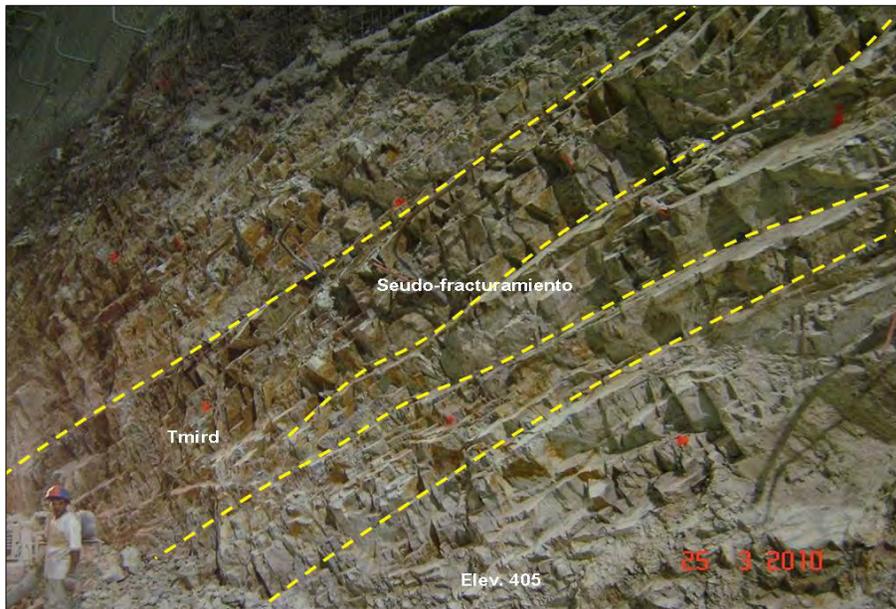


Figura 2.99.- En la pared de aguas abajo de la galería de oscilación se observó un fuerte fracturamiento que se asocia con la pseudoestratificación.

B) ANÁLISIS GEOLÓGICO ESTRUCTURAL

Mediante el análisis estereográfico de los datos estructurales tomados en la bóveda, paredes y tímpanos de la caverna de galería de oscilación durante el proceso de excavación, se determinaron los sistemas preferenciales de fracturamiento, con el objeto de prevenir la formación de bloques y cuñas potencialmente inestables formados al intersecarse los planos de las discontinuidades.

a. Bóveda

En el caso de la bóveda se llevó a cabo el análisis estereográfico de 240 datos estructurales, con el cual se determinaron siete sistemas de discontinuidades, tres preferenciales y tres secundarios (Figura 2.100).

Adicionalmente, con el análisis realizado de las intersecciones de los sistemas preferenciales representados en la Figura 2.101 se identificó la formación de tres bloques potencialmente inestables en la bóveda:

El bloque **A**, está formado por la combinación de los sistemas S1, S3 y S5, la característica principal de las fracturas representadas por estos sistemas es el relleno de arcilla, combinada con calcita con espesor menor a 0,4 cm. El bloque **B** se forma al intersecarse los sistemas S1, S2 y S4, los cuales representan un fracturamiento semicerrado con relleno de calcita y arcilla oscura ligeramente plástica, mientras que el tercer bloque **C** está formado por los mismos sistemas que el bloque B, pero la

característica más relevante de estas discontinuidades es la presencia de arcilla de color gris oscuro entre las juntas y en las fallas del sistema pilar con un espesor de ± 5 cm.

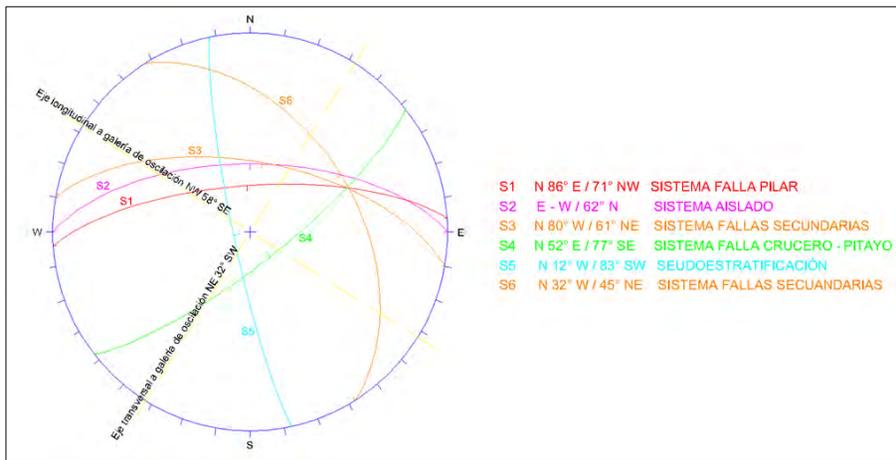


Figura 2.100.- Representación estereográfica de los sistemas de discontinuidades, diferenciados en la bóveda de la galería de oscilación.

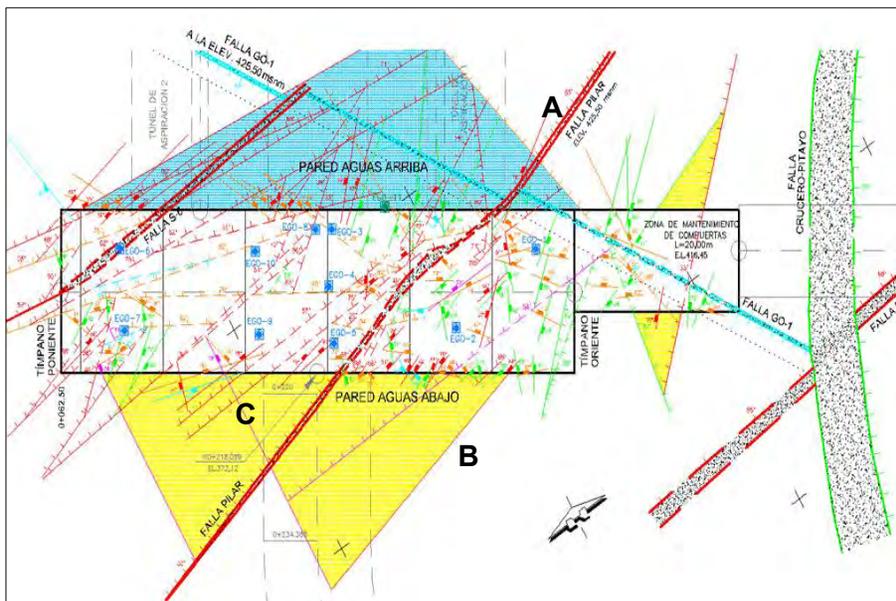


Figura 2.101.- Planta geológica estructural de la bóveda, en donde se ilustra la formación de tres bloques potencialmente inestables.

b. Pared de aguas arriba

Para el análisis estereográfico de esta pared se utilizó una base de 277 datos estructurales representados en la Figura 2.102.

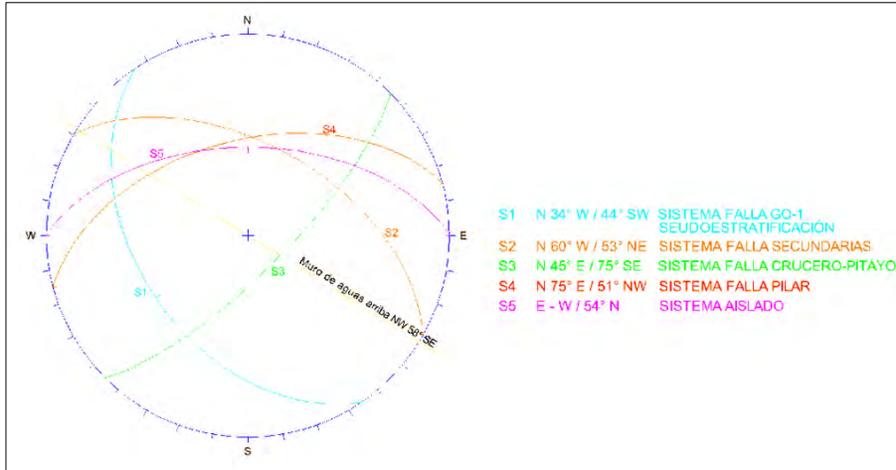


Figura 2.102.- Principales sistemas de discontinuidades presentes en la pared de aguas arriba de la galería de oscilación.

c. Pared de aguas abajo

El análisis estereográfico se elaboró con 325 datos estructurales (Figura 2.103), determinándose la existencia de siete sistemas preferenciales, de los cuales tres se consideran principales y cuatro secundarios.

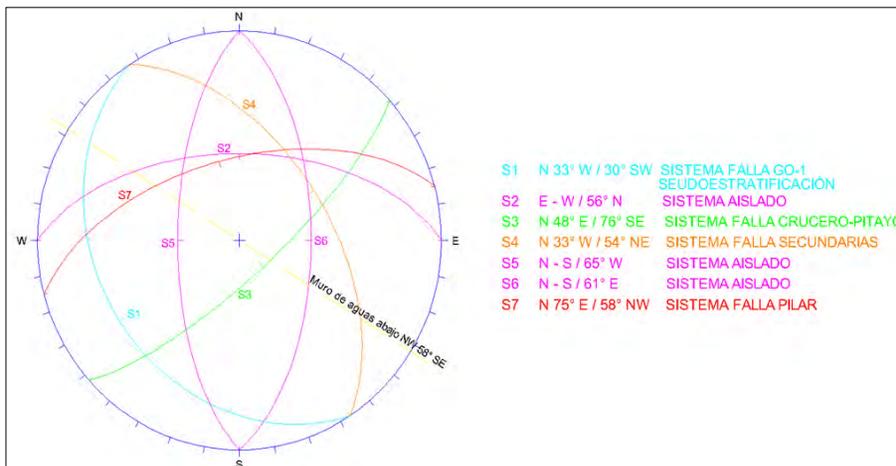


Figura 2.103 Sistemas preferenciales de la pared de aguas abajo de la galería de oscilación.

Con los sistemas preferenciales obtenidos mediante el análisis estereográfico se determinaron los bloques potencialmente inestables formados con la intersección de los sistemas S1, S3 y S7, los cuales fallan por deslizamiento a través de los planos de

fracturamiento rellenos con arcilla del sistema S7 y que se delimitan por los sistemas S1 y S3, tal y como se muestra en la Figura 2.104, 2.105 y 2.106.

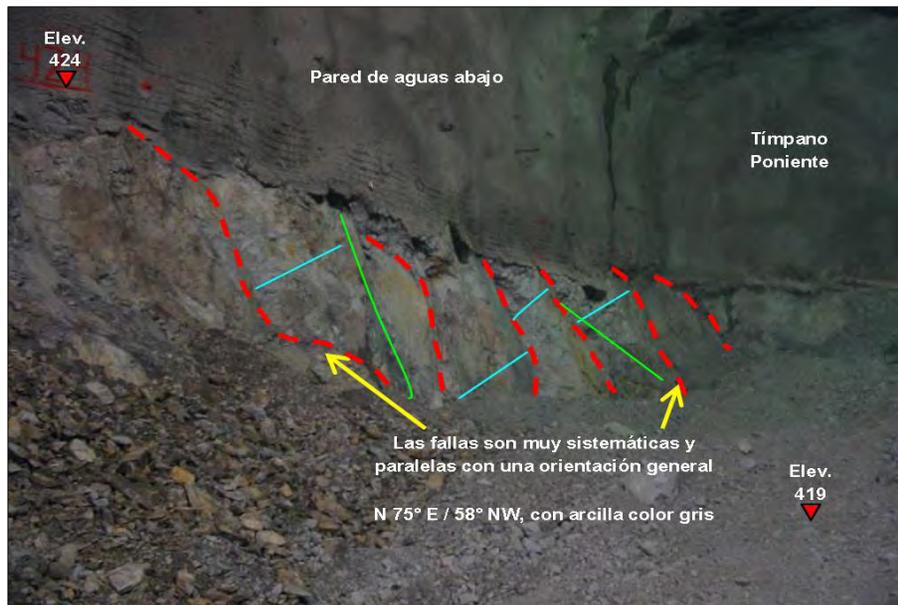


Figura 2.104.- Se aprecia en la pared de aguas abajo de la galería de oscilación, un sistema de fallas muy persistente, lo cual fue muy característico de la unidad Tmid.



Figura 2.105.- Geología en la pared de aguas abajo de la GO

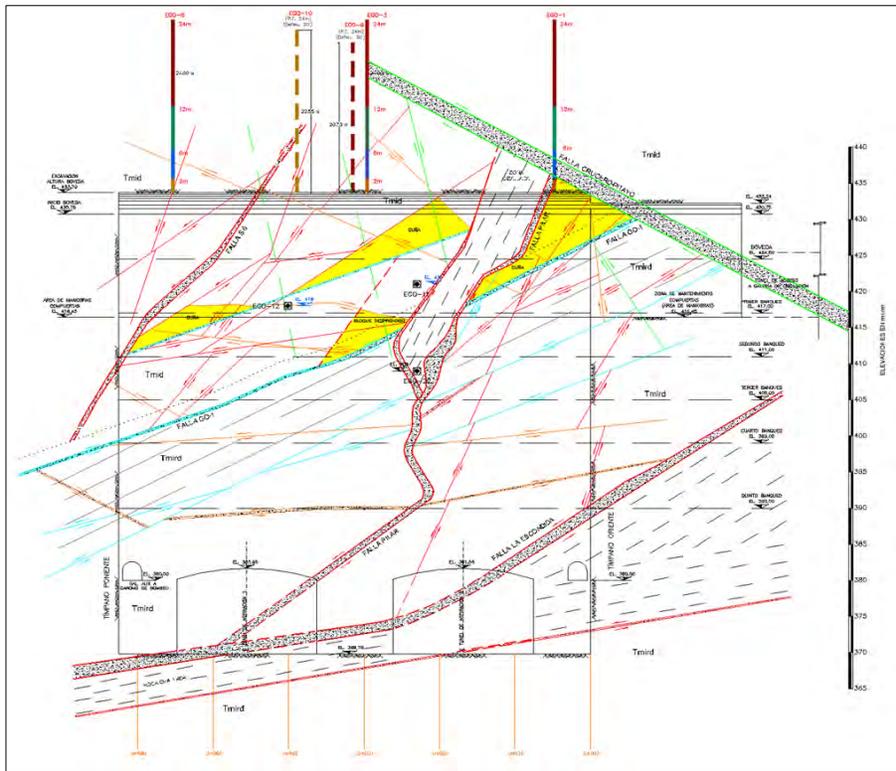


Figura 2.106.- Geología en la pared de aguas arriba de la GO.

C) DESPRENDIMIENTO DE CUÑA EN LA PARED DE AGUAS ARRIBA

a. Problemática geológica

Al realizarse la excavación del segundo banqueo en la zona de la rampa de acceso de la estación 0+040 a 0+020 y entre las elevaciones 419 a 411 msnm de la pared de aguas arriba, se presentó el desprendimiento de una cuña de roca delimitada por los sistemas de fracturas $N70^{\circ}E/48^{\circ}NW$, $N30^{\circ}W/63^{\circ}NE$ y la falla GO-1 con orientación y echado $N25^{\circ}W/41^{\circ}SW$, siendo esta última estructura la superficie por donde deslizó el bloque (Figura 2.107).

La falla ocurrió debido a que por el proceso constructivo en la zona de la rampa de acceso no se aplicó el tratamiento de soporte a la roca en una zona de unos 10 m de altura, solamente se tenía la aplicación de concreto lanzado y la falla geológica por donde deslizó la cuña tenía relleno arcilloso.

En la Figura 2.108, se muestra esquemáticamente la zona donde se desprendió la cuña antes mencionada, la cual puso en evidencia la geometría de las cuñas potenciales que podrían formarse al concluir con la excavación de toda la pared, razón por la cual era indispensable que los tratamientos de anclaje se colocaran conforme se avanzaba en la excavación.

En la Figura 2.109, se muestra la geometría de la falla GO-1, que cruzaba diagonalmente a ambas paredes de la galería de oscilación, siendo la pared de aguas arriba la más desfavorable por tener su echado con salida franca a la excavación.



Figura 2.107.- Bloque desprendido en la pared de aguas arriba de la GO.

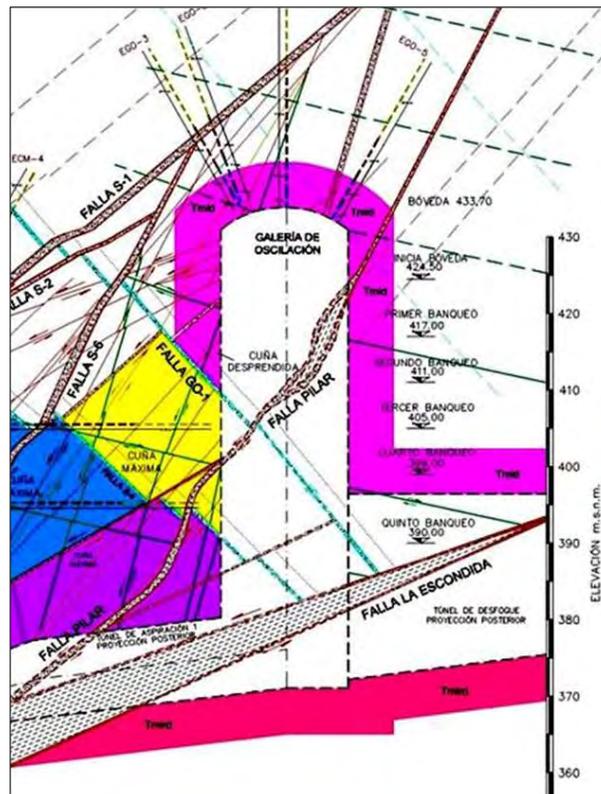


Figura 2.108.- Sección geológica transversal a la galería de oscilación que muestra la cuña formada en la pared de aguas arriba.



Figura 2.109.- Vista de la falla GO-1 que va desde la pared de aguas abajo hasta la pared de aguas arriba de manera diagonal a la galería de oscilación.

b. Solución geotécnica

- Se recomendó suspender la excavación hasta realizar trabajos de reposición, con lo cual se evitaría la propagación del caído.
- Realizar una reposición del caído con el uso de concreto hidráulico $f'c= 19,6$ MPa. La reposición debería estar armada para ligarla a los anclajes de proyecto. Se recomendó realizar una limpieza exhaustiva de los materiales remanentes y escarificar el plano de deslizamiento, además de nivelar esta superficie de manera de tener un desplante horizontal del concreto. En la Figura 2.110 se muestra parte de este proceso y en la Figura 2.111 los trabajos realizados de reposición y anclaje implementados.
- Ante la inminente posibilidad de formación de una cuña de mayores dimensiones se anticipó el incremento de los anclajes de 22 m a 24 m de longitud. Con esto se mejoraría el traslape de los anclajes entre ambas cavernas para el reforzamiento del pilar central.

D) REVISIÓN GENERAL DE LA ESTABILIDAD DE LAS PAREDES Y RECOMENDACIONES DE REFUERZO ADICIONALES.

a. Problemática geológica

Teniendo como antecedente el caído descrito en el inciso C) y otros similares pero de menores dimensiones, se procedió a realizar una revisión de la estabilidad general de las paredes, comenzando con la de aguas arriba que era la que exhibía las condiciones más desfavorables.



Figura 2.110.- Trabajos para realizar la reposición en la pared de aguas arriba.

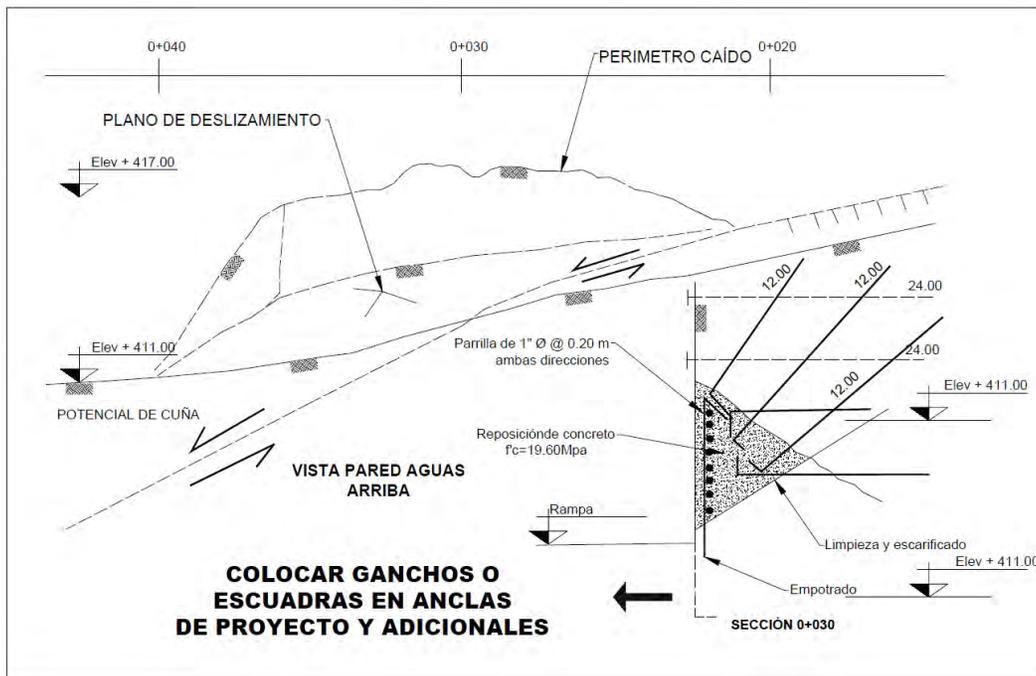


Figura.2.111.- Trabajos de reposición de concreto en la pared de aguas arriba.

Las fallas geológicas que se han identificado en la vecindad de los caídos son similares en rumbo y echado a la falla S-4, que es una estructura geológica de dimensiones importantes que fue detectada en la bóveda de la casa de máquinas; si esta falla se proyecta hacia la galería de oscilación se debería interceptar en la parte inferior de la pared de aguas arriba.

Como se ha descrito en párrafos anteriores las principales discontinuidades que predominan en la galería de oscilación y que rigen el comportamiento del macizo rocoso son las fallas del sistema Pilares cuyo rumbo es prácticamente E-W, a diferencia de casa de máquinas donde este sistema tiene un rumbo predominante de N60°-70°E.

Las fallas tipo Pilares interceptan en su totalidad a la caverna de oscilación y son escasas las fallas Pilares que son interrumpidas en su continuidad por otras estructuras geológicas; tomando en cuenta esta característica, se consideró que las cuñas de roca de mayores dimensiones que se podrían formar en la pared quedarán acotadas o limitadas por estas discontinuidades.

Las fallas que se consideraron que pueden poner en riesgo la estabilidad de la pared de aguas arriba tienen rumbo NW y son sensiblemente paralelas (entre 0° y 25°) a la pared de referencia, con echados de 33° a 50° hacia la excavación. Todas estas fallas tienen rellenos de arcilla y roca triturada con tamaños de arena principalmente, el espesor de relleno varía entre 0,5 cm y 2 cm en la mayoría de las fallas y se ha observado una continuidad a lo largo de la pared de 30 m como máximo.

b. Solución geotécnica

Se realizaron análisis de estabilidad de cuñas considerando las de mayores dimensiones que se pudieran presentar cuando estuvieran expuestas toda las paredes.

En un primer análisis se hizo un pronóstico del afloramiento de la falla S-4 en la parte baja de la pared, la cual formaría una cuña acotada lateralmente por dos fallas del sistema Pilares, mismas que controlarían la dirección del movimiento de la cuña (Figura 2.112).



Figura 2.112.- Esquema de cuña máxima tipo 1.

En el otro análisis se consideró la formación de una cuña que deslizaría por una falla de bajo ángulo con rumbo similar a la falla que produjo el caído (falla GO-1), la cual se detectó en la plataforma de mantenimiento de compuertas y se considera pudiera extenderse hasta la parte inferior de la pared de aguas arriba de la galería (Figura 2.113).



Figura 2.113.- Esquema de cuña máxima tipo 2.

Los resultados de los análisis concluyen que, considerando el anclaje con su máxima capacidad de carga ambas cuñas son estables bajo las distintas sollicitaciones (peso propio, presión de agua y carga por sismo) aunque para algunas condiciones de carga los factores de seguridad son menores a 1,5, considerado usualmente como un valor mínimo en los análisis de estabilidad.

Debido a la gran altura de la caverna de la galería de oscilación y considerando los resultados de los análisis de cuña máxima, cuya estabilidad está directamente relacionada con la fuerza del anclaje, fue que se decidió implementar un sistema de soporte adicional, para lo cual se realizaron análisis adicionales, reduciendo la capacidad del sistema de soporte al 50% de su carga de trabajo y que el resto de la carga fuera contenida por elementos de contención tipo puntales.

El resultado de este análisis dio que al limitar la capacidad del anclaje a no más del 50% de su carga de trabajo, los puntales o troqueles tomarían una carga del orden de 11 000 toneladas.

Recomendaciones:

- E) Para reducir los volúmenes de sobre-excavación generados por las condiciones geológicas se recomendó emplear un sistema de anclaje colocado previamente

(preanclaje), principalmente para el perfilamiento de las paredes de aguas arriba y aguas abajo.

- F) La decisión de aumentar la longitud de los anclajes de diseño de 22 a 24 m es suficiente para mantener estable la pared de aguas arriba, que resulta ser la más crítica. Los anclajes de la pared de aguas abajo también resultan suficientes para asegurar la estabilidad de la excavación.
- G) Limitar la capacidad del anclaje para que no sobrepase del 50% de su capacidad, por lo cual será necesario diseñar estructuralmente puntales que tengan la capacidad para soportar una carga total del orden de 11 000 toneladas.
- H) Modificar la altura de los banquetes de 6 a 3 m.

En la Figura 2.114 se muestra una sección transversal a las dos cavernas donde se muestran las cuñas reales y los elementos de soporte instalados, así como los elementos adicionales de refuerzo en casa de máquinas y galería de oscilación.

Una parte importante que se verificó durante todo el proceso de excavación fue el pilar central que divide a ambas galerías. El anclaje instalado permitió limitar las deformaciones e impidió la generación del movimiento de las grandes cuñas que potencialmente pudieron haber deslizado.

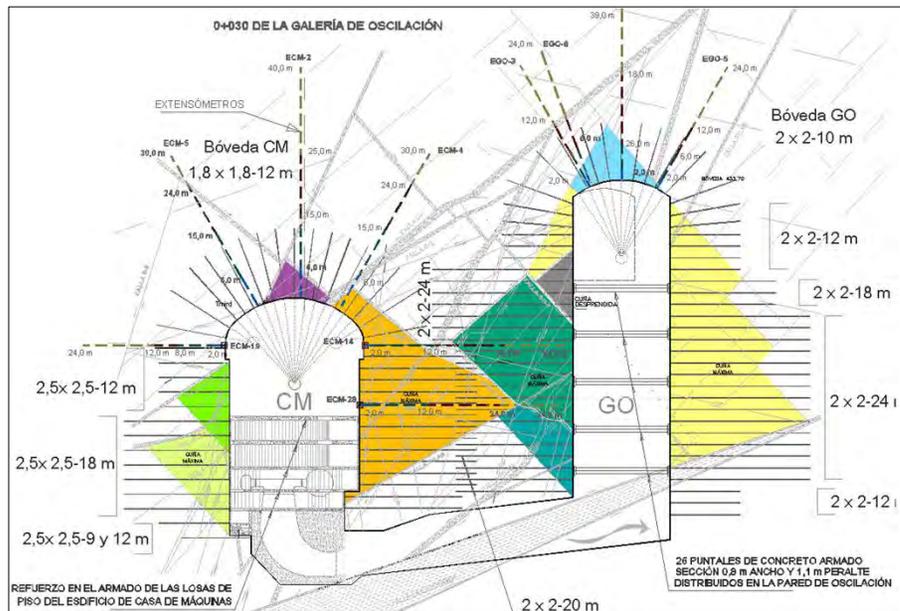


Figura 2.114. Sección transversal a las cavernas, geometría de cuñas y sistemas de soporte.

Con las modificaciones antes indicadas y algunas otras adecuaciones que sucedieron durante el seguimiento de las excavaciones (no documentadas por ser de menor impacto), el sistema de anclaje de la caverna de oscilación quedó distribuido como se muestra en las figuras 2.115 a 2.118.

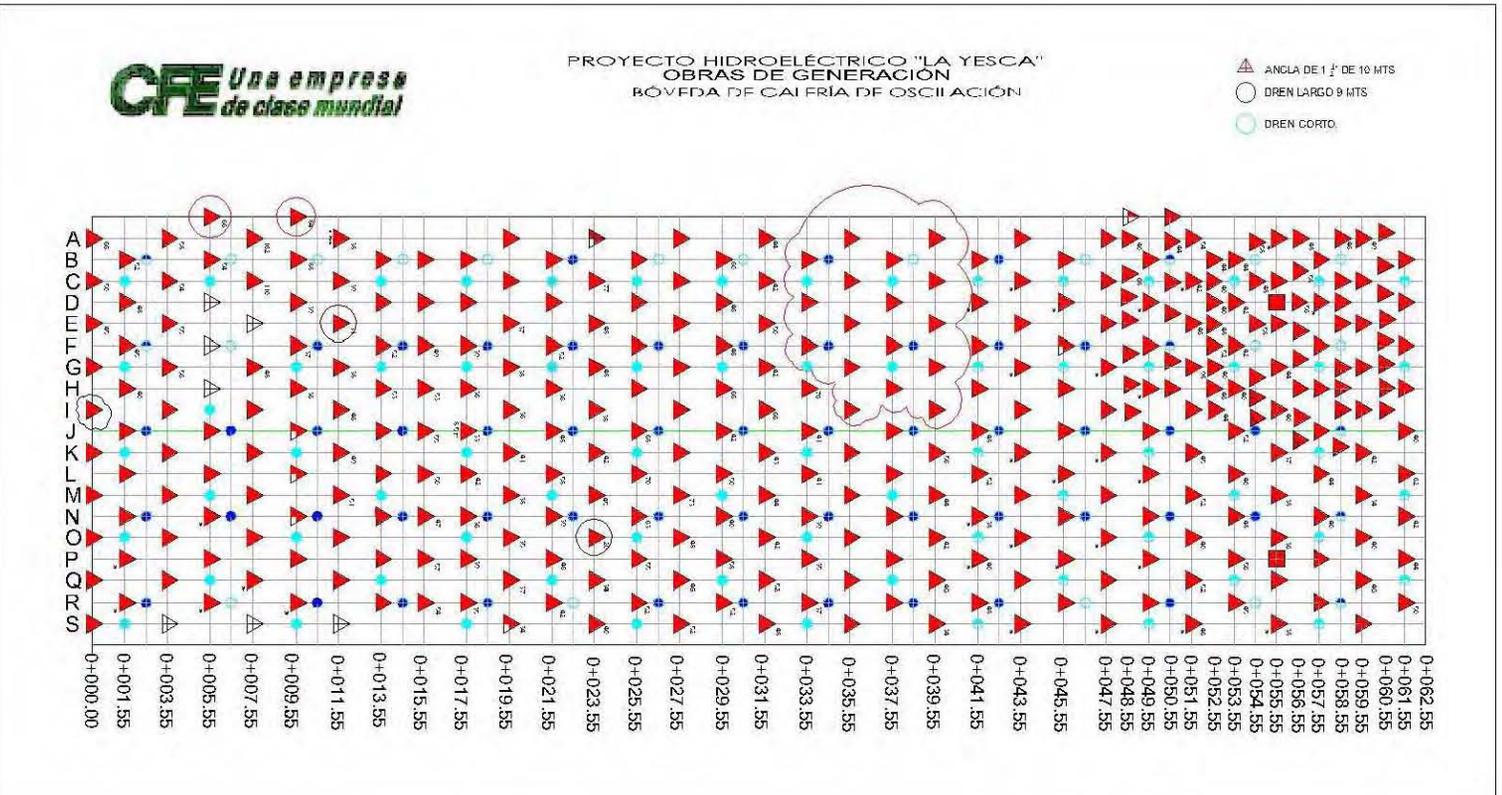
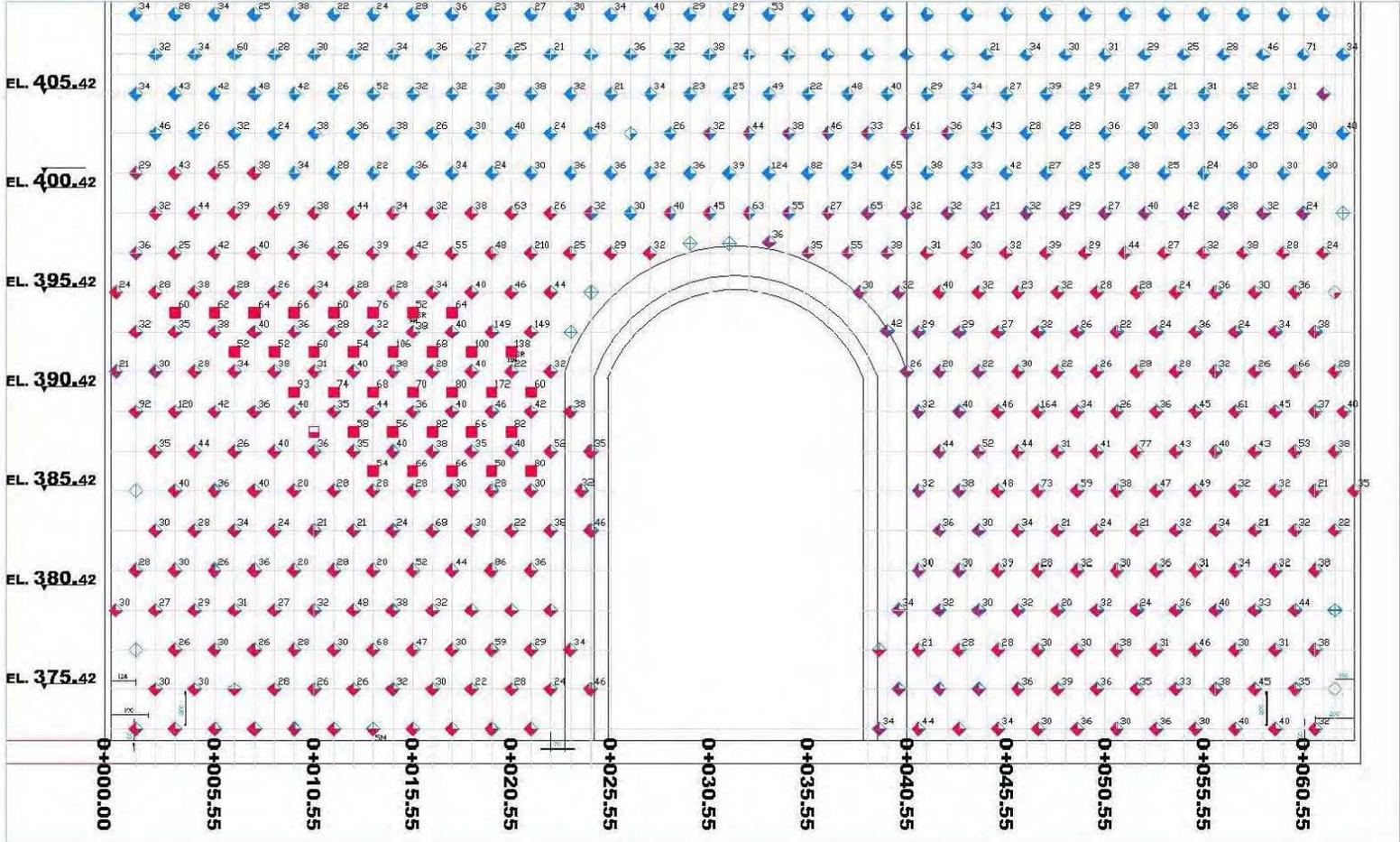


Figura 2.115.- Anclaje final en bóveda de galería de oscilación

Figura 2.116.- Anclaje final en muro aguas abajo de galería de oscilación



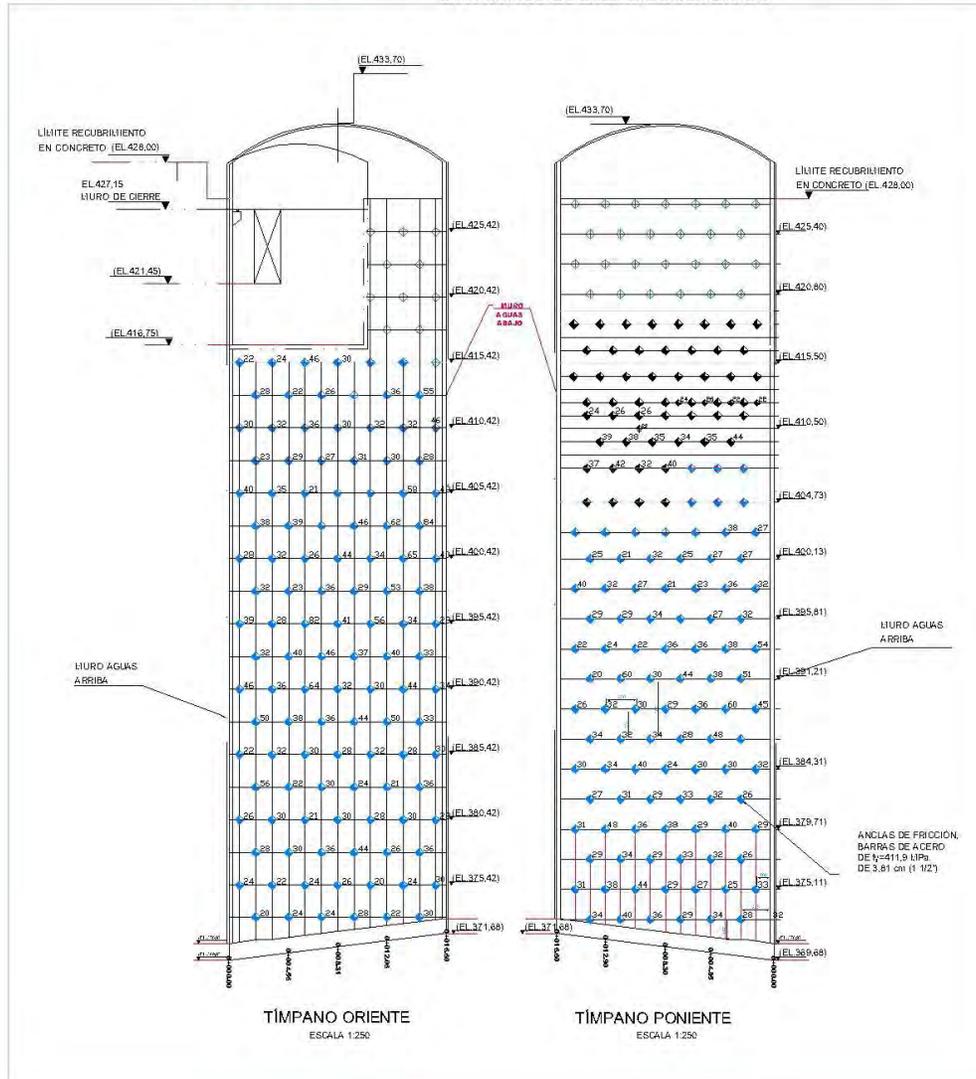


Figura 2.118.- Anclaje final en tímpanos de galería de oscilación

2.3.3.3 TÚNELES DE ASPIRACIÓN Y PILAR CENTRAL

a. Problemática geológica

La excavación de los túneles de aspiración se inició por el frente de la galería de oscilación mediante dos túneles piloto derivados del túnel de desfogue. Desde el inicio de la excavación se observaron condiciones geológicas que no se habían contemplado durante la etapa de estudios, el sistema principal de fallas denominado "Pilar" ya se había previsto que pudiera interceptar a los túneles de aspiración, lo cual se había confirmado en el tramo excavado, sin embargo la calidad de la roca había sido relativamente más baja a la que se había considerado cuando se proyectó el sistema de soporte temporal de estos túneles, particularmente en las zonas de falla y áreas circundantes.

Los túneles de aspiración son de sección rectangular con 18,8 m de ancho y altura variable, mientras que el pilar de roca entre dichos túneles tendrá un ancho de 8,9 m, debido a dicha geometría la roca estará sometida a esfuerzos medios mayores que el doble de los esfuerzos in situ antes del inicio de las excavaciones (Ver Figura 2.119).

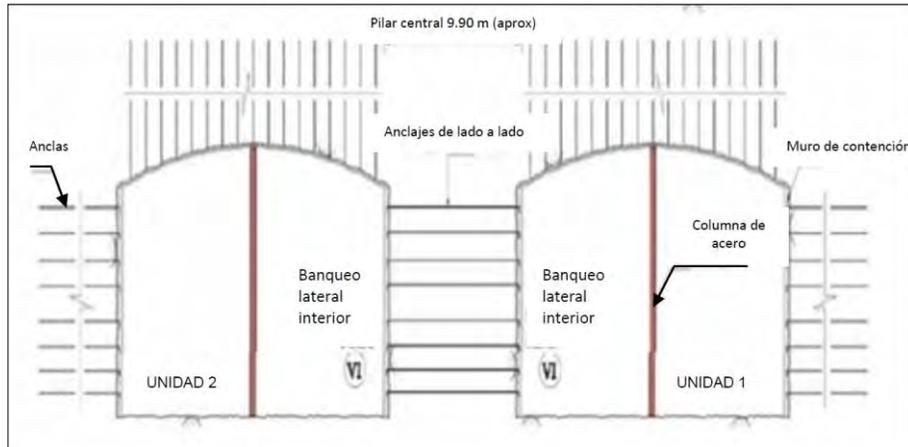


Figura 2.119.- Geometría de los túneles de aspiración.

Cuando se llevaba un avance de 20 m en el túnel piloto central del túnel de aspiración No. 1, se produjo un caído de dimensiones considerables en la pared oriente y bóveda quedando una sobre-excavación de unos 5 m de altura por encima de la bóveda del túnel de aspiración, en un tramo de más de 10 m.

Por las condiciones geotécnicas prevaecientes se consideró probable que se produjeran otros caídos en los tramos que faltaba por excavar, es decir, continuación de túneles piloto, ampliaciones derecha e izquierda y banqueo, siendo particularmente crítico el pilar central si eventualmente se reduce su ancho efectivo por sobre-excavación. Así, la revisión de la estabilidad de los túneles se enfocó en analizar los posibles mecanismos de falla y evaluar el tratamiento de proyecto y medidas de protección implementadas en obra.

b. Esfuerzos en el pilar central de roca

Los esfuerzos de compresión que se desarrollan en las paredes de los túneles considerando únicamente el peso propio del macizo rocoso desde la plataforma de la subestación hasta el nivel medio de los mismos es del orden de 3 veces el esfuerzo in situ antes de la excavación, con concentración de esfuerzos mayores en las esquinas debido a la forma rectangular de estos túneles e igualmente por esta geometría se generan esfuerzos de tensión en la bóveda. Esta situación ya se había previsto en el diseño preliminar del soporte (Ibarra, J. et al, 2006).

La revisión consistió en determinar la resistencia del macizo rocoso a nivel de los túneles con el criterio de debilitamiento de macizos fisurados de Hoek y Brown, considerando las condiciones geológicas observadas en los túneles piloto y su proyección en el tramo

faltante por excavar y se compara dicha resistencia con los esfuerzos generados, específicamente en el pilar central, el cual estará sujeto a las condiciones más desfavorables. De la comparación se concluyó lo siguiente:

- Con la excavación de los túneles piloto los esfuerzos generados alrededor de los mismos son menores a la resistencia del macizo rocoso y solamente en zonas locales con roca de muy mala calidad la resistencia es menor a los esfuerzos generados; es probable que este último caso se haya presentado en la zona del caído del túnel de aspiración No. 1
- Con la excavación completa de los túneles de aspiración, los esfuerzos medios en el pilar son menores a la resistencia de la roca, a excepción de zonas muy limitadas de concentración de esfuerzos.
- En zonas locales donde el macizo rocoso es de mala calidad (zona de caído y su proyección al pilar central, falla Pilar, falla Gris), los esfuerzos generados en el pilar pueden llegar a ser mayores a la resistencia, incluso en la zona central del mismo. En las zonas donde se prevea esta situación será necesario suspender la excavación para colocar el soporte mencionado, es decir, la losa de concreto armado y las anclas sujetas a ésta y el anclaje de la bóveda.

c. Estructuras geológicas principales

Con base en los levantamientos geológicos, se determinó que las estructuras geológicas tienen una alineación persistente con rumbo E-W. Todas las fallas tienen relleno de arcilla de espesor variable, además, la falla Pilar y la Gris tienen una zona o banda de roca alterada a brecha y arcilla débilmente cementada.

También existen fallas y sistemas de fracturas con rumbo NE y NW, limitadas en extensión por el sistema de fallas Pilar. Estas discontinuidades, en conjunto con la falla Pilar y las paredes de la casa de máquinas y galería de oscilación formarán bloques o prismas de roca de dimensiones considerables que gravitarán directamente sobre el pilar central de roca una vez excavadas las obras mencionadas.

Ya que el pilar central será el apoyo de los bloques de roca mayores es muy importante asegurar la estabilidad del mismo para evitar el colapso de dichos bloques.

d. Análisis de estabilidad del pilar central de roca

Se analizó un bloque de roca delimitado por dos fallas del sistema Pilar separadas 30 m entre sí y que cruza diagonalmente el pilar central y dos fallas o sistemas de fracturas verticales (echados de 80° a 90°) que cruza diagonalmente las bóvedas de los túneles de aspiración. El prisma queda truncado en dos de sus aristas por las paredes de casa de máquinas y galería de oscilación, la parte superior del bloque se delimita por una falla tipo S-4 que se extiende desde casa de máquinas hasta la galería de oscilación con rumbo sensiblemente paralelo al eje de estas obras.

En el análisis se consideró que los puntales metálicos que se prevé colocar al centro de los túneles de aspiración contribuirán parcialmente al soporte del bloque de roca y también se consideró la resistencia de los planos de falla Pilar.

Se analizaron dos condiciones del pilar: a) la estabilidad general del pilar tomando en cuenta la resistencia calculada con la calidad de roca que se ha observado en los túneles piloto y b) la estabilidad local en zonas de roca de muy mala calidad (zonas de falla).

De los resultados del análisis se llegó a las siguientes conclusiones:

- La resistencia media del pilar central era mayor al esfuerzo debido al bloque de roca que gravitaría sobre el mismo, una vez concluidas las excavaciones de las cavernas, siempre y cuando las condiciones geológicas y la calidad de roca de todo el pilar fueran similares a lo observado en los túneles piloto.
- La colocación de puntales de acero al centro de los túneles de aspiración podrían contribuir al sostenimiento del bloque de roca hasta en un 25% de la carga total, aproximadamente. Sería conveniente colocar los puntales previamente a la excavación de la sección completa de los túneles de aspiración.
- El refuerzo adicional al del proyecto original consistente en la colocación de un muro de concreto armado ligado al anclaje en ambas paredes del pilar, sería importante colocarlo con oportunidad especialmente en las zonas donde el macizo rocoso sea de mala a muy mala calidad, con valores de RMR menores de 20.

Recomendaciones:

- Colocación de anclas en el pilar central. Se recomendó conservar el patrón de anclaje, longitud y diámetro de las anclas de proyecto original (patrón de 1,5 m x 1,5 m y diámetro de 38,1 mm de diámetro). La posición del anclaje debe ser horizontal y perpendicular a las paredes del pilar
- Eventualmente se podría colocar el anclaje previo a la excavación de la ampliación interior de los túneles de aspiración (preanclajes) y cortar el excedente de las anclas una vez efectuada la ampliación. Esta opción se recomendó para las zonas donde se preveían sobre-excavaciones debidas a la presencia de roca de muy mala calidad.
- Muro de concreto armado en túneles de aspiración. Se recomendó colocar por tramos los muros de concreto armado. La longitud de los tramos dependería de la calidad de la roca y sería conveniente definirlos en campo, según se vaya observando el deterioro del macizo rocoso en las paredes de los túneles.
- Soporte mediante puntales de acero. Los puntales de acero que se tenían previstos son perfiles IPR de 12" x 12". Se recomendó que su colocación se realizara en pares soldados entre sí para mejorar su capacidad de carga y colocarlos con una separación de 1,5 m entre ejes. Se comentó que era conveniente colocar una trabe metálica en la parte superior de los puntales para aumentar la superficie de contacto de estos elementos con la bóveda de los túneles.

e. Procedimiento constructivo.

Se recomendaron las siguientes alternativas:

- Excavar el túnel piloto central y la ampliación externa (es decir, del lado opuesto al pilar central) con un defasamiento de uno o dos avances como máximo y colocar en forma inmediata el anclaje y concreto lanzado de proyecto
- En cada avance de las ampliaciones, evaluar la calidad de la roca con el fin de tomar decisiones respecto a la colocación inmediata o postergación del muro de concreto armado.
- Realizar el baqueo del túnel piloto central para la colocación de los puntales de acero
- Una vez concluida la fijación y retaque de los puntales al centro de cada túnel, realizar las ampliaciones interiores (del lado del pilar central) y proceder a la colocación del anclaje y muros de concreto armado.

Enseguida se muestran algunas figuras del procedimiento constructivo seguido y los tratamientos aplicados con los que se logró realizar estas excavaciones de los túneles de aspiración con éxito, a pesar de las condiciones adversas de la roca.

1. Con el avance de los banqueos de galería de oscilación, se llegó al nivel de las bóvedas de las aspiraciones sobre la pared aguas arriba de la misma. Entre las Fallas Pilar y La Escondida, se presentaron replicas paralelas de menor magnitud del sistema Pilar dejando una masa de roca de calidad media, condición que mejora gradualmente en el bloque del bajo de la falla Gris. Vista desde el túnel de desfogue hacia la pared de aguas arriba de la galería de oscilación (Figura 2.120).

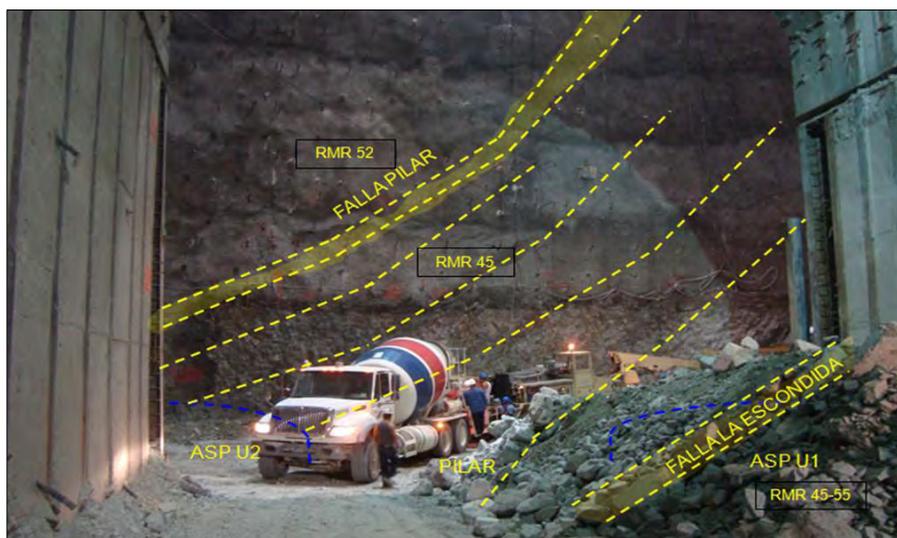


Figura 2.120.- Replicas entre las fallas Pilar y Escondida.

2. Se realizó el banqueo de la pared aguas arriba de la oscilación desbordando el frente del pilar, donde quedó expuesta la condición de la Falla La Escondida. Se iniciaron los desbordes en las caras internas del pilar con medios mecánicos, aproximándose a la línea de proyecto y ejecutando los tratamientos en la bóveda de la aspiración (Figura 2.121).

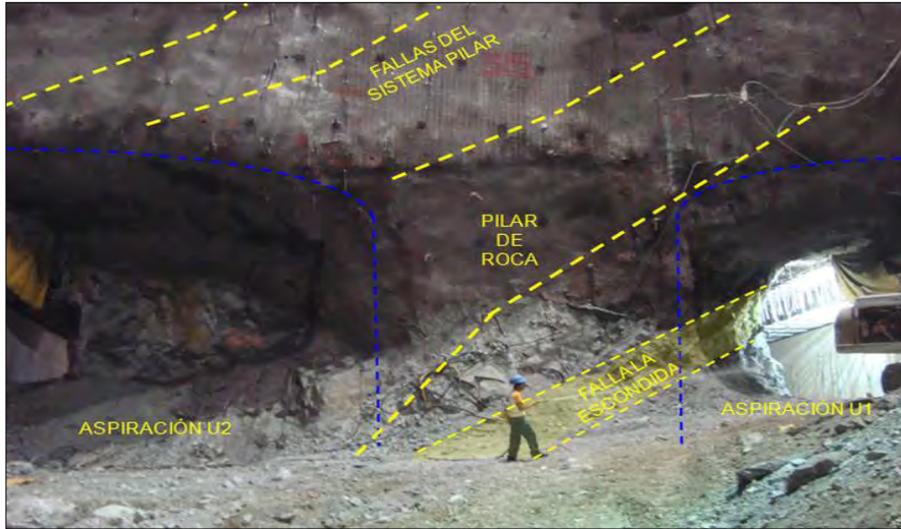


Figura 2.121.- Ubicación de falla La Escondida

3. En la fotografía se aprecia la dimensión del pilar primario antes del desborde y perfilamiento final en el extremo interno (Figura 2.122).



Figura 2.122.- Ubicación de falla La Escondida

- Detalle de la expresión de la Falla Gris sobre el pilar central entre los túneles de aspiración. Se aprecian los muros divisorios de concreto armado que en su interior quedan ahogados los puntales de perfiles IPR. Esto muros deben de estar concluidos antes de realizar el desborde final del pilar (Figura 2.123).



Figura 2.123.- Ubicación de muros divisorios en túneles de aspiración

- Terminación de la excavación y tratamientos en el túnel de aspiración No. 2. Fue de vital importancia el tratamiento con concreto lanzado en la zona de las fallas geológicas, evitando la alteración y falla gradual de la roca de mala calidad. Se observa en el lado izquierdo de la aspiración No. 1, la sobre-excavación en la bóveda por efecto de la Falla La Escondida (Figura 2.124).



Figura 2.124.- Sobre excavación en túnel de aspiración por falla La Escondida

6. Estado final de las excavaciones y tratamientos en ambos túneles de aspiración. Se observan los muros divisorios de concreto que colaboraron para mantener la estabilidad del conjunto. En esta fase quedaba pendiente la colocación del revestimiento definitivo de los túneles en paredes y bóveda el cual es de concreto reforzado de 1 m de espesor (Figura 2.125).



Figura 2.125.- Estado final de la excavación donde se muestra el ancho real del pilar de roca entre los túneles de aspiración.

2.3.4 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LAS EXCAVACIONES

Las figuras que se presentan en este apartado fueron extraídas de los reportes semanales emitidos por la Oficina de Mediciones de la Subgerencia de Comportamiento de Estructuras de la CFE.

Desde la etapa de planificación, estudio y diseño del proyecto, se contempló la instalación de instrumentación geotécnica en todas las excavaciones de la obra, a fin de evaluar su comportamiento en lo que se refiere a deformaciones de la roca durante las diferentes etapas de construcción y tomar las acciones correspondientes en caso de identificarse síntomas de inestabilidad.

Para las obras subterráneas se consideró principalmente la instalación de extensómetros múltiples de barra en las bóvedas y paredes de las propias excavaciones.

Las características de estos instrumentos, en cuanto a número de barras y sus longitudes, se definieron desde la etapa de diseño, y su posición real se definió de manera estratégica conforme se desarrollaban las excavaciones y se conocían las condiciones geológicas. En las Figuras 2.126 y 2.127 se muestran esquemáticamente las

características de los extensómetros usados en las cavernas de la casa de máquinas y galería de oscilación. Algunos se implementaron con medición manual y otros con medición automática.

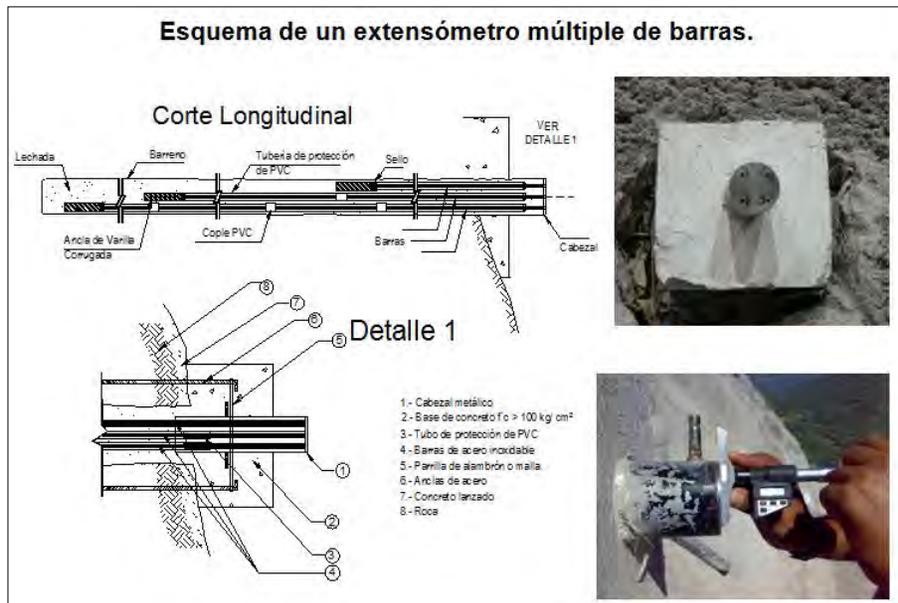


Figura 2.126.- Esquema de un extensómetro múltiple de barra de medición manual.

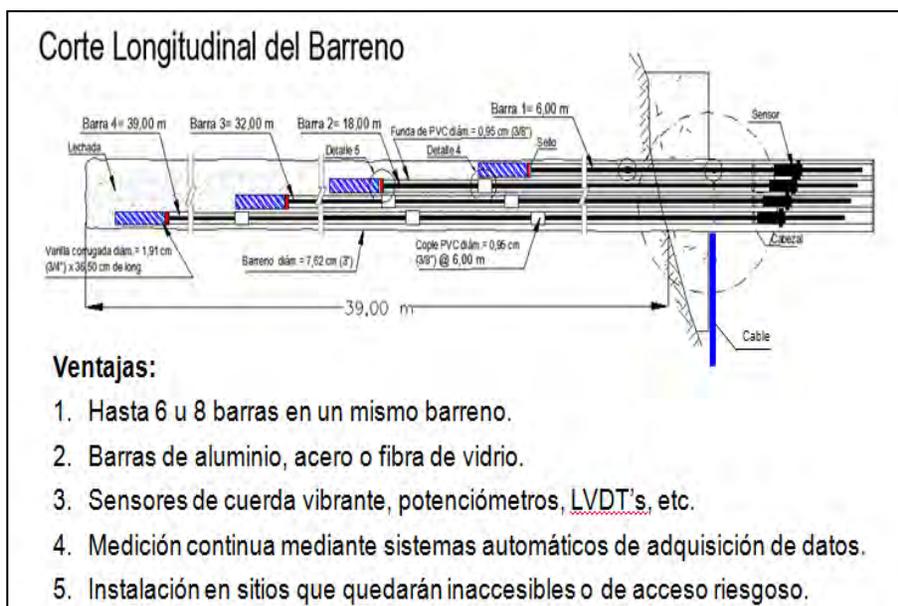


Figura 2.127.- Esquema de extensómetro múltiple de barras con medición automática.

2.3.4.1 INSTRUMENTACIÓN DE LA CASA DE MÁQUINAS (CM)

2.3.4.1.1 Características de los instrumentos y localización

Se instalaron un total de 44 extensómetros múltiples de barras distribuidos de la forma siguiente: 12 en la bóveda, 13 en la pared aguas arriba, 15 en la pared aguas abajo, 2 en el tímpano poniente y 2 en el tímpano oriente.

La longitud máxima de las barras es de 38 m y las barras intermedias son variables, de 2, 6, 12, 24 y 30 m.

La localización de los instrumentos se indica en las Figuras 2.128, 2.129 y 2.130.

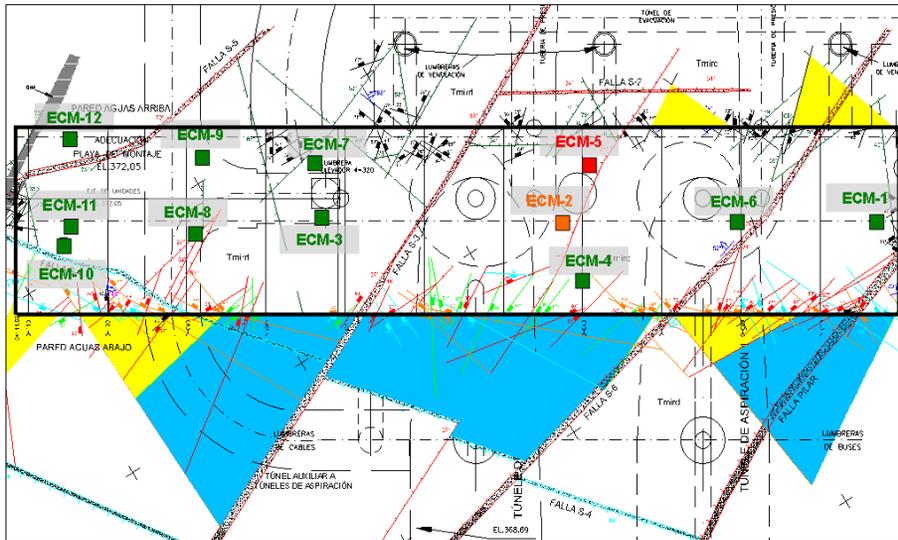


Figura 2.128.- Extensómetros en la bóveda de la casa de máquinas.

