



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**Estudio geológico-geofísico-geotécnico del  
Proyecto Hidroeléctrico Río Frío  
en San Lucas, Chiapas**

**TESIS**

Que para obtener el título de

**Ingeniero Geólogo**

**P R E S E N T A**

Mario Galván Tapia

**DIRECTOR DE TESIS**

Ing. Luis Arturo Tapia Crespo

Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2016.



## Agradecimientos

A mis padres por proporcionarme todas las facilidades para concluir mi carrera y por permitirme aprovechar todas las actividades extras durante mi estancia en la Universidad que complementaron mi formación académica y personal.

A Mitchell por ser ese impulso y apoyo para lograr todas las metas que me he propuesto. Pero en especial por todo el cariño incondicional y sin medida recibido.

Gracias a mi tío Arturo por compartirme herramientas y consejos desde que ingresé a la Facultad de Ingeniería, para aspirar a ser un ingeniero de excelencia.

A mi familia por haber creído en mí y darme palabras de aliento que me han permitido mejorar.

Al Ing. Armando Rábago por haber confiado en un estudiante de geología, y permitirme colaborar en proyectos de Geotecnia S.C., también agradezco a sus integrantes; Gonzalo Condado, Mauricio López, Horacio Escalante y Juan Carlos por compartir sin recelo lo que hacen los ingenieros geotecnistas. En particular agradezco al Ing. Rolando Verde por compartir su experiencia en campo.

A los Maestros en Ingeniería Francisco Sanchez y Edgar Montiel por acercarme a los métodos de elementos finitos y elementos discretos, y hacer las oportunas observaciones en los modelos geológicos-geotécnicos de esta tesis.

A mis sinodales; M. en I. Juan Luis Umaña, Ing. David Escobedo e Ing. Vera, mil gracias por su valioso tiempo, aporte invaluable para mejorar y concluir esta tesis.

Por último, pero no menos importante, al equipo de perforación encabezado por Erick y Salatiel, quienes me enseñaron a valorar el esfuerzo de obtener núcleos de roca de lugares prácticamente inaccesibles.

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Entorno energético.....</b>	<b>1</b>
<b>1.2 Problemática a resolver .....</b>	<b>5</b>
<b>1.3 Objetivo general del estudio .....</b>	<b>6</b>
1.3.1 Objetivos particulares .....	6
<b>CAPÍTULO 2. GENERALIDADES .....</b>	<b>7</b>
<b>2.1 Características de las obras.....</b>	<b>7</b>
2.1.1 Obra de toma.....	7
2.1.2 Línea de conducción .....	9
2.1.3 Casa de máquinas.....	9
2.1.4 Subestación eléctrica .....	10
<b>2.2 Localización y acceso.....</b>	<b>11</b>
<b>2.3 Clima y vegetación .....</b>	<b>12</b>
<b>2.4 Hidrografía.....</b>	<b>14</b>
2.4.1 Problemática ambiental del agua .....	16
<b>2.5 Sismicidad .....</b>	<b>17</b>
2.5.1 Coeficiente sísmico óptimo de diseño .....	20
2.5.2 Módulos dinámicos y relación de Poisson .....	23
<b>CAPÍTULO 3. GEOLOGÍA.....</b>	<b>25</b>
<b>3.1 Fisiografía y geomorfología .....</b>	<b>25</b>
<b>3.2 Marco geológico .....</b>	<b>27</b>
<b>3.3 Geología histórica .....</b>	<b>31</b>
<b>3.4 Marco tectónico regional .....</b>	<b>40</b>
<b>3.5 Geología local .....</b>	<b>43</b>
<b>CAPÍTULO 4. EXPLORACIÓN.....</b>	<b>46</b>
<b>4.1 Levantamiento geológico .....</b>	<b>46</b>
<b>4.2 Exploración geofísica.....</b>	<b>59</b>
4.2.1 Sondeos Eléctricos Verticales (SEV´s).....	60
4.2.2 Sísmica de refracción .....	65
<b>4.3 Exploración Directa .....</b>	<b>76</b>
4.3.1 Descripción de la exploración directa en obra de toma .....	76
4.3.2 Descripción de la exploración directa en las líneas de conducción .....	78
4.2.3 Descripción de exploración directa en casa de máquinas y subestación eléctrica.....	85
<b>CAPÍTULO 5. LABORATORIOS .....</b>	<b>87</b>
<b>5.1 Ensayes de laboratorio de mecánica de suelos .....</b>	<b>87</b>

5.1.1 Resultados de ensayos en obra de toma .....	87
5.1.2 Resultados de ensayos en las líneas de conducción .....	88
5.1.3 Resultados de ensayos en casa de máquinas .....	89
<b>5.2 Ensayes de laboratorio de mecánica de rocas .....</b>	<b>90</b>
5.2.1 Ensayes de compresión simple y deformabilidad axial .....	92
5.2.2 Ensayes de tensión indirecta en prueba brasileña .....	93
5.2.3 Ensayes triaxiales.....	95
<b>5.3 Estudios de parámetros agresivos en el suelo.....</b>	<b>96</b>
<b>5.4 Estudios de calidad de agregados para concreto.....</b>	<b>97</b>
<b>5.5 Estudio de calidad del agua del río Frío .....</b>	<b>98</b>
<b>5.6 Pruebas de permeabilidad.....</b>	<b>98</b>
5.6.1 Ensayes Lefranc.....	98
5.6.2 Ensayes Lugeon.....	101
5.6.3 Resultados de pruebas de permeabilidad .....	102
<b>CAPÍTULO 6. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS .....</b>	<b>104</b>
<b>6.1. Revisión de estabilidad de la cortina .....</b>	<b>105</b>
6.1.1 Determinación de las cargas actuantes.....	106
6.1.2 Revisión de la estabilidad por subpresión .....	110
<b>6.2 Capacidad de carga de la cortina .....</b>	<b>114</b>
<b>6.3 Capacidad de carga para las turbinas .....</b>	<b>116</b>
6.3.1 Zona de desplante de turbinas Pelton .....	118
6.3.2 Zona de desplante de turbinas Francis .....	119
<b>6.4 Cálculo del asentamiento inmediato.....</b>	<b>120</b>
6.4.1 Zona de desplante de turbinas Pelton .....	120
6.4.2 Zona de desplante de turbinas Francis .....	120
<b>6.5 Cálculo del asentamiento por consolidación.....</b>	<b>121</b>
6.5.1 Zona de desplante de turbinas Pelton .....	121
<b>6.6 Análisis de estabilidad de taludes sobre el eje de la cortina.....</b>	<b>122</b>
6.6.1 Con SLIDE.....	123
6.6.1.1 Talud izquierdo del eje de la cortina.....	124
6.6.1.2 Talud derecho del eje de la cortina.....	125
<b>CAPÍTULO 7. RESULTADOS .....</b>	<b>127</b>
<b>7.1 Recomendaciones para el diseño y construcción del PH Río Frío .....</b>	<b>127</b>
<b>7.2 Conclusiones .....</b>	<b>130</b>
Bibliografía y referencias.....	

## ANEXOS

Anexo I. Registros estratigráficos de Barrenos

Anexo II. Registros estratigráficos de PCA's

Anexo III. Eléctrica

Anexo IV. Sísmica

Anexo V. Curvas de campo geofísicas

Anexo VI. Mecánica de suelos

Anexo VII. Mecánica de rocas

Anexo VIII. Petrografía de agregados de concreto

Anexo IX. Estudios de calidad de agua

Anexo X. Pruebas de permeabilidad

Anexo XI Espectro sísmico

## PLANOS

PG-01. PLANO GEOLÓGICO GENERAL

PG-02. PLANO DE DETALLE GEOLÓGICO

PSG-03. SECCIONES GEOLÓGICAS

# CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1 Entorno energético

De acuerdo con la prospectiva del sector eléctrico de la Secretaría de Energía (SENER) en el 2014<sup>1</sup>, el crecimiento de la población fue de 0.67% en Norteamérica, para el continente africano y el resto del medio oriente fue de 1.8% y 1.6% respectivamente, mientras que para el de Europa fue de -0.29%, lo cual indica que el crecimiento poblacional varía. En el caso de Norteamérica no es tan acelerado como en Asia, pero de igual forma involucra mayores necesidades para las poblaciones (Figura 1).

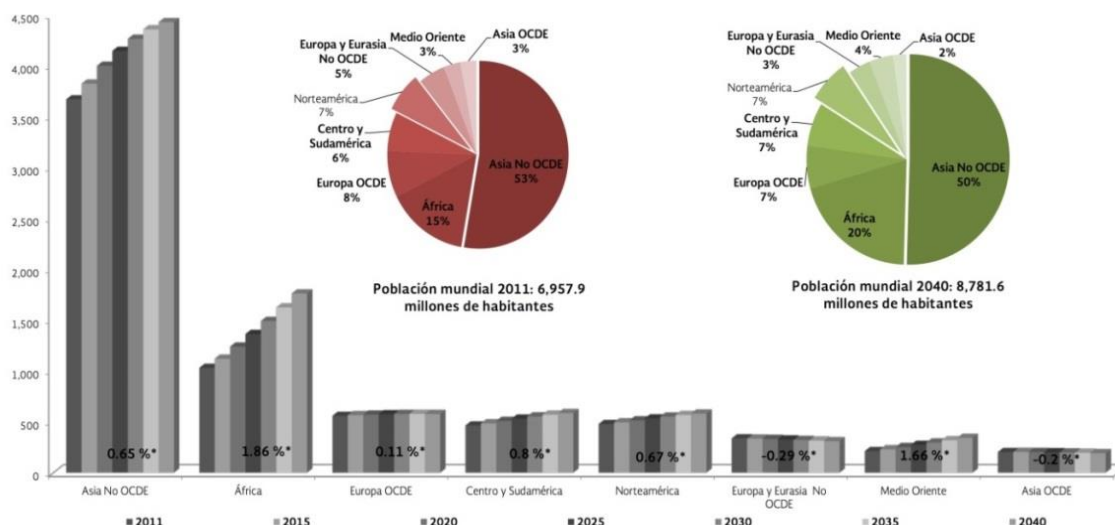
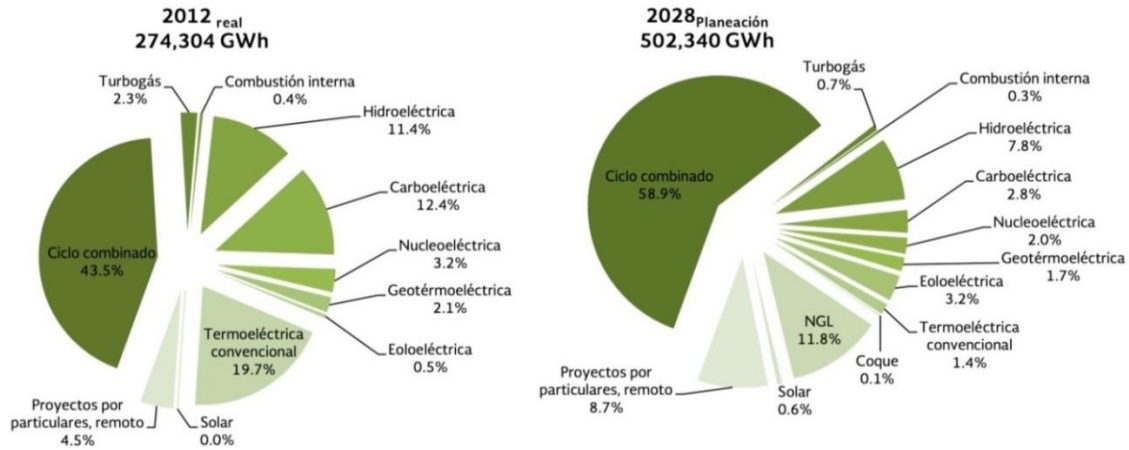


Figura 1. Propectiva mundial de población 2011-2040 (millones de habitantes).<sup>2</sup>

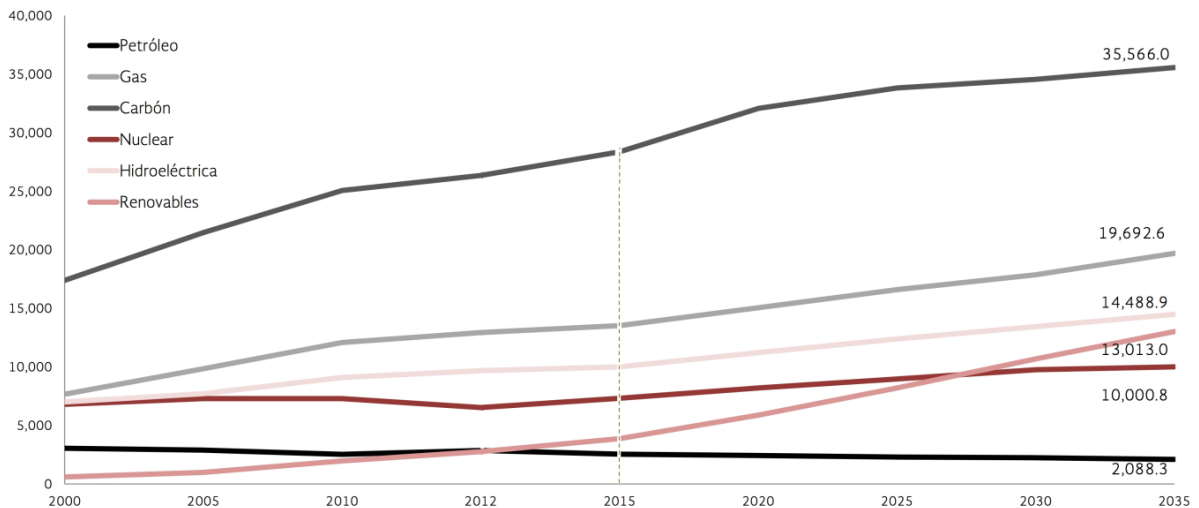
En México existen 112,336,538 (ciento doce millones) de habitantes según el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI, 2015)<sup>3</sup>, lo cual ha provocado que los servicios y recursos con los que cuenta el país, sean insuficientes para satisfacer las necesidades de los habitantes de la nación.

De manera particular, el servicio de energía eléctrica que es de los servicios más importantes para la industria y la sociedad, la SENER (2012) determinó que la fuente de energía eléctrica proveniente de hidroeléctricas en México era de 11.4%, y ha proyectado que para el 2028 se reduzca al 7.8% (Figura 2).



**Figura 2.** Generación bruta por tipo de tecnología, sistema eléctrico.<sup>2</sup>

Lo anterior, no significa que se frenen los proyectos hidroeléctricos en el país, sino que se impulsarán otro tipo de energías renovables como la eólica, la solar mediante aerogeneradores y fotoceldas voltáicas respectivamente. Dicha reducción hidroeléctrica coincide con la tendencia mundial de las fuentes de energía para la generación de electricidad (Figura 3).

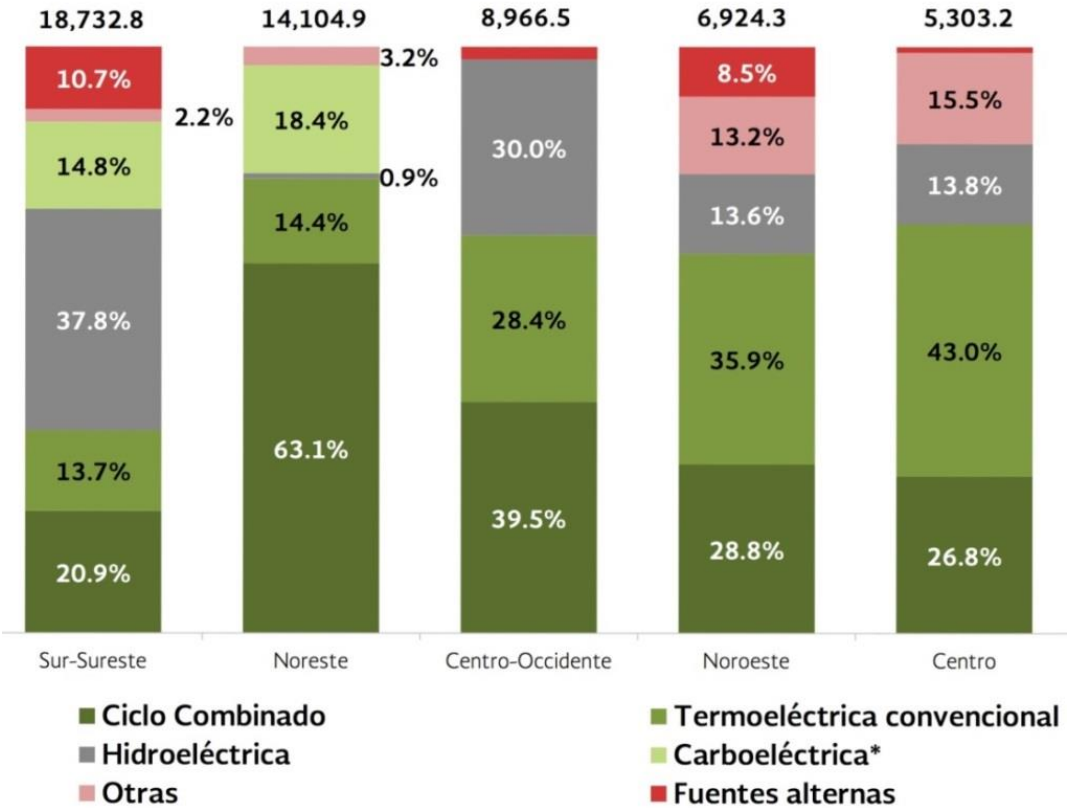


**Figura 3.** Tendencia Mundial de las fuentes de energía para la energía para la generación eléctrica (TWh).<sup>2</sup>

Las centrales hidroeléctricas son piezas fundamentales del Sistema Eléctrico Nacional (SEN). La construcción de centrales como Infiernillo, Angostura, Malpaso, Chicoasén y Aguamilpa promueve la actividad económica y el desarrollo social en sus respectivas regiones. En el 2009 la Comisión Federal de Electricidad (CFE)<sup>4</sup>

informó que en México se había explotado tan sólo una quinta parte de su potencial de generación hidroeléctrica, lo cual significa que aún existen grandes retos y también un enorme potencial para contribuir al desarrollo del país mediante la construcción de proyectos hidroeléctricos durante al menos los próximos 50 años.

El estado de mayor generación de energía eléctrica en el país es Chiapas, a partir de hidroeléctricas mediante el aprovechamiento del sistema hidroeléctrico del valle del Grijalva: Chicoasén, Malpaso, La Angostura y Peñitas. De hecho, el 37.8% de la energía producida en la región sur-sureste proviene de hidroeléctricas y el 11% de la capacidad total instalada nacional (Figura 4). En el periodo 2017-2025, se planea instalar 3 centrales hidroeléctricas para generar 780 MW adicionales de energía eléctrica; Chicoasén II, Acala y Tenosique.



**Figura 4.** Distribución de la capacidad efectiva nacional del servicio público por región y tecnología, 2013 (MW).<sup>5</sup>

Con el nuevo marco legal de la Reforma Energética promulgada en diciembre del 2013, el sector energético se enfrenta a uno de los retos más importantes de las últimas décadas, ya que esta Reforma permitirá que participen empresas públicas y privadas en igualdad de condiciones en la industria eléctrica a través de un mercado de energía, con el fin de ofrecer electricidad a precios competitivos para la industria y la sociedad (Figura 5).



## Artículo 25 Constitucional

Texto anterior	Texto vigente
... El sector público tendrá a su cargo, de manera exclusiva, las áreas estratégicas que se señalan en el Artículo 28, párrafo cuarto de la Constitución, manteniendo siempre el Gobierno Federal la propiedad y el control sobre los organismos que en su caso se establezcan.	... El sector público tendrá a su cargo, de manera exclusiva, las áreas estratégicas que se señalan en el Artículo 28, párrafo cuarto de la Constitución, manteniendo siempre el Gobierno Federal la propiedad y el control sobre los organismos y <b>empresas productivas del Estado</b> que en su caso se establezcan. <b>Tratándose de la planeación y el control del sistema eléctrico nacional, y del sector público de transmisión y distribución de energía eléctrica, así como de la exploración y extracción de petróleo y demás hidrocarburos, la Nación llevará a cabo dichas actividades en términos de lo dispuesto por los párrafos sexto y séptimo del artículo 27 de esta Constitución. En las actividades citadas la ley establecerá las normas relativas a la administración, organización, funcionamiento, procedimientos de contratación y demás actos jurídicos que celebren las empresas productivas del Estado, así como el régimen de remuneraciones de su personal para garantizar su eficacia, eficiencia, honestidad, productividad, transparencia y rendición de cuentas, con base en las mejores prácticas, y determinará las demás actividades que podrán realizar.</b>
... Bajo criterios de equidad social y productividad se apoyará e impulsará a las empresas de los sectores social y privado de la economía, sujetándolos a las modalidades que dicte el interés público y al uso, en beneficio general, de los recursos productivos, cuidando su conservación y el medio ambiente.	... Bajo criterios de equidad social, productividad y <b>sustentabilidad</b> se apoyará e impulsará a las empresas de los sectores social y privado de la economía, sujetándolos a las modalidades que dicte el interés público y al uso, en beneficio general, de los recursos productivos, cuidando su conservación y el medio ambiente.
... La ley alentará y protegerá la actividad económica que realicen los particulares y proveerá las condiciones para que el desenvolvimiento del sector privado contribuya al desarrollo económico nacional, promoviendo la competitividad e implementando una política nacional para el desarrollo industrial que incluya vertientes sectoriales y regionales, en los términos que establece esta Constitución.	... La ley alentará y protegerá la actividad económica que realicen los particulares y proveerá las condiciones para que el desenvolvimiento del sector privado contribuya al desarrollo económico nacional, promoviendo la competitividad e implementando una política nacional para el desarrollo industrial <b>sustentable</b> que incluya vertientes sectoriales y regionales, en los términos que establece esta Constitución.

**Figura 5.** Nuevo marco legal de la Reforma Energética promulgada en diciembre del 2013.<sup>2</sup>

Por esta razón, actualmente surgen proyectos hidroeléctricos para asegurar el abastecimiento nacional de energía eléctrica a lo largo del país. En este contexto, los inversionistas a cargo de estos proyectos necesitan saber el costo real de las obras del proyecto, mediante una adecuada exploración geológica, geofísica, geotécnica para determinar la sustentabilidad financiera y determinar las mejores alternativas del proyecto, reduciendo el costo económico.

## 1.2 Problemática a resolver

El proyecto Río Frío es un proyecto hidroeléctrico que se desarrollará en San Lucas, Chiapas, el cual contempla una presa derivadora de concreto (obra de toma), un canal de captación y conducción del agua proveniente del río frío (líneas de conducción) que incluye tramos de tubería externa y tubería dentro de 4 túneles, para finalmente dirigir el agua hacia una central de generación hidroeléctrica (casa de máquinas y subestación eléctrica).

Sin embargo, las especificaciones del proyecto fueron determinadas a partir de la topografía e hidrología local, sin considerar las condiciones geológicas-geotécnicas del sitio, por lo que los inversionistas a cargo del proyecto tienen una incertidumbre en el costo real del proyecto, ya que este depende del tipo de material y de la factibilidad geológica.

Por esta razón, este trabajo presenta la exploración directa e indirecta necesaria para conocer la distribución de los materiales en donde se pretende desplantar las obras del proyecto hidroeléctrico Río Frío, también se enfatiza la importancia de la mecánica de suelos y rocas que proporciona los parámetros geomecánicos para los análisis de estabilidad de las obras para finalmente determinar la factibilidad del proyecto y proponer mejores alternativas a los problemas encontrados buscando reducir el costo económico, con la finalidad de determinar la sustentabilidad financiera del proceso de excavación y construcción del proyecto.

Por tanto el estudio efectuado es un estudio de ingeniería de semidetalle, realizado para contar con la información suficiente para determinar la factibilidad del proyecto y hacer las recomendaciones pertinentes del proceso constructivo y de la estabilidad de las obras mediante los análisis geotécnicos a partir del modelo geológico-geotécnico para conocer las condiciones de capacidad de carga del terreno, deformabilidad, estabilidad de la cortina y de dos taludes sobre las márgenes de Obra de Toma.

Es importante mencionar que dichos estudios permitirán al constructor apoyar el diseño de sus obras, calcular el tiempo y el costo real del proyecto, pero principalmente contará con las condiciones de seguridad para asegurar una vida útil aceptable. Por lo que, la omisión de dichos estudios puede propiciar desde un aumento de tiempo y costo que se pudo haber previsto o evitado, hasta no encontrar una solución a tiempo a los problemas encontrados durante la excavación de obras subterráneas y superficiales.

De acuerdo con la empresa de profesionales de Inglaterra Bexley<sup>6</sup>, se sugiere que la exploración básica del sitio que incluye la geología, geofísica, geohidrología y pruebas geotécnicas, representen una inversión del 2 o 3 por ciento del costo total del proyecto. En resumen, a mayor exploración, menor incertidumbre en el modelo geológico y por tanto un diseño geotécnico con un menor grado de incertidumbres que se traducen en reducción de gastos a futuro.

## 1.3 Objetivo general del estudio

Exponer la exploración directa e indirecta necesaria para la obtención de un modelo geológico que permita analizar la estabilidad de las obras y la factibilidad del proyecto hidroeléctrico Río Frío, para reducir las incertidumbres del proceso de excavación y construcción de las obras.

### 1.3.1 Objetivos particulares

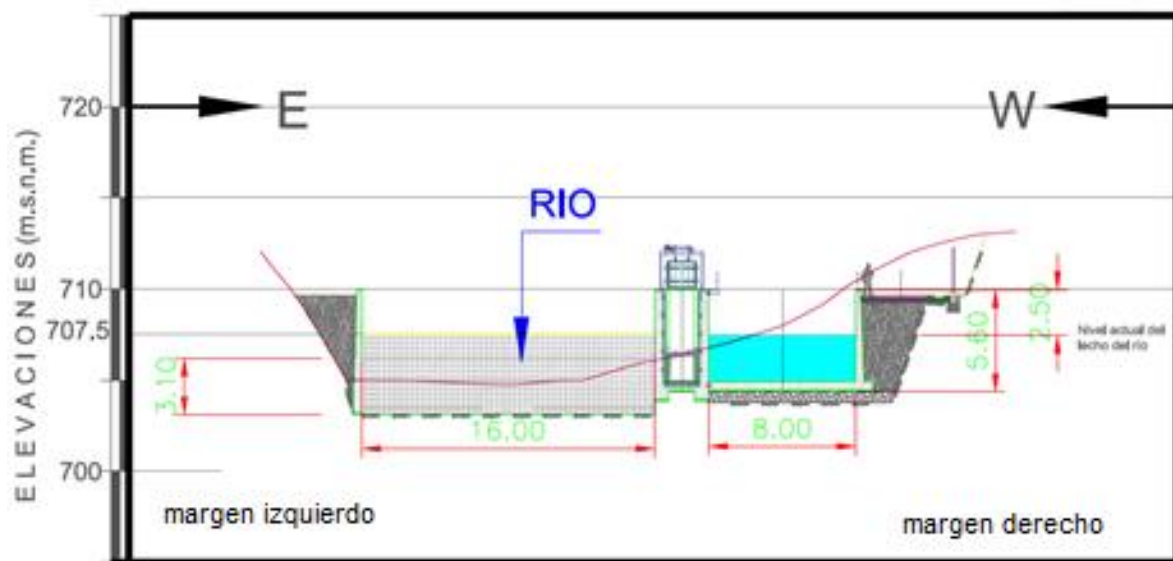
- Proponer la ubicación de los bancos de materiales sugeridos para la construcción del proyecto, incluyendo las exploraciones para conocer su volumen y sus características como agregados de concreto.
- Mostrar la relevancia de los resultados de los estudios de parámetros agresivos en suelo, de calidad para agregados de concreto y de calidad de agua para el Proyecto Hidroeléctrico Río Frío.
- Presentar la importancia de los ensayos de laboratorio de mecánica de rocas y suelos, principalmente los criterios para elegir los parámetros geomecánicos más adecuados que permitan caracterizar el sitio para hacer los análisis geotécnicos.
- Manifestar la importancia de los análisis geotécnicos para la sustentabilidad financiera del proyecto hidroeléctrico e indicar las recomendaciones para la estabilidad de las obras del proyecto y los taludes sobre el eje de la cortina.

## CAPÍTULO 2. GENERALIDADES

### 2.1 Características de las obras

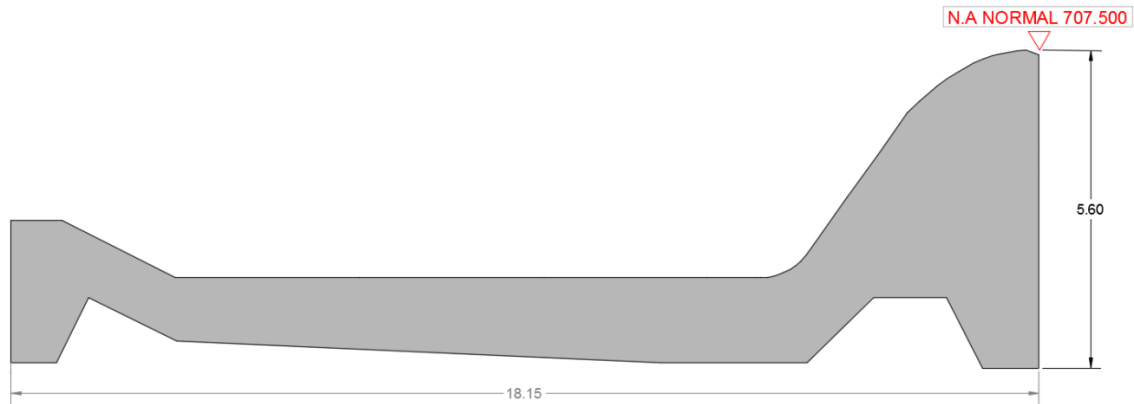
#### 2.1.1 Obra de toma

La obra de toma del Río Frío consta de una presa derivadora de concreto de gravedad con una altura hasta la corona de 7 m; la longitud del vertedor es de 16 m en dirección transversal al río y su altura en el eje de la toma es de 5.60 m. La cresta del vertedor se encuentra en la elevación 707.5 msnm con muros de encauce que alcanzan 2.5 m adicionales de altura para llegar a la elevación 7010 msnm. (Ver Figura 6). En el lado derecho del vertedor está el canal de desagüe de fondo de 1.40 m de ancho y le sigue a la derecha del mismo el canal de toma de 8 m de ancho, ambos con piso en la elevación 705 msnm.



**Figura 6.** Sección frontal de la presa derivadora y el canal de conducción.

En el sentido longitudinal al río, el vertedor alcanza 18.15 metros de longitud y el fondo de la cubeta deflectora se encuentra en la elevación 703.5 msnm (Ver Figura 7).

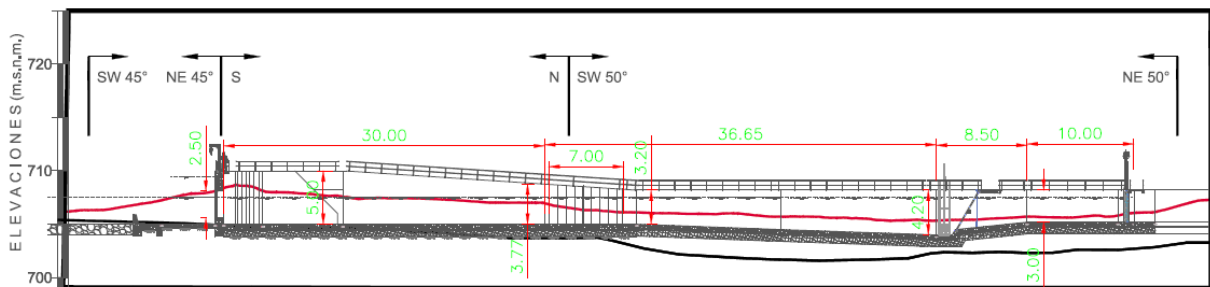


**Figura 7.** Vista longitudinal de la presa derivadora.

El canal de desagüe tiene la misma longitud del vertedor (18.15 m) en el sentido longitudinal del río y está equipado con una compuerta deslizante que se opera desde la elevación 710 msnm ubicada a 2.25 m de distancia del inicio del canal.

A la derecha del canal de desagüe de fondo está adosado el canal de toma con una toma diagonal de 8.50 m de ancho que incluye tres vanos de 2.50 m de longitud con rejillas para retención de partículas gruesas; después de las rejillas el ancho del canal es de 8 m y longitudinalmente tiene un tramo de 30 m de longitud de dirección norte-sur seguido de una curva de 5 m para entrar al desarenador de 36.50 m de largo y terminar con una transición donde la sección transversal pasa de 8 m a 4 m, siendo este último el ancho del canal de conducción. Al final del desarenador, antes de la rejilla de finos, en la parte más baja del mismo (elevación 704 msnm) se cuenta con una compuerta lateral de 1.5 m de ancho colocada en la pared izquierda del canal, que servirá para desalojar periódicamente las partículas sólidas acumuladas hacia un canal de desfogue perpendicular al eje del desarenador. Ver Figura 8.

El tramo final de transición ubicado 7 m después de las rejillas de finos, es de 8.5 m de longitud con piso en la elevación 705.20 msnm y termina en la compuerta deslizante de aislamiento del canal. A partir de este punto se inicia el canal de conducción de 4 m de ancho con piso en la elevación 705.20 msnm y aproximadamente 107.50 m de longitud hasta el portal de entrada del túnel canal de conducción.

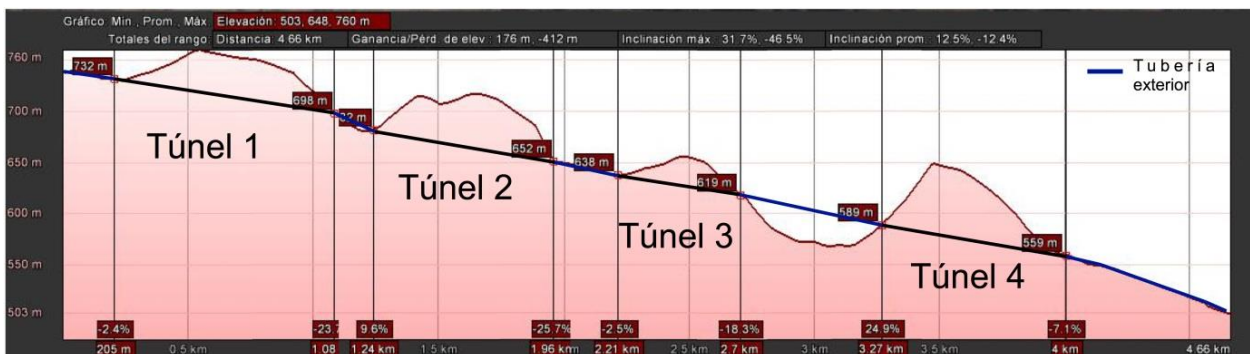


**Figura 8.** Vista lateral del canal de conducción.

## 2.1.2 Línea de conducción

El trazo de la línea de conducción del PH Río Frío que trasladará agua hasta la planta de generación hidroeléctrica, se encuentra ubicado sobre la margen derecha del río, con dirección promedio NW-SE y entre las elevaciones 705 msnm al inicio del canal y 491.7 msnm en su salida a la casa de máquinas, lo que representa una carga hidráulica de 213.3 m.

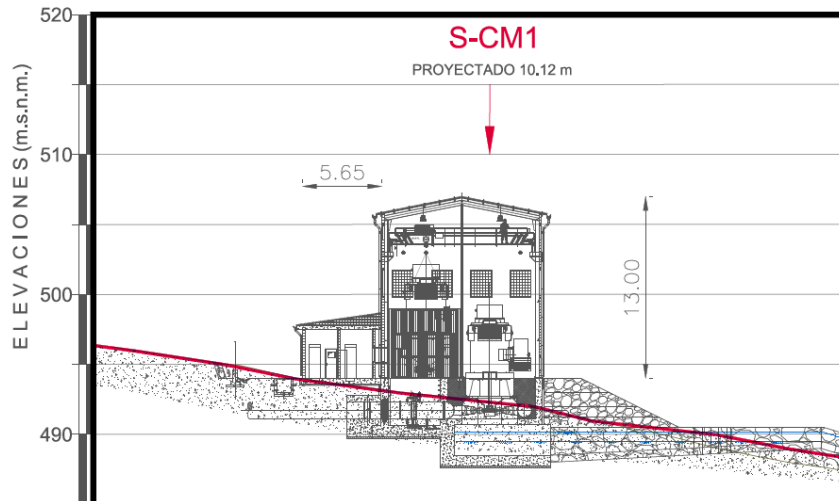
La línea de conducción está integrada inicialmente por un canal de 102 m de longitud, 4 m de ancho y 2.30 m de altura al nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO); posteriormente continua por una tubería de 750 m de longitud (túnel 1), seguido de 300 m de longitud mediante una tubería de presión externa de acero de 2.1 m, le continúa una tubería del mismo diámetro de 715 m de longitud (túnel 2); seguido de una tubería exterior de 260 m de longitud, le sigue una tubería de 480 m de longitud (túnel 3) para después continuar con una tubería de presión externa de 570 m, luego una tubería de 557 m de longitud (túnel 4) y termina su recorrido con una tubería exterior de 850 m de longitud, hasta llegar a la casa de máquinas. La longitud total de la conducción sumando los tramos mencionados es de 4.584 kilómetros.



**Figura 9.** Perfil de elevación topográfica generado del GoogleEarth, a partir de los puntos de GPS en X y Y, Datum UTM, tomados en campo. Nótese la carga hidráulica mayor a 200 m generados en el trazo de la línea de conducción.

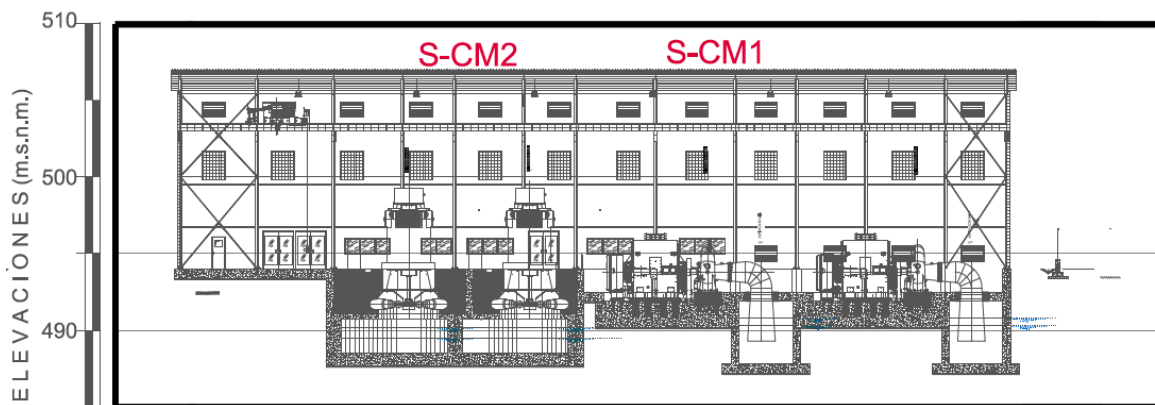
## 2.1.3 Casa de máquinas

La casa de máquinas se encuentra localizada en la margen derecha del río Frío desplantada en un área de 53.90 m x 11.00 m (L x A) medidos de eje a eje; contiguo al área de desplante se localiza el edificio auxiliar con medidas de 38.10 m x 5.65 m (largo y ancho), haciendo así un área de desplante total entre la casa de máquinas y el edificio auxiliar de 808 m<sup>2</sup>. En sección transversal, la estructura metálica de la casa de máquinas tiene una altura de 13 m, comprendidos entre la elevación 494 msnm del piso de operación a la 507 msnm del vértice del techo (Figura 10).



**Figura 10.** Vista lateral de casa de máquinas y edificio auxiliar.

La casa de máquinas incluye dos turbinas; una tipo Francis y la otra tipo Pelton ubicadas en la elevación 490.20 m y 487.70 msnm respectivamente. La tipo Francis (S-CM1) es la que pertenece al P.H. Río Frío, ya que requiere una carga hidráulica total del orden de 212 m para generar 200 MW de electricidad. Mientras que la tipo Pelton pertenecen a otro proyecto hidroeléctrico, la cual está fuera de los objetivos y alcances de este trabajo, pero cabe destacar que también generará 200MW pero con una carga hidráulica menor 145.81 m.



**Figura 11.** Vista frontal de casa de máquinas y edificio auxiliar.

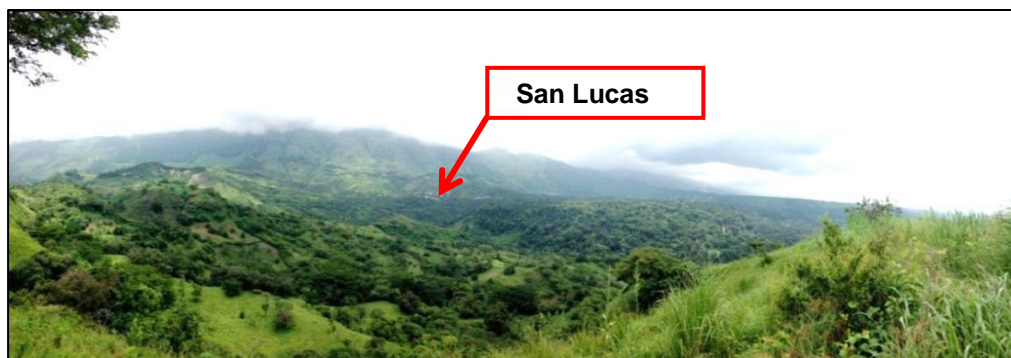
#### 2.1.4 Subestación eléctrica

La subestación eléctrica se encuentra ubicada ladera arriba de la casa de máquinas, al noroeste de la misma, a una distancia de 53 m entre ejes, en una plataforma de 32.50 x 25 m con elevación de 499 msnm, entre las coordenadas UTM X=527,956; Y=1'836,501 y 1'836,459.

