



Un Mundo Verde en sus Manos

# ANEXOS

ACTUALIZACIÓN

"ESTUDIO

EVALUACIÓN

IMPACTO

AMBIENTAL"

# HIDRO



# VOLCAN

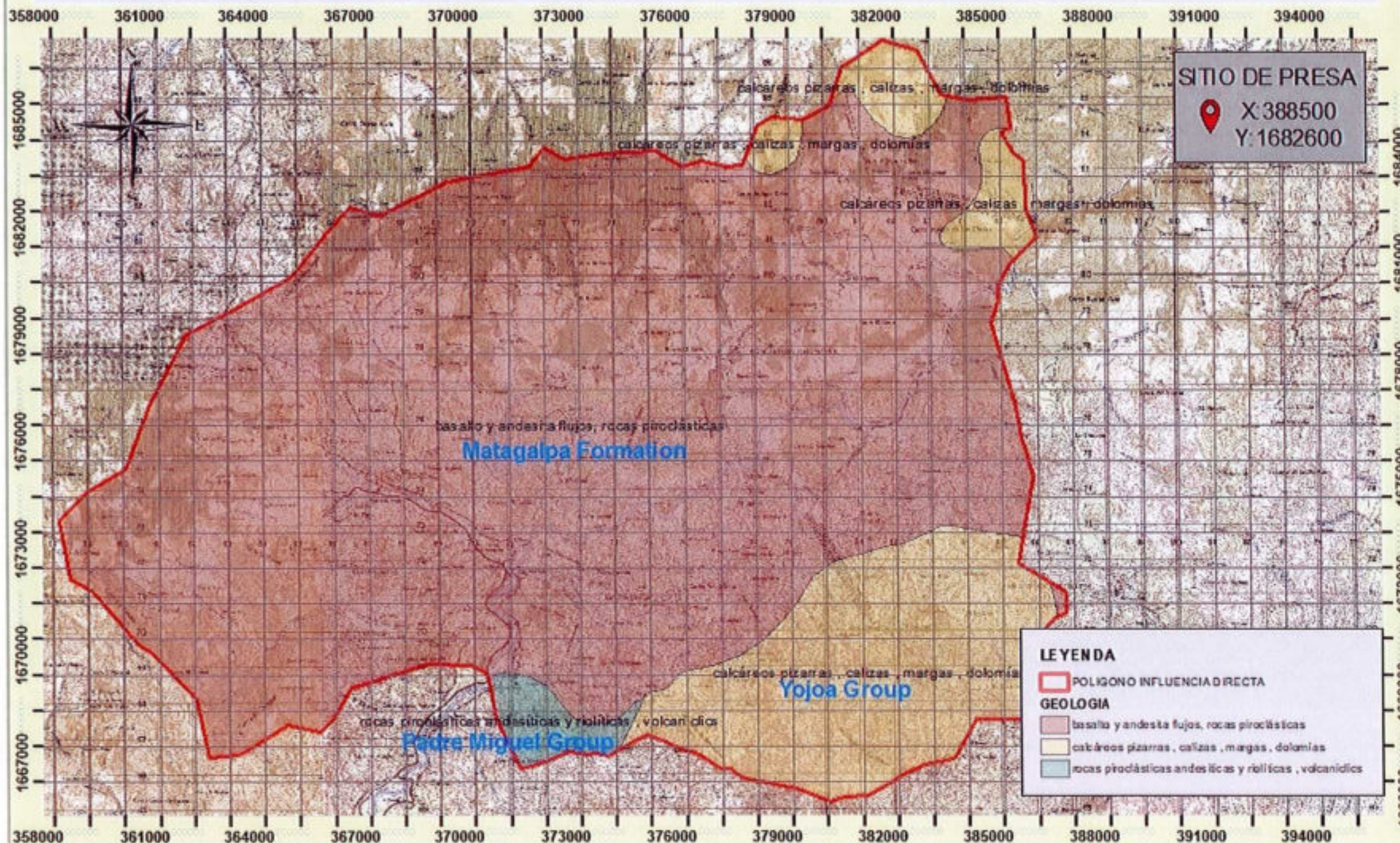
**"PROYECTO HIDROELÉCTRICO  
EL TORNILLITO"**

San Pedro Sula, Departamento de Cortes, Honduras C.A.  
Enero, 2018

<b>XXIV. ANEXOS.....</b>	<b>451</b>
<b>Anexo No. 1</b> Distribución Geológica de la Superficie del Embalse	
<b>Anexo No. 2</b> Mapeo Biofísico	
<b>Anexo No. 3</b> Reseña Fotográfica	
<b>Anexo No. 4</b> Instrumento Esquema de Evaluación de los Indicadores para el Monitoreo de la Biodiversidad	
<b>Anexo No. 5</b> Mapa de Sitios de Monitoreo Propuestos y Mapa de Sitios de Monitoreo Actual	
<b>Anexo No. 6</b> Publicación Periódico Mi Tierra "Sardinera"	
<b>Anexo No. 7</b> Juego de Mapas de las Diferentes Áreas de Inundación Generados por el efecto de la Cola del Embalse	
<b>Anexo No. 8</b> Listado de Comunidades Encuestadas	
<b>Anexo No. 9</b> Encuesta a los Pobladores	
<b>Anexo No. 10</b> Encuesta a los Alcaldes	
<b>Anexo No. 11</b> Estudios Realizados para la Factibilidad del Proyecto Hidroeléctrico El Tornillito	
<b>Anexo No. 12</b> Mapa de Ubicación del Proyecto Hidroeléctrico dentro de la Cuenca del Río Ulúa	
<b>Anexo No. 13</b> Mapas de Referencia	
<b>Anexo No. 14</b> Declaración Jurada	
<b>Anexo No. 15</b> Términos de Referencia	

Anexo No. 1  
Distribución Geológica de la Superficie del Embalse

# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.



## Ubicación Geográfica:



## Referencia Cartografica:

Coordenada:  
UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
Sistema Nacional  
de Información Territorial

Elaboro:  
Nelson E. Artica

Reviso y Aprobo:  
Ing. Cesar Pinel

Fecha:  
OCTUBRE-2017

Hoja Cartografica:  
1611

## LEYENDA

POLIGONO INFLUENCIA DIRECTA

## GEOLOGIA

basalto y andesita flujos, rocas piroclásticas

calcareos pizarras, calizas, margas, dolomias

rocas piroclásticas andesíticas y riolíticas, volcánicas

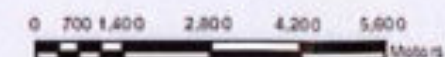
**MAPA (AID) DE GEOLOGIA**

UBICACION:

Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
Departamento de Cortes

OBSERVACIONES:

Escala: 1:150,000



Anexo No. 2  
Mapeo Biofisico

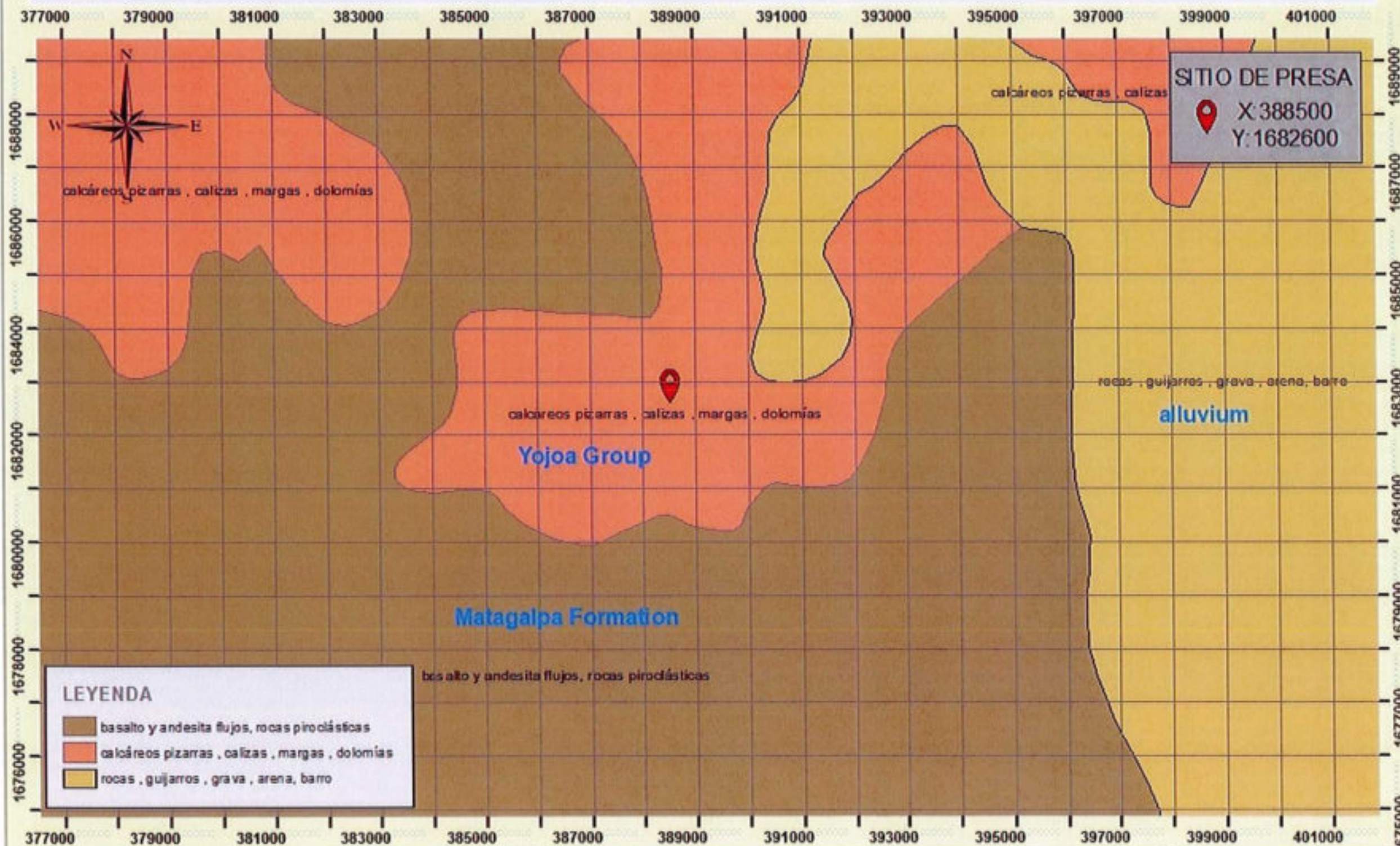
## Mapa Geológico

# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.

## Ubicacion Geografica:



**SITIO DE PRESA**  
 X: 388500  
 Y: 1682600



**LEYENDA**

	basalto y andesita flujos, rocas piroclásticas
	calcareos pizarras, calizas, margas, dolomías
	rocas, guijarros, grava, arena, barro

**Referencia Cartografica:**  
 Coordenada:  
 UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
 Sistema Nacional  
 de Informacion Territorial

Elaboro:  
 Nelson E. Arica

Reviso y Aprobo:  
 Ing. Cesar Pinel

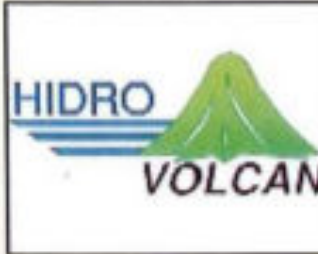
Fecha:  
 OCTUBRE-2017

**Hoja Cartografica:**  
 1611

**MAPA DE GEOLOGIA**

**UBICACION:**  
 Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
 Departamento de Cortes

**OBSERVACIONES:**  
 Escala: 1:100,000

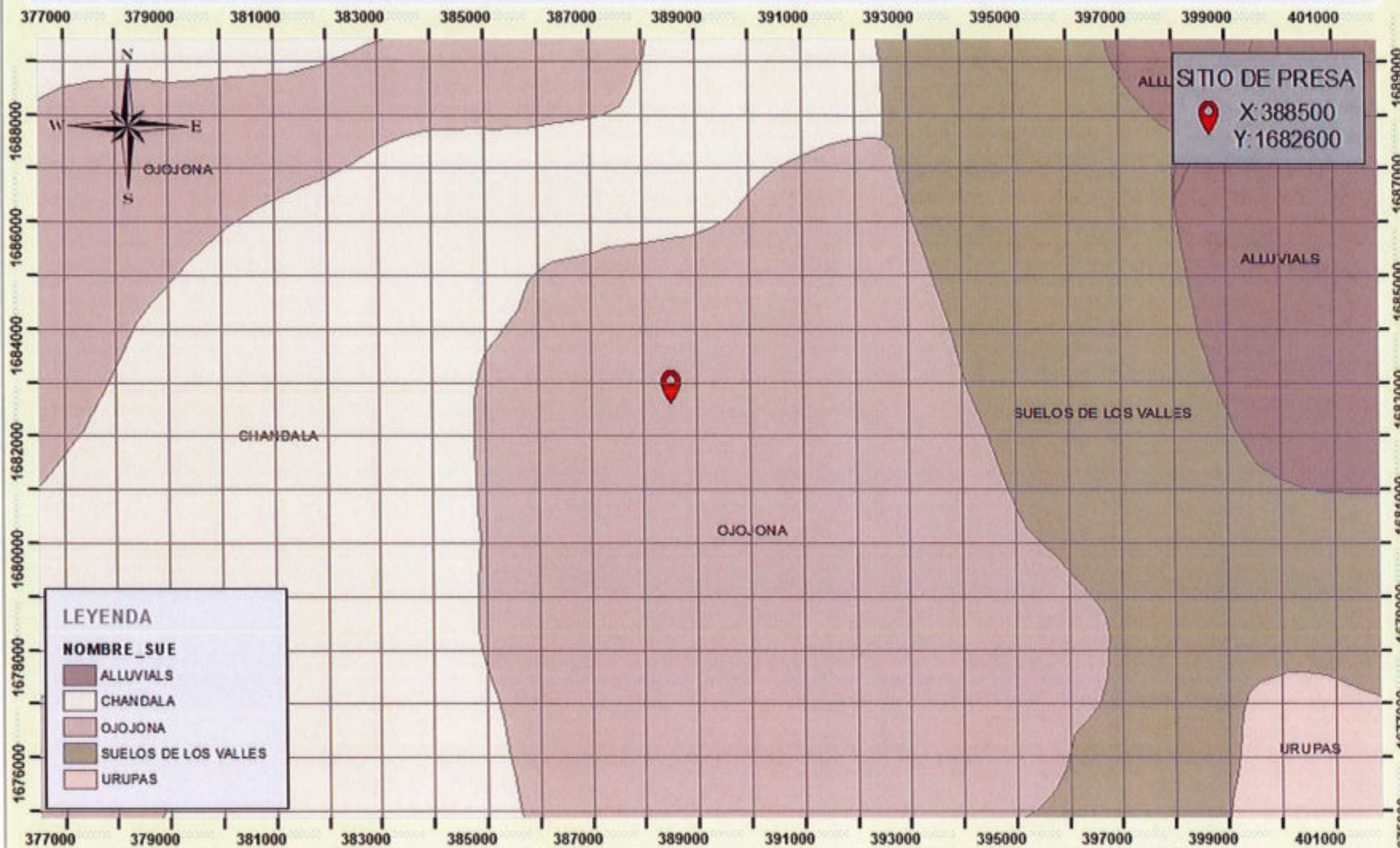


## Mapa de Suelos



# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.