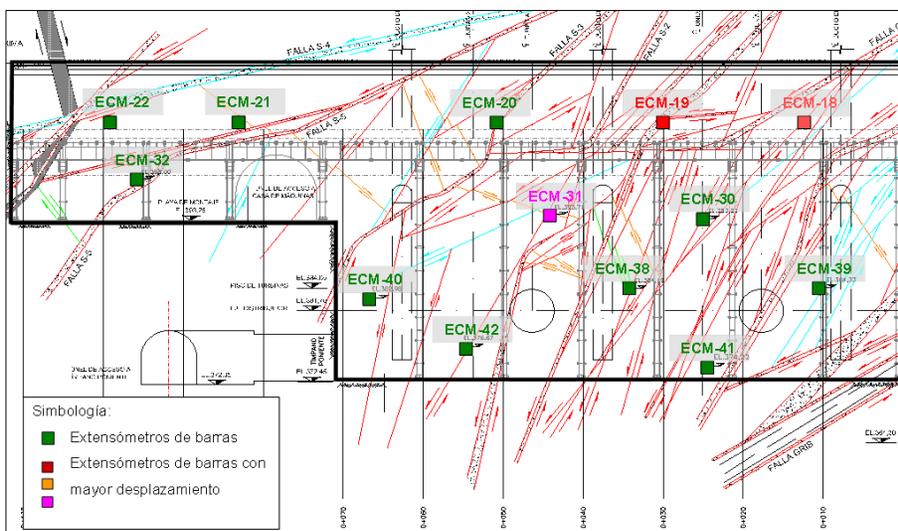


Figura 2.129. Extensómetros en la pared de aguas arriba de la casa de máquinas.

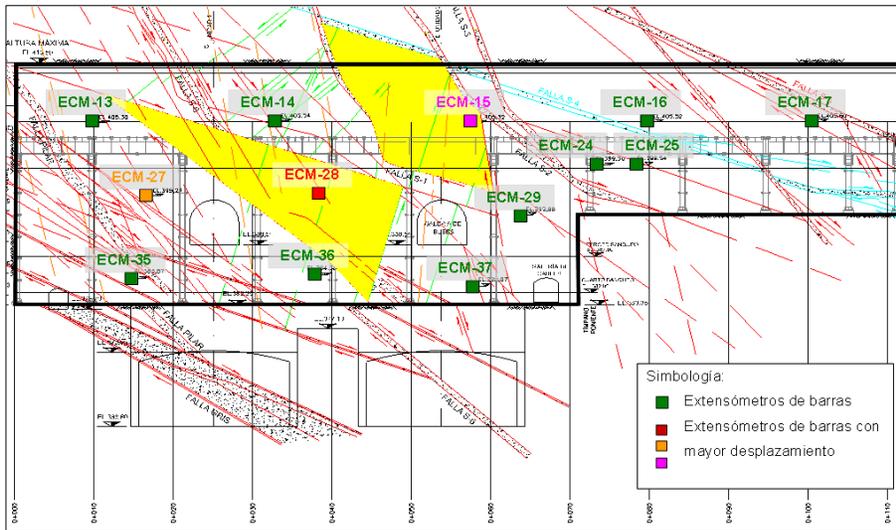


Figura 2.130.- Extensómetros en la pared de aguas abajo de la casa de máquinas.

2.3.4.1.2 Comportamiento observado

Los registros de las mediciones con las cuales se hacen las interpretaciones que en seguida se describen, cubren un periodo aproximado de 32 meses, de los cuales, los primeros 12 meses corresponden a la etapa de excavación de la propia caverna y los 20 meses restantes al comportamiento posterior, durante el cual se ejecutaron el resto de las excavaciones de las obras auxiliares contiguas.

Otro aspecto importante a considerar es que, los resultados de las mediciones no corresponden a las deformaciones totales que experimentó el macizo rocoso al realizarse las excavaciones, ya que una parte de dichas deformaciones (inmediatas) no fue posible registrarlas puesto que los instrumentos se instalaron en forma posterior al proceso de excavación. No obstante, la información recabada permitió conocer durante la construcción el comportamiento de la roca para adoptar las medidas necesarias y asegurar la estabilidad de las excavaciones. Posteriormente, permitirán evaluar el desempeño del sistema de soporte instalado, al menos, durante la vida de la Central.

A) Bóveda CM

Las máximas deformaciones se presentaron en el extensómetro ECM-5 con valores acumulados de 15,6 mm, en el resto de los instrumentos las deformaciones oscilaron en entre los 3 y 10 mm (Figura 2.131).

Las mayores velocidades de deformación ocurrieron durante la etapa de banqueos. El comportamiento actual muestra estabilidad en todos los instrumentos, lo cual refleja el adecuado comportamiento del sistema de soporte.

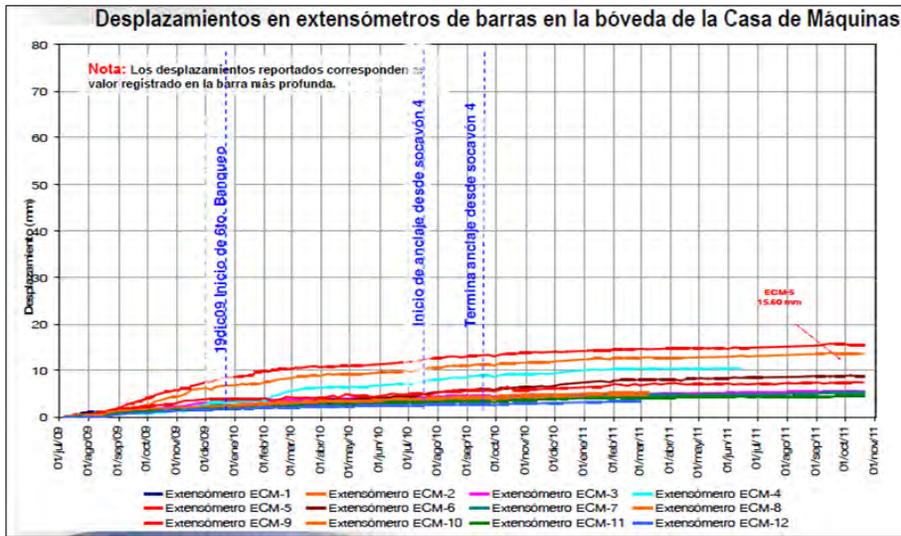


Figura 2.131. Desplazamientos en los extensómetros de la bóveda de CM.

B) Pared de aguas arriba

La mayoría de los instrumentos registró deformaciones inferiores a los 40 mm, a excepción de la zona donde se ubican los extensómetros ECM-18 y ECM-19 que registraron las máximas deformaciones de hasta de 82,5 mm (Figuras 2.132). Esta zona de mayores deformaciones es de carácter local y poco profunda, obedece a condiciones de roca de muy mala calidad por la presencia del sistema de fallas Pilar (RMR 31 a 40) Las máximas deformaciones ocurriendo en el intervalo de 0 a 2 m de la pared de la excavación.

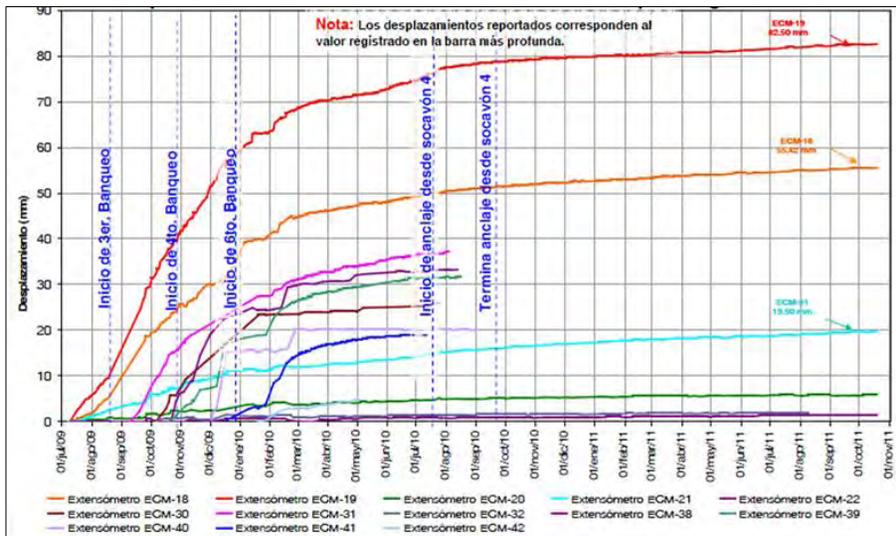


Figura 2.132.- Desplazamientos en los extensómetros de la pared de aguas arriba de CM.

En la Figura 2.133 se muestra una sección geológica por el extensómetro ECM-19, la cual explica las anomalías geológicas existentes en este instrumento y en el extensómetros ECM-18; circunstancia que implicó el reforzamiento del sistema de soporte como se indicó en el caso F) del inciso 2.3.3.1.

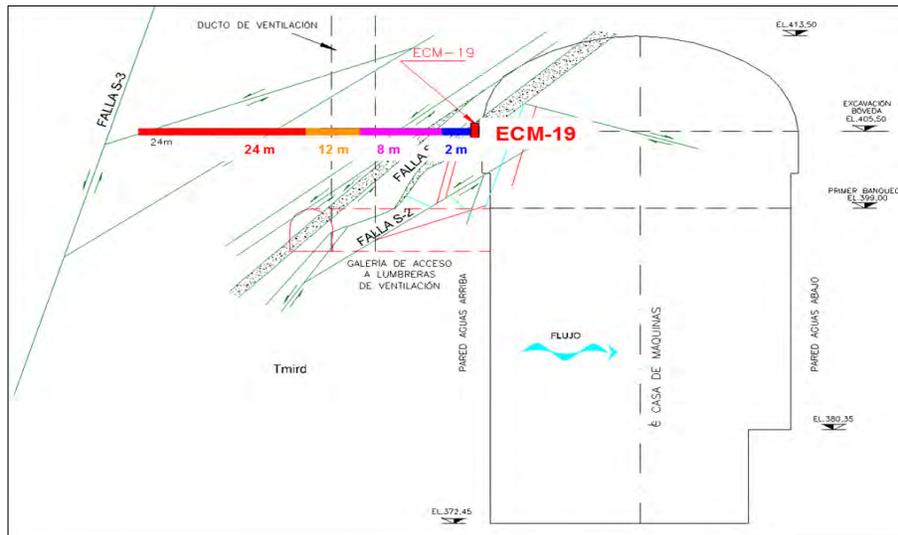


Figura 2.133.- Sección geológica por el extensómetro ECM-19 de CM.

Las mediciones en la actualidad indican estabilidad y en los instrumentos ECM-18 y ECM-19, aunque existen muy pequeños desplazamientos éstos se encuentran en una etapa de desaceleración (Figuras 2.134 y 2.135).

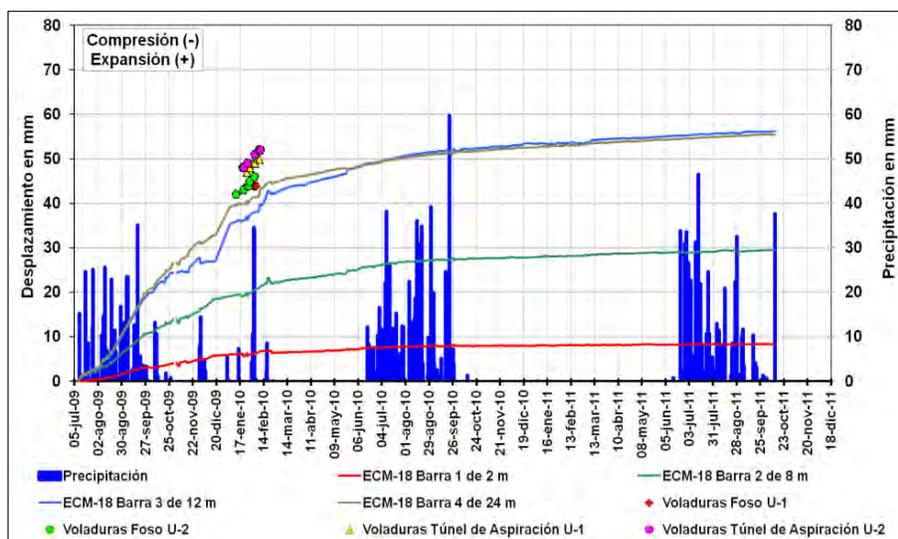


Figura 2.134.- Comportamiento del extensómetro ECM-18 de CM.

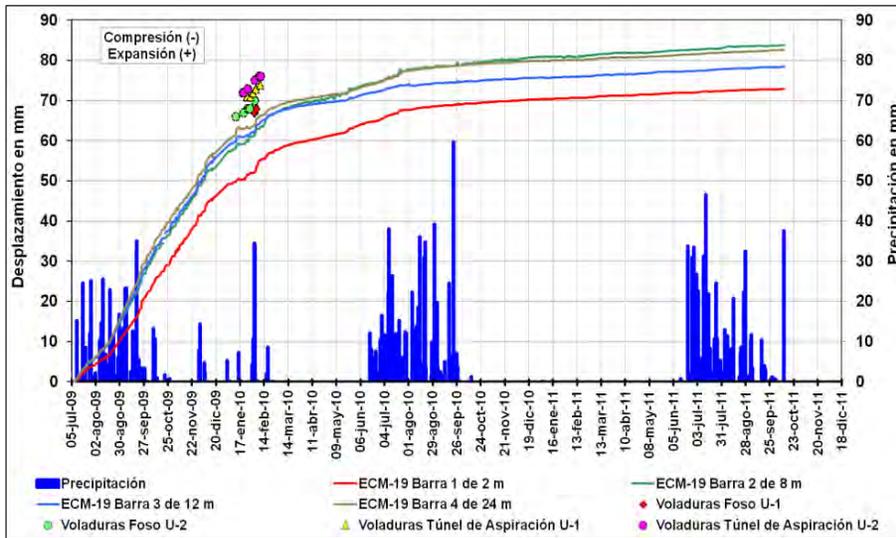


Figura 2.135.- Comportamiento del extensómetro ECM-19 de CM.

C) Pared de aguas abajo

Todos los instrumentos registraron deformaciones inferiores a los 40 mm, magnitud similar al de la pared contraria, a excepción del instrumento ECM-15 que registró 54,8 mm como máximo.

El comportamiento si estuvo influenciado por los procesos de excavación de las lumbreras de buses y los banqueos de la galería de oscilación, al observarse brincos en las curvas de desplazamientos. Actualmente las mediciones indican estabilidad (Figura 2.136).

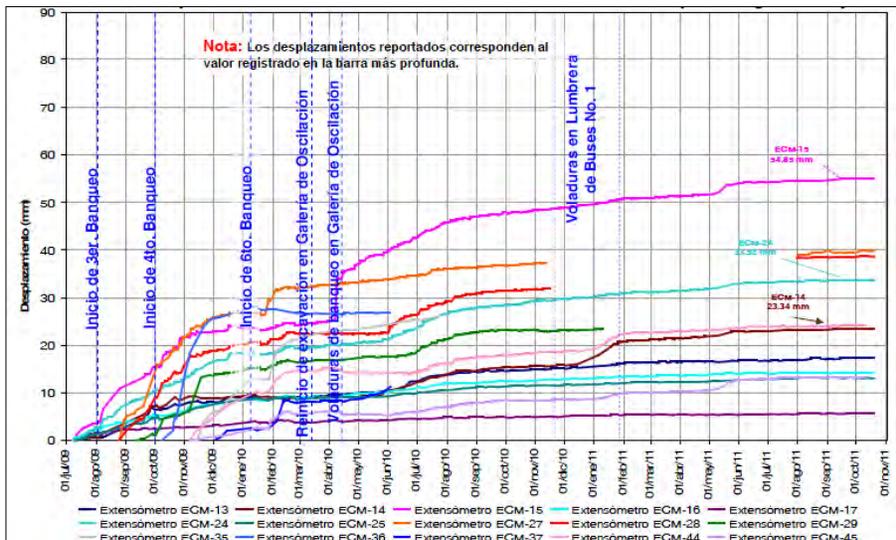


Figura 2.136.- Desplazamientos en los extensómetros de la pared de aguas abajo de CM.

2.3.4.2 INSTRUMENTACIÓN DE LA GALERÍA DE OSCILACIÓN (GO)

2.3.4.2.1 Características de los instrumentos y localización

Se instalaron un total de 19 instrumentos, 10 en la bóveda, 3 en la pared de aguas arriba y 6 en la pared de aguas abajo (Figuras 2.137, 2.138 y 2.139).

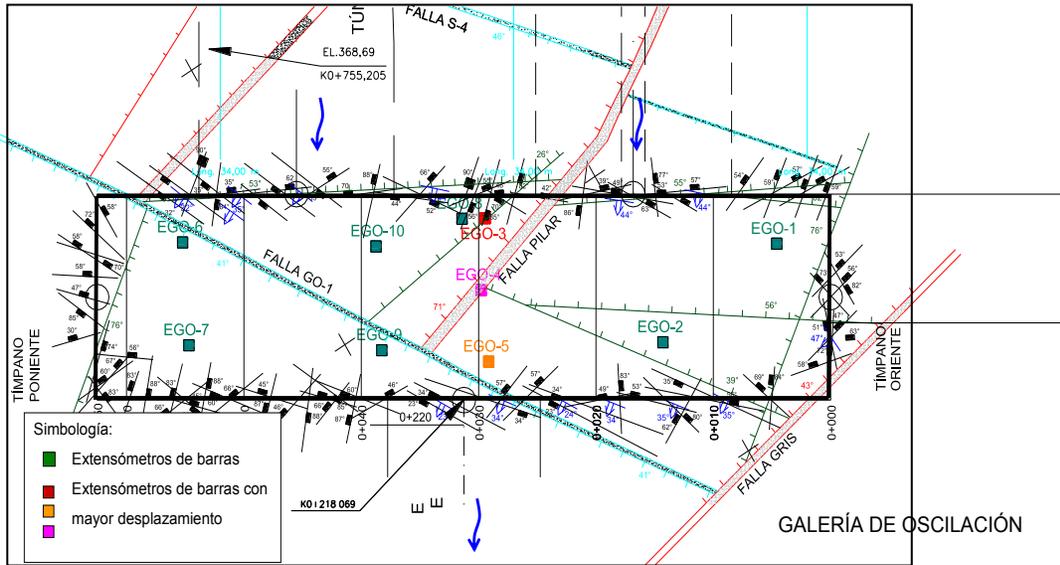


Figura 2.137.- Instrumentos instalados en la bóveda de GO.

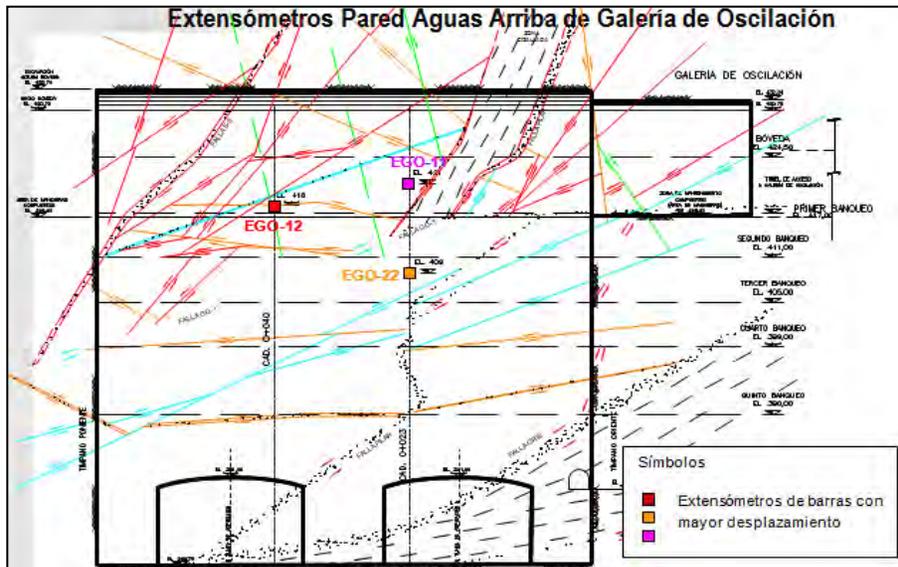


Figura 2.138.- Extensómetros instalados en la pared de aguas arriba de GO.

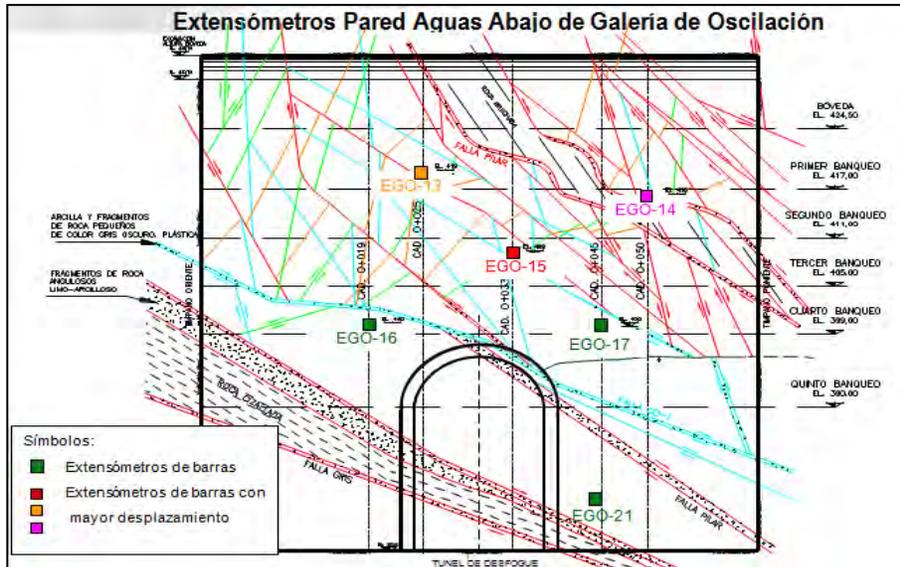


Figura 2.139.- Extensómetros instalados en la pared de aguas abajo de GO.

2.3.4.2.2 Comportamiento observado

A) Bóveda

El comportamiento fue muy satisfactorio. Los desplazamientos máximos acumulados son inferiores a los 40 mm en todos los casos. La estabilidad de los movimientos se dio prácticamente al final del quinto banquete entre las elevaciones 402 a 399 msnm (Figura 2.140).

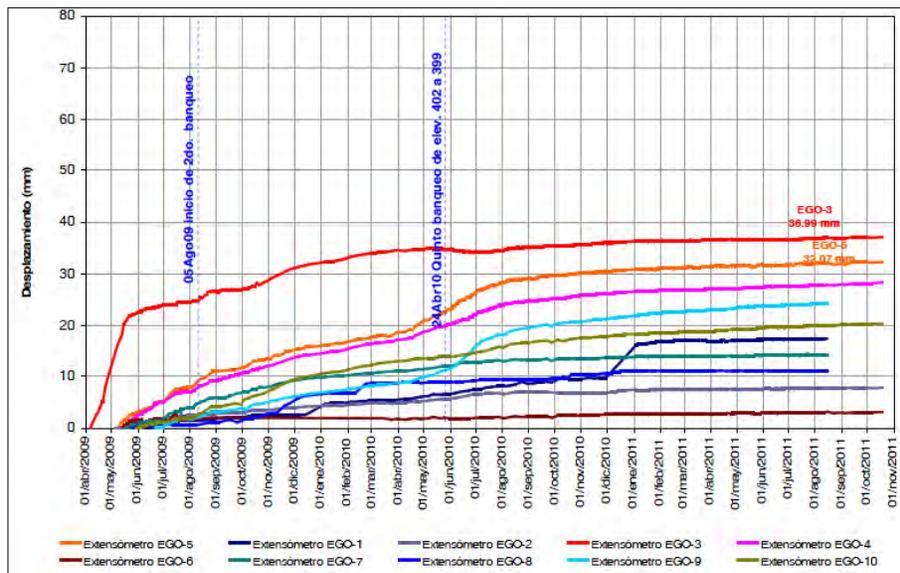


Figura 2.140.- Desplazamientos en los extensómetros de la bóveda de GO.

B) Pared de aguas arriba

Los desplazamientos medidos fueron mínimos, seguramente porque se instalaron tiempo después de la excavación, sin embargo los desplazamientos máximos fueron de 20,38 mm.

En esta pared fue donde se presentaron los problemas de caída de cuñas por la combinación de los sistemas de fracturamiento, sin embargo, las medidas adoptadas que fueron consistieron en la ampliación de la longitud de los anclajes, el cambio de los banquetes de 6 a 3 m y el anclaje previamente instalado en la pared de aguas abajo de la casa de máquinas, de alguna manera contribuyeron en la estabilidad de esta pared (Figura 2.141).

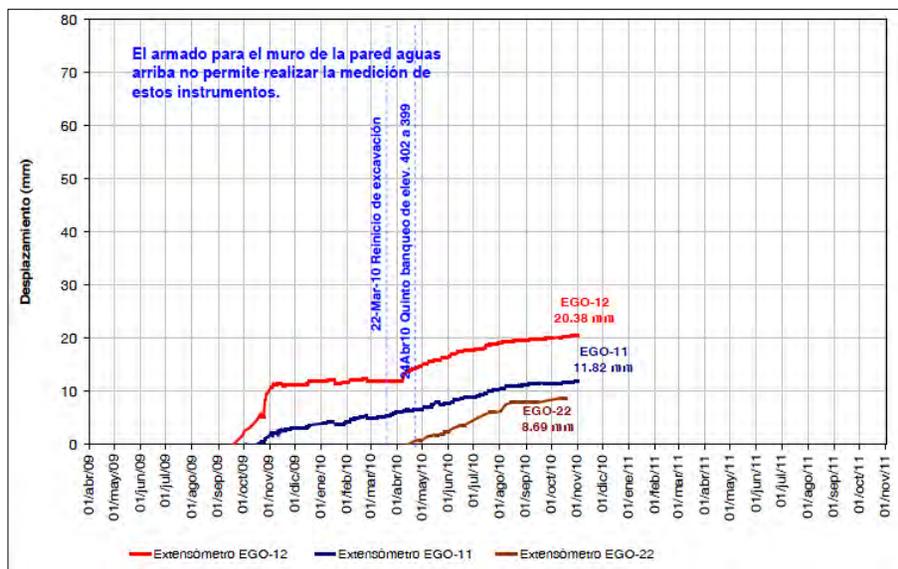


Figura 2.141. Desplazamientos en los extensómetros de pared de aguas arriba de GO.

D) Pared de aguas abajo

El comportamiento de todos los instrumentos estuvo influenciado por los banquetes propios de la caverna, de los túneles de aspiración y del propio desfogue, por lo cual se observan brinco en las curvas de los desplazamientos.

Las mediciones tienen solamente registros hasta seis meses después de concluido el último banquete de la caverna de oscilación. En estos se puede observar la tendencia a la estabilidad, a excepción de los instrumentos EGO-15 y EGO-13 que no manifiestan síntomas de desaceleración; no obstante, las deformaciones están dentro del orden de las ocurridas en la pared de aguas arriba de esta misma caverna. Físicamente, 15 meses después de la terminación de las excavaciones, no hubo manifestación de ningún indicio (agrietamientos en el concreto lanzado) asociado a la continuidad de las deformaciones, lo que hace suponer que éstas se estabilizaron en un plazo relativamente corto. Además,

como se construyó un muro de concreto armado que constituye el revestimiento definitivo de las paredes de esta caverna, éste seguramente le proveyó de un cierto confinamiento a favor de la estabilidad definitiva.

Otro factor a considerar es la aportación que tendrán los puntales de concreto que funcionará como troqueles de ambas paredes, que también contribuirán a la estabilidad para el largo plazo (Figura 2.142).

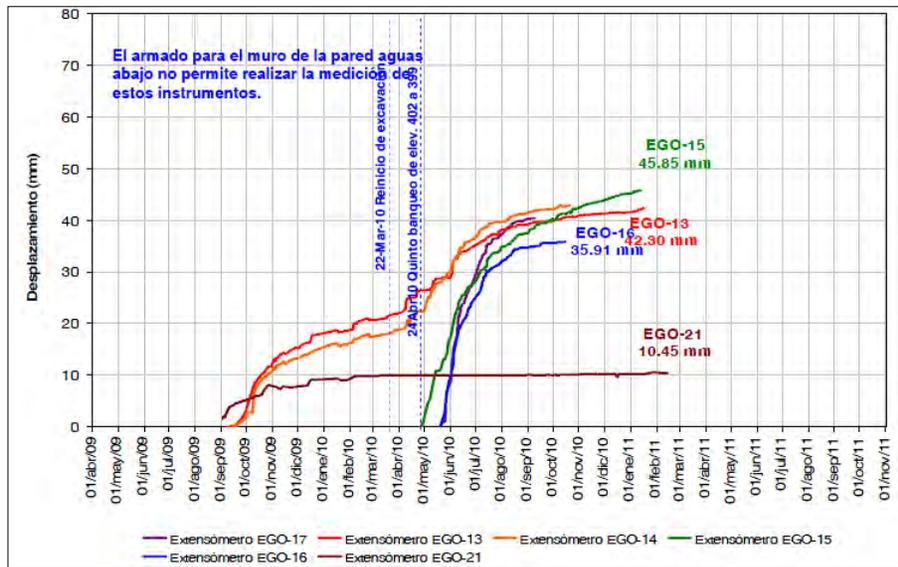


Figura 2.142.- Desplazamientos en los extensómetros de la pared de aguas abajo de GO.

CAPÍTULO 3
ANÁLISIS DEL CASO P. H. LA YESCA, JAL.

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se realiza el análisis de la información presentada en el capítulo 2, con enfoque en las incidencias ocurridas durante la excavación de las cavernas de casa de máquinas y de la galería de oscilación, y en las soluciones geotécnicas adoptadas para asegurar la estabilidad de las mismas.

Se evalúa la suficiencia y confiabilidad del modelo geológico de la etapa de estudio, con base en la comparación de las condiciones reales encontradas en las excavaciones de las cavernas.

Considerando las diferencias geológicas encontradas, se evalúa el resultado de las adecuaciones geotécnicas y constructivas implementadas, así como el estado del diseño geotécnico final y las diferencias con el diseño de proyecto.

El comportamiento de la excavación de las cavernas con las medidas adoptadas se verifica con los resultados de la instrumentación instalada. Se considera la historia de las mediciones, desde los datos iniciales y hasta la fecha de elaboración de la presente tesis.

Se hace una comparación del comportamiento de las cavernas de casa de máquinas del P. H. La Yesca con las cavernas de los proyectos Aguamilpa y El Cajón, construidas sobre el mismo río Santiago, para evaluar la efectividad de los tratamientos implementados en función de la calidad de roca de cada caso o proyecto. Además se incluye una comparación con otros tres proyectos construidos en otros países para tener un marco de referencia.

Finalmente, se presenta una discusión del caso del P. H. La Yesca destacando lo más relevante en cuanto a la suficiencia de los estudios, las acciones implementadas, las variaciones en el diseño geotécnico y la evaluación de la efectividad de las acciones correctivas adoptadas que permitieron la construcción de ambas cavernas.

Suficiencia y confiabilidad del modelo geológico de la etapa de estudios

Como se indicó en el capítulo 2, inciso 2.2.1.1, la exploración geológica de mayor relevancia para la caracterización de la masa rocosa en la zona de las cavernas consistió en:

- Un levantamiento geológico de detalle de superficie
- La construcción de un socavón de 340 m de longitud a nivel de la bóveda de casa de máquinas (elevación 413 msnm). Figura 3.1 y su levantamiento geológico.
- La ejecución de dos sondeos con recuperación de núcleos, uno en la zona de las tuberías a presión y otro cercano a la posición de la casa de máquinas. Figura 3.1

La información recabada en el socavón fue determinante para la conformación del modelo geológico porque permitió conocer la magnitud de las fallas geológicas, el fracturamiento y el grado de alteración de la masa rocosa.

Al correlacionar y proyectar las principales estructuras geológicas identificadas entre el ramal de acceso y los dos crucesos del socavón 04 MD, se encontró que la posición de la falla Crucero-Pitayo afectaría seriamente a la casa de máquinas en la zona de la bóveda, por lo que se recomendó reubicar esta caverna hacia la porción poniente del macizo rocoso. Esto fue una de las aportaciones más importantes del socavón exploratorio.

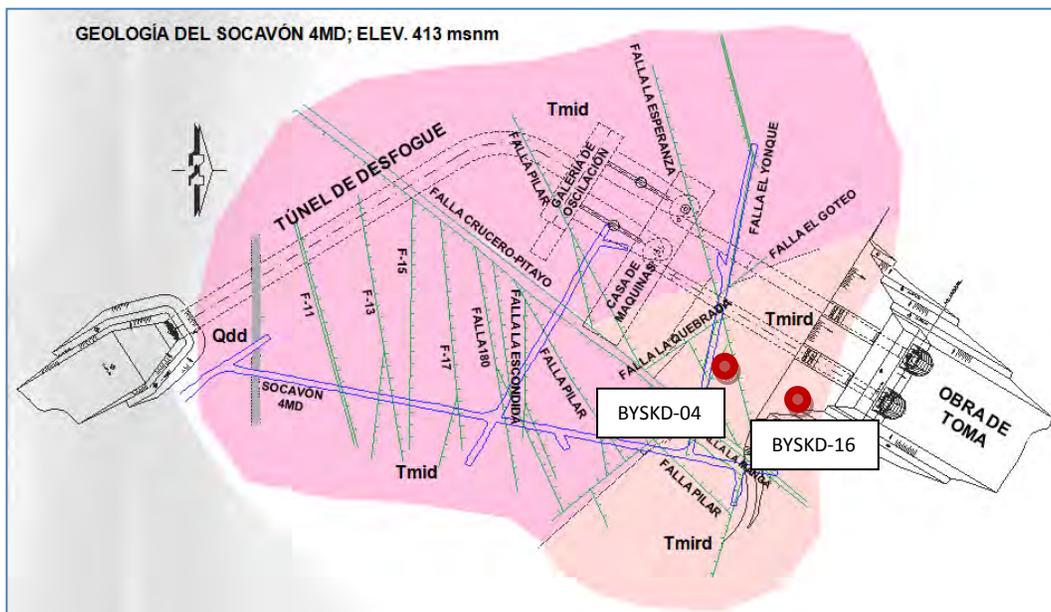


Figura 3.1.- Localización del socavón y barrenos de exploración geológica.

Los dos sondeos realizados, permitieron conocer puntualmente las condiciones de la roca hasta la profundidad de la casa de máquinas. Los parámetros que se obtuvieron son los que se indican en la tabla siguiente.

BARRENO	RECUPERACIÓN (%)		RQD (%)		PERMEABILIDAD (UL)	
	Tmid	Tmird	Tmid	Tmird	Tmid	Tmird
BYSKD-04	82,96	84,25	26,85	29,02	3,27	3,08
BYSKD-16	77,66	65,06	44,98	40,49	7,05	No Prob.
GENERAL	80,34	76,63	35,82	33,57	-	-

Tabla 3.1 Resumen de las características de la roca de los barrenos de exploración BYSKD-04 y BYSKD-16

Con esta exploración se identificaron los contactos entre las dos unidades litológicas Tmid y Tmird; y se obtuvo el índice de calidad de roca (RQD). Los valores del RQD indicaron que la roca era de mala calidad, es decir, la masa rocosa tenía un fracturamiento intenso.

La información geofísica no tuvo un significado claro en la caracterización subterránea, ya que por el método empleado (sísmica de refracción) no tuvo la penetración suficiente para caracterizar la calidad de roca a nivel de las obras. Los datos obtenidos no eran congruentes con la información directa. Solamente la geofísica con el método de “petite sismique” determinó la calidad de roca en las paredes del socavón.

La nueva posición de las cavernas implicaba la ampliación del socavón de exploración y la ejecución de otros sondeos con recuperación de núcleos para conocer la posición de las principales estructuras en toda la altura de las cavernas. Desafortunadamente no fue posible realizar las citadas exploraciones, por lo cual, el modelo geológico construido se realizó con la proyección lineal de las estructuras del nivel del socavón hacia el piso de las cavernas.

Por lo antes expuesto, se consideró que la exploración realizada no fue suficiente y el modelo geológico ofrecía interrogantes importantes, principalmente porque se desconocían las condiciones estructurales en el nuevo sitio de ubicación de las cavernas y también porque no se tenían datos sobre la forma en que las discontinuidades afectarían a las paredes de dichas cavernas. Esta situación obligó a realizar un diseño que en principio se consideró “conservador”.

3.2 EVALUACIÓN DE LA CAVERNA DE CASA DE MÁQUINAS

3.2.1 CAMBIOS EN EL MODELO GEOLÓGICO LOCAL

3.2.1.1 UNIDADES LITOLÓGICAS Y FALLAS PRINCIPALES

Para iniciar con el análisis de las condiciones geológicas en la casa de máquinas, en la figuras 3.2a y 3.2b se presentan los dos modelos geológicos por el eje mayor de la caverna, uno corresponde al modelo de la etapa de estudio y el otro al modelo obtenido al final de la construcción; asimismo, en la figura 3.3 a y 3.3 b, se muestran las secciones geológicas por el eje de la obra de generación, que involucran a las tuberías a presión, la casa de máquinas, los túneles de aspiración, la galería de oscilación y el túnel de desfogue.

Del análisis de ambos modelos, se pueden ofrecer los comentarios siguientes:

Sección por el eje mayor de casa de máquinas (figuras 3.2a y 3.2 b)

La posición donde afectaría la falla Crucero- Pitayo al tímpano oriente de la casa de máquinas fue más o menos acertada, sin embargo el espesor de la falla fue mayor al previsto, lo que obligó a modificar la posición de la playa de montaje.

Se tenía previsto que la falla Crucero-Pitayo tuviera un salto del orden de 90 m al observar el corrimiento de las dos unidades litológicas que fueron cortadas cuando se presentó uno de los deslizamientos geológicos mayores del sitio; sin embargo, el salto real fue mayor, ya que se identificó que tiene del orden de 250 m. A pesar de esta diferencia, la litología prevista en la caverna de casa de máquinas fue la misma. El antiguo deslizamiento afectó en mayor medida al macizo rocoso superior donde se realizaron las excavaciones de la subestación eléctrica.

Se encontró que la Falla Pilar, no solamente era una sola estructura de gran continuidad, sino que además formaba parte de un sistema de fallas que afectaron de manera importante al macizo rocoso por tener rellenos arcillosos.

A nivel de la bóveda de casa de máquinas en el tímpano poniente, se encontró una falla asociada a la pseudostratificación, pero con un importante espesor de arcilla. Esta condición no fue prevista en la etapa de estudios, ya que solamente se conocía que los planos de pseudostratificación se identificaban por cambios texturales, y en la superficie, donde estaba presente el intemperismo, los planos de pseudostratificación parecían planos de fracturamiento con contactos roca-roca.

La falla denominada La Escondida no aparecía en el modelo de estudio, sin embargo en la construcción tuvo un impacto significativo en los fosos de aspiración y en la galería de oscilación.

Un aspecto general que debe destacarse en los modelos geológicos finales son las curvaturas de las principales fallas geológicas, debido a que varias de ellas presentaron comportamientos lítricos (de trazos curvos) y no de una traza plana como en un principio se supusieron. El comportamiento lítrico de las fallas es el resultado de las distintas fases de esfuerzos compresivos y distensivos a los que estuvo sometido el macizo rocoso en el pasado geológico, aunado a procesos de hidrotermalismo y de intrusiones magmáticas.

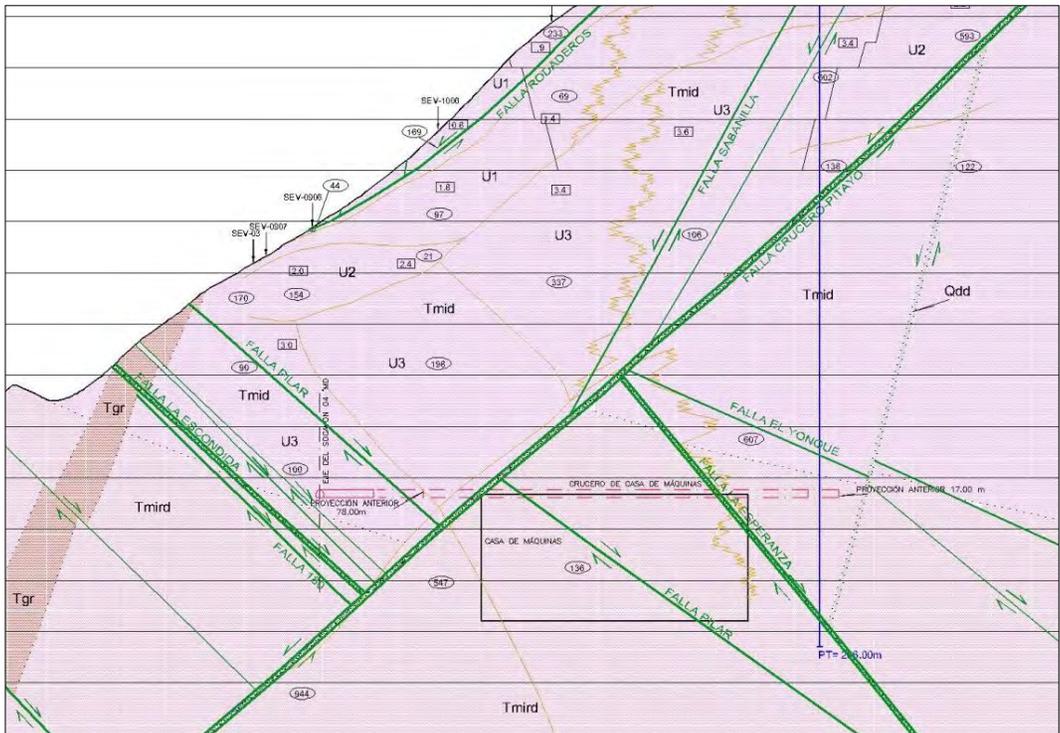


Figura 3.2 a.- Sección por el eje de casa de máquinas (etapa de estudios).

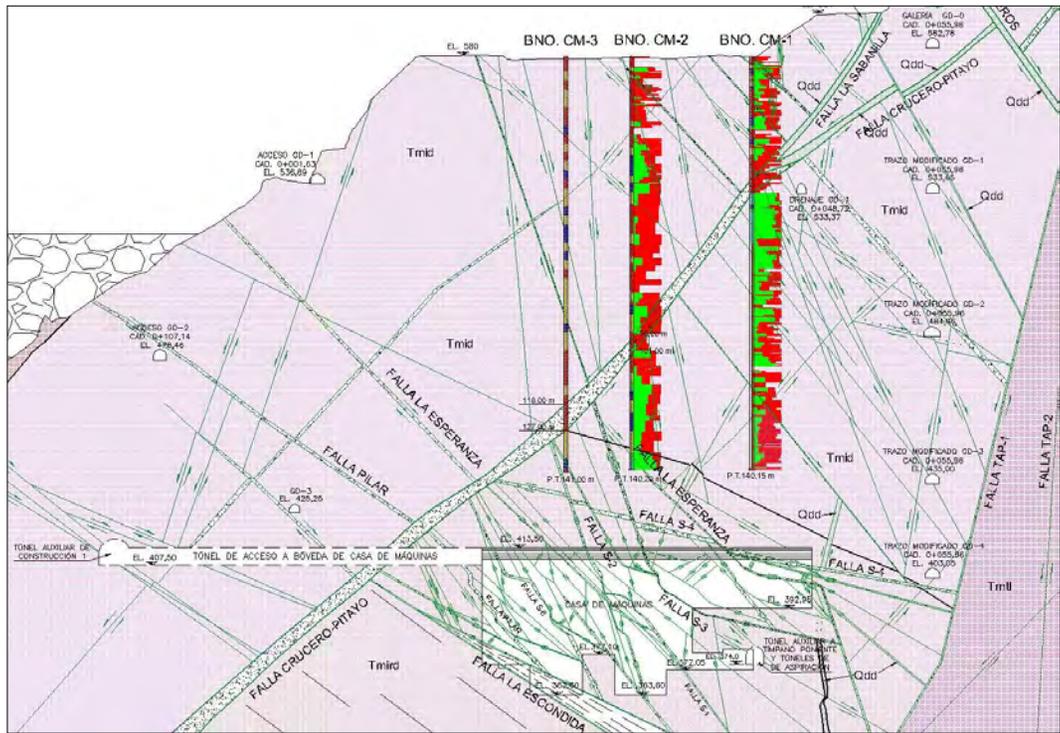


Figura 3.2 b.- Sección por el eje de casa de máquinas (al final de la construcción).

Sección por el eje de la Obra de generación (figuras 3.3 a y 3.3 b)

El contacto litológico entre unidades Tmid-Tmrid es diferente, en el modelo de estudio tiene un mismo echado hacia el SW y no identifica los saltos entre las diversas fallas que lo atraviesan. En el modelo final el contacto es escalonado y en un tramo coincide con el desplazamiento de la falla Crucero-Pitayo.

En el modelo de estudio, las únicas fallas de gran continuidad que afectan las obras subterráneas son la Crucero-Pitayo y la Falla Pilar. En la realidad La Falla Pilar atraviesa diagonalmente a la caverna de la galería de oscilación a la mitad de la misma, y en la parte baja de la casa de máquinas en la zona de los fosos de aspiración.

En ambos modelos la casa de máquinas queda alojada en la unidad Tmid y la galería de oscilación en ambas unidades Tmid de la mitad hacia la bóveda y Tmrid de la mitad hacia el piso.

3.2.1.2 SISTEMAS DE FALLAS Y DE FRACTURAMIENTO

En la tabla 3.2 se presenta un resumen de las discontinuidades del macizo rocoso agrupados en sistemas, comparando lo definido en el modelo de estudio y lo encontrado en las excavaciones de las obras.

Las diferencias principales que pueden distinguirse y que tuvieron afectaciones en la construcción de las cavernas son las siguientes:

El sistema de mayor predominancia y continuidad son el sistema de fallas Pilares con orientaciones al NE y echados al NW. Estos sistemas rigieron los diseños de los soportes para la estabilidad de las excavaciones, principalmente las paredes aguas abajo tanto de la casa de máquinas como de la galería de oscilación. Dentro de estos sistemas se agrupan las fallas La Esperanza, La Escondida y los sistemas denominados como S1, S3, S5 y S6.

La existencia de una gran falla asociada a la pseudoestratificación, pero con un espesor hasta de 1,2 m de arcilla plástica, de muy baja resistencia, que tuvo afectación en la bóveda de la casa de máquinas en la zona de la playa de montaje.

La falla Crucero-Pitayo afectó la zona del tímpano orientado, lo cual provocó el cambio de posición de la playa de montaje hacia el tímpano opuesto. En la etapa de estudios se preveía que la influencia de esta falla continuaría al bajo de la misma y que afectaría de manera importante a las paredes de las excavaciones al combinarse con estructuras del sistema Pilar, sin embargo, durante la construcción de la casa de máquinas, se identificaron solo algunos sistemas asociados a la estructura mayor pero que no fueron tan persistentes como se esperaban.

Durante la excavación apareció una estructura denominada GO-1, que tuvo su mayor afectación en la caverna de la galería de oscilación. Ésta estructura puede asociarse a la familia de discontinuidades del tipo pseudoestratificación, aunque al igual que la falla S-4 son las de mayor relevancia por contener espesores de 1 a 3 m de arcilla.

Tabla 3.2.- Comparación entre las discontinuidades identificadas en los estudios y las mapeadas en las excavaciones

CAVERNA DE CASA DE MAQUINAS Y GALERÍA DE OSCILACIÓN									
COMPARACIÓN DEL MACIZO ROCOSO EN FUNCIÓN DE SUS DISCONTINUIDADES PRINCIPALES									
CARACTERÍSTICAS DEFINIDAS EN LA ETAPA DE ESTUDIOS					CARACTERÍSTICAS DEFINIDAS EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN				
TIPO DE ROCA	RIODACITA (Tmríd) en la mayor parte y DACITA (Tmld) en bóveda de Galería de Oscilación.				RIODACITA (Tmríd) en la mayor parte y DACITA (Tmld) en bóveda de Galería de Oscilación.				
Sistemas de Fallas y Fracturas	Discontinuidades importantes	Fr = Frecuencia (fracturas por metro lineal)	Ru = Rugosidad Ab = Abertura (cm) y relleno	Espesor (m)	Tipo de relleno	Sistemas de Fallas y Fracturas	Discontinuidades importantes	Espesor (m)	Tipo de relleno
S1 N79°E/62°NW	S1 (Fallas F-17, La Escondida, Pilar, PF-5, La Esperanza y fracturas asociadas)	3 a 4 y en ocasiones hasta 10. Planos de falla importantes a cada 20,0 m	Ru = Ondulada-rugosa, a rugosa plana. Ab = 0,1 a 0,3 rellenos de arcilla y calcita, parcialmente roca-roca	La Escondida = 3 m La Pilar = 3,5 m	La Escondida (arcilla y relleno de roca triturada) La Pilar (arcilla en planos y 3 cm de roca triturada en falla principal)	N62-72°E/28-53°NW	Falla Pilar (Zona de Falla)	3 m	Zona de cizalla y roca brechada con abundante arcilla plástica, no es solo una falla es un sistema de fallamiento
						N59-69°E/54°NW	Falla S1	0,2 - 1,5 m	Roca brechada y oxidada con abundante arcilla plástica de color gris
						N59-67°E/47-79°NW	Falla S3	0,2 - 3 m	Roca brechada y oxidada con abundante arcilla plástica de color gris
						N69-86°E/40-70°NW	Falla La Esperanza (S5)	0,7 m	Roca brechada y oxidada con abundante arcilla plástica de color gris
						N65°E/68°NW	Falla S6	0,8 m	Roca brechada con arcilla plástica
N68-87°E/50-65°NW	La Escondida	1,5 - 5 m	Zona de cizalla y roca brechada con abundante arcilla plástica.						
S2 N25°E/67°SE	Fallas Crucero-Pitayo, La Quebrada y fracturas	4 y hasta 8, en zonas de falla	Ru = Plana-lisa, plana-rugosa y ondulada-lisa Ab = 0,01 a 0, 3, relleno de arcilla, poca calcita En roca sana fracturas cerradas	Crucero-Pitayo = 3,5 a 7,5 m La Quebrada = 1,5 m	Crucero-Pitayo (brecha con arcilla entre los fragmentos y respaldos arcillosos de hasta 20 cm de espesor) La Quebrada (roca triturada con abundante arcilla)	N26-54°E/28-58°SE	Falla Crucero-Pitayo	3 - 6,5 m	Roca brechada con arcilla plástica de color gris verdoso
S3 N30°W/68°NE	Falla El Gotero y fracturas	1 a 10, las fallas más relevantes aparecen a cada 20,00 m	Ru = Ondulada-rugosa, en Ab = 0,01 a 4, relleno de arcilla, en roca sana fracturas cerradas con patina de óxidos de hierro, parcialmente roca-roca.	El Gotero = 0,03 m	El Gotero (arcilla color blanco)	N42°W/32°NE	Falla S2	1 m	Roca brechada y oxidada con abundante arcilla plástica de color gris
S4 N50°W/54°SW	Seudostratificación	2 a 3	Ru = Ondulada-lisa, plana-rugosa Ab = generalmente está en contacto roca-roca	No se identificó falla o zona de falla asociada a esta discontinuidad	- -	N40-47°W/41-52°SW	Falla S4	0,18 - 1,2 m	Brecha, en el plano principal de falla arcilla plástica de color gris oscuro
Fallas adicionales identificadas durante la construcción en las cavernas						N72-82°E/26-35°NW	La Escondida o Gris (en el pilar de aspiración)	1 - 3 m	Zona de cizallamiento denso, se presenta una arcilla de color gris con espesores que varían de 10 a 80 cm al alto y 40 cm en el bajo de la falla
						E - W/49°N	Falla CM-1	0,5 - 0,8 m	Roca brechada y oxidada con abundante arcilla plástica de color gris
						N33-55°W/41-53°SW	Falla GO-1	1 - 3 m	Zona de cizallamiento denso, se presenta una arcilla de color gris con espesores que varían de 10 a 80 cm al alto y 40 cm en el bajo de la falla

Adicional a la principales fallas identificadas en la etapa de estudio, aparecieron estructuras con orientación E-W y otros sistemas secundarios con orientaciones NW y echados al NE, que no habían sido mapeados, pero que si contribuyeron en la formación de cuñas tanto en las bóvedas como en las paredes de las excavaciones.

3.2.2 CAMBIOS EN EL MODELO GEOTÉCNICO

Como se indicó en el capítulo 2, el modelo geotécnico se conformó a partir del modelo geológico y de los resultados de los ensayos geotécnicos de campo y de laboratorio realizados por la CFE.

Los parámetros determinados fueron:

- La resistencia del macizo rocoso se obtuvo con base en el criterio de rotura de Hoek, al considerar la resistencia de la roca intacta y el valor del GSI.
- La deformabilidad de la masa rocosa se definió de acuerdo con ensayos de placa flexible realizados en el socavón 04 MD. Los valores promedio del módulo de deformabilidad estático oscilaron entre: $E_{m \text{ carga}} = 9\ 000$ MPa y $E_{m \text{ descarga}} = 13\ 750$ MPa.
- La resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades se determinó con base en pruebas de corte directo y a partir de correlaciones con el criterio de Barton-Choubey. Se obtuvieron ángulos de fricción mínimos de 24° para las discontinuidades con rellenos arcillosos, y máximos de 39° , para los planos contacto roca-roca, como el caso de la seudoestratificación.
- El estado de esfuerzos fue determinado a partir de los ensayos de roseta y gato plano. La relación de esfuerzos principales que se encontró fue $\sigma_3 / \sigma_1 = 0,5$, siendo σ_3 el esfuerzo principal menor (horizontal) y σ_1 el esfuerzo principal mayor (vertical).
- La permeabilidad de la masa rocosa se obtuvo con los resultados de los ensayos Lugeon realizados en los barrenos de exploración. Se obtuvieron valores entre 3 y 7 Unidades Lugeon, que caracterizan al macizo rocoso de poco permeable a impermeable.

Durante la etapa de construcción no se realizaron pruebas geotécnicas, por lo que no se tiene forma de hacer una comparación directa de los parámetros antes indicados. En los análisis desarrollados en la etapa de construcción se emplearon los parámetros iniciales de diseño.

En términos de clasificación geomecánica las dos unidades litológicas se clasificaron como:

- Dacita porfídica (Tmid) RMR (Rock Mass Rating) = 46, clasificado como de calidad Regular y Clase III;
- Riodacita fluidal Tmird con RMR = 49, calidad Regular y Clase III (roca de mayor predominio en las excavaciones subterráneas).

Como parte del seguimiento geotécnico durante las excavaciones, se realizó un levantamiento detallado o mapeo geotécnico del macizo rocoso, con el cual fue posible determinar la calidad geomecánica de todas las superficies de roca expuestas (bóveda, paredes y tímpanos) y compararlas con las iniciales de la etapa de estudios.

Al comparar la caracterización geotécnica de estudio con los resultados de los mapeos geotécnicos realizados en las paredes de la caverna de casa de máquinas, se encontró que la calidad del macizo rocoso fue diferente y que varió entre los intervalos indicados en la siguiente tabla.

RMR	Calidad	% del área expuesta
60-51	Media	20
50-41		52
40-31	Mala	24
30-21		4
Tabla 3.3.- Clasificación geomecánica de la roca determinada en las excavaciones		

Se observa que el 52% de la masa rocosa presentó valores dentro del intervalo de 50-41 que corresponde a la clasificación asignada al macizo rocoso en la etapa de estudios para las dos unidades litológicas presentes.

El 28% del área expuesta tuvo una calidad inferior a la estimada, con valores en el intervalo de 40-21, que clasifican al macizo rocoso de mala calidad; y solo el 20% del área expuesta resultó de una calidad mayor a la estimada inicialmente.

Respecto a los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de las principales discontinuidades de la roca, éstos no tuvieron variaciones respecto a los valores definidos con las pruebas de corte directo realizadas en la fase de estudio; excepto en los parámetros de la seudoestratificación que presentaron rellenos arcillosos en los planos de seudoestratificación (caso de la falla S-4). Para esta falla S-4 se adoptaron los parámetros determinados para la falla Crucero-Pitayo, debido a que las propiedades índice de la arcilla eran similares a los de la Crucero-Pitayo.

En cuanto a la deformabilidad del macizo rocoso, los valores determinados con las pruebas de placa pueden corroborarse considerando los valores del RMR de la roca obtenidos con el mapeo geotécnico, para lo cual se empleó el gráfico mostrado en la Figura 3.4.

Al haberse determinado valores del RMR inferiores a los de diseño, era de esperarse que el módulo del macizo rocoso también hubiera disminuido en las zonas de mala calidad. De acuerdo al comportamiento de la curva de la figura 3.4 la deformabilidad del macizo rocoso se redujo a valores del orden de 3 000 a 5 000 MPa.

Si se extrapola la información de la roca excavada en la casa de máquinas al macizo rocoso de la galería de oscilación, se puede concluir que la caracterización geotécnica de construcción, en función del RMR, fue de menor calidad en un 28% en el material

excavado respecto a la caracterización de estudio. Esta calidad inferior se debió, por un lado, a la mayor intensidad de fallamiento, y por otro, al estado de alteración de la roca por hidrotermalismo.

Estas diferencias en las calidades geomecánicas propiciaron el incremento del soporte de manera local para controlar las deformaciones, como fue el caso de la pared de aguas arriba de la casa de máquinas, y el aumento en las longitudes del anclaje para la estabilidad de las cuñas reales que se presentaron, que en algunos casos fueron mayores a las previstas.

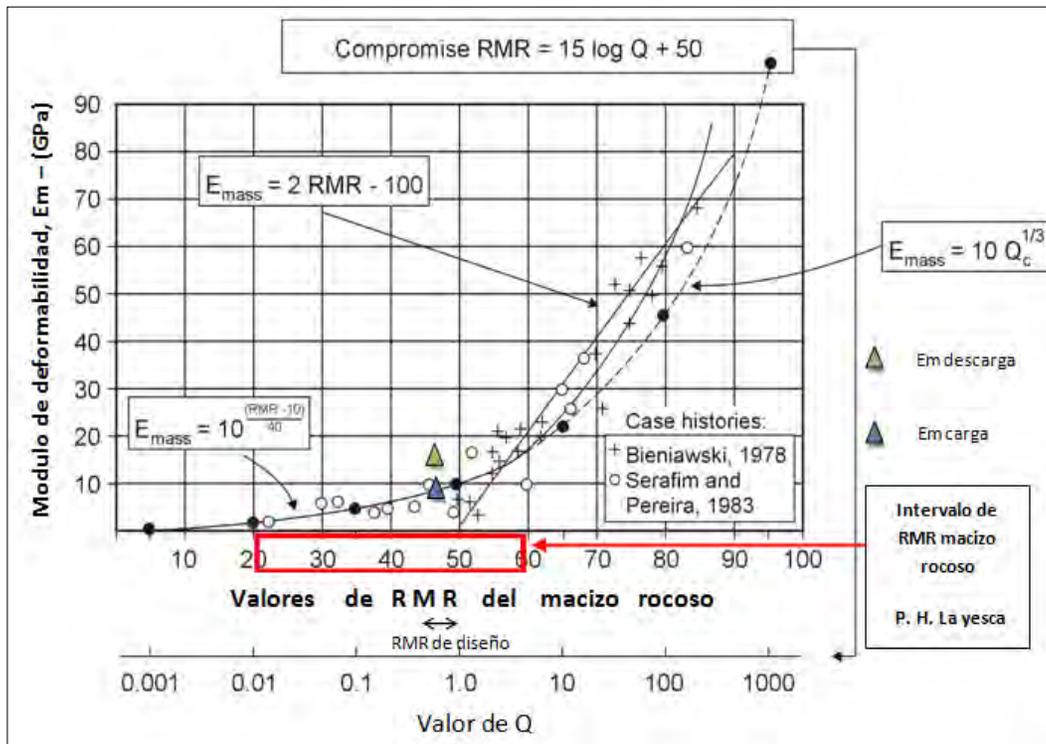


Figura 3.4.- Determinación del módulo de deformabilidad del macizo rocoso a partir de la clasificación con base en el RMR (presentado en Conferencias Barton, Ecuador, 2010)

3.2.3 MODIFICACIONES AL DISEÑO GEOTÉCNICO

3.2.3.1 PRINCIPALES INCIDENCIAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

En el capítulo II, inciso 2.3.3, se presentaron las principales incidencias que propiciaron cambios en el diseño y en la construcción de la caverna de casa de máquinas. Para analizar las causas de dichos eventos y los impactos que implicaron se elaboró la tabla siguiente que resume los aspectos más relevantes.