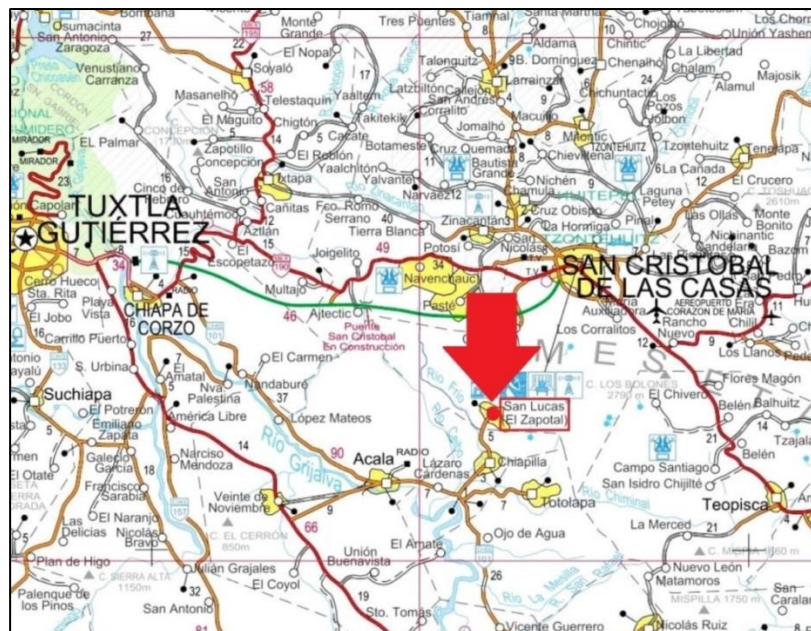
## 2.2 Localización y acceso

El estado de Chiapas, se encuentra ubicado en la región sur-sureste de México, junto con los estados de Tabasco, Campeche y Quintana Roo, los cuales regionalmente conforman la frontera sur de México y parte de la región sur-sureste del país; colinda con Guatemala y Belice.

El área donde se realizaron los estudios del proyecto hidroeléctrico Río Frío se encuentra en la parte central del estado de Chiapas al sureste de la ciudad capital Tuxtla Gutiérrez, en el municipio de San Lucas (Fotografía 1), cerca del poblado del mismo nombre (Figura 12), entre las coordenadas UTM X=524,700 y 525,100; Y= 1'839,350 y 1'839,700.



**Fotografía 1.** Vista al norte del municipio de San Lucas desde el camino de terracería de la zona del proyecto Río Frío. Nótase la sierra de Los Altos de Chiapas.



**Figura 12.** Localización y acceso al municipio de San Lucas del estado de Chiapas al sureste de la ciudad capital Tuxtla Gutiérrez.



El acceso a la zona de estudio se realiza a partir de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, capital del estado de Chiapas; a partir de este punto se continúa con dirección hacia el oriente por la autopista 90D que une a Tuxtla Gutiérrez con la ciudad de San Cristóbal de las Casas, hasta hallar el entronque con la carretera federal 190 con dirección al poblado de Chiapa de Corzo, se toma el libramiento norte del poblado; después de 2.5 km de recorrido del libramiento se llega al entronque con la carretera estatal 101 con dirección al municipio de Acala y después de 32.5 km de recorrido, se toma la desviación al poblado de Chiapilla, para continuar después de 15 km con dirección al municipio de San Lucas. Un kilómetro antes de llegar a San Lucas se desvía por un camino de terracería, con tramos de muy malas condiciones con dirección a la localidad del Nichi; a partir de este punto se abandona el vehículo y se continúa el recorrido a pie sobre veredas hasta la zona del proyecto.

### 2.3 Clima y vegetación

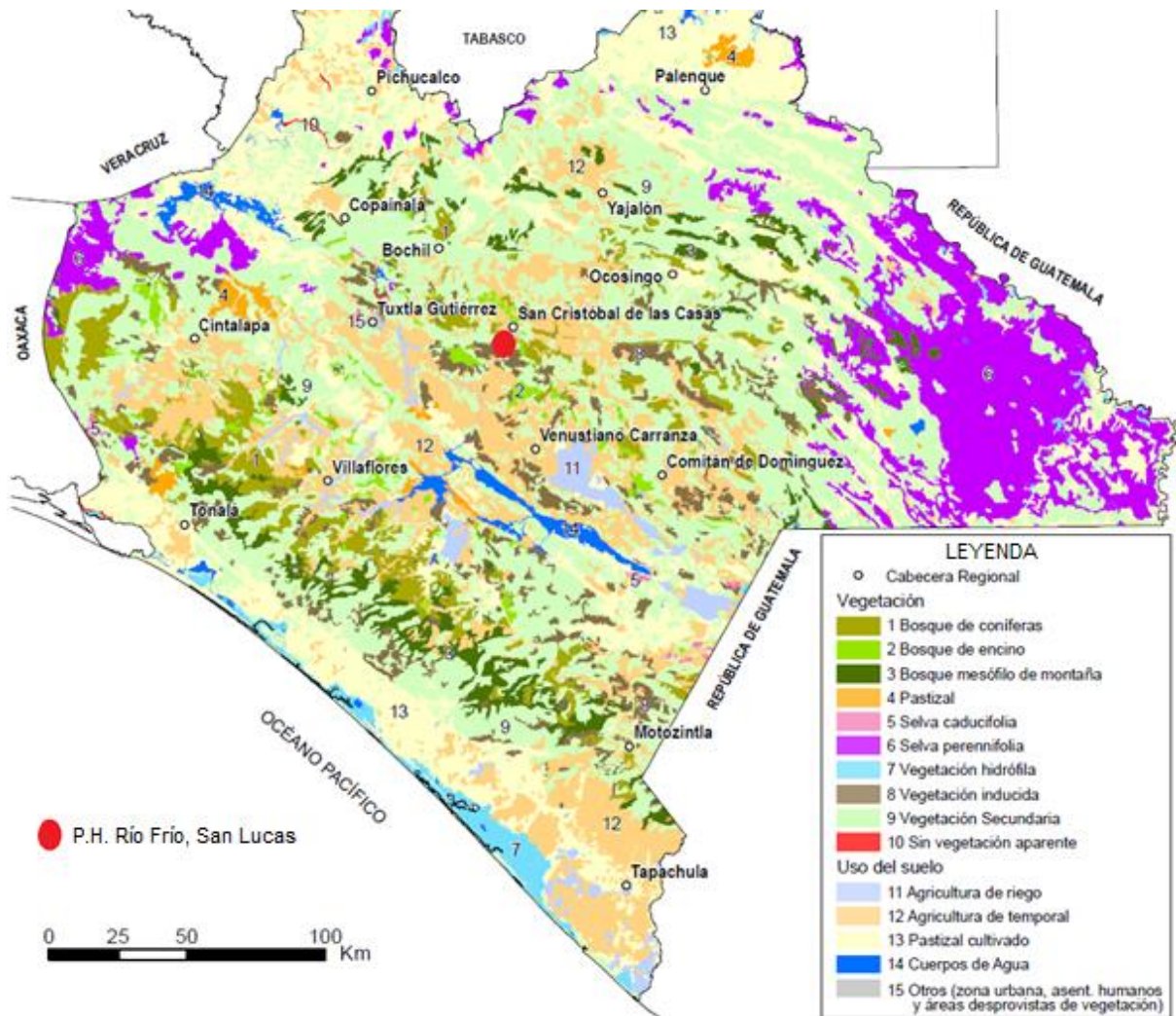
El estado de Chiapas, situado al sureste de la República Mexicana, colinda al oeste con los estados de Oaxaca y Veracruz, al norte con Tabasco, al oriente y sureste con la región centroamericana de la República de Guatemala, y al suroeste con el Océano Pacífico.

Debido a la posición geográfica y morfológica, los climas y la vegetación de Chiapas son variados. En la parte central del estado el clima es templado a cálido y semi-tropical. Mientras que hacia las partes altas, las altitudes modifican la temperatura a un clima Frío. Por lo tanto, en cuanto a la vegetación de la parte central del estado, se caracteriza por ser de vegetación baja; plantas herbáceas que pertenecen al bosque encino y coníferas (Fotografía 2), mientras hacia las partes altas predominan el bosque mesófilo, selva caducifolia, y perennifolia.



**Fotografía 2.** Vista al noroeste que muestra la vegetación de la margen derecha del río Frío alejado 800 m de la obra de toma, donde existe acantilados con profundas cañadas labradas.

Los suelos son de poco espesor y están formados por tierras de color marrón de tono claro a oscuro, con poco limo y arcilla. El uso del suelo principalmente es para agricultura temporal y de riego. La actividad agropecuaria en la zona incluye predominantemente los cultivos de maíz, chile, plátano, mamey, frijol y la crianza de ganado bovino (Figura 13). En lo que se refiere a la cobertura agrícola, la región está conformada por agricultura de temporal (16,000 km<sup>2</sup>), pastizal cultivado (27,465 km<sup>2</sup>) y agricultura de riego (1383 km<sup>2</sup>).



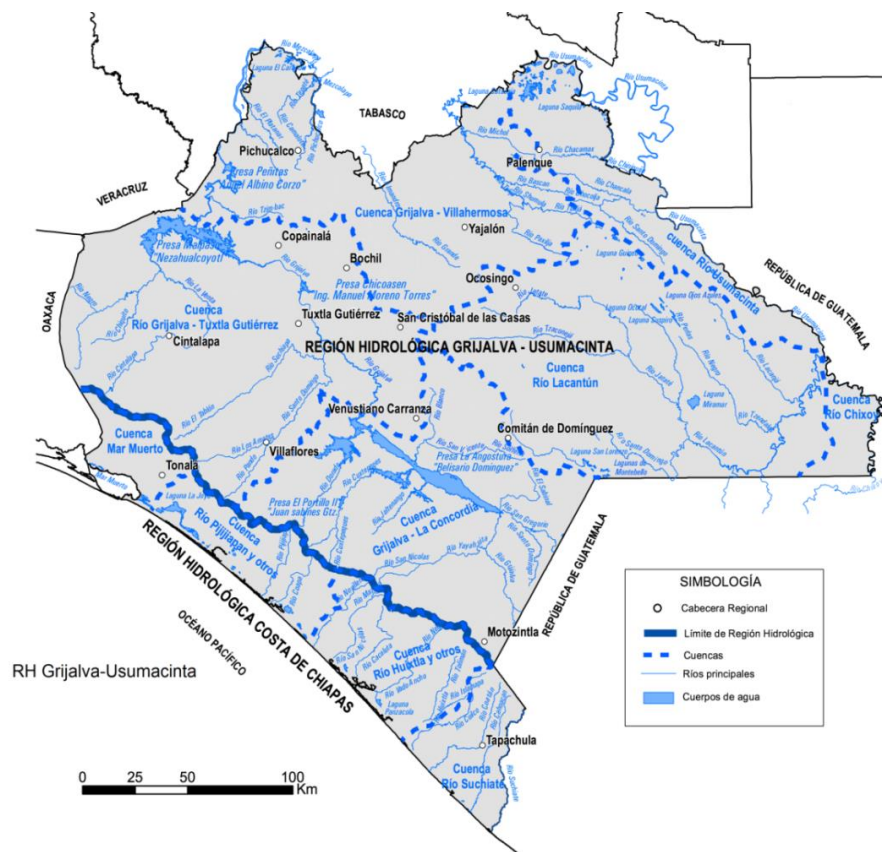
**Figura 13.** Distribución vegetal y uso de suelo en Chiapas.<sup>7</sup>

La fauna está integrada por: venado, tigrillo, armadillo, jabalí, víboras de cascabel, nauyaca, halcones, aves diversas; en tiempo de lluvias se desarrollan muchos tipos de insectos; en los ríos se encuentran diversos tipos de peces y en algunos como el Grijalva, hay lagartos.

## 2.4 Hidrografía

Chiapas cuenta con un gran número de corrientes fluviales, las cuales se agrupan en dos grandes vertientes, la del Pacífico y la del Golfo México. El proyecto Hidroeléctrico Río Frío pertenece a la vertiente del Golfo, la cual está dividida en dos grandes cuencas; la del río Grijalva y la del río Usumacinta.

Según datos del INEGI, el río Grijalva pertenece a la Región Hidrológica Administrativa (RHA)<sup>8</sup> XI Frontera Sur, la cual comprende la totalidad de los estados de Chiapas y Tabasco, y en una pequeña porción al estado de Oaxaca. Para fines de planeación y conocimiento de los recursos hidráulicos en Chiapas, la RHA XI Frontera Sur contempla cuatro Regiones Hidrológicas (RH); la RH 23 Costa de Chiapas (11.66%), la RH 29 Coatzacoalcos (6.06%), la RH 22 Tehuantepec (0.02%) y la RH 30 Grijalva-Usumacinta es la más grande en el estado con 82.26% de la superficie estatal (Figura 14).



**Figura 14.** Regiones hidrológicas de Chiapas.<sup>9</sup>

La RHA XI Frontera Sur está compuesta por ocho subregiones hidrológicas: Costa de Chiapas, Alto Grijalva, Bajo Grijalva-Planicie, Bajo Grijalva Sierra, Lacantún-Chixoy, Usumacinta, Medio Grijalva y Tonalá-Coatzacoalcos. (Figura 15). Particularmente el proyecto hidroeléctrico Río Frío pertenece al Medio Grijalva.



Figura 15. Regiones hidrológicas de Chiapas.<sup>10</sup>

La cuenca total del río Grijalva es de 38,240 km<sup>2</sup> de los cuales el 85% pertenece a México, en tanto que el restante 15% a Guatemala. Un rasgo notable lo constituye el Cañón del Sumidero, con paredes verticales de hasta 1,200 m, que el río labra en su parte media. De acuerdo con el Diario Oficial de la Federación, el río Grijalva o Grande de Chiapas presenta el mayor potencial hídrico, con más de 55,000 hm<sup>3</sup> de disponibilidad de agua superficial. A su paso por la Central Hidroeléctrica de

Chicoasén, se le ha medido un escurrimiento medio anual de 11,880 millones de m<sup>3</sup>. Dicho río nace en la sierra de Cuchumatanes, localizada en Guatemala, y fluye en dirección NW atravesando la región fisiográfica Depresión Central de Chiapas. La corriente del Grijalva se nutre principalmente de los ríos Pichucalco, Almandro y Tulija en la Cuenca Grijalva-Villahermosa; por los ríos Sta. Catarina-La Venta y Santo Domingo en la Cuenca Grijalva-Tuxtla Gutiérrez, después de recibir la corriente del río de la Venta, cambia su nombre por el de Mezcalapa. Mientras que los ríos Ningunilo y Jaltenango son para la Cuenca Grijalva-La Concordia. La Cuenca Lacantún es la corriente más grande de Chiapas, con un cuerpo de agua llamado Miramar y las corrientes superficiales Tzaconeja, Jatate, Lacantun y Santo Domingo.

Dentro de la misma cuenca del Grijalva en la región fisiográfica de las Sierras Plegadas del Norte de Chiapas se originan los ríos Pichucalco, Teapa y Tacotalpa; este último tiene su origen en las cercanías del municipio de San Cristóbal de las Casas y recibe a seis ríos como afluentes: Chenalhó, Tanaté, Chacté, Cuculhó, Plátanos y Catarina, antes de unirse con el Teapa, que a su vez capta al Pichucalco y al Puyacatenco

La zona del municipio de San Lucas integra los cauces de los ríos Frío y Blanco, cuyos caudales son aprovechados por este proyecto hidroeléctrico, los cuales se unen muy cerca del poblado San Lucas, y junto con los ríos Zapote, Camarón y San Lorenzo forman el río Salado, tributario al río Grijalva.

#### 2.4.1 Problemática ambiental del agua

Los servicios de agua potable, de acuerdo con el Censo de Población y Vivienda realizado por el INEGI (2010), la Región Frontera Sur alcanzó una población de 5.7 millones de habitantes, en ella se ubican ciudades como Villahermosa y Cárdenas en el estado de Tabasco; Tapachula, Tuxtla Gutiérrez, San Cristóbal de Las Casas y Comitán de Domínguez dentro del estado de Chiapas, es decir, sólo el 76% tiene cobertura con dicho servicio. En el medio rural, existen amplios sectores de población marginada con un acceso restringido a los servicios básicos de agua potable, saneamiento, educación y salud. Aún en las ciudades principales del estado, la calidad de los servicios de agua potable y alcantarillado es insuficiente.

Se calcula que para el año 2025 la población ascenderá a 7.5 millones de habitantes, de los cuales 54% se ubicará en zonas urbanas. En este sentido, la principal preocupación radica en el sector hidráulico y ambiental. Por este motivo existe un fuerte interés en; elevar los niveles de suministro de agua potable, alcantarillado y saneamiento básico, así como reducir los riesgos por inundaciones y el deterioro del medio ambiente.

El problema de la contaminación en el ámbito hídrico de la región se refiere a las descargas residuales de la población, así como las aguas vertidas por las agroindustrias. La mayoría de estos causados por eventos meteorológicos extremos,

insuficiencia de servicios de agua potable y alcantarillado. Dicho fenómeno debe considerarse para el diseño de cualquier proyecto hidroeléctrico, para evitar cualquier tipo de contratiempo durante y después de la construcción. Actualmente, existen problemas puntuales de contaminación en el río Grijalva en el tramo comprendido entre las presas La Angostura y Chicoasén, cuyos afluentes son el río Sabinal, receptor de las aguas residuales de las ciudades de Tuxtla Gutiérrez y Chiapa de Corzo, Acala, así como el río Santo Domingo, el cual recibe las aguas residuales de municipios como Villaflores, Suchiapa, San Lucas y Villacorzo. De tal forma que en el tramo La Angostura-Chicoasén el Índice de Calidad del Agua (ICA) es de 71. En donde el agua altamente contaminada tiene un valor ICA cercano o igual a cero, en tanto que el agua en excelentes condiciones el valor es cercano a 100.

La calidad del agua subterránea, en general, es aceptable para cualquier uso, excepto en algunas localidades como Macuspana y Ciudad Cárdenas, donde se han detectado un rápido incremento en las concentraciones iónicas que sobrepasan los 1000 ppm de sólidos totales (particularmente de Fierro y Magnesio)

La problemática en lo que respecta a las cuencas y acuíferos en la región responde a diferentes causas, pero fundamentalmente se asocia a la explotación de recursos naturales, como son el agua, la tierra y los bosques, en las diferentes cuencas. A su vez, este inadecuado manejo de recursos ha ocasionado estragos en los ecosistemas, provocando cambios ambientales drásticos que se manifiestan en la pérdida parcial o total de biodiversidad y la desaparición de especies de flora y fauna. Entre algunas de sus causas principales son; la explotación forestal, descontrol del sistema tradicional de roza-tumba-quema (r-t-q), expansión de la ganadería e incendios. Sin embargo, los propios proyectos hidroeléctrico provocan cambios en el ambiente, mediante la degradación de los suelos aguas abajo, que aumenta la erosión, debido a la falta de azolvamiento de los cauces y cuerpos de agua, que ahora son retenidos en las cortinas de las presas, modificando los ambientes.

## 2.5 Sismicidad

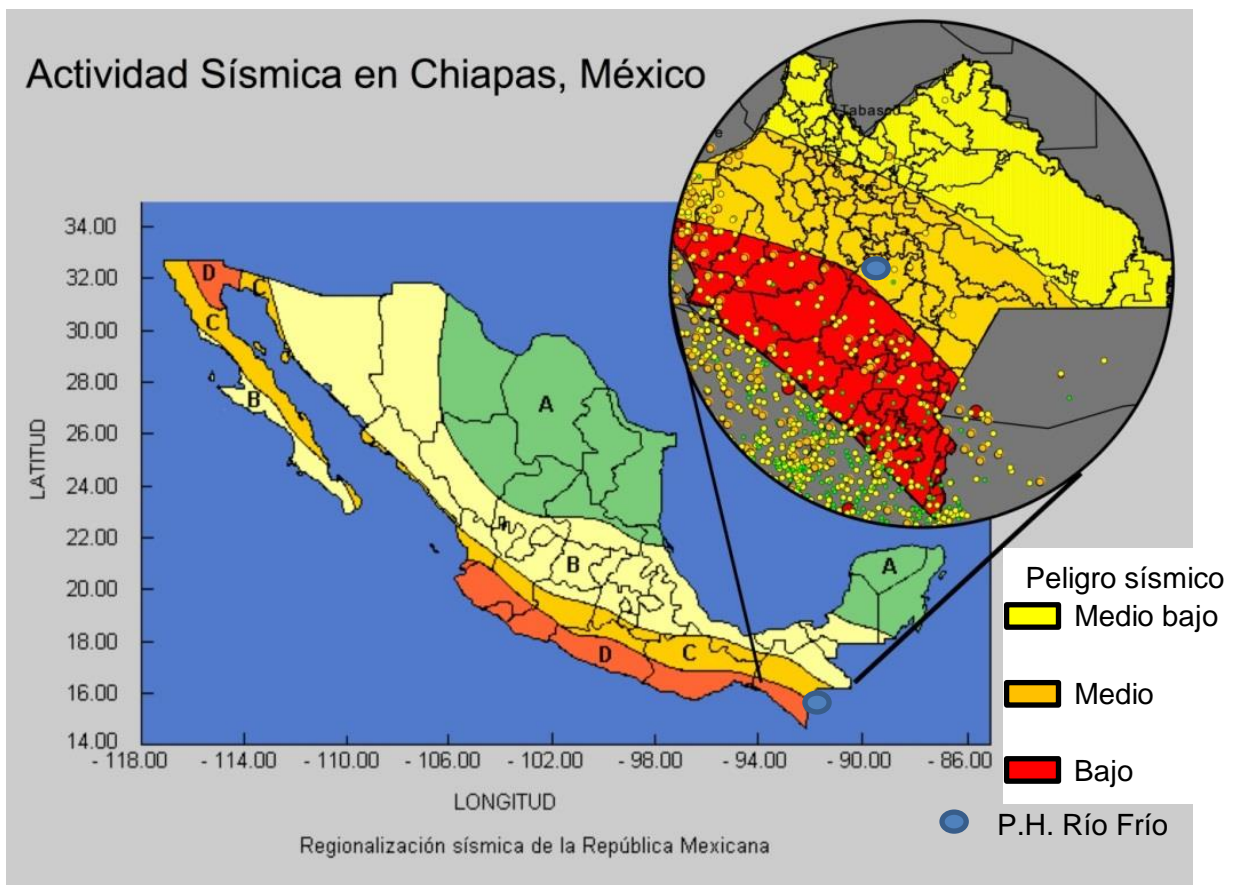
México se encuentra en una zona de alta sismicidad debido a la interacción de 5 placas tectónicas: la placa de Norteamérica, la de Cocos, la del Pacífico, la de Rivera y la placa del Caribe.

En el 2012, el Servicio Sismológico Nacional (SSN) reportó en promedio la ocurrencia de 8 sismos por día de magnitud mayor a 3 grados en la escala de Richter y un total de 4224 sismos.

De acuerdo con el Servicio Geológico Mexicano, para fines de prevención de sismos, la República Mexicana se ha dividido en cuatro zonas sísmicas. La zona A es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos o no se han reportado sismos en los últimos 80 años, y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores. Las zonas B y C son zonas

intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentes, son zonas afectadas por altas aceleraciones que no sobrepasan el 70% de la aceleración del suelo. Finalmente, la zona D es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden exceder el 70% de la aceleración de la gravedad.

Por último la regionalización sísmica de la república mexicana, sitúa el área donde se ubica el proyecto Río Frío en la zona sísmica C de peligro medio sísmico, la cual considera que las aceleraciones del suelo sobrepasen el 70% de la aceleración de la gravedad. (Figura 16).

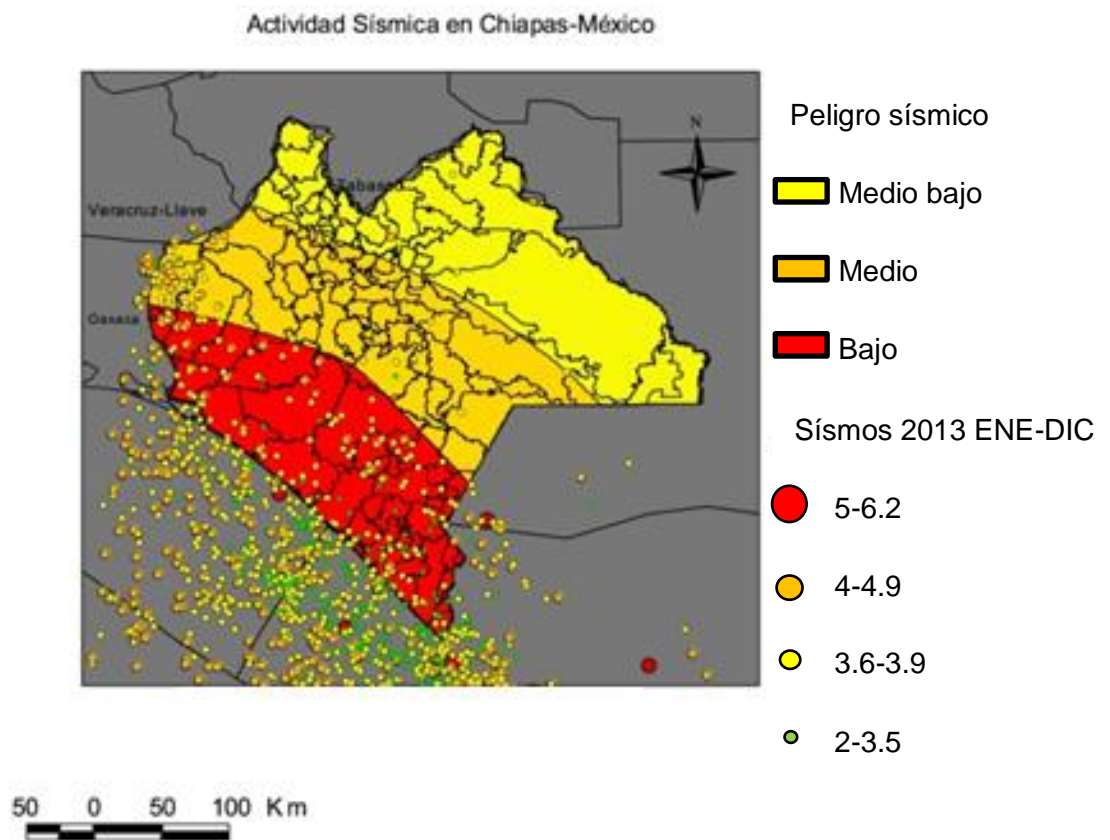


**Figura 16.** Regionalización sísmica de la República Mexicana.<sup>11</sup>

Chiapas es uno de los estados con mayor sismicidad en la República Mexicana. El origen de esta sismicidad se debe al contacto convergente entre la placa de Cocos y la placa del Caribe. Además, existe actividad de las fallas de transcurrancia Polochic-Motagua que se menciona en la geología tectónica, así como sismos derivados de las numerosas fallas geológicas locales; esto se traduce a diferentes acumulaciones de esfuerzos que pueden liberarse de diferentes intensidades a lo largo del territorio chiapaneco.

Los sismos más antiguos registrados en las costas de Chiapas y Guatemala con magnitudes mayores a 7 grados en la escala de Richter han sido tres; el primero ocurrió cerca de la frontera entre México y Guatemala, el 19 de Abril de 1902 (M 7.5), el segundo el 23 de Septiembre de 1902 (M 7.7) en la costa norte de Chiapas y el tercero el 14 de Enero de 1903 (M 7.6) en la costa sur de Chiapas.

Por lo que se refiere a los sismos registrados en el 2013, han ocurrido en profundidades desde 2 km hasta 229 km; siendo las regiones de mayor riesgo sísmico con un 85% de la sismicidad en la entidad, para dicho año, la Región Istmo-Costa y Soconusco. Dicho patrón se repite anualmente, de acuerdo con el Centro de Investigación en Gestión de Riesgos y Cambio Climático (2013). Mientras que en la región Sierra, Centro, Fronteriza y la Norte, se han presentado pocos sismos (Figura 17). Particularmente, para que un sismo provoque daños en construcciones, así como en laderas y en general afectaciones a la población, se considera que las magnitudes de los sismos deben presentarse arriba de los 5 grados Richter.



**Figura 17.** Sismos registrados en el estado de Chiapas en el 2013. <sup>9</sup>



## 2.5.1 Coeficiente sísmico óptimo de diseño

La regionalización sísmica de la República Mexicana propone utilizar un coeficiente de diseño óptimo para la zona sísmica C de 0.30 para terreno firme y 0.60 para terreno intermedio<sup>12</sup>. Sin embargo, para este tipo de proyecto se sugiere adoptar un coeficiente que considere el suelo local y el tipo de terreno firme. En la Tabla 1<sup>13</sup> se presentan los coeficientes básicos de diseño para los tres tipos de terreno, en donde el tipo I corresponde a terreno firme, tipo II a terreno intermedio y tipo III a terreno blando. El tipo de obras del P.H. Río Frío corresponde a construcciones del grupo B, de acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE (2008), que se refieren a estructuras que requieren un grado de seguridad convencional, cuyas fallas estructurales ocasionarían pérdidas moderadas o pondría en peligro otras construcciones.

**Tabla 1.** Coeficientes sísmicos reducidos para construcciones del grupo B.<sup>14</sup>

Zona Sísmica	Tipo de Terreno	Muros de piezas macizas o Diagramas de madera contrachapada			Muros de piezas huecas o Diafragmas de duelas de madera		
		H<4 (m)	4<H<7 (m)	7<H<13 (m)	H<4 (m)	4<H<7 (m)	7<H<13 (m)
C	I	0.18	0.18	0.18	0.24	0.24	0.24
	II	0.32	0.32	0.32	0.43	0.43	0.43
	III	0.32	0.32	0.32	0.43	0.43	0.43

Para los análisis geotécnicos, se recomienda un estudio de la respuesta sísmica del terreno para el sitio en particular, ya que permite definir con mejor detalle la forma del espectro de diseño y, generalmente, optimizar el valor del coeficiente sísmico sin poner en riesgo la seguridad de la estructura proyectada.

Los espectros de diseño toman en cuenta la incertidumbre prevaleciente en el cálculo del período de vibración de la estructura. De tal manera que el resultado final de este tipo de estudios son los valores característicos del espectro sísmico para las diferentes estructuras y zonas sísmicas (Tabla 2 de la Norma N-PRY-CAR-6-01-005, SCT).

**Tabla 2.** Valores característicos del espectro sísmico para estructuras Tipo B<sup>15</sup>.

Zona Sísmica	Tipo de suelos	$a_0$	c	Ta(s)	Tb (s)	r
C	I	0.09	0.36	0.2	0.6	0.5
	II	0.13	0.5	0.3	1.4	0.66
	III	0.16	0.64	0.6	1.9	1

Donde  $a_0$  es el valor de la aceleración que corresponde a  $T=0$ ,  $c$  es el coeficiente sísmico,  $T_a$  y  $T_b$  son periodos característicos de los espectros de diseño.

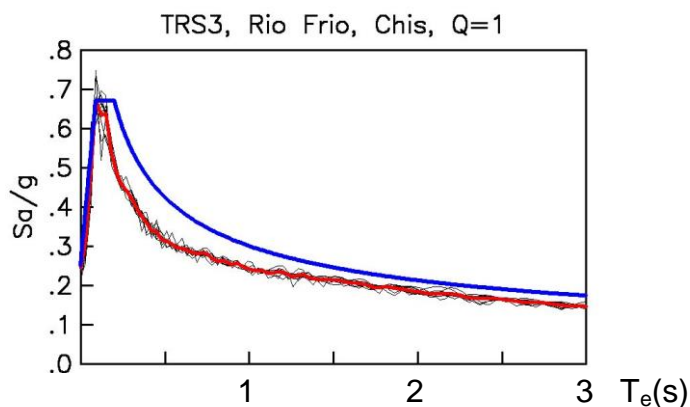
Finalmente se llevó a cabo el estudio de la respuesta sísmica del terreno del P.H. Río Frío con objeto de determinar los espectros de respuesta del sitio y el espectro de diseño recomendado para la revisión sísmica de la estructura proyectada. Con ello, se buscó definir con detalle el nivel de aceleración espectral a que estarán expuestas las obras del proyecto ante la ocurrencia de sismos severos.

El sitio de obra de toma fue investigado con el método MASW, el cual se fundamenta en el estudio de las ondas superficiales que presenta las capas de suelo. Las ondas sísmicas producen un efecto de difracción múltiple al encontrarse con las fronteras entre estratos, generan interferencias destructivas y constructivas que se traducen en atenuaciones y amplificaciones, respectivamente. Es de interés fundamental en la respuesta dinámica del suelo determinar las amplificaciones que experimenta el movimiento sísmico al momento en que las ondas se propagan a través de las capas de suelo.

Los resultados del estudio de la respuesta sísmica del terreno se presentan en el Anexo XII. Pero en resumen en la Tabla 3, dichos resultados dependen del factor de reducción por comportamiento sísmico ( $Q$ ), en donde las dimensiones de las presas determinan una  $Q=1$ . También dependen del factor de sobrerresistencia índice ( $R_0$ ) el cual varía según el tipo de estructura y sólo son aplicables a construcciones pertenecientes al Grupo B, ya que para las del Grupo A se deberán incrementar las ordenadas espectrales un 50%.

**Tabla 3.** Parámetros para  $Q=1$ .

Parámetros que definen la forma del espectro de diseño para $Q=1$							
$a_0$	$c$	$T_a$	$T_b$	$T_c$	$k$	$r$	$\beta$
0.25	0.67	0.09	0.2	3.0	1.25	0.5	1.0

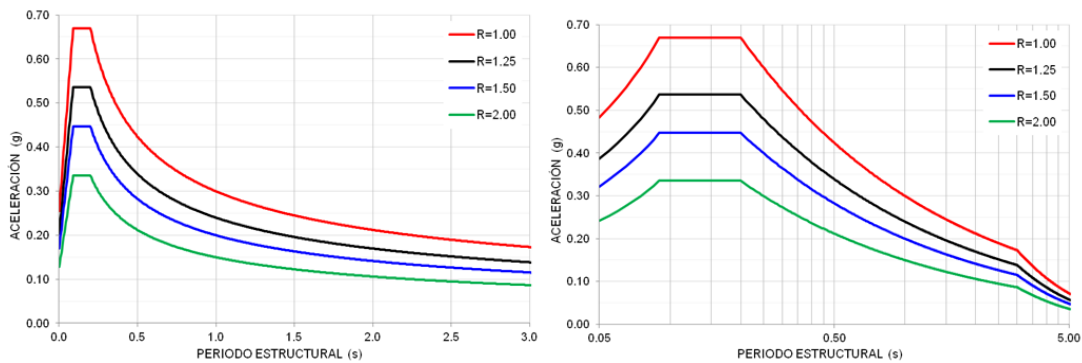


**Figura 18.** Espectros elásticos de sitio y espectros de diseño para ductilidades  $Q=1$ . Las líneas delgadas indican los espectros de sitio, el trazo rojo indica el espectro promedio y el trazo azul indica el espectro de diseño postulado.

Como se ha indicado en la tabla anterior, el criterio final sobre el espectro aplicable a la revisión dinámica de la estructura proyectada queda a juicio del encargado del diseño estructural y de la aprobación del corresponsable en seguridad estructural (Ver Tabla 4).

**Tabla 4.** Parámetros para la construcción de los espectros de diseño sísmico sugeridos para R=1, 1,25 1.5 y 2 en el P.H. Río Frío

Parámetros	Sobrerresistencia			
	R=1.0	R=1.25	R=1.5	R=2.0
Coefficiente sísmico	0.67 g	0.54 g	0.45 g	0.34 g
Ordenada espectral para $T = 0$ , $a_0$	0.25 g	0.20 g	0.17 g	0.13 g
Periodo característico $T_a$	0.09 s	0.09 s	0.09 s	0.09 s
Periodo característico $T_b$	0.2 s	0.2 s	0.2 s	0.2 s
Periodo característico $T_c$	3.0 s	3.0 s	3.0 s	3.0 s
$r$	0.5	0.5	0.5	0.5
$k$	1.25	1.25	1.25	1.25



**Figuras 19 y 20.** Espectros de diseño con  $Q=1.0$  y  $R=1.0, 1.25, 1.5$  y  $2.0$ , para estructuras del Grupo B con amortiguamiento de 5% del P.H. Río Frío.

Algunos autores han intentado proponer un método para optimizar la selección de coeficientes sísmicos; Hynes-Griffin y Franklin (1984)<sup>16</sup> mediante el método de Newmark encontraron que dichos coeficientes se pueden obtener aplicando una reducción entre 2 y 3 veces los coeficientes de aceleración del terreno  $a_0$ . Por otro lado, el “Manual de Diseño de Obras Civiles”<sup>17</sup> de CFE, sugiere una relación entre la aceleración máxima espectral,  $c$ , y la aceleración máxima del suelo  $a_0$  calculada, en donde el factor de respuesta ( $Fr$ ) tiene un valor de 2.5 para terreno rocoso.

Por esta razón, de los datos anteriores se decidió elegir la sobrerresistencia  $R=1$ , y de la gráfica el punto medio del valor mínimo y máximo para un caso promedio de

aceleraciones espectrales en donde la aceleración es de 0.46 para un T=0.045. Por otro lado, también se debe considerar el caso extraordinario, poco probable, con la máxima aceleración, el cual fue modificado por el factor de respuesta para terreno rocoso dando el coeficiente de 0.625.

### 2.5.2 Módulos dinámicos y relación de Poisson

Buscando establecer los niveles de amplificación dinámica que presenta el sitio, se analizaron los datos obtenidos del tendido sísmico ejecutado en campo, aplicando la técnica de Dispersión de Ondas Superficiales. Con ello se determinó la variación de la velocidad de propagación de ondas de corte ( $V_s$ ) con la profundidad y se estimaron los valores de la velocidad de propagación de ondas compresionales ( $V_p$ ).

A partir del conocimiento de los valores de velocidad de propagación de ondas, y en complemento con los valores de los pesos volumétricos de los materiales que caracterizan al depósito de suelo estudiado, se establecieron las siguientes propiedades dinámicas complementarias para el Tendido Sísmico:

- Relación de Poisson ( $\nu$ )
- Módulo dinámico de rigidez ( $G$ )
- Módulo dinámico de elasticidad ( $E$ )

Para ello, se aplicaron las relaciones siguientes,

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \qquad G = V_s^2 \rho \qquad E = 2G(1 + \nu)$$

Los resultados de este análisis se presentan en la Tabla 5, en donde se destaca que en el cálculo de los módulos dinámicos se consideraron los valores de los pesos volumétricos que se indican, además de las profundidades y las velocidades de propagación de ondas S y P de las unidades estratigráficas representativas establecidas con los MASW.

**Tabla 5.** Propiedades dinámicas obtenidas del MASW

Coordenadas UTM 15Q			524,899.9 m E	1,839,547.1 m N		
<b>Profundidad</b>	<b>Velocidades de Onda</b>		<b>Peso Vol.</b>	<b>Relación</b>	<b>Módulos Dinámicos</b>	
<b>(m)</b>	<b>Vp (m/s)</b>	<b>Vs (m/s)</b>	<b>(t/m<sup>3</sup>)</b>	<b>de Poisson</b>	<b>E (t/m<sup>2</sup>)</b>	<b>G (t/m<sup>2</sup>)</b>
0.0 a 3.5	1,043.0	281.0	1.7	0.461	39,979.1	13,683.4
3.5 a 12.0	1,897.0	554.0	1.9	0.453	172,787.9	59,443.5
12.0 a 21.0	2,580.0	1,057.0	2.0	0.399	637,389.9	227,777.6

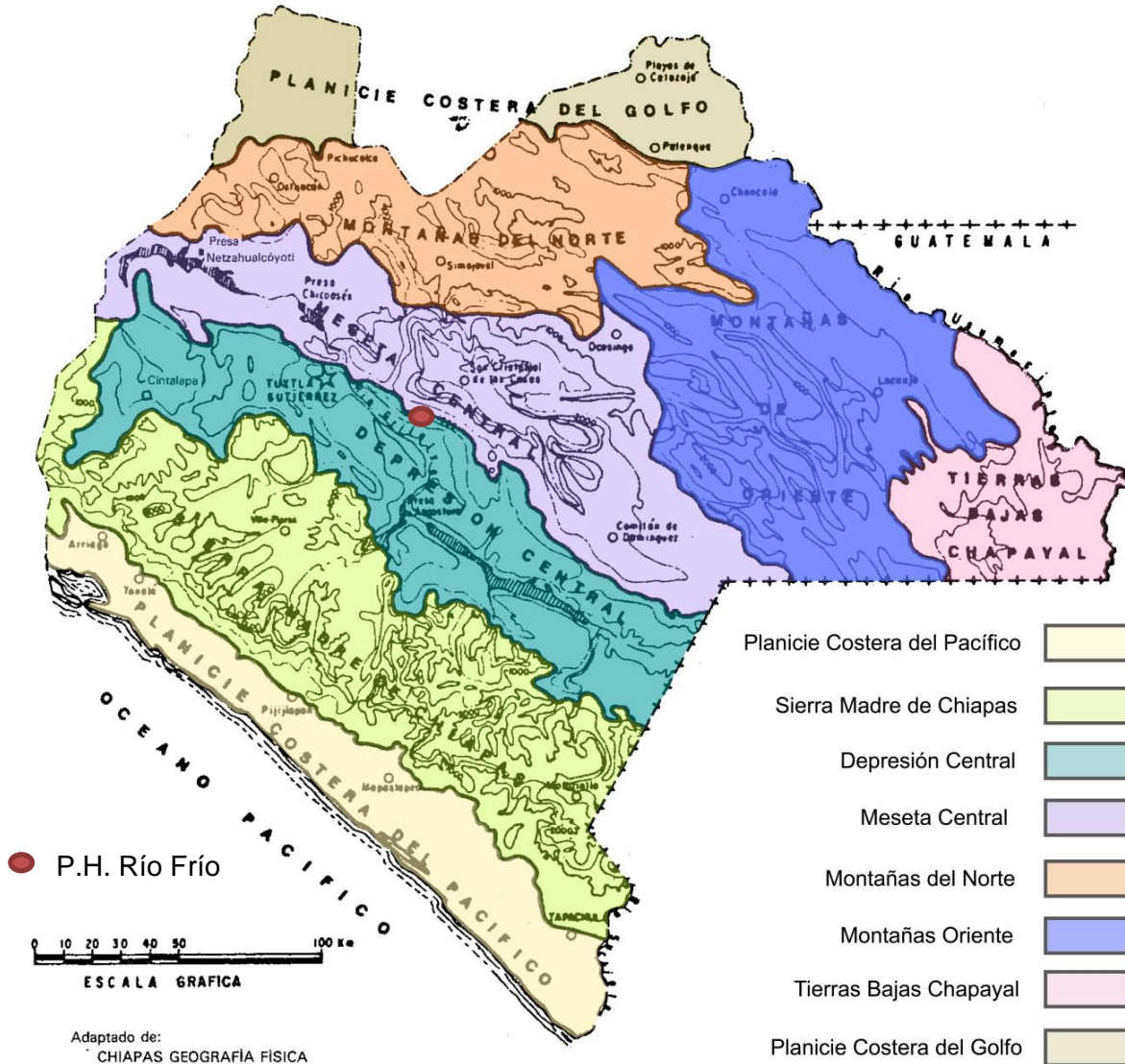
## CAPÍTULO 3. GEOLOGÍA

### 3.1 Fisiografía y geomorfología

El sistema montañoso predominante al sur de México es la Sierra Madre del Sur, la cual tiene una extensión de 1,100 km desde la Bahía de Banderas, Jalisco, hasta el Istmo de Tehuantepec; se caracteriza por contar con altas concentraciones de corrientes fluviales y valles profundos, así como también por una tasa de erosión alta de las montañas provocadas por la lluvia. En general, el relieve está condicionado por varios factores: la tectónica, la litología, la estructura geológica y las condiciones climáticas.