## Ubicacion Geografica:



SITO DE PRESA  
X: 388500  
Y: 1682600

**LEYENDA**

NOMBRE_SUE	Color
ALLUVIALS	Dark Brown
CHANDALA	Light Pink
OJOJONA	Medium Brown
SUELOS DE LOS VALLES	Light Brown
URUPAS	Light Pink

**Referencia Cartografica:**  
Coordenada:  
UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
Sistema Nacional  
de Informacion Territorial

Elaboro:  
Nelson E. Arica

Reviso y Aprobo:  
Ing. Cesar Pinel

Fecha:  
OCTUBRE-2017

**Hoja Cartografica:**  
1611

**MAPA DE CLASIFICACION  
DE SUELOS S/SIMMONS C.**

**UBICACION:**  
Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
Departamento de Cortes

**OBSERVACIONES:**  
Escala: 1:100,000  
0 475 950 1,900 2,850 3,800  
Metros



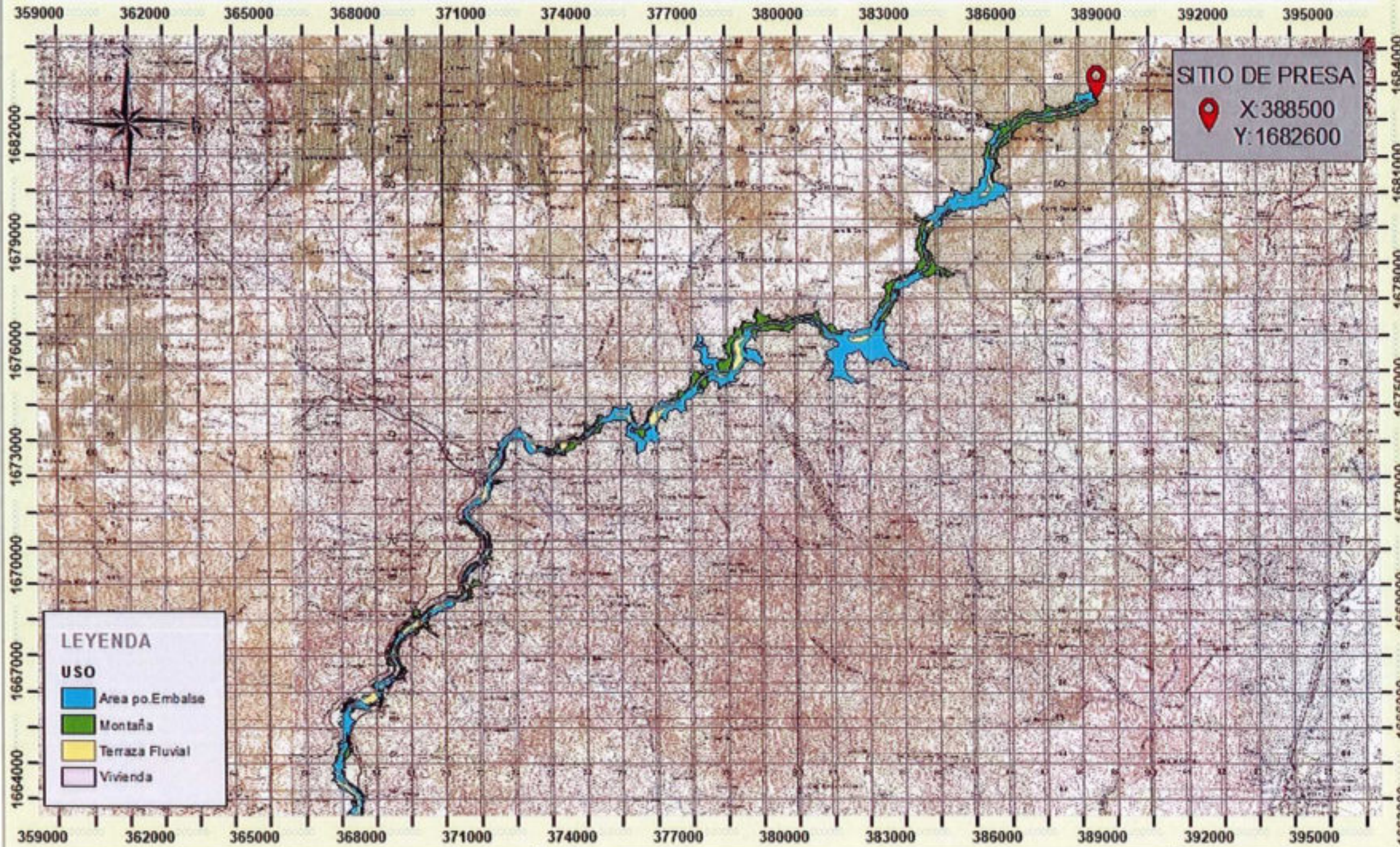
## Mapa Uso de Suelos

# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.

## Ubicacion Geografica:



SITIO DE PRESA  
X: 388500  
Y: 1682600



**LEYENDA**

**USO**

- Area po.Embalse
- Montaña
- Terraza Fluvial
- Vivienda

**Referencia Cartografica:**  
Coordenada:  
UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
Sistema Nacional  
de Informacion Territorial

Elaboro:  
Nelson E. Artica

Reviso y Aprobo:  
Ing. Cesar Pinel

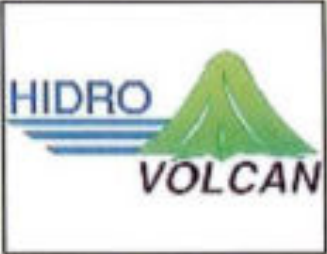
Fecha:  
OCTUBRE-2017

**Hoja Cartografica:**  
1611

**MAPA DE USO  
DE SUELOS**

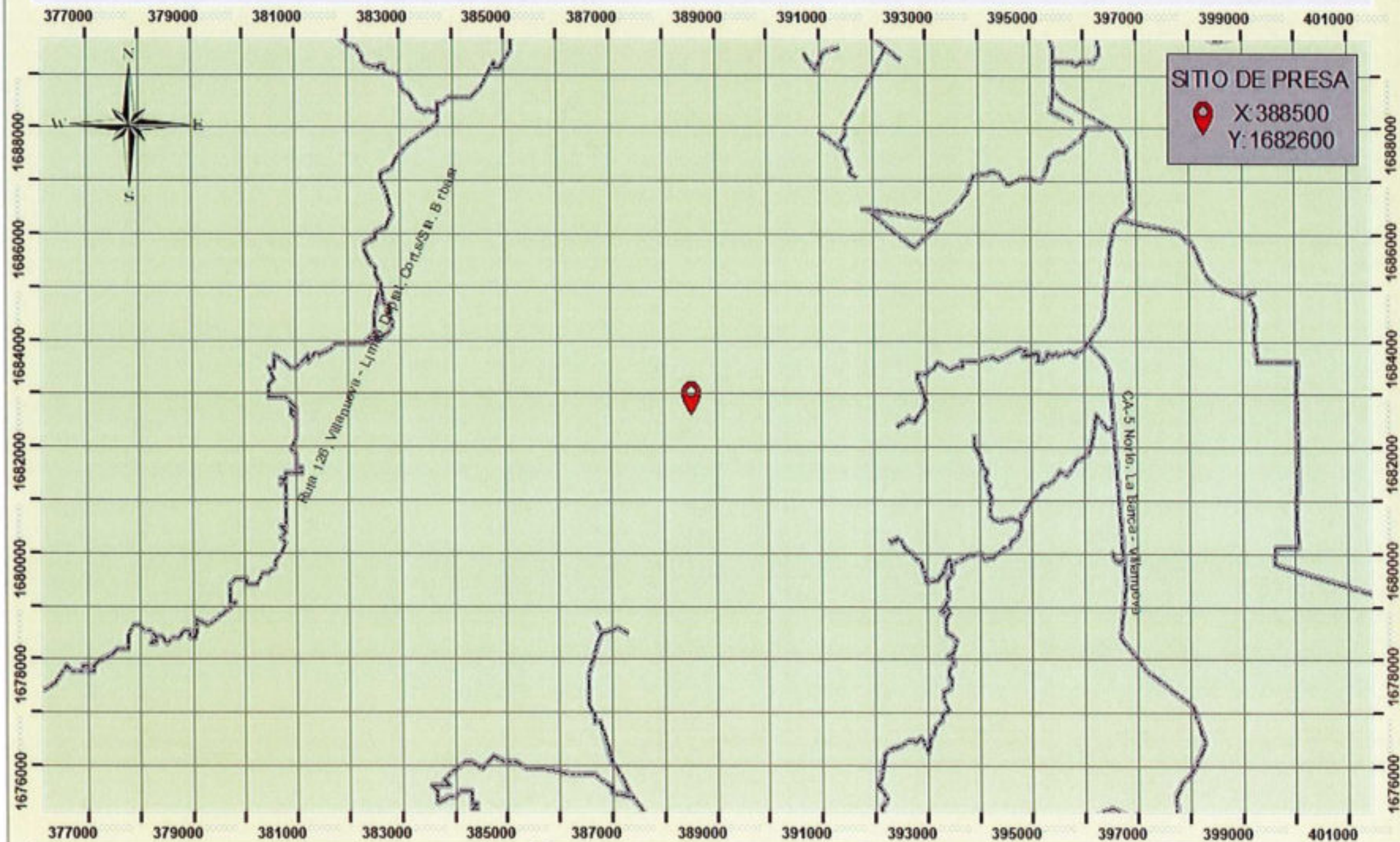
**UBICACION:**  
Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
Departamento de Cortes

**OBSERVACIONES:**  
Escala: 1:100,000  
0 700 1.400 2.800 4.200 5.600  
Metros



## Mapa de Calles y Accesos

# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.



## Ubicación Geográfica:



## Referencia Cartografica:

Coordenada:  
UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
Sistema Nacional  
de Información Territorial

Elaboro:  
Nelson E. Artica

Reviso y Aprobo:  
Ing. Cesar Pinel

Fecha:  
OCTUBRE-2017

Hoja Cartografica:  
1611

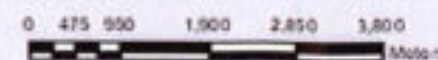
**MAPA DE CALLES  
Y ACCESOS**

UBICACION:

Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
Departamento de Cortes

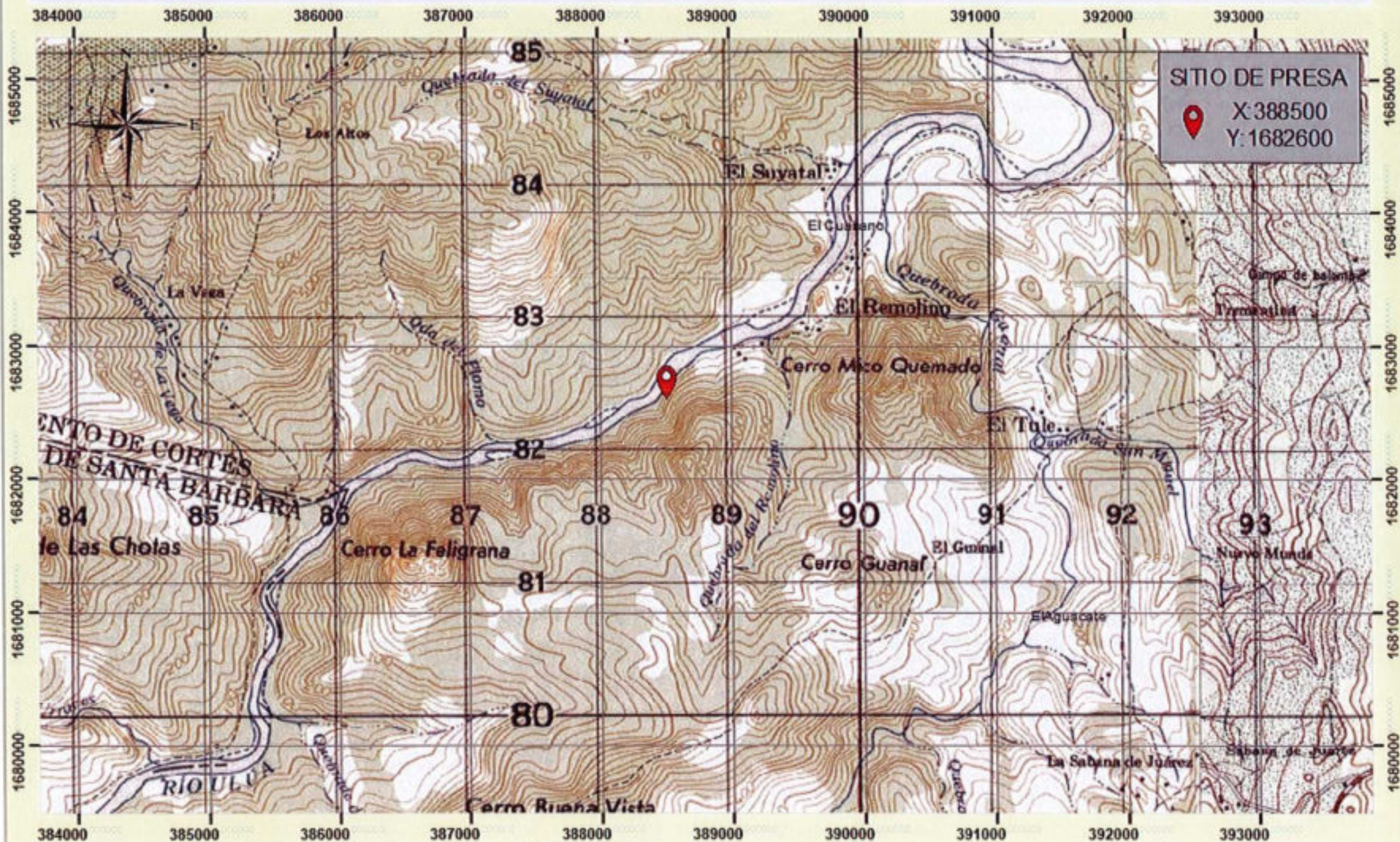
OBSERVACIONES:

Escala: 1:100,000



## Mapa de Ubicación Geográfica

# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.