En todos los casos de la tabla 3.4 las causas de los cambios al diseño fueron por condiciones geológicas distintas a las previstas inicialmente, ya sea en menor o mayor grado. En ninguno de ellos se vio afectado de manera significativa el procedimiento constructivo inicialmente establecido, debido a que las medidas adoptadas tenían la premisa de interferir lo menos posible en la construcción.

Problema o incidencia	Causas	Impacto
Modificación de la posición de la playa de montaje	Proximidad y zona de afectación mayor a la prevista de la falla Crucero-Pitayo en el tímpano oriente. La falla presentó una zona de afectación importante de 5 a 6 m, constituida por un material triturado y con presencia de arcilla. Al combinarse esta falla con las fallas del sistema Pilar formaban cuñas de unos 10 m de altura.	Por la inestabilidad observada en el socavón piloto y que se agravaría al ampliar la excavación al ancho de la caverna, se decidió cambiar la posición de la playa de montaje al extremo opuesto, en el tímpano poniente. Este cambio también propició modificaciones en el trazo de las vialidades de construcción.
Profundización del sistema de anclaje en la bóveda en la nueva zona de la playa de montaje	Formación de una cuña grande con una altura mayor a 15 m, conformada por la falla S-4 , fallas Pilar y planos asociados a la seudoestratificación . En particular la falla S-4 tenía espesores importantes de arcilla.	Aumento de longitud del anclaje de diseño en la bóveda, de 12 a 20 m en la zona de influencia de la cuña (zona de playa de montaje).
Sistema de drenaje adicional a través del socavón 04 MD y de la galería GD-1	Presencia de filtraciones de agua en la zona de la playa de montaje a través de zonas de alto fracturamiento y por debajo de la falla Crucero-Pitayo , que podrían inducir empujes adicionales a la bóveda y paredes.	Implementación de drenajes adicionales al de las paredes de la excavación, por medio de la ampliación del socavón 04 MD en el sector poniente de la casa de máquinas y de un ramal de la galería de inyección y drenaje GD-1 para canalizar filtraciones de la falla Crucero-Pitayo.
Colocación de pre-anclajes para mejorar el perfilamiento de las paredes	Cuñas delimitadas por sistemas de fracturamiento Crucero-Pitayo y sistemas Pilares que provocaban sobre-excavaciones por desprendimiento de cuñas	Implementación de un precorte riguroso y de pre-anclajes de 9 y 12 m previos al banqueo.
Estabilidad general de las paredes por estructuras geológicas	En la pared de aguas arriba se pronosticó una macro-cuña potencial formada por una posible falla del tipo S-4 casi paralela a la excavación y con salida franca en la parte baja, acotada por los sistemas pilares y Crucero-Pitayo. En la pared de aguas abajo , se pronosticó la formación de una macro-cuña por la combinación de las fallas Pilar, Sistema S-4 y sistemas de bajo ángulo identificados en la galería de oscilación que al proyectarse a casa de máquinas formarían el plano de deslizamiento hacia la excavación	En la pared de aguas arriba. Incremento de longitud de anclaje para cubrir dimensiones de la cuña máxima, de 12 a 24 m . En la pared de aguas abajo, incrementar la densidad y longitudes de drenaje , el diseño de proyecto soportaría la cuña máxima
Reforzamiento del anclaje en la pared por altas deformaciones	Zonas de mala calidad geotécnica (RMR 31-40 o menores) en el sector localizado entre los cadenamientos 0+010 y 0+040 y entre las elevaciones 399 y 405 msnm	Las elevadas deformaciones provocaron problemas para el alineamiento de la trabe carril de la grúa, por lo que fue necesario realizar ajustes y reforzamiento estructural de las mismas una vez que se estabilizaron los desplazamientos. La solución de estabilización consistió en la instalación de sistemas de anclajes adicionales desde un ramal del socavón 04 MD y de la galería de acceso a las lumbreras de ventilación. El patrón de anclaje en esta zona quedó a cada 1,25 m en el sentido horizontal y de 2,5 m en el sentido vertical.
Tabla 3.4 Resumen de problemas durante la excavación de la casa de máquinas		

El incremento en longitudes y cantidades de anclaje influyó en un aumento de tiempo en el ciclo “excavación-soporte” entre banqueos, pero este no fue significativo, ya que el periodo de construcción total de la caverna se realizó más o menos dentro del tiempo previsto.

El anclaje adicional en el caso de la pared de aguas arriba, tampoco influyó en la actividad de los banqueos, debido a que una parte del reforzamiento se realizó desde galerías externas a la caverna. Por la magnitud de las deformaciones de la masa rocosa que se presentaron en el sector de esta pared y que demoraron en estabilizarse, se desalineó la trabe carril de la grúa viajera, lo que implicó un ajuste y reforzamiento de dicho elemento, una vez que las deformaciones se estabilizaron con los sistemas de anclajes adicionales.

3.2.3.2 MODIFICACIONES EN EL SISTEMA DE ANCLAJE

Por los problemas indicados en la tabla 3.4, los cambios al diseño del soporte son los que se indican en la tabla 3.5, que muestran el anclaje de diseño y anclaje final instalado en la caverna de casa de máquinas.

ANCLAJE DE DISEÑO			ANCLAJE INSTALADO		
ESTRUCTURA	PATRÓN DE ANCLAJE (m)	LONGITUDES DE ANCLAJE (m)	PATRÓN DE ANCLAJE (m)	LONGITUDES DE ANCLAJE (m)	MODIFICACIONES
BÓVEDA	1,8 X 1,8	12	1,8 X 1,8	12 y 20	En el sector de la playa de montaje se aplicó anclaje de 20 m (10,61% del anclaje instalado en la bóveda)
PARED DE AGUAS ARRIBA	2,5 X 2,5	6, 9 y 12	2,5 X 2,5 1,25 x 2,5 en la zona de altas deformaciones	6, 9, 12, 18 y 24	Para cubrir la cuña máxima definida en la etapa de construcción se aumentó la longitud de anclaje de proyecto y se instalaron anclas de 18 y 24 m . Por otro lado, en el sector oriente y superior se realizó el reforzamiento con anclas desde galerías de ventilación y socavón 4MD por problemas de inestabilidad locales.
PARED DE AGUAS ABAJO	2,0 x 2,0 (pared en general) 2,5 x 2,5 (playa de montaje)	6, 9 y 20	2,0 x 2,0	6, 9, 12 y 20	No se verificaron cambios importantes
TIMPANO PONIENTE	1,9 x 1,9	9 y 12	1,9 x 1,9	6, 9, 12	No se verificaron cambios importantes
TIMPANO ORIENTE	2,5 x 2,5	6, 9 y 12	2,5 X 2,5	6, 9 y 12	No se verificaron cambios importantes

Tabla 3.5.- Comparativa entre el anclaje de diseño y el real al final de la construcción en la caverna de casa de máquinas

Los cambios más relevantes se dieron en la bóveda, al incrementarse los anclajes de 12 a 20 m en un sector que representó cerca del 11% del tratamiento de soporte; y en la pared de aguas arriba, al requerirse anclajes de mayor profundidad (de 18 y 24 m).

En ambos casos, la causa fue la identificación de cuñas potenciales mayores a las previstas en el diseño original.

De forma gráfica (figuras 3.5 y 3.6) se muestran las diferencias entre las condiciones iniciales previstas en la geometría de las cuñas y las reales, y en este mismo sentido, los anclajes de diseño y los definitivos que se instalaron

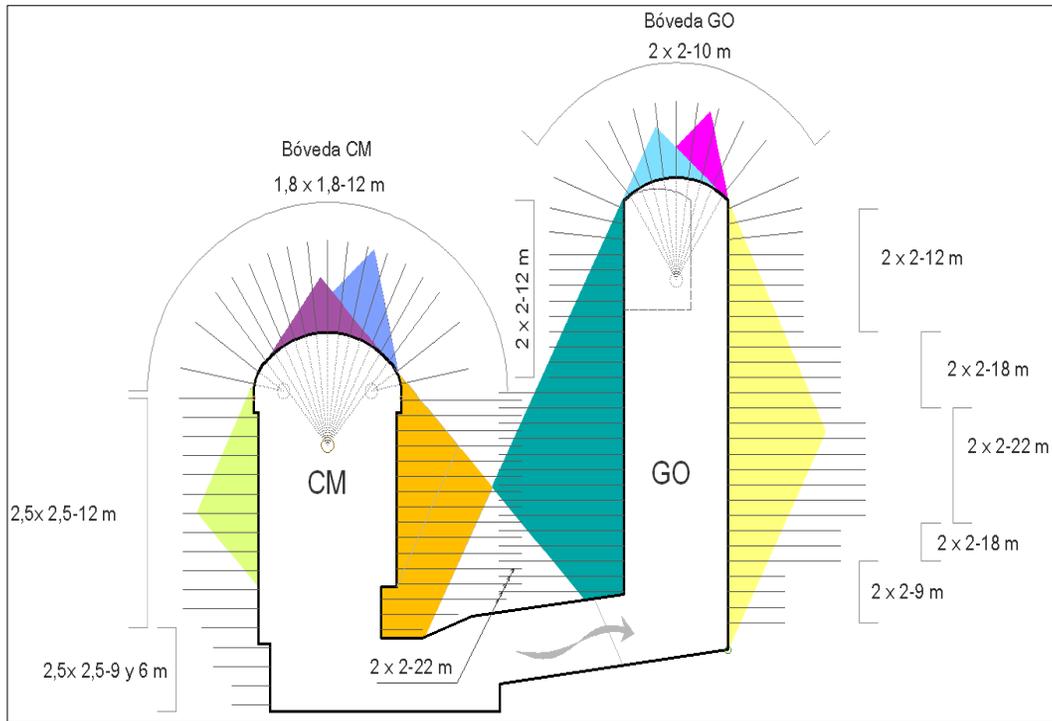


Figura 3.5.- Geometría de cuñas previstas y anclajes de diseño

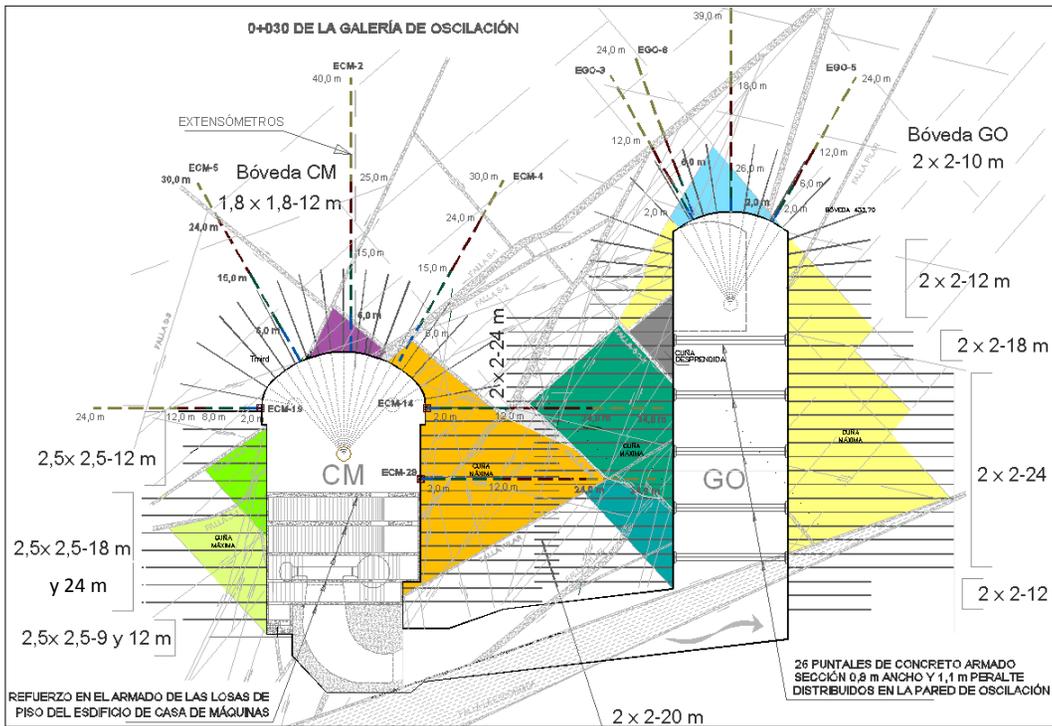


Figura 3.6 Geometría de cuñas reales y anclajes definitivos

Con el propósito de comparar las longitudes mayores de anclaje del caso del P. H. La Yesca con casos históricos de centrales en caverna ya construidas y en operación, se emplearon los gráficos propuestos por Hoek, los cuales permiten determinar la longitud de los anclajes en función del ancho y de la altura de la caverna (Hoek, 1993). En dichos gráficos (Figuras 3.7 y 3.8) hay líneas de tendencia, una para los tensores (cables) y otra para los anclajes, en el caso de La Yesca se usaron anclajes de fricción.

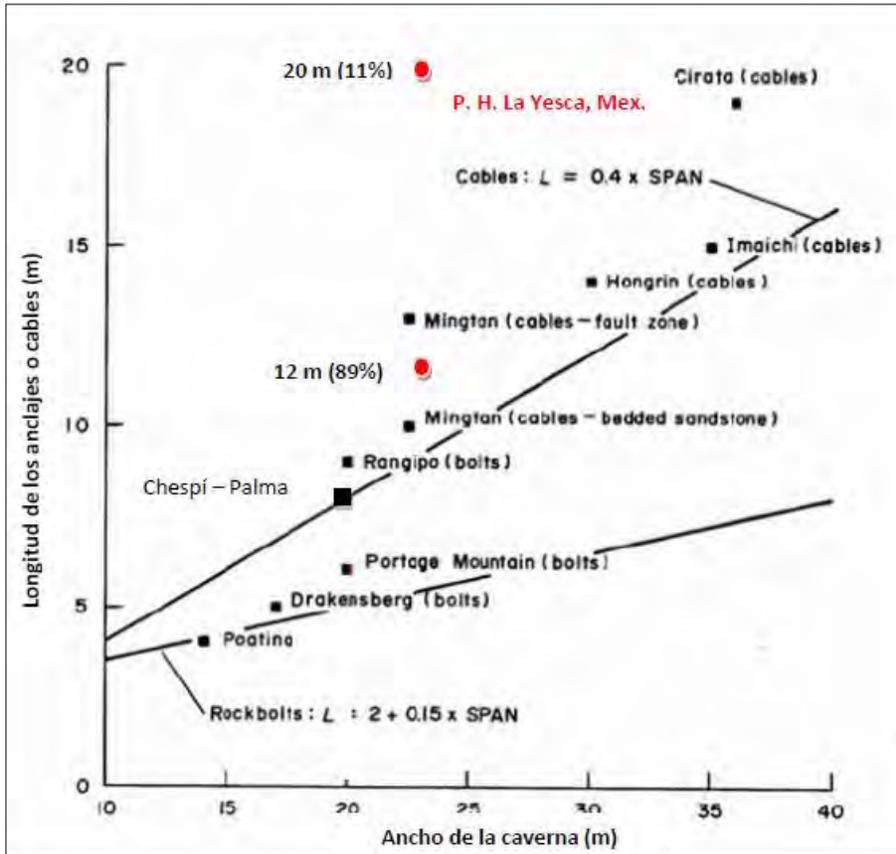


Figura 3.7.- Longitud de los sostenimientos en la bóveda en función del ancho de la caverna de casa de máquinas.

(Extraído del artículo de Hoek, 1993 - Design of large underground caverns).

En el gráfico de la figura 3.7, los anclajes de la bóveda de casa de máquinas del P. H. La Yesca de 12 m de longitud (que representan el 89% de los instalados) se encuentran por arriba de la línea que representa la longitud de cables ($L = 0,4 \times$ ancho). Es muy similar a los anclajes de cables del proyecto Mington para el caso de una zona de falla en rocas areniscas. La relación de la longitud de anclaje de La Yesca respecto al ancho de la caverna es $L = 0,5 \times$ ancho. Los anclajes de 20 m solo fueron selectivos y representaron el 11%, que no es representativo del sostenimiento de la bóveda.

Para el gráfico de la figura 3.8, la longitud máxima de los anclajes instalados en las paredes del P. H. La Yesca está en el límite superior (aunque solo representan el 11%), siendo el caso mayor de los reportados en el gráfico. El proyecto de altura similar al de la Yesca y con anclajes similares en longitud es Waldeck II. Los anclajes de 18 y 20 m que corresponden al 53%, se correlacionan con la línea que representa a los cables.

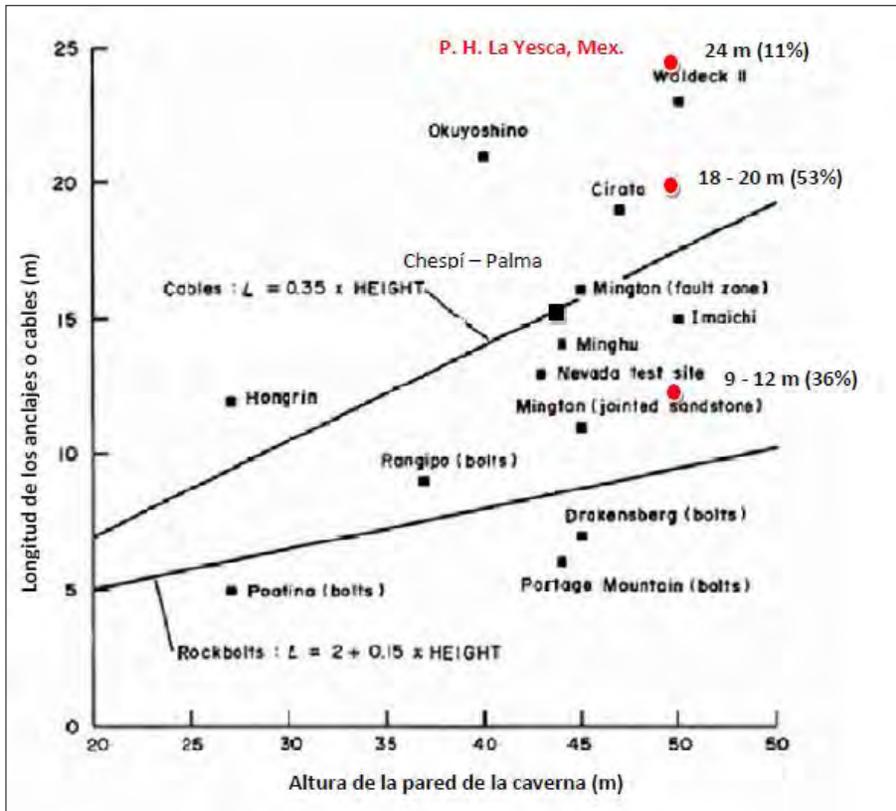


Figura 3.8.- Longitud de los sostenimientos en función de la altura de las paredes laterales de la caverna de casa de máquinas.
(Extraído del artículo de Hoek, 1993 - Design of large underground caverns)

En ambos casos de la comparativa, el caso del P. H. La Yesca deja precedente en cuanto a las longitudes de anclaje, sin embargo, es importante mencionar que la razón principal de ello son las condiciones geológicas adversas del sitio que tuvieron que enfrentarse. Al menos en los proyectos que la CFE ha construido, el P. H. La Yesca está considerado como el de peores condiciones geológicas y geotécnicas.

Con relación a las **presiones de soporte de anclaje** aplicadas en la caverna para su estabilización, como puede observarse en la Tabla 3.6, los valores de diseño no sufrieron cambios en cuanto a los patrones de anclaje y por tanto tampoco las presiones de soporte; a excepción de ciertos sectores donde se instalaron anclas intermedias como es el caso de la pared de aguas arriba, donde se colocaron adicionalmente anclajes desde la galería de acceso a lumbreras de ventilación y desde un ramal del socavón 04MD.

En la Tabla 3.7 se muestran las presiones de soporte aplicadas en la caverna de casa de máquinas.

La mayor presión de soporte de anclaje se dio en la bóveda y en la pared de aguas arriba, en ésta última para estabilizar la zona de mala calidad que reportó altas deformaciones. En general se respetaron las presiones de soporte de diseño, aunque en términos de fuerza total de anclaje si hubo incrementos importantes para la estabilidad de las cuñas reales presentadas, lo cual se refleja en las cantidades de tratamiento instalado y en las longitudes de las anclas.

Parte de la caverna	Patrón de anclaje (m)	Presión de soporte (KPa)*	Comentarios
Bóveda	1,8 x 1,8	110	Sin cambios en general. De manera selectiva se colocaron anclajes intermedios.
Pared de aguas arriba	2,0 x 2,0 y 2,5 x 2,5	56 a 88	Sin cambios significativos en la presión de soporte de diseño
Pared de aguas abajo	2,5 x 2,5 y 1,25 x 2,5*	56 y 88	La variación en el patrón de 1,25x2,5 se debió al anclaje intermedio para el control de la zona de altas deformaciones
Tímpano Poniente	1,9 x 1,9	98	Sin cambios en la presión de soporte de diseño
Tímpano Oriente	2,5 x 2,5	56	Sin cambios en la presión de soporte de diseño, aunque si colocó un mayor número de anclajes que lo previsto en el diseño, esto debido al cambio en la posición de la playa de montaje.

Tabla 3.6 Presiones de soporte en la caverna de casa de máquinas

* Se consideró una capacidad de trabajo para las anclas de 38,1 mm de diámetro y $f_y=420$ MPa de 36 toneladas.

En términos de **volúmenes de obra**, en la siguiente tabla se presenta de forma resumida las diferencias entre las cantidades de anclaje de proyecto y las instaladas, así como el incremento o decremento respecto al estimado antes de la construcción.

CASA DE MÁQUINAS						
<i>Anclajes sistemáticos</i>	<i>Cantidades en metros de anclaje</i>					
	<i>Bóveda</i>	<i>Pared Aguas Arriba</i>	<i>Pared Aguas Abajo</i>	<i>Tímpano Oriente</i>	<i>Tímpano Poniente</i>	<i>Total de Longitudes de anclaje (m)</i>
DE PROYECTO	13236	5820	8396	927	3096	31475
INSTALADOS	13570	10061	11114.5	2212	3000	39958
% Incremento	2.52	72.87	32.38	138.62	-3.10	26.95

Tabla 3.7.- Comparativa entre el anclaje de proyecto y el real instalado.

Los incrementos más significativos respecto al diseño original se dieron en la pared de aguas arriba y en el tímpano oriente.

En la pared de aguas arriba, el incremento de anclaje se justifica por la necesidad de estabilizar con un factor de seguridad aceptable a la cuña máxima identificada en la construcción, por otro lado, se requirió de anclaje adicional por el tratamiento de reforzamiento desde el socavón 04 MD y la galería de acceso a las lumbreras de ventilación.

El aumento del anclaje en el tímpano oriente se debió al cambio de la playa de montaje al tímpano poniente donde se colocaron menos anclas que las de proyecto.

Con base en la instrumentación se pudo verificar la efectividad de los tratamientos antes mencionados, que aunque tuvieron un incremento en volumen de casi el 27% respecto al

estimado en el diseño original, lograron la estabilidad de la caverna, con un mínimo de deformaciones que se estabilizaron en el corto plazo como puede corroborarse con las mediciones de la instrumentación (inciso 3.2.4).

Casualmente, el incremento en el anclaje (27%) es casi similar al porcentaje de roca de menor calidad (28%) que se encontró en las excavaciones. Al tenerse una menor calidad geomecánica de la prevista, es muy probable que los tratamientos también sufran variaciones con tendencia al incremento como fue este caso.

3.2.3.3 MODIFICACIONES EN EL SISTEMA DE DRENAJE

El sistema de drenaje del macizo rocoso en la caverna, tanto en las paredes como en la bóveda no tuvo cambios significativos, es decir se respetaron los patrones, diámetros de los drenes y sus longitudes de proyecto, a excepción de dos casos que enseguida se describen.

En la tabla 3.8 se presentan las características del sistema de drenaje sistemático del macizo rocoso desde las paredes y bóveda de la casa de máquinas y los cambios registrados

Parte de la caverna	Patrón de drenaje (m)	Longitud máxima de drenaje (m)	Cambios
Bóveda	3,6 x 3,6	12	Sin cambios
Pared de aguas arriba	5,0 x 5,0	12	Se incrementó la densidad de drenaje en forma local para ayudar en la estabilidad de las cuñas ubicadas en la estaciones 0+065 a 0+085
Pared de aguas abajo	4,0 x 4,0 y 5,0 x 5,0	9	Sin cambios
Tímpano Poniente	3,8 x 3,8	9	Sin cambios
Tímpano Oriente	5,0 x 5,0	9	Sin cambios

Tabla 3.8.- Sistema de drenaje del macizo rocoso en la casa de maquinas
(En todos los casos los barrenos de drenaje son de 76,2 mm de diámetro)

El sistema de drenaje de proyecto se amplió desde el exterior de la caverna a través de la ampliación del socavón 04 MD y del ramal de la galería GD-1, con el propósito de interceptar las filtraciones que vienen de la montaña e inciden en la zona de la playa de montaje, zona donde se presentaron las mayores filtraciones en la bóveda. En el resto de la casa de máquinas se considera que el drenaje es adecuado y al menos en la etapa de construcción no se verificaron filtraciones.

La pantalla de drenaje que se construye en un plano aguas abajo del plano de estanquidad, también contribuirá a la protección de casa de máquinas en cuanto a filtraciones provenientes del embalse.

3.2.3.4 MODIFICACIONES EN EL CONCRETO LANZADO

Aunque el concreto lanzado juega un papel importante en mantener la integridad de la roca expuesta en la bóveda y paredes de la caverna, su contribución no fue tomada en cuenta en el diseño del sistema de soporte.

En el diseño original, se consideró aplicar de forma sistemática en paredes y bóveda concreto lanzado de 15 cm de espesor, reforzado con malla electrosoldada E-66-33 y de 19,6 MPa de resistencia a la compresión.

En todas las excavaciones se aplicó este tratamiento, de forma inicial, después de realizada la excavación se aplicaban 5 cm de concreto lanzado reforzado con fibra metálica, y después de 2 o 3 avances en la excavación se venía colocando la malla de acero y el espesor faltante de concreto lanzado hasta alcanzar los 15 cm de diseño.

La única zona crítica que se identificó con el socavón exploratorio en el centro de la bóveda fue en la playa de montaje debido a la presencia de la falla S-4. Esta falla contenía una capa de arcilla muy plástica de entre 15 y 30 cm en el plano principal, pero su afectación era de 6 a 7 m. Esta condición se reportó como muy mala y se trataba de la estructura de mayor relevancia para la bóveda, además de presentar un importante flujo de agua.

Previendo que al ampliar la excavación a todo el ancho de la caverna podrían presentarse problemas de estabilidad en la bóveda por deformaciones, se decidió revisar si el espesor de concreto lanzado sería suficiente. El procedimiento aplicado para la estabilidad temporal consistía de 5 cm de concreto lanzado sin malla de acero y el anclaje no contaba con sus placas de reparto. Del análisis realizado se consideró la importancia de incrementar el espesor final de concreto lanzado a 25 cm en toda la bóveda y de colocar anticipadamente las placas de reparto del anclaje a fin de proveer un sistema integral de soporte anclaje-concreto lanzado.

Una opción habría sido la colocación de un revestimiento definitivo de la bóveda mediante concreto hidráulico, sin embargo este cambio hubiera modificado el proceso constructivo al retrasar las etapas de banqueo.

3.2.3.5 REFUERZO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO INTERNO DE CASA DE MÁQUINAS

Previendo la generación de deformaciones importantes en las paredes y el posible deslizamiento de grandes cuñas en las paredes, el panel de Consultores Internacionales de la CFE, emitieron una serie de recomendaciones, planteando la posibilidad de colocar puntales de pared a pared en la casa de máquinas. Se pensó que estos elementos de refuerzo adicional a la excavación, además podrían reducir la cantidad y longitud de los anclajes de diseño.

Independientemente de que la implementación de estos puntales modificaría sustancialmente el procedimiento constructivo, se verificó mediante análisis de estabilidad que su aportación no sustituiría de manera eficiente al trabajo del anclaje; por lo anterior, es que se decidió continuar con la construcción como estaba prevista con el anclaje de diseño, y al final de la excavación se colocaría el refuerzo adicional sugerido por los Consultores, mediante el reforzamiento estructural de las losas de entresuelo de la casa de máquinas, para que pudieran resistir cargas laterales externas.

Cabe señalar que este reforzamiento estructural es solo el segundo que se realiza para alguna caverna de casa de máquinas en la CFE (el primer caso lo constituyó el P. H. El Caracol, en el estado de Guerrero). Esta medida es un factor de seguridad adicional para asegurar un comportamiento adecuado a largo plazo, para que la estabilidad de la caverna no dependa solamente del trabajo del anclaje.

3.2.4 VALIDACIÓN DEL DISEÑO CON BASE EN LA INSTRUMENTACIÓN

En el inciso 2.3.4 del capítulo II se presentó el comportamiento de la excavación después de instalado el soporte, medido con extensómetros múltiples de barra. En todos los casos las deformaciones se estabilizaron de manera satisfactoria, con lo cual se puede calificar al sistema de soporte instalado como efectivo.

Es importante mencionar que se tuvieron valores altos de deformación principalmente en las paredes, y esto está asociado directamente a la calidad del macizo rocoso.

Enseguida se hace una comparación de las deformaciones presentadas en otras dos centrales hidroeléctricas en función de la calidad de roca y del sistema de soporte instalado. Con esta comparación es posible sacar conclusiones sobre el caso del P. H. La Yesca.

Las Centrales Hidroeléctricas Aguamilpa y El Cajón también se localizan sobre el Río Santiago como se mostró en la figura 1, aguas abajo del P. H. La Yesca. Las obras de generación subterráneas de todas las centrales tienen una geometría muy similar (Tabla 3.9).

Central Hidroeléctrica	Longitud (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Cobertura Aprox. de roca (m)	Ancho del pilar (m)	Banqueos (m)
Aguamilpa	134	24	50	150	50	6
Cajón	107	22	50	115	33	8, 7, 6, 4
Yesca	112	23	50	170	35	6,3

Tabla 3.9 Geometría de las cavernas de CM de tres centrales hidroeléctricas

La caverna de la CM de Aguamilpa es la de mayor tamaño, aunque el pilar entre ella y su GO es el más robusto. El Cajón presenta la CM más pequeña, acorde con una menor cobertura de roca y un pilar más esbelto. Finalmente, en la CM de La Yesca es muy similar al de Aguamilpa y con coberturas de roca del mismo orden.

En la Tabla 3.10, se presentan las propiedades geomecánicas generales del macizo rocoso de cada proyecto.

En términos del RMR el macizo de mejor calidad corresponde a Aguamilpa y el inferior a La Yesca. En cuanto a su deformabilidad, Aguamilpa y El Cajón son del mismo orden, pero el caso de la Yesca presenta valores mucho más bajos, que son reflejo del intenso fracturamiento y fallamiento del sitio.

Obra	Tipo de roca	RCS (MPa)	Calidad (RMR)	Em (MPa)
Aguamilpa	Toba lítica riódacítica	77,3	72 (Buena calidad)	15 000 – 25 000
El Cajón	Ignimbrita (TIC u2)	122,0	57 (Regular calidad)	18 400
La Yesca	Ignimbrita riódacítica (Tmird)	89,03	49 (Regular calidad)	9000 – 13 750 3 00 - 5 000 (en zonas de alteración)

Tabla 3.10.- Propiedades geomecánicas en Aguamilpa, El Cajón y La Yesca.
Donde: RCS: Resistencia a compresión simple de la roca intacta, RMR: Rock Mass Rating, Em: Módulo de deformabilidad estático del macizo rocoso.

En los tres proyectos se emplearon procedimientos de excavación similares y el diseño de los tratamientos de soporte y drenaje, en concepto, fue sensiblemente el mismo (tabla 6). El acero del anclaje utilizado es $f_y=420\text{MPa}$, de 25,4 y 38,1 mm de diámetro y de longitudes variables; de manera sistemática se aplicó concreto lanzado de 15cm de espesor reforzado con doble malla metálica en la bóveda y una malla en las paredes. En cuanto a presión de soporte, el caso La Yesca fue el de mayor requerimiento.

Todas las cavernas fueron instrumentadas con extensómetros de barras de diferentes profundidades. Se observó que las mayores deformaciones se presentaron durante el tiempo de excavación, y se estabilizaron con un tiempo máximo de dos años (Aguamilpa). En el caso de La Yesca, se tiene un registro hasta estas fechas de elaboración de la tesis de 32 meses que indican que las deformaciones son estables. Los desplazamientos máximos medidos se resumen en la Tabla 3.11.

Zona de CM	Obra	Calidad de roca (RMR)	Longitud de anclaje (m)	Presión de soporte (kPa)	Deformación máxima (mm)
Pared aguas arriba	Aguamilpa	72	6, 9,12, 15 y 18	80	16
	Cajón	57	6, 9, 15 y 18	70	18
	Yesca	49	6, 9, 12 y 20	56 a 112	40 82,5 máximo
Bóveda	Aguamilpa	72	9 y 12	80	5
	Cajón	57	6 y 9	70	7
	Yesca	49	12	110	15,6
Pared aguas abajo	Aguamilpa	72	6, 9,12, 15 y 18	80	18
	Cajón	57	6, 9, 15 y 18	70	22
	Yesca	49	6, 9, 12 y 20	56 y 88	54,8

Tabla 3.11.- Comparación de deformaciones máximas medidas en Aguamilpa, El Cajón y La Yesca.

Al comparar las deformaciones se tiene:

- Pared aguas arriba: Aguamilpa y El Cajón son del mismo orden, La Yesca es un poco más de dos veces mayor, sin contar con la zona de mayores desplazamientos.
- En la bóveda: Aguamilpa y El Cajón son sensiblemente iguales, La Yesca es casi de dos veces y media mayor a las dos anteriores.
- Pared aguas abajo: Aguamilpa y El Cajón tienen deformaciones del mismo orden, en La Yesca es más del doble con relación a El Cajón.
- No obstante que La Yesca presenta los desplazamientos mayores en todos los casos, actualmente las excavaciones se encuentran en condiciones de estabilidad, aunque también hay que destacar que para lograrlo implicó una mayor presión de soporte y longitudes de anclaje.

Por el comportamiento observado hasta la fecha en la caverna de casa de máquinas, se puede concluir que los sistemas de soporte instalados son efectivos y que el procedimiento constructivo seguido fue satisfactorio, ya que a pesar de haberse presentado algunos incidentes, actualmente se realiza la construcción del edificio interno acompañada del correspondiente equipamiento electromecánico de la Central. Al final de la construcción se tendrán un grado de seguridad mayor al actual, por el sistema de refuerzo del edificio estructural, con lo cual su operación en toda su vida útil queda garantizada.

3.2.5 Comparación entre las convergencias de las cavernas del P.H. la Yesca y otros casos históricos

Considerando que las máximas deformaciones se presentan en las paredes de la caverna como se presentó en el inciso 3.2.4, a continuación se hace una comparación con otras centrales construidas en el mundo y las tres construidas por la CFE que se mencionaron también en el inciso anterior (Tabla 3.12).

La intención de la comparación es para observar en qué nivel de deformaciones se encuentra la caverna del P.H. La Yesca dado que sus deformaciones son las de mayor magnitud en la experiencia de la CFE, y que nuevamente reflejan la calidad del macizo rocoso donde fue construido.

Los casos incluidos son:

- Casa de máquinas de Mingtan (Hoek), Taiwan (Hoek – Design large caverns)
- Casa de máquinas de Estangento Sallente (Wittke), España (Wittke 1990)
- Casa de máquinas del Beles (Studio Pietrangeli), Etiopía.
- Casa de máquinas C. H. Aguamilpa, Nay., México
- Casa de máquinas C. H. El Cajón, Nay., México
- Casa de máquinas P. H. La Yesca, Jal., México

En cuanto a las convergencias presentadas, el P. H. La Yesca es muy parecido solo al proyecto Estangento, España, el cual fue excavado en granodioritas.

De los casos de México, en el P. H. La Yesca es muy evidente la mayor convergencia entre 2 y 2.7 veces lo presentado en Aguamilpa y El Cajón. La geometría de las cavernas es muy similar en los tres casos y las coberturas son sensiblemente diferentes, lo que hace realmente la diferencia es la calidad del macizo rocoso.

Cabe aclarar que en los tres casos de la CFE, las deformaciones medidas son inmediatamente posteriores a la etapa de excavación, por lo cual los valores totales pueden ser mayores a los presentados en la tabla. Los casos de los proyectos extranjeros no se sabe si las mediciones fueron realizadas de manera similar que los de la CFE.

Si suponemos que las deformaciones de las cavernas de la CFE fueran del doble de los valores anotados en las tabla 3.12 (para considerar la deformación no registrada en la instrumentación), el caso del P. H. La Yesca tendría un comportamiento muy similar al del proyecto Mingtan, Taiwan que fue excavado en areniscas con módulos de deformabilidad de 2,3 a 5,1 GPa, que son valores muy similares a los de la riodacita de mala calidad (del orden de 3 a 5 GPa). No obstante, la caverna de Mingtan es de menores dimensiones y su cobertura casi del doble que La Yesca.

Al comparar las convergencias mayores entre los proyectos desarrollados en rocas ígneas, La Yesca ocupa el segundo lugar, después del proyecto Beles, Etiopía. No se tienen datos sobre las propiedades del macizo rocoso de Beles para hacer la comparación respectiva.

Proyecto	Tipo de roca	Cobertura (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Longitud (m)	Desplazamientos máximos horizontales (mm)	Convergencia (%)
Mingtán	arenisca	300	13	20	170	180	1,38
Estangento	granodiorita	100	20	37,5	87,3	70	0,35
Beles	basalto	300	17,6	39,5	96,5	110	0,63
Aguamilpa	Toba lítica	150	24	50	134	34	0,14
El Cajón	Ignimbrita	115	22	50	107	40	0,18
La Yesca	Riodacita	170	23	50	112	88	0,38

Tabla 3.12 Comparación de comportamiento de cavernas en función de convergencias

3.3 EVALUACIÓN DE LA CAVERNA DE GALERÍA DE OSCILACIÓN

3.3.1 CAMBIOS EN EL MODELO GEOLÓGICO

3.3.1.1 UNIDADES LITOLÓGICAS Y FALLAS PRINCIPALES

Para destacar las diferencias entre el modelo geológico de estudio y el modelo al final de la construcción se presenta la figura 3.9 que contiene ambas secciones geológicas

Sección por el eje mayor de galería de oscilación (Figs 3.9 a y 3.9 b)

En el túnel de acceso superior se tenía contemplado atravesar varias de las estructuras geológicas como son la falla F-11, la falla F- 180 y la falla Pilar, en la construcción se presentaron varias de estas fallas y sus sistemas asociados.

En el modelo de estudio, se tenía como principal estructura que cruzaría completamente la caverna de galería de oscilación la falla Pilar. En la realidad se presentó esta falla pero como un sistema de fallas Pilares, además de las fallas G0-1 y La Escondida o Gris, que tuvieron fuerte influencia en la estabilidad de las paredes.

El contacto litológico entre las unidades Tmid y Tmrid fue muy acertado desde la etapa de estudios y no tuvo mayores implicaciones en la excavación.

Sección por el eje de la Obra de generación (figuras 3.3 a y 3.3 b)

Aplican los comentarios descritos para la casa de máquinas.

3.3.1.2 SISTEMAS DE FALLAS Y DE FRACTURAMIENTO

Con base en la tabla 3.2, los sistemas que tuvieron mayor relevancia en la formación de cuñas de roca fueron:

En la bóveda: Sistema Pilar, el sistema aislado con orientaciones E-W, no previsto en los estudios y un sistema de fallas secundarias, tampoco identificadas en un inicio.

En la pared de aguas arriba: la principal estructura que rigió el comportamiento fue el sistema asociado a la falla GO-1, después los sistemas secundarios y el sistema asociado a la falla Crucero-Pitayo.

En la pared de aguas abajo: los sistemas de mayor relevancia son los asociados a la falla GO-1, al sistema aislado E-W y al sistema Crucero-Pitayo, aunque también está presente el Sistema Pilar.

Los cambios sustantivos son la presencia de las fallas GO-1 y la Escondida o Gris que afectaron la parte inferior de la caverna en la zona del pilar entre los túneles de aspiración.

3.3.2 CAMBIOS EN EL MODELO GEOTÉCNICO

Al igual que en la caverna de casa de máquinas, el principal cambio se presentó en la calidad geomecánica del macizo rocoso, al encontrarse condiciones inferiores a las previstas en los estudios.

Para mayores detalles consultar lo descrito en el inciso 3.2.2.

Con relación al porcentaje de rocas de mala calidad de la roca expuesta, éste es del orden del 30%.

3.3.3 MODIFICACIONES AL DISEÑO GEOTÉCNICO

3.3.3.1 PRINCIPALES INCIDENCIAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

En el capítulo 2, inciso 2.3.3.2, se presentaron las principales incidencias que propiciaron cambios en el diseño y en la construcción de la caverna de galería de oscilación. Para analizar las causas de dichos eventos y los impactos que implicaron se elaboró la Tabla 3.13 que resume los aspectos más relevantes.

De las tres incidencias principales de la galería de oscilación, las dos primeras obedecen a cambios en las condiciones geológicas, y una a estrategias constructivas. No obstante, en general las excavaciones concluyeron dentro de los plazos previstos.

El cambio más significativo es la recomendación del diseño de puntales de concreto que funcionan como troqueles entre las paredes para asegurar la estabilidad en el largo plazo.

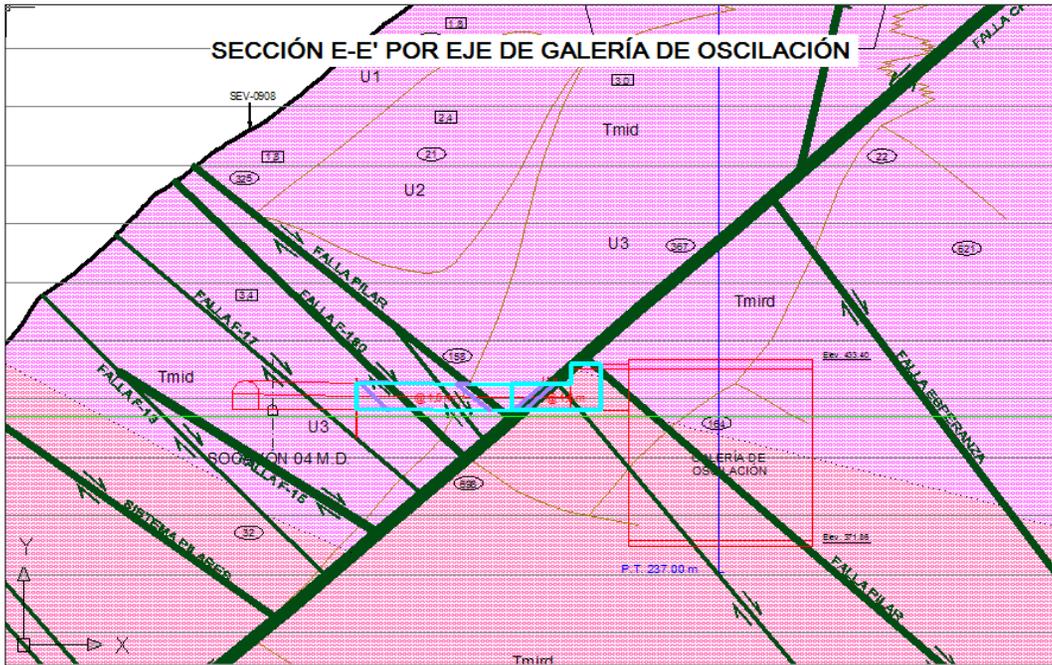


Figura 3.9 a.- Sección longitudinal por el eje de la GO (etapa de estudio)

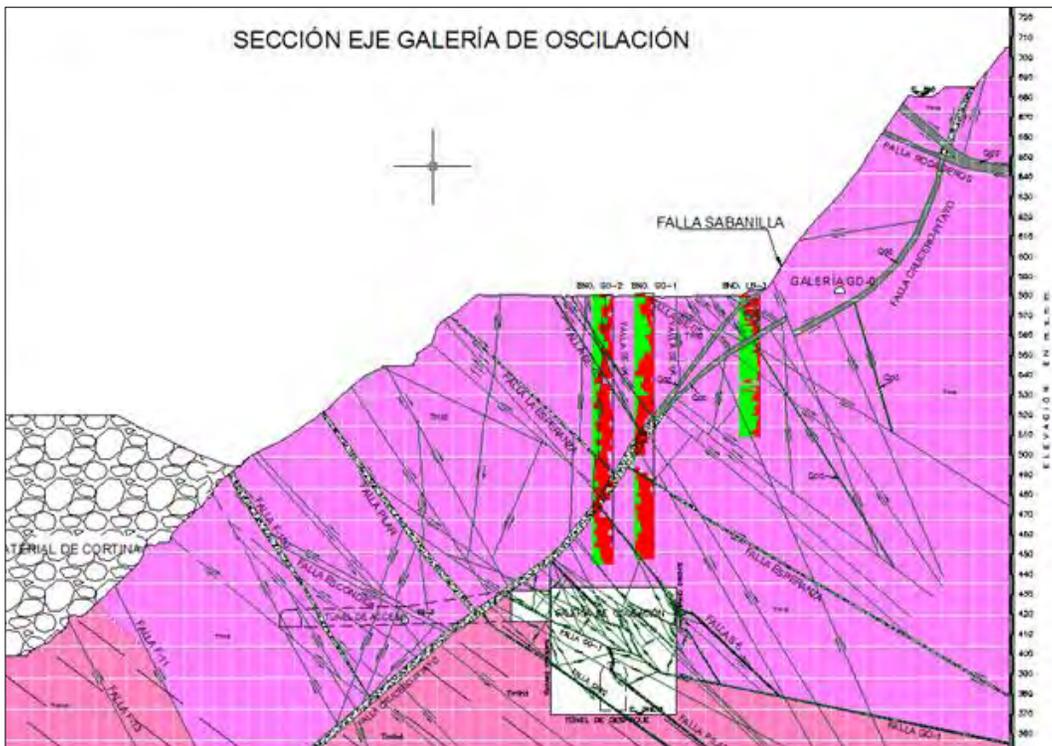


Figura 3.10 b.- Sección longitudinal por el eje de la Go (al final de la construcción)

Problema o incidencia	Causas	Impacto
Desprendimiento de cuña en la pared de aguas arriba	Combinación de estructuras geológicas. Delimitada por los sistemas de fracturas N70E/48 NW, N30W/63NE y la falla GO-1 con orientación y echado N25W/41SW, siendo esta última estructura la superficie por donde deslizó el bloque; además no se colocó oportunamente el sistema de anclaje	Desprendimiento de la cuña que provocó la suspensión temporal de los banqueos para dar prioridad al tratamiento de reposición de la cuña y de anclaje de la pared. Debido a que potencialmente podría presentarse la cuña máxima con una geometría similar al de la cuña desprendida, se aumentó el anclaje de 22 a 24 m de longitud.
Estabilidad general de las paredes por estructuras geológicas	En la pared de aguas arriba se pronosticó una macro-cuña potencial formada por una posible falla del tipo S-4 casi paralela a la excavación y con salida franca en la parte baja, acotada por los sistemas pilares y Crucero-Pitayo. En la pared de aguas abajo , debido a que de origen se conocía que su estabilidad sería de las más críticas, no se vislumbraron grandes cambios en la construcción. La estabilidad se rigió por el sistema de fallas Pilares y por la Falla la Escondida o Gris.	En la pared de aguas arriba. 1. Incremento de longitud de anclaje para cubrir dimensiones de la cuña máxima, de 22 a 24 m . 2. Necesidad de diseñar elementos de soporte adicionales (puntales) para asegurar la estabilidad a largo plazo 3. Modificación de los banqueos de 6 a 3 m En la pared de aguas abajo, incrementar la longitud de anclaje de 22 a 24 m en la parte central para alcanzar la cuña máxima prevista, que era muy similar a la de estudio.
Cambios en el proceso constructivo	Debido a que se realizaba de manera simultánea la excavación de los banqueos y en la parte inferior de la galería los túneles de aspiración, en un momento se decidió suspender temporalmente los banqueos de la galería para dar prioridad a la terminación de los túneles de aspiración y su apuntalamiento.	Modificación al procedimiento constructivo por aspectos de estabilidad general. Este aspecto no estuvo asociado a aspectos geológicos.

Tabla 3.13 Resumen de problemas durante la excavación de la galería de oscilación

3.1.1.1 MODIFICACIONES EN EL SISTEMA DE ANCLAJE

Por los problemas indicados en la tabla 3.13, los cambios al diseño del soporte son los que se indican en la tabla 3.14, que muestran el anclaje de diseño y anclaje final instalado en la caverna de casa de máquinas.

En la bóveda se realizó un cambio menor, que no obedeció a condiciones geológicas, sino a aspectos de practicidad constructiva, se cambio la longitud de diseño de 10 a 12 m.

En las paredes se verificó un incremento en las longitudes mayores de 22 a 24 m, principalmente en la pared aguas arriba para asegurar el reforzamiento del pilar central y en la pared de aguas abajo para cubrir la extensión de las cuñas máximas.

En el tímpano oriente se realizó un ajuste en las longitudes de anclaje, al instalarse anclajes selectivos de 12 y 15 m, para cubrir cuñas de roca.

En las figuras 3.4 y 3.5 se muestra esquemáticamente la distribución y longitudes de los anclajes de diseño y los reales.

ANCLAJE DE DISEÑO			ANCLAJE INSTALADO		
ESTRUCTURA	PATRÓN DE ANCLAJE (m)	LONGITUDES DE ANCLAJE (m)	PATRÓN DE ANCLAJE	LONGITUDES DE ANCLAJE (m)	COMENTARIO
BÓVEDA	2,0 X 2,0	10	2,0 X 2,0	12	Para utilizar íntegramente la longitud comercial de la varilla, se decidió aumentar de 10 a 12 m la longitud del anclaje
PARED DE AGUAS ARRIBA	2,0 x 2,0	12 y 20	2,0 x 2,0	12, 15, 18, 22 y 24	El anclaje de 22 m se sustituyó por el de 24 m para aumentar el traslape con el anclaje de la CM para el reforzamiento del pilar central
PARED DE AGUAS ABAJO	2,0 x 2,0	9, 12, 18, 22	2,0 x 2,0	12, 18, 22 y 24	Por ser la pared más crítica por condiciones geológicas, para asegurar la estabilidad general se decidió ampliar el anclaje de 22 a 24 m de la elevación 419 a 386 msnm
TIMPANO PONIENTE	2,3 x 2,3	6, 9 y 12	2,3 x 2,3	9 y 12	No se verificaron cambios importantes
TIMPANO ORIENTE	2,5 x 2,5	6 y 9	2,5 x 2,5	9, 12 y 15	Se amplió el anclaje de 9 a 15 m

Tabla 3.14 Comparativa entre el anclaje de diseño y el real al final de la construcción en la caverna de galería de oscilación

Con el propósito de comparar las longitudes mayores de anclaje de la galería de oscilación del P. H. La Yesca con casos históricos de centrales en caverna ya construidas y en operación, se emplearon los gráficos propuestos por Hoek (1993), los cuales permiten definir la longitud de los anclajes en función del ancho y altura de la caverna. En dichos gráficos (Figuras 3.11 y 3.12) hay dos líneas de tendencia, una para los tensores (cables) y otra para los anclajes, que han sido definidas con los datos de otros proyectos históricos.

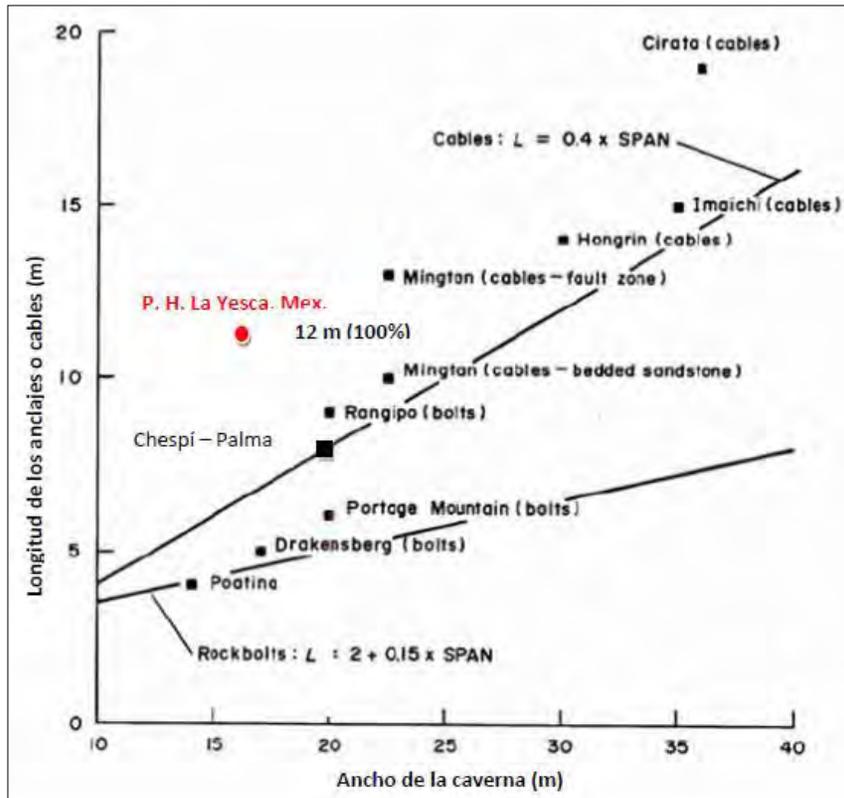


Figura 3.11.- Longitud de los sostenimientos en la bóveda en función del ancho de la caverna de oscilación.

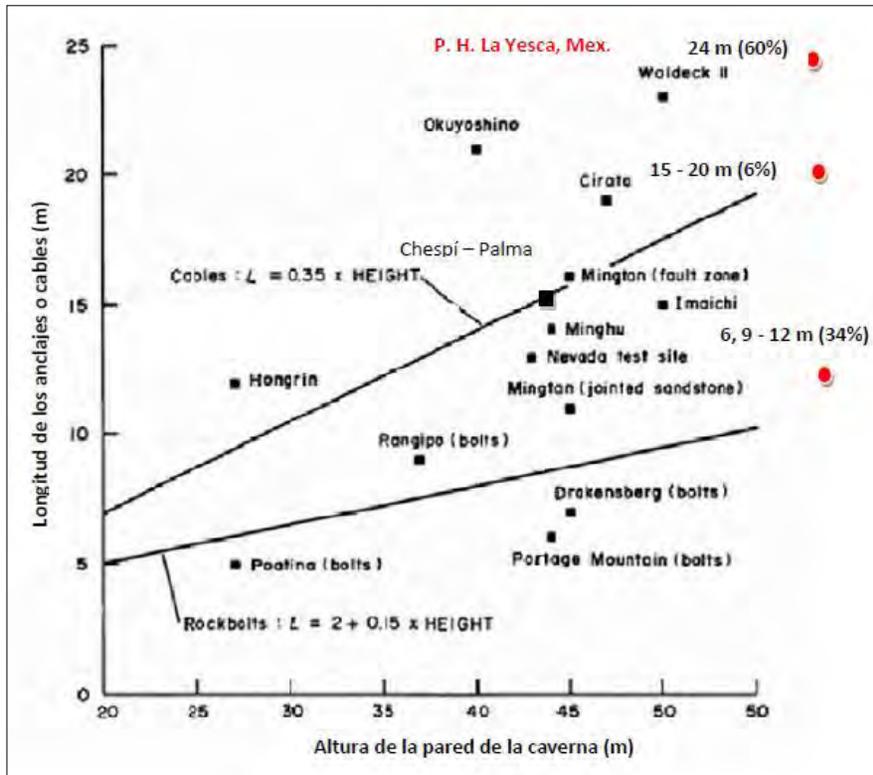


Figura 3.12.- Longitud de los sostenimientos en función de la altura de las paredes laterales de la caverna de oscilación.

En el gráfico de la figura 3.11, los anclajes de la bóveda de galería de oscilación del P. H. La Yesca se encuentran muy por arriba de la línea que representa la longitud de cables ($L = 0,4 \times$ ancho). La relación de la longitud de anclaje de la galería de oscilación de La Yesca respecto al ancho de la caverna es $L = 0,625 \times$ ancho.

Para el gráfico de la figura 3.12, por la altura de la galería ésta queda fuera de la escala del gráfico en la zona superior derecha. También es el caso mayor longitud de anclaje de los reportados en el gráfico, el 60% del anclaje tiene 24 m de longitud. El proyecto más próximo, al igual que en el análisis de la casa de máquina es Waldeck II. Los anclajes de 15 a 20 m y de 6 a 12 m tienen muy buena correlación para las líneas de cables y de anclajes establecidos.

Con relación a las **presiones de soporte de anclaje** aplicadas en la caverna de oscilación para su estabilización, como puede observarse en la Tabla 3.15, los valores de diseño no sufrieron cambios en cuanto a los patrones de anclaje y por tanto tampoco las presiones de soporte; a excepción de ciertos sectores donde se instalaron anclas intermedias como es el caso de la pared de aguas arriba, donde se colocaron adicionalmente anclajes desde la galería de acceso a lumbreras de ventilación y desde un ramal del socavón 04MD.

En la Tabla 3.15 se muestran las presiones de soporte aplicadas en la caverna de casa de máquinas.

Parte de la caverna	Patrón de anclaje (m)	Presión de soporte (KPa)*	Comentarios
Bóveda	2,0 x 2,0	88	Sin cambios en general. De manera selectiva se colocaron anclajes intermedios.
Pared de aguas arriba	2,0 x 2,0	88	Sin cambios significativos en la presión de soporte.
Pared de aguas abajo	2,0 x 2,0	88	Sin cambios en la presión de soporte. De forma selectiva se colocaron anclajes intermedios para el tratamiento de zonas de falla
Tímpano Poniente	2,3 x 2,3	98	Sin cambios en la presión de soporte de diseño
Tímpano Oriente	2,5 x 2,5	67	Sin cambios en la presión de soporte de diseño

Tabla 3.15 Presiones de soporte en la caverna de galería de oscilación
* Se consideró una capacidad de trabajo para las anclas de 36 toneladas (diámetro = 38,1 mm y fy=420 MPa)

En términos de **volúmenes de obra**, en la Tabla 3.16 se presenta de forma resumida las diferencias entre las cantidades de anclaje de proyecto y las instaladas, así como el incremento respecto al estimado antes de la construcción.

En promedio el incremento en las longitudes de anclaje fue de 30,78 %, siendo la pared de aguas arriba la de mayor incremento por cuestiones de reforzamiento del pilar central “casa de máquinas-galería de oscilación”.

Los incrementos se debieron a la formación de cuñas, similares en geometría a las previstas en el diseño original, pero en tamaño sensiblemente mayores.

GALERÍA DE OSCILACIÓN						
Anclajes sistemáticos	Cantidades en metros de anclaje					
	Bóveda	Pared Aguas Arriba	Pared Aguas Abajo	Tímpano Oriente	Tímpano Poniente	Total de Longitudes de anclaje (m)
DE PROYECTO	3040	11382	13168	1659	1659	30908
INSTALADOS	3760	16763	15867.5	2022.5	2010	40423
% Incremento	23.68	47.28	20.50	21.91	21.16	30.78

Tabla 3.16.- Comparativa entre el anclaje de proyecto y el real instalado.

3.3.3.2 MODIFICACIONES EN EL SISTEMA DE DRENAJE

El sistema de drenaje del macizo rocoso en la caverna de oscilación, tanto en las paredes como en la bóveda no tuvo cambios respecto a lo proyectado.

En la tabla 3.17 se presentan las características del sistema de drenaje sistemático del macizo rocoso desde las paredes y bóveda de la casa de máquinas.

Parte de la caverna	Patrón de drenaje (m)	Longitud máxima de drenaje (m)	Cambios
Bóveda	4,6 x 4,6	6 y 9	Sin cambios
Pared de aguas arriba	5,0 x 5,0	6 y 9	Sin cambios
Pared de aguas abajo	5,0 x 5,0	6 y 9	Sin cambios
Tímpano Poniente	5,0 x 5,0	9	Sin cambios
Tímpano Oriente	5,0 x 5,0	9	Sin cambios

Tabla 3.17.- Sistema de drenaje del macizo rocoso en la casa de maquinas.
(En todos los casos los barrenos de drenaje son de 76,2 mm de diámetro)

En la construcción no se observaron filtraciones de importancia en esta caverna.

La pantalla de drenaje que se construye en un plano aguas abajo del plano de estanquidad, también contribuirá a la protección de la galería de oscilación en cuanto a filtraciones provenientes del embalse. Cabe destacar que esta caverna tendrá un revestimiento de concreto hidráulico.

3.3.3.3 MODIFICACIONES EN EL CONCRETO LANZADO

No se verificaron cambios en el espesor del concreto lanzado, en todos los casos se aplicaron los 15 cm de proyecto.

3.3.3.4 PUNTALES EN LAS PAREDES DE LA GALERÍA DE OSCILACIÓN

Por las características geológicas del sitio y considerando que la estabilidad de la caverna depende únicamente del anclaje de fricción, se considera apropiado la implementación de un sistema de puntales de concreto de pared a pared, para el comportamiento a largo plazo.