De acuerdo con Lugo Hubp (1990)<sup>18</sup>, Chiapas es una región compleja, debido a los movimientos tectónicos que ha sufrido, de tal manera que se pueden reconocer (de suroeste a noreste) morfologías como; la Sierra del Soconusco, la depresión de Chiapas y la Sierra del Norte de Chiapas. La Sierra del Soconusco, se extiende en una planicie costera, formada por la nivelación de la base del conjunto montañoso, la cual es ancha en el Istmo de Tehuantepec (45 km) y reduce su amplitud a 18 km hacia la población de Tonalá (al NW). La depresión de Chiapas posee dimensiones de 230x35 km; la porción más elevada constituye el altiplano (Altos de Chiapas). Además de la presencia de volcanes activos: El Chichón (1315 msnm), en el norte del estado, y el Tacaná (4150 msnm), en el extremo suroriental, en la línea divisoria con Guatemala.

La zona de estudio se encuentra localizada al sureste de la República Mexicana, en la porción central del estado de Chiapas y en la provincia fisiográfica Tierras Altas de Chiapas y Guatemala (TACG) descrita por E. Raisz (1964), la cual abarca parte de los estados de Oaxaca, Veracruz, Tabasco y casi la totalidad del estado de Chiapas; dicha provincia está limitada al norte por las provincias de La Planicie Costera del Golfo de México y Yucatán, al poniente por la provincia de la Sierra Madre del Sur y al sur por el Océano Pacífico. De la Rosa, et al (1989)<sup>19</sup>, del Departamento de Geología de la CFE, subdivide la provincia TACG en cinco subprovincias; la Planicie Costera, la Sierra de Chiapas, la Depresión Central, los Altos (Meseta de Chiapas) y las Sierras Plegadas (Figura 19). Particularmente, la zona de estudio se encuentra situada entre los límites de la subprovincia fisiográfica Depresión Central y la subprovincia de los Altos (Meseta de Chiapas).

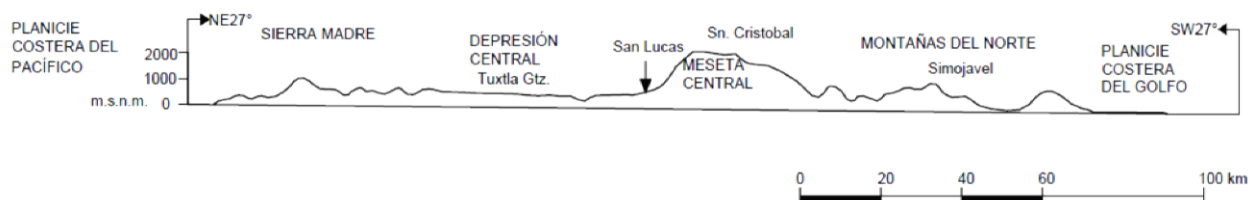


**Figura 21.** Subdivisión de la provincia fisiográfica Tierras Altas de Chiapas y Guatemala (TACG).

La subprovincia fisiográfica Depresión Central es una franja de terreno prácticamente plana que se extiende desde la frontera con la República de Guatemala hacia el NW y termina cerca de los límites con el estado de Oaxaca; esta depresión corresponde a un sinclinorio (disposición de los estratos cóncavos) donde afloran principalmente rocas cenozoicas (conglomerados, lutitas, areniscas, limolitas), las cuales serán descritas más adelante, y que debido a su poca resistencia a la erosión han permitido que con el tiempo el río Grijalva haya ido modelando un amplio valle que es plano en su mayor parte, y se hayan depositado terrazas y abanicos aluviales del Cuaternario constituidos por conglomerados, arenas y tobos. La altura de la Depresión Central varía desde los 600 metros sobre el nivel del mar (msnm) en

Guatemala y va descendiendo gradualmente hasta alcanzar los 400 msnm en la ciudad de Chiapa de Corzo. A partir de esta población el terreno sube paulatinamente hasta unos 20 km al NW de Tuxtla Gutiérrez donde alcanza alturas máximas de 1050 msnm. La distribución estructural principal en esta región corresponde con el rumbo NW-SE, representada por algunas fallas y fracturas importantes en el eje del sinclinorio.

La subprovincia fisiográfica de Los Altos (Meseta de Chiapas) está formada por una amplia meseta limitada al norte por las Sierras Plegadas y al sur por la Depresión Central (Figura 22). Los ríos han labrado profundos cañones como el del Sumidero al NE de Tuxtla Gutiérrez. Está constituida por rocas sedimentarias cretácicas que incluyen calizas principalmente, lutitas, limolitas y areniscas, constituidas por varias formaciones que se mencionan a detalle en el siguiente punto y rocas volcánicas del Cenozoico (lavas y tobas andesíticas y basálticas).



**Figura 22.** Perfil de elevación topográfica de las provincias fisiográficas. Nótese la ubicación de San Lucas, en donde se sitúa el P.H. Río Frío.

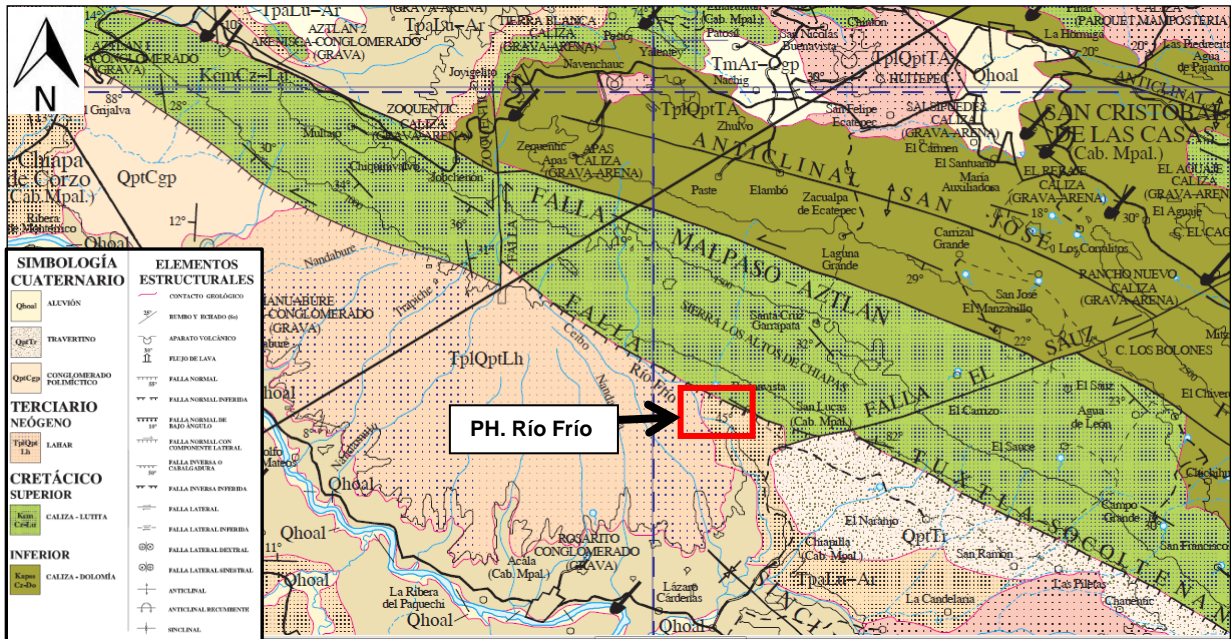
### 3.2 Marco geológico

En Chiapas y Tabasco afloran unas secuencias litológicas del Mesozoico y Cenozoico, constituido principalmente por rocas sedimentarias marinas que se encuentran plegadas, afalladas y descansan sobre un basamento del Precámbrico y Paleozoico que aflora al suroeste de la región.

Las provincias geológicas incluidas en las provincias fisiográficas mencionadas en el punto anterior son: el Cinturón Chiapaneco de Pliegues y Fallas, el Batolito de Chiapas; el Macizo Ígneo del Soconusco y la Cuenca de Tehuantepec.

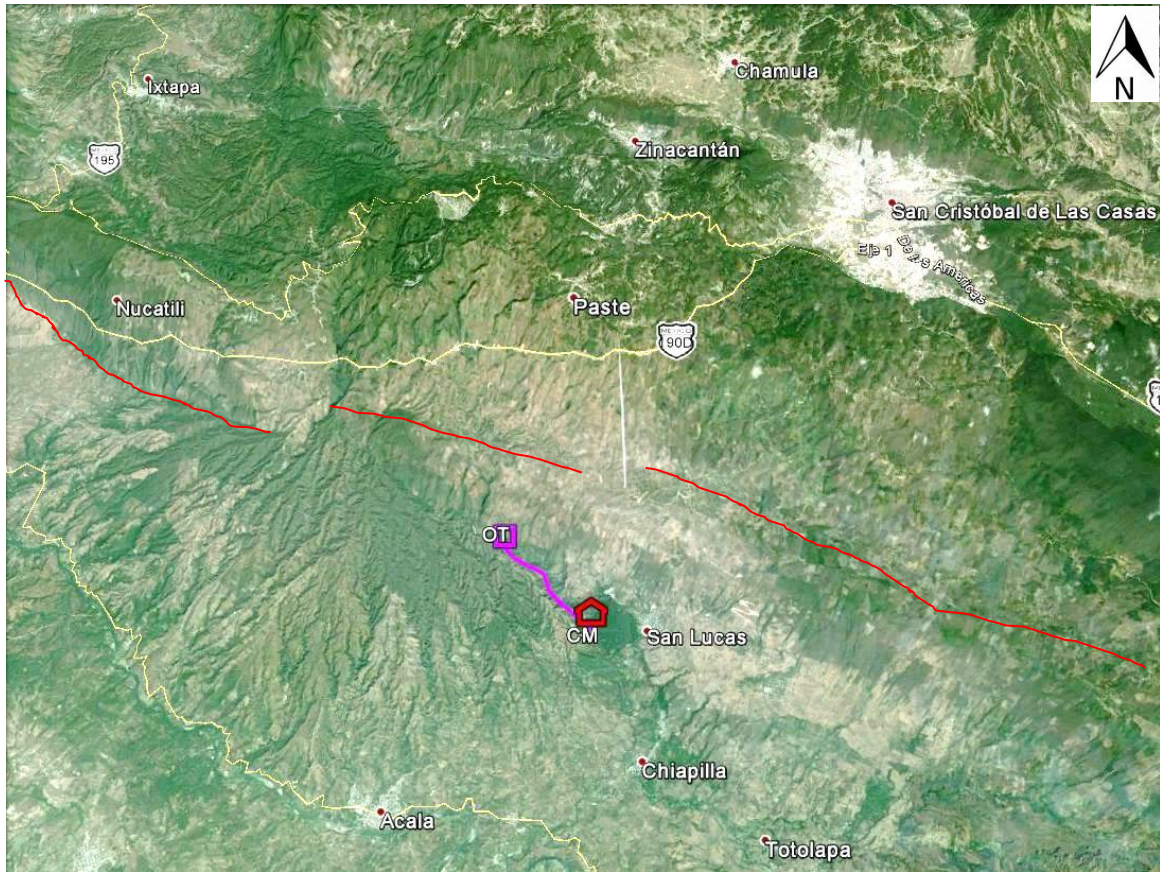
La zona de estudio se encuentra situada dentro de la provincia geológica denominada Cinturón Chiapaneco de Pliegues y Fallas (CCPF) de origen sedimentario de ambiente marino, limitada al norte por la Llanura Costera de Tabasco y al noreste por la Plataforma de Yucatán. La provincia CCPF se caracteriza por una faja Mesozoica de pliegues alargados, estrechos y paralelos entre sí, con dirección NE-SW y arqueados hacia el NE; las fallas presentan rumbo E-W o NW-SE (Figura 23)<sup>20</sup>. Las estructuras de esta provincia son el resultado de distintas fases de deformación, principalmente son producto del levantamiento de la porción occidental de México, y el plegamiento de la Sierra Madre Oriental.





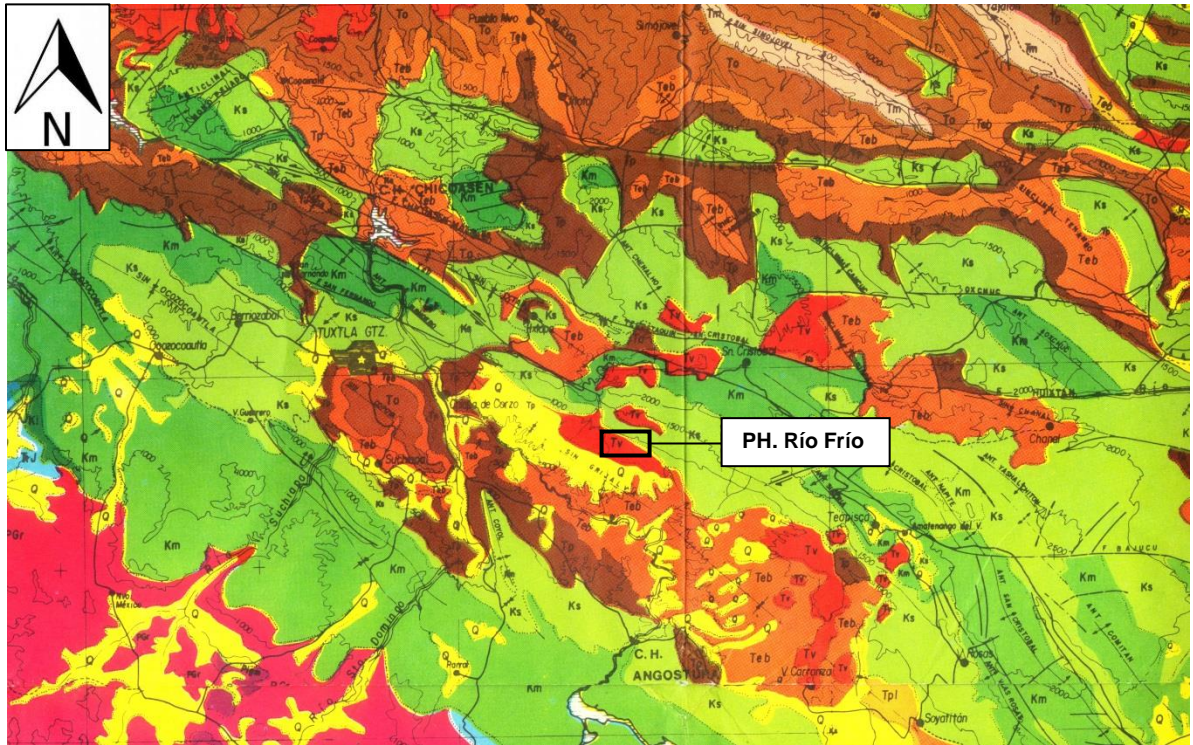
**Figura 23.** Geología Regional de la zona de los altos de Chiapas en la carta geológico-minera Tuxtla Gutierrez E15-11 del SGM, 2005.

Del mapa anterior, se destacan las principales estructuras regionales de la zona de estudio; al norte se encuentra un anticlinal, en su flanco sur, denominada anticlinal San José, la cual tiene un alineamiento regional de rumbo SE 70-75° NW, con planos de estratificación que presentan rumbo de capa promedio al NW 40° SE, con rumbo de echado promedio SW 50° NE y 23 a 32° de echado. A 250 m al norte de la obra de toma se infiere una falla normal regional, llamada Tuxtla-Socoltenango, con rumbo regional al NW 62° SE aproximadamente, cuya traza se infiere desde Chiapa de Corzo hasta la localidad de Socoltenango (cabecera municipal), también es posible observarla en la imagen satelital de GoogleEarth (Figura 24). Hacia la parte noroeste a casi 8 km de la zona de estudio, se encuentra la falla lateral izquierda, llamada Zoquentic. Al noreste, cerca del poblado de San Lucas, se encuentra la traza de la falla lateral El Sauz con dirección SW 70° NE de tipo lateral izquierda, corta en su totalidad a las rocas calizas de la Formación Angostura, que pertenecen al anticlinal San José.



**Figura 24.** Imagen satelital de GoogleEarth. Las líneas de color rojo están desfasadas a propósito para que sea posible observar la traza de la falla Tuxtla-Socotlenango.<sup>21</sup>

Debido a que el proyecto Río Frío se encuentra en la parte baja del anticlinal de edad cretácica que corresponden a Calizas del Mesozoico (Figura 25), fue necesario investigar la estratigrafía local y regional, porque las rocas que se encuentran en la parte alta del anticlinal (meseta central) por la erosión terminan en la zona de estudio (Depresión Central), por lo que fue importante correlacionar los fragmentos de rocas preexistentes que pudieron haberse depositado en la depresión central y así reconstruir la evolución geológica de la zona.



<b>To y Teb</b>	Calizas, Areniscas, Conglomerados y Lutitas
<b>Tv</b>	Andesitas-Dacitas
<b>Tp</b>	Calizas, Margas, Lutitas-Areniscas
<b>Tm</b>	Areniscas, Calizas, Lutitas
<b>Q</b>	Material Aluvial
<b>Km</b>	Dolomías, Calizas
<b>Ks</b>	Calizas, Lutitas, Dolomías
<b>Q</b>	Arenas, Limos, Suelos Residuales

**Figura 25.** Geología Regional de la zona donde se emplazara el PH. Río Frío. Nótese la distribución de los materiales areniscas, conglomerados y lutitas (Teb).<sup>22</sup>

### 3.3 Geología histórica

Durante la evolución geológica del estado de Chiapas se han desarrollado diferentes orogénias, así como también diversos ambientes de sedimentación; marinos y continentales, lo que ha dado como resultado que para cada época existiera una expresión fisiográfica y geológica diferente.

La unidad que aflora en la región de la Sierra Madre de Chiapas consiste en rocas graníticas y metamórficas. Las rocas ígneas corresponden a un complejo batolítico, las cuales han sido descritas por Mullerried (1957)<sup>23</sup> y Castro, et. al (1975) en la Sierra del Soconusco. Damon (1981) ubica el complejo en la era Pérmica; al datar 17 muestras del complejo batolítico por K/Ar y Rb/Sr, reportando una edad de 256 +/- 10 Ma. Los autores mencionados consideran que el emplazamiento batolítico de Chiapas, también conocido como el **Macizo Granítico de Chiapaneco**, pudo haber estado asociado al cierre del océano en la orogenia Apalachiana, pero fue Carfantan (1977)<sup>24</sup> quien propuso que dicho emplazamiento batolítico se debió haber originado en la fase apalachiana del Precámbrico, de acuerdo con los datos radiométricos de un gneiss por De Cserna (1967,1971).

La orogenia Apalachiana es un cinturón del Precámbrico Tardío desarrollado al este de Norteamérica, en donde las rocas fueron deformadas en el Paleozoico. Su extensión mide a lo largo de 3000 km y forma parte de un sistema orogénico Paleozoico que comprende; las Islas Británicas y Escandinavias (Noruega, Suecia y Dinamarca) al NE, y al SW con la orogenia Ouachita.

La orogenia Ouachita-Marathon-Sonora es un cinturón de aproximadamente 3000 km de largo, conformado por un conjunto de afloramientos de rocas paleozoicas deformadas que constituyen el margen meridional (sur) del Cratón de Laurencia (Norteamérica), extendiéndose desde Arkansas (Ouachita)<sup>25</sup>, continuando hacia el suroeste a través de Texas (Marathon) y hacia el oeste a través de Chihuahua y Sonora. Este sistema orogénico formado durante el Paleozoico Tardío fue un evento de subducción y colisión.

En resumen, se relaciona el emplazamiento batolítico de la Sierra Soconusco con el cierre del océano Proto-Atlántico y la unión de Sudamérica (región Nororiental) y de África (la porción centro occidental de Gondwana) con Norteamérica (antes Laurencia) para formar el último de los supercontinentes de la historia de la Tierra durante la Orogenia Apalachiana a finales del Paleozoico<sup>26</sup>.

De acuerdo con Hernández-García (1973)<sup>27</sup>, al SE de Chiapas aflora una secuencia sedimentaria, la Formación **Santa Rosa**, en el área de Chicomuselo y en Guatemala en los Altos de Cuchumatanes. En México, Gutiérrez-Gil (1956)<sup>28</sup> menciona que la edad de la formación podría ser del Pensilvánico, por su correlación en Guatemala y por encontrarse por debajo de capas del Pérmico Inferior. Posteriormente, Buitrón (1977)<sup>29</sup> señala que esta unidad contiene fauna cuya edad abarca del Mississípico Tardío al Pensilvánico Temprano. Por otro lado, Weber et al. (2009) con base en el

depósito de zircones detríticos proporciona una edad entre el Misissípico Tardío al Pensilvánico Temprano. Debido a los movimientos relacionados con la orogenia Apalachiana la formación está metamorfizada y está constituida por una secuencia de pizarras con algunas intercalaciones de metacuarcita. El miembro superior está formado por pizarras, areniscas y algunas capas de caliza fosilífera; que con base en la fauna fósil se ha determinado la edad del intervalo Missipico-Pensilvánico (Carbonífero). Finalmente, de acuerdo con Hernández-García (1973) el ambiente de depósito es lagunar de muy baja energía, que en ocasiones se vio estancada (presencia de pirita, laminación cruzadas, estratificación gradada) y en otras con fuertes avenidas, con influencia temporal marina, o bien amplias llanuras de inundación. Así como facies lagunares y de plataforma con alto contenido orgánico, desarrollos arrecifales y brechas de talud arrecifal del período Pérmico Inferior y Medio. Lo anterior ha sido comprobado por medio de fósiles de edad Pensilvánica y de edad Misisípico temprana-tardía, encontradas en las pizarras Santa Rosa Inferior del Misisípico Superior.

Sobre la Formación Santa Rosa, existe una secuencia de lutitas y calizas, la formación **Grupera**, que contiene fusulínidos del Pérmico Inferior, esta formación es discordante en el noreste; mientras que Hernández-García (1973) propone que es transicional en Monte Redondo, y Motolinia-García et al., (2004) sugiere que es concordante. Su depósito se realizó en un ambiente somero de baja energía que originaron que las facies de lutitas y mudstone, pero también existieron épocas aisladas de alta energía, que dieron origen a las facies clásticas.

La Formación **Caliza Vainilla** se le encuentra sobre la Formación Grupera y discordantemente subyace a la Formación **Paso Hondo** (López-Ramos, 1979)<sup>30</sup>. La litología de la Formación La Vainilla es similar al de la Formación Paso Hondo, de tal forma que algunos autores describen conjuntamente (Vainilla/Paso Hondo) tal es el caso de Hinojosa (1964) y Godínez-Urban (2009). Sin embargo, varios autores (López-Ramos, 1979; Enciso de la Vega, 1988; Castro-Mora, 1999; Silva-Pineda et al., 2003) han utilizado estas dos formaciones como unidades independientes.

El término Caliza Vainilla fue utilizado por Sapper (1927) y Thompson y Miller (1944) para una secuencia constituida por calizas arcillosas y calizas altamente fosilíferas, en el poblado del Chicomuselo, Chiapas. Los fósiles de las calizas son fusulínidos del Pérmico Medio y la base del Pérmico Superior, según Gutiérrez (1956).

La localidad tipo de la formación Paso Hondo se encuentra en el río Comalapa en la región de sureste del estado de Chiapas colindando con la República de Guatemala (Hernández-García, 1973; Buitrón, 1977). Su litología consiste en calizas; algunas de ellas con o sin pedernal intercaladas con margas, calizas arcillosas y cristalinas altamente fosilíferas (Thompson, 1956; López-Ramos, 1965, 1979) y hacia la base es común encontrar intercalaciones delgadas de lutitas. Hernández-García (1973) sugiere que el ambiente de depósito es de facies lagunares, con condiciones temporales continentales de muy baja energía, debido a horizontes de carbón y tallos.

En conclusión, se sabe que para el Paleozoico, la sedimentación tuvo grandes modificaciones con el desarrollo de los medios ambientes causando facies de alta y baja energía, desde facies clásticas hasta lagunares, con influencia marina temporal en el Misisípico Superior y Pensilvánico Medio-Superior. Por tanto, durante el Triásico-Jurásico la fuente principal de sedimentos fue del Paleozoico, junto con el macizo granítico de Chiapas.

Al NW de la sierra del Soconusco aflora una importante secuencia continental, la Formación **Todos Santos**, formada por areniscas, conglomerados, limolitas y lutitas (rojas); cuyos afloramientos alcanzan la zona del Istmo de Tehuantepec y parte del sector sur también. Dicha formación constituye la base del paquete mesozoico que aflora principalmente en Chiapas. La edad reportada por los autores; Mullerried (1957), Gutiérrez (1956), Castro, et. al (1975)<sup>31</sup>, López Ramos (1979), pertenece del Triásico Tardío hasta el Jurásico Medio o Tardío. Y en el centro de Chiapas le suprayace una secuencia marina de facies someras con algunas intercalaciones de sedimentos continentales; formada por calizas, areniscas y lutitas, Formación **San Ricardo**, cuya edad, basada en algas, moluscos y braquiópodos ha proporcionado una edad del Jurásico Superior-Cretácico Temprano.

Es importante mencionar algunos eventos del Jurásico Medio (Calloviano); uno de ellos fue el depósito de sal en el Proto-Golfo de México; otro evento durante este período, fue el de los Lechos Rojos de la Formación Todos Santos; aunque en general estos sedimentos se acumularon en un clima continental desértico, para el Jurásico Tardío aún persistía en algunas localidades el depósito de la Formación de Todos Santos; no obstante, se inició un nuevo e importante período tectónico para Norteamérica, la apertura tipo “*rift*” del actual Golfo de México, la que como consecuencia trajo el depósito de los sedimentos de aguas más profundas de plataforma, así como de cuencas cerradas y someras (anhidritas) de las plataformas Chinameca y San Ricardo.

Viniegra (1971)<sup>32</sup> ha interpretado la existencia de una cuenca salina durante el Oxfordiano, que ocupaba gran parte de la actual Sierra de Chiapas y la Llanura Costera del Golfo Sur y la Plataforma Continental de Tabasco. Dichos depósitos juegan un papel importante en el desarrollo de trampas petroleras salinas. Actualmente estos cuerpos de sal han deformado la secuencia mesozoica posterior formando dos grandes levantamientos a los que Viniegra llama Domo de Campeche y Domo de Jalapa.

Castro et al. (1957) registra ambientes de plataforma abierta con fauna pelágica en los sedimentos del Titoniano, principalmente en la zona donde convergen los estados Chiapas, Oaxaca, Veracruz. Mientras que al sureste las facies se vuelven más arenosas.

Sobre los sedimentos del Jurásico Superior descansa una secuencia del Neocomiano que revela la existencia de depósitos marginales y continentales en el NE de Chiapas y E de Veracruz. En el área de Cintalapa, la secuencia neocomiana

ha sido nominada Formación **San Ricardo** (Richards, 1963) y está compuesta de lutitas y areniscas rojas intercaladas de caliza, dolomía y algunos horizontes de yeso. Viniegra (1981) menciona que debido a la transgresión marina de inicios del Cretácico, se instala un gran banco calcáreo en la península de Yucatán y gran parte del estado de Chiapas, dando como resultado la sedimentación de carbonatos y anhidritas. Según Tordy (1975), Campo y Ramírez (1979) dicha transgresión se puede relacionar con otras regiones del este de México, incluyendo la Sierra Madre Oriental. Por tanto, de acuerdo con Meneses Rocha (1986), las unidades estratigráficas del Cretácico Medio y Superior se pueden interpretar como la más amplia transgresión marina del sureste mexicano.

Dante Morán (1981)<sup>33</sup> resalta una discordancia en las inmediaciones de la Sierra de Soconusco en el intervalo Barremiano-Aptiano, entre las unidades del Neocomiano y la secuencia del Albiano-Cenomaniano. Castro, et al. (1975), resaltan que esta discordancia se acentúa hacia el oeste con la desaparición de las unidades correspondientes al Cretácico Inferior y Jurásico Superior, debido a una probable etapa de erosión desarrollada al finalizar el Aptiano.

Bose (1905) y Sapper (1986) reportaron calizas, dolomías con rudistas en una amplia franja del centro del estado de Chiapas, y calizas con pedernal hacia el norte. Wizbe (1925) sugirió el nombre de la Formación **San Cristóbal** para las rocas descritas por Bose. En tanto que Nuttal (1929) propuso el nombre de **Caliza Sierra Madre**. Pero fue Salas (1949) quien acotó las calizas no fosilíferas al Albiano-Cenomaniano, mientras que las calizas con pedernal y las de rudistas se les asignó una edad Turoniana. González A. (1963) dividió la Caliza Sierra Madre en dos; la caliza **Cantelhá** de edad Albiano-Cenomaniano y la Caliza **Jolpabuchil** del Turoniano-Santoniano.

Castro-Mora et al. (1975) describen la unidad de Cantelhá como microfacies de dolomía de grano fino y grueso; en algunas partes de la unidad tiende a ser más de calizas y calizas dolomíticas, además presentan lentes y nódulos de pedernal. Por otra parte, PEMEX (1988) la describe como una sucesión de dolomías, en capas de espesor medio a masivas, con las que se intercalan wackestone y packstone de miliólidos, pellets e intraclastos, además de escasos cuerpos laminares de lutitas y de bentonitas. Su ambiente de depósito es de plataforma calcárea y de agua somera, sin embargo los bancos calcáreos fueron rodeados por depósitos de talud y en aguas más profundas se depositaron lodos pelágicos.

Por otro lado, Sánchez M. de Oca (1959,1973) describió la Caliza Jolpabuchil y extendió su edad hasta el Mastrichtiano, además consideró que la Formación Caliza Sierra Madre debería incluir a las Dolomías Cantelhá, de edad Albiano, proponiendo un nuevo miembro; la Caliza **Cintalapa** de edad Albiano-Cenomaniano con base en el contenido faunístico se infiere que fue un ambiente transicional entre condiciones de plataforma y talud, aunque también cabe la posibilidad de que corresponda a un banco calcáreo en zonas protegidas y de poca circulación. Castro (1975) extendió el rango de las Calizas Cintalapa al Santoniano por un estudio paleontológico y de

microfacies de las secciones medidas por Sánchez M. de Oca.

Los geólogos petroleros de los años 80's utilizaban a los miembros Cantelhá y Cintalapa como formaciones. Otro acuerdo entre los ingenieros de PEMEX, es haber aceptado el hiatus del Campaniano (Álvarez Mena, 1975) para al menos la región central del estado, reconociendo a la Formación **Angostura** para las calizas de edad Campaniano-Maastrichtiano, cuya principal característica es su contenido de rudistas (facies de plataforma), pero también consiste en general de wackestone de estratificación media a delgada, con bandas y nódulos de pedernal negro. Mientras que en la región centro-oriental del Estado, la Formación Angostura se encuentra bien expuesta en los anticlinales de Oxchuc, Chacté y Nazareth, en donde en general corresponde a packstone-wackestone localmente dolomitizada y cárstica, en estratificación muy variable. Existe una Formación, **Ocozocoautla**, de la misma edad, aunque con facies de casi línea de costa, en donde sólo aflora en el poblado del mismo nombre.

Las formaciones Ocozocoautla y Angostura son equivalentes y han sido ampliamente reconocidas en la franja central que cubre de este a oeste el estado de Chiapas. Las características litológicas de la Formación Ocozocoautla sugieren que fueron depositadas en un ambiente mixto cercano a la línea de costa y se han encontrado en ella afloramientos que incluso tiene rastros de madera petrificada y trozos pequeños de carbón.

La provincia fisiográfica de la Depresión Central, corresponde aproximadamente al sinclinorio de Tuxtla Gutiérrez, en donde la Formación Angostura se encuentra expuesta y hacia el oeste la capital se interdigitan con la Formación Ocozocoautla, de tal manera, que en la parte central de Chiapas aflora un sedimento calcáreo del Cretácico Superior que muestra facies de banco con calizas arrecifales y fragmentos de rudistas.

En Chiapas, se puede asegurar la presencia de la Formación **Méndez** solamente al oriente de las presas Malpaso y Peñitas, la cual consiste en una secuencia de lutitas laminares de color gris, interestratificadas con areniscas de grano fino a medio, con un espesor de 970 m de edad Cretácica Superior.

Sapper (1986) observó que los sedimentos terciarios de Chiapas son en la mayoría de los casos de tipo terrígeno y en forma subordinada, calcáreos. En el área de Reforma, gracias a algunos pozos de PEMEX se sabe que el Paleoceno se encuentra sobre los sedimentos del Albiano- Cenomaniano (Viniestra, 1981).

La Formación **Soyaló** consiste de lutitas intercaladas con areniscas de grano fino a medio, también tiene calizas. Mientras que hacia su parte superior se encuentra también un conglomerado de fragmentos de calizas y cuarzos. En la región de San Cristóbal y Ocosingo estos sedimentos tienen un espesor de cerca de 1000 m y se caracterizan por acusar un cambio de facies hacia dolomías y calizas arcillosas, que se describen en la Formación **Tenosique**, propuesta por Arvizu y Dávila (1982), de



edad Paleoceno-Eoceno Inferior que afloran del centro hacia el oriente del estado de Chiapas. En la región oriental, las calizas ocasionalmente se componen de: wackestones dolomíticos y fosilíferos, mudstones, packstones y brechas calcáreas, donde su espesor varía de 300 hasta 800 m. Su contacto inferior es probablemente discordante, debido a la presencia de una brecha calcárea y dolomítica existente entre ella y el Cretácico Superior, en tanto que su contacto superior es en ocasiones concordante con sedimentos del Eoceno y en otros (como en Boca del Cerro) discordante al ponerse en contacto con los sedimentos miocénicos de la Formación **Tulijá**. En la porción central del estado esta formación gradúa hacia facies más calcáreas, en donde el ambiente de depósito debió variar, ya que en esta parte la fauna encontrada corresponde a una profundidad ligeramente mayor.

Estos ambientes perduraron en el Paleoceno y en el Eoceno fueron desapareciendo los grandes bancos calcáreos; estudios realizados por López Vega (1963) confirman sedimentos continentales en la parte oriental del estado, llamada Formación **El Bosque**. Dicha formación consisten en areniscas micáceas, rojizas y verdosas, interstratificadas con lutitas y conglomerados; su espesor varía entre 800 y 1200 m. La Formación El Bosque, en cuanto a su ambiente de depósito se considera que constituye la primera regresión regional, formando planicies aluviales y corriente entrelazadas en el registro terciario de Chiapas, aunque en forma progredante.

Meneses Rocha (1986), Sapper (1986) y Bose (1905), observaron en el centro y norte de Chiapas una secuencia de areniscas rojizas, lutitas, conglomerados y calizas, que con base en su contenido en fósiles fue asignada al Eoceno.

Para los geólogos de PEMEX, el Eoceno se puede dividir en dos unidades estratigráficas en Chiapas, una unidad de terrígenos de color rojizo llamado El Bosque, y una unidad compuesta de calizas fosilíferas, lutitas, areniscas y conglomerados, llamados localmente con muy diversos nombres, pero generalmente conocidos como **Unidad Indiferenciada** y aflora en las regiones de Chicoasén, Ixtapa, Malpaso, Bochil y Simojovel.

En varias zonas del estado, sobretodo en su parte centro-norte, existen afloramientos de poca extensión de calizas que se han ubicado en el Eoceno-tardío al Oligoceno Temprano. En la región de San Cristóbal-Ocosingo se reportan calizas fosilíferas en algunos ejes de sinclinales, que se encuentran intercaladas con lutitas, areniscas de grano grueso, y bancos de ostras, PEMEX nombró esta formación como **Lomut** (Meneses, 1986). En las zonas del Cañón San Agustín y Chacté estas rocas están representadas por coquinas, areniscas y conglomerados. Al sur de Chicoasén también se localiza un cuerpo calcáreo de la misma edad alternado con lutitas y areniscas, y en ocasiones conglomerados. En el área de Capoya, al sur de Tuxtla Gutiérrez, también se encuentran estas calizas cársticas fosilíferas a las que informalmente se les conoce como Formación **Capoya** o caliza Capoya, corresponde en edad al Eoceno Medio y Superior.

En resumen, al término del depósito de la Formación El Bosque, el ambiente de depósito siguiente parece corresponder de aguas someras a arrecifales, al restablecerse las condiciones marinas en la región.

Durante el Oligoceno gran parte de la región se encuentra emergida y se depositaron algunas calizas en la parte central de Chiapas. En la zona de Malpaso se presenta una secuencia de lutitas, areniscas y conglomerados con foraminíferos planctónicos del Oligoceno, que corresponde a lo que ha sido llamado Formación **La Laja** de la parte SE de Veracruz y W de Tabasco. Entre el Oligoceno Medio-Mioceno Inferior, se ubica la Formación **Simojovel**; consiste en calizas arrecifales con corales, areniscas y lutitas, en donde comúnmente se puede encontrar ámbar, sólo en las zonas de Simojovel (al norte del P.H. Itzantún) y Malpaso. El contacto superior de la Formación Simojovel es al parecer concordante con los sedimentos de la Formación Tulijá del Mioceno Inferior.

De acuerdo con De la Rosa, et al. (1989), debido a sus características litológicas y paleontológicas, dichas formaciones parecen haber sido formadas en un ambiente oscilante marino de poca profundidad en lo que ahora es la región norcentral del estado, lo que al mismo tiempo indica la posibilidad de que en ese entonces el resto del territorio chiapaneco se encontraba emergido, lo cual podría explicar la ausencia de sedimentos de esta edad en otras áreas del estado o bien puede ser producto de una erosión profunda al final del Oligoceno o principios del Mioceno.

En el Mioceno se vuelve a presentar la influencia marina y se originan los depósitos litorales la Formación **Tulijá**, tanto en la región centro del norte del estado, como en su parte oriente. En el valle del río Tulijá, Cañón de Cuitláhuac, límites con Tabasco y en la zona del Marqués de Comillas, afloran principalmente manifestaciones terrígenas, y en menor grado calizas. En general corresponden a sedimentos terrígenos, y su contacto inferior es concordante con las rocas del Oligoceno, con excepción de la zona de Simojovel, en donde su contacto inferior o sus facies calcáreas corresponden con la Formación El Bosque.

En la zona norte y oriente las rocas son calizas fosilíferas datadas por Campbell (1927) como Mioceno Inferior, correspondiente a la Formación **Macuspana**; la cual consiste en calizas arrecifales. Está formada por tres secuencias carbonatadas, cada secuencia se encuentra separada por desarrollos de lutitas demostrando etapas de ahogamiento de la plataforma (Solís et al., 2006).

En la región de las presas Peñitas y Malpaso, aflora el **Grupo Malpaso** del Mioceno, integrado por varias formaciones de origen terrígeno con características muy similares. Esta similitud ha causado una dificultad para diferenciar en unidades formales algunos de sus cuerpos, debido a que se presentan en un área reducida y se interdigitan entre sí, por lo que en la mayoría de las veces se termina aceptando a los sedimentos miocénicos de la región como un sólo grupo. Sin embargo, en la región se han descrito las formaciones del Mioceno Inferior, como **Encanto**, **Concepción Inferior** y **Superior**. Para estas formaciones se han estimado

espesores de 500-800, 450 y 100-200 m respectivamente. Por lo que se refiere al Mioceno Medio-Superior, se han reconocido las formaciones **Filisola** (areniscas y lutitas, espesor variable); **Paraje Solo** (conglomerados, areniscas y lutitas con lignito). Finalmente, el Mioceno Superior, se encuentra representado por la Formación **Cedral**, integrada por 300-500 m de arenas, arcillas y conglomerados.