## Ubicacion Geografica:



## Referencia Cartografica:

Coordenada:  
UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
Sistema Nacional  
de Informacion Territorial

Elaboro:  
Nelson E. Artica

Reviso y Aprobo:  
Ing. Cesar Pinel

Fecha:  
OCTUBRE-2017

Hoja Cartografica:  
1611

## MAPA DE UBICACION GEOGRAFICA

UBICACION:  
Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
Departamento de Cortes

OBSERVACIONES:  
Escala: 1:40,000  
0 150 300 450 600 750 900 1.050 1.200  
Metros



## Mapa Zonas de Riesgos

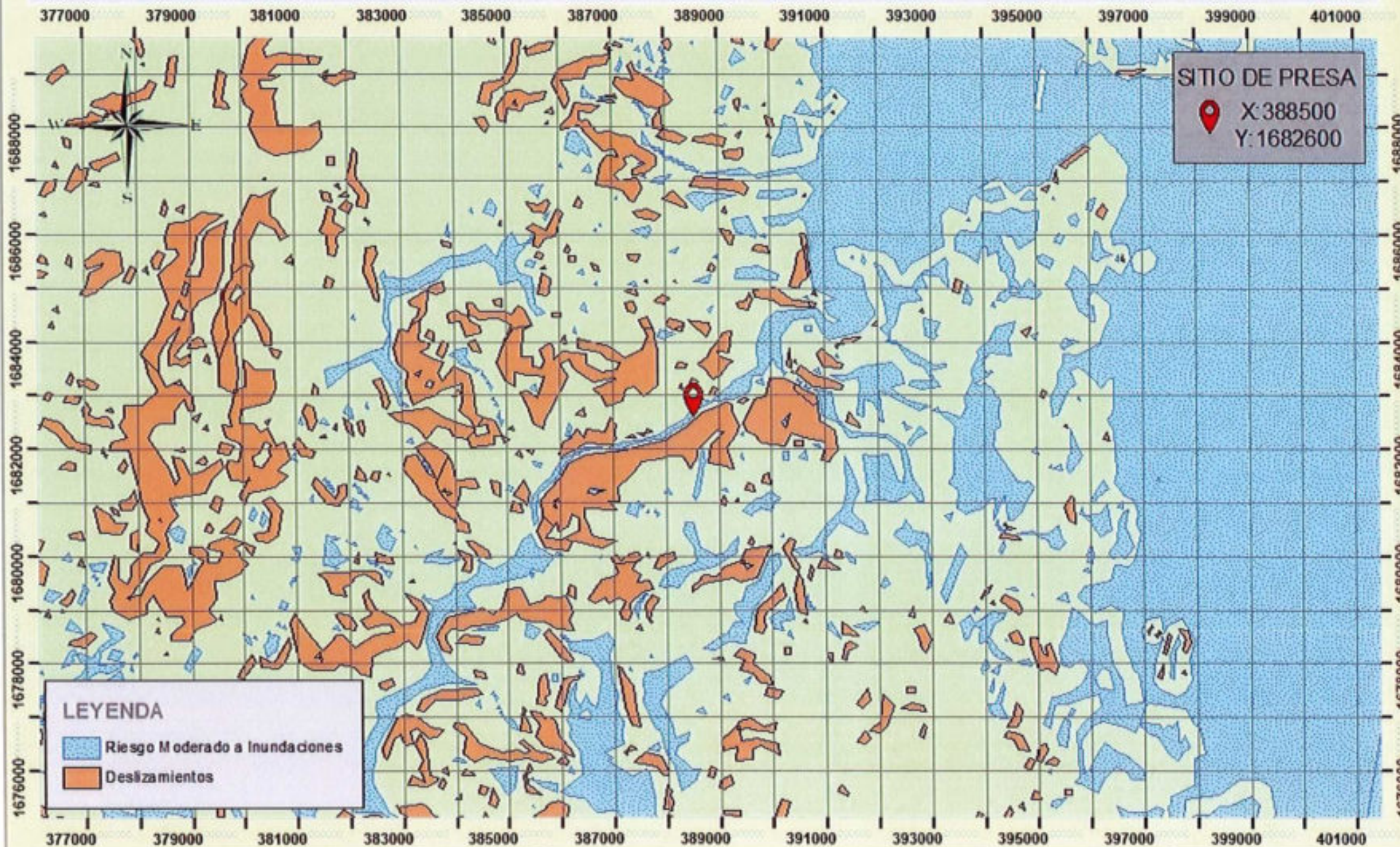


# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.

## Ubicacion Geografica:



SITIO DE PRESA  
X: 388500  
Y: 1682600



**LEYENDA**  
Riesgo Moderado a Inundaciones  
Deslizamientos

## Referencia Cartografica:

Coordenada:  
UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
Sistema Nacional  
de Informacion Territorial

Elaboro:  
Nelson E. Arica

Reviso y Aprobo:  
Ing. Cesar Pinel

Fecha:  
OCTUBRE-2017

Hoja Cartografica:  
1611

## MAPA DE RIESGOS

UBICACION:  
Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
Departamento de Cortes

OBSERVACIONES:  
Escala: 1:100,000  
0 475 950 1,900 2,850 3,800  
Metros



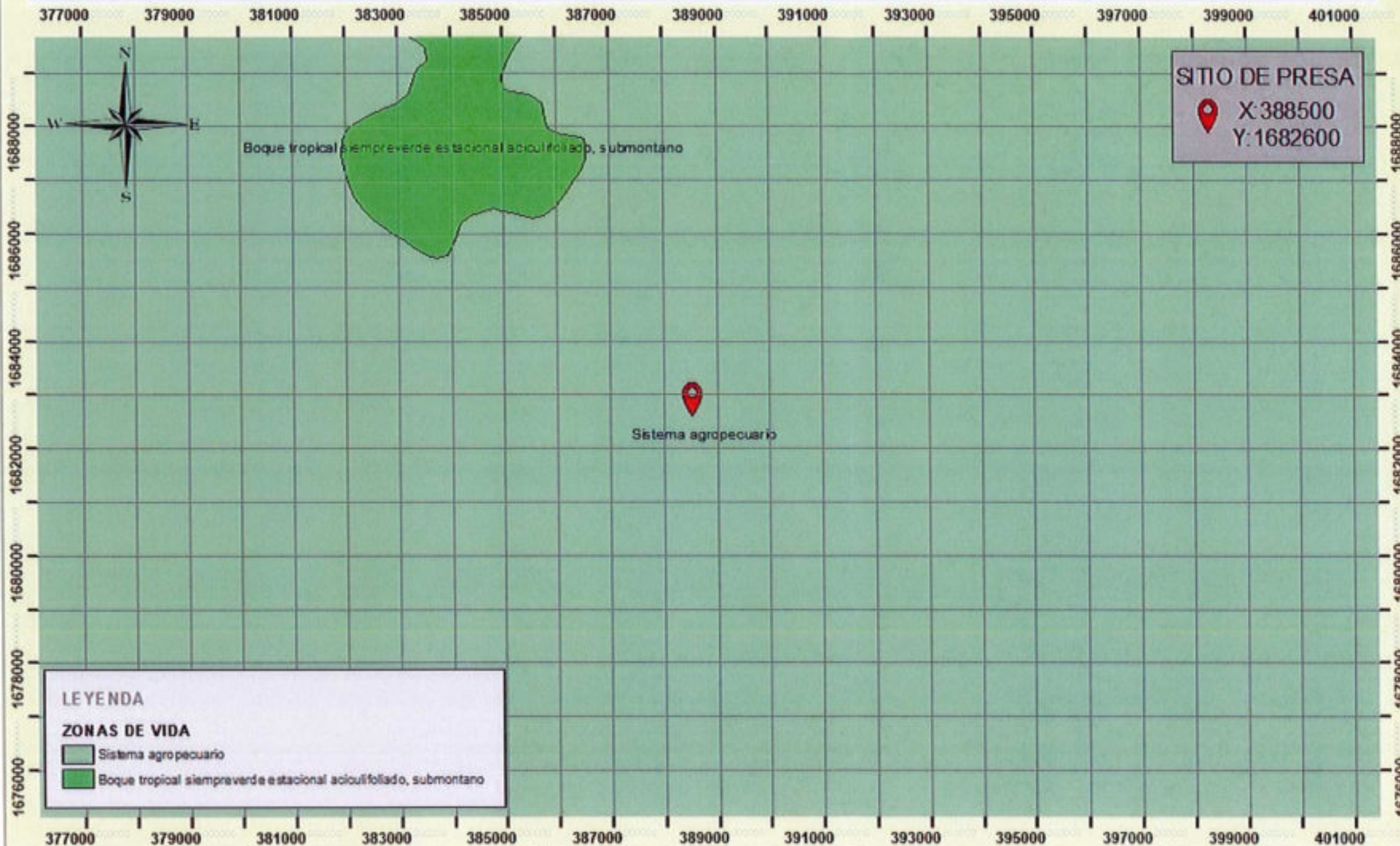
## Mapa de Ecosistemas

# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.

## Ubicacion Geografica:



SITIO DE PRESA  
X: 388500  
Y: 1682600



### LEYENDA

#### ZONAS DE VIDA

- Sistema agropecuario
- Boque tropical siempreverde estacional aciculifoliado, submontano

### Referencia Cartografica:

Coordenada:  
UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
Sistema Nacional  
de Información Territorial

Elaboro:  
Nelson E. Artica

Reviso y Aprobo:  
Ing. Cesar Pinel

Fecha:  
OCTUBRE-2017

Hoja Cartografica:  
1611

## MAPA DE ZONAS DE VIDA

### UBICACION:

Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
Departamento de Cortes

### OBSERVACIONES:

Escala: 1:100,000

0 475 950 1900 2850 3800  
Metros



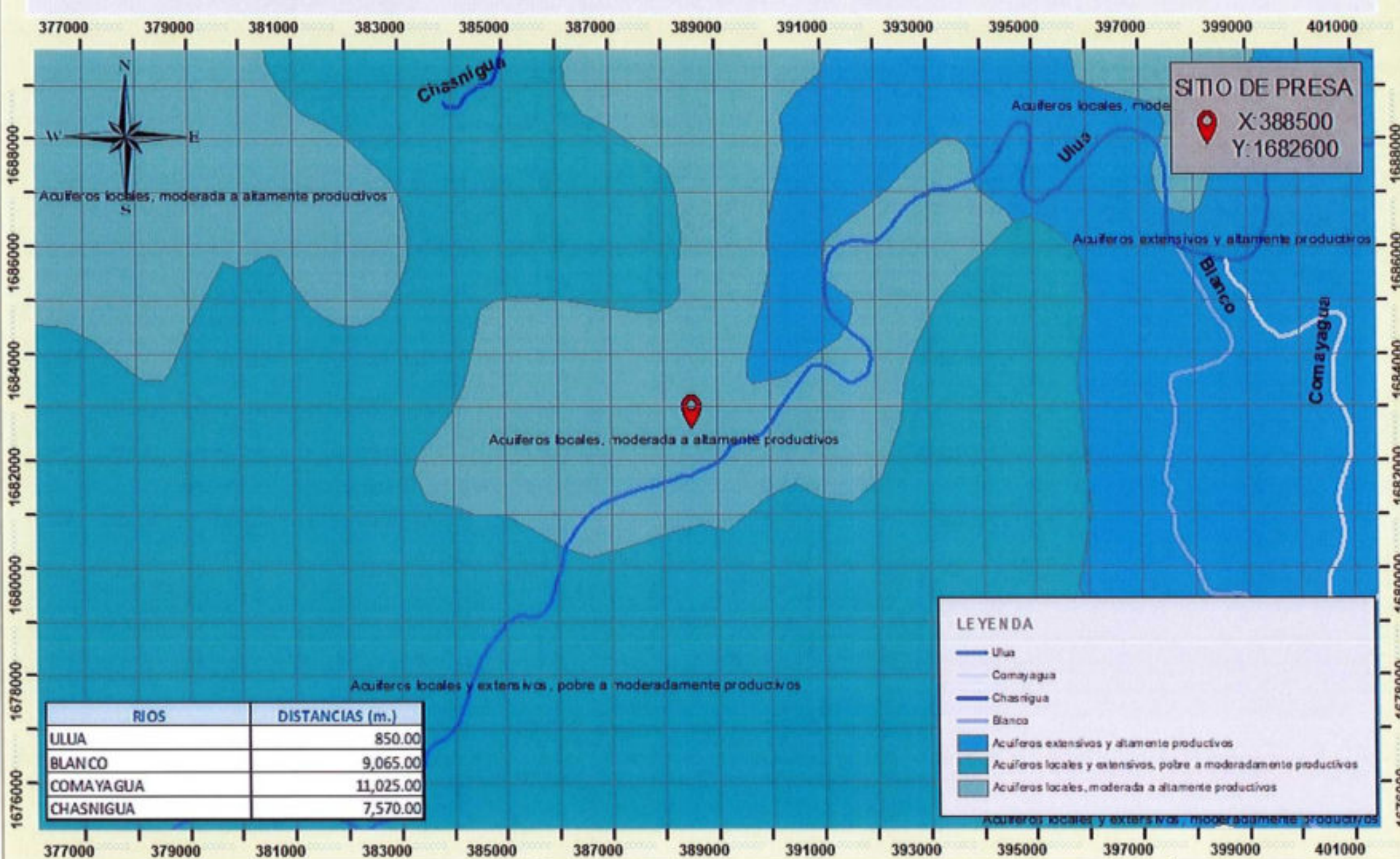
## Mapa Hidrogeológico

# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.

## Ubicacion Geografica:



**SITO DE PRESA**  
 X: 388500  
 Y: 1682600



RIOS	DISTANCIAS (m.)
ULUA	850.00
BLANCO	9,065.00
COMAYAGUA	11,025.00
CHASNIGUA	7,570.00

**LEYENDA**

- Ulúa
- Comayagua
- Chasnigua
- Blanco
- Acuíferos extensivos y altamente productivos
- Acuíferos locales y extensivos, pobre a moderadamente productivos
- Acuíferos locales, moderada a altamente productivos

**Referencia Cartografica:**  
 Coordenada:  
 UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
 Sistema Nacional  
 de Información Territorial