Para evaluar el trabajo de dichos puntales, se ha previsto la instrumentación de los mismos por medio de celdas de presión entre la interface del extremo del puntal y la roca. El resultado de estas mediciones permitirá evaluar si con el tiempo se presenta pérdida en la capacidad de anclaje por efectos de corrosión del acero.

3.3.4 VALIDACIÓN DEL DISEÑO CON BASE EN LA INSTRUMENTACIÓN

Las deformaciones máximas en la caverna de galería de oscilación se presentan en la tabla 3.18.

Zona de la GO	Longitud de anclaje (m)	Presión de soporte (kPa)	Deformación máxima (mm)
Pared de aguas arriba	12 , 18, 22 y 24	88	20,38
Bóveda	12	88	37,00
Pared aguas abajo	12, 18, 22 y 24	88	45,85

Tabla 3.18 Presión de soporte y deformaciones máximas en la galería de oscilación

En la pared de aguas arriba, a pesar de la gran altura de la caverna, las deformaciones presentadas fueron bajas, 2,7 veces menor que la pared aguas abajo de la casa de máquinas, aunque cabe aclarar que la historia de las mediciones solo fue de 14 meses. Una razón que puede explicar la baja magnitud de las deformaciones de esta pared es que prácticamente el anclaje de la pared de aguas abajo de la casa de máquinas ya estaba instalado cuando se venían realizando los banqueos de la galería de oscilación (desde el nivel 405 y hasta el 369, que corresponde con el último banqueo), lo cual de alguna manera ayudó en la estabilidad y en controlar las deformaciones al tenerse un especie de preanclaje. Al colocarse los muros del revestimiento definitivo y las pilas de concreto de las compuertas, no se observaron problemas de agrietamiento en el concreto lanzado que evidenciaran algún desplazamiento.

En la bóveda las deformaciones máximas son 30% mayores a las de la casa de máquinas, quizá influyó la geometría de la bóveda al ser más plana que la de casa de máquinas o probablemente también a que se aplicó una menor presión de soporte lo que propició una relajación mayor de la roca. Las gráficas de los extensómetros muestran estabilidad en todos los instrumentos a 17 meses de haberse concluido el último banqueo.

La pared de aguas abajo fue la que registró mayores deformaciones, aunque solo pudieron registrarse datos 4 meses posteriores a la conclusión de la excavación. El valor máximo medido fue del orden del 83% del desplazamiento máximo de la pared de aguas abajo de la casa de máquinas. En ambas paredes la presión de soporte fue del mismo orden de magnitud y las estructuras geológicas las afectaron de la misma forma. Debido a que ya se construyeron los muros definitivos de concreto, no fue posible continuar con las lecturas de los extensómetros.

En términos generales el comportamiento de la galería de oscilación puede considerarse satisfactorio para las condiciones geológicas en que se construyó.

En cuanto a la convergencia máxima medida en ambas paredes, se tiene un valor de 0,41% que es muy parecido al 0,38% de la casa de máquinas.

Como se indicó en el inciso anterior, como refuerzo adicional para la estabilidad de las paredes, se decidió instalar puntales de concreto armado, los cuales cuentan con celdas de presión en sus extremos para medir las cargas laterales que transmita la roca. Esta instrumentación permite conocer el comportamiento de la caverna, y de manera indirecta el desempeño del anclaje en el largo plazo.

Con relación al pilar central entre las cavernas de casa de máquinas y la galería de oscilación es pertinente hacer los siguientes comentarios:

En los proyectos hidroeléctricos Aguamilpa, Nayarit y El Caracol, Guerrero, se tuvieron problemas de estabilidad en estos pilares, por estructuras geológicas, lo que implicó en Aguamilpa la implementación de anclajes adicionales para controlar los desplazamientos, y en el caso del Caracol, debido a que el problema de inestabilidad que se suscitó casi al final de la excavación, fue necesario diseñar, anclajes de tensión y dos muros puntales de concreto para asegurar la estabilidad, este problema provocó un retraso del orden de un año en la construcción.

En el caso del P. H. La Yesca, a pesar de las condiciones geológicas adversas, el pilar central que tiene unos 35 m de ancho, fue debidamente tratado con anclajes en virtud que la excavación de ambas cavernas no se realizó de manera simultánea, lo que permitió instalar primero el anclaje de una de sus paredes (del lado de casa de máquinas) y posteriormente el anclaje desde la galería de oscilación. El cambio más significativo en el P. H. La Yesca fue la ampliación de las longitudes de anclaje, con lo cual se mejoró el traslape entre ambos soportes.

3.4 COMENTARIOS SOBRE LOS TÚNELES DE ASPIRACIÓN

Con relación a la excavación de los túneles de aspiración que comunican ambas cavernas se hacen los siguientes comentarios:

- La excavación de estos túneles, por su geometría y separación, representan el punto más crítico para la estabilidad del conjunto de cavernas. Además de que implica un procedimiento constructivo cuidadoso, requiere de una cantidad importante de anclajes.
- En futuros proyectos debe replantearse la geometría de ambos túneles para buscar secciones que ofrezcan mayor estabilidad, en lugar de ser rectangulares, sería deseable tuvieran geometrías con bóvedas.
- Las dimensiones del pilar central entre túneles, también deberá revisarse, en el diseño del P. H. La Yesca el ancho del pilar es de la mitad del ancho de cada túnel de aspiración, es decir, no se cumple el criterio de separación entre excavaciones contiguas, de por lo menos una vez el ancho de la excavación. El hecho de aumentar el ancho del pilar de roca también conlleva a incrementar el largo de la caverna. La evaluación y mejora de estas geometrías debe someterse al consenso de un grupo multidisciplinario conformado por ingenieros hidráulicos, electro-mecánicos, civiles y geotecnistas.

3.5 DISCUSIÓN

Los aspectos más relevantes en el diseño y construcción de las cavernas del P. H. La Yesca se describe a continuación:

- Los estudios geológicos realizados previos a la construcción, permitieron conocer el panorama geológico general del sitio y los principales riesgos asociados, pero no fueron suficientes para establecer de forma completa y detallada el modelo geológico local para las obras subterráneas. Principalmente faltó el conocimiento del macizo rocoso en toda la altura de las cavernas de la casa de máquinas y galería de oscilación.
- En la fase de construcción se tuvo que realizar, al comienzo de la excavación de la bóveda de la casa de máquinas, un socavón exploratorio en el sentido del eje mayor, con el cual se pudieron identificar las principales estructuras que afectarían la estabilidad de toda la bóveda.
- Conforme se avanzó en las excavaciones de las cavernas se fueron confirmando las estructuras geológicas mayores que se tenían previstas, pero se identificaron

algunas otras, que tuvieron influencia directa en la estabilidad de las propias cavernas. Dentro de estas se encuentran la falla S-4, el sistema de fallas Pilar, la falla GO-1, la falla La Escondida, el sistema de fracturamiento E-W.

- Un aspecto que fue poco estudiado es el estado de alteración del macizo rocoso por hidrotermalismo, que propició zonas de inestabilidad y de alta deformabilidad. Una característica importante de mencionar es que la roca intacta no alterada alcanzaron resistencias a la compresión simple de 75 a 130 MPa, pero en estado alterado, se reducía significativamente hasta un 10 o 20% de la resistencia máxima.
- Las fallas geológicas además de tener una gran continuidad, varias de ellas mostraron un potente espesor de arcilla y zona de cizallamiento intenso. También presentaron trayectorias variadas y formas lítricas; algunas fueron intrusionadas por diques diabásicos, que en la mayoría de los casos se encontraron alterados.
- Las dos unidades litológicas presentes, dacitas (Tmid) y riocitas (Tmrid), mostraban un importante basculamiento hacia el SW, producto de esfuerzos compresivos ocurridos en el pasado geológico. Por medio de estas litologías fue posible identificar la magnitud de los saltos de las diversas fallas. En el caso de la falla Crucero-Pitayo el salto se estimó en más de 250 m.
- Se encontraron múltiples fracturas, que pudieron agruparse más o menos en 6 o 7 sistemas, con dispersiones altas en cuanto a sus rumbos y echados, reflejo de un macizo heterogéneo.
- Por las condiciones antes descritas, el macizo rocoso se clasificó de regular a mala calidad geomecánica, y en algunos sectores hasta de muy mala calidad. Los valores de RQD obtenidos en los barrenos también fueron congruentes con esta clasificación.
- La estabilidad de las excavaciones estuvo regida principalmente por la combinación de las estructuras geológicas que dieron lugar a la formación de cuñas o bloques de variados tamaños. Dichas cuñas también tenían la característica de ser cuerpos deformables y no rígidos. Muchos de los planos de deslizamiento de las cuñas poseían rellenos arcillosos que rigieron la estabilidad.
- La caracterización geotécnica de las discontinuidades y de la propia sustancia del macizo rocoso también fueron escasas. No obstante, con ensayos de corte directo se determinaron las resistencias mínimas y las máximas y mediante un par de pruebas de placa flexible se determinó el módulo de deformabilidad. Los ensayos en núcleos de roca de los barrenos de exploración si tuvieron una cantidad que permitió contar con una estadística apropiada, sin embargo, la mayoría de las muestras ensayadas se realizaron en núcleos sanos y por tanto los valores alcanzados inferían resistencias aceptables, pero no se obtuvieron datos de las zonas de alteración.
- Ante la carencia de información, principalmente por debajo de la bóveda de casa de máquinas, los análisis de estabilidad que se realizaron consideraron como criterio básico el involucramiento de las estructuras geológicas mayores, para la obtención de las cuñas máximas en la bóveda, paredes y tímpanos de las

excavaciones. También se realizó la revisión de cuñas formadas por los sistemas de fracturamiento.

- De las observaciones de la roca en el socavón exploratorio, se previó que la mayor parte de la roca sería tratable con los anclajes de fricción y que en las zonas de alteración, de existir inestabilidad, se haría el retiro del material alterado y se haría la reposición por medio de concreto.
- El diseño del soporte se basó en anclajes de fricción para la estabilidad de las cuñas máximas, lo cual generó el uso de longitudes variables de los anclajes para asegurar la estabilidad de dichas cuñas. Por el procedimiento constructivo que se tenía previsto y la rapidez que implicaba, en ningún caso se previó la opción de anclajes de tensión o de cables. En los otros proyectos de la CFE, el anclaje de fricción resultó efectivo para la estabilidad de cuñas de roca, además de su facilidad y rapidez de instalación. Como tratamientos colaterales se consideró el concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada y barrenos de drenaje.
- Por las condiciones geológicas del sitio, se sabía que el diseño definitivo del soporte y de los tratamientos de la roca se iría definiendo conforme se realizaran las excavaciones, para realizar los ajustes pertinentes.
- El seguimiento geológico y geotécnico de construcción fue realizado minuciosamente por especialistas de la CFE, lo que permitió identificar de manera oportuna los problemas potenciales, y anticipar los soportes y tratamientos de la roca, en la mayoría de los casos.
- Un elemento fundamental, además de los mapeos geológicos y geotécnicos fue la supervisión de las cargas de explosivos en las voladuras. Además del control del propio Contratista, la CFE verificaba el cumplimiento de las cargas por tiempo y medía que las velocidades de partícula estuvieran dentro de los límites permisibles. Además se llevó un estricto control en la realización de voladuras de precorte, de las alturas de los banqueos y de los avances de excavación por etapas. Con estos cuidados se trató de minimizar los daños a la roca.
- El procedimiento constructivo general consistía en excavar primero las bóvedas y posteriormente realizar los banqueos para llegar a los niveles inferiores de las cavernas. Como el sistema de soporte tenía que acoplarse a este procedimiento, las decisiones del ingeniero geotecnista tenían que ser preventivas y anticiparse a los problemas que pudieran presentarse niveles abajo del piso temporal definido por la etapa de baqueo.
- Las recomendaciones o ajustes al soporte que se emitieron, se basaron en la calidad de la roca expuesta y de sus discontinuidades al nivel de la excavación y en las proyecciones de las discontinuidades hacia los niveles inferiores. En algunos casos la recomendación se emitió como resultado de la respuesta de la instrumentación instalada.
- Como se reporta en el capítulo 2, durante la construcción, en la casa de máquinas se tuvieron siete incidencias importantes y tres en la galería de oscilación, las cuales estuvieron asociadas a condiciones geológicas. Para cada una de estas problemáticas fue necesario implementar soluciones geotécnicas distintas que

modificaron el diseño de proyecto, principalmente en cuanto a las longitudes y cantidades de anclaje.

- A pesar de las condiciones geológicas encontradas, el incremento en los tratamientos de la roca, en lo que se refiere al anclaje, fue del orden del 27% para la casa de máquinas y del 30% para la galería de oscilación.
- La longitud máxima del anclaje en las paredes fue de 24 m y en las bóvedas de 12 m, a excepción de un sector de la casa de máquinas donde se instalaron anclas hasta de 20 m para estabilizar el potencial de una cuña de grandes dimensiones. Con base en los casos históricos que se tienen documentados se compararon las longitudes máximas de los anclajes empleados en el P. H. La Yesca y se encontró que están en los límites superiores.
- Se comparó el caso del P. H. La Yesca con otros proyectos en cuanto a las convergencias presentadas en las paredes de las cavernas y al menos no está dentro de los casos de mayor deformación. Se aclara que las mediciones no reflejan la historia completa de las deformaciones producidas por la excavación, ya que los instrumentos fueron colocados posteriormente a los banqueos, sin embargo, permitieron evaluar la efectividad de los elementos de soporte.
- Con el seguimiento geológico-geotécnico llevado a cabo, la ejecución apropiada de las excavaciones y la colocación oportuna de los elementos de soporte, se logró concluir satisfactoriamente con la excavación de las cavernas, aunque se tuvieron momentos críticos, principalmente durante la excavación de los túneles de aspiración, donde modificó, en algunos casos, el diseño original.
- La instrumentación geotécnica, por medio de extensómetros múltiples de barra, demostró la efectividad de los tratamientos de soporte instalados, al obtenerse la estabilización de prácticamente todos los instrumentos en un corto plazo.
- Un cambio importante al arreglo de las cavernas fue la reubicación de la playa de montaje en la casa de máquinas, pero lo más significativo es la implementación de medidas adicionales para garantizar la estabilidad de las cavernas, por medio del reforzamiento de las losas de los entresijos del edificio interno de casa de máquinas y de los puntales de concreto para la estabilidad de las paredes de la galería de oscilación.

Finalmente, se puede decir que el caso del P. H. La Yesca dejará un precedente por haberse construido en uno de los sitios de peores condiciones geológicas que se tiene conocimiento para un proyecto hidroeléctrico de la CFE. Las principales enseñanzas y retos que se derivan del caso analizado, se pueden resumir en los puntos siguientes:

1. Se deben de establecer los estudios mínimos para obtener un modelo geológico confiable e identificar los principales riesgos en el sitio del proyecto.
2. Dichos estudios deben planearse por etapas para obtener una caracterización adecuada del entorno geológico y geotécnico del área del proyecto. Durante este proceso, la adquisición gradual de la información geológica en las varias etapas de investigación permite identificar con antelación potenciales dificultades y/o potenciales imprevistos que podrían dificultar y/o encarecer la construcción de un proyecto.

3. Se debe mejorar la caracterización geotécnica implementando, además de los ensayos de campo y laboratorio convencionales, levantamientos geomecánicos en varios puntos y afloramientos para contar con los valores mínimos y máximos de calidades de macizos rocosos. Asimismo emplear nuevos métodos de ensayos.
4. El diseño del soporte y de los tratamientos de la roca deben ser obtenidos a partir de análisis de sensibilidad para contemplar las variaciones de las propiedades del macizo rocoso y de los sistemas de discontinuidades. No solamente se deben realizar análisis determinísticos con los valores promedio de las propiedades de la roca. Considerar invariablemente las recomendaciones que proporcionan las clasificaciones geomecánicas (RMR o Q) que están basadas en las experiencias de múltiples proyectos, para compararlas con los resultados de los análisis realizados.
5. Implementar una metodología para el seguimiento geotécnico durante construcción.
6. El diseño geométrico de cavernas y su procedimiento constructivo debería definirse por las condiciones geológicas del sitio donde se planea su construcción y siempre en términos de la estabilidad de las excavaciones. En muchos casos, la planeación constructiva no considera estos aspectos como primordiales, ya que antepone el tiempo, los rendimientos y el avance.
7. Implementar en todos los casos la instrumentación geotécnica como una herramienta de alerta durante la construcción y como termómetro para proponer los soportes necesarios de manera oportuna, asimismo permiten evaluar el desempeño de los diseños teóricos.
8. Este tipo de obras deben realizarse con la participación de grupos interdisciplinarios.

CAPÍTULO 4

**PROPUESTA METODOLÓGICA PARA EL DISEÑO
GEOTÉCNICO DE CAVERNAS**

4.1 INTRODUCCIÓN

El objetivo de esta propuesta de diseño es proveer a los ingenieros geotécnicos de información técnica y recomendaciones actuales para el estudio y diseño de cavernas en proyectos hidroeléctricos o de obras similares, así como proporcionar recomendaciones geotécnicas para su construcción.

La propuesta metodológica se basa en las experiencias adquiridas en el proyecto hidroeléctrico La Yesca, Jal, así como en las de otros proyectos construidos por la CFE, previos a la Yesca y complementada con información y metodologías usadas actualmente.

Se aclara que la propuesta metodológica no pretende ser un manual de aplicación general, ni una guía de diseño formal, pero sí concentra los requisitos mínimos a considerar y los aspectos a verificar durante el estudio y diseño geotécnico de cavernas enfocados a buscar la optimización de los diseños geotécnicos, reducir las incertidumbres y mitigar los riesgos geológicos que generalmente coexisten en el diseño y construcción de las obras subterráneas de esta magnitud.

También es pertinente aclarar que, nunca una metodología debe sustituir a la experiencia y conocimientos de los ingenieros involucrados en esta rama de la geotecnia.

La propuesta contempla ciertos aspectos del Método Observacional, el cual forma parte de los métodos de diseño sugeridos por el Eurocódigo 7 (1995).

El Método Observacional en Geotecnia

Aunque las primeras aplicaciones científicas del Método Observacional (MO) se remontan a los años sesenta, el término fue presentado por Peck en 1969. En las últimas dos décadas se ha intensificado de nuevo su uso, principalmente en Europa. En el Reino Unido (CIRIA, 1999) y en Francia (IREX, 2005) se han emitido guías con la aplicación de este método. En el Eurocódigo 7, se considera al MO como una de los métodos de diseño más completos.

El informe de CIRIA 185 (1999), describe al MO en geotecnia como un proceso de diseño continuo e integral. Contempla aspectos contractuales y de diseño desde la fase previa a la construcción, el monitoreo del comportamiento de la construcción, la revisión continua del diseño inicial y la implementación de medidas y planes de contingencias. El objetivo del MO es reducir las incertidumbres acerca del comportamiento y de la estabilidad estructural de la excavación, y con esto establecer el diseño final, el cual debe cubrir totalmente aspectos de estabilidad, servicio y durabilidad.

El método puede ser aplicado desde el inicio del proceso de un proyecto o durante la construcción del mismo cuando se presentan problemas geológicos inesperados.

En el MO el seguimiento de la instrumentación geotécnica juega un papel activo en el diseño y construcción, para la toma de decisiones y las adecuaciones al diseño.

Para la implementación del MO se deben cumplir los requisitos siguientes:

1. Debe haber una investigación geológica-geotécnica suficiente en el sitio del proyecto.
2. El diseño debe desarrollarse con base en normas o códigos preestablecidos por Organismos o Instituciones nacionales o internacionales. Debe cubrir las condiciones “más probables” que se esperan sobre el comportamiento de la excavación, y evaluar también las condiciones “menos probables”.
3. Debe desarrollar una estrategia de seguimiento de los valores calculados para la condición más probable y establecer los umbrales de comportamiento permisibles.
4. Identificar y plantear los planes de contingencia para las condiciones más desfavorables.
5. Supervisar con mapeos detallados la excavación y evaluar las condiciones reales del macizo rocoso.
6. Modificar el diseño para adaptarlo a las condiciones reales, si se superan los umbrales de comportamiento estimados en el punto 3.
7. El MO es aplicable solamente si hay tiempo suficiente para tomar decisiones e implementar planes de contingencia.

Con base en lo antes expuesto, la propuesta metodológica para el diseño de cavernas se muestra en el diagrama siguiente (figura 4.01).

4.2 PROPUESTA METODOLÓGICA

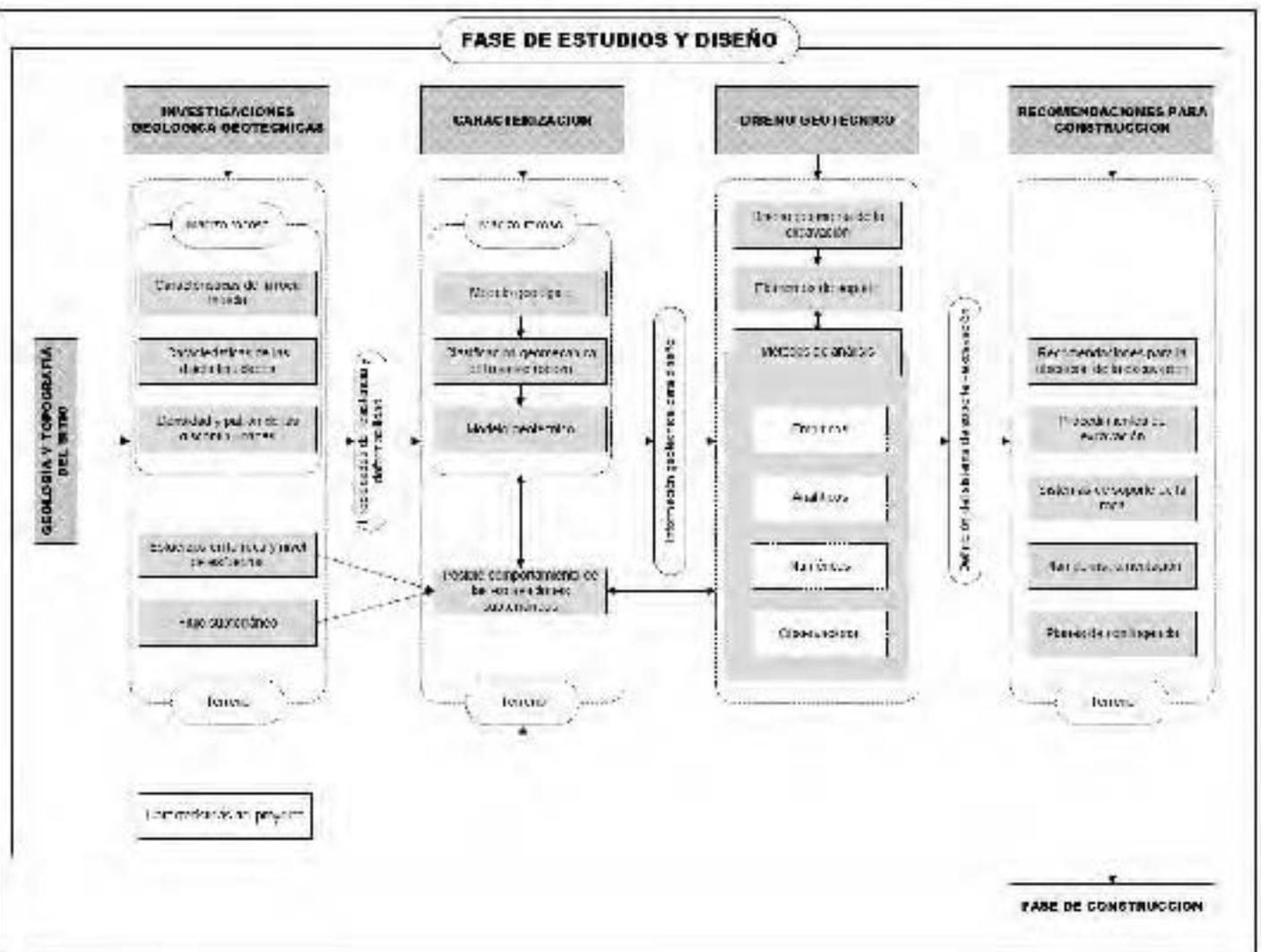


Figura 4.01 Propuesta metodológica para el diseño geotécnico de cavernas

1. FASE DE ESTUDIO Y DISEÑO

1.1 INVESTIGACIONES GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS

El conocimiento de la geología es el punto inicial de toda investigación geotécnica para el estudio de los esquemas de las cavernas. Este conocimiento se usa para asegurar la sustentabilidad del sitio en particular donde se construirá la caverna y como base para el desarrollo del modelo geológico que será usado para planear las investigaciones a realizar.

Los principales aspectos geológicos de un sitio que son de importancia fundamental para el diseño y construcción de cavernas son:

- El tipo de roca, el espaciamiento de las discontinuidades y su patrón de alteración. El tipo de roca también influye en el costo de la perforación y en la ejecución de las voladuras para llevar a cabo las excavaciones.
- La geología estructural y tectónica dan una idea de la orientación de las principales discontinuidades que pueden encontrarse; tales como fallas, estratificación, orientación de las juntas y la tendencia de las estructuras regionales.
- Los espesores superficiales de roca alterada dan una indicación de la profundidad a la cual debe alojarse una caverna para contar con un techo de roca confiable, asimismo permiten determinar los trabajos que pueden requerirse para estabilizar los portales de los túneles de acceso a dichas cavernas.
- La geohidrología puede ser importante para algunos sitios y en algunos tipos de proyectos. Una evaluación inicial puede hacerse con base en los datos generales del sitio.

1.1.1 IMPORTANCIA DEL CONOCIMIENTO GENERAL DE LAS CONDICIONES TOPOGRÁFICAS Y GEOLÓGICAS DEL SITIO

En todo proyecto es de suma importancia comenzar con la búsqueda y recopilación de la información disponible del sitio donde se realizará éste, tanto en instituciones públicas, privadas, educativas, centros de investigación, etc.

En nuestro país se cuenta con un documento que se conoce como la “Carta Geológica de la República Mexicana”, la cual incluye en un mapa toda la historia geológica de México. Invariablemente, es indispensable la consulta de este documento.

Actualmente con el uso del internet existen imágenes de satélite y fotografías, además de que se tiene el acceso a herramientas de búsqueda que facilitan la adquisición de datos para el proyecto.

Un aspecto que también conviene revisar, aunque no tiene un efecto significativo en el diseño y comportamiento de cavernas, es el conocimiento del ambiente sísmico del sitio. La CFE en el año 2008 publicó la nueva versión del Manual de Diseño de Obras Civiles,

Diseño por sismo, en el cual se incorpora la información sísmica de esta última década, así como los resultados de numerosos estudios y sus efectos.

1.1.1.1 *Influencia de la litología en el comportamiento geotécnico del sitio*

Las rocas son definidas y nombradas en función de su abundancia, textura y minerales que las forman, además de su génesis y/o grado de metamorfismo, etc. Para cada tipo de roca las propiedades mecánicas varían considerablemente, aun cuando se trate del mismo tipo. En la ingeniería geológica y en la mecánica de rocas la resistencia y la deformabilidad son las propiedades más importantes para el diseño, más allá que la definición del tipo de roca. Los estudios petrográficos ayudan a precisar el tipo de roca, además de proporcionar información sobre la anisotropía y alteración de la roca.

En la figura 4.01 A (anexo C) se presenta un cuadro con los distintos tipos de rocas, su origen y minerales, que deben ser considerados para tener un panorama inicial del ambiente geológico en el sitio del proyecto.

1.1.1.2 *Estructuras geológicas y problemas geotécnicos*

Cualquier estructura o característica geológica que cambie o altere la homogeneidad de una masa rocosa es considerada como una discontinuidad. Las discontinuidades están constituidas por rangos muy variables, desde su estructura, la cual es en ocasiones de miles de metros en extensión y hasta de milímetros.

Las principales discontinuidades presentes en los macizos rocosos son los planos de estratificación en rocas sedimentarias, la foliación y planos de esquistosidad en rocas metamórficas, así como fallas geológicas de diferentes orígenes (normales, inversas, laterales, combinadas), pliegues y sistemas de fracturamiento.

En función de la persistencia, continuidad y geometría de las discontinuidades en la zona del proyecto, es la afectación al comportamiento del macizo rocoso, razón por la cual, es indispensable realizar estudios geológicos detallados.

1.1.1.3 *Influencia de las condiciones de agua subterránea y de otros factores*

Muchas de las rocas tienen una muy baja porosidad y la comunicación entre sus poros es muy pobre. Por lo tanto la conductividad hidráulica de la roca intacta normalmente es muy baja. En la gran mayoría de los casos, el flujo subterráneo en el macizo rocoso es gobernado por el flujo a través de las fracturas, y por lo tanto la conductividad hidráulica se da a través de sus juntas y discontinuidades. Rocas con alta porosidad como son las areniscas de origen reciente y algunas rocas volcánicas son en algunos casos la excepción a la tendencia general.

La conductividad hidráulica está frecuentemente definida como el coeficiente de permeabilidad (k), el cual es el parámetro de uso común para caracterizar hidrológicamente a un sitio.

También es importante conocer la influencia de los procesos geológicos en la ingeniería y en el medio ambiente. Los procesos geológicos de mayor importancia son: sismicidad, vulcanismo, levantamientos o subsidencias, erosión-sedimentación, movimientos de laderas, cambios del nivel freático, procesos tectónicos y procesos geoquímicos.

1.1.2 INVESTIGACIONES GEOLÓGICAS

Las condiciones geológicas determinadas con las fuentes de información descritas en el inciso anterior, sirven de marco de referencia para la ubicación preliminar del sitio del proyecto y para la planeación inicial de las investigaciones geológicas-geotécnicas. En este inciso se describen los objetivos de las investigaciones a realizar en el sitio en estudio, su metodología y alcance, así como las técnicas de investigaciones del subsuelo que son de importancia particular en el diseño de los esquemas de cavernas. Los métodos de investigación no son descritos en detalle, sin embargo se incluye la norma estándar de referencia.

Los principales objetivos de las investigaciones para proyectos de cavernas, así como de otras obras subterráneas son:

- Obtener datos para asegurar la sustentabilidad del proyecto en el sitio previsto, considerando la evaluación de otros sitios, para seleccionar el más adecuado.
- Obtener información para el diseño geotécnico de las cavernas, incluyendo la optimización de su geometría, orientación y tipos de soportes (los cuales deben estar incluidos en las consideraciones de los métodos de construcción).
- Obtener datos que permitan asegurar de forma realista el tiempo de construcción y estimar sus costos e implicaciones para cualquier riesgo geológico, y
- Dar bases para fundamentar los estudios de impacto ambiental.

Los requerimientos en cuanto a la cantidad y calidad de los estudios depende de la etapa en que estos se encuentren y de la complejidad geológica del sitio. La naturaleza y extensión de los estudios debe definirse para cada etapa y desarrollo del proyecto. Para mejorar la estimación de los costos del proyecto se requiere mejorar la cantidad y calidad de los datos geotécnicos.

La cantidad de las investigaciones deberá ser definida para cada etapa particular del proyecto, pero depende de varios factores como son: información disponible, las condiciones de la roca expuesta, la complejidad de las condiciones geológicas y la experiencia y habilidades de los ingenieros geólogos y geotecnistas.

1.1.2.1 Fases recomendadas de estudio (planeación)

Es importante que las investigaciones sean realizadas en etapas y cada una de ellas aporte la información necesaria para el desarrollo del proyecto. Las etapas de estudio que comúnmente se realizan son:

a) Etapa de prefactibilidad o de estudio conceptual.

En esta etapa el objetivo de las investigaciones es reducir el número de alternativas para la selección del sitio del proyecto basadas en la información geológica-geotécnica disponible. El primer paso en las investigaciones consiste en establecer el modelo geológico general del o de los sitios candidatos.

Los trabajos de campo se reducen al muestreo y control de los sitios principales. Las muestras de roca recolectadas se clasifican con algunas pruebas de laboratorio, pero lo más importante es obtener información de las principales discontinuidades que afectan al macizo rocoso.

En esta etapa se proporciona la siguiente información:

- Los principales tipos de roca y sus límites
- Depósitos de suelo que cubren a las formaciones rocosas
- La ubicación y dirección de las más importantes zonas de debilidad.
- La identificación de la dirección de los esfuerzos principales en el macizo rocoso.

Se definen y acotan los mejores sitios para la construcción del proyecto. Se indica cualitativamente que zonas son las adecuadas para proyectar las obras subterráneas.

b) Etapa de factibilidad o de diseño preliminar

Durante esta etapa, es cuando se debe definir la factibilidad de realizar el proyecto en el sitio seleccionado y de confirmar la viabilidad de la construcción de las obras subterráneas en él, para lo cual se deben desarrollar suficientes estudios de campo.

En esta fase de investigaciones se debe definir el modelo geológico del área de interés, con la localización y distribución de las principales estructuras geológicas. Se debe mejorar el conocimiento del sitio por medio de mapeos geológicos de superficie.

La información que debe ser obtenida en esta etapa son planos geológicos y la estratigrafía a lo largo de las excavaciones mostrando la distribución de las unidades litológicas, de las zonas de debilidad y de las características de las discontinuidades. En esta fase los sistemas de clasificación de macizos rocosos juegan un papel muy importante para correlacionar y clasificar el macizo rocoso del sitio.

Con base en lo anterior y en las dimensiones y geometrías de las excavaciones subterráneas, se puede establecer preliminarmente el método y el tipo de soporte para éstas.

c) Etapa de diseño de detalle y de planeación de la construcción

Se realizan más investigaciones de campo para afinar los modelos establecidos en etapas previas. En esta fase, se establece la posición final de la o las obras subterráneas.

La información de las investigaciones adicionales también puede usarse para estimar los costos de las excavaciones y de los sistemas de soporte, con los cuales, en muchos proyectos se espera que no excedan del 10%.

Se deben elaborar mapas con fotos aéreas en escalas de 1:10 000—1:20 000 y mapas geológicos en escalas a 1:10 000 o 1:5 000. Para zonas de importancia donde se ubiquen las obras principales del proyecto se deben tener planos escala 1:1000, ocasionalmente se requieren planos a otras escalas.

d) Investigaciones durante la construcción

Es común que durante las excavaciones subterráneas se realicen estudios específicos para detallar algún aspecto no previsto en las etapas previas de estudio o simplemente para tomar acciones preventivas. En el caso de cavernas, se pueden realizar socavones de exploración complementarios y barrenos de exploración en sitios críticos.

En el avance diario de las excavaciones se deben realizar levantamientos geológicos y geotécnicos para ir definiendo con detalle las condiciones reales y compararlas con las previstas en los estudios para la confirmación de los soportes o su adecuación, según las necesidades que se presenten.

Otro tipo de investigaciones está relacionado con la instalación de instrumentación geotécnica para monitorear el comportamiento de las excavaciones

1.1.2.2 Exploraciones directas

Las investigaciones del subsuelo para un esquema típico de caverna consisten en la investigación del sitio donde se alojará la propia caverna, así como de los sitios donde se proyectan los túneles de acceso a ésta y de sus portales.

Las exploraciones mínimas a realizar para definir el modelo geológico de un sitio donde se proyecta una obra subterránea son las que se describen a continuación.

a) Fotointerpretación y mapeos geológicos

Es importante comenzar con realizar trabajos de fotointerpretación del sitio del proyecto para definir rasgos geológicos mayores como son: fallas regionales, lineamientos principales, zonas de colapso o de deslizamiento, calderas, etc. En la figura 4.02 se muestra un ejemplo de la elaboración de estas interpretaciones.



Figura 4.02.- Imagen del sitio del P. H. La Yesca. Identificación de rasgos estructurales.

Los mapeos geológicos convencionales sirven para determinar los tipos de roca del sitio, delimitar las estructuras geológicas mayores tales como fallas, diques, contactos litológicos y cualquier otra característica que esté presente como son las zonas de debilidad del macizo rocoso. Las estructuras geológicas relevantes pueden ser mapeadas en los afloramientos rocosos, en trincheras o en los sondeos de exploración geológica.

La clasificación de mapas geológicos en función de su escala se explica en la Tabla 4.01.

Los mapas geológicos debe contener la información básica siguiente:

- Topografía
- Distribución y descripción litológica de las unidades geológicas
- Espesor de suelos, formaciones superficiales y rocas alteradas
- Discontinuidades y datos estructurales (estereogramas)
- Condiciones hidrogeológicas
- Condiciones geomorfológicas
- Localización de las exploraciones realizadas
- Riesgos geológicos

Los mapeos geológicos además de identificar las diferentes unidades litológicas, del levantamiento de fallas, requieren de hacer minuciosas observaciones y descripciones de los sistemas principales de fracturas para definir: la densidad de las fracturas (espaciamiento, número por volumen de roca, etc.), su tamaño (longitud de la traza, tipo de superficie en los planos) y su orientación o rumbo (figura.4.03).

Tipo de mapa y escala	Contenido	Método de elaboración	Aplicaciones
Regional $\geq 1: 10\ 000$	Datos geológicos, conjuntos litológicos, estructuras geotectónicas, rasgos geomorfológicos regionales, grandes zonas afectadas por procesos, información general de interés geotécnico e interpretaciones	Fotografías aéreas, mapas topográficos y geológicos previos, información existente, observaciones de campo	Planificación y reconocimientos preliminares, información general sobre la región y tipos de materiales existentes
Local Etapa de reconocimiento preliminar $1:10\ 000$ a $1:5\ 000$	Descripción y clasificación de suelos y rocas, estructuras, geomorfología, condiciones hidrogeológicas, procesos geodinámicos, localización de materiales para construcción	Fotografía aérea, recorridos de campo, medidas y datos de campo	Planificación y viabilidad de obras y reconocimiento detallado
Local Etapa de investigación in situ $1:5\ 000$ a $1:500$	Propiedades de los materiales y condiciones geotécnicas, aspectos importantes para la construcción de una obra concreta	Los anteriores más datos de pozos a cielo abierto y sondeos, geofísica, ensayos in situ y de laboratorio	Detalle sobre emplazamientos y problemas geológicos-geotécnicos. Diseño de obras

Tabla 4.01.- Clasificación de mapas geológicos
Modificado de Ruiz Vázquez y González Huesca, 2000

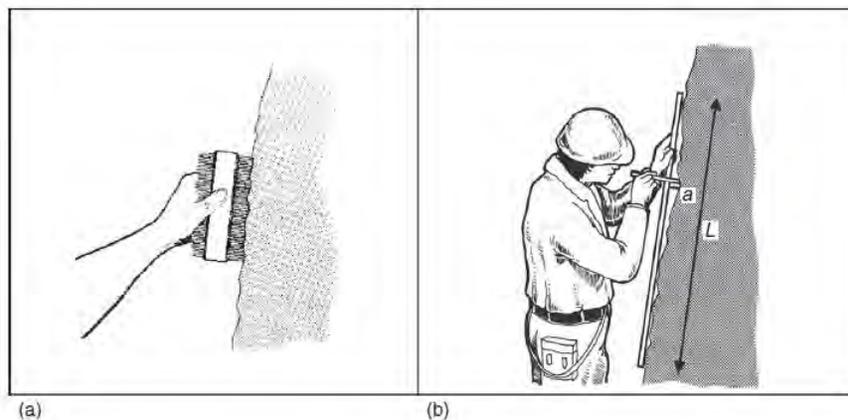


Figura 4.03.- Medición de las características de las juntas o fracturas, a) rugosidad de la superficie, b) ondulación de la discontinuidad.
(extraído del libro "Rock engineering", Palmström-Stille, 2010).

Para el caso del estudio de cavernas, las cartografías deben aportar información sobre las propiedades de los materiales a profundidad. Para realizar los mapas de detalle y los perfiles geológicos es necesaria la realización de sondeos que alcancen al menos, la cota inferior de las cavernas y de socavones de exploración. Se deben realizar mapas en planta y secciones a lo largo de los ejes de la o las cavernas.

b) Barrenos de exploración

Los objetivos de los barrenos de exploración son:

- Confirmar la interpretación geológica
- Obtener información del tipo de roca y sus límites en el macizo rocoso
- Obtener información a cerca de la estructura de la masa rocosa
- Estudio de las condiciones de flujo subterráneo
- Proveer materiales (muestras) para los ensayos mecánicos y análisis petrográficos.

Con la descripción litológica de los núcleos, se determina el índice de recuperación y el RQD (índice de calidad de roca). Se debe elaborar un perfil detallado de cada barreno junto con el fotografiado de los núcleos.

Sondeos de exploración y levantamiento convencional de núcleos de roca

Los barrenos de exploración comúnmente se realizan en diámetro NQ o HQ, pero en ocasiones es necesario obtener muestras en diámetro PQ-3 para la recuperación integral de materiales alterados o de falla.

El número y cantidad de barrenos se define para cada caso en particular, pero las exploraciones mínimas deben permitir el conocimiento de las condiciones locales de la geología en el entorno y profundidad de la caverna, es decir, para definir con detalle las condiciones en la bóveda y paredes de la excavación. La profundidad de las exploraciones como mínimo debe ser 5 o 10 metros mayor al fondo de la caverna.

También pueden realizarse barrenos desde los socavones de exploración dirigidos a estructuras u objetivos específicos.

Levantamiento de sondeos con exploración OPTV y ATV

La diagrafía del sondeo con la técnica OPTV (Optical Televiewer) se hace mediante la introducción de una videocámara digital wire line. Este ensayo permite obtener una imagen detallada y orientada de las paredes del sondeo. En la sonda están instalados también 3 magnetómetros y 3 acelerómetros para registrar con precisión la orientación del sondeo y su desviación en profundidad (figura 4.04).

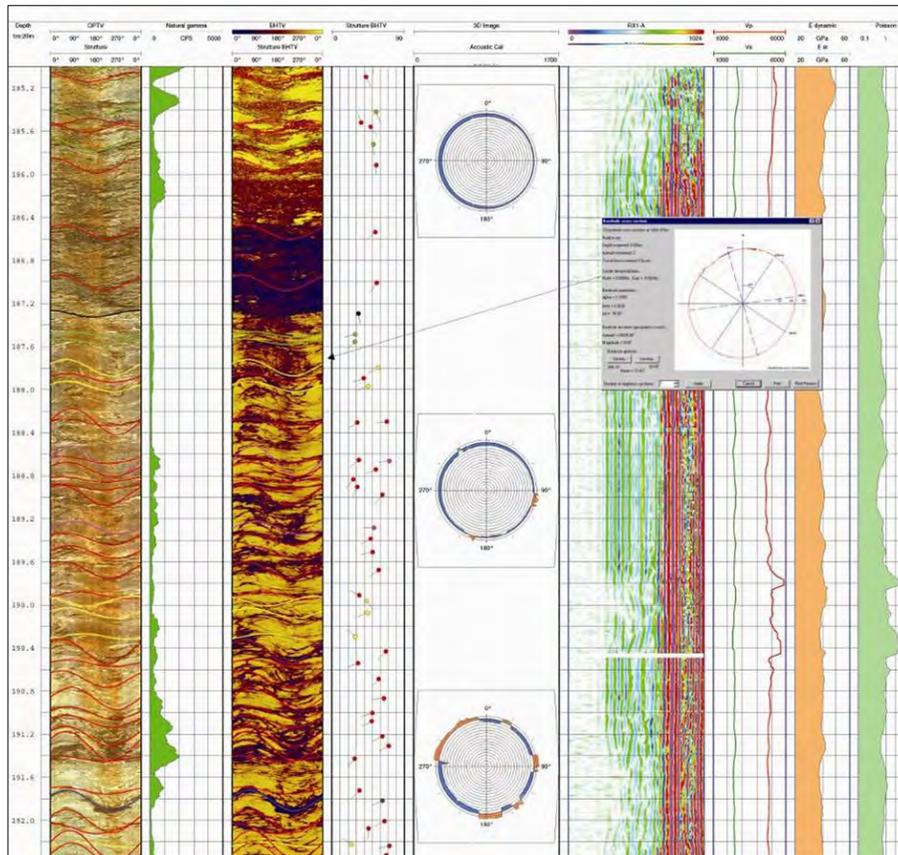


Figura 4.04.- Ejemplo de un levantamiento con la técnica OPVT.

La auscultación con el ATV (Acoustic Televiewer) se basa en la reflexión del ultrasonido en las paredes del sondeo. La amplitud de las ondas reflejadas es función de la profundidad y de la orientación de la superficie reflectante. La instrumentación está formada por un emisor ultrasónico (fuente) y por un receptor que registra las ondas reflejadas. También está presente un magnetómetro que mide el azimut y la inclinación de las superficies reflectantes. Con esta diagráfia se obtiene información sobre el tipo y la orientación de las fracturas. Además, y gracias a sensores especiales, se puede obtener la imagen 3D del sondeo y evidenciar zonas de deformación (ovalización) de la perforación

Las ventajas de estas diagráfias es que se obtienen informaciones mucho más completas de cada uno de los sondeos. Además, se pueden ubicar y analizar con mayor detalle las pruebas tipo Lugeon, dilatométricas, hidrofracturamiento, etc.

c) Socavones

Los principales objetivos para construir socavones son:

- Investigar la estructura de la roca a profundidad

- Obtener información de detalle en zonas particulares del macizo rocoso (se deben hacer levantamientos estructurales de detalle)
- Realizar pruebas in situ para determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de discontinuidades, pruebas de deformabilidad, pruebas de permeabilidad y mediciones de esfuerzo
- Realizar mediciones geofísicas de refracción sísmica, como es el caso de la técnica "Petite Sismique"
- Obtener muestras para el laboratorio
- Realizar pruebas de voladuras o establecer criterios de vibraciones

Es muy recomendable que los socavones de exploración se proyecten lo más cercano posible a la zona de la caverna y a lo largo del eje mayor para conocer con detalle las condiciones geológicas. En muchos casos, estos socavones se planean al nivel de las bóvedas de las cavernas, en otros se proyectan algunos metros arriba de las bóvedas, entre 10 y 15 m, para que además de que sirvan de exploración geológica-geotécnica, se puedan utilizar durante la construcción, para instalar en ellos instrumentación geotécnica que permita conocer toda la evolución de las deformaciones al realizarse las excavaciones, así como, para instalar, eventualmente, sistemas de anclaje para la estabilidad de las bóvedas.

La longitud de estos socavones y sus accesos depende del arreglo de obras de cada proyecto, el requisito es tratar de llegar a la zona donde se ubicarán las obras subterráneas principales.

En la figura 4.05 se muestra un ejemplo de la localización de estos socavones de exploración.

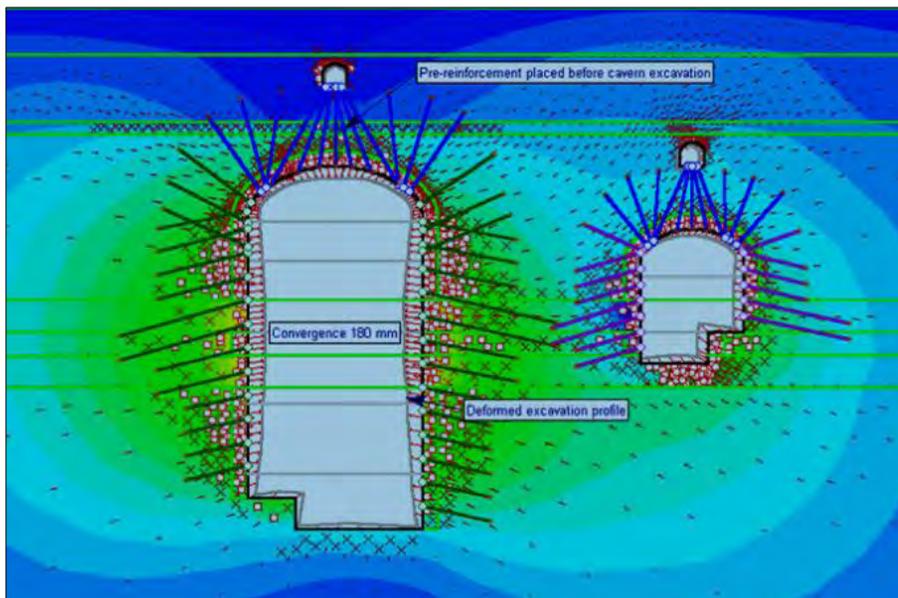


Figura 4.05.- Ejemplo de la localización de socavones de exploración que pueden ser utilizados en la construcción.

1.1.2.3 Exploraciones geofísicas

De los métodos geofísicos existentes, para el estudio de sitios donde se proyecten cavernas, se recomienda emplear los siguientes:

a) Tomografía sísmica

Los resultados de este método se obtienen a partir del análisis de la velocidad de propagación de ondas longitudinales en el terreno (V_p), que se determinan a partir de la distancia disparo-receptor y el tiempo correspondiente de llegada de un impulso sísmico.

El análisis tomográfico de la información se realiza sub dividiendo la sección sísmica en celdas, permitiendo distinguir curvas de isovelocidad.

Esta técnica difiere de la sísmica de refracción convencional debido al número mayor de registros que se realizan, los cuales permiten tener a disposición una cantidad de datos que cubra toda la sección sísmica sin dejar zonas inexploradas.

Además de la definición de las velocidades de las ondas longitudinales o de compresión (V_p), con un procesamiento adicional de la información, es posible definir las propiedades de atenuación del medio o su capacidad de absorción de energía sísmica. El parámetro obtenido de esta evaluación es el módulo de atenuación (M_a).

Posteriormente, la síntesis de los parámetros de atenuación y de velocidad de onda de compresión, permite contar con un indicador sintético de las características físicas y estado de los materiales, el cual se denomina Factor de Calidad Q (que guarda un sentido similar al del parámetro Q de Barton).

Con una adecuada calibración del Factor de Calidad Q, este puede proporcionar datos del terreno relacionados con estado de esfuerzos, fracturación y porosidad.

En la tabla 4.02 se reporta una correlación entre el factor de calidad Q y el índice RMR (Progeo, 2011).

Intervalo	Clase Geofísica	Clase RMR	Índice RMR	Descripción
$Q < 10$	Clase 6	V	0-10	Materiales detríticos, materiales alterados
$10 < Q < 20$	Clase 5	V	10-20	Material muy fracturado y poco consistente
$20 < Q < 40$	Clase 4	IV	20-40	Material fracturado
$40 < Q < 60$	Clase 3	III	40-60	Material poco fracturado
$60 < Q < 80$	Clase 2	II	60-80	Material poco – ligeramente fracturado
$Q > 80/100$	Clase 1	I	80-100	Material ligeramente - compacto

Tabla 4.02.- Correlación entre el factor Q y el RMR

La tomografía sísmica combinada con los registros de tomografía eléctrica, los sondeos mecánicos y levantamientos geológicos superficiales, permiten generar un modelo muy confiable para zonas poco accesibles de una obra subterránea.

A continuación se presenta un ejemplo de la aplicación de la tomografía sísmica en la caracterización del macizo rocoso para un túnel con una cobertura de alrededor de 200 m. La síntesis de la velocidad de onda y el módulo de atenuación, permitieron conocer la ubicación aproximada de una zona de falla a la elevación del túnel, así como la extensión de la zona de afectación (figuras 4.06, 4.07, 4.08).

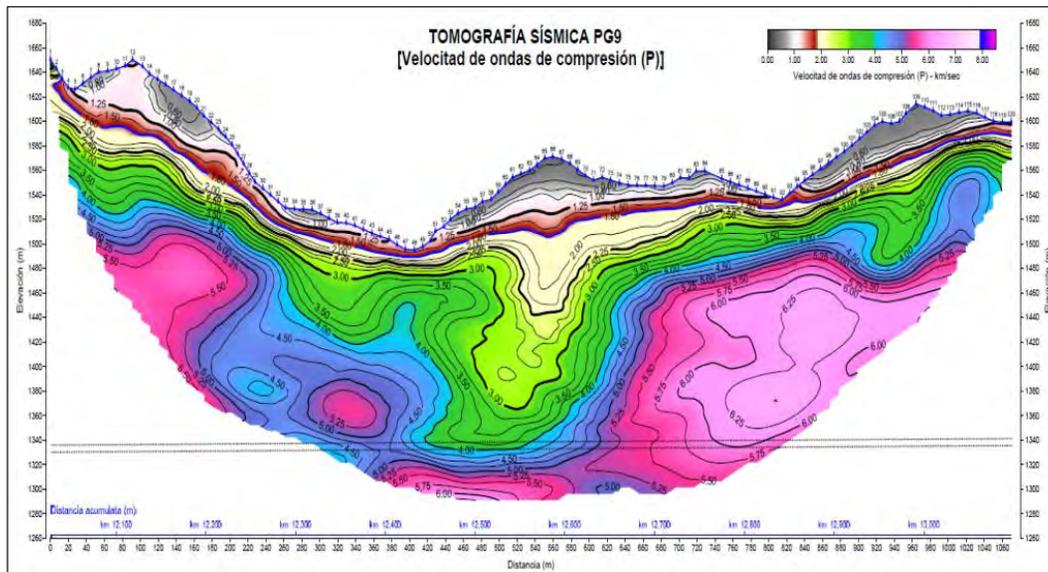


Figura 4.06.- Sección geofísica (velocidad de ondas de compresión).

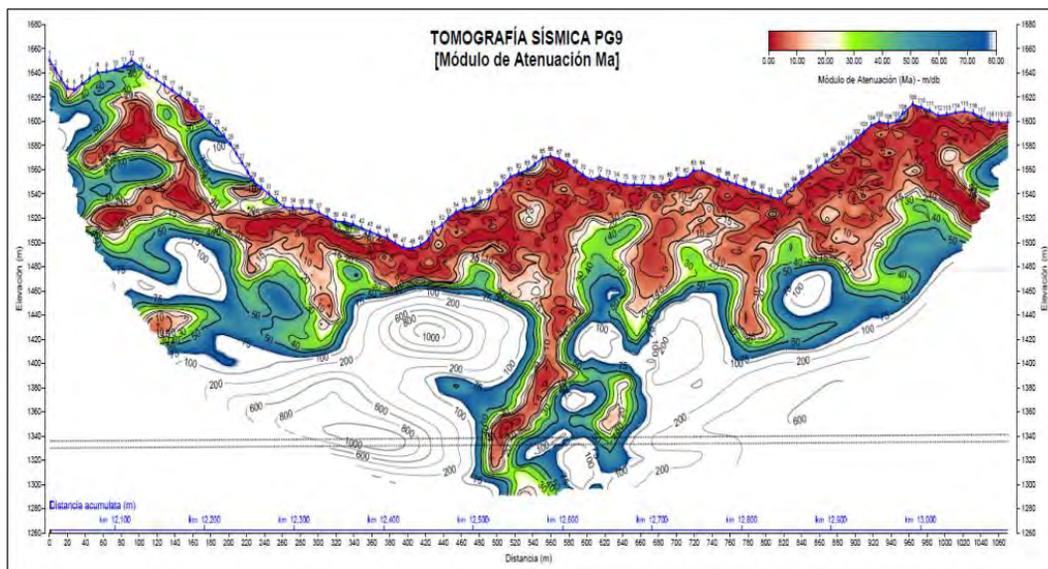


Figura 4.07.- Sección geofísica (Módulo de atenuación).

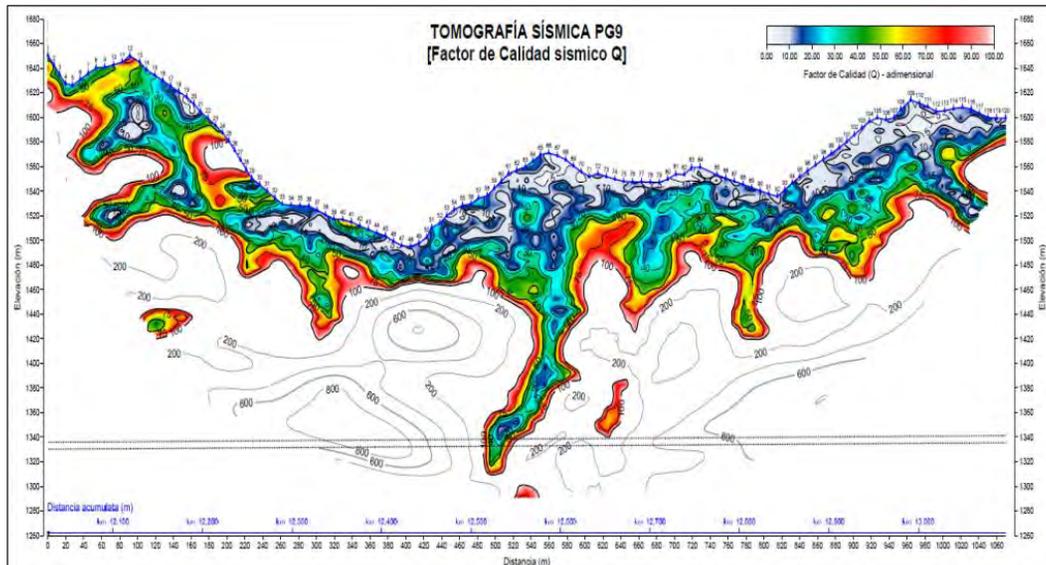


Figura 4.08.- Sección geofísica (Factor de calidad sísmico Q).

b) Método Petite Simique

Dentro de los socavones de exploración, es muy común realizar estudios de refracción sísmica con el método “Petite Sismique”, con los cuales es posible determinar los espesores de roca descomprimida por el efecto de las voladuras y la calidad del macizo rocoso intacto. Se obtienen las mediciones de velocidad de las ondas primarias (V_p) y de corte (V_s). Con base en estas velocidades, la densidad de la roca y empleando la teoría elástica, es posible determinar las propiedades elásticas dinámicas del macizo rocoso, como es el módulo de deformabilidad dinámico, la relación de Poisson y el módulo de rigidez al cortante.

Existen correlaciones propuestas por el Dr. Schneider (1967), que permiten determinar el módulo estático del macizo rocoso, a partir del módulo dinámico determinado con el método “Petite Sismique”.

c) Método de Cross-hole

Este método no es muy comúnmente empleado, sin embargo permite determinar la calidad del macizo rocoso en casos particulares, al determinar las velocidades de propagación de las ondas primarias (V_p) y de corte (V_s) con las cuales es posible determinar las propiedades elásticas dinámicas del macizo rocoso.

Debido a que no es factible realizar este método profundidades mayores a los 100 m, se recomienda realizarlo en barrenos perforados dentro de los socavones de exploración.

La descripción del método de cross-hole está contenido en la norma “Seismic testing within and between boreholes” (No. 37: December 1988) del ISRM.

1.1.3 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

1.1.3.1 Ensayes para determinar las propiedades de la roca intacta

Los principales ensayos de laboratorio que permiten determinar las propiedades índices y mecánicas de la roca intacta y que se requieren para fines de caracterización, son los que se describen en la Tabla 4.03.

	Propiedades	Métodos de determinación
Propiedades índice y de clasificación	Composición mineralógica, Fábrica y textura, Tamaño de grano y Color	Descripción visual Microscopía óptica y electrónica Difracción de rayos X
	Porosidad, peso volumétrico y contenido de agua	Técnicas de laboratorio
	Permeabilidad (coeficiente k)	Ensaye de permeabilidad
	Durabilidad y alterabilidad (índice de alterabilidad), intemperismo acelerado	Ensayes de alterabilidad
Propiedades mecánicas	Resistencia a la compresión simple	Ensaye de compresión uniaxial, Ensayes de carga puntual, Martillo Schmidt
	Resistencia a la tensión indirecta	Ensaye de tensión indirecta (Brasileña)
	Resistencia a la compresión triaxial (parámetros c y ϕ)	Ensaye de compresión triaxial
	Deformabilidad (módulo de deformabilidad elástica estáticos o dinámicos)	Ensayes de compresión uniaxial o ensayos de velocidad sónica
	Velocidad de ondas sísmicas (V_p y V_s)	Medida de velocidades de ondas elásticas
Tabla 4.03 Pruebas para determinar propiedades índice y mecánicas de la roca intacta		

Es necesario hacer una recolección de los núcleos de roca representativos de los barrenos de exploración, en cantidad suficiente para realizar las determinaciones estadísticas de las propiedades índices y mecánicas por cada tipo de roca, a fin de determinar los valores característicos y de distribución más relevante que describan sus relativas variabilidades.

En la figura 4.09 se muestra como ejemplo un análisis estadístico relativo a los resultados de pruebas de carga puntual y martillo Schmidt aplicadas a un tipo de roca.