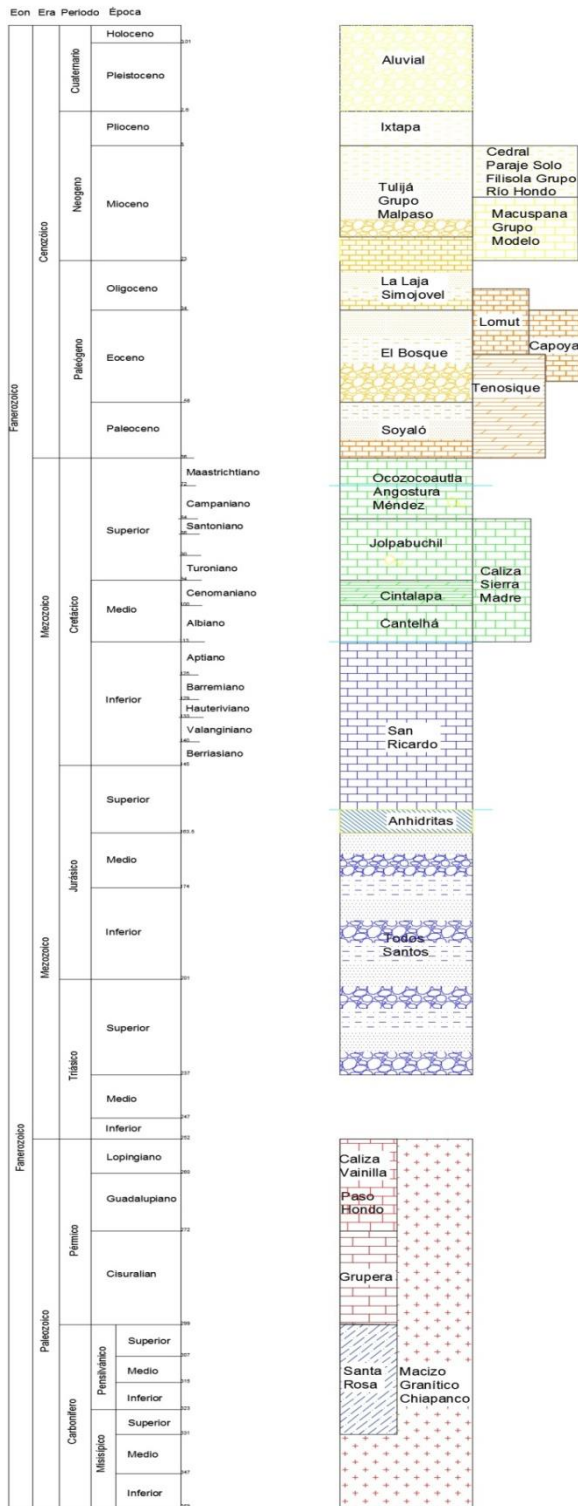
En la zona de Ixtapa, Frost y Langenheim en 1974 definieron el **Grupo Modelo** en el Mioceno Inferior, y lo dividieron en 3 formaciones que, en orden ascendente son; **Marga Na Bolom**, **Caliza Río Lajas** y Formación **Santa Ana**. La primera tiene 300 m de espesor y consiste de margas interestratificadas con calizas, lutitas y limolitas. La Caliza Río Lajas tiene 315 m de espesor, que va variando de base a cima de caliza hasta arenisca calcárea. Por su parte la Formación Santa Ana tiene 1100 m de calizas coralinas en su parte inferior 450 m, en tanto que sus restantes 650 son areniscas y limolitas.

El Grupo Modelo se encuentra subyaciendo al **Grupo Río Hondo** de edad Mioceno Inferior-Plioceno Superior (Frost y Langehheim,1974), que también se divide en 3 formaciones que en orden ascendente son; **Conglomerados Zapotillo**, **Lutita Zapotal Viejo** y una que informalmente se conoce como Formación **Ixtapa**. El conglomerado Zapotillo consiste en 270 m de arenisca de grano grueso, con lutitas y limolitas, que gradúan hacia arriba a conglomerados. Estas rocas aparentemente corresponden a un ambiente de planicie o frente deltaico y en edad pudieron ser del Mioceno Inferior al Medio. Por su parte, la lutita Zapotal Viejo consiste de 800 m de lutitas interestratificadas con areniscas y se considera del Mioceno Medio debido a su fauna de moluscos. Y por último, la Formación Ixtapa descansa discordantemente sobre la Zapotal Viejo y consiste de una gruesa secuencia de sedimentos terrígenos continentales del Plioceno Temprano al Tardío.

En el estado de Chiapas, las rocas del Pleistoceno se presentan casi por completo en la región norcentral, en forma de piroclastos y algunos derrames andesíticos, producto de los volcanes Tzontehuitz, Huitepec, Chichonal y Venustiano Carranza

Finalmente para el periodo Cuaternario, en el límite superior de las rocas del Plioceno se encuentran en discordancia con rocas comúnmente volcánicas y piroclásticas del Plioceno o bien simplemente rellenos aluviales recientes. En la región Ixtapa, los sedimentos asociados con estas erupciones consisten de tobas, brechas volcánicas (lagunares) y conglomerados que descansan discordantemente sobre sedimentos terrígenos terciarios. En las regiones de Simojovel, Malpaso, Bochil y Oxchuc se han encontrado capas de piroclastos (tobas, cenizas y brechas con fragmentos de andesita, que descansan discordantemente sobre rocas cretácicas y terciarias. En las confluencias de los ríos Tzaconejá-Yalchiptic y Azul-Jataté, en el municipio de Altamirano, se localizaron depósitos de arenas y arcillas de color rojizo y fragmentos bien redondeados de cuarzo muy similar. Estos sedimentos confinan aproximadamente a las fosas que marcan las fallas Malpaso, San Cristóbal y Tecpatán-Ocosingo, rasgos que hacia el centro del estado delimitan también a la fosa de Ixtapa, en donde existen depósitos similares, aunque predominan tobas. Por

esta razón, es posible que dichos depósitos corresponden al Pleistoceno o al Mioceno Tardío, posterior a la reactivación de las fallas aludidas durante la Orogenia Cascadiana, localmente conocida como Chiapaneca. Ver Figura 26.



**Figura 26.** Estratigrafía de Chiapas. Modificada de Frost & Longenheim Jr. (1974), H.G. Richards(1960), Rosalio Hernández G.(1973), Gabriel Dengo (1981), Arvizu-Dávila(1982), Meneses(1984).<sup>34</sup>

### 3.4 Marco tectónico regional

Chiapas se encuentra en los límites de las placas; Norteamérica, Caribe y Cocos, la unión triple se encuentra ubicada en el Océano Pacífico y tiene su centro aproximadamente a 150 km al oeste de Mapastepec, Chiapas. La porción sur y sureste de la placa de Norte América, ha sido subdividida en dos bloques corticales denominados Oaxaca y Maya. La mayor extensión de Chiapas se encuentra en el bloque Maya y sólo una parte menor, al sur de la falla Polochic, la cual se encuentra dentro del bloque Chortis.

En lo referente a los principales eventos tectónicos que han actuado sobre el bloque Maya, De la Rosa (1989) sugiere que el bloque Maya durante el Precámbrico y Paleozoico Inferior estuvo en una posición diferente a la actual en relación con el bloque Oaxaca; “el área de Chiapas fue desplazada hacia el sur y tuvo una rotación cercana a 30° en el sentido de las agujas del reloj respecto a la zona estable de Norteamérica”, Sánchez Barreda (1981). Por tal motivo las rocas del Paleozoico (Devónico) se encuentran muy deformadas y metamorfizadas.

Más tarde, las secuencias del Missisipico-Pensilvánico del sureste de Chiapas fueron deformadas y acompañadas de intrusiones graníticas (sierra de Soconusco) durante la orogenia Apalachiana, formandose un geosinclinal con una orientación E-W.

Durante parte del Triásico y principios del Jurásico, tanto el bloque Maya como el de Oaxaca estuvieron sujetos a movimientos de distensión, provocando fallamiento normal y sedimentación (Formación Todos Santos), seguida por subsidencia y transgresión marina principalmente durante el Jurásico Tardío y el Cretácico. Más tarde toda esta sedimentación se deformó, ahora conocido como el Cinturón Plegado Mesozoico de Chiapas, debido a su ubicación entre la zona de colisión de las placas hacia el sur y la plataforma estable de Yucatán hacia el norte.

Existe una deformación plástica relacionada con los estratos de sal del Jurásico y del Cretácico en forma de diapiros. Al parecer, los depósitos salinos de la base del Mesozoico desempeñaron un papel muy importante en plegar las secuencias mesozoicas y cenozoicas (Viniegra, 1981). Dichos depósitos juegan un papel importante en el desarrollo de trampas petroleras salinas. Actualmente estos cuerpos de sal han deformado la secuencia mesozoica posterior formando dos grandes levantamientos a los que De la Rosa, et al. (1989) llaman Domo de Campeche y Domo de Jalapa.

Carfantan (1977), hace mención de una fase de deformación cenomaniana que colocó en forma alóctona un complejo volcánico-plutónico, probablemente mesozoico sobre la plataforma erosionada de Chiapas, en el área de Motozintle.

Otra deformación regional durante el Cretácico Superior, Paleoceno y Eoceno Temprano fue la Orogenia Laramide, causando deformación a la secuencia

mesozoica, fracturamiento y fallas normales que cortaron a otras fases de fracturamiento menos relevantes para este estudio, dando origen a una serie de bloques tectónicos (graben de Ixtapa y Simojovel, horst de Bochil-Soyaló y El Sumidero). Esta fase tectónica está relacionada con el nacimiento de un protosistema de fallas denominado Polochic-Motagua. Propiciando que se desarrollara una cuenca marina alargada en forma de antefosa y con el depósito de sedimentos flysh de la Formación Ocozocoautla. Otro evento de distensión ocurre en el Eoceno Medio representado por la Formación El Bosque.

La última fase de deformación tectónica intensa se desarrolló a partir del Mioceno Medio por movimientos de compresión hacia el noreste debidos al choque de la placa de Cocos con las placas de Norteamérica y el Caribe, caracterizado por desplazamientos laterales a lo largo de grandes fallas de transcurrancia. De tal manera que la región de Chiapas se ve aparentemente envuelta en una tectónica de fallamiento normal y corrimientos laterales que complican las relaciones estructurales de las secuencias del Mesozoico y Cenozoico. Las fallas de rumbo de este periodo parecen estar asociadas al movimiento de Norteamérica hacia el noroeste con respecto a la placa del Caribe, a lo largo del sistema de fallas Polochic-Montagua de Guatemala y el límite sur de México.

En resumen, las fases anteriormente mencionadas dieron lugar a la formación de varias provincias tectónicas en el estado de Chiapas, las cuales se presentan en forma resumida a continuación (Figura 27).

- a) Macizo Granítico de Chiapas
- b) Anticlinorio de Comalapa
- c) Sinclinorio Central
- d) Fallas de Transcurrancia
- e) Simojovel
- f) Miramar
- g) Arco de la Libertad



**Figura 27.** Provincias tectónicas de Chiapas

La zona de estudio se encuentra entre los límites de las provincias tectónicas Sinclinorio Central y Fallas de Transcurrancia. La primera presenta rasgos

estructurales marcadamente diferentes a los de la provincia de Fallas de Transcurrencia, principalmente en el sentido de que el fallamiento transcurrente de orientación E-W en esta zona del estado es prácticamente nulo.

Además de colindar con la provincia del anticlinorio de Comalapa al sureste, esta porción estructural del estado colinda al norte con la provincia de Falla de Transcurrencia, y al suroeste con el Macizo Granítico.

En gran parte, la provincia Sinclinorio Central coincide con la región fisiográfica descrita como Depresión Central, y se debe a que está integrada por un bajo topográfico, producto de la expresión morfológica del Sinclinal Grijalva, estructura central de la provincia.

El Sinclinal Grijalva, es el mayor de la región y del estado, comienza en su extremo noroeste a la altura del poblado de Chiapa de Corzo, en donde afloran en su eje rocas del Paleoceno, continúa con rumbo SE, haciendo aparecer rocas de edad Eoceno en su eje principalmente hasta la zona de Venustiano Carranza, en donde la secuencia sedimentaria se ve interrumpida por la manifestación volcánica del lugar. Más al sur y hasta los límites con Guatemala, flanquean a su eje las calizas del Cretácico Superior y Medio. En el terreno Chiapaneco se han medido aproximadamente 160 km de longitud del sinclinal y un ancho de hasta 45 km.

Existen algunos pliegues menores, entre los cuales destacan el Sinclinal Ocozocoautla, cuya nariz noroeste constituye el extremo de la provincia y se localiza a unos kilómetros al NW del poblado de este nombre y en donde afloran calizas, margas y lutitas del Cretácico Superior. Otra estructura importante del Sinclinorio Central es el Sinclinal de Copoya, abierto en la caliza del mismo nombre de edad Oligoceno, ubicado justo al sur de Tuxtla Gutiérrez.

La provincia Fallas de Transcurrencia es quizá la más estudiada de todas las provincias que conforman el estado, también es conocida como "Fosas y Pilares" "Fallas de Desgarre", se localiza al norte del Sinclinorio Central y del Macizo Granítico, ocupando prácticamente toda la porción central del estado y parte del extremo sureste de Veracruz y Oaxaca.

De las observaciones llevadas a cabo sobre la geología histórica y el marco tectónico regional y estructural en esta provincia, es probable que sobre ella hayan actuado las facies tectónicas siguientes descritas por De la Rosa, et al. (1989):

Fase Nevadiana. Muchas de las fallas transcurrentes de rumbo E-W y NW-SE han sido ocasionadas quizás desde el Jurásico Tardío, durante la apertura tipo Rift del Golfo de México que desplazó a la península de Yucatán al oriente, hasta el lugar en que ocupa actualmente, separando las cuencas salinas del Louann (al NW) y de Campeche (al SE); además, es probable que durante esta época se haya desprendido el actual Macizo Granítico del norte del actual Complejo Oaxaqueño, por medio de un sistema dextral transcurrente, cuya traza se localizaría en la actualidad al sur del macizo y norte del complejo, con rumbo general NW-SE.

Fase Laramídica. Es la responsable del fracturamiento en horsts y grabens por fallas normales de rumbo E-W y NW-SE, sobre fallas transcurrentes, probablemente Jurásicas, así como de las discordancias locales del Cretácico y Paleoceno. Como parte de esta fase pueden distinguirse los grabens de Ixtapa y Simojovel y los horsts de Bochil-Soyaló y el Sumidero.

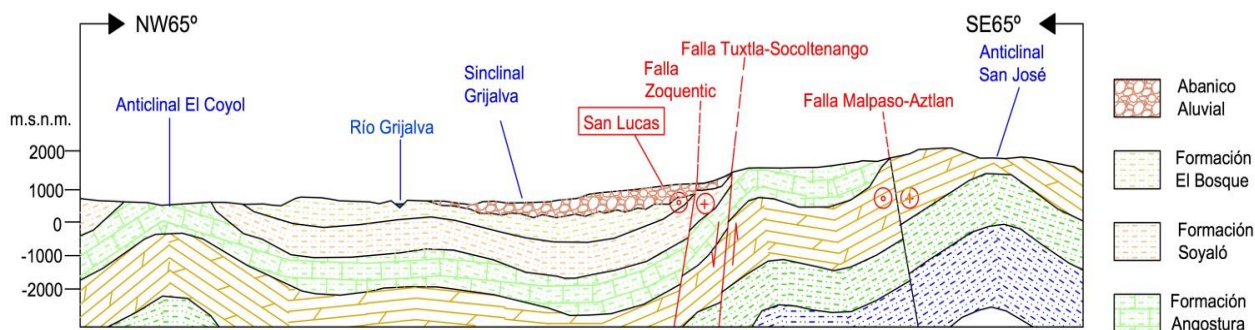
Fase Chiapaneca. Es el evento orogénico que reviste mayor relevancia en el estado; se inició a finales del Mioceno y continuó hasta el Plioceno y se le correlaciona con la Orogenia Cascadiana, por lo que hace suponer que en esta provincia están impresas la huellas de una de las orogenias que mayor influencia tuvieron en las deformaciones (plegamientos) estructurales de Chiapas, siendo esta una fase compresiva, de dirección NE hacia el SW, originada en gran medida por el desplazamiento sinistral de la falla Polochic.

Fase de la Tectónica Reciente. Es la responsable del desplazamiento lateral sinistral de los grandes accidentes que caracterizan esta parte de Chiapas, como son las fallas Malpaso-Muñiz, Chicoasén-Malpaso, Ocosingo, etc. Así como en la red asociada de fallas conjugadas. Estas fallas parecen corresponder a las paleofallas laramídicas o del Jurásico Superior reactivadas.

Por otro lado, se ha clasificado y descrito la provincia de Fallas de Transcurrencia de acuerdo con la orientación que presentan las fallas, dividiéndola en las siguientes dos áreas; el área occidental, donde las fallas son de dirección noroeste y se extiende desde la presa Malpaso hasta Ixtapa, y el área Oriental, donde las fallas son de dirección este-oeste, que comprende la región situada entre Ixtapa y Ocosingo.

### 3.5 Geología local

El perfil geológico local del P.H. Río Frío mostrado a continuación (Figura 28) fue modificado de la cartografía geológica del Servicio Geológico Mexicano de la carta geológica-minera, Tuxtla Gutiérrez E15-11.



**Figura 28.** Sección geológica local del P.H. Río Frío, San Lucas. Ubicado en el Sinclinorio Central, particularmente entre el el Sinclinal Grijalva y el Anticlinal San José. <sup>35</sup>



Las formaciones geológicas de la zona de la más antigua a la más reciente son:

### **Formación Angostura (Campaniano-Maastrichtiano)**

Consta de calizas de edad Cretácico Superior que afloran en la depresión central del altiplano chiapaneco. El nombre se tomó de la localidad situada al SE de Tuxtla Gutiérrez en las márgenes del Río Grijalva donde se construyó la presa de Angostura; la columna estratigráfica está caracterizada de la siguiente manera (de abajo hacia arriba): 210 m de biopelspatitas, 160 m biomicritas, 95 m de brecha sedimentaria, 145 m alternancia de bioespatitas y microespatitas (con algas y rudistas), 55 m micritas fosilíferas, presentan numerosos cambios de facies, pero siempre en las zonas periarrecifales; hacia el occidente se interdigita con la Formación Ocozocuatla y muestra intercalaciones de lutitas.

### **Formación Soyaló (Paleoceno)**

Consiste de lutitas y areniscas de grano fino, a veces en alternancia y en ocasiones en cuerpos separados (López-Ramos, 1979). Las lutitas son de color gris claro, semiduras, estratificadas en capas delgadas, mientras que las areniscas van de gris a pardo claro, grano fino a medio. En la región de San Cristóbal y Ocosingo estos sedimentos tienen un espesor de cerca de 1000 m y se caracterizan por acusar un cambio de facies hacia dolomías y calizas arcillosas, que se describen en la Formación Tenosique, propuesta por Arvizu y Dávila (1982), de edad Paleoceno-Eoceno Inferior que afloran del centro hacia el oriente del estado de Chiapas.

Su distribución se ha confirmado en la parte central y media norte occidental de la sierra de Chiapas en los flancos de algunos anticlinales y sinclinales de la región oriental de la sierra al SE de la Ciudad de Comitán, Chiapas.

### **Formación El Bosque (Eoceno)**

Dicha formación consisten en areniscas micáceas, rojizas y verdosas, interestratificadas con lutitas y conglomerados (López-Vega, 1963), contiene de la base a la cima, margas limosas de color gris verdoso, que pasan gradualmente a limolitas rojizas y guindas, para dar paso a una sección de areniscas de cuarzo, de grano fino a grueso, de color pardo rojizo, micáceas, con cemento arcillo-ferruginoso y en ocasiones calcáreo, dispuestas en capas irregulares de 10 a 30 cm de espesor; que alternan con capas de gravillas de cuarzo y con conglomerados de igual característica. En el centro y norte de Chiapas aflora una secuencia de areniscas rojizas, lutitas, conglomerados y calizas, que con base en su contenido en fósiles fue asignada al Eoceno; su espesor varía entre 800 y 1200 m. La Formación El Bosque, en cuanto a su ambiente de depósito parece corresponder de aguas someras a arrecifales, al restablecerse las condiciones marinas en la región. Lo cual constituye una regresión regional, formando planicies aluviales y corriente entrelazadas en el registro terciario de Chiapas, aunque en forma progradante.

### 3.6 Hidrogeología regional

Regionalmente la zona de estudio se encuentra en la zona denominada unidad hidrogeológica La Trinitaria, que limita al norte con la unidad hidrogeológica San Cristóbal Las Casas. Ésta se localiza en la parte centro-nororiental del estado (Figura 29) y cubre una superficie aproximada de 1350 km<sup>2</sup>. Se identifica con la clave CHA08 y la 0708 del SIGMAS (Sistema de Información Geográfica para el Mapeo de Aguas Subterráneas de la Comisión Nacional del Agua (CNA)).<sup>36</sup>



**Figura 29.** Localización de la unidad hidrogeológica La Trinitaria.<sup>36</sup>

El sitio donde nace el río Frío, es un sistema de manantiales ubicados a 1.5 km aproximadamente aguas arriba de la obra de toma, desarrollados a través de un sistema cavernoso sobre rocas calizas cársticas de la Formación Angostura.

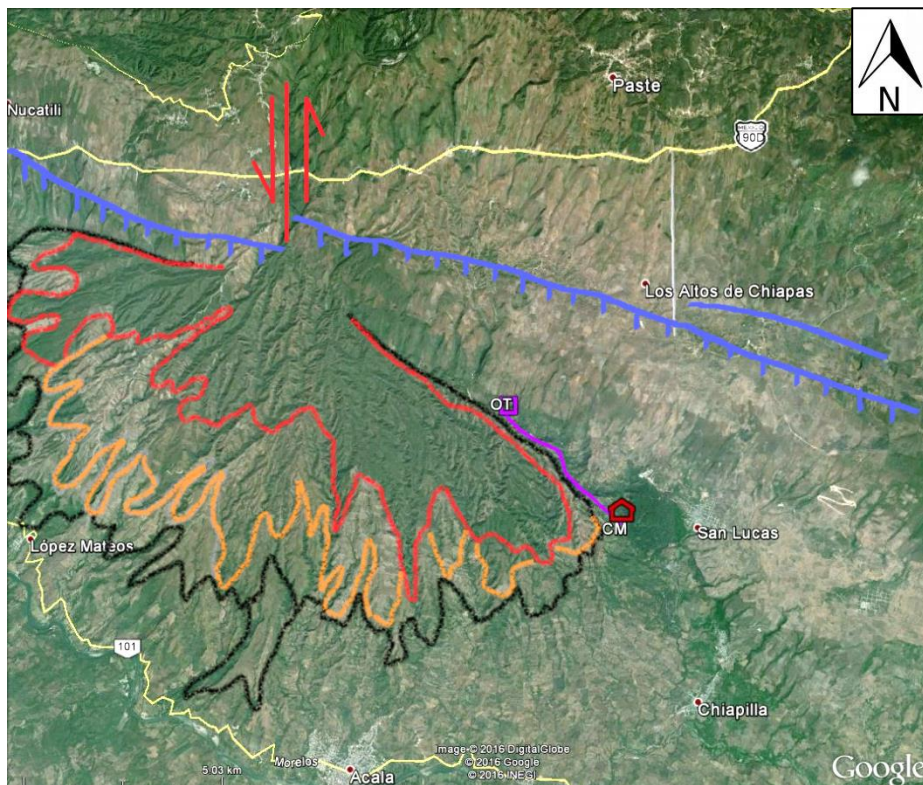
La Formación Angostura está íntimamente ligada a la unidad hidrogeológica denominada San Cristóbal Las Casas. La ubicación de manantiales se encuentra en gran medida al pie del flanco sur de la sierra de los Altos de Chiapas, la cual es de interés para este trabajo porque se trata de calizas con carsticidad. La carsticidad se presenta en estas rocas calizas por su composición química y el clima, haciéndolas muy susceptibles a procesos de disolución y dando lugar a corrientes de aguas subterráneas. La unidad hidrogeológica La Trinitaria se encuentra en una depresión, rellena de sedimentos terciarios que conforman una llanura alargada, limitada al norte por montañas y al sur por lomeríos, al norte por las rocas calizas pertenecientes a la Formación Angostura.

# CAPÍTULO 4. EXPLORACIÓN

## 4.1 Levantamiento geológico

El levantamiento geológico se realizó sobre los puntos de interés; Obra de Toma (OT), Casa de Máquinas (CM), Líneas de Conducción (LC), con el objetivo de comprobar los contactos geológicos inferidos de las imágenes satelitales y de los mapas geológicos existentes. En la Figura 30, de color morado se muestra la trayectoria de la línea de conducción del Proyecto Río Frío así como la ubicación de la OT y CM. El resto de las líneas siguen el contorno de los depósitos de un abanico aluvial originado de la falla lateral izquierda, llamada Zoquentic y la línea azul representa la traza de la falla normal Tuxtla-Socoltenango.

Por lo que se realizaron caminamientos para verificar dichas estructuras, además de identificar estratigráficamente las formaciones geológicas que afloran en cada sitio, por ejemplo en el caso de Obra de Toma se caminó desde San Lucas hasta las secuencias cretácicas de los Altos de Chiapas, y para el trazo de las líneas de conducción se describieron los afloramientos de la mayor cantidad de las cañadas. Así como también se tomaron datos estructurales georeferenciados con el GPS para después hacer la cartografía geológica correspondiente a las zonas de estudio, los cuales se encuentran al final de este trabajo en los planos (PG-01 y PG-02).



**Figura 30.** Imagen satelital mostrando la fisiografía regional y la ubicación del P.H. Río Frío.

De lo anterior se concluye que la supuesta estructura volcánica (Lahar) que indica la carta del SGM, es errónea o al menos para la zona este y sur de la estructura, de tal manera que en vez de ser volcánico aflora un gran abanico aluvial, el cual es el depósito más reciente, con dirección del frente SSW, su espesor se infiere de entre 50 a 200 m. Su origen está íntimamente ligado a la traza de falla Zonquentic; en su avenida genera procesos de sedimentación de alta energía de flujos de clastos no cementados. Según Steel (1976), un experto en estudiar abanicos aluviales, han registrado que las dimensiones de un abanico aluvial puede variar desde centenas de metros hasta de 150 km de radio, aunque el promedio es menor a 10 km.

Se desconoce alguna localidad tipo, sin embargo pueden visualizarse grandes cortes cercanos a las márgenes del río Frío cuya traza se encuentra cercana al municipio de San Lucas. De tal manera que el depósito aluvial puede estar constituido de materiales y dimensiones variables. La disposición de estos materiales ocasionalmente preserva gradación inversa y forman pseudoestratos con rumbo preferencial SSW.

En general, los abanicos aluviales se dividen en dos facies; la proximal y la distal. Es complicado determinar esta división en el P.H. Río Frío debido a que existen muy pocos afloramientos sin vegetación o sin haber sido ocupados por la agricultura temporal. Pero con base en los afloramientos descritos y en los barrenos hecho en la exploración directa, la matriz de dicho depósito es arenosa con finos, sedimentos de grano fino, lo que indica una facies distal, sin embargo también existen diversos fragmentos de roca en dicha matriz, constituidos por bloques, cantos rodados, gravas; todos de composición variable como andesítica, diorítica, dacítica y escasas calizas; es polimíctica, en donde la composición más abundante es la diorítica.



**Fotografía 3.** Diorita, roca intrusiva, textura fanerítica de composición feldespática (presumible plagioclasas>feldespatos) y anfíboles, con escaso cuarzo.

Dichos fragmentos no corresponden a las características típicas de un abanico en la parte distal<sup>37</sup>. De tal manera, que el único tipo de abanico que explica el tamaño de bloques en la parte distal del mismo es el flujo de escombros o Debris Flow<sup>38</sup>, el cual se asocia a deslizamientos de grano grueso en un flujo de lodo, donde la matriz es típicamente fangosa o arcillosa, la cual por su fuerza permite que los clastos y fragmentos estén suspendidos en ella durante el depósito. (Fotografías 4 y 5).



**Fotografía 4.** Depósito aluvial, en donde los bloques son de composición diorítica y andesítica, y la matriz es un material arenoso con finos. El afloramiento corresponde a la parte distal de un abanico aluvial tipo flujo de escombros (Debris flow), y pertenece a uno de los depósitos más recientes. Nótese la gradación normal.



**Fotografía 5.** Depósito aluvial, en donde se observa que los clastos de roca tiene una gradación.



Es posible confirmar que los materiales observados pertenecen a un abanico aluvial, porque en la parte distal de la estructura del abanico se observan afloramientos con otra estructura, por ejemplo la estratificación cruzada, la cual es característica de ambientes fluidales, flujos de río (stream flow). (Fotografía 6).

**Fotografía 6.** Depósito en la parte más distal del abanico aluvial, en donde se observa estratificación cruzada, característica de abanicos aluviales tipo Stream flow.

Superficialmente la estructura del abanico forma lomeríos con áreas de pendientes relativamente suaves de entre 10 a 15°, y disminuyen hacia la cuenca del río Grijalva. La pendiente promedio de los abanico aluviales de acuerdo con Denny, (1965) y Bull (1977) varía de 5 a 25° de inclinación. Fotografías 7 y 8.

El abanico está dominado por un sistema de drenaje entrelazado formando laderas de fuerte pendiente y acantilados. Por relaciones estratigráficas está en contacto discordante con la Formación El Bosque y Soyaló.



**Fotografía 7 y 8.** Afloramientos del depósito del abanico aluvial, en donde se observa la suave pendiente de su pseudoestratificación de los materiales arenosos con finos.

También se observa que mantiene taludes verticales como resultado de la acción erosiva del agua a lo largo del relieve con un drenaje dendrítico, sin un control estructural aparente, característico de los patrones más comunes de los ambientes fluviales. Esto sin duda, debe ser considerado para los caminos pensados para el acceso de las obras, ya que en temporadas de lluvias, principalmente, los caminos pueden presentar colapsos o erosiones significativas.

En resumen, el abanico aluvial presenta una clara pseudoestratificación con dirección promedio SSW, forma lomeríos de pendientes suaves y profundos cañones, básicamente integra boleos, cantos rodados y gravas en una matriz compacta de arenas medias a gruesas con poco limo y arcilla, todos los fragmentos son de composición variable que incluye andesita, granodiorita, dacita y caliza.

Por otro lado, la unidad más antigua que aflora en el P.H. Río Frío es una secuencia de rocas sedimentarias de origen marino, de edad Paleoceno, pertenecientes a la Formación Soyaló, constituidas por areniscas carbonatadas, estratificadas, fracturadas, de densidad media y textura clástica, superficialmente ligeramente meteorizada, compuesta por arenas finas bien seleccionadas y cementadas con

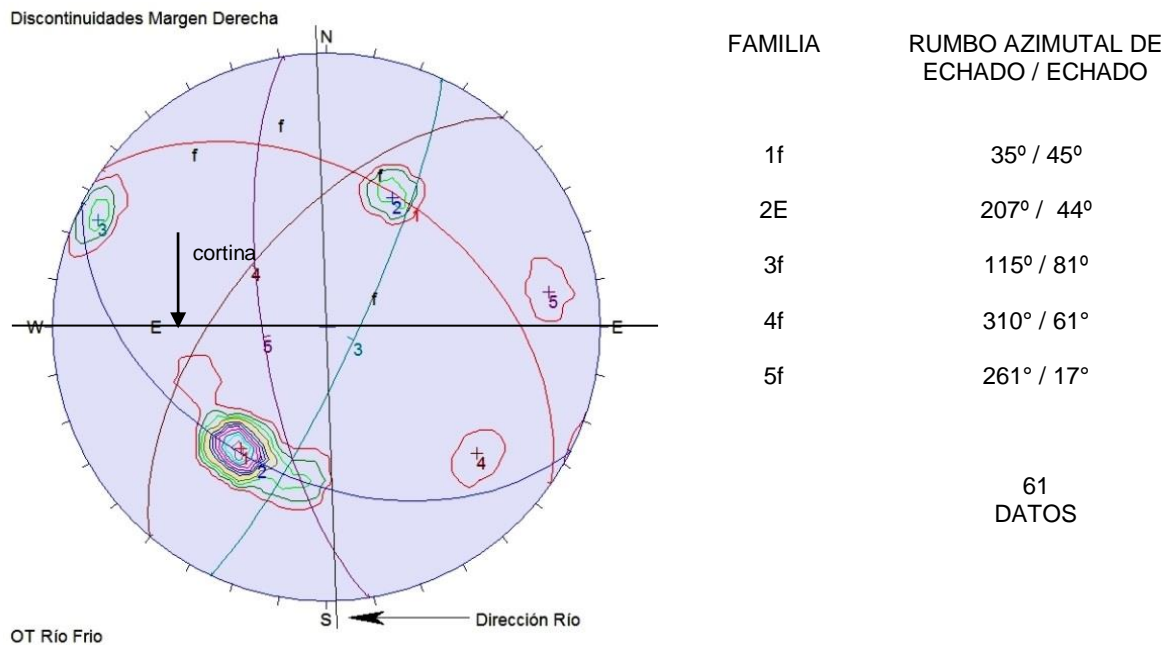
carbonato de calcio; los estratos son de espesor delgado a medio variando entre 15 y 50 cm, respectivamente y son de color marrón de tono claro. Estas rocas se observaron en ambos márgenes del río Frío en la zona de obra de toma, principalmente hacia aguas arriba del eje de cortina de la obra de toma (plano PG-2). (Fotografía 9).



**Fotografía 9.** Zona de obra de toma vista aguas abajo, nótese la inclinación de los estratos de areniscas en donde se pretende desplantar la cortina.

El macizo rocoso conformado en la zona de la obra de toma, es una arenisca calcárea estratificada, afectada por familias de discontinuidades con diferentes rumbos y echados. Durante el censo de cada una de ellas (las más representativas y notorias) se obtuvieron 110 datos de discontinuidades representativas de orientación del echado azimutal (dirección de la línea de máxima pendiente del plano) y su inclinación respecto a un plano horizontal (echado), así como se describieron sus características de espaciamiento, frecuencia, forma y rugosidad de las superficies, apertura, persistencia y tipo de materiales de relleno de las discontinuidades. En la mayor parte de los casos las fracturas se encuentran ligeramente onduladas, poco rugosas, predominantemente cerradas y en menor proporción ligeramente abiertas en superficie (entre 0.3 y 0.5 mm).

Los datos censados se agruparon espacialmente en diagramas estereográficos mediante polos de cada plano de discontinuidad, para conocer su densidad polar, y a partir de ésta se definieron los arcos mayores de cada familia de discontinuidades, incorporando en los diagramas la orientación del eje de cortina y dirección del canal de conducción. El resultado fue la existencia de 6 familias de discontinuidades principales, de las cuales la de mayor relevancia e importancia son las familias asociadas a los planos de estratificación (Figuras 31 y 32).

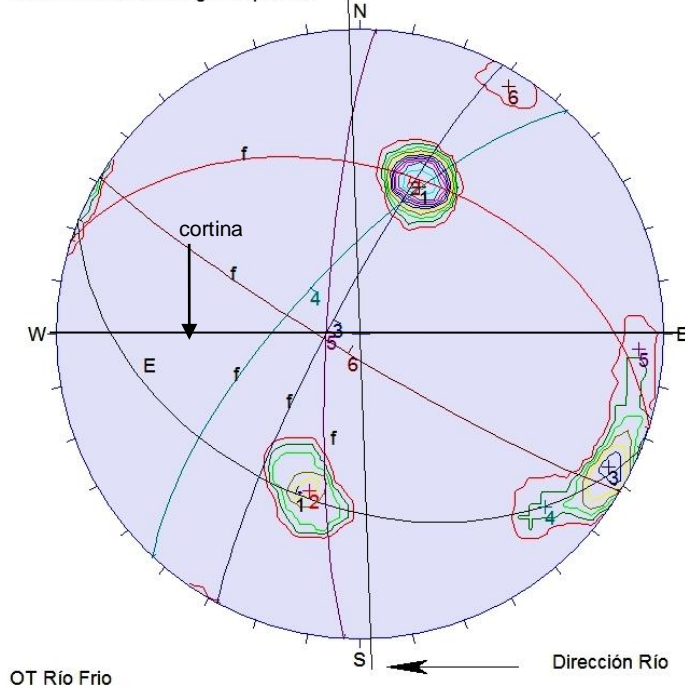


**Figura 31**

Diagrama estereográfico en red Schmidt representando espacialmente las principales familias de discontinuidades levantadas sobre areniscas calcáreas en la margen derecha del río Frio en la zona de la obra de toma, San Lucas, Chiapas.



Discontinuidades Margen Izquierda



FAMILIA RUMBO AZIMUTAL DE ECHADO / ECHADO

1E y F	202° / 43°
2 f	18° / 45°
3 f	298° / 82°
4 f	313° / 72°
5 f	273° / 81°
6 f	211° / 84°

49  
DATOS

**Figura 32**

Diagrama estereográfico en red Schmidt representando espacialmente las principales familias de discontinuidades levantadas sobre areniscas calcáreas en la margen izquierda del río Frio en la zona de la obra de toma, San Lucas, Chiapas.

De acuerdo con esta descripción, se propusieron perforaciones en ambos márgenes para conocer si este fracturamiento aumentaba o disminuía. Además fue necesario hacer un análisis de estabilidad al respecto (capítulo 6), para conocer si es favorable para la cimentación de la cortina (derivadora), que no permita filtraciones importantes y subpresiones en contra de la estabilidad.

Esta unidad genera suelos residuales areno limosos color pardo de tono oscuro de entre 0.30 a 1.0 m de espesor. Los planos de las fracturas expuestas superficialmente presentan trazas de óxidos de fierro (Fe) y rellenos arcillosos y de calcita, cerrándose a pocos centímetros, por lo que a profundidad el fracturamiento se infiere más cerrado y sin relleno o con rellenos de calcita. (Fotografías 10 a 13).



**Fotografía 10 y 11.** Arenisca calcárea fracturada en la zona del proyecto. Estratificación y meteorización superficial.



**Fotografía 12 y 13.** Vista de un afloramiento en la margen derecha aguas arriba a escasos 50 m del eje de cortina de la obra de toma. Nótese el fracturamiento y alteración superficial de areniscas, así como de una alternancia con lutitas.

Los bloques de roca caliza observados en la zona de obra de toma (Fotografía 14), corresponden a los depósitos aluviales y de talud que cubren la secuencia de areniscas calcáreas de grano fino. El talud observado en la fotografía fue analizado para conocer la estabilidad durante el proceso de construcción de la presa, y se presenta en el capítulo 6 de este trabajo.



**Fotografía 14.** Vista de la margen izquierda mostrando el contacto entre las areniscas y el depósito de talud.

A 1 km aguas arriba de la zona de obra de toma hay intercalaciones de areniscas y lutitas calcáreas menores a 1 metro en contacto transicional con calizas mudstone (Fotografía 15), que de acuerdo con Arvizu y Dávila (1982), pertenecen a la Formación Soyaló de edad Paleoceno; en su base existen facies de dolomías y calizas arcillosas. Y subyaciendo a dicha formación, en contacto posiblemente transicional, existen calizas (Fotografía 16), las cuales también son de origen sedimentario marino pero de edad Cretácico Superior correspondientes con la Formación Angostura, que se caracteriza por la presencia de carsticidad.



**Fotografía 15.** Caliza tipo mudstone, textura micrítica color gris claro. Presenta ligera carsticidad, densidad media alta y su estratificación es media, del orden de 40 cm, pertenece a la base de la Formación Soyaló.



**Fotografía 16.** Vista al sur (aguas abajo) del manantial donde surge buena parte del agua que da origen al río Frío, en donde en la margen izquierda aflora la caliza (Formación Angostura) y en la margen derecha las areniscas y lutitas. Este sitio se encuentra a 1 km aguas arriba del eje de cortina de la obra de toma.

La caliza de la Formación Angostura tiene un rumbo azimutal de echado/echado de  $210^{\circ}/45^{\circ}$  a  $215^{\circ}/50^{\circ}$  con estratificación media (Fotografía 17), presenta alta cársticidad por la disolución y lixiviación del carbonato de calcio (Fotografía 18), forma micro-estructuras tales como surcos, cavidades semicirculares y costras de caliche en superficie, de densidad media a alta y textura micrítica. Y se encuentra a 1 km aguas arriba de la obra de toma, fuera del vaso que se formará la cortina. Por lo que la carsticidad no será problema, por el contrario gracias a las fracturas y la carsticidad existe caudal suficiente para el P.H. Río Frío. En resumen, la recarga natural del acuífero del P.H. Río Frío es originada principalmente por el manantial originado por las calizas que buzcan hacia el S, junto con la filtración de la lluvia y escurrimientos superficiales de la región. Las áreas receptoras más importantes se localizan en las partes altas, donde la precipitación pluvial es mayor, y en los flancos montañosos donde predominan los materiales aluviales.

En las rocas areniscas calcáreas de la Formación Soyaló, subyaciendo a los materiales aluviales y depósitos de talud, no ocurre el proceso de disolución por tener diferente composición mineralógica y edad, aún cuando estas estén cementadas por carbonatos, los clastos de tamaño arena que la integran las hacen más resistentes a los procesos de disolución.



**Fotografía 17.** Vista al sur (aguas abajo) del manantial donde surge buena parte del agua de río Frío, en donde en la margen izquierda aflora la caliza y en la margen derecha las areniscas y lutitas. Este sitio se encuentra a 1 km aguas arriba del eje de cortina de la obra de toma.



**Fotografía 18.** Nótese la carsticidad en la caliza de la Formación Angostura ubicada a escasos 20 metros sobre el talud en la margen izquierda del río, a más de 1 km aguas arriba de la obra de toma.

El reconocimiento superficial se continuó a lo largo del eje de la línea de conducción, en donde las unidades litológicas descritas anteriormente no afloran, ya que casi en su totalidad se encuentran materiales pertenecientes al abanico aluvial y al depósito de talud, su distribución se encuentra en el Plano PG-01.

Por la naturaleza de los depósitos y edades de los materiales mencionados, la zona carece prácticamente de discontinuidades, sin embargo para el caso del abanico aluvial, presenta dirección de buzamiento de la pseudoestratificación; durante el levantamiento geológico se logró identificar la dirección de máxima pendiente del depósito que va desde los  $210^{\circ}/5^{\circ}$  a  $228^{\circ}/9^{\circ}$ , la estructura del abanico tiene dirección promedio al SSW.

Los depósitos de talud (**Qtm**) son acumulaciones de bloques y clastos de composición calcárea en diversos tamaños, angulosos a subredondeados, integrados en una matriz de composición areno limosa de color pardo y tono claro, muy compacta; estos depósitos fueron identificados en la zona del proyecto sobre ambas márgenes del río Frío y a lo largo de la zona del trazo de las Líneas de Conducción. Fotografía 19.



**Fotografía 19.** Depósito de talud de la margen izquierda, mostrando bloques de roca caliza con dimensiones variables.

Estos materiales son visibles prácticamente en la zona poniente y no afectan al sitio donde será desplantada la obra de casa de máquinas, mientras que para el trazo de las líneas de conducción, dicho material representa los dos primeros tercios del eje del trazo de la línea de conducción.

El depósito aluvial **(Qal)** se localizan en el cauce y en las márgenes del río Frío, lo constituyen materiales granulares bien seleccionados y redondeados con gradación positiva que incluyen arenas medias de color gris claro con presencia de gravas, boleos y bloques de diversos tamaños predominantemente de composición calcárea.

En la zona de Casa de Máquinas (margen derecha) y en el último tercio del eje del trazo de la línea de conducción, aflora un conglomerado **(Qcg)**. El conglomerado es un depósito de material detrítico constituido esencialmente por guijarros y boleos cementados en una matriz calcárea con arenas finas a medias con limo, básicamente el material es de composición calcárea, aunque también puede integrar fragmentos de rocas ígneas, no necesariamente es oligomíctico.