Elaboro:  
 Nelson E. Artica

Reviso y Aprobo:  
 Ing. Cesar Pinel

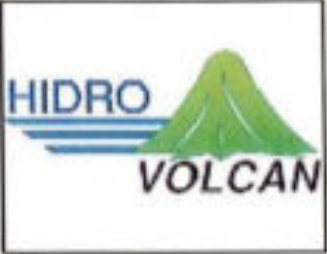
Fecha:  
 OCTUBRE-2017

**Hoja Cartografica:**  
 1611

## MAPA DE HIDROGRAFIA e HIDROGEOLOGIA

**UBICACION:**  
 Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
 Departamento de Cortes

**OBSERVACIONES:**  
 Escala: 1:100,000



## Mapa de Cobertura

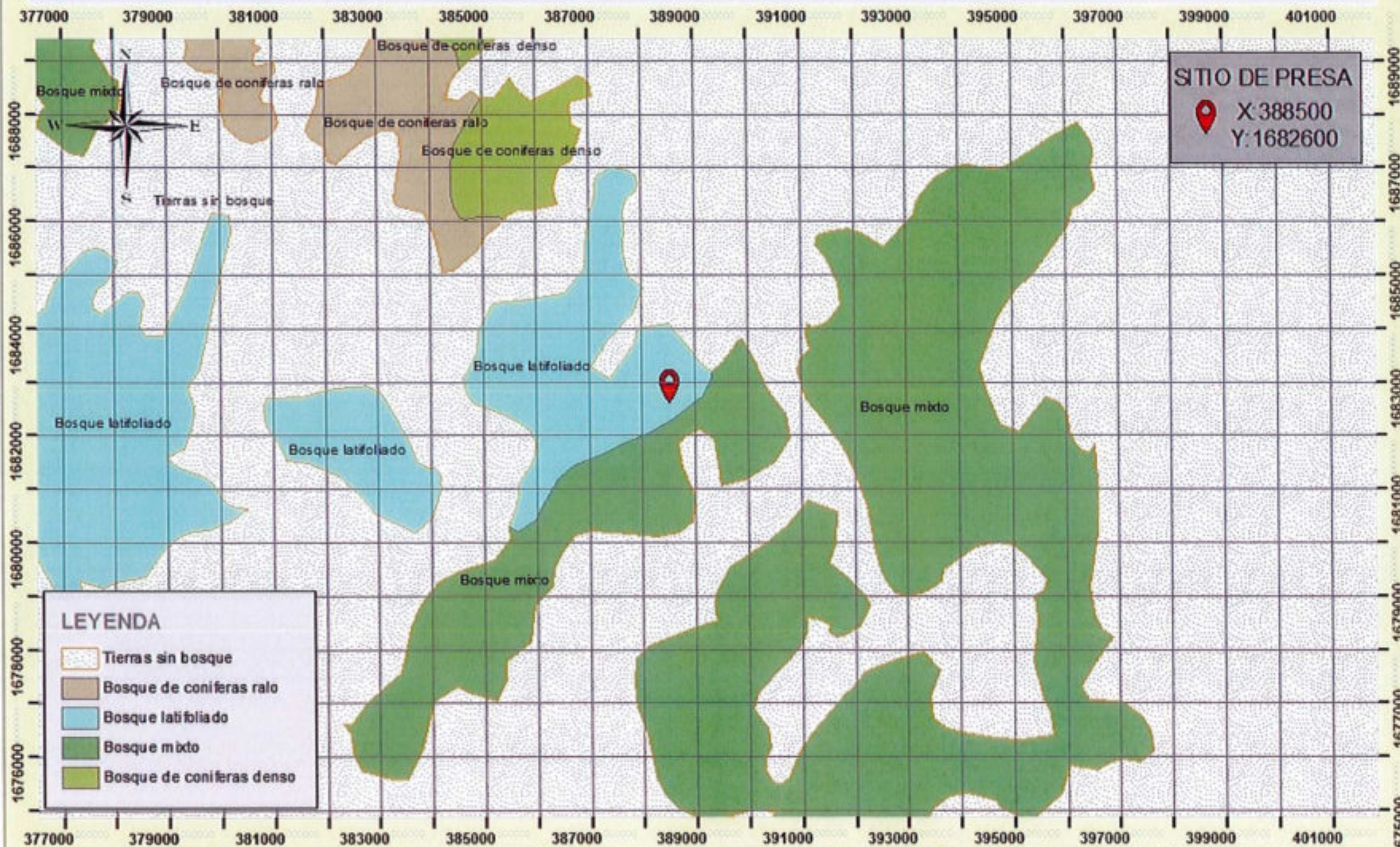
# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.

## Ubicacion Geografica:



SITO DE PRESA

X: 388500  
Y: 1682600



### LEYENDA

- Tierras sin bosque
- Bosque de coníferas ralo
- Bosque latifoliado
- Bosque mixto
- Bosque de coníferas denso

### Referencia Cartografica:

Coordenada:  
UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
Sistema Nacional  
de Información Territorial

Elaboro:  
Nelson E. Arica

Reviso y Aprobo:  
Ing. Cesar Pinel

Fecha:  
OCTUBRE-2017

Hoja Cartografica:  
1611

## MAPA FORESTAL

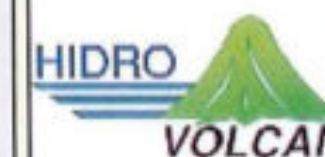
UBICACION:

Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
Departamento de Cortes

OBSERVACIONES:

Escala: 1:100,000

0 475 950 1.900 2.850 3.800  
Metros

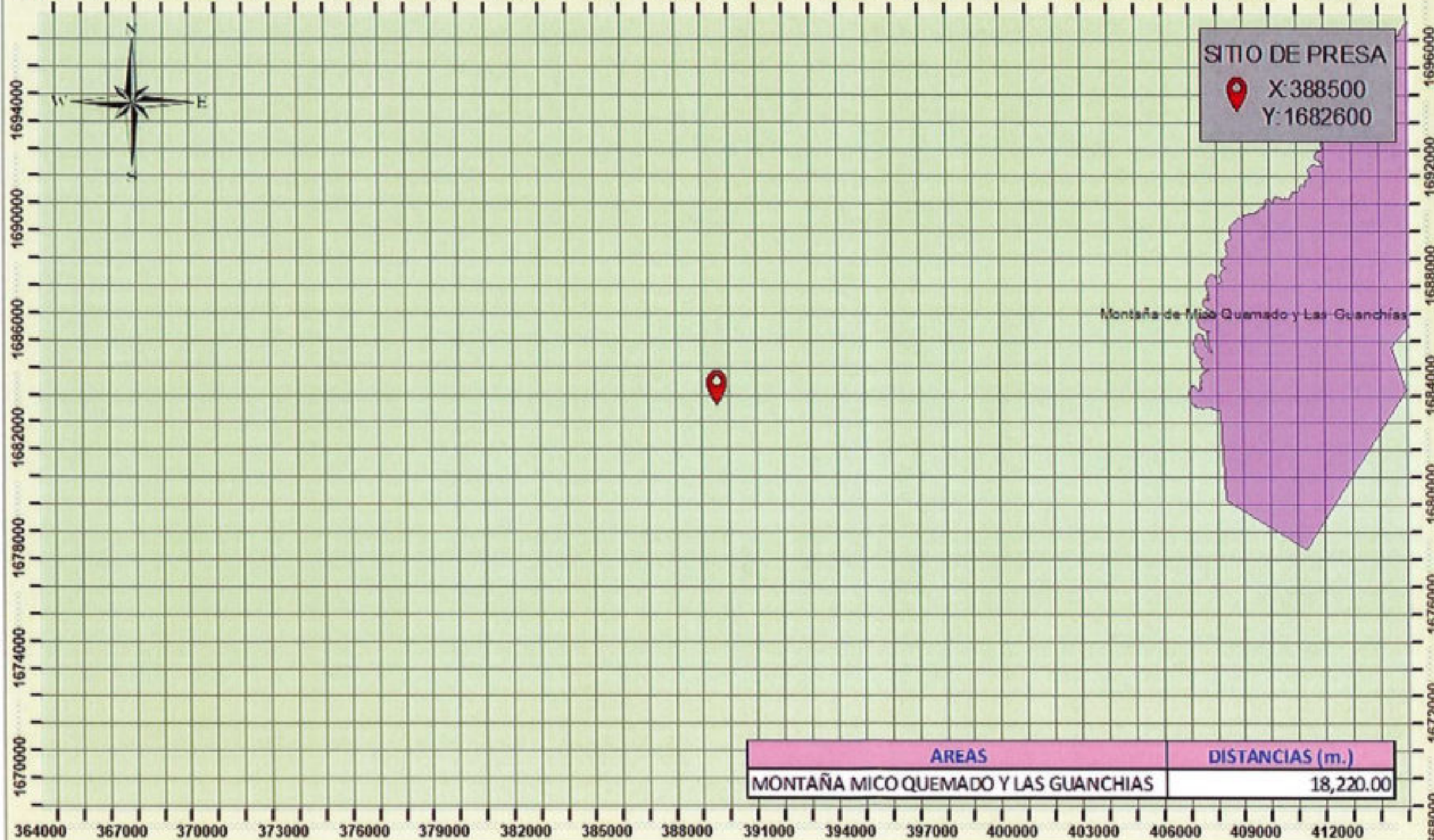


## Mapa Áreas Protegidas



# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.

364000 367000 370000 373000 376000 379000 382000 385000 388000 391000 394000 397000 400000 403000 406000 409000 412000



**SITIO DE PRESA**  
 X:388500  
 Y:1682600

Montaña de Mico Quemado y Las Guanchias

AREAS	DISTANCIAS (m.)
MONTAÑA MICO QUEMADO Y LAS GUANCHIAS	18,220.00

## Ubicacion Geografica:



## Referencia Cartografica:

Coordenada:  
 UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
 Sistema Nacional de Información Territorial

Elaboro:  
 Nelson E. Artica

Reviso y Aprobo:  
 Ing. Cesar Pinel

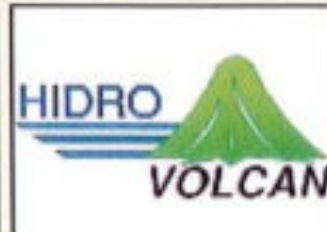
Fecha:  
 OCTUBRE-2017

**Hoja Cartografica:**  
 1611

## MAPA DE AREAS PROTEGIDAS

UBICACION:  
 Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
 Departamento de Cortes

OBSERVACIONES:  
 Escala: 1:200,000



Anexo No. 3  
Reseña Fotográfica de la Flora, Fauna Silvestre y Ecosistemas de  
los Alrededores del Río Ulúa

RESEÑA FOTOGRÁFICA DE LA FLORA, FAUNA SILVESTRE Y ECOSISTEMAS DE LOS ALREDEDORES DEL RÍO ULÚA EN LOS DEPARTAMENTOS DE SANTA BÁRBARA Y CORTÉS, HONDURAS, SEPTIEMBRE 2017

- Río Sesecapa con vegetación riparia y Alzacolita alimentándose sobre las rocas



- Río Blanco sucesión de vegetación, extracción de nidada de iguana verde a orillas del Río Ulúa



- Playón Concepción del Norte con playón de arena (izq.) y rocas (derecha), y puente hamaca en Río Ulúa



- Mariposa amarilla y caracol jute en el Río Ulúa, dos especies de chileros en el bosque ripario del Río Ulúa.



- Lagarjita rayada, rodales de encino y áreas con descombro para agricultura, Concepción del Norte



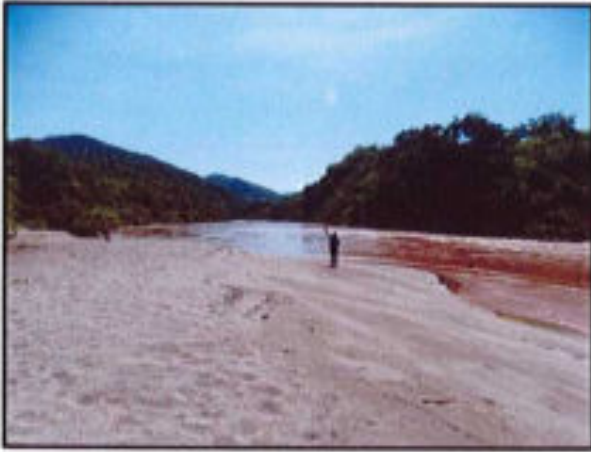
- Árbol de encino Concepción del Norte, y árbol de roble en Villanueva, Cortés



- Árbol de jobo Spondias y árbol de cedro alrededores de Concepción del Norte



- Playón de arena y aguas con sedimentos por la crecida del Río Ulúa en Concepción del Norte. Golondrina verde a orillas del río Ulúa



- Mariposa arenera y parche de bosque remanente original existente la cuenca del Río Ulúa



- Lagartija rayada adornada y árbol de indio desnudo alrededores del río Ulúa



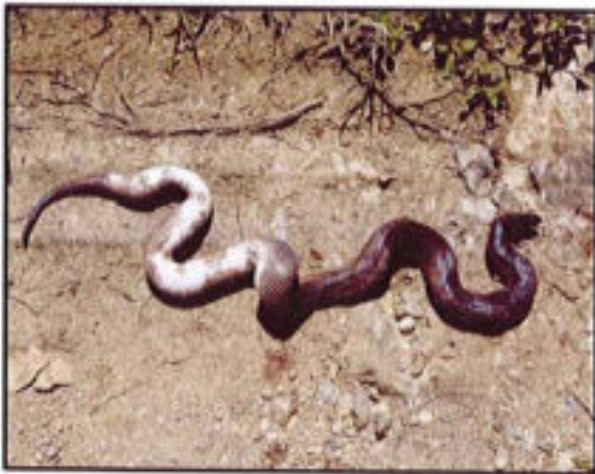
- Perico frente dorada o maicero y la cigüeña americana en la cuenca del Río Ulúa



- Sapo del Atlántico e iguanato de la camada recién nacida en la cuenca del Río Ulúa



- Cadaver Culebra sumbamica y chachalaca en árbol de guama, cuenca del Río Ulúa





- Garrobo de cerro



Huella de nutria playon rio Ulua H. La Cueva





Cheto o conguito



juvenil de machaca



Chimbola o bubucha



Chacalin o Cholaica



Juvenil de Kan fish



Muestreo con atarralla rio Ulua



Anexo No. 4  
Instrumento Esquema de Evaluación de los Indicadores para  
el Monitoreo de la Biodiversidad

**INSTRUMENTO: ESQUEMA DE SEGUIMIENTO Y EVALUACIÓN DE LOS INDICADORES DE RESULTADO DE LAS ACTIVIDADES DEL MONITOREO BIOLÓGICO**