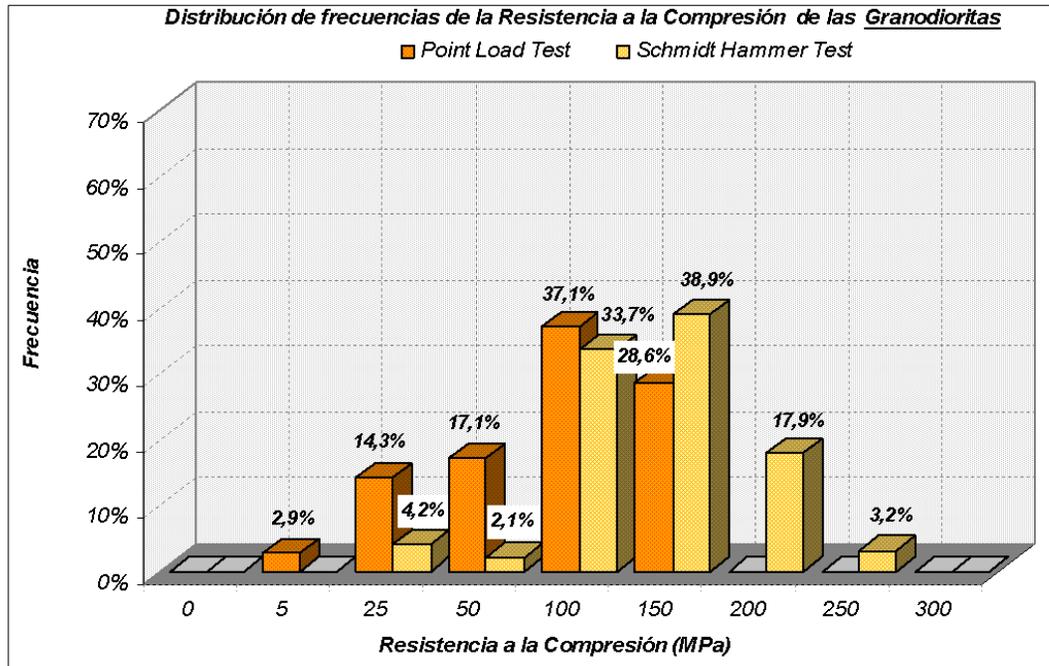


Figura 4.09 Ejemplo de la distribución de frecuencias de la resistencia a compresión en rocas granodioríticas

A partir de ensayos de compresión triaxial es posible determinar el parámetro m_i de la roca intacta, el cual se puede determinar con el uso del software RocData 4.0 (Rocsience.com) o utilizando referencias bibliográficas como las indicadas en la tabla 4.02 C (Anexo C).

Para clasificar la roca intacta en función de su resistencia y deformabilidad, es común emplear el criterio propuesto por Deere y Miller (1966), el cual está expresado gráficamente en la figura 4.03 C (Anexo C).

1.1.3.2 Ensayes para determinar propiedades del macizo rocoso

Para caracterizar un macizo rocoso, los parámetros de mayor importancia, para la ingeniería de rocas, son su resistencia y deformabilidad.

Para conocer el comportamiento del macizo rocoso, es necesario determinar el estado de esfuerzos in situ y las condiciones de permeabilidad.

Enseguida se describen los métodos más comunes para determinar las propiedades geomecánicas de un macizo rocoso que se requieren para en el diseño geotécnico de cavernas.

a) Resistencia y deformabilidad del macizo rocoso

La **resistencia** de un macizo rocoso es un parámetro difícil de evaluar con métodos directos de campo, por lo cual es común realizar una estimación a partir de pruebas en la matriz rocosa y escalar los valores al macizo por medio de correlaciones empíricas.

Las pruebas de resistencia más comúnmente empleadas son la resistencia a la compresión simple en núcleos de roca, la carga puntual (PLT) en muestras irregulares y el Martillo Schmidt.

Las correlaciones empíricas para determinar la resistencia del macizo rocoso se describen en el inciso 1.2.2 de este capítulo, y están basadas en el criterio de rotura propuesto por Hoek-Brown.

En cuanto a la **deformabilidad** del macizo rocoso (figura 4.04.C, Anexo C), los métodos más empleados en la actualidad son los que se mencionan a continuación:

- Pruebas de placa PJT (Plate Jacking Test), en socavones
- Prueba de placa PLT (Plate Loading Test), en socavones
- Ensayes de gato Goodman, en barrenos

El método del gato Goodman es que el ofrece las mayores ventajas por la rapidez y bajo costo con relación los dos métodos de placa, aunque se considera que los métodos de placa son los de mayor representatividad de la deformabilidad del macizo rocoso por la mayor influencia de los esfuerzos aplicados, pero requieren hacerse dentro de socavones.

Siempre es deseable contar con mediciones directas con los métodos de ensayos de placa y de gato Goodman, pero difícilmente estos ensayos pueden realizarse en la cantidad suficiente para tener caracterizado de forma completa al macizo rocoso, por lo cual, es común hacer determinaciones directas en zonas representativas del macizo rocoso y extrapolar los datos para otras zonas con la ayuda de expresiones disponibles en la literatura.

b) Resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades

La determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades es uno de los parámetros más importantes, ya que comúnmente las discontinuidades son las que gobiernan la estabilidad del macizo rocoso, principalmente cuando se tienen rellenos en las juntas.

La prueba más representativa para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades es la de corte directo (método ISRM: "Shear strength", No. 15: February 1974), con la cual es posible determinar los valores de cohesión y fricción de la discontinuidad para distintos niveles de esfuerzos normales en los diferentes tipos de juntas (roca-roca o con rellenos, generalmente arcillosos).

En la figura 4.10 se muestran las distintas ecuaciones para determinar la resistencia al esfuerzo cortante mediante pruebas de corte directo.

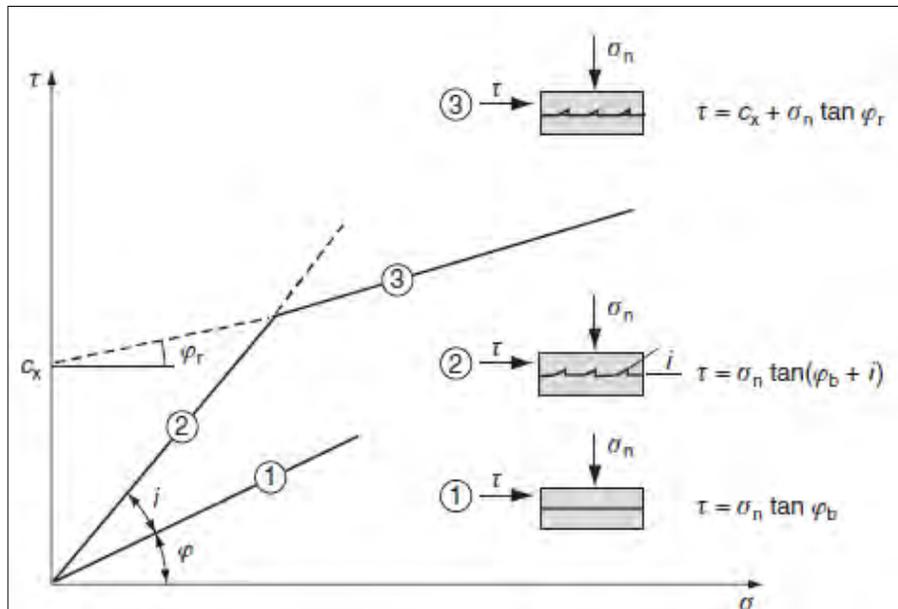


Figura 4.10 Expresiones para el cálculo de la resistencia al corte de las discontinuidades (Criterio bilineal propuesto por Patton, 1966).

Otro método empleado es el de Barton-Choubey (1977), que requiere del levantamiento físico de las características de las discontinuidades, para determinar su rugosidad y planicidad y con estos parámetros definir la resistencia al esfuerzo cortante mediante la expresión:

—

Donde:

τ y σ_n esfuerzo tangencial y normal efectivos sobre el plano de discontinuidad

ϕ_r ángulo de fricción residual

JRC Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad

JCS Resistencia a la compresión de las paredes de las discontinuidades

La prueba denominada *Tilt Test* también permite determinar el ángulo de fricción básico de las discontinuidades en contacto roca-roca.

c) Estado de esfuerzos

El objetivo de la medición de esfuerzos in situ es para verificar que los esfuerzos internos del macizo rocosos no causen problemas en la excavación de las cavernas o en el soporte tales como estallido de rocas (debido a altos esfuerzos) o excesivos caídos de roca (debidos a muy bajos esfuerzos).

En la práctica es común determinar las magnitudes de los esfuerzos principales σ_1 (mayor) y σ_3 (menor). Generalmente estos esfuerzos no son verticales, ni horizontales y la variación de los mismos depende de la profundidad y de los esfuerzos tectónicos del sitio, si existen.

Los métodos actuales que se emplean para la medición de esfuerzos son:

Overcoring (Método del ISRM).

Se basa en la medida de esfuerzos que se liberan al reperfurar un sondeo, mediante el registro de las deformaciones producidas, bien en el fondo del mismo a lo largo de sus paredes. Existen varios procedimientos: Método del doorstopper, Método del USBM, Célula triaxial CSIR (Figura 4.05 C, Anexo C).

Los esfuerzos se calculan a partir de las deformaciones medidas aplicando la teoría elástica, previo conocimiento de los módulos de deformabilidad y la relación de Poisson de la roca, parámetros que deben estimarse en el laboratorio.

Pruebas de hidrofracturamiento (Método del ISRM)

El objetivo de estas pruebas es medir el estado de esfuerzos in situ en el interior de un sondeo. El ensayo proporciona la magnitud de los esfuerzos mínimos en un plano perpendicular al eje del sondeo (Figura 4.06 C, Anexo C).

Técnica del gato plano (Método del ISRM)

Este ensayo se realiza sobre una pared del macizo rocoso, siendo necesario acceder a su interior por medio de socavones. El método permite conocer los valores de los esfuerzos en la dirección perpendicular al gato plano instalado en una hendidura o ranura realizada en la pared del socavón.

Para determinar la relación de esfuerzos principales se requiere realizar ensayos en varias posiciones.

De no contar con mediciones directas, es común recurrir a los gráficos de la figura 4.07 C (Anexo C), que muestra la variación de los esfuerzos horizontales y verticales con la profundidad.

d) Permeabilidad

Es importante conocer el nivel freático en el macizo rocoso para evaluar su influencia en la construcción y en el diseño de los soportes de las excavaciones subterráneas, así como para evaluar las necesidades de implementar inyecciones de impermeabilización.

Para determinar la permeabilidad del macizo rocoso, los niveles freáticos y el flujo de agua en barrenos, los ensayos más comunes son:

- Ensayes Lefranc
- Ensayes Lugeon

La medición de los niveles piezométricos se realiza a través de barrenos de exploración que son equipados como piezómetros abiertos o tubos de observación.

El conocimiento de la permeabilidad del macizo rocoso y los niveles freáticos permite definir el diseño del sistema de drenaje y los tratamientos de impermeabilización para asegurar la estabilidad y protección de las cavernas.

1.1.3.3 Levantamientos geomecánicos

Como parte de las investigaciones geotécnicas, es importante realizar inspecciones y levantamientos en los afloramientos rocosos representativos de cada litología del sitio del proyecto, así como dentro de los socavones de exploración.

Estos levantamientos deben realizarse siguiendo las normativas ISRM (1991) y las indicaciones de Palmström (2000-2005).

Por otro lado, es necesario realizar levantamientos de las principales discontinuidades y la ejecución de pruebas con martillo Schmidt para definir la resistencia de los planos de discontinuidad.

La medida de las principales familias de discontinuidades y de sus características permite la evaluación del RMR y del Q de Barton.

Para estos levantamientos se propone emplear los registros de campo que se muestran en las figuras 4.08 C a 4.10 C (Anexo C).

1.2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

1.2.1 MODELO GEOLÓGICO

Conforme se realizan los trabajos de investigación de campo en el sitio del proyecto, es necesario ir conformando en planos el modelo geológico del sitio, en particular donde se proyectan las excavaciones subterráneas.

Los planos deben integrar la información de los levantamientos superficiales y de los socavones de exploración, de los estudios geofísicos, y de los barrenos de exploración (con los registros de RQD, porcentajes de recuperación y valores de permeabilidad).

El modelo geológico debe proveer la siguiente información:

- Zonificación espacial de las distintas litologías
- Identificación, posición y geometría de las principales fallas geológicas

- Determinación de los principales sistemas de fracturamiento, mediante el análisis de datos con métodos estereográficos.
- Identificación de riesgos geológicos mayores.

1.2.2 Clasificación geomecánica del macizo rocoso.

Para realizar la clasificación geomecánica de macizos rocosos existen varios métodos. En la tabla 4.04 se presentan los métodos que son aplicables al diseño de cavernas.

Nombre	Creador y fecha	País de origen	Aplicaciones
Rock Quality Designación (RQD)	Deere et al., 1967	Estados Unidos	Testigos de sondeos, túneles y cavernas
Rock Mass Rating (RMR) Sistema	Bieniawski, 1973 Modificado en 1989	Sudáfrica y Estados Unidos	Túneles, minas, taludes y cimentaciones
Sistema Q	Barton et al., 1974	Noruega	Túneles, cavernas
Extensiones al Sistema Q	Kirsten, 1982	Sudáfrica	Excavabilidad
	Kirsten, 1983	Sudáfrica	Túneles
	Barton, 2000	Noruega, Brasil	Túneles con TBM
Geological Strength Index (GSI)	Hoek et al., 1995	Canadá	Caracterización de macizos rocosos
Rock Mass Index (RMI)	Palmström, 1995	Noruega	Ingeniería de rocas
Rock Mass Excavability (RME)	Bieniawski et al., 2007	España	Túneles con TBM
Tabla 4.04 Principales clasificaciones geomecánicas en la ingeniería aplicables al diseño de cavernas. (Extraído de Bieniawski, 2010)			

En la práctica actual, los métodos de clasificación RMR y Q son los más usados, aunque su aplicación directa es para túneles, se adaptan fácilmente para cavernas (el sistema Q ya considera el caso de cavernas).

Sistema RMR (Rock Mass Rating)

El índice RMR varía de 0 a 100 y se define como la suma de diversos coeficientes numéricos asociados a la evaluación de las siguientes características geoestructurales y geomecánicas del macizo rocoso.

$$RMR = r1 + r2 + r3 + r4 + r5 + r6 \text{ (expresión para determinar el RMR)}$$

- $r1$ → resistencia a la compresión simple o uniaxial de la roca intacta;
- $r2$ → Índice de calidad de la roca o RQD (por sus siglas en inglés, Rock Quality Designation);
- $r3$ → espaciamiento de las discontinuidades;

- r4 → condición de las discontinuidades: persistencia, abertura, rugosidad, relleno y alteración;
- r5 → condiciones hidrogeológicas;
- r6 → orientación de las discontinuidades respecto a la dirección de la excavación.

Para cada parámetro está asignado un valor, que aparece en tablas y/o diagramas. En función del valor de RMR obtenido, se definen cinco tipos de macizos rocosos, con los cuales puede estimarse el comportamiento de las excavaciones en términos de estabilidad, y que van desde óptimo (Clase I) hasta de calidad muy pobre o muy mala (Clase V), (Tabla 4.05).

CLASES DE MACIZO ROCOSO					
Puntuación	100←81	80←61	60←41	40←21	<21
Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Regular	Mala	Muy mala
Tabla 4.05.- Clasificación de los macizos rocosos con base en el índice RMR. (extraído de la tabla de Bieniawski, 1989)					

Sistema Q (Barton)

Este sistema de clasificación fue desarrollado en el NGI (Norwegian Geotechnical Institute) por Barton et al, en 1974.

El método es empírico y se basa en el RQD (Deere, 1964) y cinco parámetros adicionales. Inicialmente se realizó con el análisis de 212 casos de túneles y cavernas. Desde 1993 y hasta la fecha se llevan analizados poco más de 1250 casos.

El valor de Q se obtiene de la expresión siguiente:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Donde:

RQD Índice de calidad de la roca (Rock Quality Designation)

Jn Número de sistemas de discontinuidades

Jr Parámetro de rugosidad de las juntas

Ja Parámetro de alteración o relleno de las juntas

Jw Parámetro de presión de agua

SRF Factor de reducción de esfuerzos

Los valores numéricos de Q varían de 0,001 (para rocas excepcionalmente malas) hasta $Q = 1\ 000$ (para rocas excepcionalmente buenas prácticamente sin discontinuidades).

Sistema GSI (Geological Strength Index)

El índice de resistencia geológica GSI (Geological Strength Index), en sí no es un sistema para evaluar la calidad del macizo rocoso, sino que se desarrolló para proporcionar datos al criterio de Hoek-Brown (Hoek et al, 1995) siendo un índice de caracterización de macizos rocosos.

El sistema GSI es, usualmente, utilizado como un índice geoestructural ("*Fabric Index*" según Tzamos & Sofianos, 2007) que permite la obtención de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso a partir de las propiedades de la roca intacta. El valor de GSI es calculado, ya sea mediante la aplicación del método cualitativo propuesto por Hoek et al (1995), como también aplicando el método cuantitativo (Russo, 2007 – a y b); el cual toma como parámetro para su cálculo el *Joint Parameter* (JP) proveniente del sistema de clasificación denominado "*Rock Mass Index*" (*RMi system* Palmstrøm, 1996).

- Método cualitativo para la obtención del GSI (Hoek, 1995)

Debido a que existen incertidumbres para cuantificar el GSI, es práctica común determinar en primer lugar el RMR y transformarlo en GSI utilizando la expresión: **$GSI = RMR - 5$** (aplicable a macizos rocosos de mala calidad). En la valoración del RMR se considera un valor de 15 para las condiciones de agua del macizo rocoso y un valor de 0 al parámetro de ajuste para la orientación de las discontinuidades.

Por otro lado, conocidas las condiciones de la estructura de la roca y de sus discontinuidades, es posible determinar el valor de GSI de una manera más sencilla, mediante la aplicación del gráfico de la figura 4.11 C (Anexo C).

- Método cuantitativo para definir el GSI

Como se mencionó anteriormente, el valor de GSI puede calcularse mediante la aplicación del método cualitativo propuesto por Hoek *et al.* (1995), o bien, mediante evaluaciones cuantitativas como las propuestas por Sonmez y Ulusay (1999), Cai *et al.* (2004) y Russo (2007, 2009). Este último autor, implementa además una estimación probabilística para tomar en cuenta la variabilidad o incertidumbre de los parámetros empleados para la obtención del GSI.

La metodología propuesta por Russo (2007) parte de considerar la equivalencia conceptual entre el GSI y el parámetro JP (*Joint Parameter*), proveniente del sistema de clasificación RMi (*Rock Mass index*; Palmstrøm, 1995).

La resistencia a la compresión uniaxial o monoaxial del macizo rocoso para los sistemas GSI y RMi respectivamente, se expresa como sigue:

$$\text{GSI} \quad \sigma_{cm} = \sigma_c \cdot s \cdot a$$

$$\text{RMi} \quad \sigma_{cm} = \sigma_c \cdot \text{JP}$$

Donde:

σ_{cm} = resistencia a compresión uniaxial del macizo rocoso;

σ_c = resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta;

JP = *Joint Parameter*;

s, a = son las constantes propuestas por Hoek y Brown.

De las ecuaciones anteriores es posible obtener la relación entre JP y las constantes “s” y “a”; y por lo tanto, entre JP y GSI (figura 4.11).

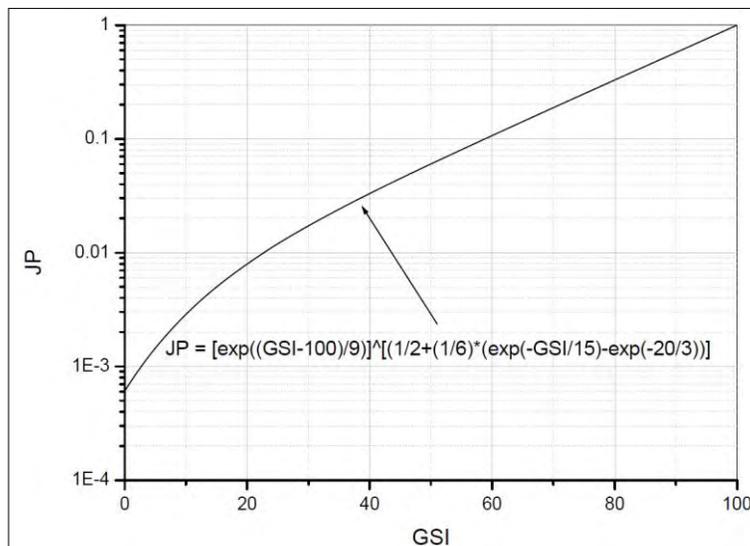


Figura 4.11. Ecuación para la obtención del JP usando el valor de GSI.

Para la derivación inversa de la expresión anterior, se empleó la función sigmoide que se muestra en la Fig. 4.12, la cual se sugiere emplear para valores de GSI mayores a 5.

De acuerdo con Palmström (1995), el valor de JP se puede obtener relacionando el tamaño de bloque (V_b) y las condiciones de las juntas que forman a dicho bloque (*Joint Condition Factor* jC); su estudio experimental en especímenes de gran escala mostró que la siguiente relación entre estos parámetros es aproximadamente válida:

$$\text{JP} = 0.2 (\text{jC})^{1/2} \cdot V_b^D$$

Donde:

V_b = volumen de bloque en m^3

$D = 0.37 \text{jC}^{-0.2}$

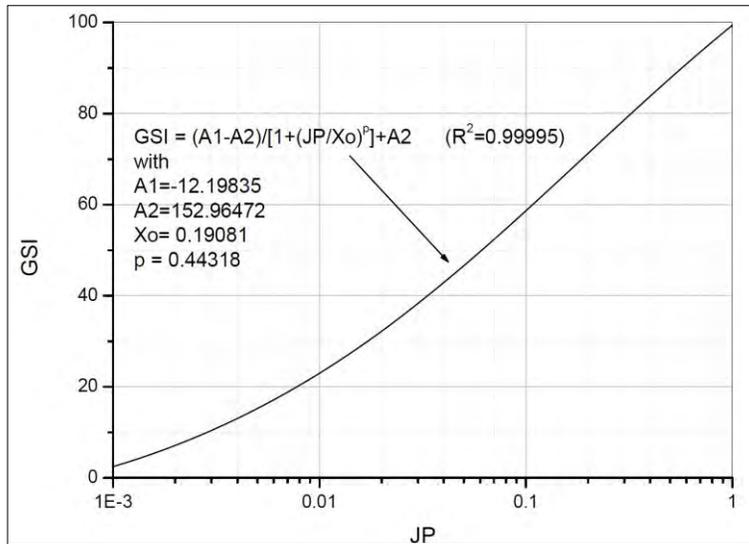


Figura 4.12. Ecuación para la obtención del GSI mediante el uso de JP.

Considerando las correlaciones anteriormente descritas, es posible obtener el gráfico de la Fig. 4.13, el cual permite realizar un cálculo cuantitativo aproximado del valor de GSI, tomando los parámetros del macizo rocoso necesarios para el cálculo del JP: V_b y jC ; donde jC depende de las características de superficie de la junta (jR), de la alteración y material de relleno en las discontinuidades (jA), así como de la persistencia de las discontinuidades (jL):

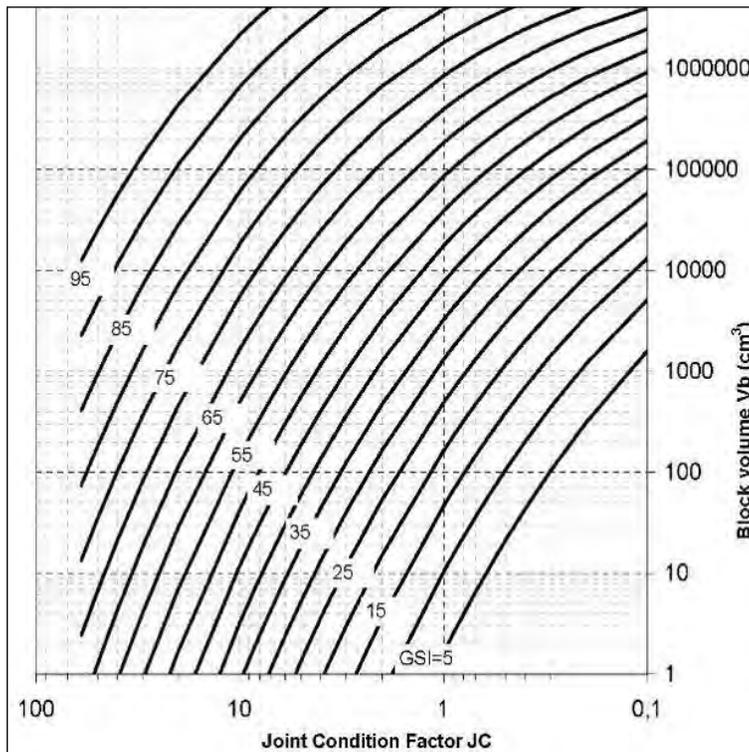


Figura 4.13 Gráfico para el cálculo aproximado de GSI del tipo cuantitativo (Russo, 2007).

$$jC = jR \cdot (jL / jA).$$

Donde:

$$jR = jW \cdot jS$$

jW depende del grado de ondulación de las fracturas

jS depende de la rugosidad de las fracturas

Palmström (1995, 1996, 2005) muestra una comparación entre diferentes metodologías y correlaciones para obtener los parámetros jW , jS , jA , jL y Vb , así como una evaluación de las desviaciones que pueden presentarse durante su determinación.

Implementación probabilística

Con la finalidad de tomar en cuenta la variabilidad y/o incertidumbre relacionada con la obtención de datos para determinar el GSI, se pueden emplear los histogramas o la función de densidad que mejor describa la distribución de los parámetros involucrados.

Por ejemplo, en la Fig. 4.14, se muestra una distribución de frecuencias de los datos Jv y β (para definir el volumen de bloque bajo una de las metodologías propuestas por Palmström, 1995) y jW , jS y jA (para definir el valor de jC). Utilizando las metodologías de muestreo y simulación de Monte Carlo e Hipercubo Latino, se generan combinaciones de valores a partir de estas distribuciones y finalmente se obtiene una predicción de la distribución de probabilidad para los valores Vb y jC . En la Fig. 4.15 se muestran los resultados obtenidos aplicando esta metodología con 500 simulaciones.

Realizado un nuevo muestreo con los resultados obtenidos, es posible obtener una distribución de valores de GSI en la gráfica propuesta por Russo (Fig. 4.16), la cual finalmente puede representarse como una distribución de frecuencias, para definir cualquier medida de tendencia en la muestra (Fig. 4.17).

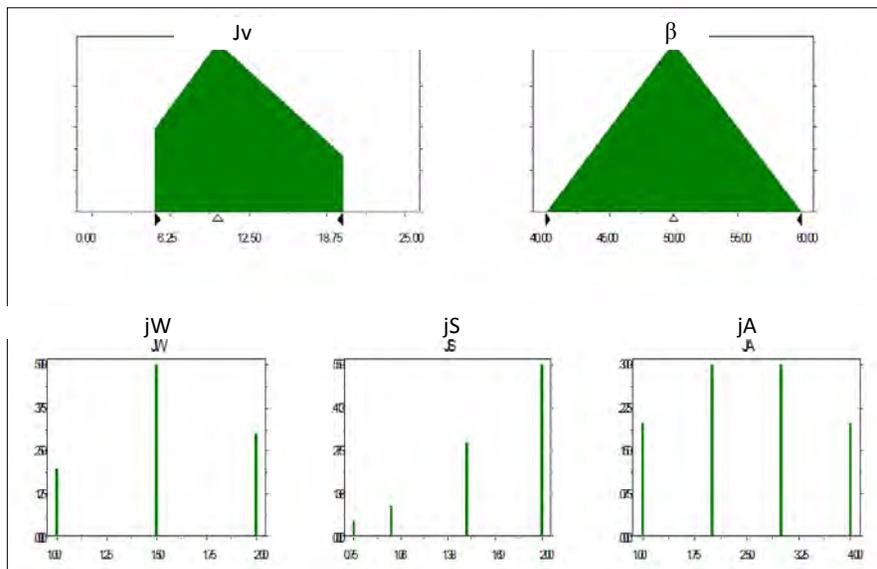


Figura 4.14 Distribución de frecuencias de diferentes parámetros para obtener Vb y jC

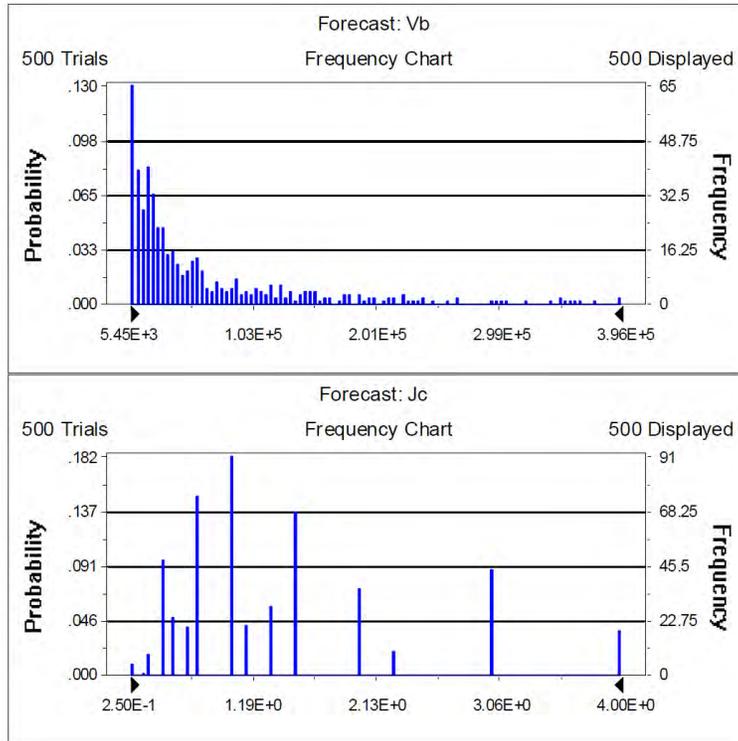


Figura 4.15 Predicción de parámetros Vb y jC

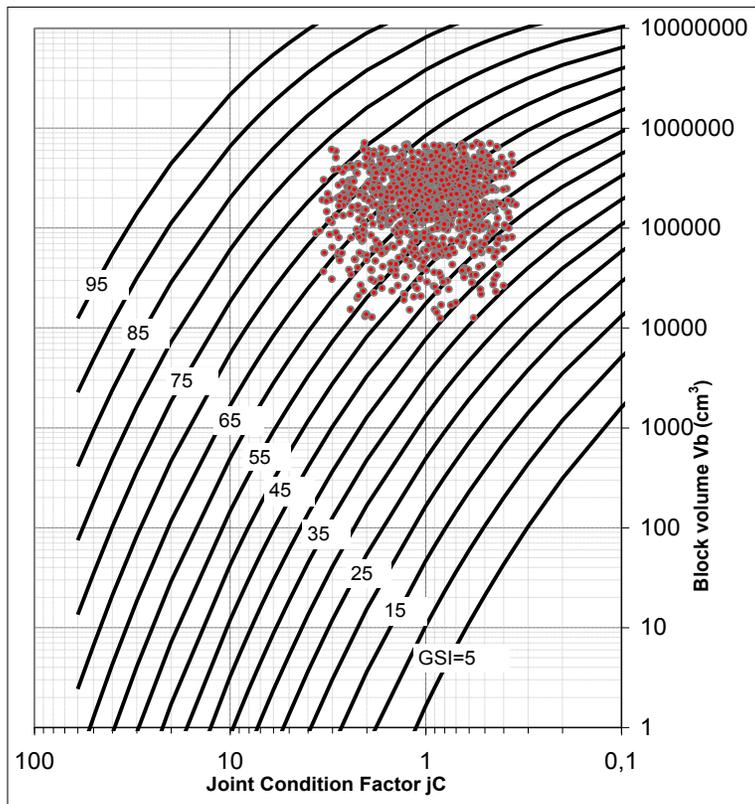


Figura 4.16 Ubicación de resultados de GSI aplicando la metodología probabilística.

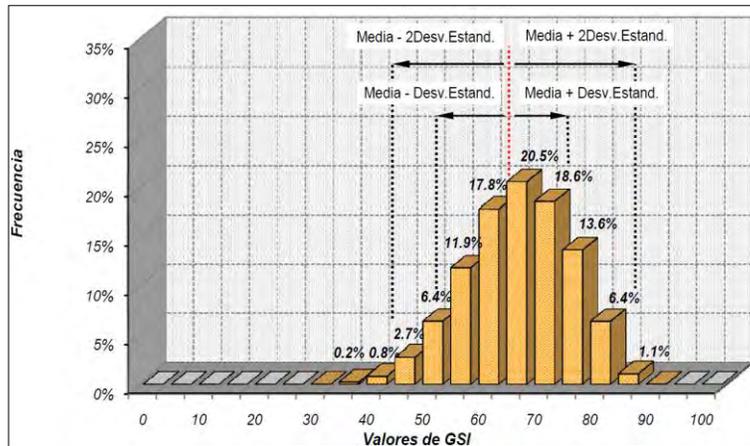


Figura 4.17 Distribución de frecuencias obtenida y evaluación de medidas de tendencia de la muestra.

1.2.3 Modelo geotécnico y parámetros geomecánicos de diseño

El modelo geotécnico se elabora a partir del modelo geológico. Se representa en forma gráfica en los siguientes planos:

- Planos geológicos de superficie y a distintos niveles de la caverna
- Cortes geológicos longitudinal y transversal a la caverna
- Perfil de zonificación geomecánica a lo largo de la caverna o conjunto de cavernas (Figura 4.18).

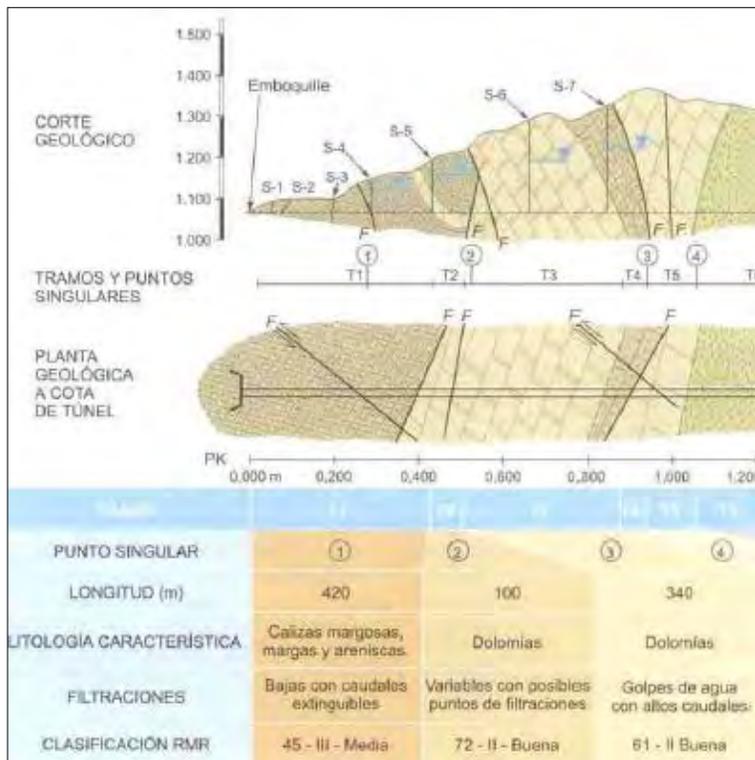


Figura 4.18. Ejemplo de perfil geomecánico (extraído del libro González de Vallejo, 2002)

A partir de las unidades litológicas y con base en las propiedades de la roca intacta y del macizo rocoso se definen las unidades o subunidades geotécnicas.

Los criterios y expresiones para determinar la resistencia y deformabilidad del macizo rocoso de las unidades geotécnicas son los siguientes:

Resistencia del macizo rocoso

Los criterios de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb son los más empleados para estimar la resistencia del macizo rocoso.

Adicionalmente se emplea el criterio de Yudhbir (1983), basado en Bieniawski (1974), para comprobar las estimaciones de la resistencia del macizo rocoso, lo que es necesario, pues el valor de la resistencia es muy difícil de medirlo directamente. Estos dos criterios se presentan en la Tabla 4.06.

Criterio de rotura del macizo rocoso	Parámetros y definiciones	
Generalizada por Hoek-Brown (2002) $\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$	$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$ $s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$ $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$	<i>m_i</i> : constante de la roca intacta <i>m_i</i> = f (tipo de roca) p.ej: arenisca <i>m_i</i> = 12-17 <i>m_b</i> : valor minorado de la constante <i>m_i</i> <i>s</i> y <i>a</i> : constantes del macizo rocoso <i>D</i> : Factor de perturbación
Modificado por Yudhbir-Bieniawski (2011) $\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = A + B \sqrt[100]{\left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right)^{0.75}}$	$A = e^{\frac{RMR-100}{20}}$	<i>A</i> : constante del macizo rocoso <i>A</i> = f (calidad del macizo) p.ej: A=1 para roca intacta <i>B</i> : constante de la roca intacta <i>B</i> = f (tipo de roca) p.ej. arenisca <i>B</i> = 4.0

Tabla 4.06 Criterios para estimar la resistencia del macizo rocoso (Bieniawski, 2011)

El valor de *m_i* se obtienen de ensayos triaxiales o de la Tabla 4.01 C.

Resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades

Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de las principales discontinuidades del macizo rocoso se obtienen de pruebas de corte directo o del criterio de Barton y Choubey (1977).

En la literatura existen varios gráficos que correlacionan los diferentes tipos de condiciones de discontinuidades y sus valores de resistencia al esfuerzo cortante, los cuales son de mucha ayuda para el diseñador geotécnico, en caso de no contar con los resultados de los ensayos antes mencionados (Figuras 4.12 C y 4.13 C del Anexo C).

Determinación de la deformabilidad del macizo rocoso

El módulo de deformabilidad del macizo rocoso para diseño se obtiene de los ensayos realizados in situ (inciso a) del numeral 1.1.3.2) o a través de correlaciones mediante las expresiones indicadas en la Tabla 4.07.

Autor	Ecuación	Parámetros requeridos
Bieniawski (1978)	$E_m = 2RMR - 100$	RMR
Nicholson y Bieniawski (1990)	$E_m = E_i \left[0.0028RMR^2 + 0.9 \exp\left(\frac{RMR}{22.82}\right) \right] / 100$	E_i , RMR
Kim (1993)	$E_m = 300 \exp(0.07 RMR) \times 10^{-3}$	RMR
Mttri <i>et al.</i> (1994)	$E_m = \frac{E_i}{2} \left[1 - \cos\left(\pi \times \frac{RMR}{100}\right) \right]$	E_i , RMR
Read <i>et al.</i> (1999)	$E_m = 0.1 \left(\frac{RMR}{10}\right)^3$	RMR
Palmstrong y Singh (2001)	$E_m = 8Q^{0.4}$	Q
Palmstrong y Singh (2001)	$E_m = 7RMI^{0.4}$	RMI
Barton (2002)	$E_m = 10 \left(Q \frac{\sigma_{ci}}{100}\right)^{1/3}$	Q, σ_{ci}
Zhang y Einstein (2004)	$E_m = E_i 10^{0.0188 RQD - 1.91}$	E_i , RQD
Sonmez <i>et al.</i> (2004)	$E_m = E_i (s^a)^{0.4}$	E_i , s, a
Sonmez <i>et al.</i> (2006)	$E_m = E_i 10^{[(RMR-100)(100-RMR)^{4000} \exp(-RMR/100)]}$	E_i , RMR
Hoek y Diederichs (2006)	$E_m = E_i \left[0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60-15 D - 6 S)/111)}} \right]$	E_i , GSI, D
Chun <i>et al.</i> (2009)	$E_m = \frac{5.992H^2 + 1.883\sigma_{ci}^4 + 4.851RQD^3 + 0.031JS^2 + 23990.53JC}{10000}$	H, σ_{ci} , RQD, JS, JC

Tabla 4.07 Expresiones para determinar el modulo de deformabilidad estático E_m del macizo rocoso.

Cada unidad geotécnica debe contener los parámetros siguientes:

Características del macizo rocoso	Descripción litológica	
	RQD (%)	
	Velocidad de ondas sísmicas (V_p y V_s)	
	Clasificación RMR	
	Clasificación GSI	
	Valores de Permeabilidad	
Propiedades del macizo rocoso (parámetros geotécnicos de diseño)	Roca intacta	Resistencia a compresión simple Resistencia a la tensión Módulo de deformabilidad Peso volumétrico V_p y V_s sónicas
	Macizo rocoso	Resistencia a la compresión
		Módulo de deformabilidad (estático y dinámico)
		Relación de Poisson
		Parámetros de resistencia de las juntas (cohesión y ángulo de fricción)

Tabla 4.08 Parámetros geotécnicos por unidad geotécnica

El módulo de deformabilidad dinámico y la relación de Poisson del macizo rocoso se obtienen a partir de la teoría de la elasticidad con el empleo de las velocidades de onda compresional y de corte obtenidas del método de Petite Sismique.

Los valores de las propiedades se presentan en forma estadística, definiendo el valor medio, la desviación estándar, el coeficiente de variación, el valor máximo y el valor mínimo.

El Método Observacional (MO) establece límites de comportamiento geotécnico y estructural, y es más efectivo cuando se tiene un amplio rango de incertidumbre como proveniente de la geología, geohidrología, parámetros geomecánicos, inyectabilidad del terreno y complejidad del proceso constructivo.

Sin embargo se debe tomar en cuenta que el MO solo debe ser utilizado cuando el comportamiento del terreno es dúctil. El comportamiento frágil o rápido deterioro de los materiales, no dan tiempo suficiente para implementar planes de contingencia.

Criterios para la selección de los parámetros de diseño

El Método Observacional permite un diseño estándar basado en la selección de los parámetros del suelo, el **moderadamente conservador** para operación permanente, el **más probable** para el periodo de construcción y el **más desfavorable** para los peores valores que se esperan en la práctica.

El parámetro moderadamente conservador no es un valor definido sino una estimación cautelosa del parámetro menor a la media pero no tan severo como el más desfavorable. En ocasiones a este parámetro se le llama valor característico y es una estimación cuidadosa del valor que afecta el estado límite. En la figura 4.19 se ilustran los parámetros antes descritos.

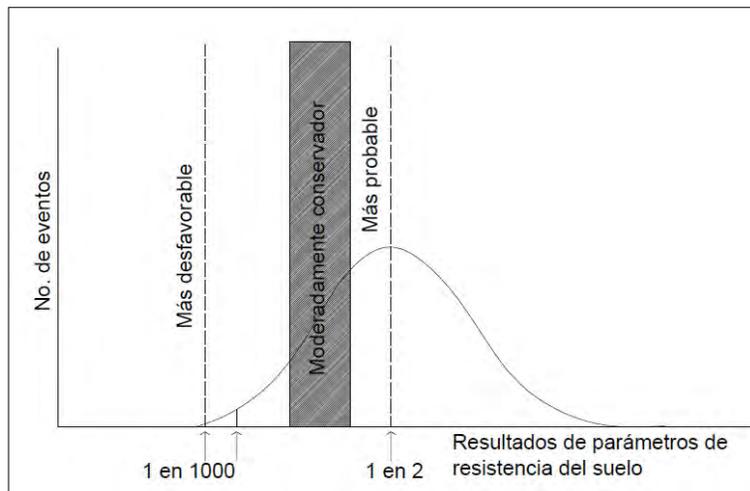


Figura 4.19 Ejemplo de parámetros de resistencia del subsuelo (European geotechnical thematic network, 2000).

CIRIA 185 considera el valor más probable a aquél que tiene el 50% de probabilidad de ser igual o excedido (probabilidad de excedencia), el valor característico es aquel que tiene 5% de probabilidad de excedencia, y el más desfavorable el que puede ser excedido con 0,1% de probabilidad.

Para una buena selección del valor característico, el diseñador debe tomar en cuenta las pruebas de laboratorio, su experiencia, los datos publicados, pruebas de campo y el potencial deterioro del terreno o macizo rocoso.

CIRIA 185 recomienda emplear los parámetros más probables y característicos para estados límite de servicio. El valor más desfavorable de los parámetros deberá utilizarse para estado límite último o de falla.

Los valores de diseño para el estado último deben elegirse para que la probabilidad de falla sea aceptablemente pequeña.

Por lo antes expuesto, es prudente recomendar que durante la fase de caracterización se realicen los ensayos de campo y laboratorio, en cantidad suficiente, para realizar análisis estadísticos y probabilísticos que permitan definir los parámetros de diseño con base en los criterios del Método Observacional.

1.2.4 Predicción del comportamiento del macizo rocoso durante la excavación

Con base en los trabajos de caracterización geomecánica de macizos rocosos, en el estado de esfuerzos determinado en el sitio y de las condiciones de agua subterránea es posible predecir el comportamiento del macizo rocoso donde se realizarán excavaciones subterráneas.

Russo y Grasso (2007), con la finalidad de predecir el comportamiento de excavaciones subterráneas proponen una combinación de los resultados del análisis de esfuerzos y el RMR del macizo rocoso (Figura 4.14 C del Anexo C).

Donde:

$\delta_o(\%)$ deformación radial al frente

R_p/R_o radio plástico/radio de la cavidad

σ_θ Esfuerzo tangencial máximo

σ_{cm} Resistencia del macizo rocoso

De acuerdo con los autores, los comportamientos esperados en las categorías indicadas en la gráfica serían los siguientes:

- **Categoría de comportamiento “a-b”:** la resistencia del macizo rocoso excede el nivel de esfuerzos en el frente y alrededor de la cavidad. El comportamiento del terreno es elástico y, en general, las deformaciones son de una magnitud despreciable. Los fenómenos de inestabilidad pueden ser asociados solamente con falla de cuña y esta posibilidad es baja, si hay ausencia de discontinuidades el macizo rocoso puede ser asimilado a un medio “continuo” (→ categoría “a”) y, en el caso contrario, puede ser relacionado con un medio “discontinuo” (categoría → “b”).
- **Categoría de comportamiento “c”:** las concentraciones de esfuerzos en el frente se aproximan a la resistencia del macizo rocoso (la relación resistencia-esfuerzo, es de aproximadamente uno). Por lo tanto, el comportamiento es elástico-plástico, dando lugar a inestabilidades de menor importancia.
- **Categoría de comportamiento “d”:** la magnitud de las concentraciones de esfuerzos en el frente supera la resistencia del macizo rocoso. Se ha observado que $\delta_0=0.5\%$ a menudo resulta en una deformación radial final a la distancia del frente $\delta_f \approx 2,5\%$, es decir, coincidente con el límite inferior indicado por Hoek y Marinos (2000) para *Severe squeezing*.
- **Categoría de comportamiento “e”:** se diferencia de la categoría “d” respecto a la magnitud de la deformación en el frente y lejos del frente. Para $\delta_0=1\%$ puede considerarse aproximadamente equivalente a $\delta_f \approx 5\%$, es decir el límite inferior indicado por Hoek y Marinos (2000) para *Very severe squeezing*.
- **Categoría de comportamiento “f”:** se caracteriza por un colapso inmediato del frente durante la excavación (imposible instalar el soporte). Este comportamiento generalmente está asociado con suelos no cohesivos y macizos rocosos que se encuentran en zonas de fallas, especialmente bajo condiciones de alta presión hidrostática y/o altos esfuerzos in situ.

Russo (2008), complementa este criterio y propone una metodología secuencial en la que se definen los siguientes parámetros (Figura 4.15.C del Anexo C):

1. Estructura del macizo rocoso = Volumen de bloques + Condiciones de las fracturas
2. Resistencia del macizo rocoso = Estructura del macizo rocoso + Resistencia de la roca intacta
3. Competencia = Resistencia del macizo rocoso + El esfuerzo *in situ*
4. Comportamiento del macizo rocoso = Competencia + Capacidad de autoaporte del macizo rocoso.

Esta metodología contempla algunas suposiciones simplificadoras (por ejemplo, la revisión es válida para un túnel circular en un medio homogéneo e isótropo, se modeló esta condición en un medio equivalente continuo con $k=1\dots$), sin embargo, la herramienta puede ser muy útil en etapas preliminares de diseño para la identificación de escenarios críticos.

Stille y Palmström (2008), proponen una metodología cualitativa para identificar el comportamiento del macizo rocoso, la cual toma en cuenta las siguientes variables (Figura 4.15 C del Anexo C).

- La continuidad del problema de acuerdo con la escala de la excavación (medio continuo, discontinuo, mixto)
- La estructura del macizo rocoso
- El nivel de esfuerzos actuante
- El tiempo posterior a la excavación
- Las condiciones del agua subterránea.

1.2.4 RIESGOS GEOLÓGICOS Y GEOMECÁNICOS

La cuantificación del riesgo se obtiene mediante una estimación de las posibles repercusiones en la ejecución de la obra y las relativas probabilidades de ocurrencia de dicho riesgo.

El procedimiento de evaluación del riesgo sigue los pasos siguientes:

1. Identificación de los posibles eventos críticos (por ejemplo, la geología, tales como la geomorfología, tectónica, hidrogeología y geotecnia, tales como el comportamiento de la excavación) y la lista de potenciales eventos críticos para cada tipo (por ejemplo, la excavación prolongada a través de macizo rocoso muy malo).
2. Evaluación de la probabilidad de ocurrencia del evento crítico identificado (nulo, bajo, medio o alto)
3. Evaluación del impacto sobre la obra (nulo, bajo, medio o alto).

En obras subterráneas los riesgos se dividen en dos tipos:

a) Riesgos geológicos críticos

Zonas de disturbios tectónicos: zonas afectadas por intenso fracturamiento del macizo rocoso a veces con la presencia de fallas específicas. Para este escenario, se consideran las zonas principales de falla, morfolineamientos principales y/o de perturbación tectónica, identificados por levantamientos de campo y/o por fotointerpretación.

Roca abrasiva: presencia de rocas caracterizadas por contener altos niveles de cuarzo (cuarzitas conglomerados, granodiorita, diorita, etc.) lo que se traduce en problemas relacionados con la etapa de excavación por la presencia de polvo en el aire en el entorno de producción, potencialmente dañinos para la salud de los operadores, especialmente alrededor del frente.

Presencia de materiales expansivos: presencia de formaciones de roca expansiva (por ejemplo, esquistos areniscas y minerales filíticos) en particular en las zonas de perturbación tectónica donde es mayor la presencia de minerales arcillosos.

Alteración del macizo rocoso: zonas con alto grado de alteración de los macizos rocosos (rocas volcánicas o intrusivas que presentan perfiles de meteorización de varias decenas de metros) sobre todo en zonas altamente fracturadas y/o de falla; a menudo se asocian con los fenómenos de cavernas (caving) y de irrupción de agua (véanse los potenciales puntos críticos geomecánicos).

Irrupción de agua: zonas con discontinuidades geológicas caracterizadas por un elevado fracturamiento y altas permeabilidades. El cruce de estas discontinuidades podrá generar dentro del túnel o cavernas fuertes irrupciones de agua bajo altas cargas hidráulicas. La duración de este fenómeno, que puede durar desde varias horas hasta varios días o meses, está relacionada con la amplitud y la geometría del “tanque” (zona de fractura saturada de agua) y con las medidas (drenaje) aplicadas al frente de excavación.

Presencia de gases tóxicos y/o explosivos: presencia en el subsuelo de gas combustible conformado por metano o hidrocarburos homólogos y anhídridos carbónico, nitrógeno, y oxígeno, conocido como “gas de la minería” además de gases volcánicos como dióxido de azufre, ácido sulfhídrico, que pueden causar daños graves, incendiándose o explotando cuando se mezclan con el aire. Por otra parte, además de los fenómenos de emisión continua de gas, es posible que se verifiquen venidas de gases específicas (soufflards), relacionadas con fallas o irrupción de agua.

Campo de esfuerzos asimétricos: zonas sometidas a tectonismo que pueden inducir esfuerzos asimétricos (por ejemplo, a lo largo de las superficies débiles asociadas con la foliación y/o estratificación) alrededor de la excavación.

b) Riesgos geomecánicos críticos

Cuñas inestables (rock block failure): zonas caracterizadas por macizos rocosos fracturados, no necesariamente relacionadas con zonas de fallas y/o líneas tectónicas, en las que podrían producirse durante la excavación, el desprendimiento de cuñas de diferentes tamaños a lo largo de los planos de las principales discontinuidades; comportamiento de zonas caracterizadas por un macizo discontinuo con la presencia de fracturas y foliaciones preexistentes, con baja resistencia al corte de las discontinuidades a lo largo del macizo rocoso, con esfuerzos de tensión en el contorno de la excavación.

Colapsos o derrumbes (caving): comportamiento a la excavación de las zonas con un macizo rocoso muy fracturado y/o inconsistente (por ejemplo, en zonas de fallas), a veces combinados con elevados gradientes de agua y un estado de esfuerzos elevado.

Squeezing: zonas sometidas a esfuerzos importantes donde la resistencia del macizo rocoso en la pared de la excavación es menor a los esfuerzos actuantes, se producen estallidos de roca. El comportamiento del macizo rocoso es idealmente plástico.

Rocas expansivas (swelling): comportamiento de zonas caracterizadas por la presencia de rocas expansivas (por ejemplo, esquistos, areniscas y minerales filíticos) y en correspondencia de las zonas de disturbios tectónicos donde pueden haber minerales expansivos como arcillas solubles, a los cuales se puede asociar un comportamiento ideal plástico.

Durante la fase de estudios debe tratar de estudiarse si existen estos riesgos para evaluar la manera de mitigarlos, con lo cual se podrá realizar un diseño óptimo y seguro de una obra en caverna. En el peor de los escenarios, la evaluación de estos riesgos podría conducir a la cancelación o reubicación de los esquemas de un proyecto.

1.3 DISEÑO GEOTÉCNICO

El diseño de cavernas se realiza a través de un proceso interactivo donde influyen una serie de factores para obtener el resultado final.

El objetivo básico de un diseño de una excavación subterránea es utilizar la propia roca como un material estructural. Los sistemas de soporte deben normalmente estar diseñados para mejorar la estabilidad local de la roca en la periferia de la excavación.

Un diseño óptimo de los sistemas de soporte de una caverna o de un conjunto de cavernas debe tomar en cuenta los aspectos siguientes:

- Secuencia de construcción.
- El acceso a diferentes niveles de excavación.
- El ciclo de barrenación y voladuras, incluyendo los diferentes costos por las condiciones de avance en el frente y de las etapas de excavación (banqueos).
- Cargas a detonar.
- Forma de rezagado y disposición de la rezaga.
- Ventilación por efecto de los gases de las voladuras.
- Sobre-excavaciones más allá de la línea de proyecto.
- Problemas de estabilidad y requerimientos de soporte.
- Drenaje y bombeo del flujo de agua subterráneo.

1.3.1 ASPECTOS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA EXCAVACIÓN

1.3.1.1 Localización y orientación

La localización del esquema subterráneo es la decisión más importante que debe tomarse para el conjunto diseño-método de construcción.

Los principales aspectos a considerar son:

- Que tenga una cobertura de roca adecuada

- Evitar zonas de debilidad que crucen la excavación o buscar que su afectación sea la mínima posible.
- Evitar que su orientación en el sentido de su eje mayor coincida con el sistema principal de discontinuidad o el de mayor persistencia en el macizo rocoso.
- En algunos casos es recomendable, ubicar la caverna a una profundidad suficiente por debajo del nivel freático
- Evitar rocas con esfuerzos in situ demasiado relajados, que provean un reducido confinamiento al macizo rocoso
- Evitar macizos rocosos que se encuentren en zonas con muy altos esfuerzos o que su eje mayor coincida con los esfuerzos principales.

Para cavernas poco profundas se debe definir la **cobertura mínima**. La cobertura mínima deberá ser suficiente para dar un adecuado esfuerzo normal en los sistemas de discontinuidades de tal manera que el techo y paredes de la caverna sean autosoportables sin necesidad de soportes.

La cobertura mínima depende de los siguientes factores:

- La calidad de la información geológica
- Las propiedades de la roca
- El espesor de los depósitos o estratos superficiales
- La profundidad de alteración en el macizo rocoso
- El ancho de la caverna y
- La implicación de los costos

La cobertura mínima o techo de roca real debe ser no menor que **una vez el ancho de la caverna**.

Las **zonas de debilidad** pueden ser definidas como las zonas más débiles del macizo rocoso. El espesor de estas zonas puede ser desde pocos centímetros hasta decenas o centenas de metros. El origen de estas zonas es variado, puede tratarse de fallas, de zonas de alto fracturamiento, de zonas de alteración hidrotermal y/o zonas sumamente alteradas.

Generalmente estas zonas representan riesgos altos de inestabilidad, por lo que de ser posible deben de evitarse. Los tratamientos de soporte convencionales no son del todo aplicables, por lo cual en algunos casos se debe considerar un ajuste en el procedimiento constructivo y considerar la posibilidad de retirar los materiales alterados y hacer reposiciones con concreto.

En la figura 4.20 se muestra la afectación de estas zonas y su influencia en el soporte.

La **orientación de las juntas** respecto al eje mayor de la caverna tiene una influencia en la estabilidad y en la cantidad de sobre-excavaciones o desprendimientos de cuñas.

El incremento en las sobre-excavaciones aumenta si el ángulo entre el eje de la caverna y el rumbo de la discontinuidad es pequeño, es decir menor a 30° (Thidermann, 1976). La

característica de la discontinuidad puede tener mayor influencia en la orientación de la caverna. Para las paredes mayores de la caverna, en cuanto a longitud y altura, es importante que las discontinuidades principales tengan un ángulo menor a 25° en su buzamiento para el caso de las juntas más suaves o de relleno arcilloso.

Para cavernas situadas a poca profundidad, se recomienda que el eje mayor se ubique a lo largo de la línea de intersección de las dos discontinuidades principales.

Para el caso de sitios donde se tenga rocas estratificadas o foliadas, se debe hacer un estudio detallado de estas discontinuidades para conocer su comportamiento a profundidad. En principio no sería deseable que el eje de la caverna fuera paralelo al rumbo de estas discontinuidades.

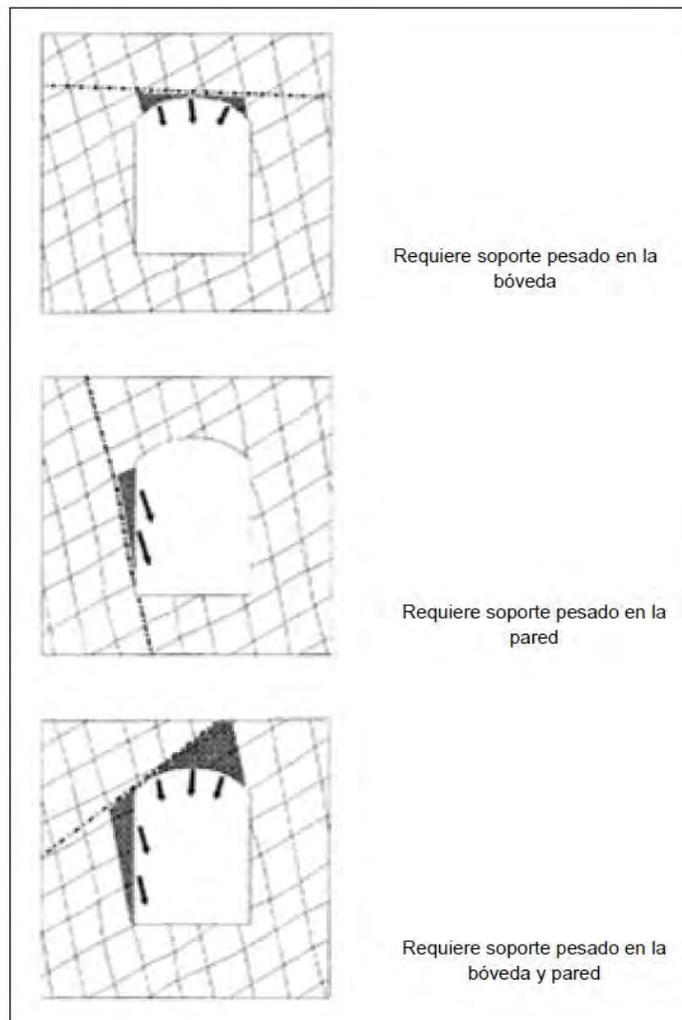


Figura 4.20. Soporte requerido en función de la orientación de las zonas de debilidad.
(GEOGUÍA 04, Hong Kong, 1992)

Flujo subterráneo. Para el caso de cavernas de proyectos hidroeléctricos, es común que éstas se ubiquen parte o por debajo del nivel freático final, por lo que es de esperarse que se tengan filtraciones.

Para asegurar el comportamiento adecuado de los equipos electromecánicos que se instalan dentro de las cavernas de proyectos hidroeléctricos, es requisito que las condiciones en el interior sean extremadamente secas. Para lograr esta condición es necesario diseñar sistemas de drenaje del macizo rocoso con canalizaciones apropiadas, además de diseñarse pantallas de impermeabilización para reducir las filtraciones que podrían ocurrir por la presencia del embalse.

Los sistemas de drenaje del macizo rocoso consisten en la perforación de barrenos de 50 a 76 mm de diámetro y de profundidades variables desde las paredes y bóvedas de las cavernas o desde galerías especiales para este fin. Estos sistemas se diseñan en función de fracturamiento, de la permeabilidad del macizo rocoso y de las cuñas potencialmente inestables.

Condiciones de esfuerzos. Los esfuerzos gravitacionales y tectónicos o residuales son los que más comúnmente se presentan en un macizo rocoso, sin embargo existen sitios donde los esfuerzos tectónicos son los de mayor relevancia al tenerse valores hasta del doble de los esfuerzos gravitacionales.

En ciertos casos, el campo de esfuerzos es favorable para la excavación al confinar los bloques o cuñas de roca, pero en otros tiene un efecto contrario.

En rocas duras, los esfuerzos generalmente son anisotrópicos. El grado de anisotropía puede influir en la estabilidad de la caverna y por lo tanto en la geometría.

Altos esfuerzos tectónicos pueden influir en la localización y forma de cavernas superficiales.