Por otro lado, se observó travertino en la margen izquierda, como producto de la lixiviación y la posterior precipitación de los carbonatos provenientes de las rocas calizas de la Formación Angostura, su aspecto en superficie es en finas capas paralelas con pequeñas o grandes cavidades circulares en forma de conductos, en superficie carece de fracturamiento, su distribución espacial es errática y se encuentra cubierto por materiales aluviales y suelos residuales, procedentes del río Frío y del río Blanco.

Finalmente, el suelo residual **(Qre)** se desarrolla en la superficie por el intemperismo que afecta a las diferentes unidades litológicas. En la mayor parte del área el suelo es de color marrón de tono oscuro y varía desde arena limosa hasta arcilla. Los espesores de estos materiales son variables y pueden alcanzar algunos metros de grosor en la zona.

En resumen, se concluyó que el ambiente geológico se caracteriza por estar conformado por depósitos sedimentarios de ambiente continental distribuidos erráticamente con extensiones y espesores variables, de edad Cuaternario, constituidos principalmente por orden de sedimentación: depósito de talud, depósito de abanico aluvial **(Qab)**, depósito aluvial **(Qal)** y suelos residuales **(Qre)**.

## 4.2 Exploración geofísica

La campaña de exploración indirecta surge por la necesidad de conocer el contacto geológico entre los depósitos recientes y las areniscas calcáreas encontradas en obra de toma. Además, el P.H. Río Frío incluye la excavación de cuatro túneles para la conducción de agua hasta casa de máquinas, por lo que se recomendó utilizar los métodos sísmicos y eléctricos antes de la exploración directa para conocer la distribución y las características de los materiales en el subsuelo. Por ejemplo, en la sísmica una disminución en la velocidad de onda indica que existe un material más compacto, posiblemente el basamento de roca, mientras que en el caso de la eléctrica valores altos indican un medio fracturado o no compactado, sin embargo, existen otras condiciones que se deben considerar para hacer esta afirmación.

Finalmente, el objetivo de la exploración geofísica es que con la ayuda de la exploración directa se logre obtener un modelo geológico del P.H. Río Frío, más exacto y con menor gasto, ya que el precio por metro de barrenación es más caro. Entonces, la geofísica permitió ajustar la ubicación de la exploración directa mediante la perforación de barrenos verticales.

A continuación la Tabla 6 indica el número de tendidos sísmicos longitudinales y el número de sondeos eléctricos verticales realizados para las obras del P.H. Río Frío.

**Tabla 6.** Resumen de exploración geofísica.

Método	Obra de Toma	Líneas de Conducción	Banco de Materiales		Subestación Eléctrica	Casa de Máquinas
			BM-1	BM-2		
Sísmica de Refracción	3T Long (de 65m)	3T Long	3T Long	3T Long	1T longitudinal (de 65 m)	2T longitudinales (de 65 m)
Eléctrico	3 SEV's tipo Schlumberger	15 SEV'S tipo Schlumberger	-	-	1 SEV's tipo Schlumberger 2 SEV's tipo Wenner	2 SEV's tipo Schlumberger

T=Tendidos, SEV=Sondeo Eléctrico Vertical, Long=Longitudinales



#### 4.2.1 Sondeos Eléctricos Verticales (SEV's)

La localización y orientación de los tendidos y de los puntos de tiro se muestran en el plano PG-2. Y la metodología de esta técnica se describe con detalle en el Anexo III.

El procesamiento se efectuó utilizando dos software de modelado diferentes (RESIX-PLUS y WINGLINK) con el cual se definieron cuantitativamente las profundidades de los contactos e intervalos de valores de resistividad de los diferentes comportamientos geoelectricos.

##### 4.2.1.1 SEV's en obra de toma

El estudio geoelectrico en este sitio consistió en la ejecución de tres sondeos eléctricos verticales (SEV) utilizando el arreglo Schlumberger. Los tres sondeos se ubicaron en la margen derecha del río.

**Tabla 7.** Resultados de la exploración del subsuelo mediante Sondeos Eléctricos Verticales en OT

UNIDAD GEOELÉCTRICA	RESISTIVIDAD (ohm/m)	ESPESOR (m)	MATERIAL ASOCIADO
U1a	189	1.3	Arena limosa y/o boleos, grava y arena
U1b	246 - 410	1.2 - 5.2	Boleos, gravas y arenas con matriz arenosa limosa
U2	18 - 44	2.3 - 4.1	Arenisca muy fracturada y alterada y/o boleos, gravas y arenas compactas
U3a	25	indefinido	Calizas alteradas y muy fracturadas
U3b	9 - 11	6.0 - 19.0	Arenisca calcárea muy fracturada
U4	12 - 39	indefinido	Arenisca calcárea fracturada

##### 4.2.1.2 SEV's en casa de máquinas

El estudio geoelectrico en este sitio consistió en la ejecución de dos sondeos eléctricos verticales utilizando el arreglo Schlumberger. Uno se ubicó hacia la porción centro oeste de la zona de casa de máquinas (coincidente con el sitio donde se realizó el pozo a cielo abierto PCA CM1), y el otro se situó sobre la porción centro este de la misma área de casa de máquinas, aproximadamente a 15 m de separación con respecto al primero.

Las longitudes electródicas utilizadas fueron de AB igual a 80 m, respectivamente, lo que permitió alcanzar una profundidad de prospección mínima de 25 m aproximadamente. El arreglo electródico de los dos SEV's se realizó con dirección NE-SW, con la finalidad de evitar que las condiciones topográficas influyeran directamente en el procesamiento e interpretación de los resultados. Las fotografías 20 y 21 muestran los sitios donde se ubicaron los puntos de atribución de cada SEV efectuado.



**Fotografía 20.** Sitio donde se ubicó el punto de atribución del SEV-2, localizado muy cerca del pozo a cielo abierto PCA-CM1. Vista hacia el este.



**Fotografía 21.** Sitio donde se ubicó el punto de atribución del SEV 3, localizado en la porción centro este de la casa de máquinas. Vista al sureste

**Tabla 8.** Resultados de la exploración del subsuelo mediante SEV's en casa de máquinas

UNIDAD GEOELÉCTRICA	RESISTIVIDAD (ohm/m)	ESPESOR (m)	MATERIAL ASOCIADO
U1	12-16	1.2-1.6	Material aluvial constituido por arcillas, limos y arenas finas
U2	20-28	7.7-8.1	Material aluvial con presencia de gravas, fragmentos de roca y arenas gruesas
U3	7-14	13.8	Suelo residual constituido por arcillas y limos
U4	29-64	indefinido	Arenisca alterada y fracturada

#### 4.2.1.3 SEV's tipo Schlumberger en la subestación eléctrica

El SEV 1 se ubicó hacia la porción sureste del área correspondiente con la subestación eléctrica (cercano al sitio donde se realizó el pozo a cielo abierto PCA CM3). La longitud electródica utilizada fue de AB igual a 100 m, lo que permitió alcanzar una profundidad de prospección mínima de 35 m aproximadamente. El arreglo electródico del SEV se realizó con dirección NW-SE, con la finalidad de evitar que las condiciones topográficas influyeran directamente en el procesamiento e interpretación de los resultados. Las fotografías 22 y 23 muestran el sitio donde se ubicó el punto de atribución del SEV.



**Fotografía 22.** Sitio donde se efectuó el SEV-1, coincidente con el centro del tendido 1 y muy próximo al sitio del pozo a cielo abierto PCA-CM3, realizado en el área de la subestación eléctrica. Vista hacia el sur.



**Fotografía 23.** Vista del sitio donde se ubicó el punto de atribución del SEV-1, a un lado del PCA-CM3 en la zona de la subestación eléctrica

**Tabla 9.** Resultados de la exploración del subsuelo mediante Sondeos Eléctricos Verticales tipo Schlumberger en el área de la subestación.

UNIDAD GEOELÉCTRICA	RESISTIVIDAD (ohm/m)	ESPESOR (m)	MATERIAL ASOCIADO
U1	14	0.8	Material aluvial constituido por arcillas, limos y arenas finas
U2	46	7.5	Material aluvial con presencia de gravas, fragmentos de roca y arenas gruesas
U3	6	16.7	Suelo residual constituido por arcillas y limos
U4	59	indefinido	Arenisca alterada y fracturada

#### 4.2.1.4 SEV's tipo Wenner subestación eléctrica

Con la finalidad de definir el comportamiento resistivo de los materiales del subsuelo para conocer la ubicación de los suelos más conductivos que favorezcan el diseño e instalación de los sistemas de redes de tierra, auxiliando en el cálculo de la longitud y características de los conductores que deberán ser colocados en el terreno para obtener el mínimo valor de resistencia a tierra se efectuaron en dos diferentes sitios

dos sondeos eléctricos verticales tipo Wenner (en total cuatro), realizando para un mismo punto de atribución dos sondeos perpendiculares entre si, todos estos con direcciones N-S y E-W aproximadamente.

Con los valores de resistividad se pretende conocer la resistencia de puesta a tierra que es un indicador que limita la elevación de los potenciales de paso y contacto y controla las tensiones transferidas, por lo que deberán considerarse los siguientes valores máximos de resistencia de puesta a tierra indicadas en la norma de la referencia NRF-048-PEMEX-2007.

**Tabla 10.** Valores de RPT recomendados para aterrizaje

SITIO O LUGAR	VALORES MÁXIMOS DE RESISTENCIA DE PUESTA A TIERRA
Edificios, plantas de proceso y subestaciones	5 $\Omega$
Terrenos con resistividad de 1000 a 3000 $\Omega$ -m	25 $\Omega$
Terrenos con resistividad mayor a 3000 $\Omega$ -m	50 $\Omega$
Sistemas electrónicos	1 $\Omega$

Por su aplicación, pueden tomarse los siguientes valores máximos de RPT adoptados en las normas técnicas IEC 60364-4-442, ANSI/IEEE 80, NTC 2050, NTC 4552:

**Tabla 11.** Valores de Resistencia de Puesta a Tierra (RPT) recomendados

APLICACIÓN	VALORES MÁXIMOS DE RESISTENCIA DE PUESTA A TIERRA
Estructuras de líneas de transmisión	20 $\Omega$
Subestaciones de alta y extra alta tensión	1 $\Omega$
Subestaciones de media tensión	10 $\Omega$
Protección contra rayos	10 $\Omega$

En este caso, cuando por valores altos de resistividad del terreno, elevadas corrientes de falla a tierra o tiempos de despeje de la misma, o que por un balance técnico-económico no resulte práctico obtener los valores de la tabla de valores de resistencia a tierra, siempre se debe garantizar que las tensiones de paso, contacto y transferidas en caso de una falla a tierra no superen las máximas permitidas.

El estudio geoelectrico se realizó con apego a la Norma de CFE NRF-011-CFE; las aberturas electródicas utilizadas fueron de  $a = 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.0, 8.0, 9.0$  y  $10.0$  para cada lado, a partir del punto de atribución, por lo que la distancia máxima entre electrodos de corriente (AB) para cada SEV fue de 30 m, permitiendo con este arreglo alcanzar una profundidad mínima de prospección de 10 m. La profundidad real de penetración es función de la distribución y características de los materiales en el subsuelo, la cual es mayor o muy cercana a la profundidad de investigación deseada.

En los planos PG-2 se muestran la ubicación en planta y los perfiles geoelectricos de los dos pares de SEV's efectuados, con los valores de resistividad y los contactos geoelectricos de las diferentes capas que fueron definidas con este método de prospección se encuentran en el ANEXO correspondiente.

Los resultados de las mediciones de resistividad se procesaron e interpretaron asociándose con el comportamiento geoelectrico existente en el subsuelo. El procesamiento de la información obtenida en campo para cada sondeo permitió asociar las resistividades y espesores para los diferentes materiales del subsuelo hasta una profundidad mínima de 10 m.

Los resultados obtenidos del análisis e interpretación de las curvas de campo mostradas en el Anexo V se indican en la Tabla 12;

**Tabla 12.** Resultados de la exploración del subsuelo mediante sondeos eléctricos verticales tipo Wenner en el área de la subestación eléctrica

UNIDAD GEOELÉCTRICA	RESISTIVIDAD (ohm/m)	ESPESOR (m)	MATERIAL ASOCIADO
I	14 - 20	0.7 - 1.6	Material aluvial constituido por limos y arenas finas con arcilla
II	30 - 46	7.2 - 8.1	Material aluvial con presencia de gravas, fragmentos de roca y arena gruesa
III	6 - 8	Indefinido	Suelo residual constituido por arcillas y limos

#### 4.2.2 Sísmica de refracción

La localización y orientación de los tendidos y de los puntos de tiro se muestra en el plano PG-2. Y la metodología de esta técnica se describe con detalle en el Anexo IV.

##### 4.2.2.1 Sísmica de refracción en obra de toma

La exploración se efectuó realizando tres tendidos sísmicos con longitudes de 65 m cada uno, lo que permitió conocer la distribución y características de los materiales del subsuelo a profundidades mínimas del orden de 20 m.

El tendido 1 se realizó con una dirección aproximadamente norte-sur en la margen derecha del río, ubicando parte del tendido aguas arriba de la obra de toma y otra parte a lo largo de la misma lateralmente; el tendido 2 se colocó en la zona del canal

de toma con una dirección aproximada noreste-suroeste y el tendido 3 se ubicó sobre la margen izquierda aguas arriba de la obra de toma, con una dirección aproximada noroeste-sureste.

En los tres tendidos se utilizó una sarta de 12 geófonos con separaciones de 5 m entre ellos y cuatro puntos de tiro, ubicando dos de ellos en los extremos de los tendidos (PT1 y PT4) a 5 m de los geófonos 1 y 12, respectivamente, y dos puntos de tiro centrales, ubicados entre los geófonos 4-5 y 8-9.

El procesamiento, análisis e interpretación de los valores de velocidad obtenidos durante los trabajos de prospección sísmica realizados en campo, dieron como resultado los perfiles geosísmicos cuyos valores de velocidad de onda longitudinal se asociaron con las diferentes características de compacidad de los materiales del subsuelo presentes en el área de estudio, logrando diferenciar tres unidades geosísmicas con sus correspondientes velocidades y espesores, las cuales se indican en la Tabla 13.

**Tabla 13.** Resultados de la exploración del subsuelo mediante refracción sísmica

UNIDAD GEOSÍSMICA	VELOCIDAD (m/s)	ESPESOR (m)	MATERIAL ASOCIADO
I	273 - 400	0.7 - 1.9	Arena limosa y/o boleos, gravas y arenas de muy poco compactas a poco compactas
II	1200 - 1753	0.1 - 8.1	Areniscas calcáreas y/o boleos, gravas y arenas compactas
III	2499 - 3747	indefinido	Areniscas calcáreas y/o calizas muy compactas

#### 4.2.2.2 Sísmica de refracción en casa de máquinas

En esta misma zona de casa de máquinas la exploración se efectuó realizando dos tendidos sísmicos con longitudes de 65 m cada uno, esta prospección permitió conocer la distribución y características de los materiales del subsuelo a profundidades mínimas del orden de 20 m. El tendido CM1 se realizó con una dirección NE-SW aproximadamente sobre la porción oeste de la zona de estudio, ubicando el centro del tendido en el sitio donde se realizó el pozo a cielo abierto PCA-CM1, el punto de tiro PT1 se ubicó hacia la porción noreste muy próximo al sitio donde se ubicó el pozo a cielo abierto PCA-CM2, los puntos de tiro centrales (PT2 y PT3) se ubicaron entre los geofonos 4-5 y 8-9, mientras que el punto de tiro PT4 se situó hacia la porción suroeste de la zona de interés. El tendido 2 se realizó en la porción del lindero sureste de la zona de casa de máquinas con una dirección aproximada noreste-suroeste, el punto de tiro PT1 se ubicó hacia la porción noreste,

los puntos de tiro centrales PT2 y PT3 quedaron situados entre los geofonos 4-5 y 8-9; mientras que el punto de tiro PT4 se ubicó hacia la porción suroeste, tal como se muestra en las fotografías 24 y 25.



**Fotografía 24.** Sitio donde se ubicó el punto de tiro PT2 del tendido CM2, localizado en la porción centro este de la zona de casa de máquinas.



**Fotografía 25.** Sitio donde se ubicó el punto de tiro PT4 del tendido CM2, localizado en la porción sureste del área de la casa de máquinas. Vista hacia el sureste.



En los tendidos se utilizó una sarta de 12 geófonos con separaciones de 5 m entre ellos y cuatro puntos de tiro, ubicando dos de ellos en los extremos de los tendidos (PT1 y PT4) a 5 m de los geófonos 1 y 12, respectivamente, y dos puntos de tiro centrales, ubicados entre los geófonos 4-5 y 8-9.

El procesamiento, análisis e interpretación de los valores de velocidad obtenidos durante los trabajos de prospección sísmica realizados en campo, dieron como resultado los perfiles geosísmicos que se muestran en el plano PSG-3, cuyos valores de velocidad de onda longitudinal se asociaron con las diferentes características de compacidad de los materiales del subsuelo presentes en el área de estudio, logrando diferenciar tres unidades geosísmicas con sus correspondientes velocidades y espesores, las cuales se indican en la Tabla 14.

**Tabla 14.** Resultados de la exploración del subsuelo mediante refracción sísmica en casa de máquinas

UNIDAD GEOSÍSMICA	VELOCIDAD (m/s)	ESPESOR (m)	MATERIAL ASOCIADO
I	219 - 269	0.7 – 3.7	Material aluvial constituido por arcillas, limos y arenas, muy poco compactas
II	564 - 901	5.8 – 10.3	Suelo residual constituido por arcillas y limos de poco a medianamente compacto
III	2044 - 2205	indefinido	Areniscas compactas

#### 4.2.2.3 Sísmica de refracción subestación eléctrica

La exploración en esta zona se efectuó realizando un tendido sísmico con longitud de 65 m, esta prospección permitió conocer la distribución y características de los materiales del subsuelo a profundidades mínimas del orden de 20 m. El tendido SE1 se realizó con una dirección NW-SE, ubicando el centro del tendido en el sitio donde se localiza el pozo a cielo abierto realizado en esta área; el punto de tiro PT1 se ubicó hacia la porción noroeste, los puntos de tiro centrales (PT2 y PT3) se ubicaron entre los geofonos 4-5 y 8-9, mientras que el punto de tiro PT4 se situó hacia la porción sureste, tal como se muestra en las fotografías 26 y 27.



**Fotografía 26.** Vista hacia el sureste del sitio donde se ubicó el punto de tiro PT3 del tendido SE1 efectuado en la zona de la subestación eléctrica.



**Fotografía 27.** Vista hacia el sureste del sitio donde se ubicó el punto de tiro PT4 del tendido SE1 efectuado en la zona de la subestación eléctrica.

Se utilizó una sarta de 12 geófonos con separaciones de 5 m entre ellos y cuatro puntos de tiro, ubicando dos de ellos en los extremos del tendido (PT1 y PT4) a 5 m de los geófonos 1 y 12, respectivamente, y dos puntos de tiro centrales, ubicados entre los geófonos 4-5 y 8-9. La localización y orientación del tendido y de los puntos de tiro se muestran en la planta general del plano PG-2.

El procesamiento, análisis e interpretación de los valores de velocidad obtenidos durante los trabajos de prospección sísmica realizados en campo, dieron como resultado el perfil geosísmico que se muestra en el plano PSG-3, cuyos valores de velocidad de onda longitudinal se asociaron con las diferentes características de compacidad de los materiales del subsuelo presentes en el área de estudio, logrando diferenciar tres unidades geosísmicas con sus correspondientes velocidades y espesores, las cuales se indican en la Tabla 13.

**Tabla 13.** Resultados de la exploración del subsuelo mediante refracción sísmica en el área de la Subestación Eléctrica

UNIDAD GEOSÍSMICA	VELOCIDAD (m/s)	ESPESOR (m)	MATERIAL ASOCIADO
I	220	1.0 - 2.0	Material aluvial constituido por limos y arenas finas con arcilla muy poco compacto
II	564	5.8 - 10.3	Suelo residual constituido por arcillas y limos poco compacto
III	2205	indefinido	Areniscas compactas

La sísmica de refracción se efectuó realizando tres tendidos sísmicos dos de ellos en la zona de casa de máquinas y uno más en el área de subestación, prospectando hasta 25 metros de profundidad y obteniendo en los tres tendidos el mismo número de unidades geosísmicas; la primera se asocia con los dos horizontes de material aluvial constituido por arcillas, limos y arenas, y por gravas y fragmentos de roca; desde el punto de vista de los valores de velocidad longitudinal obtenidos que varían entre 219 y 269 m/s, pareciera ser un material muy poco compacto, aunque en realidad está compacto, lo que puede deberse a la influencia en las velocidades del material granular embebido en la arcilla; el espesor de esta unidad más superficial es de 0.7 a 3.7 m; la segunda unidad está asociada con el suelo residual constituido de arcillas y limos, poco a medianamente compactos, con velocidades de 564 a 901 m/s y espesores de 5.8 a 10.3 metros; finalmente la tercera unidad se asoció con la roca arenisca compacta que presentó velocidades entre 2044 y 2205 m/s y su espesor es indeterminado.

#### 4.2.2.4 Sísmica de Refracción Bancos de Materiales

##### 4.2.2.4.1 Banco de Material BM-1

Se ubica principalmente sobre la margen derecha del río Frío, a 450 m en línea recta hacia el N-NE de la casa de máquinas, en las coordenadas aproximadas UTM 15Q 528,061 E y 1'836,940 N. En este sitio se delimitó un playón con un perímetro de 565 metros, y un área calculada aproximada de 11247 m<sup>2</sup>.

En esta zona se muestrearon los materiales existentes para ensayos de laboratorio y se efectuaron tres tendidos sísmicos de refracción (fotografías 28 y 29), que de acuerdo con las condiciones topográficas del sitio, se realizaron en forma aproximadamente paralela al cauce del río.



**Fotografía 28.** Detalle de la recolección de gravas de composición calcárea en la zona del banco de material 1 (BM-1) sobre la margen derecha de río Frío.



**Fotografía 29.** Detalle de la recolección de arenas en la zona del banco de material 1 (BM-1) sobre la margen derecha del río Frío.

De los tres tendidos sísmicos realizados se definió la existencia de dos unidades geosísmicas, con un comportamiento homogéneo de cada una de ellas.

La Tabla 14 resume las velocidades de onda longitudinal obtenidas y los espesores de cada unidad, así como el posible material con el que están asociadas las velocidades.

**Tabla 14.** Resultados de la exploración geosísmica en la zona del BM-1

UNIDAD GEOSÍSMICA	VELOCIDAD (m/s)	ESPESOR (m)	MATERIAL ASOCIADO
I	286 – 301	1.1 – 2.7	Boleos, gravas y arenas muy poco compactas
II	2099 – 2100	Indefinido	Boleos, gravas y arenas muy compactas

La ubicación de los tendidos sísmicos se encuentra en el plano PG-1.

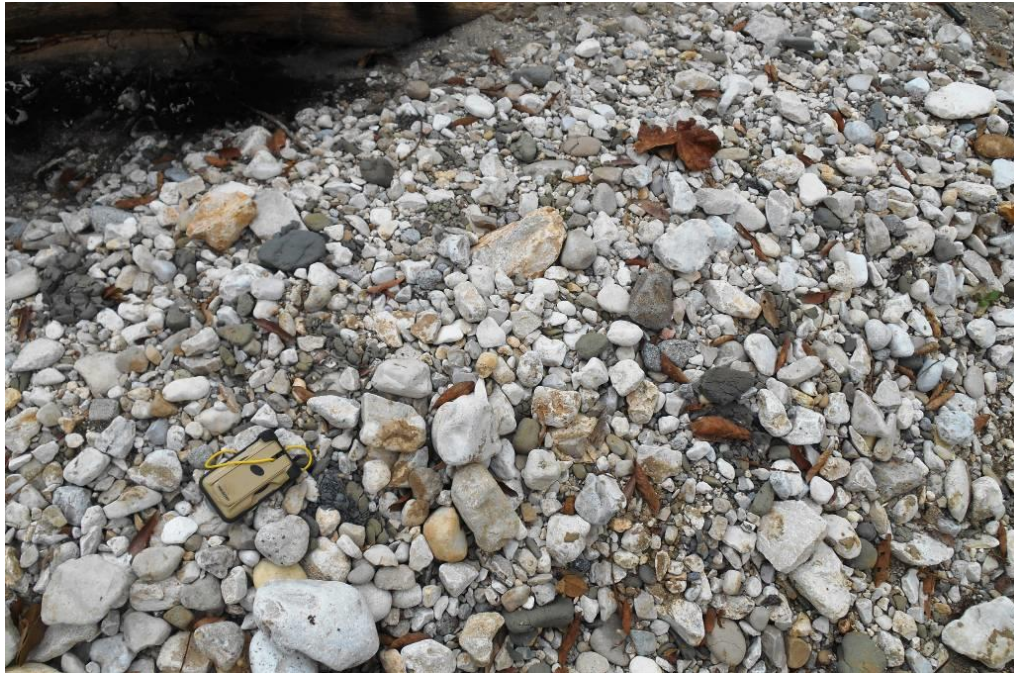
En resumen, la unidad I es la más superficial asociada con la presencia de boleos, gravas y arenas poco compactas de espesor promedio 2.4 m (en el caso del tendido T3). La unidad II, presentó un incremento considerable de las velocidades de onda longitudinal ( $V_p$ ), el cual se asocia con un basamento rocoso de arenisca calcárea alterada y fracturada. El espesor de esta unidad, por no encontrar ningún otro

refractor de mejor calidad, se considera indefinido, considerando los espesores potenciales del depósito aluvial que arroja la exploración geosísmica, del orden de 1.5 m.

#### 4.2.2.4.2 Banco de Material BM-2

Este banco se ubica en la margen derecha del río Frío, a 250 m en línea recta hacia el NE-E del portal de entrada del túnel de conducción intermedio del PH Río Frío, en las coordenadas aproximadas UTM 15Q 526,714 E y 1'838,356 N. El perímetro delimitado para el BM-2 fue de 988 m, con área aproximada de 39407 m<sup>2</sup>.

En la margen derecha se muestrearon materiales de arena y gravas (Fotografías 10 y 31) y se efectuaron tres tendidos sísmicos de refracción que de acuerdo con las condiciones topográficas de los sitios se realizaron en la margen derecha del río, en forma aproximadamente paralela al cauce del río.



**Fotografía 30.** Detalle de los materiales granulares del depósito de talud de la margen derecha del río en la zona del banco de materiales 2 (BM-2).



**Fotografía 31.** Muestreo de arena en la margen derecha del río dentro de la zona del banco de materiales 2.

La longitud de cada tendido fue de 65 m y alcanzaron una profundidad mínima de prospección entre 20 y 25 m.

En los tres tendidos sísmicos realizados se define claramente la existencia de tres unidades geosísmicas, con un comportamiento homogéneo cada una de ellas. La Tabla 15 resume las velocidades de onda longitudinal y los espesores de cada unidad, así como el posible material con el que están asociadas las velocidades.

**Tabla 15.** Resultados de la exploración geosísmica en la zona del BM-2

UNIDAD GEOSÍSMICA	VELOCIDAD (m/s)	ESPESOR (m)	MATERIAL ASOCIADO
I	279 – 326	0.6 – 3.3	Boleos, gravas y arenas muy poco compactas
II	1500 – 1700	1.5 – 6.4	Boleos, gravas y arenas compactas
III	2300 – 2400	Indefinido	Boleos, gravas y arenas muy compacta

La ubicación de los tendidos sísmicos se encuentra en el plano PG-1.

En resumen, la unidad I corresponde con el horizonte más superficial asociado con el depósito aluvial que incluye boleos, gravas y arenas escasamente compactas y presenta un espesor promedio de 2.28 m. La unidad II, presentó un aumento importante en el intervalo de valores de velocidad de onda longitudinal ( $V_p$ ), que se asocia con la presencia de boleos, gravas y arenas compactas y/o con la roca

arenisca muy alterada, saturada y descomprimida, su espesor promedio es de 7.2 m. Por último, la unidad III se presenta como el paquete de materiales más profundo definido en la zona y no se detectó debajo de éste, un material de mejor calidad; los valores de velocidad de onda longitudinal se asocian con la base rocosa de arenisca calcárea alterada y fracturada y su espesor por no encontrar ningún otro refractor de mejor calidad se considera indefinido.

Con los espesores potenciales del depósito aluvial que arroja la exploración geosísmica, se consideró un espesor extraíble del orden de 3 m y un porcentaje de 50% de material aprovechable, por la cantidad observada de boleos (sobretamaños), lo que representa un volumen total del orden de 59110 m<sup>3</sup>.

#### 4.2.2.4.3 Bancos de materiales para agregados de concreto

En la zona existen numerosos tipos de materiales que incluyen depósitos aluviales y de talud, los cuales cubren parcialmente a rocas carbonatadas de edad Cretácico Superior al Eoceno (Areniscas, Lutitas y Calizas). Los depósitos aluviales del río Frío que podrían aportar agregados pétreos para la elaboración de concreto son escasos a lo largo del río.

Por otro lado, sobre las márgenes del río Frío existen zonas de playones, que es en donde se facilita la extracción de grava y arena. Se eligieron dos sitios de playones (BM-1 y BM-2) que se considera reúnen los requisitos para funcionar como bancos de materiales, porque cumplen con volúmenes aprovechables aceptables, accesibles y relativamente cercanos a las obras.

El plano PG-2 muestra la ubicación de cada uno de los bancos de grava-arena, así como el área susceptible de extracción y los espesores potencialmente aprovechables de grava-arena; estos últimos evaluados mediante tendidos de sísmica de refracción a partir de los valores de velocidades de onda longitudinal, descritos a detalle en el capítulo de geofísica.

Tabla 16. Resultados de los bancos de materiales

Banco de materiales	Coordenadas UTM	Perímetro (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Material
BM-1	528,061 E 1'836,940 N	637.261	19,609.27	58,827.86	Grava-Arena
BM-2	526,714 E 1'838,356 N	987.615	394,407.30	256,147.46	Grava-Arena

En el Anexo I se incluye el análisis petrográfico de cada uno de los bancos de materiales; denominados banco de materiales 1 (BM-1) y banco de materiales 2 (BM-2).



### 4.3 Exploración Directa

Para obtener un modelo geológico del P.H. Río Frío se realizaron las siguientes exploraciones directas que se muestran en la Tabla 17.

Tabla 17. Exploración Directa

Obra	Exploración
Obra de toma	1 PCA y 3 Barrenos (20m)
Líneas de conducción	4 Calas volumétricas, 2 PCA's, 15 Barrenos; que van desde 13 m a 25 m en promedio; y dos de 55 y 60 m respectivamente.
Bancos de materiales	2 Calas volumétricas
Casa de máquinas	2 PCA y 2 Barrenos de 25 m
Subestación eléctrica	1 PCA y 1 Barreno de 20 m

Los planos PG-2 y PSG-3 muestran la ubicación de cada barreno y de los PCA's en el área de estudio.

A partir de los pozos a cielo abierto y los barrenos se recuperaron suelos y núcleos de roca para ensayos en el laboratorio de mecánica de suelos y roca respectivamente. La recuperación de roca permitió conocer a profundidad sus características texturales, color, fracturamiento y alteración, así como evaluar su calidad mediante los parámetros de porcentaje de recuperación (REC%) e Índice de calidad de la roca (RQD%).

A continuación se describe la exploración directa en cada una de las obras del P.H. Río Frío, así como una descripción de los materiales más representativos recuperados. También se incluyen los registros de las perforaciones en el Anexo II para mayor información.

#### 4.3.1 Descripción de la exploración directa en obra de toma

De los 3 barrenos de 20 m de profundidad en OT, se resume que existe una base de roca arenisca calcárea estratificada, que aflora y que puede estar cubierta por un depósito de talud y un material aluvial de hasta 11 m. Dicha arenisca está muy fracturada y alterada, de densidad media y textura clástica, color marrón de tono claro, constituida por arenas finas bien seleccionadas y cementadas por carbonato de calcio, los estratos son de espesor delgado a medio variable de 15 a 50 cm. Mientras que el depósito de talud puede llegar hasta los 15 m de espesor (S-OT1), dicho depósito integra bloques y clastos de caliza de diversos tamaños, angulosos a subredondeados, contenidos en una matriz muy compacta arenosa limosa. Finalmente, existe un material aluvial no mayor a 3 m, constituido por fragmentos de roca caliza y diorita en diversos tamaños, con limo, arenas medias, arcilla y gravas menor a 6 cm. (Fotografía 32 y 33).



**Fotografía 32.** Muestra de los núcleos de roca del S-OT1 de la zona de obra de toma. En donde se observa que el depósito de talud integrado por fragmentos de caliza puede alcanzar hasta los 15 m de profundidad, a partir de dicha profundidad existe una arenisca calcárea de la Formación Soyaló, la cual puede estar intensamente fracturada.



**Fotografía 33.** Muestra de los núcleos del S-OT2 de la zona de Obra de Toma, en donde la arenisca se encuentra ligeramente fracturada, con un RQD promedio de 47%.

También en la zona de obra de toma se extrajo una muestra cúbica de un material arcillo-arenoso extraído a 0.9 m de profundidad del pozo a cielo abierto (PCA-OT1), fotografía 34, excavado en la margen derecha del río Frío, justo donde se construirá el inicio del canal de conducción, con el objetivo de realizar ensayos de mecánica de suelos, los cuales se describen en el siguiente capítulo.



**Fotografía 34.** Proceso de protección con manta de cielo y cera-parafina de la muestra cúbica del PCA-OT1 preparada para su transporte al laboratorio.

#### 4.3.2 Descripción de la exploración directa en las líneas de conducción

Los 2 Pozos a Cielo Abierto (PCA) se realizaron en el trazo de la tubería externa, para obtener muestras para el laboratorio de Mecánica de Suelos, Fotografía 35, principalmente con el objetivo de obtener los parámetros de resistencia al corte del suelo, cohesión y ángulo de fricción interna, mediante pruebas triaxiales no consolidadas, no drenadas (UU). Sin embargo, los suelos eran tan duros que fue muy complicado obtener más muestras cúbicas con pico y pala, por lo tanto se decidió hacer calas volumétricas, para conocer al menos las propiedades índices de dichos suelos. También se seleccionaron muestras de suelo para efectuar ensayos de compactación tipo Proctor estándar con la finalidad de reproducir las condiciones de compactación del terreno.



**Fotografía 35.** Muestra cúbica labrada en el PCA-LC1 sobre el eje de conducción de río Frío a los 90 cm de profundidad debido a que la dureza del terreno, alcanza un horizonte arcilloso-arenoso muy compacto.

Por otro lado, para conocer la estratigrafía de los túneles del trazo de la línea de conducción se perforaron 15 barrenos; dos de ellos de hasta 60 m, y el resto de 13 a 25 m en promedio.

Con base en la exploración directa e indirecta junto con las observaciones de campo se realizaron los perfiles geológicos mostrados en el plano PSG-3, en donde se proponen los contactos de los diferentes materiales que atravesarán los túneles del P.H. Río Frío, se resume:

El inicio del trazo de las líneas de conducción es un canal de conducción de 102 m ubicado en la margen derecha, la cual estará alojada en depósitos aluviales y de talud.

El Túnel 1 de 750 m de longitud, se alojará en su mayoría en el depósito de talud; constituido por bloques de caliza color pardo claro, de textura micrítica soportada en una matriz areno arcillosa color pardo. A excepción del cadenamiento 0+670 km y 0+850 km en donde se espera un espesor mayor del depósito del abanico aluvial, que integra boleas, cantos rodados, gravas, arenas medias a gruesas con poco de limos y arcillas, todos de composición diorítica principalmente.

Es importante mencionar que en la mayoría de las fotos que corresponden al depósito de talud no se observa la matriz limo-arcillosa con arenas, debido a que durante la perforación el agua lava la matriz dejando los fragmentos de roca, esto ocurre cuando el material es permeable y no se recupera el agua utilizada. (Fotografía 36).



**Fotografía 36.** Recuperación del S-2 de 15.00 a 19.75 m, dichos núcleos representan el depósito de talud constituido por fragmentos de caliza en una matriz limo-arcillosa con arenas.

Sin embargo, en el caso del barreno S-4, fue posible recuperar la matriz gracias a su baja permeabilidad que permitió recuperar el agua con arena y arcilla durante la perforación. (Fotografía 37).



**Fotografía 37.** Recuperación del S-4 de 0.00 a 25.55 m, dicho material representa el material aluvial caracterizado por fragmentos de diorita en una matriz arenosa con limo y arcilla.

Las diferencias observadas de la pérdida y recuperación de agua durante la perforación es sólo un parámetro cualitativo de la permeabilidad de los depósitos, por lo que fue necesario hacer una campaña de pruebas de permeabilidad para conocer los valores cuantitativos de permeabilidad de los materiales que alojarán a los túneles del P.H. Río Frío, los cuales se abordan el capítulo siguiente.

El tramo 1 de la tubería exterior de casi 300 m de longitud, se desplantará un 80% sobre el depósito de talud, mientras que el tramo final se desplantará sobre el depósito del abanico aluvial, es probable que a profundidad en el subsuelo existan rocas pertenecientes a la Formación Soyaló asociadas a areniscas calcáreas. Ver PG-1.

El túnel 2 de 715 m, en los primeros 60 m, en la zona del portal de entrada, se excavará inicialmente sobre el depósito del abanico aluvial talud, y es muy probable que en el resto del túnel se encuentre rocas de areniscas y lutitas intercaladas; la arenisca es de color pardo de textura clástica de grano grueso, estratificada con un ángulo de 50°, de densidad baja. La lutita es de color gris oscuro de textura clástica de grano fino, con estructura laminar, presentan densidad baja, ligeramente alterada y fracturada, las juntas de fracturas son lisas, sin relleno, presentan finas trazas de óxidos de hierro. (Fotografía 38). Excepto, los últimos 150 m en donde la integración geofísica y geológica ubica el contacto de los depósitos de talud en la rasante del túnel, y se presume que las areniscas y lutitas se alojarán en el piso del túnel. Ver PSG-3.



**Fotografía 38.** Recuperación del S-7 de 52.45 a 60.00 m, arenisca de grano fino y lutita de la Formación Soyaló.

El tramo 2 de la tubería exterior de 260 m de longitud, será desplantado sobre depósitos de talud principalmente, es probable que a profundidad en el subsuelo existan rocas de la Formación El Bosque ligadas a areniscas y lutitas. PG-01

El túnel 3 de 480 m de longitud, se excavará en su totalidad sobre areniscas y lutitas de la Formación El Bosque, constituida por areniscas de color pardo y gris verdoso, la primera con textura clástica de grano grueso, estratificadas con un ángulo de 45°, compactas (Fotografía 39 y 40) y arenisca gris verdoso con tonos blancos de textura clástica de grano grueso a medio con fragmentos de cuarzo y pedernal con horizontes pequeños de conglomerados polimícticos (Fotografía 41). Ver PSG-03.



**Fotografía 39.** Recuperación del S-11 de 0.00 a 7.00 m, Formación El Bosque, constituida por arenisca de grano fino color pardo claro, con intercalaciones de lutita de color pardo grisáceo.



**Fotografía 40.** Recuperación del S-12 de 0.00 a 9.20 m. De 0.00 a 4.50 m depósito del abanico aluvial. De 4.50 a 8.50 m arenisca color pardo con tonos blancos, los granos son de feldespatos, mica blanca y cuarzo principalmente, con horizontes arcillosos de la Formación El Bosque.



**Fotografía 41.** Recuperación del S-10 de 13.10 a 21.00 m, De 12.00 a 15.00 m

El tramo 3 de la tubería exterior de 570 m de longitud, será desplantado sobre depósitos aluviales, depósitos de talud y depósitos del abanico aluvial, en esta zona es probable que a profundidad existan rocas asociadas a areniscas, Formación El Bosque. Ver PG-1.

El Túnel 4 de 560 m de longitud, se excavará en su totalidad sobre intercalaciones de areniscas y lutitas de la Formación El Bosque, (Fotografía 42 y 43). Ver PSG-3.

Finalmente, el tramo 4 de la tubería exterior de 850 m de longitud, será desplantado sobre depósitos aluviales, depósitos del abanico aluvial y conglomerados, en esta zona es probable que a profundidad existan rocas asociadas a areniscas de ambiente continental, Formación El Bosque. PG-1.





**Fotografía 42.** Recuperación del S-14 de 48.80 a 54.80 m, De 47.50 a 55.50 m arenisca de grano medio color gris claro, densidad baja a media, presenta textura clástica de grano medio ligeramente compacta y poco fracturada.



**Fotografía 43.** Recuperación del S-15 de 10.50 a 18.00 m, de 6.00 a 12.00 m arenisca cementada por carbonatos, textura clástica de grano medio a grueso color pardo claro con tonos cremas, con un ángulo de estratificación cercano a los 50° aproximadamente. De 12.00 a 17.50 m arenisca de textura clástica de grano grueso con finas gravas (pedernal en su mayoría), color pardo claro con tonos rojizos a marrón, bien compacta. Las fracturas tienen relleno arcilloso color rojizo a crema.

#### 4.2.3 Descripción de exploración directa en casa de máquinas y subestación eléctrica

Se perforaron 3 barrenos directos verticales con profundidades de 25 metros (S-CM1 y S-CM2) y 20 metros (S-CM3) y se excavaron tres pozos a cielo abierto (PCA), uno en cada zona donde se desplantarán las turbinas; la tipo Francis del P.H. Río Frío y la tipo Pelton del P.H. Río Blanco y uno más en la zona donde se desplantará la subestación eléctrica.

A partir de los barrenos se recuperaron suelos y núcleos de roca; la unidad litológica de arenisca se encontró de 17 a 20 m de profundidad, cubierta por material aluvial de 3 a 6 m de espesor. El material aluvial de color marrón y tono claro, con fragmentos de roca de diversos tamaños, predominantemente de composición calcárea, con gravas menores de 5 cm y arenas gruesas, mientras que la arenisca es de color gris verdoso y tono claro, ligeramente alterada y poco fracturada, presenta densidad baja y estructura compacta, aunque es frágil como roca intacta rompiéndose con la mano. (Fotografía 44 y 45).



**Fotografía 44.** En el sondeo S-CM3, la arenisca se encontró a 17 m en la zona donde se contempla el desplante de la turbina tipo Pelton.