Actividades del Plan de Acción Ambiental (Monitoreo Biológico)	Indicadores claves de desempeño	Línea Base Ambiental	MEDIO DE VERIFICACION EXPANDIDO													
			Medio de Verificación	Fuente de Información	Método para recolectar datos	Responsable la ejecución	Método para analizar los datos	Frecuencia	Aplicación Años de aplicación: fecha de inicio y finalización	Forma de reportar (nota, reporte escrito, presentación oral, etc.	Circulación (utilidad que requiere la información)	% de cumplimiento de la actividad	Resultado o cambio	Ejecución Financiera	Costo de la Medición (Lps)	
Manejo de Fauna	Fauna por grupo Taxonómico	Estudio de Biodiversidad Noviembre de 2017	Fotografías, guías de identificación de especies.  Listado de especies.	Primaria por el proyecto	Método Directo	HidroVolcan (MASS)	Índice Abundancia relativa de especies.  No. De individuos por área				Informe escrito y Bitácora Ambiental,  Lista de comprobación	Efectividad de la selección de los indicadores y Funcionabilidad de las medidas ambientales implementadas para la toma de decisiones.	100%__  Otro__	Liberación de fauna local, o No. De individuos liberados	100%__  Otro__	
	Ictiofauna y macroinvertebrados	Monitoreo biológico 2017	Fotografías, y Listado de especies.	Línea de Base ambiental del proyecto	Método Directo	HidroVolcan (MASS), pescadores locales	Índice Abundancia relativa de especies.	Cada 6 meses	2018-2020		Informe escrito y Lista de comprobación	Idem al anterior	100%__  Otro__			
	Reptiles	Monitoreo biológico 2018-2020	Fotografías, y Listado de especies.	Estudio de Biodiversidad	Método Directo	HidroVolcan (MASS)  pescadores locales	Índice Abundancia relativa de especies.	Una vez por año	2018-2020		Informe escrito y Lista de comprobación	Idem al anterior	100%__  Otro__	No. De individuos liberados	100%__  Otro__	
	Aves	Monitoreo biológico 2018-2020	Fotografías, y Listado de especies.	Estudio de Biodiversidad	Método Directo	HidroVolcan (MASS)  Escuelas y patronatos	Índice Abundancia relativa de especies.	Una vez por año	2018-2020		Informe escrito y Lista de comprobación	Idem al anterior	100%__  Otro__			
	Mamíferos	Monitoreo biológico 2018-2020	Fotografías, y Listado de especies.	Estudio de Biodiversidad	Método Directo	HidroVolcan (MASS), propietarios de bosques ICF	Índice Abundancia relativa de especies.	Una vez por año	2018-2020		Informe escrito y Lista de comprobación	Idem al anterior	100%__  Otro__			
Manejo de Hábitat	Determinación y seguimiento de los nuevos sitios de s)	Estudio de Biodiversidad			Método mixto								100%__  Otro__		100%__  Otro__	

		octubre 2017	Area total en m cuadrados o kms	Primaria por el proyecto	Método directo, definición de coordenadas geográficas por parcelas, y método descriptivo del medio.	HidroVolcan (MASS)	Índice Abundancia relativa de especies.  No. De individuos por área	1 vez por año		Conteo anual de Informe escrito y Bitácora Ambiental, Lista de comprobación	Efectividad de la selección de los indicadores y Funcionabilidad de las medidas ambientales implementadas para la toma de decisiones.		Nuevos sitios de nidificación para.  Nuevos sitios		
Reforestación	No. de árboles sembrados por con especies locales como:	Estudio de Biodiversidad septiembre 2017	Area total en m cuadrados o km.	Primaria por el proyecto	Método directo	HidroVolcan (MASS)	No. De individuos y sobrevivencia por área  Índice Abundancia relativa de especies	1 vez por año	1-5 años	Informe escrito y Bitácora Ambiental, Lista de comprobación	Efectividad de la selección de los indicadores y Funcionabilidad de las medidas ambientales implementadas para la toma de decisiones.  Empresa	100%__ Otro__	Compensación 3 árboles sembrados por cada uno cortado por efectos de inundación del embalse. Énfasis en las dos especies	100%__ Otro__	
Educación y gestión Ambiental	Establecimiento de una oficina de atención a la comunidad sobre quejas del proyecto.  No. De charlas de Instrucción a todo el personal que labora en el proyecto sobre la gestión ambiental del proyecto.	Plan de Acción /estrategia de Conservación 2018-2020	Fotografías ayuda memoria, listado de participantes	Primaria por el proyecto	Reuniones, charlas talleres	HidroVolcan (MASS)	N/A	1 vez por año	2017	Bitácora Ambiental, Lista de comprobación	Efectividad de la selección de los indicadores y Conocimiento del personal y la comunidad del proyecto y su responsabilidad hacia el ambiente	100%__ Otro__	Cambio en la conciencia ambiental de trabajadores y comunidad	100%__ Otro__	

Control y Seguimiento	Verificación del cumplimiento del plan. Sistematización de la información del Plan.	Plan de Acción enero 2018	Fotografías ayuda memoria, listado de participantes	Primaria por el proyecto	Método Directo Reuniones	HidroVolcan (MASS)	Auditoría Ambiental	Una vez por año.	Cada seis meses en el caso de ictiofauna y 1 vez por año macrofauna	Informe escrito	Efectividad de la selección de los indicadores y funcionalidad de las medidas ambientales implementadas	100%__ Otro__	Ajustes al plan	100%__ Otro__	

Anexo No. 5  
Mapa de Sitios de Monitoreo Propuesto y Mapa de Sitios de  
Monitoreo Actual

## Mapa de Sitios de Monitoreo Propuestos

# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.

## Ubicacion Geografica:



### SITIO DE PRESA



X: 388500  
Y: 1682600

### LEYENDA

#### Monitoreo de biodiversidad

- El Diviso
- El Sardinero, río Uluá Chindao
- Hacienda la cueva
- La Hacienda, Río Uluá
- Limón
- Playón Río Uluá en Concepción del Norte
- Playón Río Uluá en El Guanito, aldea El Carrón
- Puente de Hamaca Chinda Río Uluá
- Obda. Cececapa
- Obda. Concordia
- Rápidos Río Uluá 87 m
- Río Uluá

### Referencia Cartografica:

Coordenada:  
UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
Sistema Nacional  
de Información Territorial

Elaboro:  
Nelson E. Artica

Reviso y Aprobo:  
Ing. Cesar Pinel

Fecha:  
OCTUBRE-2017

Hoja Cartografica:  
1611

**MAPA DE PUNTOS DE  
INTERES PARA  
MONITOREO BIOLÓGICO**

UBICACION:

Proyecto Hidroeléctrico El Tornillito  
Departamento de Cortés

OBSERVACIONES:

Escala: 1:100,000

0 475 950 1,900 2,850 3,800  
Metros





## Mapa de Sitios de Monitoreo Actual

# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.

## Ubicacion Geografica:



## Referencia Cartografica:

Coordenada:  
UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
Sistema Nacional  
de Información Territorial

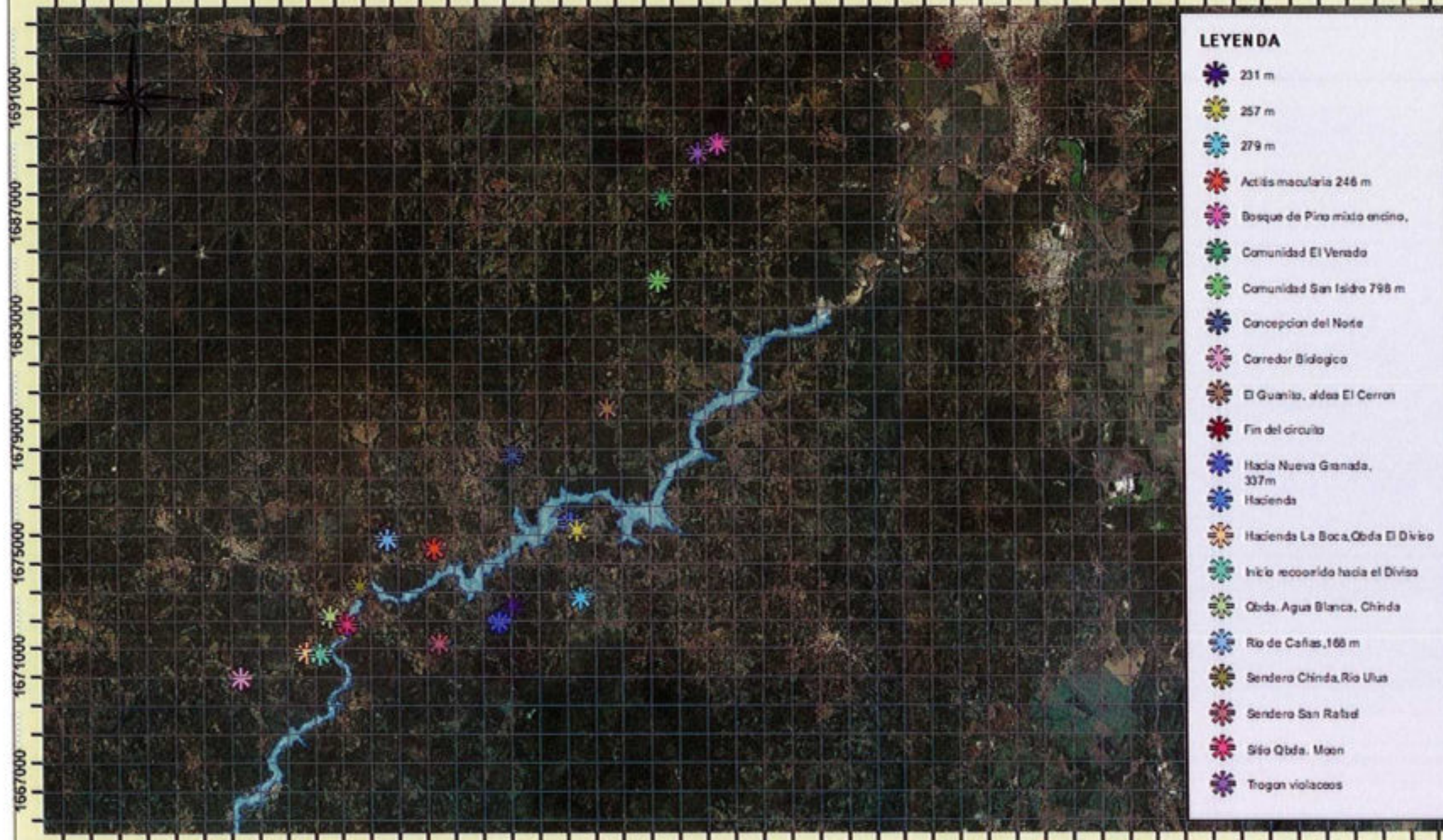
Elaboro:  
Nelson E. Artica

Reviso y Aprobo:  
Ing. Cesar Pinel

Fecha:  
OCTUBRE-2017

Hoja Cartografica:  
1611

361000 364000 367000 370000 373000 376000 379000 382000 385000 388000 391000 394000 397000 400000 403000 406000 409000



## LEYENDA

- 231 m
- 257 m
- 279 m
- Actiis macularia 248 m
- Bosque de Pino mixto encino,
- Comunidad El Venado
- Comunidad San Isidro 798 m
- Concepcion del Norte
- Corredor Biologico
- El Guanito, aldeas El Cerron
- Fin del circuito
- Hacia Nueva Granada, 337m
- Hacienda
- Hacienda La Boca, Qbda El Diviso
- Inicio recorrido hacia el Diviso
- Qbda. Agua Blanca, Chinda
- Rio de Cañas, 168 m
- Sendero Chinda, Rio Ulus
- Sendero San Rafael
- Sitio Qbda. Maon
- Trogon violaceos

1693000  
1689000  
1685000  
1681000  
1677000  
1673000  
1669000  
1665000

361000 364000 367000 370000 373000 376000 379000 382000 385000 388000 391000 394000 397000 400000 403000 406000 409000

**MAPA DE MONITOREO  
BIOLOGICO DE PUNTOS  
MUESTREO EFECTUADO**

## UBICACION:

Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
Departamento de Cortes

## OBSERVACIONES:

Escala: 1:200,000

0 950 1.900 3.800 5.700 7.600  
Metros

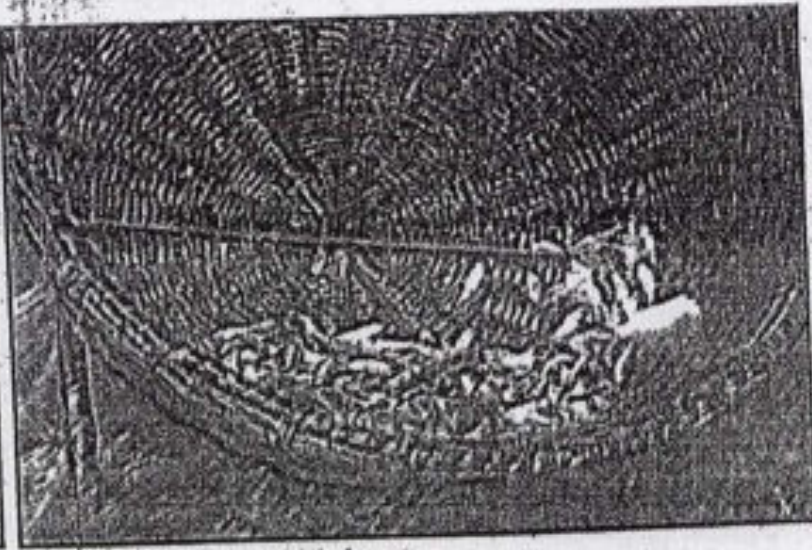


Anexo No. 6  
Publicación Periódico Mi Tierra "Sardinera"

# El Sardinero: Santuario natural de las sardinas



Cada Noviembre, las sardinas son esperadas por los pobladores.



Próximamente las sardinas caen del río al canasto.

La historia de la lluvia de peces "en Yuro", queda clara ante el fenómeno ocurrido en Chinda, Santa Bárbara en un año conocido como "El Sardinero", en el que salían miles y miles de sardinas para luego convertirse como en el masé caído del río.

El Sardinero, ubicado a un kilómetro de la cabecera municipal de Chinda se convierte en un santuario de sardinas plateadas, todas con un tamaño aproximado de una pulgada, las que en el mes de noviembre de cada año saltan en grandes cantidades.

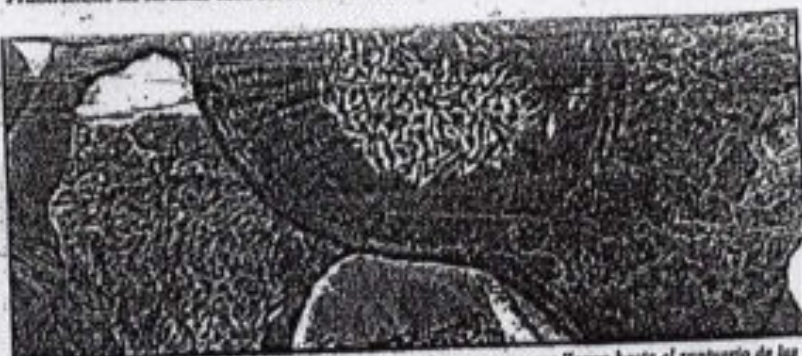
Pero la historia se vuelve más interesante al escuchar los pobladores de esta comunidad, los que creen que nadie debe vender las sardinas, porque entonces dejan de saltar, ya que ellos lo consideran como una bendición de Dios, que sirve de

alimento de todo el pueblo, por lo que no puede hacerse negocio, según la tradición de Agustín Herrera.

"Por haberlas vendido las sardinas dejaron de brincar dos años, pero cuando saltan es una fiesta completa y ocurre cuando calienta el sol y cuando el río no está muy crecido" afirma el señor Herrera. También explica que lo que si está permitido es cambiarlas por ropa o alimentos.

Por su parte, don Toribio Ríos Madrid, de 70 años expresa "eso pasa desde que yo era cipote y duraba hasta diciembre porque antes la gente compartía y no había tanto egoísmo como hoy y eran tantas las sardinas que traían los sacos en tranques y era una verdadera fiesta" explica el entrevistado.

"Es una alegría para el pueblo, como una bendición para



Son recolectadas en equipo y luego se comparten con las personas que llegan hasta el santuario de las sardinas, "El sardinero"

que uno sobreviva" continúa don Toribio y a la vez comenta que su padre que murió de 88 años los contaba que ese fenómeno ha ocurrido siempre.

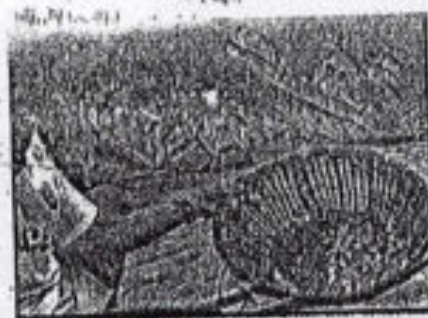
"Esos días se alborotan las sardinas, el viento y los peces" nos sigue explicando, ya que los

peces también llegan por las sardinas lo que muchos aprovechan a pescarlas, utilizando de carnada las diminutas plateadas.