Se requiere entonces la determinación de la magnitud y orientación de los esfuerzos principales del macizo rocoso, con cualquiera de los métodos indicados en 1.1.2.4.2 (inciso c) para ser considerados en los análisis esfuerzo-deformación y evaluar su influencia en la estabilidad y deformaciones.

Definición de la geometría

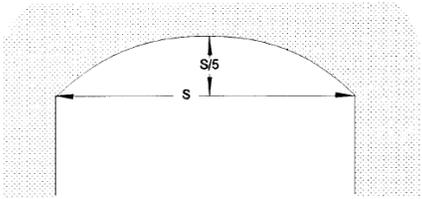
El diseño geométrico de una caverna y el diseño de un conjunto de cavernas normalmente están basados en la optimización de los requerimientos dados por su uso y en una guía empírica para dimensionar el tamaño en función de los costos más bajos posibles en cuanto al proceso de construcción y el sistema de soporte requerido.

La geometría de la excavación (la altura total y el arco en la bóveda) es lo que más influye en el costo de la excavación y en el tipo de soporte.

Los principales parámetros que definen el diseño y geometría son el tamaño y la forma de la caverna, así como la separación entre un conjunto de cavernas.

El diseño geométrico común se basa en la experiencia de las cavernas construidas en el mundo que han sido documentadas. Sin embargo, para cada caso debe realizarse un análisis y diseño específico en virtud de las necesidades del proyecto y de los factores locales que influyen en su comportamiento.

Los conceptos a considerar en la geometría se describen en la tabla 4.09

Conceptos a considerar	Recomendación
Fundamento básico	<p>Considerando que el macizo rocoso es un medio discontinuo y con baja resistencia a la tensión, la mejor geometría que puede recomendarse para una caverna es la que presenta trazos curvos, principalmente en la bóveda para redistribuir en el perímetro de la excavación los esfuerzos de manera uniforme. Se deben evitar al máximo geometría con esquinas rectas o agudas.</p> <p>Es recomendable evaluar la estabilidad de las siguientes geometrías, dando prioridad al orden indicado:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Sección herradura 2) Sección portal 3) Sección elíptica
Curvatura de la bóveda	<p>Diseñar bóvedas con la geometría de un arco estándar. Se recomienda que la altura del arco sea como mínimo de 1/5 del ancho de la caverna. No son recomendables las bóvedas planas. Por otro lado, debe considerarse el espacio necesario para alojar las traveses que generalmente se colocan en los extremos de la caverna al término de la curvatura de la bóveda.</p> <div style="text-align: center;">  </div>
Altura de la pared	<p>La altura está regida por los requerimientos de diseño hidráulico o electromecánico, sin embargo, debe considerarse que su estabilidad depende de la posición de las discontinuidades principales del macizo rocoso y del estado de esfuerzos. Entre mayor altura tenga la caverna, es probable que su estabilidad disminuya. Para mitigar esta condición se debe revisar integralmente la sección más óptima, ya que es factible considerar curvaturas en las paredes para minimizar los efectos de los esfuerzos.</p>
Efecto de la anisotropía y de esfuerzos elevados	<p>Este no es un aspecto que limite o restrinja la forma de la caverna. Lo que teóricamente es más conveniente es tener geometrías elípticas para contrarrestar más eficientemente los efectos de los esfuerzos.</p>
<p>Tabla 4.09 Recomendaciones para la geometría de la caverna (GEOGUÍA 04, Hong Kong, 1992)</p>	

Ancho mínimo del pilar de roca entre cavernas. La recomendación básica para definir el ancho mínimo de un pilar entre cavernas es:

*Ancho mínimo del pilar = 0,5 a 1,0 * ancho o alto de la caverna, el que resulte mayor.*

Debe revisarse la estabilidad del pilar por medio de un análisis de equilibrio límite considerando la falla del mismo a través de un plano de una discontinuidad, como se muestra en la figura 4.21.

La revisión esfuerzo-deformación es otro método para evaluar la estabilidad del pilar, la cual consiste en comparar los esfuerzos resistentes y los esfuerzos actuantes. Los esfuerzos resistentes pueden determinarse a partir de la resistencia del macizo rocoso empleando el criterio de rotura propuesto por Hoek (1995); y los esfuerzos actuantes considerando el esfuerzo lito-estático vertical. Es común emplear software de elemento finito como el Phases o Plaxis. Con estos análisis es posible determinar el soporte que provea de confinamiento al pilar para aumentar su factor de seguridad.

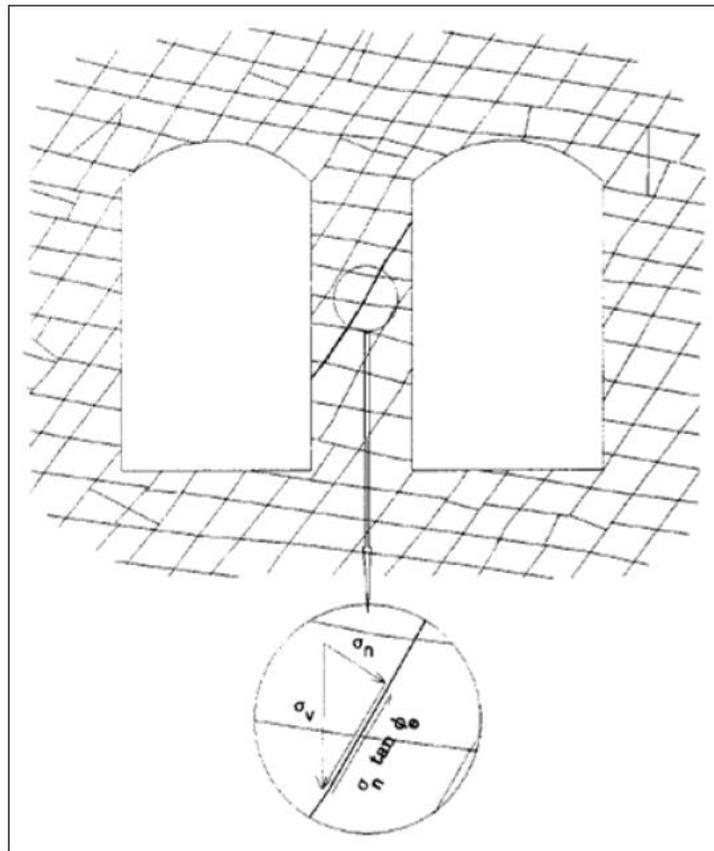


Figura 4.21. Revisión de la estabilidad de un pilar considerando la falla a través de un plano de debilidad (GEOGUÍA 04, Hong Kong, 1992)

Separación vertical entre cavernas. No existe un criterio claro para definir la separación vertical mínima entre cavernas paralelas construidas una sobre de otra, sin embargo, con base en la teoría elástica, es conocido que la influencia de los esfuerzos de una excavación respecto a otra se incrementa en función de la reducción de la separación vertical entre éstas, y viceversa, la influencia de los esfuerzos disminuye al aumentar la separación. Para el caso de un medio isotrópico y con geometrías circulares, si la separación entre excavaciones está entre 0,5 y 1,0 veces el diámetro de la sección mayor, la influencia es prácticamente insignificante.

La guía de diseño de cavernas del Departamento de Ingeniería Civil de Hong Kong propone que la separación vertical mínima recomendable no debe ser menor que una vez el ancho o altura de la caverna. De no poderse cumplir este requisito, es recomendable realizar análisis detallados de estabilidad para definir los sistemas de soporte que garanticen la estabilidad de ambas cavernas, no obstante la determinación final de la separación óptima depende de un análisis beneficio/costo.

1.3.2 Elementos de soporte

Los elementos de soporte comúnmente empleados en la estabilidad de cavernas son:

- Anclas de fricción o de tensión
- Concreto lanzado
- Armaduras de concreto
- Costillas de concreto lanzado
- Revestimiento con concreto reforzado
- Puntales de acero o concreto como elementos de troquelamiento en las paredes.

Anclajes

Los anclajes son los elementos de soporte más comunes para la estabilización de excavaciones subterráneas. Frecuentemente son usados como soporte inicial para estabilizar las excavaciones, aunque en muchas ocasiones también forman parte del soporte final.

De acuerdo con las condiciones de la roca, se pueden diseñar para estabilizar bloques aislados de roca (anclajes selectivos), o para estabilizar toda una zona (anclajes sistemáticos). En la figura 4.22 se muestran estos dos tipos de anclajes.

Por su forma de trabajo pueden diseñarse como anclajes de tensión o anclajes pasivos (comúnmente llamados de fricción).

Para el caso de cavernas el diámetro mínimo recomendado es de 25,4 mm y el más usual es de 38 mm.

Los anclajes de tensión comúnmente se tensan entre 25 y 50% de su carga de tensión a la fluencia. En rocas blandas o de mala calidad, la tensión aplicada debe ser menor.

La geometría de las cuñas se define con base en los sistemas de fracturamiento y de análisis estereográficos. Generalmente los anclajes son normales a la pared de la excavación y las longitudes están regidas por la profundidad y tamaño de las cuñas.

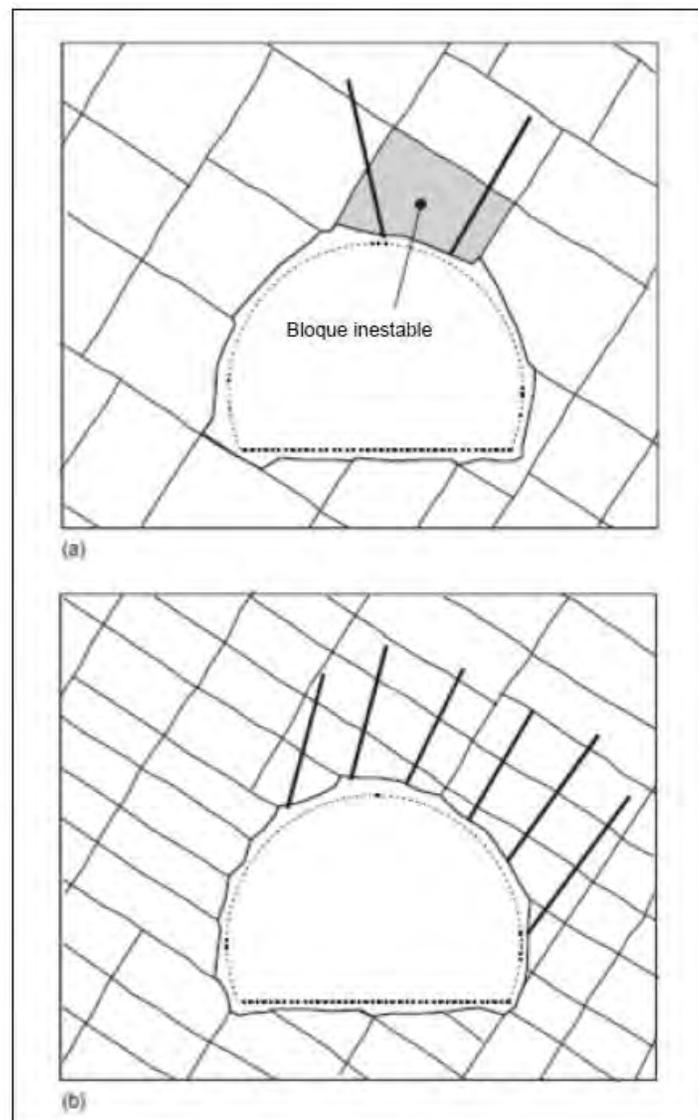


Figura 4.22 Las dos principales aplicaciones de los anclajes. a) Anclajes selectivos para el tratamiento de cuñas individuales y b) Anclajes sistemáticos para la estabilidad general de una zona inestable. (Extraído del libro "Rock engineering", Palmström-Stille, 2010).

De forma práctica, la longitud de los anclajes puede determinarse mediante las expresiones siguientes propuestas por Palmström y Nilsen (2000):

$$L_{b,roof} = 1.4 + 0.175D_t(1 + 0.1/D_b)$$

$$L_{b,wall} = 1.4 + 0.1(D_t + 0.5W_t)(1 + 0.1/D_b)$$

Dónde:

D_t = Diámetro del túnel (m)

D_b = Diámetro del bloque (m)

W_t = Altura de las paredes del túnel (m)

Graficando las expresiones anteriores se obtienen los nomogramas (Figura 4.16.C del Anexo C) para la determinación de las longitudes de anclaje.

La capacidad de los anclajes se determina en función del diámetro de la varilla y el valor de fluencia a la tensión del acero (f_y). Comúnmente se emplea un $f_y = 420$ MPa, pero en casos especiales pueden emplearse f_y de mayor capacidad o valor (de 750 a 1500 MPa).

Es importante mencionar que para asegurar la durabilidad de los anclajes, se deben de aplicar protecciones anticorrosivas tanto en las varillas como en las placas de acero de reparto.

En etapas de diseño preliminar el diseño del anclaje puede realizarse con base en los criterios antes descritos, sin embargo para casos de condiciones complejas y/o diseños definitivos, es conveniente realizar análisis analíticos o numéricos (inciso 1.3.3) para corroborar si las longitudes, espaciamiento y diámetro de los anclajes son adecuados para asegurar la estabilidad de los bloques y de las excavaciones.

Concreto lanzado

En el caso de cavernas, el uso principal del concreto lanzado no es de un soporte estructural, sino para estabilizar temporalmente la excavación en zonas de mala calidad geomecánica. Para estos casos actualmente es común emplear concreto reforzado con fibras metálicas en proporción de 30 a 50 kg/m³, aunque la dosificación óptima se obtiene de ensayos de campo y de los parámetros mecánicos exigidos en una especificación. El espesor comúnmente varía de 5 a 10 cm.

Cuando el concreto lanzado se usa en combinación de mallas de acero, generalmente se integran a las placas de reparto de los anclajes, conformando un sistema integral de soporte. En estos casos, los espesores de concreto pueden alcanzar hasta 30 cm, con varias capas de malla de acero intercaladas.

Los anclajes sistemáticos y el concreto lanzado reforzado con malla de acero pueden ser usados como soportes definitivos en las bóvedas de las cavernas.

En la figura 4.17 C del Anexo C se muestra el gráfico propuesto por N. Barton (2010) para estimar el espesor de concreto requerido en función de la calidad de la masa rocosa.

En la figura 4.23 se muestra las dos aplicaciones principales que puede dársele al concreto lanzado en la bóveda de una caverna.

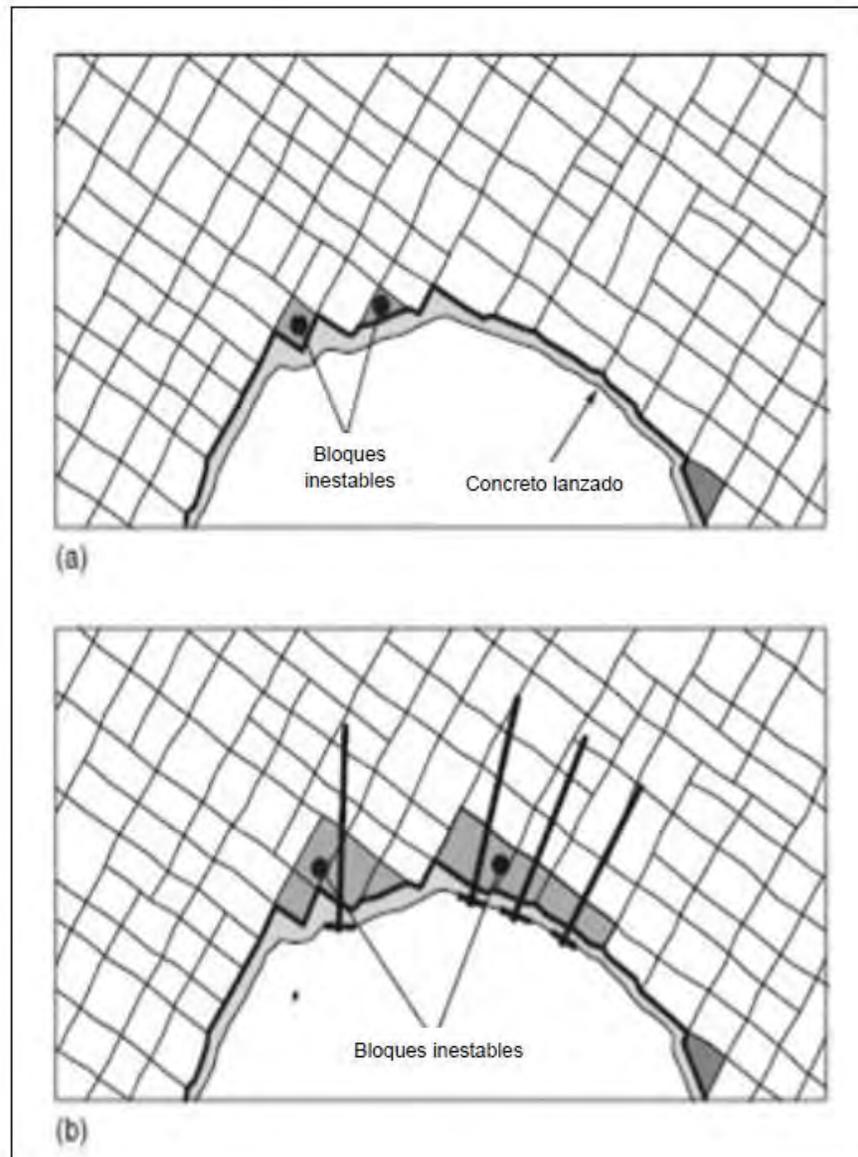


Figura 4.23.- Aplicaciones del concreto lanzado. a) Para estabilizar fragmentos de roca y bloques pequeños y b) combinación del concreto lanzado y el anclaje como alternativa a la colocación de concreto hidráulico. (Palmström y Nilsen 2010).

Costillas de concreto lanzado

En casos especiales, en la excavación de las bóvedas de cavernas se han colocado marcos o costillas compuestas por concreto lanzado reforzado con varillas de acero, como se muestra en la figura 4.24. Estos elementos permiten contrarrestar las altas deformaciones producidas en rocas de mala calidad



Figura 4.24. Reforzamiento con costillas de concreto lanzado reforzado en cavernas
(Extraído del libro "Rock engineering", Palmström-Stille, 2010).

Revestimiento con Concreto reforzado

En rocas de mala calidad, asociadas a zonas de fallas o alteración donde se tengan sobreexcavaciones y riesgos de inestabilidad es conveniente diseñar revestimientos con concreto hidráulico reforzado, como se muestra en la figura 4.25.

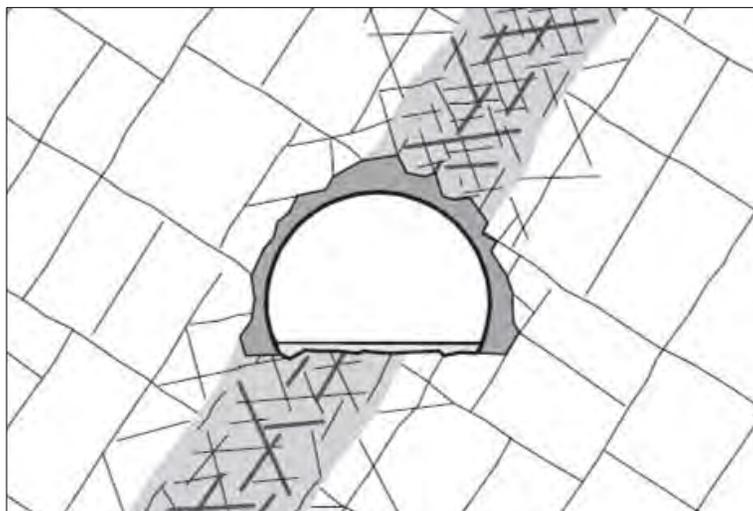


Figura 4.25.- Colocación de concreto hidráulico en zonas de mala calidad de roca.
(Extraído del libro "Rock engineering", Palmström-Stille, 2010).

Puntales de troquelamiento

Estos elementos son diseñados en casos especiales donde se prevean condiciones de inestabilidad en el largo plazo y son elementos adicionales al refuerzo de la roca.

En la etapa constructiva pueden emplearse como troqueles temporales.

1.3.3 MÉTODOS DE DISEÑO

La revisión de la estabilidad de una caverna y el diseño del sistema de soporte se puede efectuar por alguno de los métodos siguientes:

- Empíricos (basados en clasificaciones geomecánicas).
- Analíticos
- Numéricos.
- Observacional

La evaluación de la estabilidad se realiza considerando el modelo geotécnico, la geometría de la excavación y las fases de construcción.

1.3.3.1 Métodos empíricos

Los **métodos empíricos** proporcionan una aproximación al soporte requerido en una excavación subterránea y no se consideran un método de cálculo; sin embargo, pueden ser muy útiles en macizos rocosos fracturados, y como medio de establecer las propiedades del macizo rocoso y los soportes requeridos. También son de utilidad para obtener los costos del soporte en etapas preliminares de diseño. En el caso de cavernas, estos métodos son muy comúnmente empleados para definir los diseños iniciales de los soportes a la roca.

Para el caso del diseño de cavernas, la definición preliminar del sistema de soporte de la roca puede hacerse con base en los sistemas de clasificación de macizos rocosos usando el Sistema Q o método del RMR (Rock Mass Rating), para esto se requiere de información geológica y geotécnica de campo.

Ambos métodos pueden ser usados en paralelo para macizos rocosos complejos y de condiciones geológicas difíciles y sus resultados pueden compararse para comprender mejor la clasificación del macizo rocoso en estudio.

Estimación del soporte de la roca con base en el sistema Q

El soporte puede ser estimado a partir del gráfico propuesto por Barton-Grimstad que se muestra en la figura 4.18 C del Anexo C.

Para la estimación de los sistemas de soporte a partir del valor Q es necesario definir el parámetro “diámetro equivalente”, el cual se expresa:

$$\text{Diámetro equivalente} = \text{ancho de la excavación} / \text{ESR}$$

Donde: ESR (excavation support ratio), es el factor que depende del tipo de excavación, cuyos valores se presentan en la tabla 4.10.

Tipo de excavación		ESR
A	Excavación temporal en minas	2 - 5
B	Excavación permanente en minas, túneles hidráulicos (se excluyen túneles sometidos a alta presión equipados con compuertas), túneles piloto, cámaras de presión, aperturas de grandes excavaciones	1,6 – 2,0
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamientos, túneles carreteros en caminos de menor importancia, túneles ferroviarios, accesos a túneles	1,2 – 1,3
D	Centrales, túneles en carreteras principales y túneles ferroviarios importantes, cámaras para defensa civil, portales, intersecciones	0,9 – 1,1
E	Obras subterráneas para centrales nucleares, estaciones ferroviarias, instalaciones deportivas y públicas, fabricas, principales túneles de gasoductos	0,5 – 0,8
Tabla 4.10 Valores de ESR en función del tipo de excavación (Barton-Grimstad, 1994).		

Para el caso de cavernas en proyectos hidroeléctricos se recomienda emplear un valor de ESR = 1,0.

Estimación del soporte a partir del RMR

La clasificación RMR (Bieniawski, 1979 y 1989) indica explícitamente los tipos de soporte pero solamente para excavaciones con anchos máximos de 10 m, por lo que para el caso de cavernas estaría limitado a esta dimensión.

La utilidad primordial de este método es el de clasificar el macizo rocoso en función de su calidad, y a través del GSI proporcionar los parámetros geomecánicos de la masa rocosa, que son empleados en los análisis numéricos y analíticos.

El procedimiento para definir el sistema de soporte consiste en determinar la calidad del macizo en función del RMR y luego determinar su equivalente en el sistema Q. A partir del valor Q emplear al gráfico de la figura 4.19 C del Anexo C. En el campo, es mucho más sencillo determinar la calidad de un macizo rocoso a través de RMR, al tener que evaluar un menor número de parámetros, por lo tanto este procedimiento de diseño resulta más práctico.

1.3.3.2 Métodos analíticos y numéricos

Los **métodos analíticos** parten de las hipótesis de la teoría de la elasticidad y suponen que el comportamiento de la excavación es elástico hasta que alcanza una presión interna crítica, para la cual se produce la plastificación. Se acepta que existe una correspondencia entre la presión interna y la deformación radial de la excavación según una curva característica. El soporte deberá ser capaz de resistir la presión interna que ejerce la roca.

Los **métodos numéricos** parten de la discretización del macizo rocoso mediante los métodos de los elementos finitos, elementos discretos o de diferencias finitas. Se emplean para realizar análisis probabilísticos.

En la tabla 4.11 se presentan los métodos analíticos y numéricos que se emplean en el diseño de obras subterráneas, su aplicación y el software utilizado.

Método de análisis	Aplicación	Programa de cómputo recomendado
Equilibrio límite	Cuñas y bloques individuales	Unwedge*
Bloques clave	Identificación de bloques que controlan la estabilidad	Dips*, Unwedge, Swedge*
Método de diferencias finitas (FDM)	Medios continuos	Flac, Flac3D **
Método de elemento finito (FEM)	Medios continuos	Phase*, Plaxis
Método de elementos frontera (BEM)	Medios continuos	Examine*, Map3D
Método de elemento discreto (DEM)	Medios discontinuos	UDEC, DIBS, 3DSHEAR, 3DEC**
Análisis de deformación discontinua (DDA)	Medios discontinuos	DDA
Método de flujo de partículas (PFM)	Medios discontinuos	SDEC, PFC2d, PFC3D**
Tabla 4.11.- Diseño geotécnico de las excavaciones subterráneas * Rockscience.com, ** ITASCA		

La elección del método de análisis depende de las condiciones del macizo rocoso y de los mecanismos de falla que puedan desarrollarse. Por ejemplo en excavaciones a baja profundidad en rocas poco deformables, el diseño está gobernado por las zonas de debilidad y por la intersección de las discontinuidades. En estas condiciones, frecuentemente se utilizan los métodos de equilibrio límite para obtener los sistemas de soporte. Este tipo de análisis puede realizar con el uso de proyecciones estereográficas o métodos vectoriales.

Los modelos numéricos tienen el problema generalizado de la definición de los datos de entrada. Lamentablemente, en mecánica de rocas la mayoría de los problemas cuentan con datos limitados o difíciles de obtener. El desarrollo de análisis de sensibilidad es de gran importancia para detectar el efecto de los diferentes parámetros sobre la estabilidad, ya que se puede caer en modelos muy complejos que poco aportan a la comprensión del problema y diseño. Las modelaciones con medios continuos son una importante herramienta de diseño cuando las excavaciones están sometidas a grandes esfuerzos y deformaciones, pero se ven seriamente limitados al representar las discontinuidades de la roca y los grandes desplazamientos que se pueden presentar.

Por su parte, los métodos discontinuos son los que mejor representan el comportamiento de las rocas. En estas modelaciones, la masa de roca se representa por una serie de bloques, cada uno considerado como un único cuerpo libre, rígido o deformable. Los bloques pueden rotar, deslizar y separarse del conjunto de acuerdo a la segunda ley de movimiento de Newton. Aunque estos métodos demandan una gran cantidad de recursos de cómputo, se les considera como el futuro de la modelación numérica.

Si por una parte las modelaciones proveen una manera ventajosa para detectar los modos de deformación y mecanismos de falla, es importante siempre considerar las experiencias empíricas. En la figura 4.26 se presenta una guía para elegir el método de análisis de acuerdo al fracturamiento del macizo rocoso y al índice Q de calidad de la roca.

La presencia del agua en las excavaciones subterráneas es de particular importancia, por ejemplo cuando las cargas hidráulicas permanentes afectan significativamente el diseño o cuando el ingreso del agua tienen consecuencias importantes para los costos de construcción y operación.

El flujo de agua a través de las rocas se modela normalmente utilizando dos tipos de modelos. Cuando la escala de interés es mucho mayor que las heterogeneidades, tales como la longitud de las fracturas, entonces puede aproximarse como un medio poroso equivalente. Para rocas fracturadas, frecuentemente la estructura de la roca es heterogénea en el área de interés, por lo que un modelo estocástico de red de fracturas discretas es el más adecuado, donde las familias de fracturas son establecidas en forma estadística.

Con frecuencia, los análisis de flujo de agua se realizan de manera independiente a los análisis de estabilidad. Sin embargo, actualmente existen herramientas de cómputo que permiten los análisis acoplados.

Para análisis complejos, en la actualidad se está empleando el método de elementos discretos y los software UDEC y 3DEC, los cuales permiten modelar bloques de roca delimitados por los sistemas de discontinuidades y a su vez sometidos a un campo de esfuerzos. Los bloques de roca pueden considerarse como elementos rígidos o deformables, según sea la condición geológica, lo que da una mayor representatividad del medio rocoso. No obstante que estos análisis son los que representan de mejor manera

el comportamiento del macizo rocoso por efecto de las excavaciones, su uso es complicado por el tipo de lenguaje (fish) que utiliza, lo que requiere de una capacitación previa cuya curva de aprendizaje puede ser de 2 a 4 años.

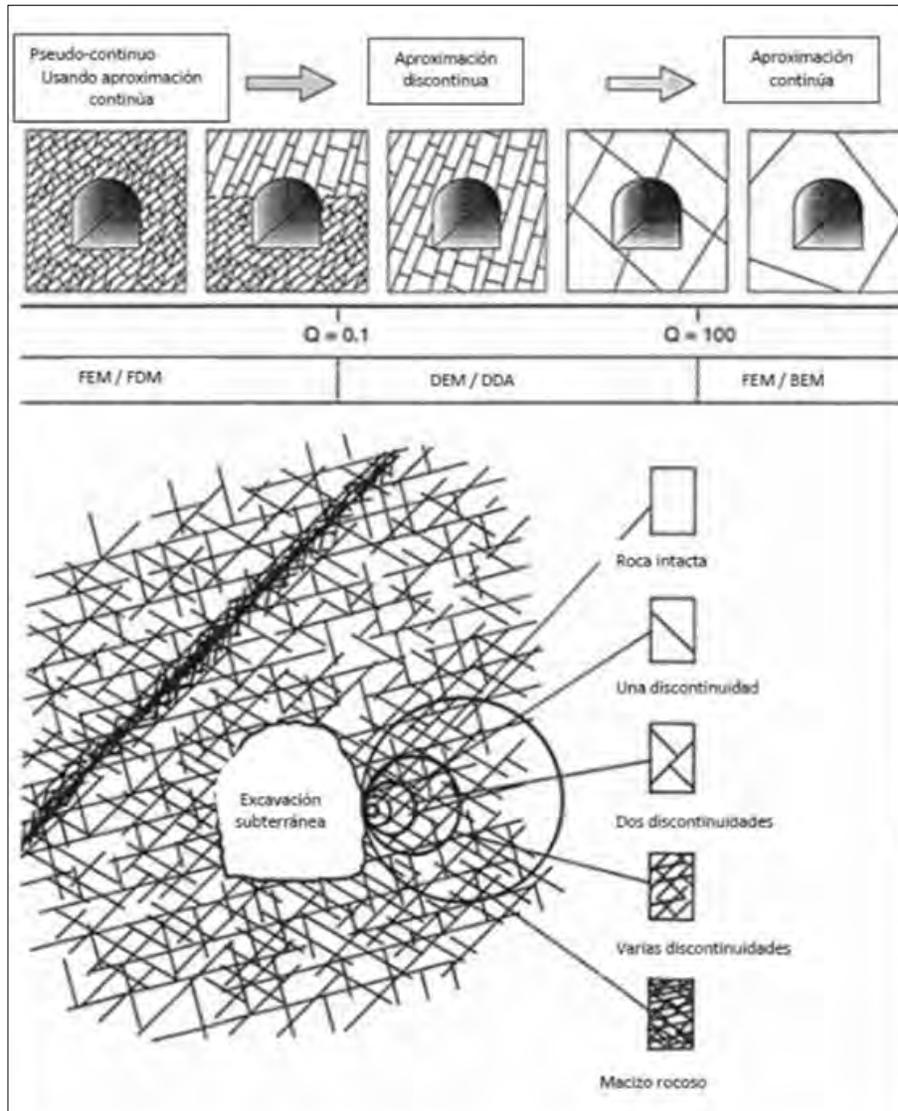


Figura 4.26.- Selección del método de análisis en función de la calidad de roca (Barton, 2011)

1.3.3.3 Método Observacional

Se basa en las medidas de esfuerzos y deformaciones que se producen durante la excavación de un túnel, calculando el soporte requerido con el apoyo de métodos analíticos o numéricos. El método observacional más representativo para el diseño de túneles es el Nuevo Método Austriaco (NATM). Para el caso de cavernas este método no es común emplearlo, sin embargo los principios que patenta son del todo aplicables a las excavaciones de grandes dimensiones.

Con base en los análisis de estabilidad o de esfuerzo-deformación realizados, se determinan el tipo y la cantidad de soporte que deberá instalarse para asegurar la estabilidad de la excavación.

1.3.4 FACTOR DE SEGURIDAD

En el diseño estándar, el Factor de Seguridad (FS) debe incluir el efecto del reforzamiento de la roca por medio del soporte. Los valores permisibles son:

FS \geq 1,5 Deslizamiento de bloques o cuñas de roca

FS \geq 2,0 Caída de bloques o cuñas de roca

Cuando se realizan análisis esfuerzo-deformación, con el método del elemento finito, se emplea el Factor de Resistencia (FR). Para análisis estáticos se recomienda emplear un FR \geq 1,5 y para análisis pseudoestáticos o para condiciones transitorias un valor mínimo de FR \geq 1,1.

Para ser congruentes con los criterios del Método Observacional, el factor de seguridad debería evaluarse bajo los conceptos siguientes (Auvinet, 2002):

*El Factor de Seguridad es un criterio que se ha utilizado tradicionalmente en el diseño geotécnico que ofrece el nivel de seguridad más elemental o **nivel cero**, donde la resistencia (R) y la demanda (S) son siempre deterministas.*

*El **nivel uno de seguridad** aplica factores parciales a R y S reconociendo en cierta forma el carácter aleatorio de las variables involucradas, en este nivel se encuentran los reglamentos de factores de carga y resistencia como el Eurocódigo y el reglamento de construcciones del Distrito Federal. La revisión de la seguridad será simplemente cuando se cumpla que $R > S$ ya afectados por sus respectivos factores.*

*El **nivel dos** requiere del conocimiento de la esperanza y varianza de las variables aleatorias. La seguridad es evaluada en términos de la probabilidad de que $R - S > 0$, es decir, se supone que las solicitaciones pueden llegar a ser mayores a las resistencias y por ello su probabilidad no es nula.*

*En el **nivel tres** de seguridad consiste en el cálculo exacto de la probabilidad de falla, para lo cual es necesario contar con las distribuciones de probabilidad de cada variable. Resulta difícil aplicar estos métodos a casos reales debido a la disponibilidad de información y dificultades de cálculo.*

Para el caso de cavernas, con el fin de optimizar los diseños se recomienda incursionar en el nivel 2, si se aplican las determinaciones estadísticas y probabilísticas de los parámetros geotécnicos y de la geología estructural como se indicó en el inciso 1.2 (caracterización geotécnica).

1.4 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CAVERNAS

La división entre el diseño y la construcción no está del todo desligada. La tecnología en la construcción de cavernas gobierna muchos importantes aspectos del diseño y el proceso de diseño continua hasta el final de la fase de construcción.

1.4.1 MÉTODOS DE EXCAVACIÓN

La perforación y voladuras dominan la construcción de los espacios subterráneos, los métodos de excavación no han cambiado mucho en las últimas décadas, sin embargo, los equipos de perforación y excavación se han actualizado y las técnicas de voladuras se han perfeccionado, lo que contribuye a mejorar la producción y reducir los costos.

Las voladuras en roca involucran:

- Fases de voladuras con barrenación horizontal para túneles y bóvedas en cavernas
- Banqueos con barrenación horizontal
- Banqueos con barrenación vertical

Los tres métodos son comúnmente empleados en la excavación de cavernas.

Las actividades de un ciclo de excavación son:

- a) Perforación de los barrenos
- b) Carga con explosivos de los barrenos
- c) Detonación de los explosivos por tiempo
- d) Ventilación
- e) Amacice
- f) Rezagado del material
- g) Colocación del soporte inicial

El soporte inicial se requiere para estabilizar la excavación durante el proceso de construcción.

1.4.2 ASPECTOS A CONSIDERAR DURANTE LAS EXCAVACIONES

Las fases de excavación deben estar correlacionadas con el diseño del soporte, así como los avances y profundidad de los baqueos. Se deben tomar en consideración la planeación de la excavación y de los distintos accesos y lumbreras que forman parte del proceso constructivo de las cavernas. Esta información debe estar contenida en las especificaciones técnicas para la construcción del proyecto.

El número de fases de excavación depende del ancho de la caverna. En la figura 4.27 se presentan las fases que se recomiendan realizar para la excavación de las bóvedas en función del ancho de la caverna. Cabe aclarar que en cada proyecto se deberá revisar primero si las condiciones de la roca permiten hacer las excavaciones con base en estos

critérios, de existir riesgo por inestabilidad, las etapas podría aumentar, así como reducirse los avances en el sentido longitudinal.

La recomendación para la altura de los banquetes depende de las condiciones de la roca y de las características de los equipos para la instalación de los soportes. En la práctica común los banquetes pueden ser de 3 a 8 m de altura. En la figura 4.28 se presenta un esquema de estos banquetes.

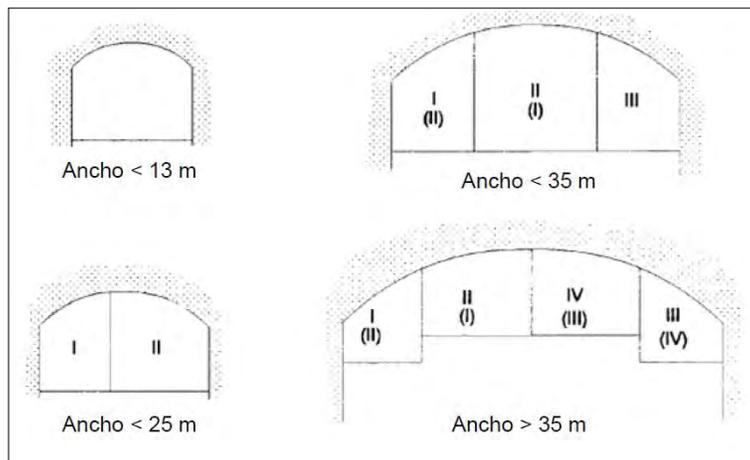


Figura 4.27.- Fases de excavación recomendadas para excavar la bóveda en función del ancho de la caverna (los números romanos indican la secuencia típica de excavación, y entre paréntesis algunas variantes), (GEOGUÍA 04, Hong Kong, 1992).

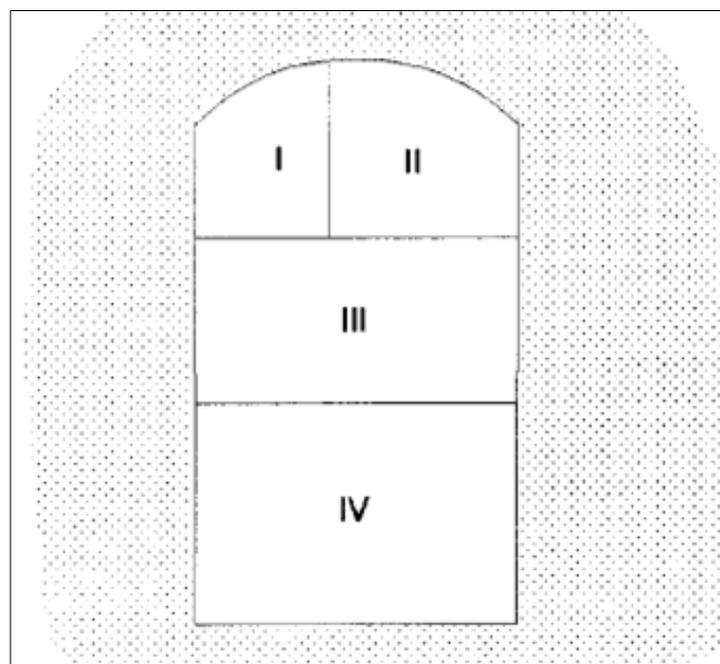


Figura 4.28.- Banquetes recomendados para la excavación de cavernas (los números romanos indican la secuencia de excavación), (GEOGUÍA 04, Hong Kong, 1992)

Las voladuras se deben realizar con cargas controladas y detonarse por tiempo para evitar el daño a la roca y otros efectos que también dañen a las estructuras del proyecto. Para determinar las cargas máximas por tiempo, al inicio de las actividades se monitorean algunas voladuras y se hace una predicción de sus efectos e incidencia en las estructuras en función de la distancia y carga, básicamente. Con esto se establece una primera propuesta para el manejo de los explosivos.

Para cada proyecto se definen los límites permisibles en función del parámetro “velocidad de partícula (mm/s)”. En el caso de cavernas, es común acotar los valores de velocidad de partícula a 50 mm/s y establecer intervalos menores a este valor en función las edades de colocación del concreto hidráulico y de los concretos lanzados

En la figura 4.20 A se muestra un gráfico que muestra un ejemplo de mediciones reales de voladuras, con el cual es posible determinar la ecuación de la velocidad de partícula en función a la distancia escalada.

Un valor típico es limitar la velocidad de partícula a 50 mm/s. En la figura 4.20 C del Anexo C se presenta un gráfico con los valores permisibles de velocidad de partícula y los efectos que produce.

Es recomendable emplear técnicas de precorte para mejorar el perfilamiento del perímetro de las excavaciones.

1.4.3 PROYECTO DE INSTRUMENTACIÓN

Los sistemas de instrumentación geotécnica varían dependiendo del tipo de proyecto, del procedimiento constructivo y de las condiciones geológicas previstas.

Para la excavación de cavernas, los controles y la instrumentación podrían comprender lo siguiente:

1. Control topográfico de precisión para el levantamiento de las secciones de excavación.
2. Inclínómetros entre los pilares de roca
3. Extensómetros múltiples de barra (manuales y con sensores para obtener información de forma remota.
4. Piezómetros (abiertos o neumáticos)

Es importante definir cuáles instrumentos serán los de mayor relevancia para evaluar la estabilidad de la excavación (instrumentos primarios) y cuáles son los que complementan de alguna manera al comportamiento, pero que no inciden de manera directa en la estabilidad (secundarios).

El sistema primario (comprendido por el control topográfico, los extensómetros e inclinómetros) pueden ser los principales instrumentos en que se basa para permitir la implementación de las medidas de contingencia, mientras que el sistema secundario (por

ejemplo los piezómetros) tienen mayor relevancia al término de la construcción cuando empieza la fase del embalsado de la presa. Conviene señalar que las fallas identificadas en el sistema primario tendrían que ser reparadas o controladas inmediatamente para asegurar la excavación y así poder continuar con el proceso.

Los instrumentos equipados con sensores para recibir de forma remota los datos favorecen a la aplicación del método observacional.

Durante la fase de estudios se elabora un proyecto de instrumentación de manera preliminar, pero en la construcción éste se va modificando en función de las condiciones encontradas. El ingeniero geotécnico responsable es quien define estos cambios.

1.4.4 PLAN DE CALIDAD PARA EL SEGUIMIENTO GEOTÉCNICO

También es necesario contar con un plan de calidad antes de la aplicación del método observacional durante la construcción. Este plan debe mostrar las predicciones sobre el comportamiento esperado de la excavación, el cual debe estar basado en la secuencia de construcción y en los parámetros “detonadores” que se definen en el inciso siguiente para la implementación de acciones preventivas y correctivas.

Adicionalmente se debe definir el plan de monitoreo y definir los planes de contingencia, como se describe en el inciso 1.4.5.

1.4.5 PARÁMETROS DE CONTROL Y PLANES DE CONTINGENCIA

El método observacional utiliza un "semáforo" con el sistema de colores: verde, ámbar y rojo en función de la respuesta de las zonas o frentes de excavación. Estos colores indican lo siguiente:

Verde. Continuar la construcción como está planeado.

Ámbar. Continuar con precaución y prepararse para la implementación de las medidas de contingencia, es recomendable aumentar la frecuencia de vigilancia de la instrumentación.

Rojo. Detener el progreso de la excavación, implementar los planes de contingencia.

Estos colores están vinculados a los valores más probables (frontera verde-ámbar) y el valor característico (frontera ámbar-rojo) para la aplicación de las modificaciones previstas en el método observacional.

En la figura 4.29 se presenta como ejemplo un gráfico que ilustra el significado de los tres colores antes mencionado respecto al comportamiento del terreno en la fase de construcción. Es importante señalar que una vez concluidos los análisis y diseño de la caverna, es recomendable se elaboren gráficos similares para los extensómetros e inclinómetros previstos en el proyecto de instrumentación. Lo anterior facilitará el trabajo del geotecnista responsable de la construcción.

Los planes de contingencia que pueden establecerse en el caso de la construcción de cavernas son los siguientes:

- Reducción de claros de avance sin soporte
- Reducción de altura de banqueos
- Implementación de preanclajes en el frente de excavación
- Uso de socavones existentes cercanos a la caverna para eventualmente realizar anclajes de reforzamiento.
- Construcción de socavones para reforzamiento de la bóveda o paredes de la caverna.
- Implementación de puntales para troquelamiento de las paredes de la excavación.

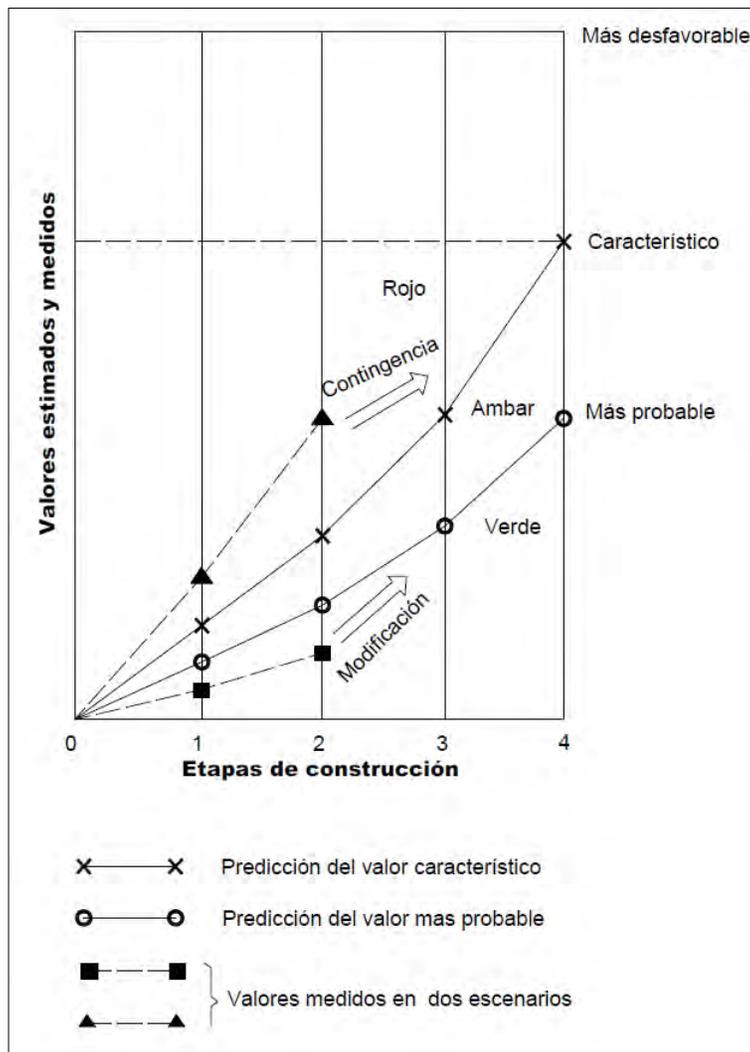


Figura 4.29 Ejemplo de gráfico para evaluar el comportamiento del terreno con la implementación de los parámetros gatillo o detonadores.

(European geotechnical thematic network, 2000).

2. FASE DE CONSTRUCCIÓN

En la figura 4.30 se muestra el diagrama de flujo que se sugiere implementar en la construcción para la interacción diseño-construcción aplicando el método observacional.

En cada avance de la excavación es necesario hacer los levantamientos geológicos y geotécnicos para identificar las condiciones del macizo rocoso y establecer los tratamientos de soporte que aseguren la estabilidad, en principio se debe adoptar el sistema de soporte definido en la fase de diseño, hacer las adaptaciones necesarias en caso de encontrarse condiciones diferentes a las previstas.

Es fundamental que se documenten diariamente los mapeos geológico-geotécnicos en planos y mantenerlo en todo momento actualizados. Se recomienda emplear los registros indicados en el inciso 1.1.3.3 de este capítulo.

Con base en los levantamientos geotécnicos, como se indica en la figura 4.30, se debe evaluar la necesidad de realizar análisis geotécnicos específicos para solucionar problemas de estabilidad o simplemente comparar el comportamiento observado con lo previsto en el diseño.

Como parte del seguimiento geotécnico, conforme progrese la excavación, a juicio del ingeniero geotecnista se deberán instalar la instrumentación geotécnica. La información de las mediciones (parámetros de control) permitirá evaluar el comportamiento de la excavación y el desempeño de los elementos de soporte aplicados., así como para la adopción de planes de los planes de contingencia.

Adicionalmente, el ingeniero geotecnista debe evaluar los registros de las plantillas de voladuras y con base en las mediciones de las vibraciones, emitir recomendaciones para ajustar las cargas por tiempo del explosivo, en los casos donde se excedan los umbrales permisibles de la velocidad de partícula y se tengan afectaciones a la roca y obras cercanas.

Por otro lado, deben implementarse controles de calidad para verificar la correcta instalación de los anclajes, para tal fin se deben realizar ensayos aleatorios de extracción de anclajes. En el caso del concreto lanzado, se deben verificar los espesores colocados y las resistencias mediante pruebas de cilindros a compresión simple, asimismo vigilar las dosificaciones de fibras y verificar que se cumpla con los parámetros de diseño.

Deben estar bien definidos los alcances y funciones de todos los roles involucrados (dueño de la obra, constructor, supervisor geotécnico, supervisor administrativo, residente de construcción, etc.), quienes en todo momento deben de vigilar el cumplimiento de las especificaciones técnicas establecidas en el proyecto en cuanto a los procesos de excavación y los tratamientos a la roca para llevar a buen fin el proyecto.

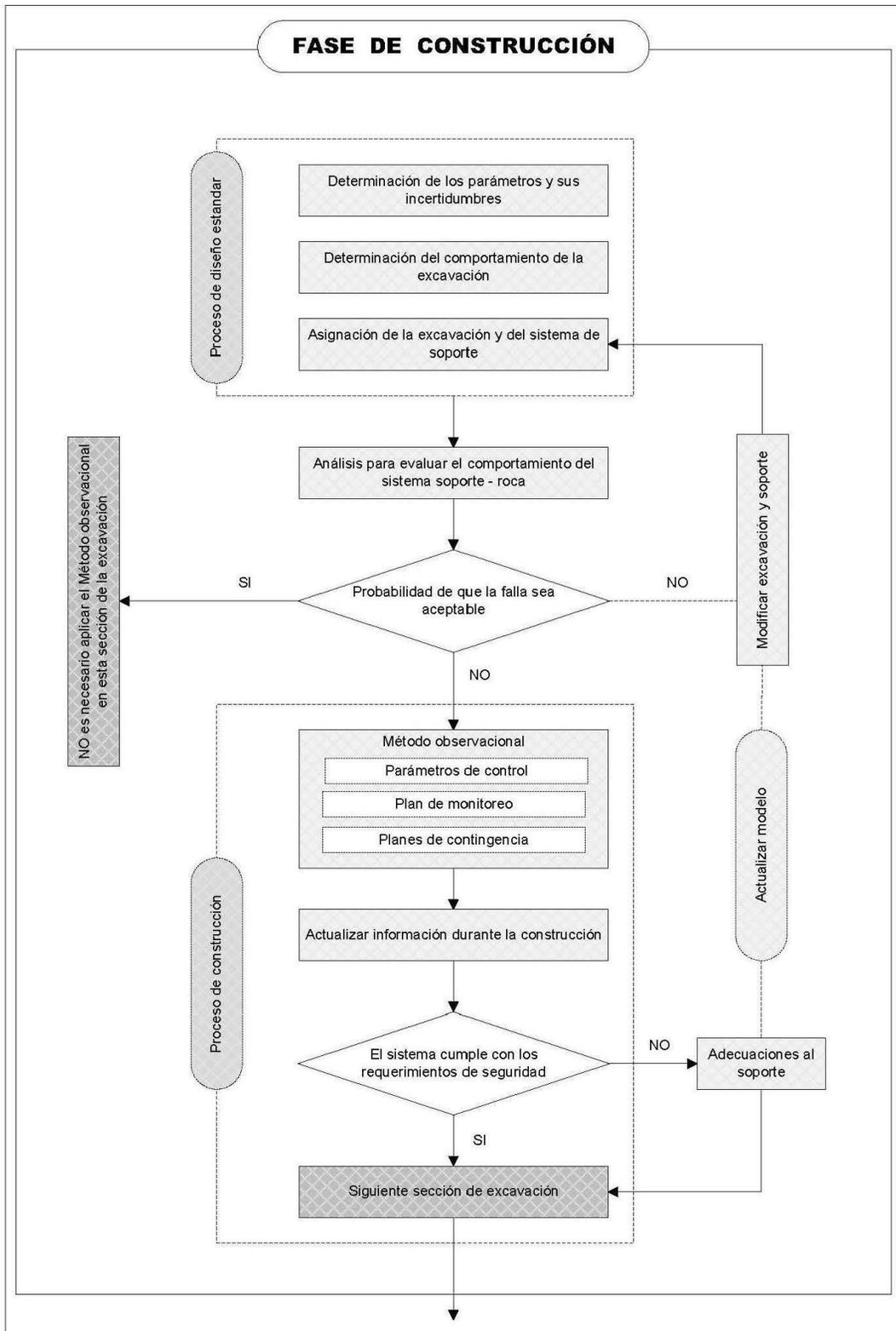


Figura 4.30 Proceso de interacción diseño-construcción aplicando el método observacional (extraído del libro "Rock engineering", Palmström-Stille, 2010).

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El presente trabajo está enfocado a definir los estudios y diseños geotécnicos que se requieren para la construcción de cavernas de casas de máquinas y galerías de oscilación en obras hidroeléctricas.

A partir del análisis del caso del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca, que actualmente construye en el estado de Jalisco la CFE, y de la revisión de información técnica en el área de la ingeniería de rocas, se presenta una propuesta metodológica para el estudio y diseño de futuras cavernas, que en principio es aplicable a los proyecto hidroeléctricos, pero que puede extrapolarse a obras subterráneas de características similares.

El P. H. La Yesca deja un precedente en cuanto a las condiciones geológicas en que se construyeron las cavernas; ningún proyecto de este tipo en México se había construido en condiciones tan adversas. No obstante, se puede concluir que el caso resultó exitoso y de mucho aprendizaje para los que participaron en él. Esta conclusión también hace reflexionar sobre las condicionantes y riesgos que deben ser evaluados con mucho detalle para avalar la factibilidad de un sitio antes de planear su construcción o para prever con un margen más o menos preciso los imprevistos que pueden presentarse y que pueden repercutir en incrementos en costo y tiempo.

La aplicación de la propuesta metodológica a próximos proyectos permitirá conocer si es factible reducir las diferencias entre los diseños iniciales y los definitivos que se obtienen al final de la construcción de las obras subterráneas. Lo anterior redundará en optimización de costos y tiempos de construcción, así como en minimizar los porcentajes de sobrecostos a un margen aceptable (menor al 10%).

La propuesta metodológica también se basa en la experiencia de proyectos previos construidos por la CFE, y toma en cuenta algunos conceptos del “método observacional” establecidos en el Eurocódigo 7.

Las conclusiones y recomendaciones derivadas de este trabajo son:

Investigaciones geológicas y geotécnicas

- Para definir la ubicación de la caverna o del complejo subterráneo, es fundamental comenzar con estudios de fotointerpretación del sitio, para identificar rasgos geológicos mayores (fallas regionales, lineamientos, zonas de colapsos o deslizamientos), y corroborarlos con levantamientos geológicos de superficie.
- Se debe realizar una planeación adecuada de los estudios. La adquisición gradual de la información geológica y geotécnica en etapas, permite identificar con antelación potenciales dificultades y/o riesgos que podrían dificultar o encarecer la obra. La definición de un modelo geológico es vital para detallar aspectos y eliminar incertidumbres geológicas hasta verificar que se tiene suficiente información para validar la factibilidad de construcción de un proyecto en un sitio previsto.
- La exploración directa por medio de la construcción de socavones y de la perforación de barrenos con recuperación de núcleos de roca, constituyen los principales elementos para investigar las condiciones del subsuelo. Para mejorar la calidad de muestreo, la tendencia actual en los trabajos de perforación es usar instrumentos como el barril triple giratorio en diámetro NQ o diámetros mayores (HQ o PQ3).
- Actualmente se realizan sondeos del tipo OPTV (Optical Televiewer) para obtener una imagen detallada y orientada de las paredes del sondeo y sondeos tipo ATV (Acoustic Televiewer) para obtener información sobre el tipo y la orientación de las fracturas. En ambos casos es posible determinar de manera realista el índice de calidad de la roca (RQD). Es recomendable incursionar en la utilización de estas herramientas.
- Los métodos indirectos, permiten complementar el conocimiento de la zona en estudio. De estos, la tomografía sísmica es una de las técnicas de mayor uso debido a la calidad de la información que se obtiene del subsuelo. Además, a partir de las velocidades de onda de compresión (V_p), es posible definir las propiedades de atenuación del medio o su capacidad de absorción de energía sísmica para obtener el módulo de atenuación (M_a) y con este parámetro definir el Factor de Calidad Q (que guarda un sentido similar al del parámetro Q de Barton). Con una adecuada calibración, el Factor de Calidad Q puede proporcionar datos del terreno relacionados con el estado de esfuerzos, la fracturación y la porosidad. Aun falta investigación en este sentido.

- Los ensayos clásicos de resistencia y deformabilidad in situ, continúan siendo valiosos para determinar las propiedades del macizo rocoso, sin embargo, por su costo y tiempo de ejecución, actualmente se realizan de manera muy selectiva. Para determinar la deformabilidad del macizo rocoso es común emplear el gato Goodman o los diferentes tipos de presiómetros para roca. Para obtener la resistencia de las discontinuidades, el ensaye más representativo es el corte directo. El estado de esfuerzos del macizo rocoso se determina con las técnicas comunes de relajación (roseta y gato plano) pero cada vez es más frecuentemente el uso del método del “Overcoring”. Los ensayos de laboratorio, en particular las pruebas de compresión simple, compresión triaxial y tensión son indispensables para definir el comportamiento de la roca intacta con base en el criterio propuesto por Hoek-Brown (1995).
- Para mejorar la caracterización de los macizos rocosos, es fundamental la implementación intensiva de levantamientos geomecánicos de campo. El análisis estadístico y probabilístico de los datos y la información de las diversas clasificaciones obtenidas en los afloramientos del sitio permiten definir la variabilidad de la masa rocosa en cuanto a su calidad geomecánica. En estos levantamientos deben involucrarse cada vez más a los ingenieros geotecnistas que se desarrollan en el ámbito de la mecánica de rocas.
- Para aplicar el Método Observacional (MO), es requisito contar con estudios “suficientes” y un modelo geológico confiable, que involucre la identificación de riesgos.

Caracterización geotécnica

- El modelo geotécnico del sitio debe afinarse con la información de investigaciones in situ. Dichas investigaciones deben enfocarse en dos objetivos: 1) determinar las propiedades físicas y mecánicas del macizo rocoso y 2) pronosticar el comportamiento del macizo rocoso en las excavaciones.
- Para definir el modelo geotécnico y los parámetros geomecánicos es práctica común aplicar los sistemas de clasificación de macizos rocosos, siendo los más apropiados: RMR, Q y el GSI. Para determinar el valor del GSI es usual la aplicación del método cualitativo propuesto por Hoek *et al.* (1995), sin embargo, en la actualidad se emplean las evaluaciones cuantitativas como las propuestas por Sonmez y Ulusay (1999), Cai *et al.* (2004) y Russo (2007, 2009). Este último autor, implementa además una estimación probabilística para tomar en cuenta la variabilidad o incertidumbre de los parámetros empleados para la obtención del GSI.
- Para predecir el comportamiento de excavaciones subterráneas se sugiere emplear el criterio propuesto por Russo y Grasso (2007), el cual utiliza una combinación de los resultados del análisis de esfuerzos y del RMR del macizo rocoso. También es recomendable usar la metodología propuesta por Stille y Palmström (2008), quienes proponen una metodología cualitativa para identificar el comportamiento del macizo rocoso, la cual toma en cuenta las siguientes variables: a) continuidad del problema de acuerdo con la escala de la excavación (medio continuo, discontinuo, mixto), b) estructura del macizo rocoso, c) nivel de

esfuerzos actuante, d) tiempo posterior a la excavación y e) las condiciones del agua subterránea. Para el caso de cavernas todavía es necesario desarrollar éstos criterios.