**Fotografía 45.** En el sonde S-CM2, la arenisca se encontró a 20 m de profundidad en la zona donde se contempla el desplante de la turbina tipo Francis.

El plano PG-02 muestra la ubicación de cada barreno y de los pozos en el área de estudio. El perfil estratigráfico del barreno perforado en la zona de la subestación eléctrica, integrado con la geofísica de la zona se encuentra en el plano PSG-3.

# CAPÍTULO 5. LABORATORIOS

## 5.1 Ensayes de laboratorio de mecánica de suelos

El objetivo de los ensayos en el laboratorio de mecánica de suelos es clasificar el suelo y obtener sus parámetros geotécnicos para los análisis geotécnicos.

Los resultados obtenidos se muestran en los formatos de laboratorio de cada prueba incluidos en el Anexo VIII y se resumen a continuación:

### 5.1.1 Resultados de ensayos en obra de toma

A partir de la muestra cúbica de composición arcilla arenosa extraída a 0.9 m de profundidad del pozo a cielo abierto PCA-OT1 excavado en la margen derecha del río Frío sobre el depósito aluvial (Qal), se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio para determinar las propiedades índice y mecánicas del suelo en el sitio de la obra de toma y del canal de captación y conducción. Los resultados obtenidos se muestran en los formatos de laboratorio de cada prueba incluidos en el Anexo VIII y se resumen en la Tabla 18.

**Tabla 18.** Ensayes en PCA-OT1-M1

Ensayes en PCA-OT1-M1	No. de pruebas	Promedio de Resultados
Contenido de agua	4	28%
Peso volumétrico húmedo	4	1.80 g/cm <sup>3</sup>
Porcentaje de finos	1	76.6%
Densidad de sólidos	4	2.58 g/cm <sup>3</sup>
Límites de consistencia	4	M1; LL=38.3%, LP=14.9%, Ip=23.3%. M2; LL=32.3%, LP=15.3%, Ip=17.0%. M3; LL=60.6%, LP=14.6%, Ip=46.0%. M4; LL=66.7%, LP=21.4%, Ip=45.3%.
Clasificación SUCS	4	M1 CH (arcilla de alta plasticidad) M2 CH (arcilla de alta plasticidad) M3 CL (arcilla de baja plasticidad) M4 CL (arcilla de baja plasticidad)
Compresión simple	1	3.56 kg/cm <sup>2</sup>
Triaxial UU	1	c=4.8 t/m <sup>2</sup> $\phi = 30^\circ$
Consolidación	1	Ver curva comp. y mv (Anexo VIII)

### 5.1.2 Resultados de ensayos en las líneas de conducción

Se excavaron dos pozos a cielo abierto (PCA); en el Km 3+106.8 se excavó uno denominado PCA-LC1 de 90 cm de profundidad, debido a la dureza del terreno, alcanzando al fondo un horizonte de arcilla muy compacta en el que se labró una muestra cúbica, de la cual se obtuvieron a su vez muestras para efectuar dos pruebas triaxiales no consolidadas, no drenadas (UU) y obtener los parámetros de resistencia al corte del suelo, cohesión y ángulo de fricción interna del suelo residual (Qsr).

En el Km 0+163.44 se realizó una excavación limitada por la presencia de bloques de roca, (Qmt), después de hacer varios intentos de excavación en sitios cercanos sin poder profundizar para excavar un pozo a cielo abierto a mayor profundidad. De esta excavación denominada PCA-LC2 se extrajeron muestras de suelos con las que se realizaron ensayos de consolidación unidimensional para conocer el comportamiento deformacional del material compresible. Con el método de Casagrande se obtuvo de la curva de compresibilidad el esfuerzo de preconsolidación con un valor de 3.5 kg/cm<sup>2</sup>.

En las zonas de inflexión donde se pretende desplantar machones de concreto, alojadas por las características del material es complicado labrar muestras cúbicas, por lo que se realizaron cuatro calas volumétricas; cala 1 en Km 1+340 (Qab), cala 2 en el Km 1+131(Qtm), cala 3 en el Km 1+031(Qmt) y la cala 4 en el Km 0+800 (Qab)); todos ubicados en los puntos de inflexión de la tubería de presión externa donde se desplantarán machones de concreto.

Los resultados se muestran en las siguientes tablas (Tabla 19 y 20), sus gráficas y complementos se encuentran en el Anexo VIII.

**Tabla 19.**

Muestra No.	Tipo de Ensaye	Cadenamiento (Km)	Proctor Estándar	
			P.V.S. max (kg/m <sup>3</sup> )	W <sub>opt</sub> (%)
Cala-4	Proctor Estándar	Km 0+800.00	1435	25.3
Cala-3	Proctor Estándar	Km 1+031.14	1795	15.5
Cala-2	Proctor Estándar	Km 1+131.86	1583	21.5
Cala-1	Proctor Estándar	Km 1+340.00	1535	23

**Tabla 20.**

Muestra No.	Tipo de Ensaye	Cadenamiento (Km)	Peso Vol. (gr/cm <sup>3</sup> )	Contenido de Humedad %	Densidad de Sólidos S <sub>s</sub>	Cohesión c (t/m <sup>2</sup> )	Fricción $\phi$ (°)	Carga de Preconsolidación P <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
PCA-LC2	Consolidación	Km 0+163.44	1.938	22	2.59			4.5
PCA-LC1	Triaxial UU	Km 3+106.83	1.916	22.1	2.59	7.20	16	

De los resultados obtenidos en los 4 ensayos proctor estándar se obtuvieron valores de  $\gamma_d$  máximo entre 1435 a 1795 kg/m<sup>3</sup> y valores de contenido de agua óptimo en por ciento entre 15.5 y 25.5 %. Del ensaye triaxial se obtuvieron valores de los parámetros de resistencia al corte  $c$  y  $\phi$  de 7.3 t/m<sup>2</sup> y 16°, respectivamente.

### 5.1.3 Resultados de ensayos en casa de máquinas

A partir de las muestras cúbicas de composición arcillo limo arenosa extraída a 1.20 m de profundidad de los pozos a cielo abierto PCA-CM1, PCA-CM2 y PCA-CM3 ubicados en la margen derecha del río Frío, en la zona de casa de máquinas y subestación eléctrica se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio para determinar las propiedades índice y mecánicas del suelo en los sitios del proyecto.

Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 21.

**Tabla 21.** Ensayos en PCA-CM

Ensayos en PCA-CM	No. de pruebas	Promedio de Resultados
Contenido de agua	4	PCA-CM1 6.7%; PCA-CM2 13.9%; PCA-CM3 14.3%
Peso volumétrico húmedo	4	PCA-CM1 2.018 gr/cm <sup>3</sup> PCA-CM2 2.002 gr/cm <sup>3</sup> PCA-CM3 1.854 gr/cm <sup>3</sup>
Porcentaje de finos	3	PCA -CM1 58.1% PCA -CM2 60.6% PCA -CM3 56.0%
Límites de consistencia	3	PCA-CM1; LL=46.2% LP=14.4% Ip=31.7% PCA-CM2; LL=41.3% LP=14.0% Ip=27.3% PCA-CM3; LL=38.2% LP=15.3% Ip=22.9%
Clasificación SUCS	3	PCA-CM1 CL (arcilla de baja plasticidad) PCA-CM2 CL (arcilla de baja plasticidad) PCA-CM3 CL (arcilla de baja plasticidad)
Densidad de sólidos. Ss	3	PCA-CM1 2.70 PCA-CM2 2.71 PCA-CM3 2.66
Compresión Simple	3	PCA-CM1 6.33 kg/cm <sup>2</sup> PCA-CM2 3.98 kg/cm <sup>2</sup> PCA-CM3 4.00 kg/cm <sup>2</sup>
Triaxial UU	3	PCA-CM1 $c=12.2$ t/m <sup>2</sup> $\phi = 18^\circ$ PCA-CM2 $c=12.4$ t/m <sup>2</sup> $\phi = 19^\circ$ PCA-CM3 $c=11.5$ t/m <sup>2</sup> $\phi = 30^\circ$
Consolidación	3	Ver curvas comp. y $m_v$ (Anexo VI)

## 5.2 Ensayes de laboratorio de mecánica de rocas

De 71 núcleos de roca intacta procedentes de los barrenos perforados en la zona de obra de toma y los túneles de conducción, se realizaron ensayos de resistencia a compresión simple con medición de deformabilidad axial (38 ensayos) y de resistencia a tensión indirecta en prueba brasileña (33 pruebas), y 12 ensayos triaxiales; todos ellos efectuados en el laboratorio de mecánica de rocas. Las pruebas se apegaron a las normas de la Sociedad Americana para pruebas de materiales (ASTM por sus siglas en inglés) y a los métodos sugeridos por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM por sus siglas en inglés).

Todos los núcleos de roca seleccionados tienen diámetros variables entre 3.47 y 3.53 cm, obtenidos a profundidades entre 1 y 60 m. Los núcleos fueron cortados en las cabezas extremas perpendicularmente al eje del núcleo para alcanzar una altura de muestra de 2.5 veces el diámetro de la misma para los ensayos triaxiales y de compresión simple y módulo de deformabilidad axial, y de 2 veces el diámetro del núcleo para el ensayo de tensión indirecta en prueba brasileña. Las fotografías 46 y 47 muestran el corte y pulido de las caras extremas de los núcleos.



**Fotografía 46.** Corte y preparación de núcleos de roca procedentes de los barrenos S-OT2, y S-OT3 perforados aguas arriba del eje de cortina de la obra de toma.



**Fotografía 47.** Pulido de caras en núcleos de roca de los barrenos S-OT2 y S-OT3.

A partir de la medición directa de las dimensiones de la muestra cilíndrica regular y del peso obtenido de cada muestra se evaluó el peso volumétrico de cada muestra como el cociente del peso de la misma entre su volumen. (Fotografía 48).



**Fotografía 48.** Determinación del peso de cilindros de roca.



### 5.2.1 Ensayes de compresión simple y deformabilidad axial

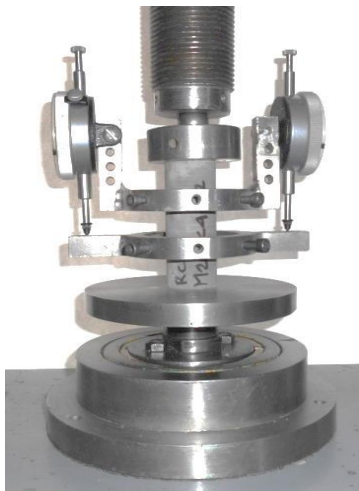
Se ensayaron a compresión simple un total de 47 muestras, 15 pertenecientes a obra de toma, y 22 muestras pertenecientes a los túneles de la línea de conducción. Las muestras cilíndricas se prepararon con relaciones de esbeltez (relación altura/diámetro) variables entre 2.43 y 2.51 y fueron centradas entre las platinas de carga, aplicando cargas con velocidades variables desde 30 a 200 kg/cm<sup>2</sup>/mín. con promedio de 70 kg/cm<sup>2</sup>/mín.

La evaluación del módulo de deformabilidad se efectuó colocando dos micrómetros de 0.01 mm de precisión y una pulgada de carrera, colocados con anillos metálicos en el tercio medio de la muestra, en puntos diametralmente opuestos. Los micrómetros midieron la deformación en el sentido del eje axial de las muestras.

Con los datos de los esfuerzos aplicados y las deformaciones unitarias promedio obtenidas se elaboraron las gráficas esfuerzo axial-deformación unitaria que se muestran en el Anexo IX, calculando el módulo de deformabilidad a partir de la pendiente de la recta tangente a la curva esfuerzo-deformación, en el punto donde el esfuerzo aplicado es el 50% de la resistencia a compresión simple de la roca; o bien, a partir del valor promedio de la pendiente de la curva.

En el Anexo IX se incluyen las hojas de cálculo y las curvas esfuerzo-deformación obtenidas de cada ensaye y la tabla de resultados, donde se indican los valores de los módulos de deformabilidad obtenidos a partir de las muestras ensayadas.

La fotografía 49 muestra uno de los núcleos colocado en la prensa para los ensayes de compresión simple y módulo de deformabilidad. En las fotografías del Anexo IX se aprecian los núcleos antes de los ensayes de resistencia a compresión simple, así como los núcleos ensayados después de la falla donde se observa el tipo de falla ocurrida en cada caso.



**Fotografía 49.** Núcleo de roca durante el ensaye de compresión simple con medición de deformación para la determinación del módulo de deformabilidad estático

### 5.2.2 Ensayes de tensión indirecta en prueba brasileña

Este ensaye se realizó con apego a la especificación ASTM D3967 en 33 muestras cilíndricas de roca con relaciones de esbeltez entre 1.72 y 2.02. Se aplicó carga repartida a lo largo del costado de las muestras (Fotografía 50) con velocidades que fluctuaron entre 1 y 5 kg/cm<sup>2</sup>/mín con promedio de 3 kg/cm<sup>2</sup>/mín.

En el Anexo IX se incluyen las hojas de cálculo y los resultados de resistencia a la tensión obtenidos se muestran en la tabla 22. En las fotografías del Anexo IX se permiten apreciar las muestras antes y después de los ensayos destructivos de tensión indirecta.



**Fotografía 50.** Núcleo de roca durante el ensaye de tensión indirecta (prueba brasileña).

Las rocas fueron clasificadas macroscópicamente. Los valores promedio de resistencia a compresión simple, módulo de deformabilidad y resistencia a la tensión indirecta obtenidos en los ensayos se indican en la tabla 22.

Las tablas del Anexo IX muestran las dimensiones y los valores de resistencia y deformabilidad obtenidos para cada una de las muestras, indicando también su peso volumétrico y el tipo de falla ocurrido. Así como las hojas de cálculo para la determinación de la resistencia a tensión indirecta y del módulo de deformabilidad, respectivamente.

**Tabla 22.** Resumen de resultados de ensayos de laboratorio en núcleos de roca

Barreno	Litología	Resistencia a Compresión Simple (Mpa)				Módulo de Deformabilidad (Mpa)				Resistencia a la Tensión Indirecta (Mpa)			
		N	Máx	Mín	Prom.	N	Máx	Mín	Prom.	N	Máx	Mín	Prom.
<b>S-OT2</b>	Arenisca calcárea	11	103	31	<b>57</b>	11	65385	32353	<b>47997</b>	10	8	3	<b>5</b>
<b>S-OT3</b>	Arenisca calcárea	4	52	28	<b>39.2</b>	4	56250	34000	<b>47915</b>	4	6	3	<b>5</b>
<b>S-1, S-2, S-4, S-7</b>	Caliza	7	107	69	<b>88</b>	2	57909	46421	<b>52165</b>	2	9	6	<b>7.5</b>
<b>S-5, S-6, S-7</b>	Arenisca pardo	6	94	7	<b>35</b>	4	15244	1225	<b>5070</b>	6	11	1	<b>4.2</b>
<b>S-9, S-10, S-12, S-15</b>	Arenisca ocre	4	60	7	<b>27.2</b>	2	33430	1851	<b>17792</b>	2	2.5	0.3	<b>1.4</b>
<b>S-11</b>	Arenisca rojiza	1	45	-	<b>45</b>	1	42875	-	<b>42875</b>	1	0.4	-	<b>0.4</b>
<b>S-11</b>	Cgl	1	2	-	<b>2</b>	0	-	-	<b>-</b>	0	-	-	<b>-</b>
<b>S-13, S-14</b>	Arenisca gris verdoso	4	71	14	<b>33.5</b>	2	34708	4691	<b>19700</b>	4	1.7	0.3	<b>1</b>

Notas: Cgl =conglomerado, N = número de muestras ensayadas.

La relación entre las resistencias promedio a tensión y compresión simple ( $(R_t/R_c) \times 100$ ) obtenida de los ensayos de los barrenos fue de entre 8.7 % y de 3.5 %.

Según la clasificación de Deere y Miller (1966), mostrada en el ANEXO correspondiente, las muestras de roca arenisca calcárea ensayadas provenientes de los sondeos S-OT2 y S-OT3 perforados en la zona de la obra de toma de río Frío, se clasificaron predominantemente como de resistencia baja a media y relación de módulo alto para las muestras del barreno S-OT2 y de resistencia baja y relación de módulo alto para las muestras del barreno S-OT3. Mientras que las muestras de roca del túnel 1 de roca caliza provenientes de depósito de talud ensayadas provenientes de los sondeos S-1 y S-3 perforados sobre el eje del trazo del túnel-1, ambas muestras se clasificaron predominantemente como de resistencia media y relación de módulo alto. Para el caso del túnel 2 de roca arenisca, se clasifico el S-5 y S-6 como de resistencia muy baja y relación de modulo bajo, el S-7 de resistencia media y relación de modulo bajo. Para el caso del túnel 3, la arenisca del sondeos S-9 se clasificó como de resistencia muy baja y relación de módulo bajo, y las muestras de los barrenos S-10 y S-11 se clasificaron como de resistencia baja y relación de módulo bajo. Por último, para el caso del túnel 4 la arenisca proveniente del sondeo S-14 se clasificó como de resistencia muy baja y relación de módulo medio, las muestras de los barrenos S-13 y S-15 se clasificaron predominantemente como de resistencia baja y relación de módulo medio.

### 5.2.3 Ensayes triaxiales

Se realizaron 12 ensayos triaxiales en el Departamento de Mecánica de Rocas e Inyecciones de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), para realizar las pruebas de resistencia a la compresión triaxial no drenada (normas ASTM D7012-10<sup>a</sup>-b prueba acreditada ante la entidad mexicana de acreditación, a.c. (EMA), en núcleos de roca en diámetro BQ.

Adicionalmente, a cada prueba se le determinó su contenido de agua y su peso volumétrico, empleando las Normas ASTM-2216-10 y la NMX-C-164-ONNCCE-2002 respectivamente, ambas acreditadas ante la EMA.

Las muestras fueron cortadas en una máquina fija y equipada con un disco de diamante, cumpliendo una relación de esbeltez (longitud/diámetro) de 2 a 2.5, acorde con las normas de referencia, realizando los cortes perpendiculares al eje axial de la carga.

Los resultados completos se muestran en el ANEXO IX, el cual contiene los registros de los ensayos realizados, la tabla resumen de los resultados obtenidos y el reporte fotográfico de las muestras antes y después del ensayo.

Tabla 23. Resultados de propiedades índice y mecánicas

Muestra	Roca	Sondeo	Profundidad (m)	Peso Volum. (KN/m <sup>3</sup> )	Contenido de agua (%)	Esfuerzo Confinante (MPa)	Esfuerzo Desviador (MPa)	Módulo Et 50% (Mpa)	θ de falla (°)
M-1a Tx	Ar	S-10	15.25-15.45	25.03	2.97	0.1	10	2447	62
M-1b Tx	Ar	S-10	15.45-15.60	25.06	2.4	0.2	35.5	4250	59
M-1c Tx	Ar	S-10	15.6-15.8	25.32	2.45	0.4	30.70	4618	54
M-1a Tx	Ar	S-11	6-6.15	22.55	1.86	0.05	8.9	2253	67
M-1b Tx	Ar	S-11	6.15-6.30	21.57	1.76	0.1	5.5	1950	66
M-1c Tx	Ar	S-11	6.30-6.40	21.89	1.67	0.2	-	-	-
M-3a Tx	Cgl	S-12	11.4-11.55	22.71	2.55	0.05	10.6	2556	66
M-3b Tx	Cgl	S-12	11.55-11.70	24.57	1.27	0.1	63.6	9567	65
M-3c Tx	Cgl	S-12	11.70-11.8	24.19	1.38	0.2	41.9	8946	62
M-3a Tx	Ar	S-14	50.45-50.53	23.59	2.96	0.2	20.5	2737	69
M-3b Tx	Ar	S-14	50.53-50.8	22.2	2.73	0.4	12.9	2105	62
M-3c Tx	Ar	S-14	50.53-50.8	22.09	2.65	0.8	14.7	2596	62

Notas:

θ = ángulo de falla respecto a la horizontal

Et50= módulo tangente al 50% de la resistencia máxima

Ar= arenisca

Cgl=conglomerado

Volum =volumétrico

Triaxial (UU)	Profundidad (m)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	φ
S-10	15.25-15.80	2.77	76
S-12	11.40-11.80	0.5	81
S-14	50.45-50.80	24	44

### 5.3 Estudios de parámetros agresivos en el suelo

A partir de las muestras obtenidas en los barrenos S-13 y S-15 se realizaron ensayos para determinar los parámetros agresivos del suelo que pueden ser reactivos con el concreto.

Las pruebas efectuadas se limitaron a la determinación de sulfatos ( $\text{SO}_4^{2-}$ ), carbonatos ( $\text{CO}_3^{2-}$ ) y materia orgánica, esta última a partir del método de demanda química de oxígeno (DQO) establecido también para el análisis de agua por la Norma Mexicana NMX-C-122-ONNCCE-2004.

**Tabla 24.** Parámetros agresivos del suelo por la Norma Mexicana NMX-C-122-ONNCCE-2004.

ESPECIFICACIONES SEGÚN NMX-C-122-ONNCCE-2004	SULFATOS ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) ppm (MÁXIMO)	CARBONATOS ( $\text{CO}_3^{2-}$ ) ppm (MÁXIMO)	MATERIA ORGÁNICA (DQO) ppm (MÁXIMO)
		3500	600

**Tabla 25.** Resultados de la determinación de parámetros agresivos del suelo

Sondeo	Prof. Muestra (m)	Sulfatos ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) ppm	Carbonatos ( $\text{CO}_3^{2-}$ ) ppm	Materia Orgánica (DQO*) ppm
S-2	4.6-4.8	600	40	342
S-3	22.5-24.00	800	40	184
S-5	6-7.5	60	200	16
S-8	6.00-7.50	200	300	165
S-9	3.00-4.50	4800	200	280
S-12	3.00-4.50	160	600	212
S-13	1.50-3.00	20	300	36
S-14	38.50-39.00	80	400	356
S-15	2.50-3.00	80	1000	4

\*DQO= Método de Demanda Química de Oxígeno

Los resultados indican que los contenidos de sulfatos de la muestra del sondeo S-9 rebasan el límite máximo permisible establecido por la Norma Mexicana NMX-C-122-ONNCCE-2004. Para el caso de los carbonatos sólo el S-12 y el S-15 los contenidos rebasan también el límite máximo permisible. Sin embargo, llama la atención que el contenido de materia orgánica en los sondeos S-2, S-3, S-8, S-9, S-12 y S-14 rebasa en ambos materiales (abanico aluvial y depósito de talud) el límite máximo permisible establecido por la Norma Mexicana.

En resumen, como se aprecia en la tabla, el contenido de sulfatos y carbonatos se encuentra dentro de los límites bajos tolerables, excepto por el contenido de materia orgánica que rebasa el límite permisible de la NMX-C-122-ONNCCE-2004. Por lo que no representa un riesgo, ya que con el uso de cementos mixtos en el concreto premezclado inhibe el ataque de los sulfatos y la reacción de los agregados alcalinos, además de reducir el calor de la hidratación<sup>39</sup>.

## 5.4 Estudios de calidad de agregados para concreto

A partir de las muestras obtenidas en los bancos de materiales 1 y 2 (BM-1 y BM-2), se realizaron ensayos de calidad de agregados para concreto. Las pruebas efectuadas y la cantidad de ensayos se enlistan a continuación y los resultados se muestran en el Anexo X de este trabajo.

**Tabla 26.** Estudios de calidad de agregados para concreto

ESTUDIO EFECTUADO EN MUESTRAS DE GRAVA-ARENA	No. de Pruebas
Contenido de terrones, arcilla y partículas deleznales	4
Reacción álcali-agregado en gravas (método químico)	2
Abrasión del agregado grueso hasta 3" (Prueba Los Angeles)	2
Porcentaje de piezas planas y alargadas en gravas	2
Reacción álcali-agregado en arenas (método químico)	2
Sanidad (intemperismo acelerado) de agregado (grava y/o arena).	4
Petrografía	4

Los resultados de laboratorio indican en el caso de las gravas y arenas que no contienen partículas deleznales y químicamente son agregados inocuos (no deletéreos). En el caso de las gravas, el desgaste en prueba Los Angeles es del orden del 15 al 16%, el porcentaje de partículas alargadas es alto y fuera del límite recomendable en el caso del banco 1 con cerca de 22 % y bajo en el banco 2 con 7%; el porcentaje de partículas lajeadas es en ambos bancos de casi 3% y la pérdida por intemperismo acelerado es de 0.2% en el banco 1 y de 0.9% en el banco 2. En arenas este último rubro es más alto, alcanzando en el banco 1 casi 2% y en el banco 2 casi 3%. Los agregados cumplen con las pruebas físicas y químicas, excepto en el caso del contenido de partículas alargadas del banco de materiales BM-1.

Se realizaron adicionalmente ensayos de composición granulométrica por mallas para gravas y arenas de ambos bancos. Los resultados de las muestras de los dos bancos muestran que la arena es muy fina y se encuentra por abajo del límite inferior recomendado y las gravas son gruesas encontrándose por arriba del límite superior recomendado para concretos.

## 5.5 Estudio de calidad del agua del río Frío

Se efectuó un estudio fisicoquímico del agua del río para la obtención en miligramos por litro (partes por millón) de los componentes químicos mas importantes que pueden tener un efecto nocivo para el concreto (cloruros, sulfatos, magnesio, calcio, materia orgánica, sodio y sedimentos (impurezas en solución), grasas y aceites, álcalis totales y sólidos en suspensión (limos y arcillas)) apegado a la Norma Mexicana NMX-C-122-ONNCCE-2004, obteniendo como resultado una buena calidad del agua que se encuentra dentro de las especificaciones de calidad que exige la normatividad existente para cementos ricos en calcio y para cementos sulfato resistentes. En el Anexo XI se incluye el desglose de los resultados obtenidos.

El único parámetro que excedió los límites tolerables fue el de contenido de sedimentos relacionado con las impurezas en solución que pueden ser sedimentos orgánicos o inorgánicos, los cuales deberán ser retirados por filtrado o por precipitación.

## 5.6 Pruebas de permeabilidad

Se efectuaron un total de 72 ensayos de permeabilidad en los 15 barrenos ubicados en los túneles de la línea de conducción. Se realizaron 3 tipos de pruebas de permeabilidad; el método Lefranc para flujos constantes y variables, en el caso de suelos, y pruebas Lugeon para rocas.

El agua fue obtenida directamente de una tubería que se utiliza para riego en la zona que atraviesa casi en su totalidad el trazo de la línea de conducción. Por lo que para llevar el agua a cada uno de los barrenos se hicieron cárcamos, y se usó una bomba de agua para trasportar el agua. Por fortuna en los túneles 3 y 4 bastó con hacer los cárcamos y trasportar el agua por gravedad.

### 5.6.1 Ensayes Lefranc

Para la ejecución de los ensayos lefranc se utilizó ademe metálico aislando los tramos de prueba en progresiones variables desde 2.9 m hasta 5 m. Se aplicó el método de carga constante en todas las pruebas manteniendo la carga mediante el nivel de agua en la boca del brocal del barreno y midiendo el consumo en el depósito de agua y en el medidor mecánico de volumen durante un lapso que en la mayor parte de las pruebas fue de 10 minutos. Antes de los ensayos de cada tramo se llenó de agua el barreno durante treinta minutos o el tiempo necesario hasta alcanzar la saturación del medio, verificando que en el curso de 4 lecturas a cada 5 minutos se mantuviera el mismo gasto. (Fotografías 51 y 52).



**Fotografía 51 y 52.** Saturación del barreno durante 1 hora, antes de realizar cada prueba de permeabilidad Lefranc.

La permeabilidad expresada como coeficiente  $k$  se calculó con la siguiente expresión propuesta por Horslev para pruebas con carga constante:

$$K_h = C(Q/H)$$

$$\text{Siendo: } C = [\ln(L + (L^2 + D^2)^{1/2})] / 2\pi L$$

Donde:

$K_h$ = Coeficiente de permeabilidad (en cm/s)

$C$ = Coeficiente de forma para una elipsoide, donde  $L/D > 4$ . Equivalente al cilindro que representa la perforación libre considerada como cámara filtrante (en  $m^{-1}$ )

$Q$ = Gasto de agua (en l/s)

$\ln$ = Logaritmo natural

$D$ = Diámetro de la perforación (en metros)

$L$ = Longitud del tramo de prueba (en metros)

$H$ = Carga de agua en la parte media del tramo de prueba (cámara filtrante)

Esta expresión considera al material isótropo ( $K_v = K_h$ ), inalterado, sin segregación, hinchamiento (expansión) ni consolidación, sin sedimentación de partículas ni arrastres, sin aire o gas en los espacios vacíos y en el tubo y finalmente, sin pérdidas de carga en la tubería.





**Fotografía 53 y 54.** Prueba Lefranc constante. Detalle durante la prueba de permeabilidad en el barreno S-4 tramo de 5.00 a 10.00 m de profundidad y sobre el km 0+847, del túnel 1, proyecto P.H. Río Frío. San Lucas, Chis.

En los casos de las pruebas Lefranc efectuadas con carga variable, ver fotografías 55 y 56, se utilizó la expresión del mismo autor (Hvorslev) que se indica a continuación:

$$K_h = \frac{[D^2 \ln (2L/D)]}{[8 L (t_1-t_2)]} \ln H_1/H_2$$

Siendo:

$K_h$ = Coeficiente de permeabilidad (en cm/s)

$\ln$ = Logaritmo natural

$D$ = Diámetro de la perforación (en metros)

$L$ = Longitud del tramo de prueba (en metros)

$H_1$ = Carga de agua en la parte media del tramo de prueba (cámara filtrante) para  $t=t_1$

$H_2$ = Carga de agua en la parte media del tramo de prueba (cámara filtrante) para  $t=t_2$



**Fotografía 55 y 56.** Prueba Lefranc variable. Detalle durante la prueba de permeabilidad en el barreno S-5 tramo de 5.00 a 10.00 m de profundidad en el 0+225km del Túnel 2.

## 5.6.2 Ensayes Lugeon

Para estos ensayos se utilizó una bomba bean-royal de pistón, manguera flexible reforzada para alta presión, de  $\frac{3}{4}$ " de diámetro interior y  $1 \frac{1}{4}$ " de diámetro exterior, manómetros con glicerina de 11 y 21  $\text{kg/cm}^2$  de capacidad, contador de litros, tanque amortiguador de presión (marrana), tubing plástico de  $\frac{1}{4}$ " para inflado de obturador, obturador neumático sencillo de 1 m de longitud de obturación y tanque de nitrógeno a presión para inflado del obturador.

Antes del inicio de cada prueba en los tramos arriba del nivel freático se introdujo agua en la cámara filtrante hasta obtener gastos constantes indicativos de la saturación previa del macizo rocoso; una vez saturado el medio se iniciaron las pruebas en tramos de longitudes de 1 m o de 5 m en los barrenos. Se aplicaron presiones manométricas ascendentes con la bomba en intervalos de 2.5  $\text{kg/cm}^2$  durante diez minutos cada una de ellas y descendentes en intervalos de 2.5  $\text{kg/cm}^2$  también de diez minutos de duración, con el propósito de ver el comportamiento gasto vs. presión. La permeabilidad en este caso se calculó como el gasto obtenido por minuto y por metro a una presión de 10  $\text{kg/cm}^2$  (Fotografía 60 a 64).



**Fotografía 57 a 61.** Prueba Lugeon. Detalle durante la prueba de permeabilidad en el barreno S-10 tramo de 10.00 a 15.00 m de profundidad en el 1+334 km del Túnel 3. Nótese el equipo utilizado, así como las unidades de presión en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .

### 5.6.3 Resultados de pruebas de permeabilidad

El Anexo VII incluye las hojas de cálculo de las pruebas y la tabla de resultados de los valores de permeabilidad obtenidos en cada barreno para cada uno de los tramos ensayados, los cuales se expresan en unidades de  $\text{cm}/\text{s}$  para el caso de las pruebas Lefranc y en unidades Lugeon y su equivalencia en  $\text{cm}/\text{s}$  ( $1 \text{ UL} = 1.35 \times 10^{-5} \text{ cm}/\text{seg}$  para flujo laminar) para las pruebas Lugeon, clasificando su permeabilidad según Terzaghi y Peck (1967) y CONAGUA .

En general, los materiales asociados al depósito de talud y al abanico aluvial, tienen una permeabilidad baja, mientras para las areniscas y lutitas, de la Formación El Bosque tiene una permeabilidad de baja a media.

A continuación se incluye como referencia la tabla 27 de Terzaghi-Peck indicando el grado de permeabilidad en suelos granulares para diferentes intervalos de valores del coeficiente de permeabilidad  $k$ , en cm/s.

**Tabla 27.** Grado de permeabilidad para suelos, según Terzaghi y Peck, 1967.

Grado de Permeabilidad	Valor de $k$ (cm/s)
Elevada	Superior a $10^{-1}$
Media	$10^{-1}$ - $10^{-3}$
Baja	$10^{-3}$ - $10^{-5}$
Muy Baja	$10^{-5}$ - $10^{-7}$
Prácticamente impermeable	Menor a $10^{-7}$

En el caso de macizos rocosos el criterio utilizado por CONAGUA establece la siguiente clasificación de permeabilidades para los intervalos de valores de unidades Lugeon.

**Tabla 28.** Clasificación de Permeabilidades para ensaye Lugeon (CONAGUA)

UNIDAD LUGEON (UL)	CLASIFICACIÓN
0 – 3	Impermeable
>3 – 11	Poco permeable
>11 – 25	Permeable
>25 – 40	Muy permeable
>40	Altamente permeable

No se realizaron pruebas de permeabilidad en la zona de obra de toma porque para el tipo de obra consistente en una presa derivadora de paso, y no una presa almacenadora, no resulta tan importante la permeabilidad de los materiales del subsuelo, siempre y cuando durante la exploración geológica no se definiera la existencia de materiales que cualitativamente se juzguen extremadamente permeables en una sección o en un área importante de infiltración expuesta, o la presencia de discontinuidades particularmente flujo de agua en macizos rocosos en la zona del embalse, lo cual no sucede en este caso. Sin embargo, se debe asegurar si la permeabilidad afecta el comportamiento de la presa y de los materiales durante el proceso de excavación y en el llenado del embalse, por tal razón fueron considerados en los análisis geotécnicos los efectos del agua en la estabilidad de la masa del suelo y de cualquier estructura colocada sobre esta.

## CAPÍTULO 6. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

Los análisis geotécnicos son necesarios e importantes en este proyecto porque se debe asegurar la factibilidad de las obras, es decir, que las dimensiones, ubicaciones y condiciones del emplazamiento de las obras propuestas por el proyectista sean seguras para el Proyecto Hidroeléctrico. En otras palabras, los diseños presentados, las ubicaciones de las obras de este trabajo consideran condiciones básicas y generales que no toman en cuenta la geología, la permeabilidad, la subpresión, las aceleraciones sísmicas; en resumen las condiciones reales de cimentación. De tal manera, que los resultados de dichos análisis geotécnicos permitan eliminar las incertidumbres del proyecto.

Para verificar la estabilidad de las excavaciones y desplante de la cortina y de la casa de máquinas del proyecto, se evaluaron los siguientes análisis:

- La estabilidad de la cortina (por subpresión, deslizamiento y volteo)
- La estabilidad de los taludes temporales de la excavación de la cortina y durante el llenado del embalse.
- La estabilidad de la casa de máquinas (capacidad de carga y asentamientos)

Es importante mencionar que los análisis mostrados a continuación consideran desplantar obra de toma en materiales heterogéneos, es decir, en donde hay suelo y roca en distintas proporciones (Figura 33), mientras que en casa de máquinas se desplantará en suelos solamente (Figura 34). A pesar de que la mejor opción es desplantar las obras en macizos rocosos ya que los esfuerzos de flexión difícilmente se presentan en este caso. Debido a que la presa derivadora es de poca altura se analiza si es necesario desplantarla hasta la roca sana, o bien si es posible cimentar en los materiales del lecho del río.

Por esta razón, en los análisis de estabilidad mediante software se usan dos modelos geológicos-geotécnicos; uno que corresponden al proceso de excavación, y otro al proceso de construcción, debido a que se debe revisar tanto la respuesta de la estructura en la arenisca como en el depósito aluvial.

## 6.1. Revisión de estabilidad de la cortina

La determinación de la estabilidad de la cortina se realizó considerando las siguientes secciones de la cortina.

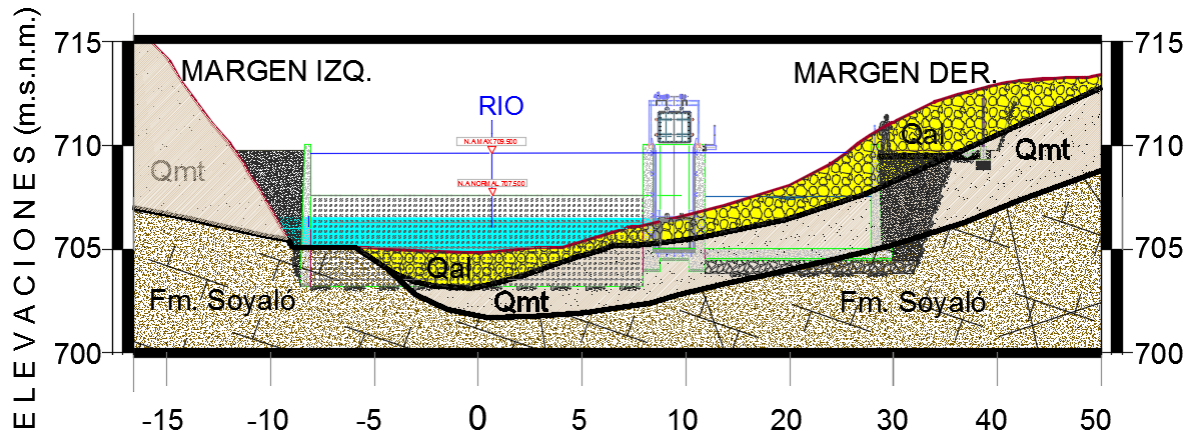


Figura 33. Sección geológica, en donde el desplante de la presa se encuentra en la elevación 703.2 m.s.n.m.

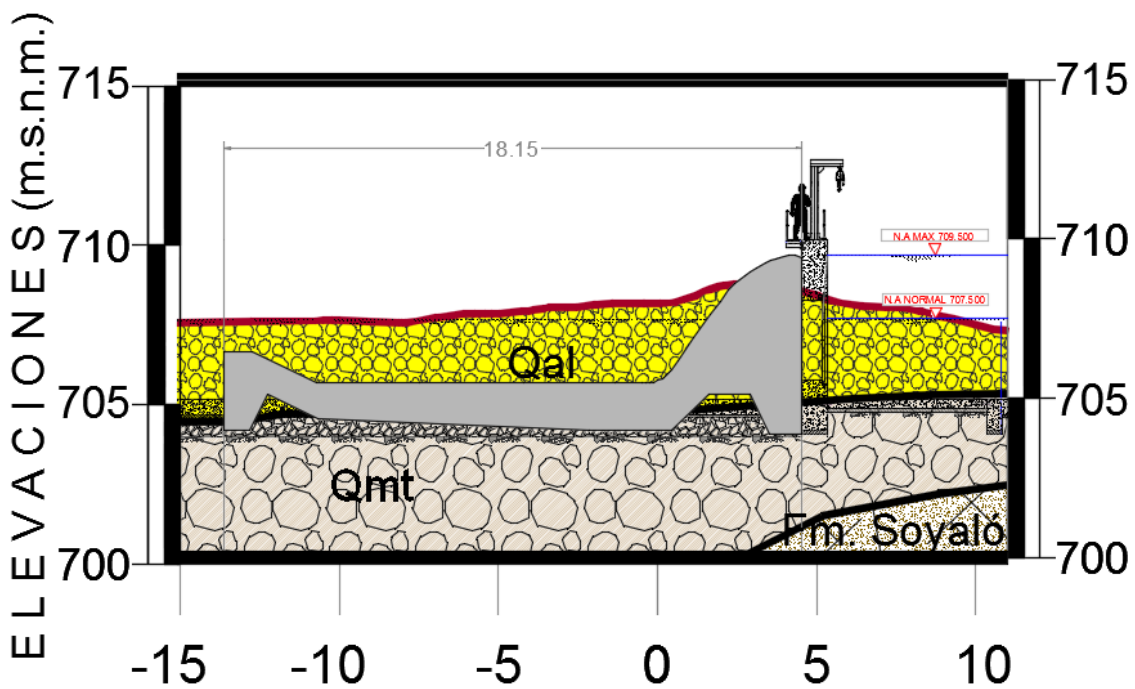


Figura 34. Sección longitudinal de la presa derivadora ubicada en la margen derecha.

### 6.1.1 Determinación de las cargas actuantes

#### **Peso Propio, $W_c$ :**

El peso propio de la cortina se calcula de acuerdo con el tipo de material que se empleará en su construcción, para fines de proyecto, el peso de la cortina de concreto se calculó considerando un peso específico del concreto masivo (sin refuerzo) de  $2.2 \text{ t/m}^3$  y un peso específico para el concreto armado de  $2.4 \text{ t/m}^3$ .  
donde:

$$W_c = \gamma_m * A$$

$$\gamma_{CN} = \text{peso volumétrico del concreto masivo, } 2.2 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_{CR} = \text{peso volumétrico del concreto reforzado, } 2.4 \text{ t/m}^3.$$

$$A_c = \text{área de la sección de la cortina, } 34.63 \text{ m}^2$$

Con la ecuación anterior, sustituyendo los valores, se encuentra que el peso propio de la cortina es de:

$$W_{c1} = \text{área} \times \gamma_{C_{\text{sin refuerzo}}} = 34.63 \text{ m}^2 \times 2.2 \text{ t/m}^3 = 76.18 \text{ t/m} = 1218.88 \text{ ton}$$
$$\gamma_{C_{\text{armado}}} = 34.63 \text{ m}^2 \times 2.4 \text{ t/m}^3 = 83.11 \text{ t/m} = 1329.76 \text{ ton}$$

$$W_{\text{sin refuerzo}} = 76 \text{ t}$$

$$W_{\text{carmado}} = 83 \text{ t}$$

#### **Peso del tanque amortiguador, $W_{\text{tanque}}$ :**

$$W_{\text{tanque}} = \gamma_{\text{agua}} * A_{\text{tanque}}$$

$$\gamma_{CR} = \text{peso volumétrico del concreto reforzado, } 1 \text{ t/m}^3.$$

$$A_{\text{tanque}} = \text{área de la sección del tanque amortiguador, } 12.17 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{tanque}} = 12.17 \text{ t/m}$$

#### **Empuje del agua, $E_a$ :**

El empuje hidrostático producido por la presión externa del agua, se presenta actuando sobre la superficie del paramento de aguas arriba. Sin embargo, en este caso, se revisaron dos condiciones; el nivel de agua hasta la cresta vertedora y el nivel de agua máximo registrado en donde la falla mas frecuente es el "overtopping", es decir, cuando el nivel del agua sobrepase la cortina.