Uno las identifica como sardinas y otros por "plateadas", las que al llegar a casa "se lavan bien, se les coloca netaja agria y

limón y se ensalan, luego se hornan en lata o tina o se doran en el comal o se filan con huevo" nos afirma doña Alida Petrona Medina.

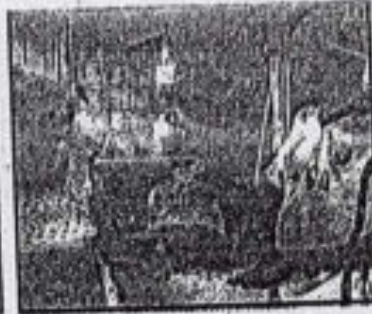
Los pobladores explican que las sardinas no filcan al haber presencia de peces cuando



Las sardinas, se cocinarían como "el masé" del río



Caminos a casa



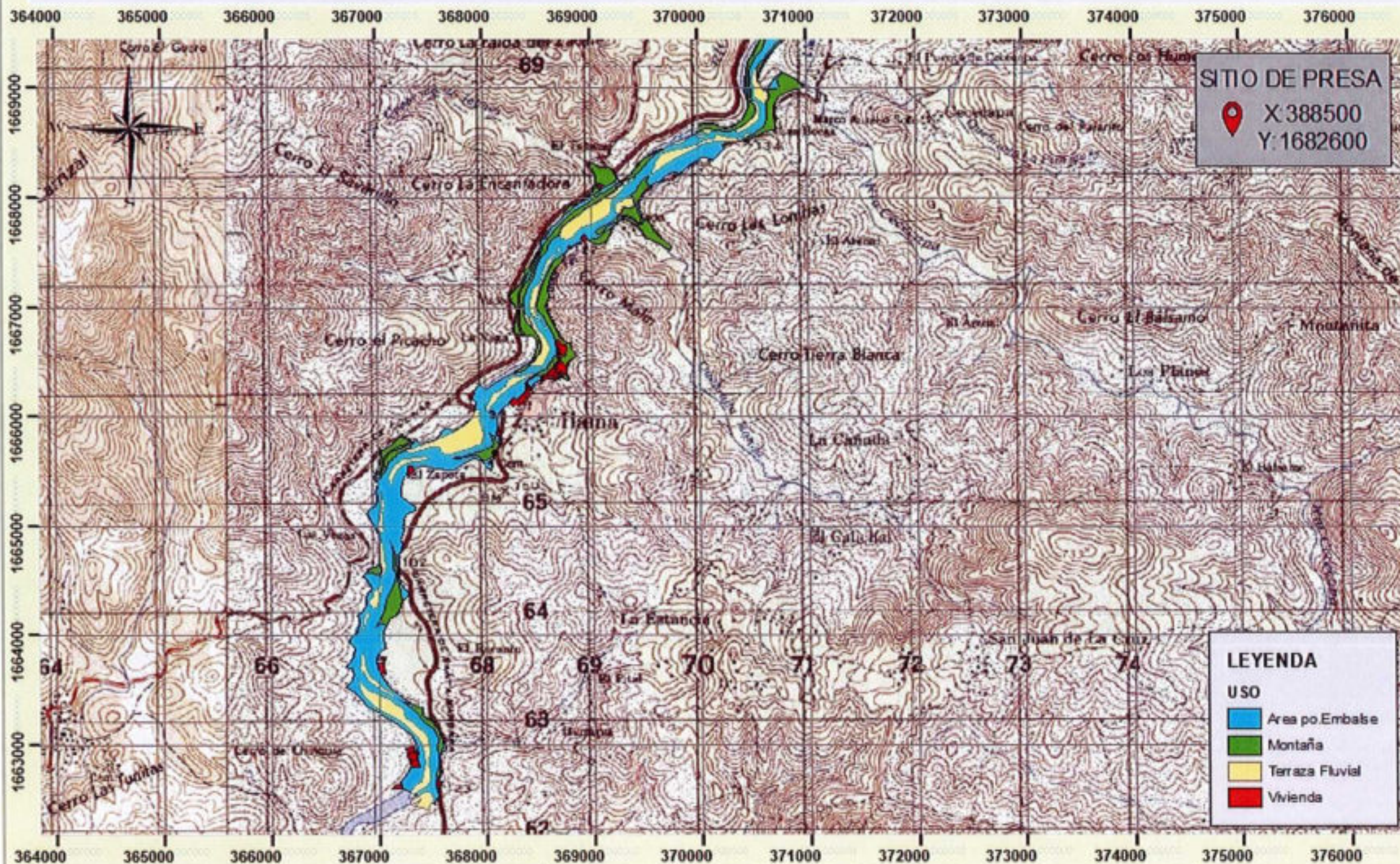
Llegan a la cocina.



Listas para ser el alimento exclusivo del día

Anexo No. 7  
Juego de Mapas de las Diferentes Áreas de Inundación  
Generados por el Efecto de la Cola del Embalse

# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.



**SITIO DE PRESA**  
 X 388500  
 Y: 1682600

- LEYENDA**
- USO**
- Area po. Embalse
  - Montaña
  - Terraza Fluvial
  - Vivienda

## Ubicacion Geografica:



## Referencia Cartografica:

Coordenada:  
 UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
 Sistema Nacional  
 de Información Territorial

Elaboro:  
 Nelson E. Artica

Reviso y Aprobo:  
 Ing. Cesar Pinel

Fecha:  
 OCTUBRE-2017

**Hoja Cartografica:**  
 1611

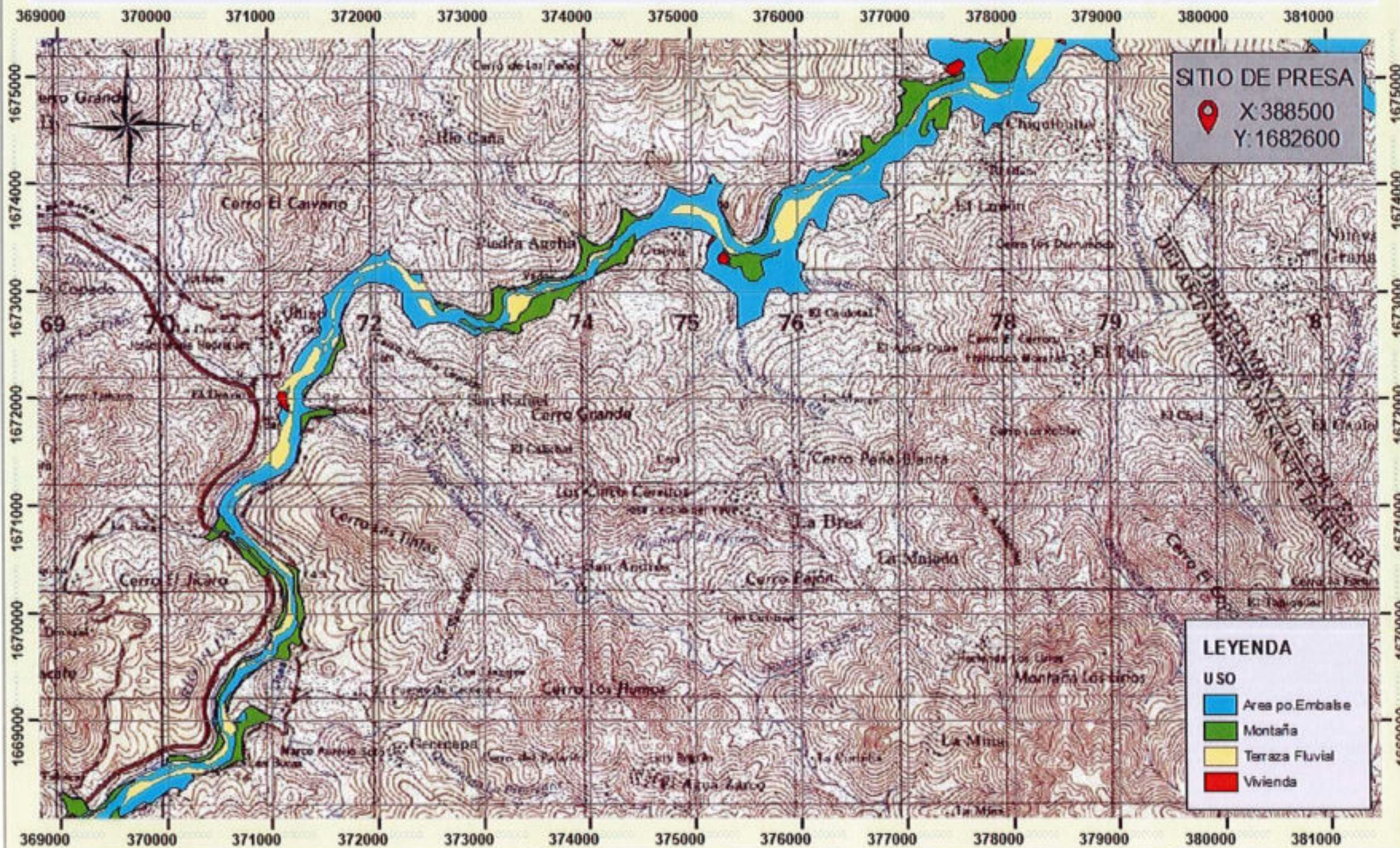
**MAPA DE COLA  
 DE INUNDACION**

**UBICACION:**  
 Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
 Departamanto de Cortes

**OBSERVACIONES:**  
 Escala: 1:50,000



# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.



## Ubicacion Geografica:



## Referencia Cartografica:

Coordenada:  
UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
Sistema Nacional  
de Información Territorial

Elaboro:  
Nelson E. Artica

Reviso y Aprobo:  
Ing. Cesar Pinel

Fecha:  
OCTUBRE-2017

Hoja Cartografica:  
1611

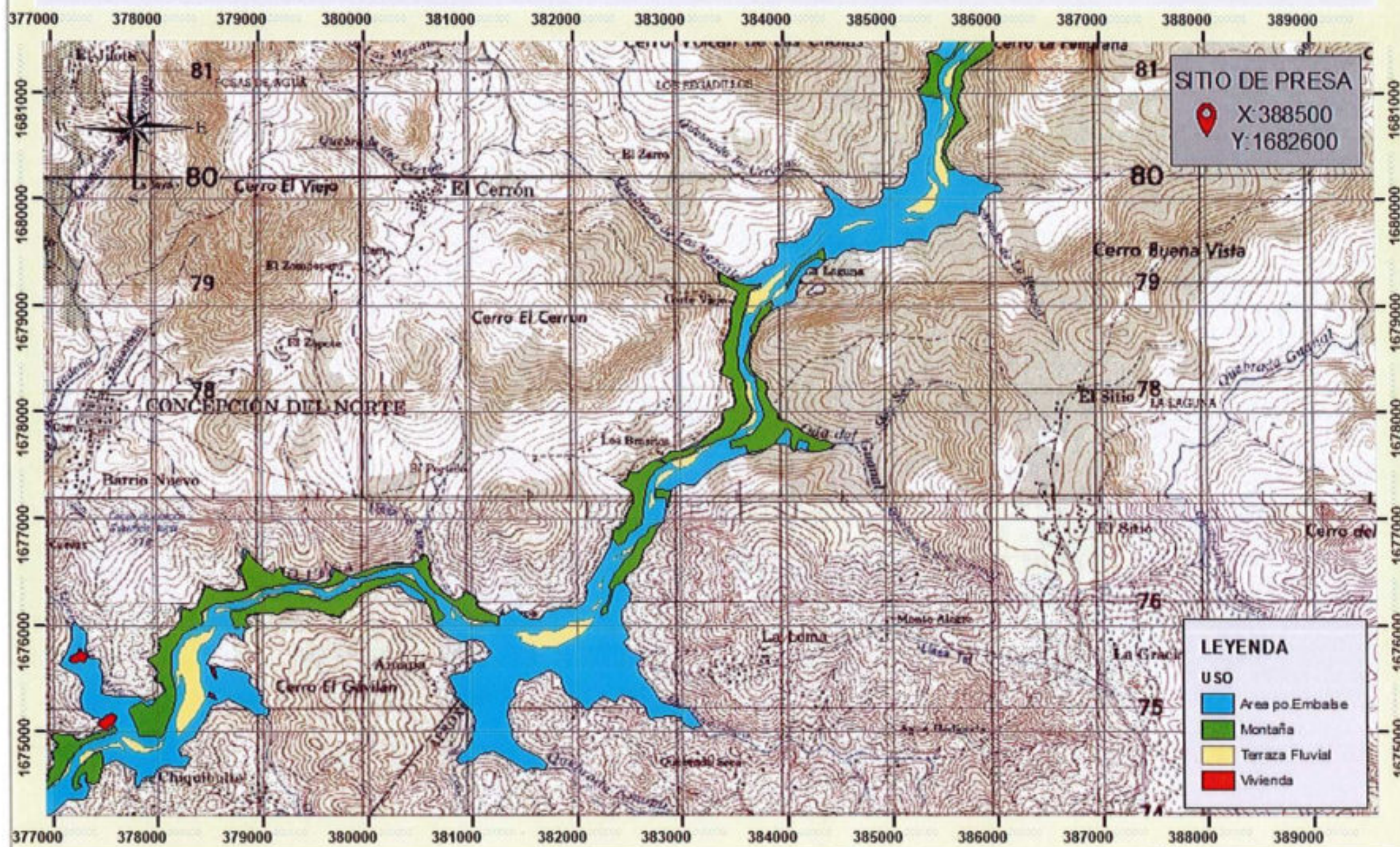
**MAPA DE COLA  
DE INUNDACION**

UBICACION:  
Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
Departamento de Cortes

OBSERVACIONES:  
Escala: 1:50,000  
0 237.5 475 950 1425 1900  
Metros



# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.