- El Método Observacional establece límites de comportamiento geotécnico y estructural, y se recomienda aplicar cuando se tiene un amplio rango de incertidumbre proveniente de la geología, la geohidrología, los parámetros geomecánicos y de la complejidad del proceso constructivo. El MO sugiere un diseño estándar basado en la selección de los parámetros del subsuelo, el “*moderadamente conservador*” o “*valor característico*” para operación permanente, el “*más probable*” para el periodo de construcción y el “*más desfavorable*” para los peores valores que se esperan en la práctica. Para una buena selección del “*valor característico*”, el diseñador debe tomar en cuenta las pruebas de laboratorio, su experiencia, los datos publicados, pruebas de campo y el potencial deterioro del terreno o macizo rocoso. Este criterio puede ser aplicado al GSI evaluado por el método cuantitativo (Russo, 2007, 2009).

Diseño geotécnico

- La definición del mejor lugar para alojar la caverna y la determinación apropiada de su geometría son los primeros aspectos a considerar en el diseño geotécnico. El sitio adecuado es aquél que contenga la menor incidencia de estructuras geológicas, con las mejores calidades de roca y en el que se pueda optimizar la orientación para que los sistemas de discontinuidades provoquen la menor afectación a la excavación.
- Los métodos de diseño más apropiados en el diseño de cavernas son los analíticos y los numéricos. Los métodos empíricos (basados en las clasificaciones geomecánicas) suelen ser muy útiles en macizos rocosos fracturados, y como medio de establecer las propiedades del macizo rocoso y los soportes requeridos de manera preliminar, pero no son un método de diseño. El Método Observacional bajo el criterio del Nuevo Método Austriaco (NATM), no ha sido del todo aplicado a cavernas.
- Los análisis geotécnicos deben evaluar invariablemente los mecanismos de bloques y cuñas máximas (revisión estructural) empleando análisis estereográficos, así como realizar análisis esfuerzo-deformación idealizando el medio como continuo o discontinuo de acuerdo al tipo de macizo rocoso. Para definir el tipo de análisis, se recomienda emplear el criterio definido por Barton (2010) en función del valor Q.
- En todo diseño, es fundamental considerar el procedimiento constructivo que se empleará, para acoplar los sistemas de soporte, definidos por condiciones geológicas, a las etapas de construcción.
- Debido a la heterogeneidad de los macizos rocosos es muy recomendable efectuar análisis de sensibilidad tomando la variación de las calidades de los macizos rocosos, el rumbo y echado de las discontinuidades que rigen la estabilidad y la variabilidad razonable de los parámetros de resistencia y deformabilidad.

- En la práctica común, la estabilidad de una caverna se evalúa en términos del factor de seguridad o del factor de resistencia (en los análisis esfuerzo-deformación); sin embargo, el MO recomienda revisar la seguridad en términos de la probabilidad, e inclusive realizar análisis de confiabilidad. Para el caso de cavernas, sería recomendable implementar de manera más frecuente las determinaciones en términos probabilísticos para obtener diseños más racionales sin afectar la seguridad.
- De contar con información de diseños previos y más aun de obras construidas, es conveniente hacer una comparación de los resultados del diseño con los casos documentados, para tener un mejor juicio en la determinación de los sistemas de soporte y de los métodos constructivos.
- Respecto a los elementos de soporte, no se ha tenido una evolución significativa. Continúan vigentes los cables o anclajes (de fricción o de tensión) y el concreto lanzado (reforzado con mallas de acero o con fibras metálicas), además de los sistemas de drenaje del macizo rocoso para aliviar presiones hidrostáticas del agua de filtración. Durante la construcción, en casos especiales se emplean reposiciones de concreto (para estabilizar zonas alteradas y de mala calidad), costillas de concreto lanzado reforzadas con armaduras de acero en la bóveda y elementos de contención como puntales para la estabilidad de las paredes. Como soporte secundario, es común el empleo de concreto hidráulico, aunque la tendencia es sustituirlo por concreto lanzado reforzado con fibras de acero.
- Siendo los anclajes el principal refuerzo de la roca, es conveniente aclarar que la durabilidad de estos anclajes a largo plazo no está muy definida, por lo cual es de suma importancia implementar en proyectos futuros la aplicación de protecciones anticorrosivas para el acero de las anclas como en las placas de reparto. Por otro lado, conviene desarrollar investigaciones para evaluar los efectos y consecuencias de la corrosión en los anclajes.
- En la etapa de diseño también se debe definir un proyecto de instrumentación detallado, incluyendo criterios para evaluar el comportamiento de la excavación (parámetros de control o críticos) y planes de contingencia, para aplicarlos en caso de que se presenten cambios en las condiciones geológicas estimadas. El Método Observacional sugiere estos aspectos.

Etapa de Construcción

- De acuerdo con la metodología, es recomendable el empleo del Método Observacional durante la construcción a fin de ir revisando continuamente el diseño original y realizar las adecuaciones necesarias. Monitorear el comportamiento de la excavación y adoptar los planes de contingencia en caso de ser necesario.
- La excavación en roca se realiza por métodos convencional (uso de explosivos), y en el caso de cavernas, requiere de una cuidadosa planeación en función del arreglo de la caverna o cavernas y de los accesos temporales (para ventilación y retiro de rezaga) y definitivos (para la operación de la Central). El empleo de equipos modernos (jumbos hidráulicos de tres brazos, los hidrotracks,

retroexcavadoras y camiones de volteo de gran capacidad) hacen eficiente los procesos de excavación.

- La excavación de la bóveda de la caverna representa uno de los puntos críticos de éxito, por lo cual debe tenerse la seguridad de implementar el soporte suficiente y adecuado e instalar la instrumentación que permita evaluar posteriormente su comportamiento. De existir condiciones geológicas adversas, conviene planear la construcción de galerías piloto y en su caso, proyectar galerías sobre la bóveda, unos 8 o 10 m arriba, para tener la posibilidad de instalar anclajes adicionales que complementen a los ya colocados desde la caverna.
- Las paredes mayores de la caverna son las que exhiben las condiciones más desfavorables de estabilidad, por cual es necesario realizar la excavación en banqueos (de 3 a 8 m, como máximo) y colocar los sistemas de soporte completos en cada etapa de banqueo. La instrumentación geotécnica por medio de extensómetros debe ser implementada en cada nivel de excavación o en sitios específicos donde se identifiquen problemas potenciales.
- Cuando se trata de un conjunto de cavernas, como lo es el caso de la casa de máquinas y la galería de oscilación de un proyecto hidroeléctrico, los puntos críticos son las interconexiones entre excavaciones y el pilar central que divide dichas cavernas. Debe tenerse especial cuidado en la revisión de la estabilidad de dicho pilar y preverse tratamientos de anclaje que puedan empalmarse a fin de garantizar la estabilidad.
- Es recomendable que durante la construcción de las obras subterráneas se lleve un seguimiento geotécnico muy riguroso, que incluya, un mapeo o cartografía y análisis de las distintas condiciones de la roca que aparezcan. Asimismo, emprender una campaña de instrumentación oportuna y adecuada para la toma de decisiones. Es conveniente que los modelos geomecánicos de proyecto se actualicen hasta adaptarlos a las condiciones reales. Otro factor que debe vigilarse es la carga de explosivos por tiempo, para evitar el daño a la roca y a las estructuras vecinas.
- En la etapa de construcción vuelve a ser relevante el uso de clasificaciones geomecánicas al tenerse información de detalle sobre las condiciones del subsuelo que fácilmente pueden ser identificadas en cualquiera de las clases de macizos rocosos, para ratificar o rectificar los tratamientos de diseño, así como modificar el tiempo y los avances máximos sin sostenimiento.
- Adicionalmente deben implementarse sistemas de control de calidad que verifiquen el cumplimiento de las especificaciones en cuanto a los sistemas de anclaje, drenaje, concreto lanzado y otros tratamientos de la roca.

La utilidad de contar con una metodología para el estudio y diseño de cavernas, debe verse reflejada al momento de su puesta en práctica y de evaluar sus resultados. Si estos no son congruentes con lo planeado, deben hacerse las correcciones pertinentes y enriquecerla con los nuevos conocimientos. En cualquier caso, se sugiere documentar las experiencias técnicas para conformar un expediente técnico que permita el crecimiento del acervo en esta especialidad de la geotecnia y que su vez ayude al perfeccionamiento de esta propuesta.

Se reitera que en ningún momento una metodología sustituirá al conocimiento, experiencia y juicio del ingeniero geotécnico, sino que ésta será una herramienta más de diseño.

Finalmente, se debe enfatizar en la necesaria calidad que deben tener los estudios previos para el diseño y construcción de las obras subterráneas, ya que en función de éstos es que podrán construirse obras seguras, funcionales, con los menores imprevistos y costos durante su ejecución.

Aportaciones de la tesis:

- La documentación de un caso de diseño y construcción de cavernas en roca, en el que interviene un grupo multidisciplinario de ingenieros y técnicos, destacando los problemas geotécnicos y las soluciones implementadas que permitieron concluir con éxito la excavación, a pesar de condiciones geológicas adversas. De forma particular, documentar la importancia de los mapeos geotécnicos realizados de manera sistemática en el P. H. La Yesca, cuyos registros fueron desarrollados por el personal del Departamento de Mecánica de Rocas de la CFE, ya que resultó una herramienta valiosa para la comprensión del comportamiento de la excavación y de la adopción oportuna de las medidas de contingencia durante la fase de construcción.
- Destacar las investigaciones geológicas y geotécnicas necesarias que continúan vigentes en la mecánica de rocas y presentar las técnicas usadas en la práctica actual, así como los nuevos criterios de caracterización de macizos rocosos, de identificación de riesgos y la tendencia de los métodos de análisis.
- Establecer una propuesta metodológica de diseño, con base en la experiencia de las cavernas construidas por la CFE, y la aplicación de los conceptos del Método Observacional para optimizar el diseño y la construcción de estas obras.

REFERENCIAS

Capítulo 2

Attewel, P. B. y Farmer, I. W. (1976). Principles of engineering geology. Chapman and Hall, Londres.

Bahena, J. A., Ibarra, J., y Arana S., (2008, 2009, 2010). Recomendaciones varias emitidas durante la construcción de la obra de generación, documentos con nomenclatura MR-No. Consecutivo / año de emisión. GEIC, Comisión Federal de Electricidad. México.

Barton, N. y Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mechanics, vol. 10, No. 1

Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering rock mass classifications. Jhon Wiley and Sons, Inc.

Camacho, G., Sánchez, A., Franco, M., Parra, A. y Delgado, M. A. (2007). Informe geológico final de la etapa de preconstrucción del P.H. La Yesca, Jalisco-Nayarit. Superintendencia de Estudios Zona Pacífico Norte, Departamento de Geología, GEIC, Comisión Federal de Electricidad. México.

Comisión Federal de Electricidad (CFE). (2008-2011). Reportes semanales de las mediciones de la instrumentación. Oficina de Mediciones, Subgerencia de Comportamiento de Estructuras, GEIC. México.

Comisión Federal de Electricidad. (2006). Paquete técnico de las bases de licitación del P.H. La Yesca. Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos. México.

Comisión Federal de Electricidad. (2008-2011). Levantamientos de detalle para conformar los planos "as built". Departamento de Geología, GEIC. México.

Gamma, F. et al. (2010). Estudio Hidrogeoquímico e isotópico para determinar el origen del agua que se infiltra en las obras subterráneas que se construyen en ambas márgenes del P. H. La Yesca. Departamento de Geohidrología, GEIC, Comisión Federal de Electricidad. México.

Hoek, E. and Brown, E. T. (1980). Underground excavation in rock. The Institution of Mining and Metallurgy. London.

Hoek, E. Kaiser, P. K. y Bawden, W. F. (1995). Support of underground excavations in hard rocks. Balkema.

Hoek, E. y Brown, E. T. (2002). Hoek-Brown failure criterion. 2002 edition.

Ibarra, J., Talonia, U. y Castellanos, F. (2006). Informe No. 06-064-SGM/R "Recomendaciones de tratamientos de la roca para la excavación de la Obra de Generación (obra de toma, tuberías a presión, casa de máquinas, túneles de aspiración, galería de oscilación, túnel de desfogue, plataforma de subestación y obras auxiliares). Departamento de Mecánica de Rocas, GEIC, Comisión Federal de Electricidad. México.

Capítulo 3

Hoek, E. (1993). Design of large underground caverns – a case of history based on the Mingtan pumped storage project in Taiwan.

Wittke, W. (1990). Rock mechanics theory and applications with case histories. Berlin.

Capítulo 4

Auvinet, G. (2002). Decimosexta conferencia Nabor Carrillo, Incertidumbre en geotecnia, XXI Reunión nacional de la sociedad mexicana de mecánica de suelos, Querétaro, México 2002.

Barton, N. (2010). Presentaciones en Quito, Ecuador. 1) Visión de la mecánica de rocas para la clasificación de los macizos rocosos en los aprovechamientos Chespi y Chirapi y 2) Aspectivos constructivos de las excavaciones de túneles hidráulicos y los métodos de excavación aplicables. Ecuador.

Bieniawski, R. Z. (2011). Errores en la aplicación de las clasificaciones geomecánicas y su corrección, Madrid.

Bobet Antonio. 2010. Numerical methods in geomechanics. The Arabian Journal for Science and Engineering, Volume 35, Number 1B.

Cai M., Kaiser P.K., Uno H., Tasaka Y. y Minami M. (2004): Estimation of Rock Mass Deformation Modulus and Strength of Jointed Hard Rock Masses using the GSI system. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, no. 41, pp. 3-19.

CIRIA. (1999). The Observational Method in Ground Engineering: Principles and Applications. Report 185 Construction Industry Research and Information Association. London.

European geotechnical thematic network (GeotechNet). (2000). Innovative design tools in geotechnics, Observational design tools in geotechnics and finite element method, Part 1. The observational method in geotechnics.

González de Vallejo, Luis I. (2002). Ingeniería Geológica, Pearson, Madrid.

Guide to Cavern Engineering (GEOGUIDE 04). (1992). Geotechnical Engineering office, Civil Engineering Department, The Government of the Hong Kong, Special Administrative Region.

Hack and Price. (1995): Determination of discontinuity friction by rock mass classification. Reprint: Proc. 8th International Society for Rock Mechanics (ISRM) congress, Tokyo, Japan. pp. 23-27.

Hoek E., Brown E.T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. Submitted for publication to the Int. J. Rock Mech. Min. Sc. & Geomech. Abstr.

Hoek E., Kaiser P.K. y Bawden W.F. (1995): Support of Underground Excavations in Hard Rock. Balkema, Rotterdam.

Manuel Romana y José B. Serón. (2003). Formatos normalizados para la toma de datos de campo a usar en las clasificaciones geomecánicas RMR, Q y SMR. Universidad Politécnica de Valencia. Jornadas Hispano-Lusas sobre obras subterráneas, Madrid.

Palmström A. and Stille H. (2010). Rock engineering. Published by Thomas Telford Limited, 40 Marsh Wall, London E14 9TP. www.thomastelford.com, Stockholm 2010.

Palmström A. (1995). RMI – a rock mass characterization system for rock engineering purposes. Tesis de Doctorado, Oslo University, Norway.

Palmström A. (1996). Characterizing rock masses by the RMI for use in practical rock engineering (Part 1). Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 11, no. 2, pp. 175-188.

Palmström A. (2005). Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 20, pp. 362-377.

Progeo (2011). Proyecto Chespi-Palma Real, Informe Final, Anexo 3 -Geología y geotecnia, Apéndice G- Investigaciones geofísicas, campaña PROGEO.

Rivera Alfonso. 2007. Groundwater modelling: from geology to hydrogeology. Geologic Survey of Canada.

Russo. G, Geodata SpA (2009). A new rational method for calculating the GSI. Turin, Italy.

Russo. G, Geodata SpA. A simplified rational approach for the preliminary assessment of the excavation behavior in rock tunneling. Turin, Italy

Russo G. (2007). Improving the reliability of GSI estimation: the integrated GSI-RMI system, ISMR Workshop: Underground Works under Special Conditions.

Russo G. (2009). A new rational method for calculating the GSI. Tunnelling and Underground Space Technology, no. 24, pp. 103-111

Schneider, B. (1967). Moyens Nouveaux de Reconnaissance des Massifs Rocheux”, Annales de l'ITBTP, No. 235-236, Paris.

Sonmez H. y Ulusay R., (1999). Modifications to the Geological Strength Index (GSI) and their applicability to stability of slopes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* no. 36, pp. 743-760.

Yong-II Kim, B. Amadei, E Pan. (1999). Modelling effect of water, excavation sequence and rock reinforcement with discontinuous deformation analysis. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36 (1999) 949-970.

Anexo A

TABLAS DEL ESTUDIO GEOLÓGICO

FALLA	ACTITUD	ESPESOR (m)	CONTINUIDAD (m)	RELLENO	OBSERVACIONES (OBRA CIVIL QUE AFECTA)
RODADEROS	N40-65°W/ 55-63°NE	0,15 a 0,60	70,0	Roca fracturada y arcilla	Estructura alabeada. Plano de falla ondulado y rugoso, asociado a intenso fracturamiento. Probable afectación en codos superiores de Tuberías a presión, en combinación con las fallas La Sabanilla y Crucero-Pitayo.
CRUCERO- PITAYO	N30-40°E/ 63-37°SE	5,0 a 12,0	250,0	Brecha y arcilla	Afecta obra de toma, taludes de subestación, codos superiores de tuberías a presión, Lumberas de buses y ventilación, tímpanos orientales de cavernas de casa de máquinas y galería de oscilación y desfogue. Zona de cizallamiento y alteración de 5,0 a 35,0 m de espesor.
LA SABANILLA	N22-26°E/ 60-62°SE	0,30 a 0,60	200,0	Brecha silicificada y arcilla	Afecta los taludes poniente de la plataforma de la subestación, codos superiores de tuberías a presión, Lumberas de buses y ventilación y desfogue. Zona de cizallamiento de hasta 5,0 m.
PILAR	N58-70°E/ 56°SE	0,20 a 0,60	120,0	Brecha y arcilla	Incide en el pilar entre casa de máquinas y galería de oscilación, probable afectación sobre techo de los túneles de aspiración
LA ESPERANZA	N77°E/57°NW	0,20 a 0,80	150,0	Brecha, arcilla y óxidos	Roca triturada con arcilla de hasta 0,20 m de espesor; zonas de cizalla al alto y al bajo, se estima que afecta en bóveda y tímpano poniente de casa de máquinas
DESFOGUE- PILARES	N83-88°W/ 43 -63°NE a N83°E/62°NW	0,30 a 2,80	300,0	Brecha, Roca fracturada y arcilla	Zona de roca brechada con abundante caolín entre planos de intenso fracturamiento. Afecta el Túnel de desfogue. Continúa hacia la margen izquierda y corresponde con el sistema Pilares
F-180	N70°W/54°NE	0,60 a 1,00	450,0	Roca cizallada, arcilla	Afecta el desfogue, continúa hacia la margen izquierda y corresponde con el sistema Pilares
COLAPSO NORTE	E - W/70°N	N.D.	600,0	-	Falla gravitacional que afecta a los taludes frontales de la obra de toma y plataforma de operación de compuertas y de ventiladores.
EL BANCO	N08°W/58°NE	0,3 a 0,8	200,0	Brecha silicificada y arcilla	Zona de cizallamiento asociada de hasta 5,0 m, posible vía de agua perpendicular al plano de estanqueidad.

FALLA	ACTITUD	ESPESOR (m)	CONTINUIDAD (m)	RELLENO	OBSERVACIONES (OBRA CIVIL QUE AFECTA)
EL DESCANSO	N10°E/81°SE	0,30	120,0	Brecha, roca cizallada, arcilla	Con las fallas Sabanilla y Crucero-Pitayo define un gran bloque que alojará casa de máquinas y galería de oscilación.
EL ESCALÓN	N10°E/82°SE	0,30	120,0	Brecha, roca cizallada, arcilla	Zona de cizallamiento asociada de hasta 3,0 m, posible vía de agua perpendicular al plano de estanqueidad.
COLAPSO SUR	N45°W/65°SW	N.D.	400,0	Roca cizallada, arcilla	Planos estriados asociados a un intenso fracturamiento. Afecta a la zona SE de la subestación, salida del desfogue y zona de talleres.
LA RESORTERA	N52°E/44°NW	0,15 a 0,80	50,0	Roca cizallada, arcilla	Estructura de relativa poca continuidad, producto de reacomodo de bloques, relacionada con una zona de roca cizallada de hasta 1,5 m. Afecta la parte superior del talud izquierdo y una porción del talud frontal de obra de toma.
<i>Tabla 2.1.A.- Fallas más importantes con expresión superficial que afectan a las obras de generación (continuación).</i>					

SITIO	LITOLOGÍA	SISTEMAS ESTRUCTURALES	CONDICIÓN GEOLÓGICA
FRENTE PRINCIPAL	0+000 a 0+264,0 m, dacita porfídica,; afectada por dique diabásico en 0+045,0 m	Fallas y fract = N89°W/57°NE Fallas y fract = N39°E/38-52°SE fracturas = N16°E/69°SE fracturas = N53°E/73°NW Seudoestrat = N20-59°W/25-57°SW	Roca muy dura, pero fracturada, óxidos de hierro y manganeso y arcilla caolinítica entre fracturas, es una roca de regular a buena calidad.
	0+264,0 m a 0+320,0 m, riodacita fluidal silicificada		Roca muy dura, fracturas selladas por calcita, poca arcilla, buena calidad, excepto de 0+280,0 a 0+295,0 m, donde la calidad es de regular a mala.
	0+320,0 a 0+327,0 m, cuerpo intrusivo ácido pórfido riodacítico		Roca intensamente alterada, con fuerte fracturamiento asociado a la falla Crucero-Pitayo, gran cantidad de arcilla y óxidos, mala calidad de roca.
	0+327,0 a 0+335,0 m, roca brechada,		0+327,0 a 0+335,0 m zona de falla Crucero-Pitayo, muy mala calidad de roca fuertemente alterada, abundante arcilla y óxidos
	0+335,0 m a 0+340,0 m, riodacita fluidal		Roca muy alterada y fracturada influencia de la falla Crucero-Pitayo, gran cantidad de arcilla y óxidos, mala calidad de roca.
CRUCERO 0+290,6 IZQUIERDO	0+000 a 0+021,5 m, riodacita fluidal silicificada	Fallas y fract = N86°E/66°NW Fallas y fract = N39°E/40-51°SE Fallas y fract = N23°W/69°SW Seudoestrat = N48°W/58°SW	0+000 a 0+021,5 m, roca muy dura muy fracturada con poco relleno de arcilla, fallas con arcilla y óxidos, calidad mala a regular.
	0+021,5 a 0+027,0 m, falla Crucero-Pitayo.		Material de falla, roca triturada y molida, con gran contenido de arcilla en respaldos, muy mala calidad.
	0+027,0 m, a 0+100,0 m, riodacita fluidal, silicificada		Roca muy dura, fracturamiento intenso, fracturas selladas por calcita a parcialmente cerradas, relleno de arcilla, calidad regular.
	0+100,0 a 0+180,0 m, dacita porfídica.		Roca dura muy fracturada, poca arcilla, regular calidad. En 0+175,0 m, dique diabásico con respaldos arcillosos oxidados
CRUCERO 0+180,0 IZQUIERDO	0+000 al 0+070,00 m, dacita porfídica,	fracturas = N20°E/70°SE Fallas y fract = N83°W/60°NE Fallas y fract = N40°E/41°SE Fallas y fract = N65°E/65°NW Seudoestrat = N18°W/40°SW	Roca dura, compacta, muy fracturada por efecto de numerosas fallas con respaldos arcillosos, fracturas con arcilla. Mala calidad.
	0+070,0 a 0+077,0 m, falla Crucero-Pitayo.		Roca brechada, material de falla, roca triturada y molida, con gran contenido de arcilla en respaldos, muy mala calidad.
	0+077,0 a 0+095,0 m dacita porfídica		Roca muy dura, fuerte oxidación, intenso fracturamiento, fracturas abiertas a parcialmente abiertas, abundante arcilla y óxidos de hierro, presencia de huecos. Mala a regular calidad.
	0+095,0 a 0+124,0 m Dacita porfídica		Roca muy dura, fuerte oxidación, intenso fracturamiento, relleno de abundante arcilla y óxidos de hierro. Mala a regular calidad.
Tabla 2.2.A.- Condiciones geológicas en el socavón exploratorio 04 MD.			

FALLA	CARACTERÍSTICAS	ACTITUD	ESPESOR (m)	LOCALIZACIÓN
F-7	Cizallamiento con roca triturada, planos ondulados con arcilla	N75°E/52-60°NW	1,20	0+040,0 m. Soc. 04 MD afectará al desfogue cerca del portal de salida conjugada con dique diabásico.
F-11	Zona de cizallamiento, arcilla entre planos, influencia 4,5 m.	N78°E/48°NW	2,00	0+094,0 m. Soc. 04 MD será cortada por el desfogue, intersecando con la Crucero-Pitayo.
F-13	Zona de brecha y franja de cizalla, calcita en fracturas y arcilla en respaldos.	N80°E/50°NE	0,80	0+115,0 m. Soc. 04 MD Probable afectación en accesos a CM y GO
F-15	Zona de cizalla, arcilla entre planos, roca triturada en respaldos con fracción arenosa.	N87°E/48°NW	1,00	0+134,0 m. Soc. 04 MD Será intersecada por los accesos a casa de máquinas y galería de oscilación.
F-17	Zona de brecha, fragmentos de roca empacados en arcilla. Respaldos con mucha arcilla.	N85°W/48°NE	1,20	0+159,0 m. Soc. 04 MD Será cortada por túneles de acceso a casa de máquinas y galería de oscilación.
LA ESCONDIDA	Planos de falla ondulados entrecruzados, con relleno de roca triturada y arcilla.	E-W/49°N a N82°W/55-59°NE	3,00	0+187,0 m. Soc. 04 MD; 0+025,0 m y 0+095,0 m. Crucero 0+180 izq. Afecta pilar entre CM. y GO y túneles de aspiración.
F-180	Roca triturada asociada a zona de cizalla, tanto al alto como al bajo, con respaldos arcillosos.	N75°W/47°NE	0,60 a 1,00	0+203,0 m. Socavón 04 M.D. Afectará bóveda y pared de aguas arriba de CM. zona de descarga de tuberías a presión.
PILAR	Varios planos de falla ondulados de bajo ángulo, con roca brechada, relleno arcilloso y escasa fracción arenosa.	N58-70°E/35-52°NW	0,15 a 3,50	0+246,5 - 0+254,0 m. Soc. 04' M.D. y de 0+094,0 - 0+102,0 m. Crucero 0+180 izq. Afecta pilar entre CM y GO y Túneles de aspiración.
PF-5	Planos de falla de bajo ángulo, con roca brechada, arcilla y escasa fracción arenosa.	N70°E/33°NW	0,45 a 1,50	0+270,0 m. Soc. 04 M.D. Afecta bóvedas de CM y GO, pilar entre ambas cavernas, lumbreras de ventilación y tramo horizontal de tuberías de presión.
LA ESPERANZA	Roca triturada, bandas de arcilla de hasta 0,20 m de espesor; zonas de cizalla al alto y al bajo, abundantes óxidos.	N73°E/57-32°NW	0,5 a 0,80	0+306,0 m. Soc. 04 M.D. y 0+087,0 m Crucero 0+290,6 izq. Afecta clave y tímpano oeste de CM y tramo horizontal de tuberías a presión.
CRUCERO-PITAYO	Zona de roca triturada, arcilla plástica en respaldos (5-40 cm), planos ondulados dentro de la zona principal de falla.	N40°E/40°SE	3,50 a 7,50	0+325,5 a 0+334,50 m. Soc. 04 MD, 0+021,5 a 0+027,0 m Crucero 0+290,6 izq. y 0+070,0 a 0+077,0 m Crucero 0+180 izq. Afectará lumbreras de buses y ventilación, tímpanos orientales de cavernas de CM y GO y desfogue.

FALLA	CARACTERÍSTICAS	ACTITUD	ESPESOR (m)	LOCALIZACIÓN
LA QUEBRADA	Roca triturada con abundante arcilla y roca brechada	N35°E/75°SE	1,50	0+072,0 m. Crucero 0+290,6 izq. Afectará la parte media de la CM y el tímpano oriental de la GO
EL GOTERO	Plano de falla, con 3 cm de arcilla de color blanco, al alto zona de cizalla, goteo continuo.	N38°W/60°NE	0,30	0+097,0 m. Crucero 0+290,6 izq. Afectará codos inferiores de tuberías a presión.
EL YONQUE	Zona de cizalla, intenso fracturamiento, poca arcilla entre fracturas, respaldos con arcilla y roca triturada.	N78°W/50-77°NE	0,20 a 0,80	0+110,0 a 0+175,0 m. Crucero 0+290,6 izq. Conjugada con falla gotero afectará codos inferiores de tuberías a presión.
<i>Tabla 2.3.A.- Principales fallas geológicas identificadas en el socavón 04 M.D. y cruceros de exploración (continuación).</i>				

UNIDAD GEOFÍSICA		VELOCIDAD (Km/s)	RESISTIVIDAD (Ω -m)	ESPESOR MÁXIMO (m)	CORRELACIÓN GEOLÓGICA	CALIDAD DE ROCA ESTIMADA
U1	U1A	0,55 – 0,8	90 - 241	6	Aluviones (Qal).	mala
	U1B	0,45 – 0,9	66 - 694	21	Depósitos de talud (Qdt).	mala
	U1C	0,5	536 - 694	5	Arenas pumicíticas (Qap).	mala
	U1D	0,7 – 1,5	44 - 941	72	Dacita porfídica (Tmid) y Riodacita fluidal (Tmird) muy fracturadas a fragmentadas y pórfido riodacítico (Tgr) muy alterado,	mala
U2	U2B	2,0	67 - 102	Indefinido	Dique pórfido riodacítico (Tgr) fracturado, medianamente alterado.	regular
	U2C	1,5 – 2,4	18 - 97	93	Dacita porfídica (Tmid) muy fracturada a medianamente fracturada, con arcilla y óxidos y sulfuros diseminados	mala a regular
		1,6 – 2,2	120 - 698	58		regular
	U2D	1,6 – 2,3	22 - 40	98	Riodacita fluidal (Tmird), silicificada, fracturada, oxidada y con diseminación de sulfuros	mala a regular
		1,5 – 2,0	80 - 126	34		regular
U3	U3B	3,0	603	Indefinido	Dique pórfido riodacítico (Tgr) Roca inalterada y poco fracturada.	buena
	U3C	2,8 – 3,0	22 - 164	120	Dacita porfídica (Tmid) inalterada, fracturada con poca arcilla y óxidos, sulfuros diseminados.	regular a buena
		3,4 – 3,6	169 - 804	65		buena
	U3D	3,1	32 - 141	Indefinido	Riodacita fluidal (Tmird), silicificada, escasamente fracturada y con diseminación de sulfuros.	buena
		3,1 – 3,5	158 - 2251	Indefinido		buena

Tabla 2.4 A.- Unidades geofísicas en la zona de obras de generación, P. H. La Yesca, Jalisco-Nayarit. Nota: Ver figura 2.5 (cap. 2) para descripción de unidades litológicas (columna litológica)

SONDEO	PROF (m)	LITOLOGÍA	ZONAS DE FALLA	REC. (%)	RQD (%)	PERM. (U.L.)	OBSERVACIONES
BYSKD-04	255,0	0,0-195,0 m Tmid 195,0-255,0 m Tmird	194,0 m y 230,0 m	85% Tmid 60 a 80% Tmird	20 a 90% Tmid 0 a 40% Tmird	50,0 a 240,0 m 0 a 5,4 U.L (Impermeable)	Barreno realizado en la etapa 2004-2005 para explorar casa de maquinas
BYSKD-06	108,2	0,0 a108,20 m Tmid	---	---	---	---	Barreno para explorar zona de casa de máquinas, fue perforado con broca tricónica.
BYSKD-16	232,0	0,0 a 2,0 m Qdt 2,0 a 192,0 m Tmid 192,0 a 232,0 m Tmird	Zona de brechas de 116,0 a 177,0 m.	60 a 80% Tmid 60 a 90% Tmird	40 a 60% Tmid 50 a 70% Tmird disminuye en zonas de brecha	23,0 a 45,0 m 10,96 a 18,24 U.L (Permeable) 60,0 a170,0 m 2,80 a 8,92 U.L. (Impermeable)	Para explorar tramo vertical de tuberías de presión de uno de los diseños . La Tmid está silicificada a partir de 99,0 m, lo que incrementa su dureza y cohesividad. 177,0 a 192,0 m toba lítica brechoide que señala la base de la Tmid.
BYSKD-24	80,0	0,0 a 12,90 m Tmid 12,90 a 16,0 m Qdd 16,0 a 80,0 m, Tmid	79,9 a 80,0 m brecha parc. cementada	0,0 a 60,0 m, 70 a 90%. 60,0 a 73,0 m (túnel de desfogue) 35 a 50%;	0,0 a 23,0 m, 0,0 a 47%. 23,0 a 60,0 m 12 a 78% 60,0 a 73,0 m (túnel de desfogue) 0,0 a 10%	Sin pruebas de permeabilidad	Exploración del portal de salida del desfogue Los primeros 28,55 m se perforaron con diámetro HQ, a partir de esta profundidad y hasta el fondo total del sondeo se perforó con diámetro NQ.
BYSKD-54	135,65	0,0 a 82,0 m 82,5 a 85,95 y 86,1 a 135,65 m Tmid 82.0 a 82.5 y 85.95 a 86.1 m Tgr		0,0 a 26,0 m 20 a 50% 26,0 a 135 m 100%	0,0 a 26,0 m 20 a 40% 26,0 a 135 m 90 a 100%	Sin pruebas de permeabilidad	Exploración de los taludes occidentales de la plataforma de la subestación de transformadores. Roca muy competente de buena a excelente calidad.

Tabla 2.5 A.- Resultados de la barrenación exploratoria en la zona de obras de generación del P. H. La Yesca, Jalisco-Nayarit. Nota: Ver figura 2.5 (cap. 2) para descripción de unidades litológicas (columna litológica)

OBRAS	TIPO DE ROCA EN LAS EXCAVACIONES	PRINCIPALES ESTRUCTURAS GEOLÓGICAS	CONDICIONES GEOLÓGICAS EN LAS EXCAVACIONES
Obra de Toma	Dacitas porfídicas (Tmid) en talud frontal	Colapso Norte, Crucero-Pitayo y La Resortera	A partir del terreno natural es necesario remover materiales no consolidados con espesor de 20 m (40,0 m en forma horizontal). Los cortes finales en rocas duras; masa rocosa fracturada y descomprimida, velocidad compresional de 1,5 a 2,0 km/s. Probable formación de cuñas por intersección de planos de Falla Colapso Norte con Crucero-Pitayo y La Resortera. En talud
Tuberías de Presión	Dacitas porfídicas (Tmid) Desde la bocatomía y hasta la elevación. 472,0 del tramo vertical	Crucero-Pitayo en tramo horizontal y codo superior	Roca de calidad regular a buena, con RQD de 60 a 75% en barrenos 16 y velocidades compresionales de 3,0 a 3,4 km/s
	Contacto Tmid y Tmird En tramo vertical a la elev. 430 a 410,	Contacto Tmid y Tmird de mala calidad	Contacto litológico Tmid – Tmird entre las elevaciones 430 a 410, por lo que se pronostica la existencia de una zona de roca muy fracturada en el contacto, con bajos valores de RQD obtenidos en los barrenos 4 y 16.
	Riodacita fluidal Tmird En tramo horizontal y codo inferior de las tuberías.	Las fallas La Esperanza, El Tope, El Yunque y Gotero	Roca ligeramente silicificada y pseudoestratificada de regular a buena calidad, con RQD de 70 a 80% en barrenos 16.
Casa de máquinas	dacitas porfídicas (Tmid); Riodacita fluidal (Tmird).	La Falla Pilar y Contacto Tmid y Tmird de mala calidad	Rocas de regular a buena calidad,. El contacto de mala calidad se presenta desde la bóveda de la pared Este, con una inclinación de 25° hacia el piso de la pared del tímpano oeste, por lo que la excavación de la caverna ocurrirá en Tmid arriba del contacto y en Tmird en la parte inferior del mismo. Se definieron bloques en la bóveda y paredes de la excavación, ver formación de bloques en Figuras 11,12 y 13.
Túneles de aspiración	dacitas porfídicas (Tmid); Riodacita fluidal (Tmird).	Fallas Pilar y La Escondida	Rocas de regular a buena calidad , contacto litológico entre Tmid y Tmird; los bloques que se formen son por la confluencia de las fallas Pilar y La Escondida. La condición más crítica que pudiera presentarse corresponde a la falla pilar afectando la bóveda de los túneles de aspiración
Lumbreras de buses	dacitas porfídicas (Tmid)	Crucero-Pitayo entre elevaciones 480 y 500	Tmid, dura de regular a buena calidad ; velocidad compresional de 2,4 a 3,0 Km/s; y RQD 25 a 50% o menores en el barrenos 4
Galería de Oscilación y desfogue	dacitas porfídicas (Tmid)	Crucero-Pitayo en tramo de la parte media del desfogue	Rocas de regular a buena calidad. La falla Crucero-Pitayo se espera en la parte media del túnel de desfogue

Tabla 2.6 A.- Condiciones geológicas pronosticadas para las excavaciones de la obra de generación del P. H. La Yesca, Jalisco-Nayarit.

Sistema	Discontinuidades más importantes	Fr = Frecuencia (fracturas por metro lineal)	Ru = Rugosidad Ab = Abertura (cm) y relleno	Observaciones
S1 N79°E/62°NW	Fallas F-17, La escondida, Pilar, PF-5, La Esperanza y fracturas	3 a 4 y en ocasiones hasta 10. Planos de falla importantes a cada 20,0 m	Ru = Ondulada-rugosa, a rugosa plana. Ab = 0,1 a 0,3 rellenos de arcilla y calcita, parcialmente roca-roca	Es un fracturamiento frecuente y seco.
S2 N25°E/67°SE	Fallas Crucero-Pitayo, La Quebrada y fracturas	4 y hasta 8, en zonas de falla	Ru = Plana-lisa, plana-rugosa y ondulada-lisa Ab = 0,01 a 0,3, relleno de arcilla, poca calcita En roca sana fracturas cerradas	Es continuo, con óxidos de hierro entre fracturas. La falla Crucero-Pitayo contiene mucha humedad y una franja de alteración de 3,0 a 35,0 m al bajo
S3 N30°W/68°NE	Falla El Gotero y fracturas	1 a 10, las fallas más relevantes aparecen a cada 20,00 m	Ru = Ondulada-rugosa, en Ab = 0,01 a 4, relleno de arcilla, en roca sana fracturas cerradas con pátina de óxidos de hierro, parcialmente roca-roca.	Es abundante y continuo. La falla El Gotero presenta goteo continuo de agua.
S4 pseudo N50°W/54°SW	Seudoestratificación	3 a 2	Ru = Ondulada-lisa, plana-rugosa Ab = generalmente esta en contacto roca-roca	Se presenta en las dos unidades litológicas del sitio y es muy frecuente

Tabla 2.7 A.- Características de los principales sistemas estructurales de la zona de las cavernas de casa de máquinas y galería de oscilación.

Anexo B

TABLAS DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

Tabla 2.1.B.- Resumen de los resultados de laboratorio de la ignimbrita dacítica porfídica (Tmid).

P.H. LA YESCA, JAL.-NAY.
Propiedades índice y mecánicas de la roca intacta
Ignimbrita Dacítica Porfídica (Tmid)

BARRENO	NO. MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	PROPIEDADES ÍNDICE						PROPIEDADES MECÁNICAS			VELOCIDADES SÓNICAS Y PROPIEDADES ELÁSTICAS*			
			γ _r Amb. (kN/m ³)	γ _r Sat. (kN/m ³)	ω ⁰ Sat. (%)	i (%)	a (%)	Ia (%)	Compresión simple		Tensión indirecta	Velocidades		E (Mpa)	ν
									R _c Sat. (MPa)	E ₁₅₀ Sat. (MPa)	R _t Sat. (MPa)	VP (m/s)	VS (m/s)		
BYSKD-04	M-8-Rt-3	180.50	25.28	25.30	0.40	--	--	--	--	--	20.66	--	--	--	--
	M-8	180.50	--	--	--	0.10	0.10	0.00	--	--	--	--	--	--	--
	M-9-Vs-4	169.00	25.22	--	--	--	--	--	--	--	--	5760.00	3092.00	61350.00	0.30
	M-10-Rt-4	160.00	25.02	25.56	0.62	--	--	--	--	--	18.81	--	--	--	--
	M-10	160.00	--	--	--	0.50	0.80	0.08	--	--	--	--	--	--	--
	M-11-Rt-5	149.20	25.02	25.11	0.49	--	--	--	--	--	19.81	--	--	--	--
	M-12-Mc-4	127.10	25.26	25.45	0.76	--	--	--	50.65	39143.00	--	--	--	--	--
	M-12-Vs-5	127.10	25.26	--	--	--	--	--	--	--	--	5662.00	2817.00	52491.00	0.34
	M-12	127.10	--	--	--	0.70	0.90	0.16	--	--	--	--	--	--	--
	M-13-Rt-6	117.40	24.49	24.86	1.65	--	--	--	--	--	8.38	--	--	--	--
	M-14-Rt-7	113.60	24.90	24.95	0.41	--	--	--	--	--	16.64	--	--	--	--
	M-15-Mc-5	107.30	25.04	25.28	0.99	--	--	--	57.50	50974.00	--	--	--	--	--
	M-15-Rt-8	107.30	24.77	25.00	1.53	--	--	--	--	--	10.32	--	--	--	--
	M-15	107.30	--	--	--	0.80	1.40	0.10	--	--	--	--	--	--	--
	M-17-Mc-6	86.20	25.05	25.21	1.01	--	--	--	59.21	48644.00	--	--	--	--	--
	M-18-Mc-8	79.45	25.17	25.36	0.92	--	--	--	226.02	63002.00	--	--	--	--	--
	M-18-Rt-9	79.45	24.62	24.69	0.57	--	--	--	--	--	15.80	--	--	--	--
	M-19-Vs-6	71.00	25.29	--	--	--	--	--	--	--	--	5578.00	2909.00	55110.00	0.31
	M-19	71.00	--	--	--	0.20	0.30	0.00	--	--	--	--	--	--	--
	M-20-Rt-10	55.50	25.05	25.12	0.58	--	--	--	--	--	15.99	--	--	--	--
	M-21-Mc-8	46.10	25.20	25.37	1.07	--	--	--	100.92	"68026	--	--	--	--	--
	M-22	40.15	--	--	--	0.10	0.10	0.00	--	--	--	--	--	--	--
	M-21-Mc-9	29.05	25.16	25.41	1.13	--	--	--	86.17	"35672	--	--	--	--	--
	M-23-Rt-11	28.05	25.14	25.23	0.57	--	--	--	--	--	7.20	--	--	--	--
	M-24-Rt-12	18.75	25.16	25.18	0.80	--	--	--	--	--	14.91	--	--	--	--
	M-25-Mc-10	14.12	25.24	25.40	0.92	--	--	--	87.10	"69373	--	--	--	--	--
M-25-Vs-7	14.12	25.24	--	--	--	--	--	--	--	--	5538.00	2954.00	56195.00	0.30	
M-25	14.12	--	--	--	0.10	0.20	0.00	--	--	--	--	--	--	--	
M-26-Mc-11	7.50	25.32	25.46	0.79	--	--	--	44.65	45939.00	--	--	--	--	--	
M-26-Rt-13	7.50	25.04	25.09	0.38	--	--	--	--	--	18.33	--	--	--	--	

N° de ensayos promedios:	23	19	19	7	7	7	8	5	11	4	4	4	4
Valor máximo:	25.08	25.21	0.82	0.36	0.54	0.05	89.03	49540	15.17	5635	2943	56287	0.31
Valor mínimo:	25.32	25.56	1.65	0.80	1.40	0.16	226.02	63002	20.66	5760	3092	61350	0.34
Desviación estándar:	24.49	24.69	0.38	0.10	0.10	0.00	44.65	39143	7.20	5538	2817	52491	0.30
Coefficiente de variación (%):	0.21	0.23	0.36	0.30	0.50	0.07	58.85	8734	4.60	N/A	N/A	N/A	N/A
	0.86	0.90	43.67	85.32	92.02	134.18	66.11	17.63	30.31	N/A	N/A	N/A	N/A

SIMBOLOGÍA			
γ _r sat.	peso volumétrico saturado	R _t Amb.	resistencia a la tensión indirecta, en estado ambiente
γ _r Amb.	peso volumétrico ambiente	R _t Sat.	resistencia a la tensión indirecta, en estado saturado
ω ⁰ Amb.	contenido de agua de la roca e	Ia	interperismo acelerado (% pérdida de peso)
ω ⁰ Sat.	contenido de agua de la roca d	E	módulo de elasticidad dinámico
R _c Amb.	resistencia de la roca en comp	ν	relación de Poisson
R _c Sat.	resistencia de la roca en comp	V _p	velocidad sísmica de la onda primaria
E ₁₅₀ Amb.	módulo de deformabilidad tang	V _s	velocidad sísmica de la onda secundaria
E ₁₅₀ Sat.	módulo de deformabilidad tang	*	determinadas por medio de velocidad sísmica
		i	índice de alteración
		a	absorción

Tabla 2.2.B.- Resumen de los resultados de laboratorio ignimbrita riodacítica fluidal (Tmird).

P.H. LA YESCA, JAL.-NAY.
Propiedades índice y mecánicas de la roca intacta
Ignimbrita Riódacítica Fluidal (Tmird)

BARRENO	NO. MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	PROPIEDADES ÍNDICE						PROPIEDADES MECÁNICAS			VELOCIDADES SÓNICAS Y		PROPIEDADES ELÁSTICAS*	
			γ _r Amb. (kN/m ³)	γ _r Sat. (kN/m ³)	ω Sat. (%)	i (%)	a (%)	la (%)	Compresión simple		Tensión indirecta	Velocidades		E (Mpa)	ν ad
									R _c Sat. (MPa)	E ₁₅₀ Sat. (MPa)	R _t sat. (MPa)	VP (m/s)	VS (m/s)		
BYSKD-04	M-1-Rt-1	242.86	24.36	24.75	1.61	--	--	--	--	--	39.77	--	--	--	--
	M-1-Vs-1	242.86	24.58	--	--	--	--	--	--	--	--	5245.00	2564.00	42571.00	0.34
	M-2	239.30	--	--	--	1.00	1.50	1.50	--	--	--	--	--	--	--
	M-2-Mc-1	239.30	24.62	24.97	1.27	--	--	--	113.01	45399.00	--	--	--	--	--
	M-3-Vs-2	227.00	24.66	--	--	--	--	--	--	--	--	5481.00	2869.00	52984.00	0.31
	M-4-Mc-2	224.12	24.54	24.94	1.22	--	--	--	307.06	79157.00	--	--	--	--	--
	M-5-Rt-2	219.60	24.44	24.80	1.49	--	--	--	--	--	14.73	--	--	--	--
	M-5-Vs-3	219.60	24.57	--	--	--	--	--	--	--	--	5415.00	2901.00	52672.00	0.30
	M-5	219.60	--	--	--	1.10	1.60	0.00	--	--	--	--	--	--	--
M-6-Mc-3	215.50	24.27	24.69	1.51	--	--	--	156.94	57552.00	--	--	--	--	--	

N° de ensayos	8	5	5	2	2	2	3	3	2	3	3	3	3
promedios:	24.51	24.83	1.42	1.05	1.55	0.75	134.98	51476	27.25	5380	2778	49409	0.32
Valor máximo:	24.66	24.97	1.61	1.10	1.60	1.50	307.06	79157	39.77	5481	2901	52984	0.34
Valor mínimo:	24.27	24.69	1.22	1.00	1.50	0.00	113.01	45399	14.73	5245	2564	42571	0.30
Desviación estándar:	0.14	0.12	0.17	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Coefficiente de variación (%):	0.55	0.49	11.76	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

SIMBOLOGÍA			
γ _r sat.	peso volumétrico saturado	R _t Amb.	resistencia a la tensión indirecta, en estado ambiente
γ _r Amb.	peso volumétrico ambiente	R _t Sat.	resistencia a la tensión indirecta, en estado saturado
ω Amb.	contenido de agua de la roca e	la	intemperismo acelerado (% pérdida de peso)
ω Sat.	contenido de agua de la roca d	E	módulo de elasticidad dinámico
R _c Amb.	resistencia de la roca en comp	ν	relación de Poisson
R _c Sat.	resistencia de la roca en comp	V _p	velocidad sónica de la onda primaria
E ₁₅₀ Amb.	módulo de deformabilidad tang	V _s	velocidad sónica de la onda secundaria
E ₁₅₀ Sat.	módulo de deformabilidad tang	*	determinadas por medio de velocidad sónica

P.H. LA YESCA JALISCO.
Obra de Generación Bóveda de Casa de Máquinas

Cadenamiento o Elevación	Geometría de Obra	Tratamientos		
		Anclaje de fricción $f_y=411,9$ MPa (4200 kg/cm ²)	Concreto Lanzado reforzado con Malla electrosoldada 6 - 6/ 1/4 - 1/4	Patrón y longitud de drenaje $\phi=7,62$ cm (3")
0+000,0 al 0+103,50 de elev. 405,85 a la elev. 413,50	Bóveda Arcos Compuestos	Sistemático normal a la superficie de la bóveda en patrón tresbolillo, anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ , $f_y=420$ MPa, patrón de 1,8 x 1,8 m, abanicos de 16 y 17 anclas de 12,0 m de longitud.	Sistemático de 15 cm de espesor con doble lienzo de 15 x 15 por 0.635 cm, E-6-6-1/4-1/4 de calibre, integrada al anclaje por medio de las placas de reparto.	Sistemático de 7,62 cm (3") de diámetro por 9,0 m de longitud. Patrón tresbolillo de 3,60 x 3,6 m y normal a la superficie de la excavación.
Unión de Bóveda con Tímpanos Oriente y Poniente	Arco y Pared Vertical	Se deberá hacer un cambio gradual de inclinación de anclajes indicados para cada una de las obras de forma que cubran las respectivas esquinas.		

Nota 1: El cadenamiento comienza en el extremo oriente de la galería.

Nota 2: Se requiere de barrenos normales ala superficie de excavación, para de drenaje, de 3,8 cm (1 1/2") de diámetro y 40,0 cm de longitud en patrón tresbolillo proporcional al doble de la separación tratamiento de anclaje en todas las zonas de aplicación de concreto lanzado.

Nota 3: En el brocal de cada barreno se debe colocara una boquilla de PVC y prolongar con tubería del mismo material a paño de la bóveda hasta trabe carril donde se debe prever drenaje superficial.

Nota 4: Se recomienda iniciar la excavación descendente de la galería de oscilación hasta la elevación 413,50 y a partir de esta continuar de forma simultánea las galerías de casa de mpaquinas y galería de oscilación, llevando a cabo las voladuras confinada en extremos opuestos de las cavemas.

Nota 5: Los banqueos de excavación no deberan exceder los 6,0 m de alatura, alternado con los tratamientos de soporte.

Nota 6: Se sugiere el uso de precorte en banqueos y poscorte en avances de obras ciegas, utilizando una carga máxima de 10 kg de explosivo por tiempo (previa evaluación de los parametros especificos de la roca y resultados de las excavaciones)

Nota 7: Se recomienda comenzar las excavaciones de casa de máquinas a partir del tímpano oriente, excavando la bóveda en cuatro etapas o secciones, alternado con los tratamientos de soporte. Las etapas podran reducirce al alejarse del tímpano oriente en función de la mejora de calidad de roca.

Nota 8: En cada ancla deberá colocarse una placa de acero de 20 x 20 cm y 1,27 cm (1/2") de espesor, unida al extremo roscado de la misma por una tuerca de acero.

Nota 9: El contratista deberá presentar un estudio de precorte y poscorte, para la optimización y disminución de daño a las paredes finales de la excavación, el cual deberá ser avalado por personal de CFE.

Tabla 2.3.B.- Tratamientos de soporte en bóveda de casa de máquinas.

Tabla 2.4.B. - Tratamientos de soporte en pared aguas arriba de casa de máquinas.

P.H. LA YESCA JALISCO.
Obra de Generación Pared Aguas Arriba de Casa de Máquinas

Cadenamiento o Elevación	Geometría de Obra	Tratamientos		
		Anclaje de fricción $f_y=411,9$ MPa (4200 kg/cm ²)	Concreto Lanzado reforzado con Malla electrosoldada 6 - 6/ 1/4 - 1/4	Patrón y longitud de drenaje $\phi=7,62$ cm (3")
0+000,0 al 0+033,0 de elev. 392,85 a la elev. 405,85 (Playa de Montaje)	Pared Vertical	Sistemático horizontal en patrón tresbolillo, anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ , $f_y=420$ MPa, patrón de 2,5 x 2,5 m, de forma ascendente 2 líneas de 9,0 m y 3 líneas de 12 m de longitud.	De 15 cm de espesor con un lienzo de 15 x 15 por 0.635 cm, E-6-6-1/4-1/4 de calibre, integrada al anclaje por medio de las placas de reparto.	De 7,62 cm (3") de diámetro por 6,0 m de longitud. Patrón tresbolillo de 5,0 x 5,0 m y 10° de inclinación ascendente.
0+033,0 al 0+103,5 de elev. 364,00 a la elev. 405,85 (Casa de Máquinas)	Pared Vertical	Sistemático horizontal en patrón tresbolillo, anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ , $f_y=420$ MPa, patrón de 2,5 x 2,5 m, de forma ascendente 2 líneas de 6,0 m, 3 líneas de 9,0 m y 12 líneas de 12 m de longitud.	De 15 cm de espesor con un lienzo de 15 x 15 por 0.635 cm, E-6-6-1/4-1/4 de calibre, integrada al anclaje por medio de las placas de reparto.	De 7,62 cm (3") de diámetro por 9,0 m de longitud. Patrón tresbolillo de 5,0 x 5,0 m y 10° de inclinación ascendente.
Bóveda de Túnel de acceso a playa de montaje	Pared Vertical	Anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ , $f_y=420$ MPa, 2 líneas paralelas al contorno de la bóveda del túnel de acceso a casa de máquinas, la primera a 1,0 m de la bóveda de 6,0 m de longitud y separación de 1,0 m entre anclas y la segunda a 2,5 m de la bóveda y de 9,0 m de longitud y separación de 1,5 m.		
Bóveda de Tüneles de Conducción a Presión	Pared Vertical	Anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ , $f_y=420$ MPa, 2 líneas paralelas al contorno de la bóveda de los túneles de conducción a presión, la primera a 1,0 m de la bóveda de 6,0 m de longitud y separación de 1,0 m entre anclas y la segunda línea a 2,5 m de la bóveda y de 9,0 m de longitud y separación de 1,5 m.		

Nota 1: El cadenamiento comienza en el extremo oriente de la galería.

Nota 2: Considerar el tratamiento especial de preanclaje para el emportalamiento del túnel de acceso a la playa de montaje, sobre esta pared de aguas arriba.

Nota 3: Se requiere de barrenos horizontales de drenaje de 3,8 cm (1 1/2") de diámetro y 40,0 cm de longitud en patrón tresbolillo proporcional al doble de la separación tratamiento de anclaje en todas las zonas de aplicación de concreto lanzado.

Nota 4: En la zona de intersecciones de túneles de acceso y tuberías a presión se deberá considerar solamente el tratamiento de preanclaje sin traslapar el tratamiento sistemático en la pared de la galería.

Nota 5: En cada ancla deberá colocarse una placa de acero de 20 x 20 cm y 1,27 cm (1/2") de espesor, unida al extremo roscado de la misma por una tuerca de acero.

Tabla 2.5.B.- Tratamientos de soporte en pared aguas abajo de casa de máquinas.

P.H. LA YESCA JALISCO.				
Obra de Generación Pared Aguas Abajo de Casa de Máquinas				
Cadenamiento o Elevación	Geometría de Obra	Tratamientos		
		Anclaje de fricción $f_y=411,9$ MPa (4200 kg/cm ²)	Concreto Lanzado reforzado con Malla electrosoldada 6 - 6/ 1/4 - 1/4	Patrón y longitud de drenaje $f=7,62$ cm (3")
0+000,0 al 0+033,0 de elev. 392,85 a la elev. 405,85 (Playa de Montaje)	Pared Vertical	Sistemático horizontal en patrón tresbolillo, anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ $f_y=420$ MPa, patrón de 2,5 x 2,5 m, de forma ascendente 2 líneas de 9,0 m y 3 líneas de 12 m de longitud.	De 15 cm de espesor con un lienzo de 15 x 15 por 0.635 cm, E-6-6-1/4-1/4 de calibre, integrada al anclaje por medio de las placas de reparto.	De 7,62 cm (3") de diámetro por 6,0 m de longitud. Patrón tresbolillo de 5,0 x 5,0 m y 10° de inclinación ascendente.
0+033,0 al 0+040,0 de elev. 380,35 a la elev. 405,85 (Casa de Máquinas)	Pared Vertical	Sistemático horizontal en patrón tresbolillo, anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ $f_y=420$ MPa, patrón de 2,0 x 2,0 m, 12 líneas de 12 m de longitud.	De 15 cm de espesor con un lienzo de 15 x 15 por 0.635 cm, E-6-6-1/4-1/4 de calibre, integrada al anclaje por medio de las placas de reparto.	De 7,62 cm (3") de diámetro por 9,0 m de longitud. Patrón tresbolillo de 4,0 x 4,0 m y 10° de inclinación ascendente.
0+040,0 al 0+103,5 de elev. 364,00 a la elev. 405,85 (Casa de Máquinas) Ver nota 5	Pared Vertical	Sistemático horizontal en patrón tresbolillo, anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ $f_y=420$ MPa, patrón de 2,0 x 2,0 m, de forma ascendente 1 línea de 6,0 m, 1 línea de 9,0 m y 19 líneas de 20 m de longitud.	De 15 cm de espesor con un lienzo de 15 x 15 por 0.635 cm, E-6-6-1/4-1/4 de calibre, integrada al anclaje por medio de las placas de reparto.	De 7,62 cm (3") de diámetro por 9,0 m de longitud. Patrón tresbolillo de 4,0 x 4,0 m y 10° de inclinación ascendente.
Bóveda de Túneles de Aspiración.	Pared Vertical	Anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ $f_y=420$ MPa, 2 líneas paralelas al contorno de la bóveda de los túneles de aspiración, la primera a 1,0 m de la bóveda de 3,0 m de longitud y separación de 1,0 m entre anclas y la segunda a 2,5 m de la bóveda y de 6,0 m de longitud y separación de 1,5 m.	/	/
Bóveda de Lumbrera de Buses	Pared Vertical	Anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ $f_y=420$ MPa, 2 líneas paralelas al contorno de la bóveda del tunel de buses, la primera a 1,0 m de la bóveda de 3,0 m de longitud y separación de 1,0 m entre anclas y la segunda línea a 2,5 m de la bóveda y de 6,0 m de longitud y separación de 1,5 m.	/	/

Nota 1: El cadenamiento comienza en el extremo oriente de la galería.

Nota 2: Se requiere de barrenos horizontales de drenaje de 3,8 cm (1 1/2") de diámetro y 40,0 cm de longitud en patrón tresbolillo proporcional al doble de la separación tratamiento de anclaje en todas las zonas de aplicación de concreto lanzado.

Nota 3: En la zona de intersecciones de túneles de buses se deberá considerar solamente el tratamiento de preanclaje sin traslapar el tratamiento sistemático en la pared de la galería .

Nota 4: El anclaje entre los cadenamientos 0+040,0 y 0+103,0 de la pared aguas abajo de casa de máquinas deberá traslaparse en 4,0 m con el anclaje de la pared aguas arriba de la galería de oscilación como se muestra en el detalle 3 de la figura 2, el traslape debera lograrse considerando el patrón tresbolillo.

Nota 5: El anclaje largo a partir de las paredes de aguas abajo de casa de máquinas y aguas arriba de galería de oscilación deberá eliminarse en la interferencia con el tratamiento de anclaje a partir de los túneles de aspiración, considerando que unicamente se traslapará el tratamiento de preanclaje a partir de las paredes de cavernas en la bóveda de los túneles de aspiración con

Nota 6: En cada ancla deberá colocarse una placa de acero de 20 x 20 cm y 1,27 cm (1/2") de espesor, unida al extremo roscado de la misma por una tuerca de acero.

Tabla 2.6.B. - Tratamientos de soporte en tímpano oriente de casa de máquinas.

P.H. LA YESCA JALISCO.				
Obra de Generación Tímpano Oriente Casa de Máquinas				
Cadenamiento o Elevación	Geometría de Obra	Tratamientos		
		Anclaje de fricción $f_y=411,9$ MPa (4200 kg/cm ²)	Concreto Lanzado reforzado con Malla electrosoldada 6 - 6/ 1/4 - 1/4	Patrón y longitud de drenaje $f=7,62$ cm (3")
0+000,0 al 0+022,2 de elev. 392,85 a la elev. 413,5 (Playa de Montaje)	Pared Vertical	Sistemático horizontal en patrón tresbolillo, anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ , $f_y=420$ MPa, patrón de 2,5 x 2,5 m, de forma ascendente 5 líneas de 9,0 m y 3 líneas de 12 m de longitud con inclinación ascendente gradual.	De 15 cm de espesor con un lienzo de 15 x 15 por 0.635 cm, E-6-6-1/4-1/4 de calibre, integrada al anclaje por medio de las placas de reparto.	De 7,62 cm (3") de diámetro por 9,0 m de longitud. Patrón tresbolillo de 5,0 x 5,0 m y 10° de inclinación ascendente.
0+000,0 al 0+022,2 de elev. 380,35 a la elev. 392,85 (Piso de Turbinas)	Pared Vertical	Sistemático horizontal en patrón tresbolillo, anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ , $f_y=420$ MPa, patrón de 2,5 x 2,5 m, 4 líneas de 9,0 m de longitud.	De 15 cm de espesor con un lienzo de 15 x 15 por 0.635 cm, E-6-6-1/4-1/4 de calibre, integrada al anclaje por medio de las placas de reparto.	De 7,62 cm (3") de diámetro por 9,0 m de longitud. Patrón tresbolillo de 5,0 x 5,0 m y 10° de inclinación ascendente.