Por lo anterior, el cálculo se determina empleando la siguiente expresión:

$$E_a = \frac{1}{2} * \gamma_w * (h_w)^2$$

donde:

- $\gamma_m$  = peso volumétrico del agua, 1 t/m<sup>3</sup>
- $h_{w1}$  = altura del agua hasta el nivel de la cresta vertedora)
- $h_{w2}$  = altura del agua máxima registrada del río

Con la ecuación anterior, sustituyendo los valores respectivos se tiene que el valor del empuje que ejerce el agua sobre la pared de la estructura es igual a:

Caso de “overtopping”, es decir, cuando el agua sobre pasa la cortina:

$$E_{a2} = \frac{1}{2} * 1\text{t/m}^3 * (4.5\text{m})^2 = 10.125\text{t/m}$$

$$E_{a2} = 10.125 \text{ t/m}$$

$$\text{Ubicado en; } Y = 1/3H_t = 1/3(4.5\text{m}) = 1.5 \text{ m}$$

### Empuje de tierras en el respaldo (aguas arriba), $E_t$ :

El empuje de tierras generado por la acumulación de azolve hasta el nivel de la cresta vertedora queda determinado mediante la siguiente expresión:

$$E_t = \frac{1}{2} * \gamma_t * h_t^2 * \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2)$$

donde:

- $\gamma_t$  = peso volumétrico del material (Qal), 1.403 t/m<sup>3</sup>.
- $h_t$  = altura correspondiente al nivel de tierras que ejerce presión sobre el respaldo de la estructura
- $\phi$  = ángulo de fricción del material, 16°

Sustituyendo los valores respectivos en la ecuación anterior se tiene que el valor del empuje de tierras que se ejerce sobre el respaldo de la estructura es igual a:

$$E_t = \frac{1}{2} * 1.403 \text{ t/m}^3 * (2.5\text{m})^2 * \text{tg}^2(45^\circ - 16/2)$$

$$E_t = 2.49 \text{ t}$$

De acuerdo con la Secretaría de Recursos Hidráulicos “Presas derivadoras”, el depósito de sedimentos para efectos de acumulación de gravas y arenas se considera para el cálculo de la magnitud del empuje que éstas, al depositarse alcanzan el 75% de la altura total de la presa.

$$Y = 1/3H_{t75\%} = 1/3(2.5\text{m} * 0.75) = 0.625\text{m} + 3.1 = 3.725 \text{ m}$$



### **Subpresión, $E_t$ :**

La intensidad de la subpresión del agua en la base de la cortina es difícil de determinar; generalmente se supone que las presiones intersticiales en el material de cimentación o en el concreto son efectivas sobre toda la base de la sección analizada. Se considera que la intensidad de la subpresión en el paramento de aguas arriba es igual a la máxima presión hidrostática, correspondiente a la profundidad del agua en el plano de análisis (respaldo de la cortina aguas arriba) y varía en forma lineal desde este punto a la presión del agua de descarga, o cero, en el paramento de aguas abajo, si no hay agua de descarga.

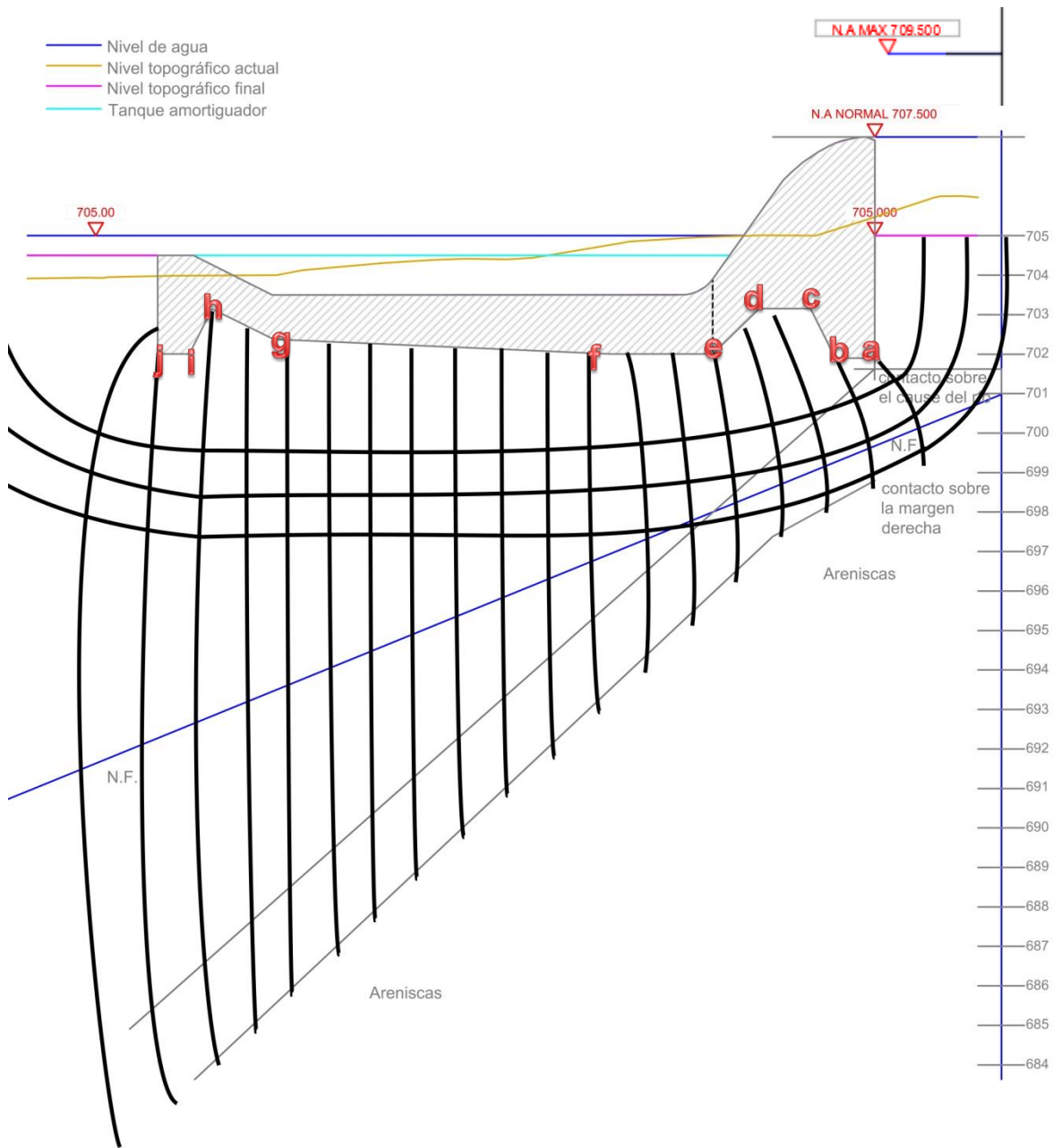
Primero se revisó la subpresión cuando el vertedor funcione, es decir, cuando el nivel del agua sea igual a la altura de la cresta de la cortina, considerando la formación Soyoló (areniscas) como el estrato impermeable.

Con los valores de  $u$  en los diferentes puntos de la a-j, se decidió obtener el diagrama de subpresión cuya configuración se consideró un trapecio (Figura 35).

El cálculo se determinó calculando el área del trapecio del diagrama de subpresión multiplicada por el peso volumétrico del agua.; el area1 fue  $u_j=0.58 \text{ (t/m}^3\text{)} \times 18.15\text{(m)}$ , más el área2  $u_a=5.4 \text{ (t/m}^3\text{)} \times 18.18\text{(m)}/2$  (por ser el área de un triángulo)= $10.52+43.74=54.26 \text{ (t/m)}$

$$E_{\text{sub}} = 54.26 \text{ t/m.}$$

Sin embargo, dicha subpresión no es la condición más inestable, ya que el nivel de agua máxima registrada es en la elevación 709.5 msnm, cuando podría fallar por overtopping, pero no se cuenta con la elevación del nivel del agua aguas abajo de la cortina. Por tal motivo, en la revisión de estabilidad por subpresión se decidió calcular el factor de seguridad para los diferentes niveles de agua aguas abajo.



**Figura 35.** Diagrama de subpresión con el nivel de agua en la elevación 707.5 msnm.

### 6.1.2 Revisión de la estabilidad por subpresión

La estabilidad de la cortina por subpresión queda determinada a través de la siguiente expresión:

$$FS = \Sigma F_r / \Sigma F_a$$

$F_R$  = sumatoria de fuerzas resistente; el peso propio de la cortina  $W_c = 83$  t y el peso del tanque amortiguador  $W_{tan} = 12.17$

$F_A$  = sumatoria de fuerzas actuantes; la subpresión  $E_{sub}$  en el paramento de aguas arriba es igual a la máxima presión hidrostática.

Debido a que no se contaba con la elevación del nivel del agua aguas abajo de la cortina, se calculó el factor de seguridad para diferentes niveles de agua propuestos (Tabla 29).

**Tabla 29.** Factor de seguridad para los diferentes niveles de agua propuestos.

N.A. Máx registrado en cortina (msnm)	N.A. Máx propuesto aguas abajo (msnm)	Esub (t/m)	F.S.	F.S. con peso del tanque amortiguador
709.5	705.5	65.3	1.3	1.5
709.5	706	74.3	1.1	1.3
709.5	706.5	83.3	1	1.1
709.5	707	92.2	0.9	1

Se eligió la elevación 706.5 msnm como el nivel de agua máximo porque es el caso en donde está en equilibrio (F.S.=1), en otras palabras está por fallar por subpresión, nótese que dicho resultado no considera el peso del tanque amortiguador. Por lo tanto, para el caso de overtopping la presa falla por supresión para elevaciones mayores a 706.5 msnm aguas abajo, considerando el nivel de agua máximo registrado en la altura de la cortina de 709.5 msnm, en donde el valor de subpresión más crítico es de 83.3 t/m.

$$E_{subm\acute{a}x} = 83.3 \text{ t/m.}$$

#### **Fuerzas dinámicas por sismo, $E_{sismo}$ :**

El efecto del sismo se consideró sobre la estructura de la cortina. Por lo anterior, el cálculo para la determinación del efecto del sismo sobre la cortina quedo evaluada mediante la siguiente expresión:

$$E_{\text{sismo}} = C_s * W_c$$

donde:

$C_{s1} = 0.46$  para un  $T=0.045$  y  $C_{s1} = 0.625$  para un  $T=0.09$ , coeficiente sísmico adoptado del espectro sísmico para ordenada espectral  $T=0$  y factor de sobrerresistencia  $R=1$  de acuerdo a los resultados del espectro de sitio obtenidos en el del Espectro Sísmico, ver Ver Anexo XII, en donde la aceleración máxima normalizada con la aceleración de la gravedad  $a_0= 0.25 g$ , y  $F_r$  para terreno rocoso es igual a 2.5.

$W_c =$  peso de la cortina, 83 t/m

El valor obtenido con la ecuación anterior es:

$$E_{\text{sis2}} = (83 \text{ t/m} \times 0.625) = 51.875 \text{ t/m}$$

$$E_{\text{sis2}} = (83 \text{ t/m} \times 0.46) = 35.18 \text{ t/m}$$

Una vez conocidos los empujes de tierra sobre la cortina, se procedió a evaluar su estabilidad al volteo y deslizamiento.

### 6.1.3 Revisión de la estabilidad por volteo

La convención de signos se estableció de la siguiente manera:

**Positivo (+)** = Sentido contrario a las manecillas del reloj.

**Negativo (-)** = Sentido a las manecillas del reloj.

La estabilidad de la cortina al volteo se determinó mediante la siguiente expresión:

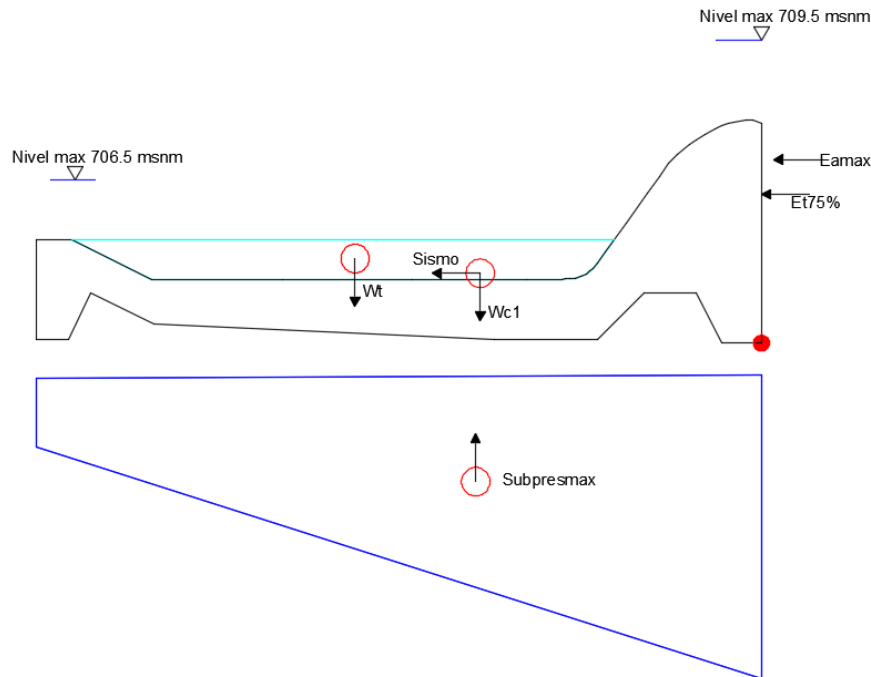
$$FS = \Sigma M_o(F_R) / \Sigma M_o(F_A)$$

donde:

**FS** = Factor de seguridad al volteo de la cortina. Se considera que este tipo de estructuras son estables cuando el  $FS > 1.5.$ , adimensional.

$\Sigma M_o(F_R)$  = sumatoria de momentos de fuerzas resistente con respecto al punto "O", en t.

$\Sigma M_o(F_A)$  = sumatoria de momentos de fuerzas actuantes con respecto al punto "O", en t.



**Figura 36.** Diagrama de las fuerzas actuantes y resistentes para la estabilidad por volteo, en donde el punto de giro para calcular los momentos se ubicó en el extremo izquierdo inferior.

El punto de giro “O” se ubicó en la parte inferior derecha al nivel de desplante del dentellón de la presa derivadora, para calcular los momentos en el análisis de estabilidad por volteo.

#### Cálculo de momentos

$$\begin{aligned}
 MW_{\text{cortina}} &= 83 \text{ t/m (11.11 m)} = 922.13 \text{ t} & (+) \\
 M_{\text{tanque}} &= 12.17 \text{ t/m (10.17m)} = 123.77 \text{ t} & (+) \\
 MS_{\text{sismo}} &= 51.875 \text{ t/m, } 35.18 \text{ t/m (1.65 m)} = 85.59 \text{ t, } 58.04 \text{ t} & (-) \\
 ME_a &= 10.125 \text{ t/m (4.5 m)} = 45.56 \text{ t} & (-) \\
 ME_t &= 2.49 \text{ t/m (3.6 m)} = 8.96 \text{ t} & (-) \\
 ME_{\text{sub}} &= 83.3 \text{ t/m (7.15m)} = 595.59 \text{ t} & (-)
 \end{aligned}$$

$$F.S. = 1045.9 \text{ t} / 735.7 \text{ t} = 1.42$$

#### Estable al volteo considerando sismo ( $C_s=0.625$ )

De acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles (2008) existen dos razones principales para reducir el momento de volteo calculado estáticamente. Por un lado, las fuerzas sísmicas que se adoptan dan lugar a una envolvente conservadora para las fuerzas cortantes de entrepiso correspondientes a una intensidad de diseño, y por otro, las máximas fuerzas cortantes de entrepiso no ocurren simultáneamente ni con el mismo signo, por lo que el momento de volteo calculado a partir de cortantes de entrepiso estará significativamente sobrestimado.

#### 6.1.4 Revisión de la estabilidad al deslizamiento

La estabilidad de la cortina al deslizamiento queda determinada a través de la siguiente expresión:

$$FS = \Sigma F_V / \Sigma F_H$$

donde:

**FS** = Factor de seguridad al deslizamiento de la cortina. En la práctica, se considera que este tipo de estructuras son estables cuando el  $FS > 2.0$ , adimensional.

$\Sigma F_V$  = sumatoria de fuerzas verticales con respecto al punto "O", en toneladas.

$\Sigma F_H$  = sumatoria de fuerzas horizontales con respecto al punto "O", en toneladas.

La convención de signos establecidos fue la siguiente:

**Positivo (+)** = Fuerzas en sentido de la gravedad y fuerzas con dirección a la derecha.

**Negativo (-)** = Fuerzas con sentido contrario a la gravedad y con dirección a la izquierda.

$$\Sigma F_H = (E_{sismo} + E_t + E_a)$$

$$\Sigma F_V = (W_c - E_{sub})$$

Se hizo el análisis en donde el nivel del agua sea igual a la de la cresta de la cortina. El resultado obtenido de la evaluación fue de:

$$FS = (83 \text{ t/m} - 54.26 \text{ t/m}) / (51.87 \text{ t/m} + 2.49 \text{ t/m} + 10.125 \text{ t/m}) = 28.74 \text{ t/m} / 64.48 \text{ t/m} =$$

$$F.S. = 0.44 < 1 \text{ considerando sismo (Cs=0.625)}$$

$$FS = (83 \text{ t/m} - 54.26 \text{ t/m}) / (35.18 \text{ t/m} + 2.49 \text{ t/m} + 10.125 \text{ t/m}) = 28.74 \text{ t/m} / 47.79 \text{ t/m} =$$

$$F.S. = 0.6 < 1 \text{ considerando sismo (Cs=0.46)}$$

**Ambos Inestables al deslizamiento considerando sismo**

Nota: No se consideró revisar la estabilidad por deslizamiento en overtopping, ya que falla con el nivel del agua en la elevación de la cresta de la cortina (707.5 msnm).

## 6.2 Capacidad de carga de la cortina

El desplante de la cortina se hará predominantemente en el depósito aluvial (Qal) y en depósitos de materiales de talud y parcialmente en roca, ver Figura 37. Se considera que la roca tiene una capacidad de carga muy alta y baja deformabilidad para los esfuerzos a los que estará sometida la porción del macizo rocoso que servirá de basamento.

Por lo que el análisis se basa en la revisión de la condición más desfavorable considerando el desplante en suelos cohesivo-friccionantes y/o puramente friccionantes; se revisan las dos condiciones, porque los materiales aluviales suelen perder cohesión con el agua del río.

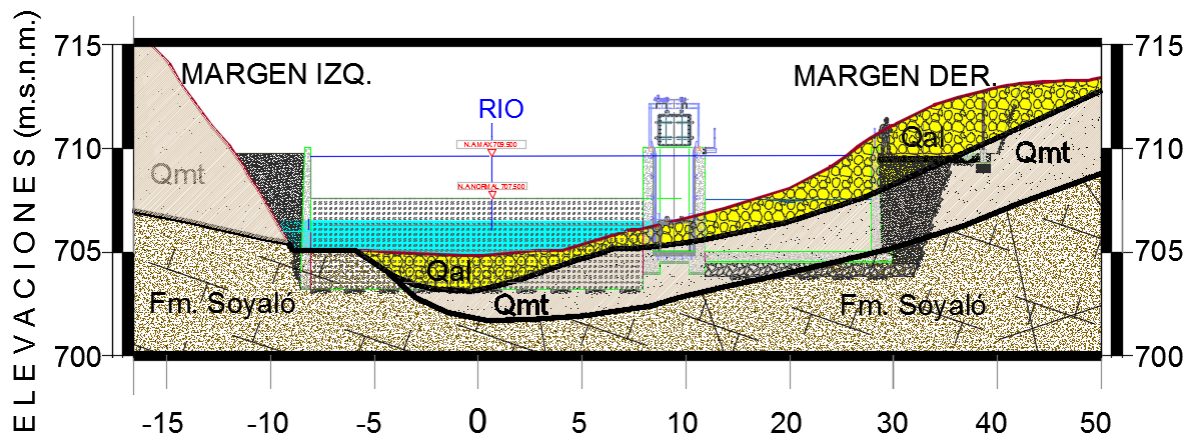


Figura 37. Sección geológica, en donde el desplante de la presa se encuentra en la elevación 703.2 m.s.n.m.

Se utilizó para ambos casos la siguiente expresión de Terzaghi.

$$q_{adm} = [cN_c + \gamma D_f N_q + 0.50 \gamma B N_\gamma] / FS$$

donde:

$q_{adm}$  = capacidad de carga admisible del suelo (t).

$c$  = cohesión aparente del suelo de apoyo ( $t/m^2$ ).

$\sigma_{ef}$  = esfuerzo vertical efectivo en la base de la cimentación ( $t/m^2$ ).

$\gamma$  = peso volumétrico del suelo de apoyo ( $t/m^3$ ).

$N_c, N_q, N_\gamma$  = coeficientes de capacidad de carga en función de ángulo de fricción interna del suelo de apoyo ( $\phi$ ).

$B$  = ancho de la cimentación (m).

$L$  = longitud del cimienta (m).

$D_f$  = profundidad de desplante del cimienta (m).

$FS$  = factor de seguridad, 3.

Las condiciones y los valores de los parámetros de resistencia estimados para este material fueron los siguientes:

- Peso volumétrico 1.403 t/m<sup>3</sup>
- Peso volumétrico saturado 1.80 t/m<sup>3</sup>
- Cohesión igual a 7.72 t/m<sup>3</sup>
- Ángulo de fricción igual a 16°
- Nivel de agua freática (NAF) a la elevación del Nivel Topográfico

Se tomó el peso volumétrico saturado, debido a que la capacidad de carga crítica ocurre cuando se tiene saturado el suelo y el agua esté a nivel de la corona de la cortina. De tal manera que al peso de la cortina se le restó la supresión para colocarla en una condición desfavorable, con la subpresión  $E_{sub} = 54.26$  t/m.

$$W_{Cortina} = \text{Área} \times \gamma_C = (35.0967 \text{ m}^2) \times (2.2 \text{ t/m}^3) = 77.21 \text{ ton/metro} \times 16 \text{ m} = 1235.4 \text{ toneladas}$$

$$77.21 \text{ t/m} - 54.26 \text{ t/m} = 22.95 \text{ t/m} \times 16 \text{ m} = 367.2 \text{ toneladas}$$

$$\sigma = W/A = 367.2 \text{ ton} / (18.15 \text{ m}(\text{largo}) \times 16 \text{ m}(\text{ancho})) = 1.26 \text{ ton/m}^2$$

Terzaghi  $\rightarrow q_u = qN_q + (1/2) \sigma B N_\gamma$

$$Q_{neto} = \gamma D - \gamma_w \times h_w = 1.8 \text{ t/m}^3 (2.5 \text{ m}) - 1 \text{ t/m}^3 (2.5 \text{ m}) = 2.0 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Con } \theta = 16^\circ \rightarrow N_c = 13.68, N_q = 4.92, N_\gamma = 1.82$$

### Caso puramente friccionante

Considerando ahora la losa de cimentación desplantada en el material puramente friccionante se obtiene una capacidad de carga neta última, igual a:

$$q_{adm} = [cN_c + \gamma D_f N_q + 0.50 \gamma B N_\gamma] / FS$$

$$q_u = 2 \text{ t/m}^2 (4.92) + (1/2) (1.8 \text{ t/m}^3) (18.15 \text{ m}) (1.82)$$

$$q_u = 39.57 \text{ t/m}^2$$

Y la capacidad de carga admisible del terreno ( $q_{adm}$ ), considerando un factor de seguridad de 3, arroja un valor igual a:

$$q_{adm} = (39.57 \text{ t/m}^2) / 3 = 13.19 \text{ t/m}^2$$

El cual, comparado con el valor del esfuerzo que ejerce la estructura de la cortina, está aún por arriba de lo obtenido, siendo casi 10 veces mayor.

$$\sigma_{ef} = 1.26 \text{ t/m}^2 < q_{adm} = 13.19 \text{ t/m}^2$$



## Caso Cohesivo-Friccionante

El esfuerzo que transmite la estructura al suelo es  $\sigma_{ef} = 1.26 \text{ t/m}^2$

Considerando el desplante como losa de cimentación y aplicando la expresión de Terzaghi se obtiene una capacidad de carga neta última, igual a:

$$q_{adm} = [cN_c + \gamma D_f N_q + 0.50 \gamma B N_\gamma] / FS$$

donde:

$$c=7.72 \text{ t/m}^2, \theta=16^\circ \rightarrow N_c=13.68, N_q=4.92, N_\gamma=1.82$$

$$q_u=7.72\text{t/m}^2(13.68)+2\text{t/m}^2(4.92)+(1/2)(1.8\text{t/m}^3)(18.15\text{m})(1.82)$$

$$q_u = 145.18 \text{ t /m}^2$$

Para obtener la capacidad de carga neta admisible del terreno ( $q_{adm}$ ), el valor de  $q_u$  se dividió entre un factor de seguridad de 3, obteniendo un valor igual a:

$$q_{adm} = (145.18 \text{ t /m}^2) / 3 = 48.39 \text{ t /m}^2$$

El cual, comparado con el valor del esfuerzo que ejerce la estructura de la cortina, resulta ser del orden de 38 veces mayor.

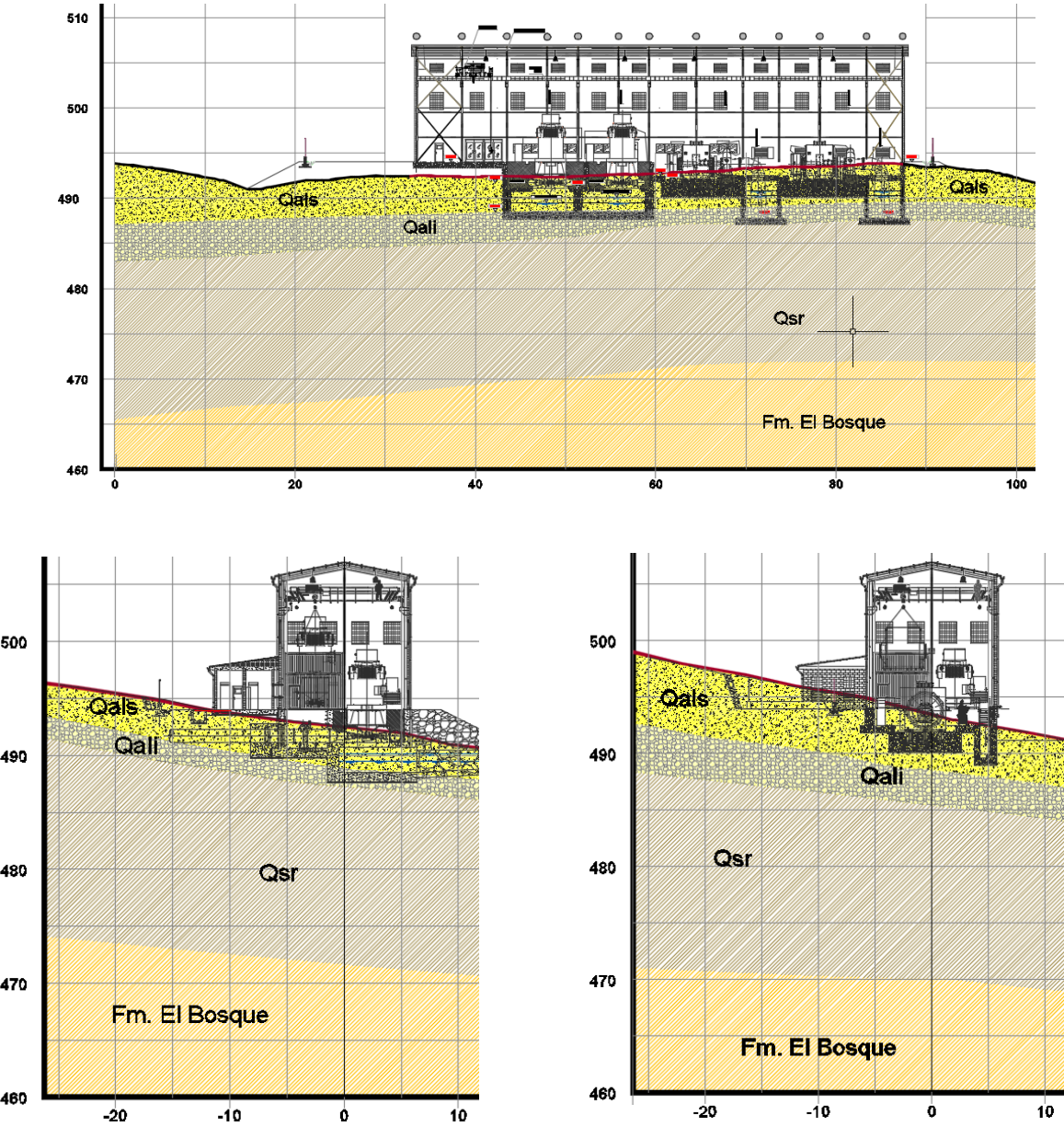
$$\sigma_{ef} = 1.26 \text{ t/m}^2 < q_{adm} = 48.39 \text{ t /m}^2$$

## 6.3 Capacidad de carga para las turbinas

Por las condiciones del proyecto, el análisis para la determinación de la capacidad de carga se hizo considerando dos secciones críticas coincidentes con las zonas de desplante de las turbinas Francis y Pelton.

El desplante de la estructura de casa de máquinas se hará predominantemente sobre el material denominado depósito aluvial (Qal) cuya porción superior es arcillo-limosa con escasas gravas y la inferior contiene mayor cantidad de gravas y fragmentos de roca, encontrándose debajo la roca arenisca (Ver Figura 38 a 40). A partir de los valores obtenidos de los ensayos de laboratorio en muestras obtenidas de los pozos a cielo abierto PCA-CM1 y PCA-CM2 para la zona en donde se desplantarían turbinas y generadores, así como a partir del modelo geológico concebido y de las de las fuerzas actuantes sobre el material, se determinó la capacidad de carga considerando un suelo cohesivo-friccionante. El desplante de la cimentación (Df) varió entre 3.5 y 4.70 m al eje de las turbinas.

En casa de máquinas no fue necesario revisar la condición de licuación de arenas, ya que no se detectó nivel freático, la arenisca está bien compactada y la cimentación queda sobre un suelo arcilloso de hasta 10 m de profundidad, pero principalmente porque la arenisca tiene una matriz arcillo-limosa que disminuye o dificulta el movimiento de las arenas con la vibración de las turbinas.



**Figuras 38 a 40.** Modelo geológico de casa de máquinas, en donde se presenta el material denominado depósito aluvial (Qal) cuya porción superior es arcillo-limosa con escasas gravas y la inferior contiene mayor cantidad de gravas y fragmentos de roca, encontrándose debajo la Formación El Bosque.

### 6.3.1 Zona de desplante de turbinas Pelton

Los valores de los parámetros de resistencia adoptados para el análisis son los de las propiedades obtenidas del material aluvial superior de la muestra cúbica del PCA-CM1 considerando que el desplante se encuentra muy cerca del contacto con el material aluvial inferior. No se descarta la posibilidad de que el desplante alcance al material aluvial inferior que se estima pueda tener mejores propiedades mecánicas de resistencia y deformabilidad, que el superior, ya que incluye a la matriz arcillosa del material aluvial superior pero en este caso aglutinando gravas, arenas y fragmentos de roca.

- Peso volumétrico 2.019 t/m<sup>3</sup>
- Cohesión igual a 12.2 t/m<sup>2</sup> (cohesivo-friccionante) y de 0 (puramente friccionante)
- Ángulo de fricción igual a 18°
- No existe NAF

El esfuerzo máximo que transmite la estructura al suelo es  $\sigma_{ef} = 11.66 \text{ t/m}^2$  obtenido en parte del diagrama de cargas, agregando la carga máxima del tirante de agua y el peso de los concretos de la estructura.

Considerando el desplante como losa de cimentación y aplicando la expresión de Terzaghi para material de comportamiento cohesivo-friccionante se obtiene una capacidad de carga neta última, igual a:

$$\theta=18^\circ \rightarrow N_c=15.12, N_q=6.04, N_\gamma=2.59, B=7.25\text{m}$$

$$q=2.019 \text{ t/m}^3(4.70\text{m})=9.49\text{t/m}^2$$

$$q_u=12.2\text{t/m}^2(15.12)+9.49\text{t/m}^2(6.04)+(1/2)(2.019\text{t/m}^3)(7.25\text{m})(2.59\text{m})$$

$$q_u = 260.74 \text{ t /m}^2$$

Para obtener la capacidad de carga neta admisible del terreno ( $q_{adm}$ ), el valor de  $q_u$  se dividió entre un factor de seguridad de 3, obteniendo un valor igual a:

$$q_{adm} = [cN_c + \gamma D_f N_q + 0.50 \gamma B N_\gamma] / FS$$

$$q_{adm} = (260.74 \text{ t /m}^2)/3 = 86.91 \text{ t /m}^2$$

El cual, comparado con el valor del esfuerzo que ejerce la estructura y equipos de casa de máquinas, resulta ser del orden de siete veces mayor.

$$\sigma_{ef} = 11.66 \text{ t/m}^2 < q_{adm} = 86.91 \text{ t /m}^2$$

### 6.3.2 Zona de desplante de turbinas Francis

Los valores de los parámetros de resistencia adoptados para el análisis son los de las propiedades obtenidas del material aluvial superior de la muestra cúbica del PCA-CM2 considerando que el desplante se encuentra en este material.

- Peso volumétrico 2.003 t/m<sup>3</sup>.
- Cohesión igual a 12.4 t/m<sup>2</sup> (cohesivo-friccionante) y de 0 (puramente friccionante).
- Ángulo de fricción igual a 19°.
- No existe NAF.
- Para la determinación del peso que se transmite al terreno, se consideró la condición más desfavorable.

El esfuerzo máximo que transmite la estructura al suelo es  $\sigma_{ef} = 3.64 \text{ t/m}^2$  obtenido en parte del diagrama de cargas del plano de planta, agregando la carga del peso de los concretos de la estructura.

Considerando el desplante como losa de cimentación y aplicando la expresión de Terzaghi para el material cohesivo-friccionante, se obtiene una capacidad de carga neta última, igual a:

$$C=12.4\text{t/m}^2, \theta=19^\circ, \gamma=2.003\text{t/m}^3, N_c=16.56, N_q=6.7, N_\gamma=3.07, D_f=3.5\text{m}, B=6.4\text{m}$$

$$q=2.003\text{t/m}^3(3.5\text{m})=7.01\text{t/m}^2$$

$$q_u=12.4 \text{ t/m}^2(16.56)+7.01 \text{ t/m}^2(6.7)+(1/2)(2.003 \text{ t/m}^3)(6.4\text{m})(3.07)$$

$$q_u = 271.99 \text{ t /m}^2$$

Para obtener la capacidad de carga neta admisible del terreno ( $q_{adm}$ ), el valor de  $q_u$  se dividió entre un factor de seguridad de 3, obteniendo un valor igual a:

$$q_{adm} = (271.99 \text{ t /m}^2)/3= 90.66 \text{ t /m}^2$$

El cual, comparado con el valor del esfuerzo que ejerce la estructura y equipos de casa de máquinas, resulta ser del orden de 24 veces mayor.

$$\sigma_{ef} = 3.64 \text{ t/m}^2 < q_{adm} = 90.661 \text{ t /m}^2$$

## 6.4 Cálculo del asentamiento inmediato

El cálculo del asentamiento de la cimentación producido en la zona de desplante de las turbinas se evaluó mediante la ecuación obtenida por Scheleicher (1926), el cual expresa el asentamiento de una zapata rígida, que aplica una presión media  $q_m$  a un suelo elástico, homogéneo, isótropo y semi-infinito.

### 6.4.1 Zona de desplante de turbinas Pelton

La ecuación general para determinar el asentamiento según Schleicher<sup>40</sup> queda definida de la siguiente manera:

$$\rho_m = [[q_m * B * (1-\nu^2)] / E] * I_p$$

donde:  $\rho_m$  = asentamiento medio, en cm.

$\nu$  = relación de Poisson, adimensional. 0.30

$E$  = módulo de elasticidad del suelo, en  $\text{kg/cm}^2$ .  $120 \text{ kg/cm}^2$

$q_m$  = presión media aplicada, en  $\text{kg/cm}^2$ .  $1.17 \text{ kg/cm}^2$

$B$  = ancho de la zapata, en cm. 725 cm

$I_p$  = factor de influencia,  $1.1314 \text{ kg/cm}^2$ .<sup>34</sup>

Considerando estos valores, y habiendo sustituido los datos conocidos en la expresión anterior, se determinó el valor del asentamiento, el cual fue de:

$$\rho_m = ((1.1314)(1-0.30^2) * 1.17 \text{ kg/cm}^2 * 725 \text{ cm}) / 120 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_m = 7.28 \text{ cm}$$

### 6.4.2 Zona de desplante de turbinas Francis

La ecuación general para determinar el asentamiento según Schleicher (referencia 28) queda definida de la siguiente manera:

$$\rho_m = [[q_m * B * (1-\nu^2)] / E] * I_p$$

donde:  $\rho_m$  = asentamiento medio, en cm.

$\nu$  = relación de Poisson, adimensional. 0.30

$E$  = módulo de elasticidad del suelo, en  $\text{kg/cm}^2$ .  $183.33 \text{ kg/cm}^2$

$q_m$  = presión media aplicada, en  $\text{kg/cm}^2$ .  $0.364 \text{ kg/cm}^2$

$B$  = ancho de la zapata, en cm. 640 cm

$I_p$  = factor de influencia,  $1.532 \text{ kg/cm}^2$ .<sup>41</sup>

Considerando esos valores, y habiendo sustituido los datos conocidos en la

expresión anterior, arroja un valor del asentamiento de:

$$\rho_m = ((1.532)(1-0.30^2) * 0.364 \text{ kg/cm}^2 * 640 \text{ cm}) / 183.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_m = 1.772 \text{ cm}$$

## 6.5 Cálculo del asentamiento por consolidación

### 6.5.1 Zona de desplante de turbinas Pelton

Tabla 29. Resultados de ensayos de laboratorio de casa de máquinas.

Muestra No.	Peso Vol. (gr/cm <sup>3</sup> )	Contenido de Humedad %	Análisis Granulométrico %			Límites de consistencia				Densidad de Sólidos S <sub>s</sub>	Cohesión c (t/m <sup>2</sup> )	Fricción φ (°)	Compresión Simple q <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Presión de Precon. P <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
			g	s	finos	LL %	LP %	IP %	SU CS					
MC-1	2.019	16.7	0	41.9	58.1	46.2	14.4	31.7	CL	2.70	12.2	18	6.33	2.23
MC-3	1.854	14.3	0	44	56	38.2	15.3	22.9	CL	2.662	11.5	30	4.00	2.15

Se debe considerar el incremento de esfuerzos provocado por la instalación de la maquinaria el cual comprime el estrato de suelo arcilloso de baja compresibilidad (CL), se calculó el asentamiento provocado por ese cambio de volumen debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos. Este asentamiento es denominado *asentamiento por consolidación primaria*.

A partir de la gráfica de compresibilidad obtenido del ensaye de consolidación realizado a la muestra del PCA-CM1 el cual fue extraído en la zona de desplante de la turbinas se obtiene el esfuerzo o presión de consolidación. El valor obtenido resultado de:

$$\sigma'_c = 2.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_f = 4.70 \text{ m}$$

$$\sigma_o = 2.019 \text{ t/m}^3 (4.70 \text{ m}) = 9.49 \text{ t/m}^2 = 0.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma = \text{equipo} + \text{estructura} = 11.663 \text{ t/m}^2 = 1.17 \text{ kg/cm}^2$$

Una vez determinado el esfuerzo de preconsolidación y considerando el esfuerzo al que estará sometido el terreno por el peso de la maquinaria y el peso de la estructura de la casa de máquinas de 1.17 kg/cm<sup>2</sup> que fue proporcionado, el valor obtenido fue:

$$\sigma'_o + \Delta\sigma = 2.12 \text{ kg/cm}^2$$

El cual resulta ser menor al esfuerzo de preconsolidación, por lo que el suelo en donde se desplanta la casa de máquinas es un suelo preconsolidado.

La expresión para determinar el asentamiento en un suelo preconsolidado queda

definida de la siguiente manera<sup>42 43 44</sup>:

$$S = [(C_r * H) / (1 + e_0)] * [\log (\sigma'_o + \Delta\sigma' / \sigma'_o)]$$

donde:

- S** = asentamiento medio, en cm.
- C<sub>r</sub>** = índice de recompresión, adimensional. 0.0047
- H** = altura o espesor total del estrato, 470 cm
- e<sub>0</sub>** = relación de vacíos inicial, adimensional. 0.584
- σ'<sub>o</sub>** = presión de sobrecarga efectiva promedio inicial, en kg/cm<sup>2</sup>. 0.95 kg/cm<sup>2</sup>.
- Δσ'** = incremento de la presión vertical para el estrato, en kg/cm<sup>2</sup>. 1.17 kg/cm<sup>2</sup>.