## Ubicacion Geografica:



## Referencia Cartografica:

Coordenada:  
UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
Sistema Nacional  
de Informacion Territorial

Elaboro:  
Nelson E. Artica

Reviso y Aprobo:  
Ing. Cesar Pinel

Fecha:  
OCTUBRE-2017

Hoja Cartografica:  
1611

## MAPA DE COLA DE INUNDACION

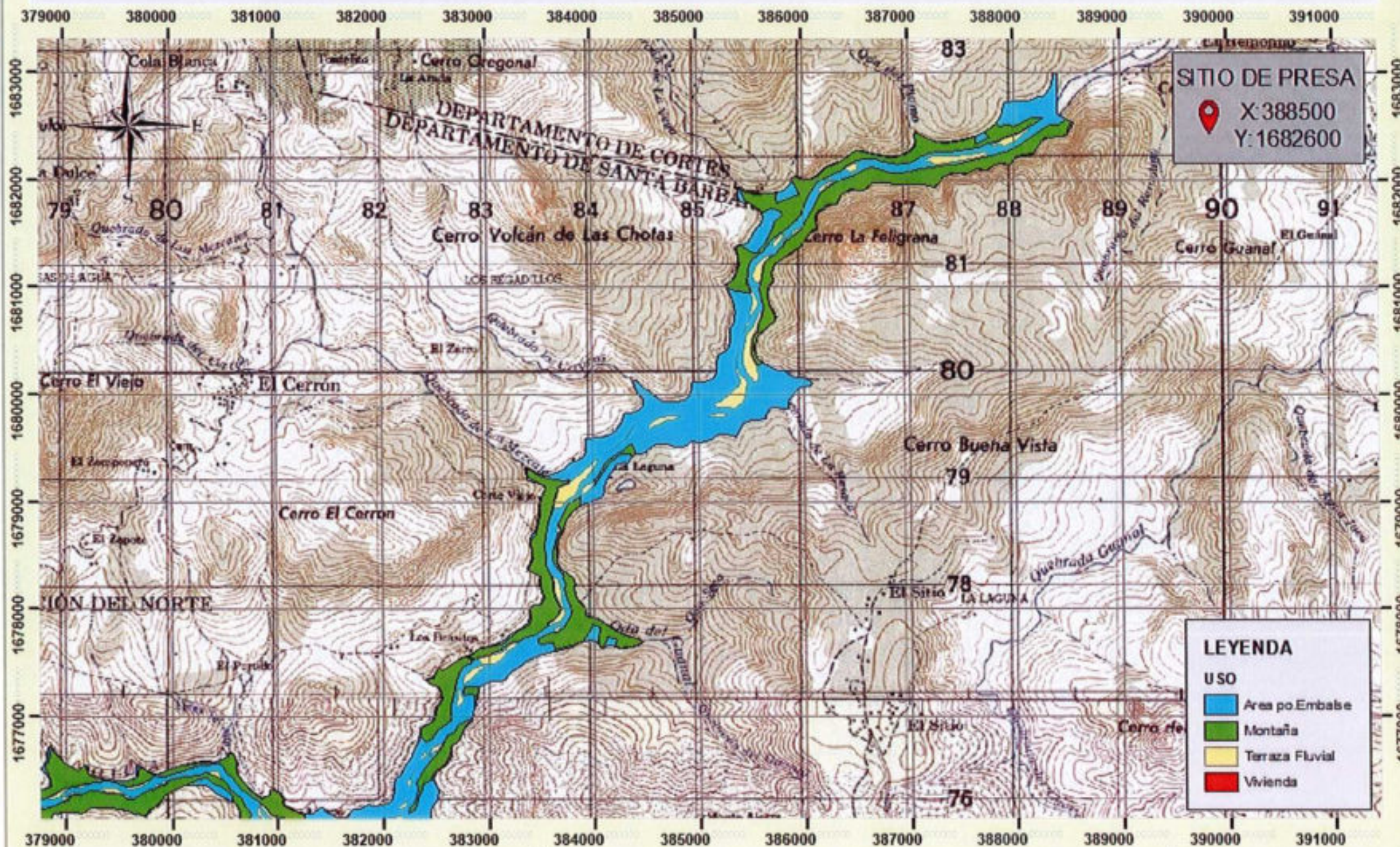
UBICACION:  
Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
Departamento de Cortes

OBSERVACIONES:  
Escala: 1:50,000  
0 237.5 475 950 1.425 1.900  
Metros





# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.



## Ubicacion Geografica:



## Referencia Cartografica:

Coordenada:  
UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
Sistema Nacional  
de Información Territorial

Elaboro:  
Nelson E. Artica

Reviso y Aprobo:  
Ing. Cesar Pinel

Fecha:  
OCTUBRE-2017

Hoja Cartografica:  
1611

**MAPA DE COLA  
DE INUNDACION**

UBICACION:

Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
Departamento de Cortes

OBSERVACIONES:

Escala: 1:50,000

0 237.5 475 950 1425 1900  
Metros



Anexo No. 8  
Listado de Comunidades Encuestadas

## LISTADO DE COMUNIDADES POR MUNICIPIO PARA REALIZAR LAS ENTREVISTAS

Las comunidades son las siguientes (incorporando los cascos urbanos, especialmente para las entrevistas especiales, como la de los funcionarios):

### **San Antonio de Cortés:**

- El sitio
- Monte Alegre
- Loma Larga
- Quebrada Seca
- Candungo
- Santa Rita
- El Caulote
- Nueva Granada

### **Villanueva:**

- El Perico
- El Cuávano
- San Isidro

### **Concepción del Norte**

- Cola Blanca
- El Cerrón
- Las Flores
- Concordia
- Pinalillo
- Tintas de Ulúa

### **Chinda:**

- Las Corozas
- Barrio Nuevo
- El Limón
- El Jute
- Las Breas
- San Rafael
- La Majada
- La Cueva-El Playón

### **Trinidad:**

- El Diviso

### **Ilama:**

- Cececapa

Nota: La comunidad de El Remolino, se ha considerado como de la zona de influencia ya que está en las proximidades del campamento, aunque pertenece a Potrerillos).

Anexo No. 9  
Encuesta Socioeconómica a los Pobladores

## ENCUESTA SOCIOECONÓMICA

### OBJETIVO GENERAL

Conocer el impacto socio económico, que ocasionará la construcción de la represa hidroeléctrica El Tornillito, ubicada en el río Ulúa, en los municipios de Villanueva, San Antonio de Cortés, Trinidad, Concepción Norte, Chinda e Ilama en los Departamentos de Cortés y Santa Bárbara, Honduras.

**INSTRUCCIONES:** Responda en forma breve y clara las siguientes preguntas. Marque con una X en los espacios, donde se dan las opciones y en caso de que se solicite número, anote la cantidad.

### A. DATOS GENERALES

No. de entrevista: \_\_\_\_\_ UTM: \_\_\_\_\_

Nombre de la persona entrevistada: \_\_\_\_\_ Sexo: F \_\_\_ M \_\_\_

Edad: \_\_\_ Estado Civil: Soltero(a) \_\_\_ Casado(a): \_\_\_ Divorciado(a): \_\_\_ Unión libre: Viudo(a): \_\_\_

Profesión u oficio: \_\_\_\_\_

Nivel educativo: Básico \_\_\_ Medio \_\_\_ Superior \_\_\_

Lugar de procedencia: \_\_\_\_\_

Lugar de residencia: Departamento \_\_\_\_\_ Municipio \_\_\_\_\_

Aldea \_\_\_\_\_ Caserío \_\_\_\_\_ Barrio \_\_\_\_\_

Dirección actual: \_\_\_\_\_

Correo electrónico: \_\_\_\_\_ Tel.fijo \_\_\_\_\_ Cel \_\_\_\_\_

### B. INFORMACIÓN SOBRE LA VIVIENDA Y FAMILIA

1. Uso: Solo vivienda \_\_\_ Vivienda y otra actividad productiva asociada \_\_\_

2. La vivienda es: Propia \_\_\_ Alquilada \_\_\_

3. Material de la que está construida su vivienda:

Adobe \_\_\_ Ladrillo: \_\_\_ Bloque: \_\_\_ Bajareque: \_\_\_ Otros: \_\_\_\_\_

4. No. de miembros en su familia: Hombres: \_\_\_ Mujeres: \_\_\_

No. de miembros que trabajan en su familia: \_\_\_ No. de miembros desempleados en su familia: \_\_\_

5. Ingresos mensuales (Moneda Nacional).

- L. 5,000.00 o menos \_\_\_

- L. 5,000.00 a 10,000.00 \_\_\_\_
- L.10, 000.00 a L.15, 000.00 \_\_\_\_
- L.15, 000.00 a L.20, 000.00 \_\_\_\_
- L.20, 000.00 a L.25, 000.00 \_\_\_\_
- L.25, 000.00 a L.30, 000.00 \_\_\_\_
- Más de L.30, 000.00
- No sabe: \_\_\_\_\_
- No contesta: \_\_\_\_\_

6. Alrededor de su vivienda, cuenta con un área de terreno para cultivar. Si \_\_\_No\_\_\_ En caso de ser afirmativo. ¿Qué tipo de cultivos? \_\_\_\_\_

7. Servicios básicos con los que cuenta su vivienda.

Descripción	Si	No	Costo mensual en Lempiras	Observaciones del entrevistador
Agua potable				
Energía Eléctrica				
Teléfono				
Internet				
Alcantarillado				
Otros				

8. Medios de comunicación, que usa su familia con mayor frecuencia: Radio: \_\_\_Televisión:\_\_\_

Periódicos: \_\_\_ Internet: \_\_\_ Teléfono fijo: \_\_\_Teléfono Móvil: \_\_\_Otros: \_\_\_\_\_

9. Aparatos eléctricos que tienen en su casa de habitación: Refrigeradora: \_\_\_Frízer: \_Radio: \_\_\_\_\_

Televisión: \_\_\_Estufa: \_\_\_Computadora: \_\_\_ Teléfono fijo: \_\_\_\_\_Teléfono móvil: Microondas: \_\_\_

Equipos de sonido: \_\_\_\_\_Otros: \_\_\_\_\_

10. Fuente de energía, que utiliza para preparar sus alimentos: Energía eléctrica: \_\_\_Fogón: \_\_\_Gas

LPG\_\_\_\_ Energía solar: \_\_\_

C. INFORMACIÓN SOCIAL

1. Instituciones de salud a las que tiene acceso: Centro de Salud: \_\_\_ Hospital: \_\_\_ Clínica privada: \_\_\_  
Centros de medicina natural: \_\_\_ Ninguno \_\_\_\_\_
2. Tiene conocimiento sobre el uso de plantas medicinales. Si \_\_\_ No \_\_\_. En caso de ser afirmativa.  
¿Qué plantas utiliza y para que enfermedades?
3. ¿Qué actividades recreativas realiza su familia?
4. ¿Algunas costumbres o creencias que tiene su familia?
5. ¿Qué valores se practican en su familia?
6. Pertenece a alguna religión: Si \_\_\_ No \_\_\_ Explique \_\_\_\_\_  
Explique \_\_\_\_\_
7. Según su opinión, existe desigualdad por cuestión de género.
8. En caso de que sus derechos personales sean violentados. ¿Conoce alguna institución, que pueda orientar? Si \_\_\_ No \_\_\_ Explique \_\_\_\_\_

D. ORGANIZACIONES EXISTENTES EN LA ZONA

1. Participa usted en alguna organización: Sí \_\_\_ No \_\_\_ ¿Cuál? \_\_\_\_\_ ¿Por qué?: \_\_\_\_\_
2. Organizaciones que están presentes en la zona.

Nombre de la organización      Actividades que realizan (Educativas, Derechos Humanos, Políticas, Salud, Ambiente, Religión Energía eléctrica, Agua potable etc.)      Líderes

3. Está informado(a), sobre el proyecto, de la construcción de la represa hidroeléctrica El Tornillito, ubicada en el Río Ulúa. Si \_\_\_ No \_\_\_ En caso de ser afirmativo como se enteró \_\_\_\_\_

4. Está de acuerdo, en la construcción de la represa hidroeléctrica. Si \_\_\_ No \_\_\_ En ambos casos especifique \_\_\_\_\_

5. Impactos socioeconómicos en la construcción de la represa hidroeléctrica.

Positivos      Negativos      Observaciones por el entrevistador

6. ¿Qué beneficios socioeconómicos, tiene la construcción de la represa hidroeléctrica, para su comunidad y como se pueden aprovechar?

7. Otros proyectos de desarrollo, que se deberían implementar en su comunidad. ¿Cuáles?

8. Temores o aspiraciones que tiene usted, acerca del futuro de sus hijos o de su comunidad

Observaciones generales de la encuesta por parte del entrevistador:



Anexo No. 10  
Encuesta a los Alcaldes

Consultar a las autoridades municipales sobre el impacto socioeconómico que ocasionará la construcción del proyecto hidroeléctrico El Tornillito, ubicado en el río Ulúa en los municipios de Villanueva, San Antonio de Cortés, Trinidad, Concepción Norte, Chinda e Ilima en los Departamentos de Cortés y Santa Bárbara, Honduras.

#### A. DATOS GENERALES

No. de entrevista \_\_\_\_\_ UTM \_\_\_\_\_

Nombre de la persona entrevistada: \_\_\_\_\_ Sexo: F \_\_\_ M \_\_\_

Cargo que ocupa \_\_\_\_\_ Municipio \_\_\_\_\_

Departamento \_\_\_\_\_ Tiempo (años/meses) \_\_\_\_\_

Profesión \_\_\_\_\_

Nivel educativo: Básico \_\_\_ Medio \_\_\_ Superior \_\_\_

Lugar de procedencia \_\_\_\_\_

Lugar de residencia: Departamento \_\_\_\_\_ Municipio \_\_\_\_\_

Barrio \_\_\_\_\_ Aldea \_\_\_\_\_ Caserío \_\_\_\_\_

Dirección actual \_\_\_\_\_

Correo electrónico \_\_\_\_\_ Tel. fijo \_\_\_\_\_ Cel \_\_\_\_\_

Nombre del entrevistador \_\_\_\_\_ Fecha de la entrevista \_\_\_\_\_

#### B. SECCIÓN DE PREGUNTAS

1. ¿Porque la energía hidráulica resulta tan importante en un país como Honduras?
2. Tiene conocimiento sobre la construcción o funcionamiento de empresas de generación de energía hidroeléctrica en su municipio o cercanas a Él.
3. Previo a comenzar la construcción y operación de una empresa hidroeléctrica, ¿Qué debería hacerse y por qué?
4. ¿Qué opinión tiene sobre la construcción del proyecto hidroeléctrico de El Tornillito, ubicado en el Río Ulúa? Positivo y negativo.
5. ¿Qué beneficios obtiene su municipio del Río Ulúa actualmente? ¿Se dejarán de percibir estos beneficios con el funcionamiento de proyecto hidroeléctrico?
6. ¿Cree que el proyecto trae beneficios a nivel regional, departamental y local, cuáles son esos beneficios?

7. ¿Cuáles cree que podrían ser los impactos negativos del proyecto y como podrían evitarse a reducirse?
8. ¿Es necesario hacer una socialización consulta previa, libre e informada (CPLI) a la población antes de iniciar la construcción de una represa hidroeléctrica, por qué?
9. ¿Quién es el propietario y encargado del desarrollo del proyecto?
10. ¿Cuántas comunidades se ven afectadas por el proyecto y cuáles son esos efectos?
11. ¿Existe algún riesgo para la población de peces o la vida acuática?
12. Impactos socioeconómicos que tendrá en su municipio o comunidades aledañas la construcción de la represa hidroeléctrica. (Puede ser positivos o negativos). Empleo, aumento de los ingresos por concepto de impuestos, mayor disponibilidad de recursos para ser invertidos en mejoras al municipio, otros.
13. ¿Cuáles son sus dudas después de esta reunión con los técnicos del proyecto?
14. ¿Qué expectativas que tiene en cuanto a la construcción del proyecto?
15. Algunas recomendaciones generales para los actores involucrados en este proyecto.
16. Conoce las obligaciones y las medidas que deben cumplir los proyectos hidroeléctricos en el país.
17. Tiene conocimiento de los beneficios conforme a ley, que debe cumplir el proyecto hidroeléctrico El Tornillito.
18. Conoce algún sitio de interés cultural o biológico que se vea amenazado por la construcción de la hidroeléctrica.