Nota 1: El cadenamamiento comienza en el extremo norte de la galería.

Nota 2: Se requiere de barrenos horizontales de drenaje de 3,8 cm (1 1/2") de diámetro y 40,0 cm de longitud en patrón tresbolillo proporcional al doble de la separación tratamiento de anclaje en todas las zonas de aplicación de concreto lanzado.

Nota 3: En cada ancla deberá colocarse una placa de acero de 20 x 20 cm y 1,27 cm (1/2") de espesor, unida al extremo roscado de la misma por una tuerca de acero.

Tabla 2.7.B.- Tratamientos de soporte en timpano poniente de casa de máquinas.

<p align="center">P.H. LA YESCA JALISCO. Obra de Generación Timpano Poniente Casa de Máquinas</p>				
Cadenamiento o Elevación	Geometría de Obra	Tratamientos		
		Anclaje de fricción $f_y=411,9$ MPa (4200 kg/cm ²)	Concreto Lanzado reforzado con Malla electrosoldada 6 - 6/ 1/4 - 1/4	Patrón y longitud de drenaje $f=7,62$ cm (3")
0+000,0 al 0+022,2 de elev. 364,0 a la elev. 413,5 Casa de Máquinas	Pared Vertical	Sistemático horizontal en patrón tresbolillo, anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ $f_y=420$ MPa, patrón de 1,9 x 1,9 m, de forma ascendente 2 líneas de 6,0 m, 3 líneas de 9,0 m y 20 líneas de 12 m de longitud, las dos últimas líneas con inclinación ascendente gradual.	De 15 cm de espesor con un lienzo de 15 x 15 por 0.635 cm, E-6-6-1/4-1/4 de calibre, integrada al anclaje por medio de las placas de reparto.	De 7,62 cm (3") de diámetro por 9,0 m de longitud. Patrón tresbolillo de 5,0 x 5,0 m y 10° de inclinación ascendente.

Nota 1: El cadenamiento comienza en el extremo norte de la galería.

Nota 2: Se requiere de barrenos horizontales de drenaje de 3,8 cm (1 1/2") de diámetro y 40,0 cm de longitud en patrón tresbolillo proporcional al doble de la separación tratamiento de anclaje en todas las zonas de aplicación de concreto lanzado.

Nota 3: En cada ancla deberá colocarse una placa de acero de 20 x 20 cm y 1,27 cm (1/2") de espesor, unida al extremo roscado de la misma por una tuerca de acero.

P.H. LA YESCA JALISCO.
Obra de Generación Bóveda de Galería de Oscilación

Tabla 2.8.B.- Tratamientos de soporte en bóveda de galería de oscilación.

Cadenamiento o Elevación	Geometría de Obra	Tratamientos		
		Anclaje de fricción $f_y=411,9$ MPa (4200 kg/cm ²)	Concreto Lanzado reforzado con Malla electrosoldada 6 - 6/ 1/4 - 1/4	Patrón y longitud de drenaje $f=7,62$ cm (3")
0+000,0 al 0-020,0 de elev. 430,43 a la elev. 431,92	Bóveda Arco 10,15 m	Sistemático normal a la superficie de la bóveda en patrón tresbolillo, anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ $f_y=420$ MPa, patrón de 2,3 x 2,3 m, abanicos de 5 y 6 anclas de 8,0 m de longitud.	Sistemático de 15 cm de espesor con un lienzo de 15 x 15 por 0.6 cm, E-66-44 de calibre, integrada al anclaje por medio de las placas de reparto.	Sistemático de 7,62 cm (3") de diámetro por 6,0 m de longitud. Patrón tresbolillo de 4,6,0 x 4,6 m y normal a la superficie de la excavación.
0+000,0 al 0+063,5 de elev. 430,43 a la elev. 433,34	Bóveda Arco 13,3 m	Sistemático normal a la superficie de la bóveda en patrón tresbolillo, anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ $f_y=420$ MPa, patrón de 2,0 x 2,0 m, abanicos de 9 y 10 anclas de 10,0 m de longitud.	Sistemático de 15 cm de espesor con doble lienzo de 15 x 15 por 0.6 cm, E-66-44 de calibre, integrada al anclaje por medio de las placas de reparto.	Sistemático de 7,62 cm (3") de diámetro por 9,0 m de longitud. Patrón tresbolillo de 4,0,0 x 4,0 m y normal a la superficie de la excavación.
Unión de Bóveda con Timpano Poniente	Arco y Pared Vertical	Se deberá hacer un cambio gradual de inclinación de anclajes indicados para cada una de las obras de forma que cubran las respectivas esquinas.		

- Nota 1:** El cadenamiento comienza en el extremo oriente de la galería.
- Nota 2:** Se requiere de barrenos normales ala superficie de excavación, para de drenaje, de 3,8 cm (1 1/2") de diámetro y 40,0 cm de longitud en patrón tresbolillo proporcional al doble de la separación tratamiento de anclaje en todas las zonas de aplicación
- Nota 3:** En el brocal de cada barreno se debe colocara una boquilla de PVC y prolongar con tubería del mismo material a paño de la bóveda hasta trabe carril donde se debe prever drenaje superficial.
- Nota 4:** Se recomienda iniciar la excavación descendente de la galería de oscilación hasta la elevación 413,50 y a partir de esta continuar de forma simultánea las galerías de casa de mpaquinas y galería de oscilación, llevando a cabo las voladuras confinadas en extremos opuestos de las cavernas .
- Nota 5:** Los banqueos de excavación no deberan exceder los 6,0 m de altura, alternado con los tratamientos de soporte.
- Nota 6:** Se sugiere el uso de precorte en banqueos y poscorte en avances de obras ciegas, utilizando una carga máxima de 10 kg de explosivo por tiempo (previa evaluación de los parametros especificos de la roca y resultados de las excavaciones)
- Nota 7:** Se recomienda comenzar las excavaciones de la galería de oscilación a partir del tímpano oriente, excavando la bóveda en tres etapas o secciones, alternado con los tratamientos de soporte. Las etapas podran reducirse al alejarse del tímpano oriente en función de la mejora de la calidad de roca .
- Nota 8:** En cada ancla deberá colocarse una placa de acero de 20 x 20 cm y 1,27 cm (1/2") de espesor, unida al extremo roscado de la misma por una tuerca de acero .
- Nota 9:** El contratista deberá presentar un estudio de precorte y poscorte, para la optimización y disminución de daño a las paredes finales de la excavación, el cual deberá ser avalado por personal de CFE.

Tabla 2.9.B.- Tratamientos de soporte en muro aguas arriba de galería de oscilación.

P.H. LA YESCA JALISCO.				
Obra de Generación Pared Aguas Arriba de Galería de Oscilación.				
Cadenamiento o Elevación	Geometría de Obra	Tratamientos		
		Anclaje de fricción $f_y=411,9$ MPa (4200 kg/cm ²)	Concreto Lanzado reforzado con Malla electrosoldada 6 - 6/ 1/4 - 1/4	Patrón y longitud de drenaje $f=7,62$ cm (3")
0+000,0 al 0-020,0 de elev. 416,13 a la elev. 431,92 (Área de Maniobras)	Pared Vertical	Sistemático horizontal en patrón tresbolillo, anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ , $f_y=420$ MPa, patrón de 2,5 x 2,5 m, de forma ascendente 2 líneas de 9,0 m y 3 líneas de 12 m de longitud.	De 15 cm de espesor con un lienzo de 15 x 15 por 0.6 cm, E-66-44 de calibre, integrada al anclaje por medio de las placas de reparto.	De 7,62 cm (3") de diámetro por 6,0 m de longitud. Patrón tresbolillo de 5,0 x 5,0 m y 10° de inclinación ascendente.
0+000,0 al 0+063,50 de elev. 369,7 a la elev. 430.43 (Galería de Oscilación)	Pared Vertical	Sistemático horizontal en patrón tresbolillo, anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ , $f_y=420$ MPa, patrón de 2,0 x 2,0 m, de forma ascendente 18 líneas de 20,0 m, 12 líneas de 12 m de longitud, las tres últimas líneas deberán tener un cambio de inclinación ascendente gradual.	De 15 cm de espesor con un lienzo de 15 x 15 por 0.6 cm, E-66-44 de calibre, integrada al anclaje por medio de las placas de reparto.	De 7,62 cm (3") de diámetro por 9,0 m de longitud. Patrón tresbolillo de 4,0 x 4,0 m y 10° de inclinación ascendente.
Bóveda de Túneles de Aspiración.	Pared Vertical	Anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ , $f_y=420$ MPa, 2 líneas paralelas al contorno de la bóveda de los túneles de aspiración, la primera a 1,0 m de la bóveda de 3,0 m de longitud y separación de 1,0 m entre anclas y la segunda a 2,5 m de la bóveda y de 6,0 m de longitud y separación de 1,5 m.	/	/

Nota 1: El cadenamiento comienza en el extremo oriente de la galería.

Nota 2: Se requiere de barrenos horizontales de drenaje de 3,8 cm (1 1/2") de diámetro y 40,0 cm de longitud en patrón tresbolillo proporcional al doble de la separación tratamiento de anclaje en todas las zonas de aplicación de concreto lanzado.

Nota 3: El anclaje entre los cadenamientos 0+000,0 y 0+063,50 de la pared aguas arriba de la galería de oscilación deberá traslaparse en 4,0 m con el anclaje de la pared aguas abajo de la casa de máquinas, el traslape deberá lograrse considerando el patrón tresbolillo.

Nota 4: El anclaje largo a partir de las paredes de aguas abajo de casa de máquinas y aguas arriba de galería de oscilación deberá eliminarse en la interferencia con el tratamiento de anclaje a partir de los túneles de aspiración, considerando que únicamente se trasladará el tratamiento de preanclaje a partir de las paredes de cavemas en la bóveda de los túneles de aspiración con el tratamiento vertical indicado para los túneles.

Nota 5: En cada ancla deberá colocarse una placa de acero de 20 x 20 cm y 1,27 cm (1/2") de espesor, unida al extremo roscado de la misma por una tuerca de acero.

Tabla 2.10.B.- Tratamientos de soporte en muro aguas abajo de galería de oscilación.

P.H. LA YESCA JALISCO.				
Obra de Generación Pared Aguas Abajo de Galería de Oscilación				
Cadenamiento o Elevación	Geometría de Obra	Tratamientos		
		Anclaje de fricción $f_y=411,9$ MPa (4200 kg/cm ²)	Concreto Lanzado reforzado con Malla electrosoldada 6 - 6/ 1/4 - 1/4	Patrón y longitud de drenaje $f=7,62$ cm (3")
0+000,0 al 0-020,0 de elev. 416,13 a la elev. 431,92 (Área de Maniobras)	Pared Vertical	Sistemático horizontal en patrón tresbolillo, anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ $f_y=420$ MPa, patrón de 2,5 x 2,5 m, de forma ascendente 2 líneas de 6,0 m y 3 líneas de 9 m de longitud.	De 15 cm de espesor con un lienzo de 15 x 15 por 0.6 cm, E-66-44 de calibre, integrada al anclaje por medio de las placas de reparto.	De 7,62 cm (3") de diámetro por 6,0 m de longitud. Patrón tresbolillo de 5,0 x 5,0 m y 10° de inclinación ascendente.
0+000,0 al 0+063,50 de elev. 371,7 a la elev. 433,34 (Galería de Oscilación)	Pared Vertical	Sistemático horizontal en patrón tresbolillo, anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ $f_y=420$ MPa, patrón de 2,0 x 2,0 m, de forma ascendente 4 líneas de 9,0 m, 3 líneas de 18 m de longitud, 7 líneas de 22,0 m, 5 líneas de 18,0 m y 9 líneas de 12,0 m; las tres últimas líneas deberán tener un cambio de inclinación ascendente gradual.	De 15 cm de espesor con un lienzo de 15 x 15 por 0.6 cm, E-66-44 de calibre, integrada al anclaje por medio de las placas de reparto.	De 7,62 cm (3") de diámetro por 9,0 m de longitud. Patrón tresbolillo de 4,0 x 4,0 m y 10° de inclinación ascendente.
Bóveda de Túnel de Desfogue	Pared Vertical	Anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ $f_y=420$ MPa, 3 líneas paralelas al contorno de la bóveda de los túneles de aspiración, la primera a 1,0 m de la bóveda de 6,0 m de longitud y separación de 1,0 m entre anclas, la segunda línea a 2,5 m de la bóveda de 9,0 m de longitud y separación de 1,5 m y la tercera a 4,5 de la bóveda de 12 m de longitud y separación de 2,0 m.	/	/

Nota 1: El cadenamiento comienza en el extremo oriente de la galería.

Nota 2: Se requiere de barrenos horizontales de drenaje de 3,8 cm (1 1/2") de diámetro y 40,0 cm de longitud en patrón tresbolillo proporcional al doble de la separación tratamiento de anclaje en todas las zonas de aplicación de concreto lanzado.

Nota 3: En la zona de intersecciones de túneles aspiración se deberá considerar solamente el tratamiento de preanclaje sin traslapar el tratamiento sistemático en la pared de la galería .

Nota 4: En cada ancla deberá colocarse una placa de acero de 20 x 20 cm y 1,27 cm (1/2") de espesor, unida al extremo roscado de la misma por una tuerca de acero .

Tabla 2.11.B.- Tratamientos de soporte en tímpano oriente de galería de oscilación.

P.H. LA YESCA JALISCO.				
Obra de Generación Tímpano Oriente Galería de Oscilación				
Cadenamiento o Elevación	Geometría de Obra	Tratamientos		
		Anclaje de fricción $f_y=411,9$ MPa (4200 kg/cm ²)	Concreto Lanzado reforzado con Malla electrosoldada 6 - 6/ 1/4 - 1/4	Patrón y longitud de drenaje $f=7,62$ cm (3")
0+000,0 al 0+017,0 de elev. 371,7 a la elev. 433,34	Pared Vertical	Sistemático horizontal en patrón tresbolillo, anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ , $f_y=420$ MPa, patrón de 2,5 x 2,5 m, de forma ascendente 2 líneas de 6,0 m y 23 líneas de 9,0 m de longitud.	De 15 cm de espesor con un lienzo de 15 x 15 por 0.6 cm, E-66-44 de calibre, integrada al anclaje por medio de las placas de reparto.	De 7,62 cm (3") de diámetro por 9,0 m de longitud. Patrón tresbolillo de 5,0 x 5,0 m y 10° de inclinación ascendente.

Nota 1: El cadenamiento comienza en el extremo norte de la galería.

Nota 2: Se requiere de barrenos horizontales de drenaje de 3,8 cm (1 1/2") de diámetro y 40,0 cm de longitud en patrón tresbolillo proporcional al doble de la separación tratamiento de anclaje en todas las zonas de aplicación de concreto lanzado.

Nota 3: En cada ancla deberá colocarse una placa de acero de 20 x 20 cm y 1,27 cm (1/2") de espesor, unida al extremo roscado de la misma por una tuerca de acero.

Tabla 2.12.B. - Tratamientos de soporte en timpano poniente de galería de oscilación.

P.H. LA YESCA JALISCO.				
Obra de Generación Timpano Poniente Galería de Oscilación				
Cadenamiento o Elevación	Geometría de Obra	Tratamientos		
		Anclaje de fricción $f_y=411,9$ MPa (4200 kg/cm ²)	Concreto Lanzado reforzado con Malla electrosoldada 6 - 6/ 1/4 - 1/4	Patrón y longitud de drenaje $f=7,62$ cm (3")
0+000,0 al 0+017,0 de elev. 371,7 a la elev. 433,34 Galería de Oscilación	Pared Vertical	Sistemático horizontal en patrón tresbolillo, anclas de fricción de 2,54 cm (1/2") de ϕ $f_y=420$ MPa, patrón de 2,3 x 2,3 m, de forma ascendente 2 líneas de 6,0 m, 2 líneas de 9,0 m y 23 líneas de 12 m de longitud, las dos últimas líneas con inclinación ascendente .	De 15 cm de espesor con un lienzo de 15 x 15 por 0.6 cm, E-66-44 de calibre, integrada al anclaje por medio de las placas de reparto.	De 7,62 cm (3") de diámetro por 9,0 m de longitud. Patrón tresbolillo de 5,0 x 5,0 m y 10° de inclinación ascendente.

Nota 1: El cadenamiento comienza en el extremo norte de la galería.

Nota 2: Se requiere de barrenos horizontales de drenaje de 3,8 cm (1 1/2") de diámetro y 40,0 cm de longitud en patrón tresbolillo proporcional al doble de la separación tratamiento de anclaje en todas las zonas de aplicación de concreto lanzado.

Nota 3: En cada ancla deberá colocarse una placa de acero de 20 x 20 cm y 1,27 cm (1/2") de espesor, unida al extremo roscado de la misma por una tuerca de acero.

Anexo C

APÉNDICE DEL CAPÍTULO 4

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate* (22±3) Breccias (19±5)	Sandstone 17±4	Siltstone 7±2 Greywacke (18±3)	Claystone 4±2 Shales (6±2) Marls (7±2)
		Organic	Chalk 7±2			
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12±3)	Sparitic Limestone (10±2)	Micritic Limestone (9±2)	Dolomites (9±3)
		Evaporites		Gypsum 8±2	Anhydrite 12±2	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9±3	Hornfels (19±4) Metasandstones 26±6	Quartzites 20±3	
	Slightly foliated		Migmatite (29±3)	Amphibolites 26±6		
	Foliated*		Gneiss 28±5	Schists 12±3	Phyllites (7±3)	Slates 7±4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32±3	Diorite 25±5		
			Granodiorite (29±3)			
		Dark	Gabbro 27±3	Dolerite (16±5)		
			Norite 20±5			
	Hypabyssal		Porphyries (20±5)		Diabase (15±5)	Peridotite (25±5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25±5) Andesite 25±5	Dacite (25±3) Basalt (25±5)	Obsidian (19±3)
Pyroclastic		Agglomerate (19±3)	Breccia (19±5)	Tuff (13±5)		

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone to values used for fine grained sediments.

** These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

Tabla 4.02.C.- Valores de la constante m_i de la roca intacta por tipo de roca. Los valores entre paréntesis son estimados (Hoek, 2007).

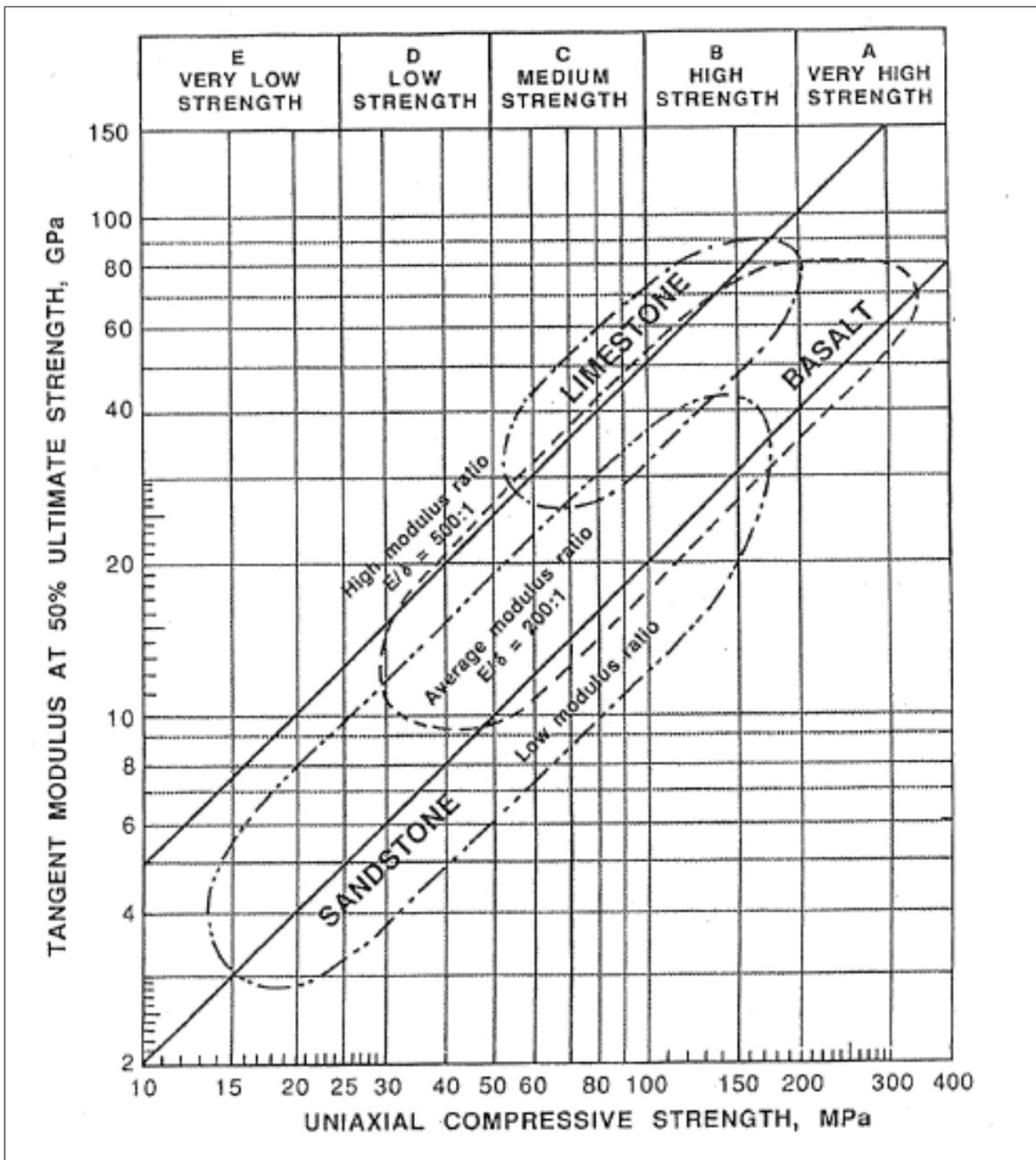


Figura 4.03 C Clasificación de la roca intacta en función de su resistencia y módulo de deformabilidad (Deere y Miller, 1966).

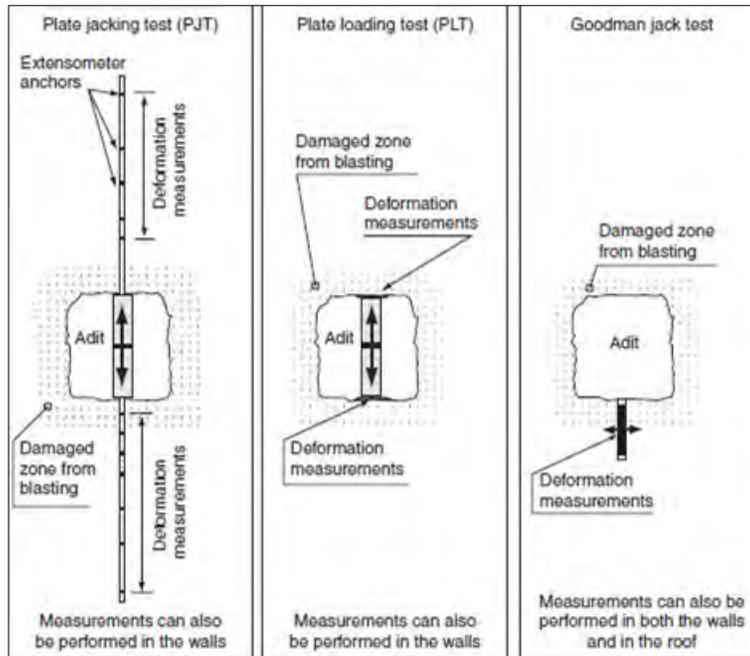


Figura 4.04.C.- Métodos de ensaye para la medición de la deformabilidad (Palmström and Singh, 2001).

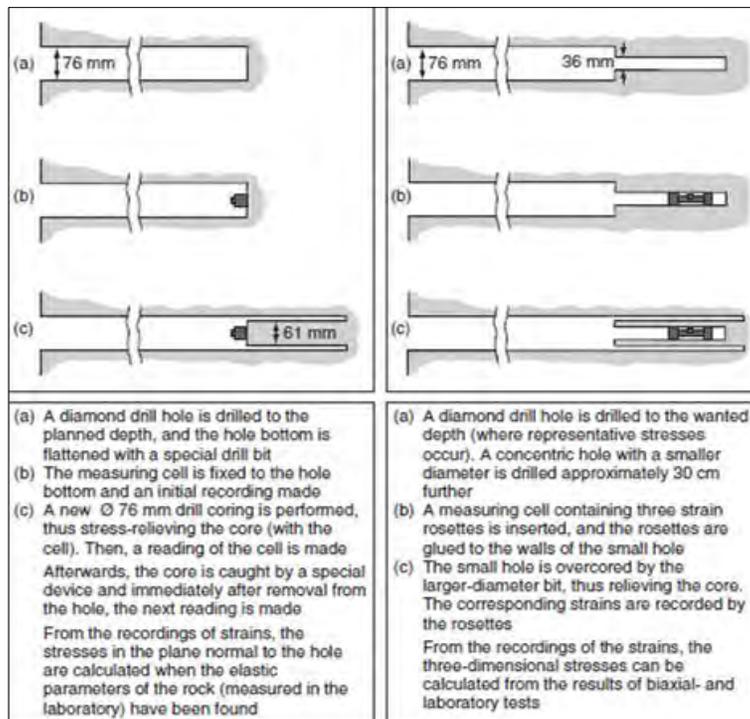


Figura 4.05.C.- Procedimientos del método del Overcoring, lado izquierdo: celdas biaxiales y lado derecho: celdas triaxiales (Extraído del libro "Rock engineering", Palmström-Stille, 2010).

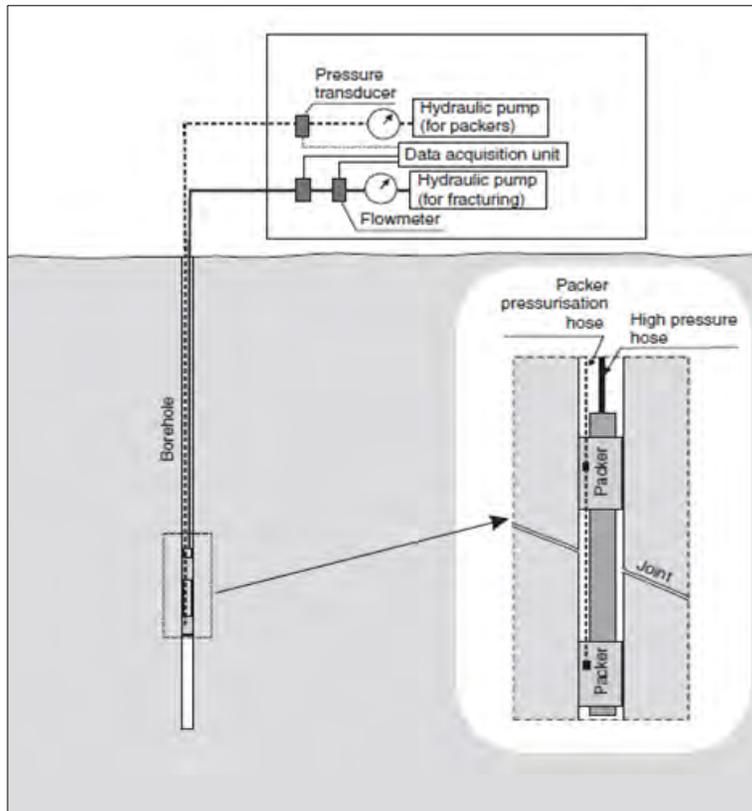


Figura 4.06.C.- Esquema de la prueba de hidrofracturamiento
(Extraído del libro "Rock engineering", Palmström-Stille, 2010).

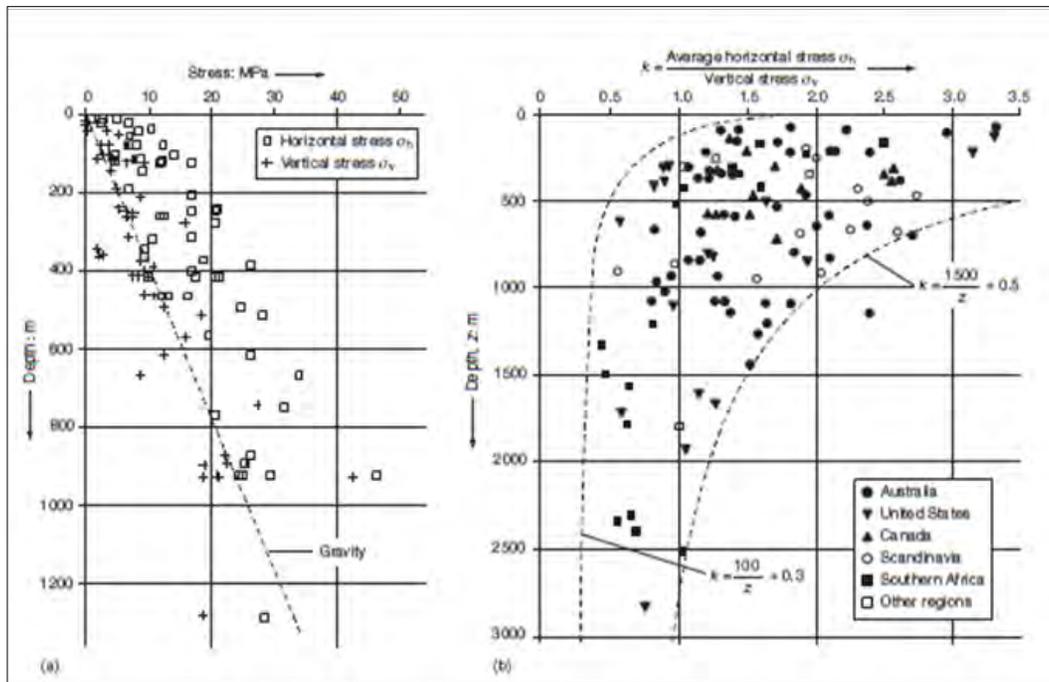


Figura 4.07 C Variación de los esfuerzos verticales y horizontales con la profundidad
(Extraído del libro "Rock engineering", Palmström-Stille, 2010)

CLASIFICACIÓN Q

(Formato adaptado de Barton, 2002)

Nota: Para una estación geomecánica individual, marcar la columna correspondiente; para el estudio global o de un tramo de túnel, realizar los histogramas.

ESTADO DE BLOQUE	RQD												
	Máximo	<input type="text"/>	MUY MALO		MALO		MEDIO		BUENO		EXC.		
	Mínimo	<input type="text"/>											
	Medio	<input type="text"/>											
RESQUEBRO Y ALITERACIÓN DE JUNTAS	J_r												
	Máximo	<input type="text"/>	R1		CLASIC		INDICADO		EXC.				
	Mínimo	<input type="text"/>											
	Medio	<input type="text"/>											
ESTADO TENDONAL	J_s												
	Máximo	<input type="text"/>	RELIEVE DE OBR. ESPECIF.		REL. POC. ESPECIF.		ACROFONDOS		SIN RELIEVE		SCLD.		
	Mínimo	<input type="text"/>											
	Medio	<input type="text"/>											
ESTADO TENDONAL	J_n												
	Máximo	<input type="text"/>	CON FLECC. O FRESCH					AS-ARC		SROD			
	Mínimo	<input type="text"/>											
	Medio	<input type="text"/>											
ESTADO TENDONAL	SRF												
	Máximo	<input type="text"/>	ROCA ENTUBADA		ROCA CONCRETA		CIZARRA DECID.		TENDÓN / RESISTENCIA				
	Mínimo	<input type="text"/>											
	Medio	<input type="text"/>											

Determinación de Q = $\frac{RQD}{J_r} \times \frac{J_s}{J_n} \times \frac{J_u}{SRF} = \text{---} \times \text{---} \times \text{---} = \text{---}$ Mínimo

OBSERVACIONES:

--- x --- x --- = Máximo

--- x --- x --- = Medio

--- x --- x --- = Modal

Figura 4.08 C. Registro para levantamiento geomecánico – Q Barton (Romana et al, 2003)

CLASIFICACIÓN RMR - Criterios de valoración de parámetros

> 50 MPa	200-100	100-50	50-25	25-5	0-1	1 RMR
18	13	7	4	2	1	0
$V_{R1} = 0,15 V_{C0}$		$V_{R2} = 1 + 0,10 V_{C0}$				

130-10%	00-75	75-50	50-25	1-25%
20	17	13	8	3
$V_{R3} = 0,25 V_{R0}$		$V_{R4} = 1,05 V_{R0} + 2,0 V_{R3}$		

> 3,0 m	3,00-0,60	0,60-0,30	0,30-0,05	> 0,05 m
20	16	10	0	5
V_{R5}				

SECO	HUMEDO	MOJADO	BOFIAÑO	FUJENDO
10	7	4	0	0
$V_{R6} = 10,4 V_{R5} + 2 - V_{R6}$				

Límite de 100 (Rosen et al., 82)	F	Relación entre las fuerzas del Túnel y de la Distribución:		
		PERMANENTE	AVANZADO	CAJUELA
Manejable	0	$\beta_1 < 45-70$		
Fácil	-2	$\beta_1 50-45$		
Malo	-5	$\beta_1 45-20$	$\beta_2 20-45$	$\beta_3 0-20$
Desfavorable	-10	$\beta_1 30-45$		
Muy Desfavorable	-12		$\beta_1 40-10$	

Valoración paramétrica por los condicionados de las juntas (E, S, V, ...)

	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m
CONTINUIDAD	5	4	2	1	0
APERTURA	0 mm	0,5-1	0,50-1	1-3	> 3 mm
	5	5	4	1	0
RUGOSIDAD	Muy rugosa	Rugosa	Algo rugosa	Lisa	Con arena
	5	5	3	1	0
RELLENO	Muy grueso	Grueso (2-5 mm)	Grueso (5-10 mm)	Fino (1-5 mm)	Fino (1-5 mm)
	5	4	2	2	0
ALTERACION	1	1	1	1	V+10
	5	5	3	1	0

RUGOSIDAD Y RELLENO		APERTURA O ACHO	
Muy rugosa	10	Gruesa (> 5, 10 mm)	5
Rugosa	8	Mediana (2, 10 - 1 mm)	7
Algo rugosa	6	Alfana (1 - 5 mm)	5
Lisa	5	Muy alfana (> 3 mm)	0
Lisa con arena	5	ALTERACION - METEORIZACION	
Con arena gruesa	0	Frasca / arena (1)	6
CONTINUIDAD		Algo alfana (2)	5
No persistente	5	Frasca alfana (3)	3
Subpersistente	3	Muy alfana (4)	0
Persistente	0	Compresión alfana (1/4)	0

Cálculo del RMR

$$RMR_{\text{Básico}} = \sum_{i=1}^6 V_{Fi}$$

	FAMILIA 1	FAMILIA 2	FAMILIA 3	FAMILIA 4	FAMILIA 5
Valoración $C_0 = V_{C0}$	7	7	7	7	7
RQD : V_{RQD}	7	7	7	7	7
Frecuencia S : V_{R3}	7	7	7	7	7
Continuidad =	7	7	7	7	7
Apertura o ancho =	7	7	7	7	7
Rugosidad y relleno =	7	7	7	7	7
Alteración =	7	7	7	7	7
Estado juntas : V_{R6}	7	7	7	7	7
Agua : V_{R5}	7	7	7	7	7
RMR_{Básico} =	7	7	7	7	7

$$RMR_{\text{Ajustado}} = RMR_{\text{Básico}} + F$$

Dirección del eje del túnel: $\alpha \gamma =$

$\alpha / \beta_1 =$	7	7	7	7	7
Factor de ajuste: F =					
RMR_{Ajustado} =	7	7	7	7	7

Figura 4.09 C. Registro para levantamiento geomecánico – RMR (Romana et al, 2003)

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

Figura 4.11 C. Clasificación en función del GSI (Hoek y Marinos, 2000).

Figura 4.12 C. Ángulo de fricción residual y características del material de relleno
 (Hack and Price, 1995)

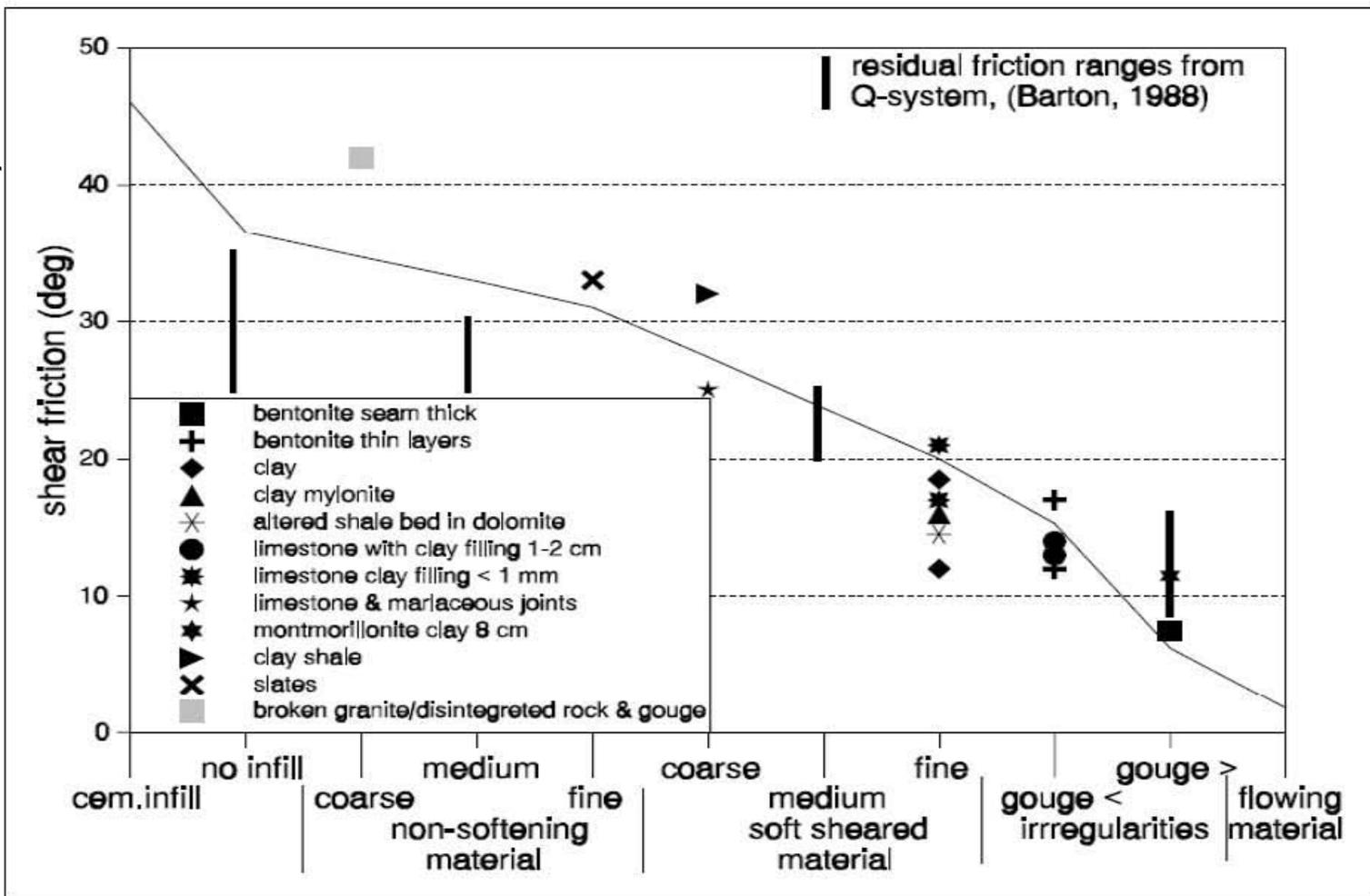
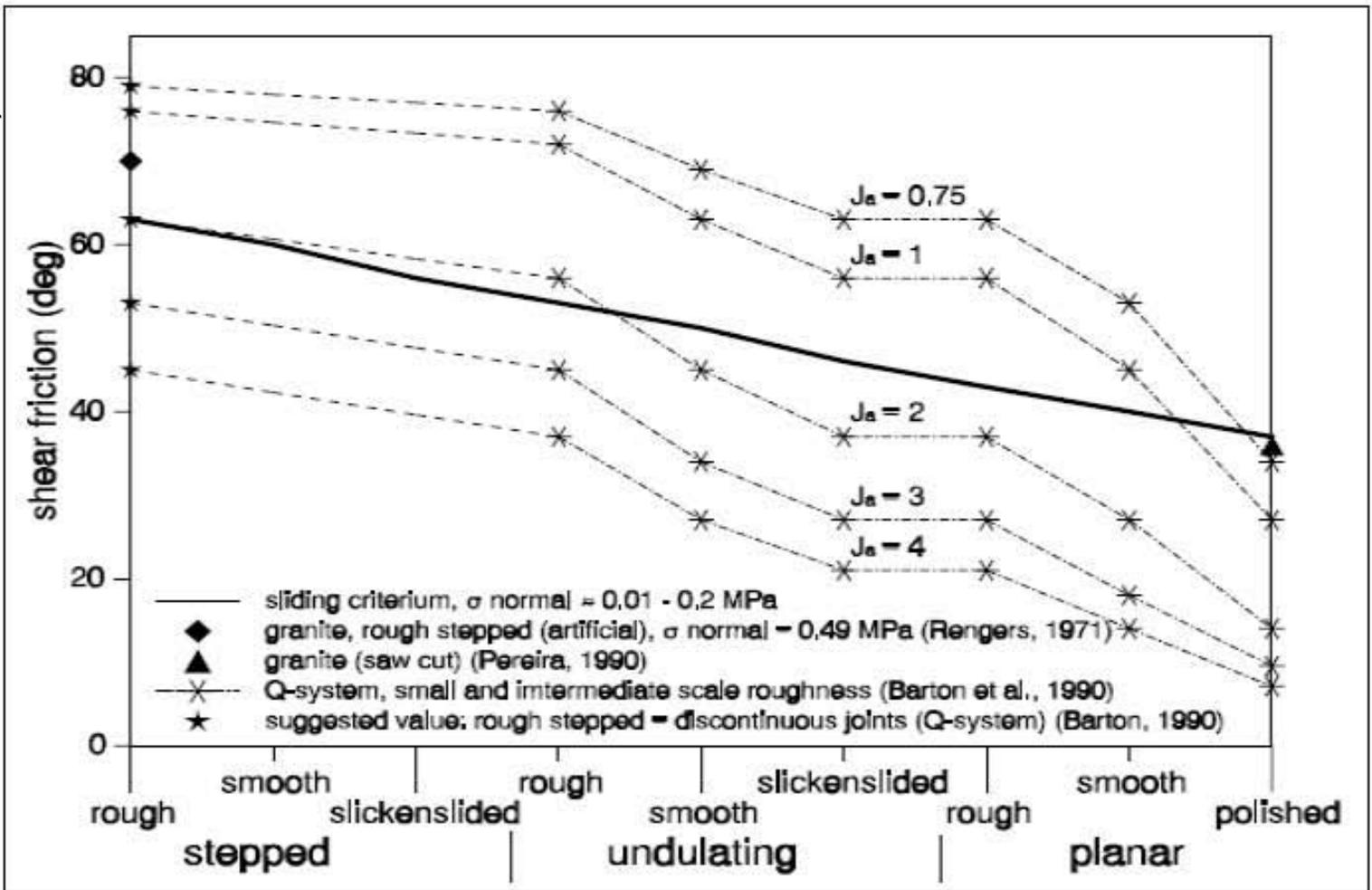


Figura 4.13 C. Ángulo de fricción residual y características de las juntas (Heek and Price, 1995)



↓ TYPE OF ANALYSIS →		Geo-structural →		Rock Mass				
				Continuum ↔	Discontinuum ↔	Equivalent Continuum		
Stress ↓		RMR						
Deformative response ↓	δ_0 (%)	Rp/Ro	Behavioral category* ↓	I	II	III	IV	V
Elastic ($\sigma_\theta < \sigma_{cm}$)	negligible	-	(a)	STABLE				
			b		INSTABLE			CAVING
Elasto-Plastic ($\sigma_\theta \geq \sigma_{cm}$)	<0.5	1-2	c		WEDGES			
	0.5-1.0	2-4	d	ROCKBURST				
	>1.0	>4	e					SQUEEZING
			(f)					→ Immediate face collapse ↑

Figura 4.14 C. Identificación del comportamiento del macizo rocoso en excavaciones subterráneas (Russo y Grasso, 2007).

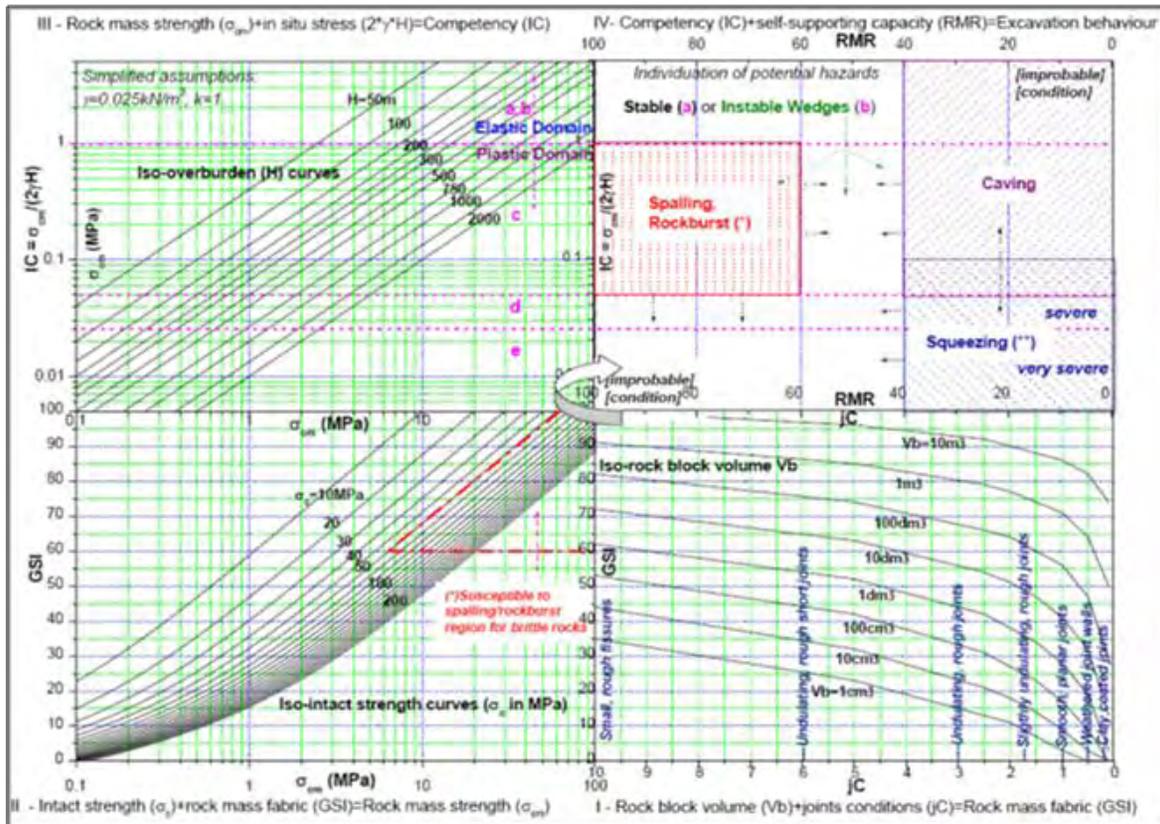


Figura 4.15 C. Multigráfico propuesto para la definición del comportamiento durante la excavación (Russo, 2008).

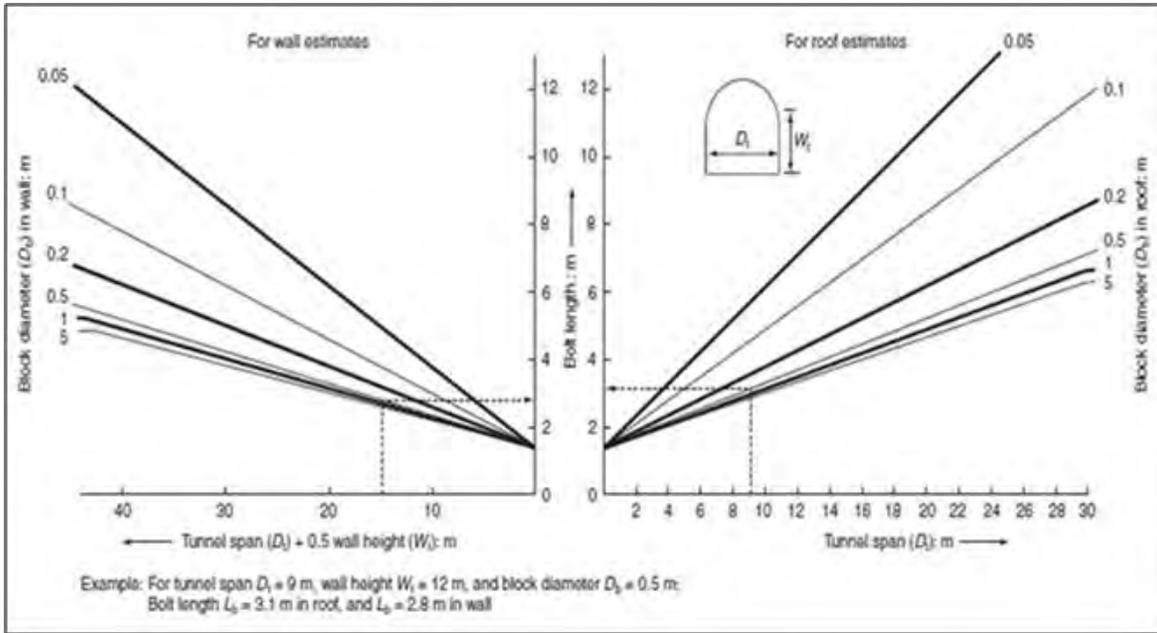


Figura 4.16 C. Longitud de anclaje en paredes y bóveda de excavaciones subterráneas.
Nota: el tamaño del bloque es el promedio de los bloques existentes
(Extraído del libro "Rock engineering", Palmström-Stille, 2010).

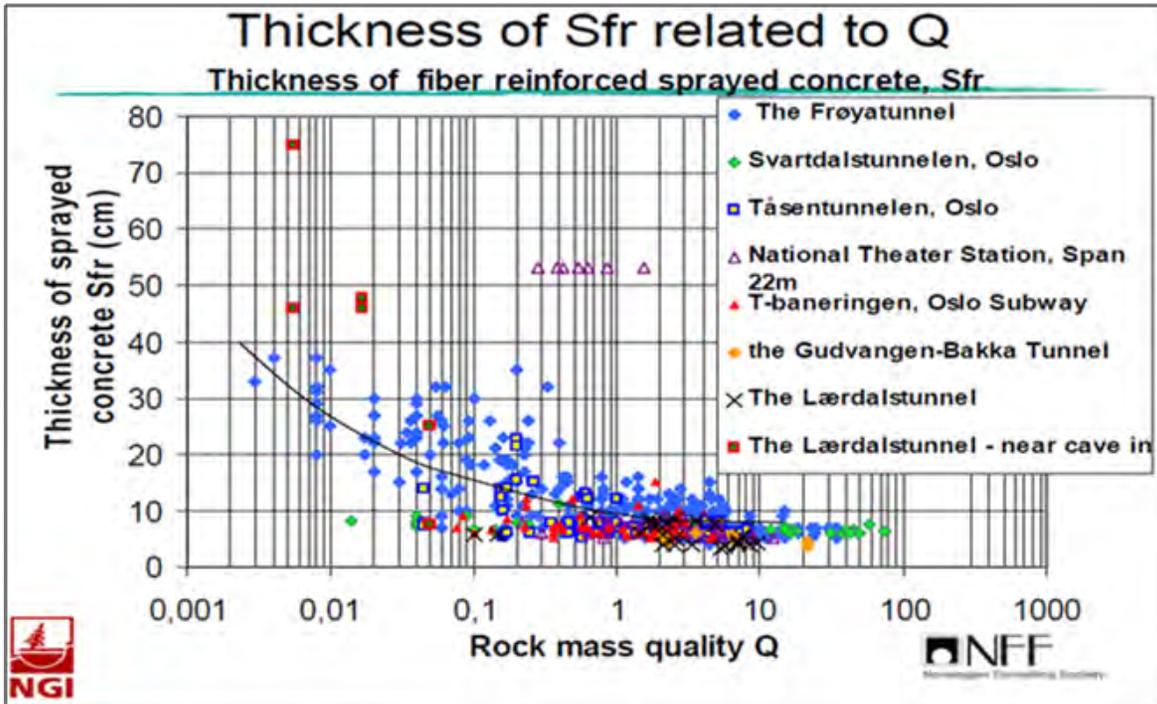


Figura 4.17 C. Espesor de concreto lanzado en función del valor Q (Barton, 2010)

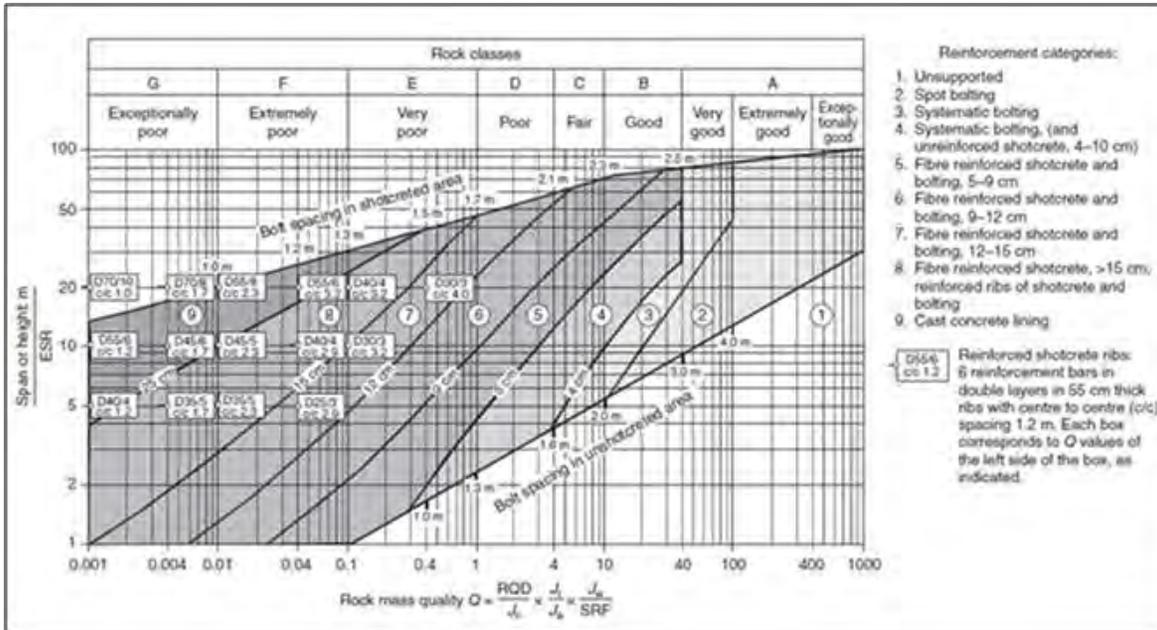


Figura 4.18 C. Gráfico para la estimación del soporte en función del valor Q (Barton y Grimstad, 2004).

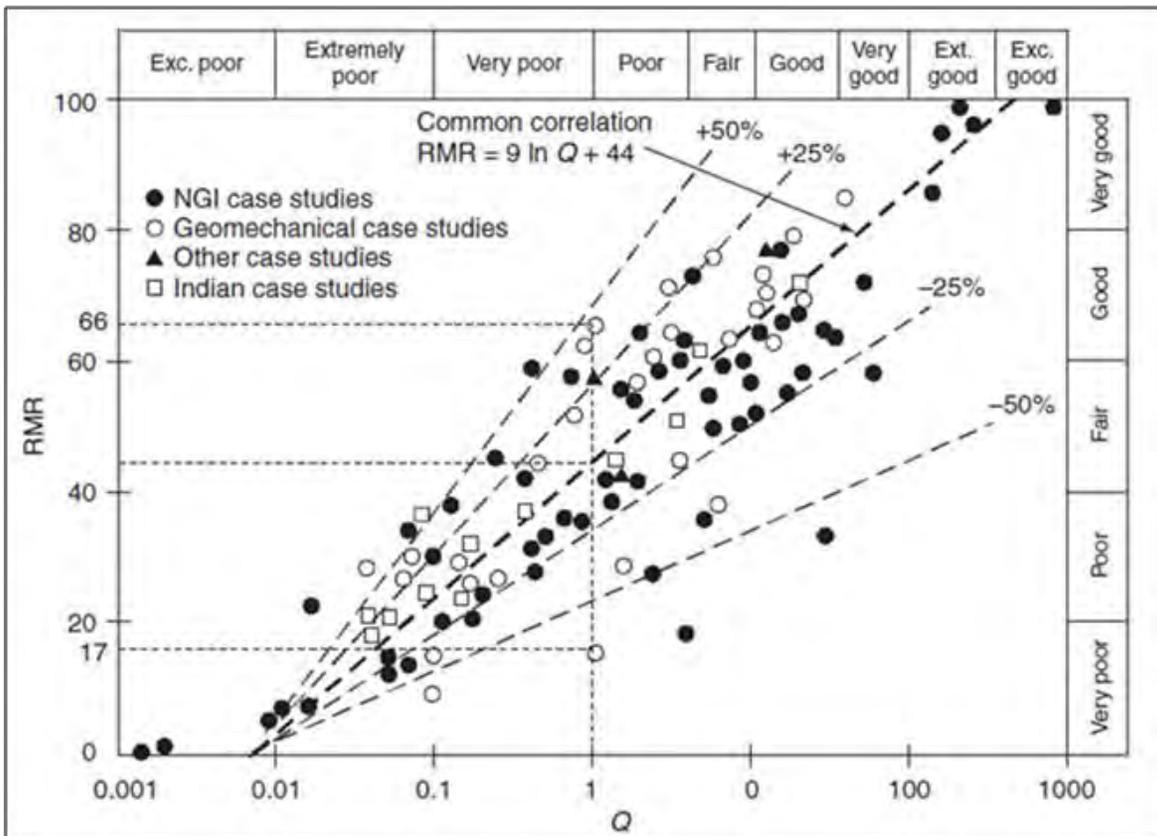


Figura 4.19 C. Correlación entre RMR y Q (Barton 2010)

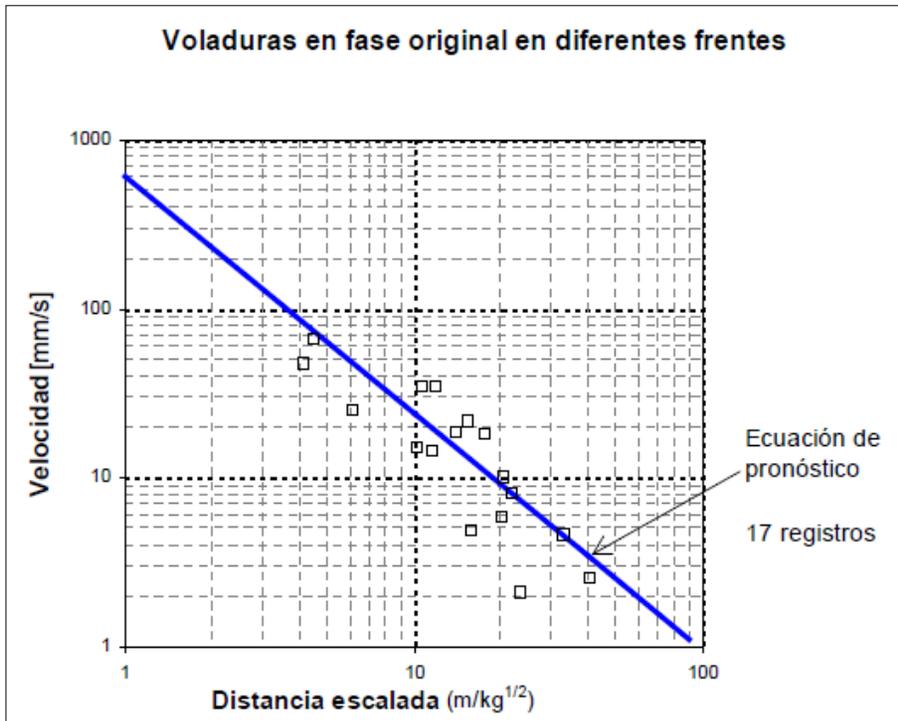


Figura 4.20 A. Velocidad de partícula en función a la distancia escalada en la fase inicial de excavación