Considerando estos valores, y habiendo sustituido los datos conocidos en la expresión anterior, se determinó el valor del asentamiento, el cual fue de:

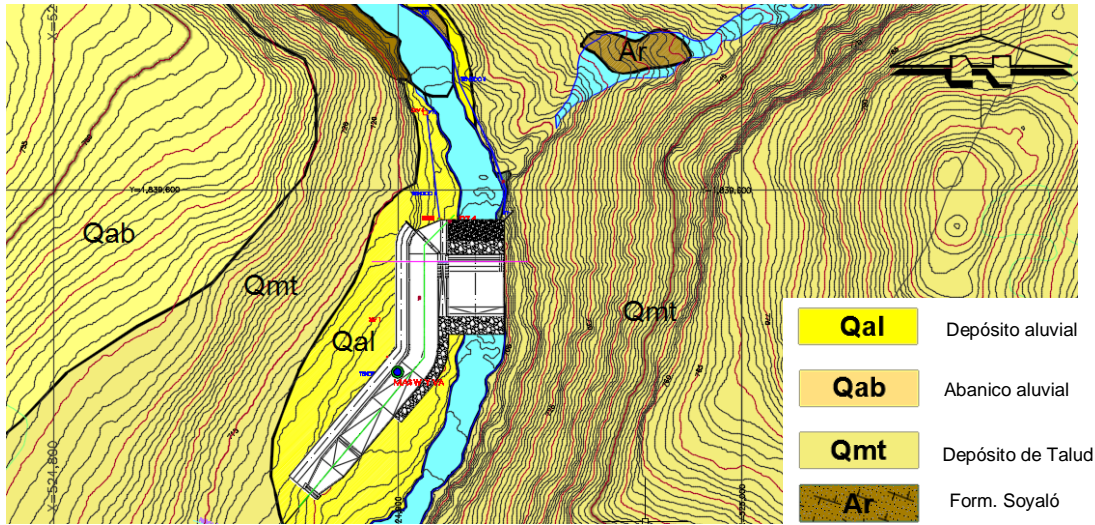
$$S = 0.486 \text{ cm}$$

## 6.6 Análisis de estabilidad de taludes sobre el eje de la cortina

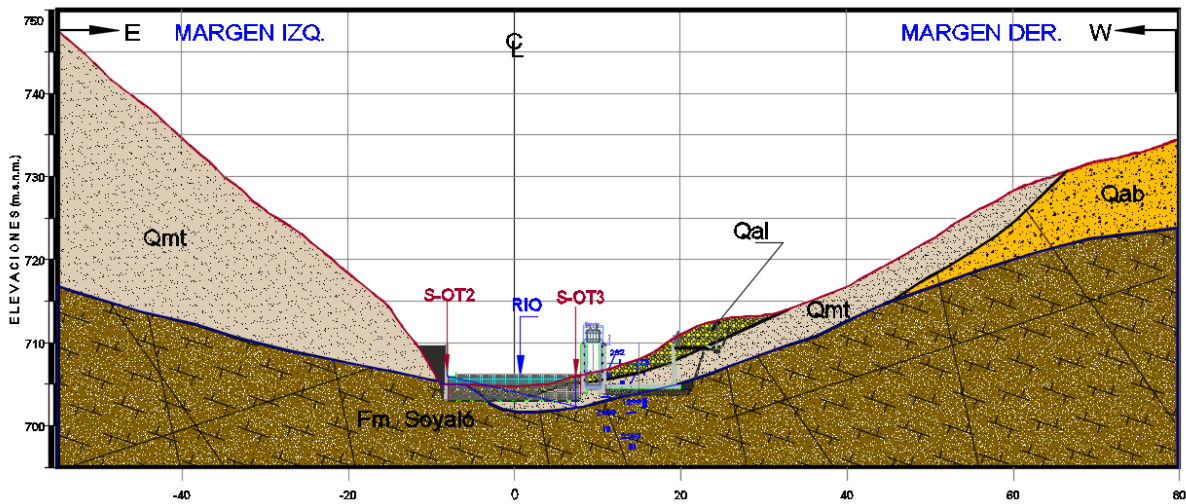
La importancia de la estabilidad de los taludes radica en que un deslizamiento de material hacia el embalse o directamente en la presa puede ser catastrófico, causando en ocasiones la pérdida de considerables bienes y vidas (Figura 62). Por lo que se debe asegurar si los taludes pueden fallar durante el proceso de excavación y construcción, así como en el llenado del embalse de la presa. Sin embargo, en este trabajo sólo se analizaron los taludes sobre el eje de la cortina. Las Figuras 41 y 42 muestran la distribución de los materiales y las dimensiones de las obras para dichos análisis.



**Fotografía 62.** Vista de un deslizamiento de la ladera de la margen izquierda de depósitos de talud. Este sitio se encuentra aguas arriba del eje de cortina de la obra de toma.



**Figuras 41.** Planta geológica de la zona de obra de toma, en donde en el talud izquierdo predomina el depósito de talud (Qmt), y en el talud derecho los tres materiales Qab, Qmt y Qal.



**Figura 42.** Distribución de roca y suelo en obra de toma, nótese la profundidad del desplante de la cortina.

### 6.6.1 Con SLIDE

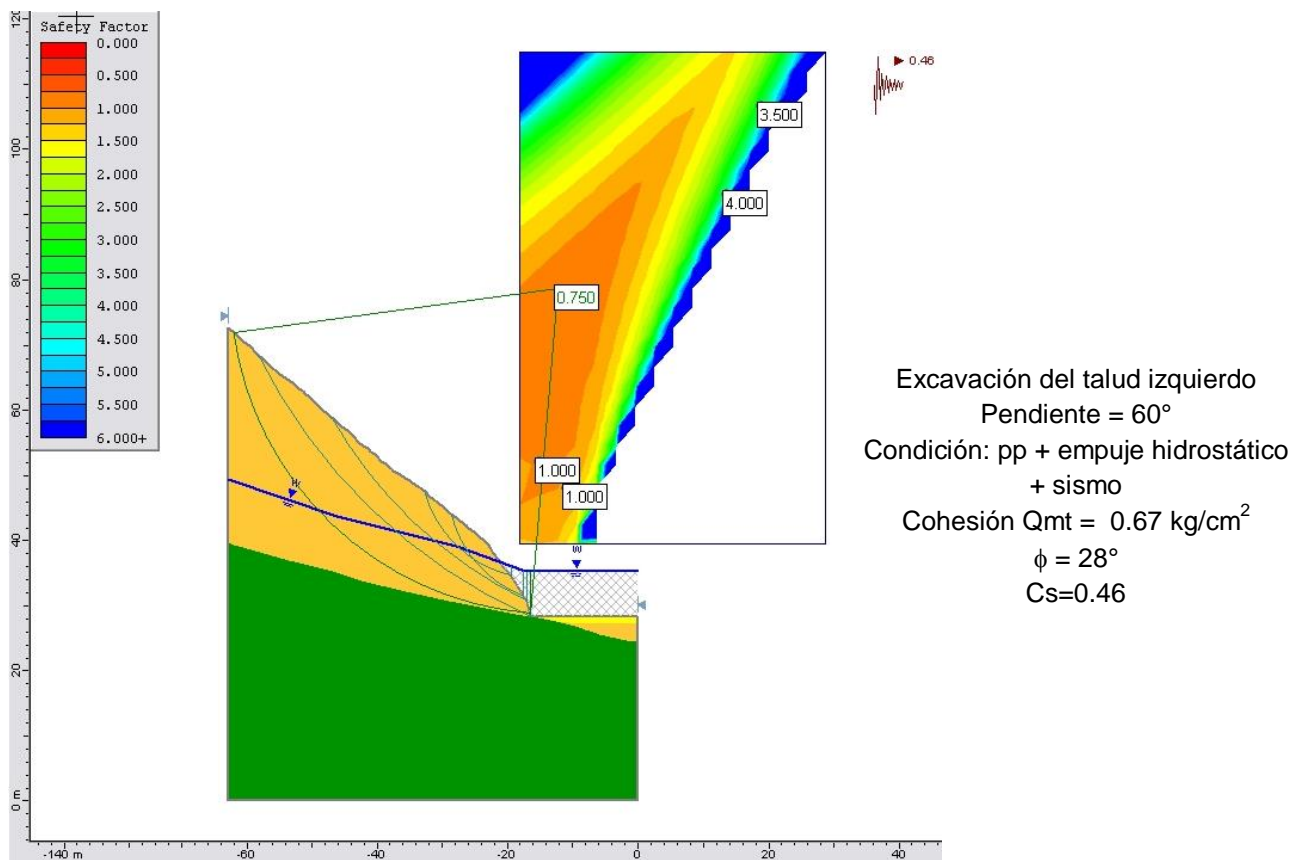
Para realizar el análisis de estabilidad de los taludes naturales y de los temporales excavados en suelo granular, se utilizó el paquete especializado de cómputo denominado SLIDE de Rocscience, versión 5.0, el cual es una herramienta analítica interactiva en 2D para realizar la evaluación de estabilidad de taludes en suelos y rocas muy alteradas o muy fracturadas con superficies de falla circular o no circular. El detalle teórico del método usado por este paquete de cómputo puede encontrarse en el tutorial del mismo.



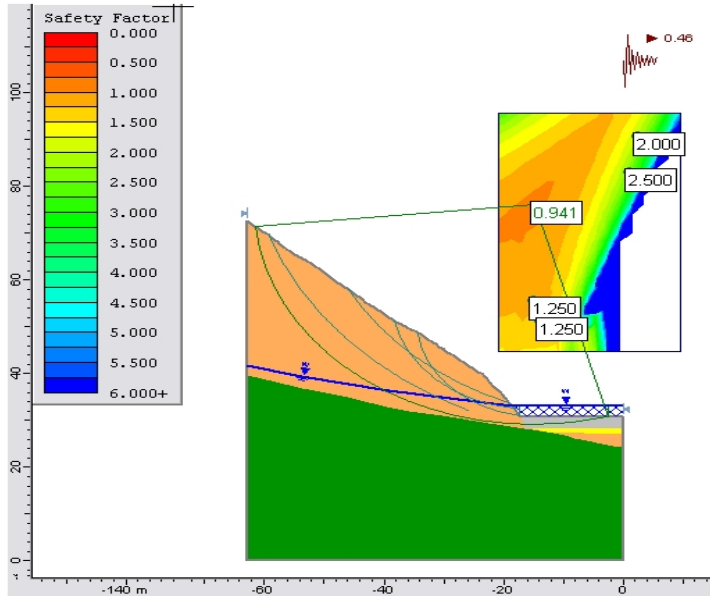
En este caso se consideraron fallas locales y generales de las excavaciones con la posibilidad de ocurrencia de falla circular, para caras de talud con inclinaciones de 60° (izquierdo) y 71.5° (derecho). El análisis se realizó aplicando cargas actuantes de peso propio, empuje hidrostático máximo, incluyendo filtraciones de lluvia y sismo (Cs1=0.625 y Cs=0.46).

### 6.6.1.1 Talud Izquierdo del eje de la cortina

Las figuras 43 y 44 muestran las secciones geométricas analizadas con los círculos de falla más desfavorables en la condición de peso propio + empuje hidrostático + sismo, en la excavación y con la presa respectivamente.



**Figuras 43.** Análisis del talud izquierdo en la excavación de la cortina con el nivel de agua máximo.

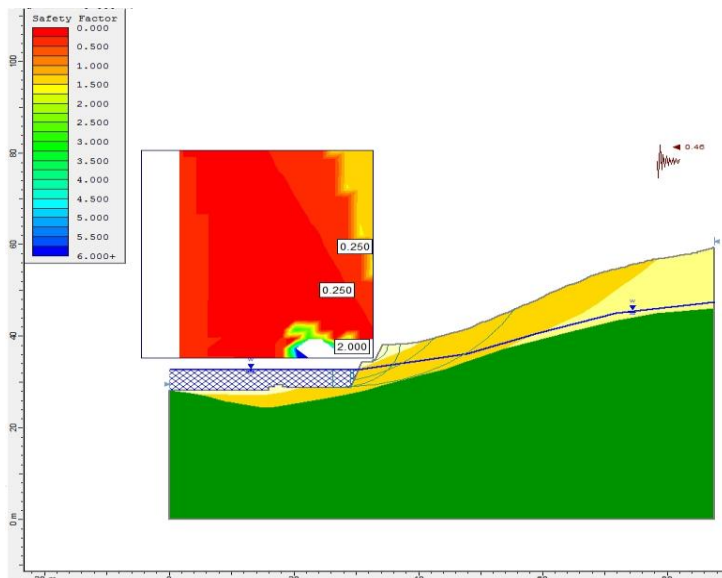


Talud izquierdo con la presa  
 Pendiente =  $60^\circ$   
 Condición: pp + empuje hidrostático +  
 sismo  
 Cohesión  $Q_{mt} = 0.67 \text{ kg/cm}^2$   
 $\phi = 28^\circ$   
 $C_s = 0.46$

**Figuras 44.** Análisis del talud izquierdo con la construcción de la cortina con el nivel de agua máximo.

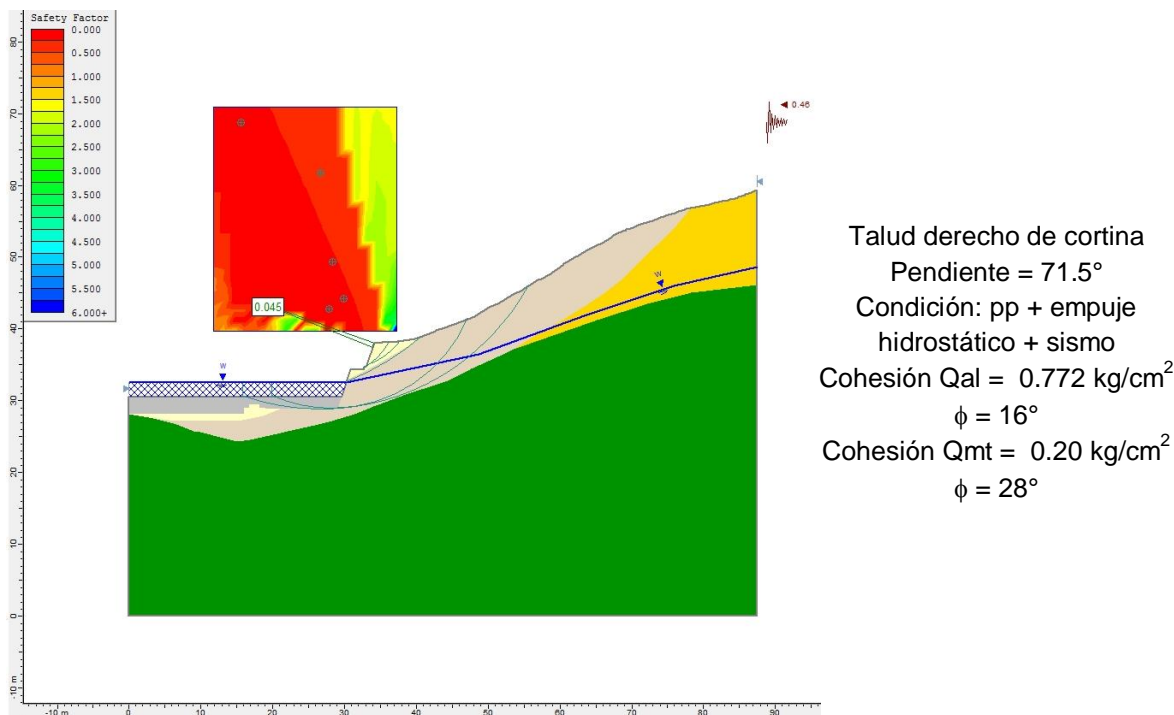
### 6.6.1.2 Talud derecho del eje de la cortina

Las figuras 45 y 46 muestran las secciones geométricas analizadas con los círculos de falla más desfavorables en la condición de peso propio + empuje hidrostático + sismo, en la excavación y con la presa respectivamente.



Talud derecho de cortina  
 Pendiente =  $71.5^\circ$   
 Condición: pp + empuje  
 hidrostático + sismo  
 Cohesión  $Q_{al} = 0.772 \text{ kg/cm}^2$   
 $\phi = 16^\circ$   
 Cohesión  $Q_{mt} = 0.20 \text{ kg/cm}^2$   
 $\phi = 28^\circ$

**Figuras 45.** Análisis del talud derecho en la excavación de la cortina con el nivel de agua máximo.



**Figuras 46.** Análisis del talud derecho con la construcción de la cortina con el nivel de agua máximo.

Teniendo en cuenta la geometría, distribución de materiales, parámetros de resistencia, así como el nivel de aguas freáticas, los factores de seguridad obtenidos tanto en condiciones estáticas, como en condiciones dinámicas (peso propio + sismo + agua, peso propio + agua y peso propio + sismo) se indican en la tabla 30.

**Tabla 30.** Factor de seguridad obtenido para las distintas combinaciones de fuerzas actuantes.

Análisis	Estructura	Pendiente	Material	Cohesión t/m <sup>2</sup>	φ°	F.S.
						Pp+s+a
Excavación	Talud izquierdo (Falla local)	60°	Qmt	6.7	28	0.75
	Talud izquierdo (Falla general)	60°	Qmt	6.7	28	1
	Talud derecho (Falla local)	71.5°	Qmt / Qal	7.72 / 6.7	28/16	2
	Talud derecho (Falla general)	71.5°	Qmt / Qal	7.72 / 6.7	28/16	0.25
Con la Presa	Talud izquierdo (Falla local)	60°	Qmt	6.7	28	0.9
	Talud izquierdo (Falla general)	60°	Qmt	6.7	28	1.25
	Talud derecho (Falla local)	71.5°	Qmt / Qal	7.72 / 6.7	28/16	0.5
	Talud derecho (Falla general)	71.5°	Qmt / Qal	7.72 / 6.7	28/16	0.5

## CAPÍTULO 7. RESULTADOS

### 7.1 Recomendaciones para el diseño y construcción del PH Río Frío

Durante el reconocimiento geológico superficial en los sitios donde se desplantarán la subestación eléctrica y casa de máquinas, así como el trazo de la línea de conducción no se encontraron riesgos geológicos – geotécnicos de estabilidad general de la ladera, o riesgos asociados con cavidades, ni con estructuras geológicas mayores (fallas) que pudieran afectar considerablemente el proyecto.

De acuerdo con la exploración directa e indirecta realizadas en la zona del P.H. Río Frío el tipo de terreno donde se desplantarán la obra de toma y la casa de máquinas corresponde al tipo I, II y III. El tipo I corresponde al material del abanico aluvial, el tipo II para las areniscas, lutitas y conglomerados de la Formación El Bosque y Soyalo. Los valores de velocidades obtenidos en dichas unidades indican que estos materiales podrán ser excavados mecánicamente con retroexcavadora y cargador frontal sin necesidad de utilizar explosivos. Sin embargo, para el depósito de talud por las dimensiones de los bloques de caliza y los resultados del laboratorio de mecánica de rocas corresponden a materiales tipo III.

A pesar de que el desplante de las obras no son en rocas calizas, se debe tener cuidado con la carsticidad en los depósitos de talud y aluvial constituidos por bloques de caliza que fácilmente se alteran por procesos de disolución causando cavidades y grietas en dichos bloques. Por tanto, la recomendación en Obra de toma es retirar todo el depósito de talud en donde se desplantará la cortina, ya que con base en las permeabilidades calculadas en los depósitos de talud, resultaron permeables, y aunque la presa es derivadora y no almacenadora, se sugiere que se retiren los depósitos aluviales y de talud para el desplante de la presa. Sin embargo, los análisis geotécnicos consideran la condición más desfavorable, desplantar las obras en suelos.

El esfuerzo máximo transmitido al terreno en la zona de obra de toma es de  $1.26 \text{ t/m}^2$  y la capacidad de carga neta admisible del terreno obtenida con la expresión de Terzaghi es de  $13.19 \text{ t/m}^2$ .

La cimentación de la presa en suelo es estable a la falla por volteo y subpresión, pero falla por deslizamiento, por lo que se sugiere colocar una o varias filas de drenaje cerca al paramento de aguas arriba con el fin de recoger y alejar el agua que pueda filtrarse a través de la cimentación, y así disminuir la subpresión que esta genera. O bien prolongar los dentellones que presenta la presa derivadora para mejorar el contacto entre la placa de cimentación y la roca con el objetivo de prevenir la peligrosa filtración en el contacto que aumenta la posibilidad de falla por deslizamiento y por volteo, aumentar la dimensión del tanque amortiguador también ayudará a incrementar el factor de seguridad

Debido a los factores de seguridad calculados para los taludes sobre el eje de la cortina es necesario ajustar el abatimiento de los taludes temporales, particularmente el talud derecho, ya que con la pendiente de diseño (vertical) no se alcanza el factor de seguridad mínimo requerido. También se sugiere la colocación de drenes para disminuir el nivel de agua causado por la filtración de lluvia, el cual modificará mucho el comportamiento de los materiales, disminuyendo la subpresión y aumentando el factor de seguridad. En general, el factor de seguridad de los taludes varía con ligeros cambios en el coeficiente sísmico y el nivel de agua. Sin embargo, las figuras mostradas son las condiciones más adecuadas que describen el comportamiento de los taludes.

A pesar de que la exploración fue de ingeniería de detalle, por las dimensiones de la línea de conducción es recomendable realizar barrenos adicionales en los túneles, con el objetivo de reducir el posible margen de error que pudieran tener los contactos geológicos marcados entre el depósito aluvial o de talud sobre las areniscas y lutitas de la Formación El Bosque y Soyaló, ya que en algunos de ellos la integración geofísica y geológica llegó a tener distancias de separación de hasta 400 m de distancia.

Con el resultado de la exploración en los túneles de la línea de conducción, la factibilidad de costo de la construcción se debe ajustar, ya que se tenía planeado excavar todos los túneles sobre materiales tipo 1, excavables con pico y pala. Y este trabajo confirma la presencia de bloques de caliza, principalmente para el túnel 1 y 2, mientras que para el túnel 3 y 4 areniscas y lutitas, que aumentarán el costo y el avance de la construcción de los túneles.

El túnel 1 se excavará en un 95.0% sobre depósito de talud y un 5% sobre abanico aluvial. Estos materiales se encuentran más compactados a profundidad, por lo que se podrán realizar las excavaciones sin dificultad, a excepción de los bloques que se pueden encontrar que podrán ser removidos utilizando el martillo hidráulico y/o bajo explosivo. Se estima que las excavaciones podrán estabilizarse sólo con concreto lanzado y una pequeña proporción con anclaje de fricción.

El túnel 2 de conducción de 715.0 m de longitud y pendiente de 0.0005 se excavará en un 62.2% en roca arenisca con horizontes de lutita, 29.8% en depósitos de talud y un 6.5% en abanico aluvial. Estos materiales se encuentran menos compactos en superficie y por las bajas velocidades de onda longitudinal obtenidas es de esperar que las excavaciones puedan realizarse con equipos mecánicos de excavación sin explosivos.

El túnel 3 y 4 de 480 m y 557 m respectivamente se excavarán en su mayor parte en las areniscas de la Formación El Bosque, con base en los resultados de mecánica de rocas dichas areniscas podrán ser excavadas sin explosivos.

El resultado de la exploración efectuada en la subestación eléctrica y la casa de máquinas indica que las obras se emplazarán sobre depósitos aluviales (Qal)

integrados por materiales sedimentarios de edad Cuaternaria, constituidos en su porción superior predominantemente por arcillas y limos con escasas arenas y gravas. Bajo estos depósitos se tienen suelos residuales arcillo limosos como producto de la alteración de la roca arenisca; finalmente a mayor profundidad se encontró la roca arenisca compacta.

En la zona de casa de máquinas, de acuerdo con el intervalo de valores de resistividad obtenidos en el área de la subestación con la técnica Wenner, la tercera unidad asociada con el suelo residual de arcillas y limos es la más recomendable para la colocación del sistema de tierras físicas, aunque se recomienda que se realice un tratamiento especial a estos materiales que permita reducir en forma considerable el valor de resistividad a un valor óptimo cercano a 1 ohm-m. Es importante mencionar el alto potencial de corrosión de estos materiales, ya que se consideran extremadamente agresivos.

La casa de máquinas debe construirse en la margen derecha del río, porque no se detectaron cavidades, manantiales, ni la unidad litológica de travertino que si aflora en la margen izquierda del río y que es altamente cárstica. El desplante de la estructura de casa de máquinas se hará predominantemente sobre el material denominado depósito aluvial (Qal) cuya porción superior es arcillo-limosa con escasas gravillas y la inferior contiene mayor cantidad de gravas y fragmentos de roca, encontrándose debajo de este depósito suelos residuales arcillosos y limosos y la roca arenisca.

El esfuerzo máximo transmitido al terreno en la zona de desplante de las turbinas Pelton es de  $11.66 \text{ t/m}^2$  y la capacidad de carga neta admisible del terreno obtenida con la expresión de Terzaghi es de  $86.91 \text{ t/m}^2$ . El asentamiento inmediato calculado con la ecuación de Schleicher a partir del módulo elástico obtenido de la curva esfuerzo deformación de la prueba triaxial es de 7.28 cm y de 0.486 cm el calculado a partir de los resultados de la prueba de consolidación, por lo que puede variar en este intervalo.

Mientras que la zona de desplante de las turbinas Francis el esfuerzo máximo transmitido al terreno es de  $3.64 \text{ t/m}^2$  y la capacidad de carga neta admisible del terreno obtenida con la expresión de Terzaghi es de  $90.66 \text{ t/m}^2$ . El asentamiento inmediato calculado con la ecuación de Schleicher a partir del módulo elástico obtenido de la curva esfuerzo deformación de la prueba triaxial es de 1.72 cm y de 0.262 cm el calculado a partir de los resultados de la prueba de consolidación, por lo que puede variar en este intervalo.

La casa de máquinas y la subestación se encuentran entre dos pequeñas cañadas con una cuenca muy limitada, en las que pueden esperarse escurrimientos de agua de muy poco caudal en época de lluvias; la de mayor tamaño se encuentra aguas arriba y no afecta a la casa de máquinas y la de menor tamaño se encuentra aguas abajo y pasa al pie del talud de la plataforma de casa de maquinas, por lo que debe encauzarse adecuadamente para evitar efectos erosivos.

Las excavaciones temporales para alojar la estructura son de poca altura y podrán tener taludes verticales en los materiales compactos del material aluvial superior predominantemente arcilloso y sólo se tiene la duda sobre las condiciones que pueda tener el material aluvial inferior en el que predominan las gravas y boleos con matriz arcillosa, ya que este material puede variar su contenido de arcilla. En este material se excavarán al parecer solamente los taludes de los desfuegos de las turbinas Francis y posiblemente requieran ser temporalmente estabilizados con concreto lanzado mientras se coloca la cimbra para los concretos.

El desplante de la casa de máquinas, subestación, caseta auxiliar y desfuegos podrá hacerse directamente sobre el material aluvial excavado y regularizado; para alcanzar el nivel de las plataformas proyectadas en las elevaciones 499 msnm de la subestación y 494 msnm de la casa de máquinas, se utilizará un relleno que puede ser arcillo arenoso con gravas, compactado; o bien, predominantemente granular con al menos 5% de finos, también compactado, con taludes de pendiente 1:1 cubiertos de mampostería de roca como está previsto en el proyecto.

## **7.2 Conclusiones**

La información geológica local del Servicio Geológico Mexicano (SGM) confunde un lahar con un abanico aluvial. Sin embargo, los datos estructurales del plano geológico fueron muy útiles para entender el modelo geológico local, así como la fuente bibliográfica consultada para identificar las formaciones geológicas de la zona de estudio, la cual consistió básicamente en Comisión Federal de Electricidad (CFE) y Petróleos Mexicanos (PEMEX).

El reconocimiento geológico superficial es sin duda importante porque delimita las unidades litológicas y las estructuras geológicas mayores en donde se pretende desplantar las obras del proyecto, sin embargo se debe mencionar que sin la exploración directa no se hubiera podido obtener el modelo geológico, ya que las condiciones topográficas y de vegetación dificultan una exploración superficial, aún con la fotogeología. Por otro lado, para verificar los espesores y las características de los diferentes tipos de materiales que conforman el subsuelo del proyecto, se realizó exploración indirecta mediante métodos geofísicos de sísmica de refracción y de sondeos eléctricos verticales, ya que estos permiten definir indirectamente las características de fracturamiento, compacidad y excavabilidad de los materiales naturales existentes.

La razón por la que se realizaron más barrenos en el trazo de las líneas de conducción que en la obra de toma o la casa de máquinas, se debe a que se tenía mayor incertidumbre de los diferentes tipos de materiales y condiciones en donde se excavarían los túneles.

Se puede resumir que la geofísica fungió como una herramienta geológica para interpolar contactos geológicos, pero sobre todo la sísmica y los sondeos verticales en conjunto permiten explorar mayores distancias con un cierto grado de seguridad a menor costo que mediante la perforación de barrenos, por lo que la ubicación de los barrenos debería siempre estar en función de las anomalías geofísicas, buscando siempre la optimización de recursos.

Las pruebas de permeabilidad realizadas cumplieron el objetivo de contar con un parámetro cuantitativo en metros sobre segundo de la permeabilidad del agua en donde se pretenden construir cuatro túneles, principalmente porque para darle seguimiento a un proyecto, se necesita saber cuanto podría gastarse en el proceso de construcción de los túneles (revestimiento, nivel de agua), así como cuanto podría perderse de agua por infiltraciones durante la conducción. También se recomendaron pruebas de permeabilidad en la zona de obra de toma, sin embargo por ser una presa derivadora y un estudio de ingeniería de semidetalle no se consideró tan relevante.

El nivel freático del agua, corresponde a un acuífero libre que se encuentra alojado en los materiales granulares poco consolidados como los depósitos de talud y del abanico aluvial que sobreyacen a las formaciones El Bosque y Soyalo.

La selección de los núcleos de roca y suelos para los ensayos de laboratorio es de la misma relevancia que el procedimiento para determinar las propiedades mecánicas e índice. Se seleccionaron los núcleos más representativos para los ensayos de compresión simple, tensión indirecta y triaxiales (uu) para la obtención de propiedades mecánicas de resistencia y deformabilidad de la roca intacta. Ya que es muy posible que los resultados tengan variaciones y en este caso, el mejor criterio para elegir el valor más adecuado es revisar sus características mineralógicas, texturales, geométricas y las condiciones de los materiales; fracturamiento, contenido de agua, inclusive imperfecciones en las caras de las probetas en el caso de las rocas. Sin duda, la variación de tamaños de grano en los núcleos, la presencia de fracturas con relleno y cavidades impactan en los resultados de las pruebas e inclusive en el cortado de las caras de los núcleos para la preparación de las pruebas se debe cuidar mucho que no existan imperfecciones que afecten la distribución de los esfuerzos.

Se conformó el modelo geológico con toda la información disponible; incluyendo la estratigrafía local en las obras y los resultados de los laboratorios de mecánica de suelos y de roca, para hacer los análisis geotécnicos; capacidad de carga, estabilidad y desplante de las obras del proyecto. También se simuló mediante software el proceso de excavación y construcción de la obra de toma posibilitando definir el comportamiento de los materiales y el mecanismo de rotura, con el objetivo de hacer las recomendaciones pertinentes para la construcción del proyecto hidroeléctrico.



Los sondeos Wenner realizados en la zona de la subestación en dos puntos de atribución además de cumplir el mismo objetivo de obtener información estratigráfica calibrada con los barrenos directos, fueron útiles para conocer la ubicación de los suelos más conductivos que favorezcan el diseño e instalación de los sistemas de redes de tierra, auxiliando en el cálculo de la longitud y características de los conductores que se colocarán en el terreno para obtener el mínimo valor de resistencia a tierra.

A pesar de que la roca ígnea predominante en los bloques encontrados en el depósito del abanico aluvial se clasificó macroscópicamente como diorita, es posible que con base a los placeres abundantes de óxido de hierro y escasos rodados de magnetita no mayor a 5 cm observados en la zona del P.H. Río Frío, se pudiera relacionar a la roca sienita, la cual tiene una composición mineralógica similar a la diorita, con la única diferencia que la sienita contiene hornblenda, biotita o piroxeno en menor porcentaje que la diorita, pero sobretodo se le asocia con minerales accesorios como apatito, zircón, magnetita y pirita.

Dado que el sitio se encuentra en zona de alta sismicidad, se recomendó realizar un estudio sísmico local para la construcción del espectro de respuesta, que permita obtener el valor real del coeficiente sísmico aplicable a los análisis de comportamiento del terreno. Dicho estudio en su procedimiento permite determinar las constantes elásticas de la roca que fue muy útil porque permitió comparar los parámetros dinámicos en el laboratorio de mecánica de rocas con las constantes elásticas determinadas in situ. De tal manera, que para el módulo de Young in-situ fue de 637,389 MPa, mientras que en el laboratorio fue de 666,741MPa, por lo que se concluye que la sísmica permite correlacionar los módulos elásticos y dinámicos con los del laboratorio. Entonces, ¿cual es el mejor para caracterizar el comportamiento del material?, por un lado el indirecto considera las condiciones reales, y por el otro lado en el laboratorio se ensayan una muestra de roca intacta. En resumen, se recomienda obtener dichos módulos por los dos métodos y de los resultados, se elige el más adecuado en función de su dispersión y de las condiciones reales observadas en campo.

Se realizaron análisis de capacidad de carga y asentamientos para el suelo aluvial superior cohesivo-friccionante donde se desplantarán las estructuras de la casa de máquinas, utilizando los parámetros mínimos de resistencia y de deformabilidad obtenidos de los ensayos de laboratorio y los esfuerzos máximos que transmitirá la estructura en los sitios de los equipos de generación con la finalidad de reproducir las condiciones de compactación del terreno.

## Bibliografía

1. Secretaría de Energía (SENER). Web. 7 Agosto. 2015. <http://gob.mx/sener>
2. Prospectiva mundial de población 2011-2040, SENER, página 16.
3. Instituto Nacional De Estadística y Geografía (INEGI). Web. 1 Agosto del 2015. <http://www.inegi.org.mx/>
4. CFE, 2009, El Cajón
5. . Información energética del estado de Chiapas, 2012, SENER con información de CFE, POISE 2012-2026.
6. BEXLEY. (2013). 2013. 2015, de London Borough of Bexley Sitio web: 6. <http://www.bexley.gov.uk/index.aspx?articleid=5072>.
7. INEGI. Carta de Uso de Suelo y Vegetación de Chiapas, Serie III.
8. Programa Hídrico regional visión 2030 de la RHA XI Frontera Sur, <http://geochiapas.blogspot.mx>
9. Comisión Nacional del Agua. Organismo de Cuenca en Chiapas, INEGI. Carta Hidrológica de Aguas Superficiales.
10. Comisión Nacional del Agua, CONAGUA, 2003, Regiones Hidrológicas de Chiapas.
11. Servicio Sismológico Nacional, SSN, 2013, Atlas de Peligros Estado de Chiapas, Universidad de Ciencias y Artes de Chiapas Centro de Investigación en Gestión de Riesgos y Cambio Climático Centro De Monitoreo Volcanológico-Sismológico.
12. Revista Ingeniería Civil, Ingeniería Sísmica: Riesgo Sísmico y Espectros de diseño, Número 310, Febrero de 1995.
13. Ordaz M y Pérez-Rocha L. E. (1998), "Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, pp. 889-901.
14. Rosenblueth E, Ordaz M, Sánchez-Sesma F. J. and Singh S. K. (1989). "The Mexico Earthquake of September 19, 1985-Design Spectra for Mexico's Federal District". Earthquake Spectra, Vol.5, No.1.
15. Norma N-PRY-CAR-6-01-005, SCT.
16. MOC-DS (2008). "Manual de Obras Civiles. Diseño por Sismo". Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas, México,D.F.
17. MOC-DS (1993). "**Manual de Obras Civiles. Diseño por Sismo**". Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas, México,D.F.
18. Lugo-Hubp, J., 1990. El Relieve de la República Mexicana. UNAM-Inst. de Geología, Revista, v.9, p. 82-111.
19. COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD."Geología del Estado de Chiapas" Elaborado por: Dávila S. M., De la Rosa Z.J.L y Abolí M. A. Subdirección de Construcción. Editorial Harla. México. 1989.
20. Servicio Geológico Nacional, SGM, 2003. "Carta Geológico-Minera Tuxtla Gutiérrez". E15-11 Esc. 1:250,000.
21. GoogleEarth
22. CFE, "Manual de Diseño de Obras Civiles", Sección B (Geotecnia), Tema 1 (Geología), Capítulo 3 (Información Geológica Existente), Tomo 1 (Recomendaciones). Exyco, S.A., Ruíz Vázquez M. y Pedrazzini C. 1996.

23. Mülleried, F.K.G., 1957, La Geología de Chiapas. Tuxtla Gutiérrez, Gobierno Constitucional del estado de Chiapas, 180 p.
24. Carfantán, J. CH., 1977, La cobijadura de Motozintla, Un paleoarco volcánico en Chiapas. Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Geología, Revista, v. 1 No. 2. p. 133-137.
25. Structural Trends in the Southernmost North American Precambrian, Oaxaca, Mexico Geological Society of America Bulletin, August 1970, v. 81, no. 8, p. 2471-2476.
26. Ortega-Gutiérrez, F., Ruiz, J., And Centeno-García, E., 1995, Oaxaquia, a Proterozoic microcontinent accreted to North America during the late Paleozoic: Geology, v. 23, p. 1127–1130.
27. Hernández–García, R., 1973, Paleogeografía del Paleozoico de Chiapas, México: Boletín de la Asociación Mexicana de Geólogos Petroleros, 25, 79–113.
28. Gutiérrez–Gil, R., 1956, Geología del Mesozoico y estratigrafía pérmica del Estado de Chiapas, in XX Congreso Geológico Internacional, Guidebook, Excursion C–15: Mexico, D.F., 1–82.
29. Buitrón–Sánchez, B.E., 1977, Invertebrados (Crinoidea y Bivalvia) del Pensilvánico de Chiapas: Revista del Instituto de Geología, 1, 144–150.
30. López Ramos E. “Geología de México” Tomo III. 2ª Edición. México. 1979.
31. Castro J., Shlaepfer, C.J., Martínez, E., 1975. Estratigrafía y Microfacies del Mesozoico de la Sierra Madre del Sur, Chiapas, Bol. Asoc. Mex. D Geólogos Petroleros, v. 27. Nos. 1-3, p.p. 1-103.
32. Viniegra, F., 1981, El blanco banco calcáreo yucateco. Revista Ingeniería No. 1, 1981. P.p. 20-44.
33. Morán Dante, 1981, Geología de la República Mexicana, INEGI.
34. Dengo, G., 1985. Mid America: Tectonic setting for the Pacific margin from southern México to northwestern Colombia. In: Nairn, A.E.M., Stehli, F.G. (Eds), The oceanic basins and margins Vol. 7a: The Pacific Ocean. Plenum Press, New York, pp. 123-180
35. Estratigrafía modificada de Frost & Longnheim Jr (1974), H.G. Richards (1960), Rosalio Hernández G. (1973), Gabriel Dengo (1981), Arvizu-Dávila (1982), Meneses (1984).
36. Sección geológica modificada del Servicio Geológico Nacional, SGM, 2003. “Carta Geológico-Minera Tuxtla Gutiérrez”. E15-11 Esc. 1:250,000.
37. SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA DE ACUÍFEROS Y CUENCAS (SIGACU@), CONAGUA, <http://sigagis.conagua.gob.mx/aprovechamientos/>
38. Bridge, J.S. (2003) Rivers and Floodplains: Forms, Processes, and Sedimentary Record. Blackwell Science, Oxford.
39. Harvey, A.M., Mather, A.E. & Stokes, M. (Eds) (2005) Alluvial Fans: Geomorphology, Sedimentology, Dynamics. Special Publication 251, Geological Society Publishing House, Bath.
40. Schleicher, F. “Zur Theorie des Baugrundes”, Der Bauingenieur, Vol. 7. 1926.
41. Cementos Mexicanos (CEMEX), <http://www.cemex.com/ES/ProductosServicios/ConcretoPremezclado.aspx>
42. Bowles, J. E. “Foundation Analysis and Design” Mc. Graw Hill Inc. New York. 1988.
43. Braja M. Das. “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica”. Edit. Thomps, 2001.

44. T. William Lambe y Robert V. Whitman. "Mecánica de Suelos". Edit. Limusa.
45. ASTM, 1987 "**Annual Book of ASTM Standards**". Standard Test Method for Compressive Strength of Natural Building Stone. Pp. 16-19. Section 4. Construction. Vol 04.08. Soil and Rock; Building Stones; Geotextiles.
46. ISRM "Rock Characterization Testing and Monitoring. ISRM Suggested Methods" Determining Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials. Pp 113-116. Editor E.T. Brown. Pergamon Press. 1981.
47. Terzaghi, K. Peck, R.B., 1967 "**Soil Mechanics in Engineering Practice**" Ed. John Wiley.
48. Bieniawski, Z.T. "**Engineering Rock Mass Classifications**". Ed. John Wiley and Sons. 1989. Tabla 9.6. pag. 192.
49. Aki K y Richards P. G. (1980). "**Quantitative seismology: theory and methods**". W. H. Freeman, San Francisco, California.
50. Haskell N A (1962). "**Crustal reflection of plane P and SV waves**". Journal of Geophysic. Res.67.
51. Ishibashi I y Zhang X (1993). "**Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay**". Soil and Foundations. Volume 33, No.1.
52. Miranda E (1991), "**Seismic evaluation and upgrading of existing buildings,**" Tesis Doctoral, University of California at Berkeley.
53. Newmark N M y Rosenblueth E (1971), "**Fundamentos de Ingeniería Sísmica**". Ed. Diana, México, D.F.
54. PSM (2004), "**Mapas de peligro sísmico en México**", Instituto de Ingeniería, Centro Nacional de Prevención de Desastres, Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Investigaciones Eléctricas.
55. González de Vallejo, L. et al "**Ingeniería Geológica**". Ed. Prentice Hall. Madrid, 2002.
56. Terzaghi K., Peck R.B. "**Soil Mechanics in Engineering Practice**", Tabla 47.2, pág. 381. Second Edition, 1967, John Wiley and Sons, Inc.
57. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. "**Mecánica de Suelos II**". Editorial Limusa, 2006. Meli, P. R. "**Diseño Estructural**" Editorial Limusa. 2001.
58. Zeevaert, L. "**Interacción de Suelo-Estructura de Cimentaciones Superficiales y Profundas, Sujetas a Cargas Estáticas y Sísmicas**". México D.F. Editorial Limusa.
59. Edgar, M & Vicente, P. "**Análisis Geológico – Geotécnico para el Desplante de la Cimentación del Muro de Reposición del Plinto del PH. La Yesca**". 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference.
60. DOF, Disponibilidad de aguas superficiales de las cuencas hidrológicas con fechas 24 de julio y 28 de agosto de 2006, 10 de marzo de 2007, 4 y 10 de enero, y 11 de marzo de 2008, y 19 de enero de 2009

---

---