---

Firma del entrevistado

Anexo No. 11  
Estudios Realizados para la Factibilidad del Proyecto  
Hidroeléctrico El Tornillito

# Estudio Hidrología y Climatología

## CONTENIDO

<b>4-</b>	<b>HIDROLOGÍA Y CLIMA</b> .....	<b>4.1-1</b>
4.1.	INTRODUCCIÓN.....	4.1-1
4.2.	LA CUENCA DEL RÍO ULÚA.....	4.2-1
4.3.	INFORMACIÓN DE HIDROLOGÍA DISPONIBLE.....	4.3-2
4.3-1.	Data Climatológica y Pluviométrica.....	4.3-2
4.3-2.	Caudales.....	4.3-7
4.3-3.	Crecidas.....	4.3-9
4.3-4.	Evaporación.....	4.3-9
4.3-5.	Información Sedimentológica.....	4.3-11
4.4.	ANÁLISIS HIDROLÓGICO.....	4.4-11
4.4-1.	Precipitación.....	4.4-11
4.4-2.	Caudales Diarios y Mensuales en el Sitio de El Tornillito.....	4.4-12
4.4-3.	Frecuencia de Crecida.....	4.4-18
4.4-4.	Crecidas del Vertedero y Desvío durante la Construcción.....	4.4-21

■ LAMINAS

LAMINA 4-1	RED DE ESTACIONES HIDROMÉTRICAS Y CLIMATOLÓGICAS .....	4.3-3
LAMINA 4-2	ISOYETAS ANUALES PARA EL PERIODO DE 1973 -2004.....	4.3-3
LAMINA 4-3	COMPORTAMIENTO MENSUAL DE LA LLUVIA.....	4.3-6
LAMINA 4-4	ESTACIÓN HIDROMÉTRICA ULÚA EN CHINDA, CURVA DE DESCARGA.....	4.3-8
LAMINA 4-5	EVAPORACIÓN MENSUAL .....	4.3-11
LAMINA 4-6	CAUDALES PROMEDIOS ANUALES .....	4.4-17
LAMINA 4-7	VARIABILIDAD ANUAL DE INGRESOS .....	4.4-17
LAMINA 4-8	HIDROGRAMAS DE CRECIDAS PROBABLES .....	4.4-21
LAMINA 4-9	COMPARACIÓN DEL CMP PARA PROYECTOS HIDROELÉCTRICOS EN HONDURAS.....	4.4-22

■ CUADROS

CUADRO 4.1	ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS Y CLIMATOMÉTRICAS CUENCA ULÚA .....	4.3-4
CUADRO 4.2	LLUVIA MENSUAL. CUENCA ULÚA .....	4.3-5
CUADRO 4.3	REGISTRO PRECIPITACIONES DE 24 HORAS. HURACÁN Y/O TORMENTA MITCH .....	4.3-7
CUADRO 4.4	REGISTRO PRECIPITACIONES DE 24 HORAS. HURACÁN Y/O TORMENTA FIFI .....	4.3-7
CUADRO 4.5	LISTADO DE ESTACIONES HIDROMÉTRICAS.....	4.3-8
CUADRO 4.6	ESTACIÓN HIDROMÉTRICA ULÚA EN CHINDA, ECUACIONES DE DESCARGAS.....	4.3-9
CUADRO 4.7	CAUDALES PICOS ANUALES EN LA ESTACIÓN DE CHINDA .....	4.3-9
CUADRO 4.8	LISTADO DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS CON VARIABLE EVAPORACIÓN .....	4.3-10
CUADRO 4.9	EVAPORACIÓN MENSUAL .....	4.3-10
CUADRO 4.10	LLUVIA MÁXIMA DE 72 HORAS A DIFERENTES PROBABILIDADES .....	4.4-12
CUADRO 4.11	PERIODOS DE DATOS HISTÓRICOS FALTANTES EN CHINDA.....	4.4-12
CUADRO 4.12	PERIODOS DE DATOS HISTÓRICOS INCONSISTENTES EN CHINDA.....	4.4-13
CUADRO 4.13	RESUMEN DE CAUDAL MENSUAL (M <sup>3</sup> /S) EN EL ESTACIÓN CHINDA .....	4.4-15
CUADRO 4.14	CAUDAL MENSUAL (M <sup>3</sup> /S) EN SITIO DE LA PRESA.....	4.4-16
CUADRO 4.15	ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE CRECIDAS EN CHINDA SIN Y CON HURACÁN MITCH ..	4.4-18
CUADRO 4.16	FRECUENCIA DE CRECIDAS EN EL TORNILLITO; SIN Y CON EL HURACÁN MITCH.....	4.4-18
CUADRO 4.17	CAUDALES PICOS MENSUALES – 1966-2005 .....	4.4-20
CUADRO 4.18	ANÁLISIS FRECUENCIA DE LAS CRECIDAS EN EL TORNILLITO SIN HURACÁN MITCH	4.4-21
CUADRO 4.19	COMPARACIÓN DEL CMP PARA PROYECTOS HIDROELÉCTRICOS EN HONDURAS.....	4.4-22

## ■ 4 - HIDROLOGÍA Y CLIMA

### 4.1. INTRODUCCIÓN

Honduras es un país que forma parte del Istmo Centroamericano, el cual cae dentro del clima tropical. La lluvia promedio del territorio hondureño es de 1450 mm/año, con áreas que van de 800 a 4000 mm/año. Es además favorecida con un relieve bastante fuerte; la cual la califica como país potencialmente rico en sitios hidroeléctricos. Este es la razón del presente informe el cual tiene como objetivo principal la investigación hidrológica a nivel de factibilidad de la cuenca del río Ulúa hasta sitio hidroeléctrico El Tornillito. El sitio se encuentra ubicado en los límites de los Departamentos de Santa Bárbara y Cortés.

Para los estudios hidrológicos a nivel del estudio de factibilidad, se han realizados un estudio tomando en cuenta:

- Una revisión de todas las estaciones hidrométricas y pluviométricas en la cuenca;
- Una revisión de la literatura;
- Un análisis probalístico para poder derivar los caudales mensuales en el sitio de El Tornillito, las crecidas de diseño para el vertedero y para el desvío durante la construcción, transporte de los sedimentos y deposición de los sedimentos en el embalse.

En el Volumen 4 se han presentados los datos usados en el análisis y los métodos usados para poder determinar los caudales y las crecidas probables y sedimentación para el sitio del Proyecto Hidroeléctrico El Tornillito.

### 4.2. LA CUENCA DEL RÍO ULÚA

El sitio hidroeléctrico El Tornillo se encuentra sobre el río Ulúa en las coordenadas UTM 1682248 N y 387661 W. Cubre una cuenca hidrográfica de 9091.0 km<sup>2</sup>. El río principal es el río Ulúa, sobre el cual drena dos ríos principales el Jicatuyo y el Grande de Otoro. El sitio mismo se encuentra en la frontera de los Departamento de Cortés y Santa Bárbara y la cuenca cubre Departamentos de Santa Bárbara, Copán, Ocotepeque, Lempira, Intibucá, Comayagua y la Paz. En la ubicación general del país, la cuenca en estudio se sitúa en la parte Central Oeste entre las Latitudes Norte 14° 10' y 15° 12' y las Longitudes Oeste 87° 58' y 89° 05'.

La cuenca del río Ulúa hasta el sitio El Tornillito, se puede clasificar en función de la extensión del país como una cuenca grande, irrigada por unos de los principales ríos de Honduras, el río Ulúa. Dos ríos principales forman el río Ulúa, el Jicatuyo y el Grande de Otoro.

El río Jicatuyo esta a su vez conformando por los ríos Higuito y Grande de Mejojote. Al río Grande Otoro drenan una serie de ríos, pero no definen marcadamente afluentes principales.

Los ríos por lo general circulan de Sur a Norte y en algunos casos de Oeste a Este.

La cuenca del estudio tiene una forma cuadrangular ovalada. De la unión de los ríos Jicatuyo y Grande Otoro hasta el sitio El Tornillo la pendiente del río principal es de 0.0082 m/m. El río Jicatuyo desde su inicio hasta el punto de unión con el Grande de Otoro la pendiente promedio es de 0.01135 m/m. El río Grande de Otoro hasta la unión con el Jicatuyo la pendiente promedio es de 0.02418 m/m.



La cuenca está limitada por montañas y sierras a mencionar: Montaña Chimizales, Sierra Gallineros, Sierra de Merendón, Sierra Celaque, Sierra de Puca Opalaca, Sierra de Montecillos, Montaña La Germana y Montaña de Santa Bárbara.

La cuenca está cubierta por zonas con bosque, zonas con agricultura tradicional, zonas ganaderas, zonas de explotación de la madera y centros poblados. Aproximadamente unos 4050 km<sup>2</sup> está dedicado a la agricultura tradicional. Existe bosque de pinos disperso a lo largo y ancho de la cuenca, con un área de cobertura de 918 km<sup>2</sup>. El bosque latifoliado cubre la misma área que la del pino, pero se encuentra mas concentrado en la zona Sur Centro del área de estudio. Existe también, al interior de la cuenca áreas de bosque mixto y pastos y sabanas y zonas de asentamiento humano.

#### **4.3. INFORMACIÓN DE HIDROLOGÍA DISPONIBLE**

La información utilizada en el presente estudio pertenece a diferentes instituciones gubernamentales. La Empresa Nacional de Energía Eléctrica (ENEE), La Secretaría de Recursos Naturales (SERNA) y del Servicio Meteorológico Nacional (SMN). Se muestra la red de estaciones hidrométricas y climatológicas de la Cuenca Ulúa en la Lamina 4.1.

##### **4.3-1. Data Climatológica y Pluviométrica**

La información pluviométrica disponible para la investigación hidrológica viene de la red de estaciones pluviométricas y climatológicas del área en estudio. La mayoría de estaciones iniciaron su operación en el año 1971. La serie mas larga es la estación de Santa Rosa de Copán, que va de 1950 al 2004. El listado de las estaciones pluviométricas y climatológicas que disponen de la variable lluvia, incluyendo los periodos de información disponible se presenta en el Cuadro 4.1.

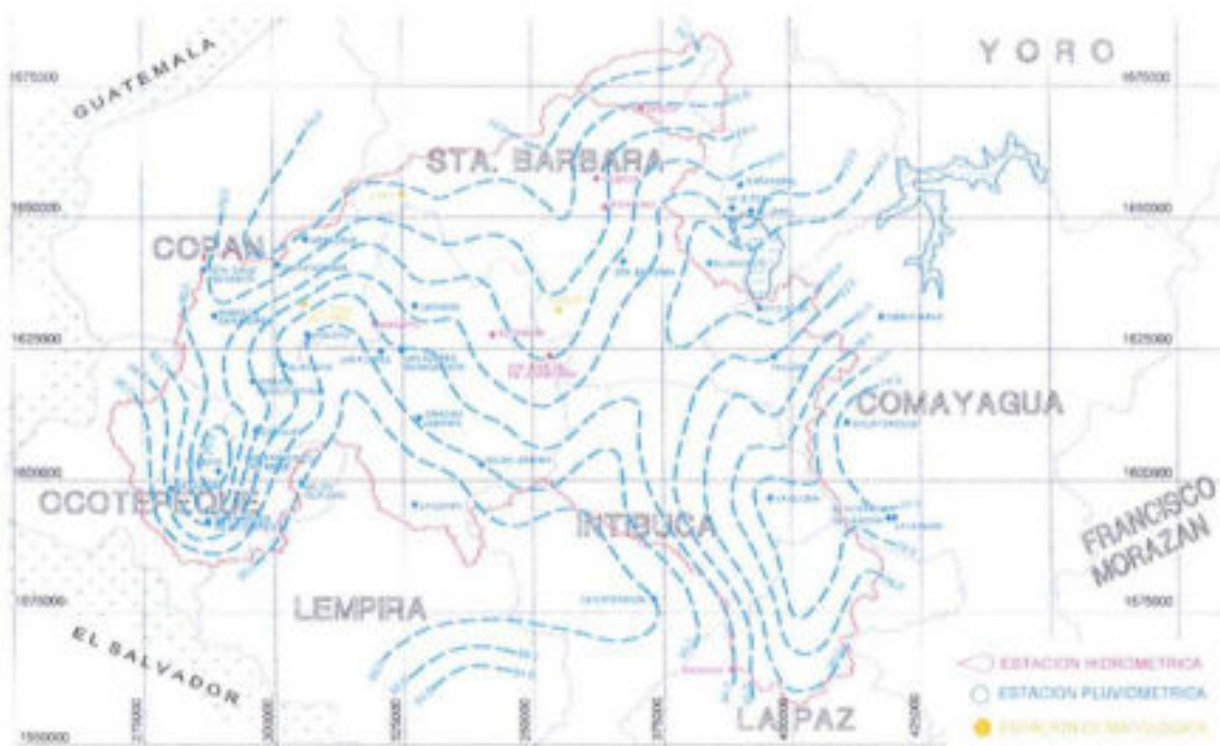
La distribución de la lluvia en el año en el área de estudio, está condicionada por los fenómenos meteorológicos se describen en el Volumen 4. Los mapas de isoyetas anual y mensuales, los cuales fueron elaborados a partir de la información de mas de 40 estaciones incluyendo estaciones ubicadas fuera de la cuenca en estudio, pero en las cercanías de la misma. El periodo considerado para el análisis fue de 31 años, de 1973 a 2004. Se muestran las isoyetas anuales de la Cuenca Ulúa en la Lamina 4.2.

Con el propósito de conocer el comportamiento de la lluvia mensual en la cuenca en estudio se presenta en el Cuadro 4.2 la lluvia mensual de estaciones localizadas principalmente dentro de la cuenca en estudio. La Lamina 4.3 presenta gráficamente el comportamiento de estaciones representativas de los diferentes grupos climáticos.

Lamina 4-1 Red de Estaciones Hidrométricas y Climatológicas



Lamina 4-2 Isoyetas Anuales para el Periodo de 1973 -2004



**Cuadro 4.1 Estaciones Pluviométricas y Climatométricas Cuenca Ulúa**

Nombre de la Estación	Código	Institución	Ubicación (grados, min., seg.)		Elevación (msnm)	Período Información disponible (años)
			Latitud (Norte)	Longitud (Oeste)		
Marcala	U070	SERNA	140932	880225	1340	1971-2004
Portillo de la Mora	U096	SERNA	142505	874602	138	1972-2004
San José de la Montaña	U138	ENEE	144132	882123	820	1972-2004
El Tablón	U139	ENEE	144344	882720	930	1972-2004
La Unión	U140	ENEE	144850	882416	1040	1972-2004
El Nispero	U142	ENEE	144618	882017	600	1972-2004
La Pimienta	U156	ENEE	144454	880315	640	1984-2004
Santa Rosa de Copán	U717	SMN	144700	884700	1000	1950-2004
Ulapa	U114	ENEE	145823	883616	330	1971-2004
Gracias Lempira	U077	ENEE	143512	883503	793	1971-2004
La Labor	U065	SMN	142807	890100	1067	1980-2004
Dulce Nombre de Copán	U015	ENEE	145056	884951	1022	1971-2001
Veracruz	U016	ENEE	145333	884654	750	1971-1992
Corquen	U019	ENEE	143419	885206	900	1971-2001
Las Flores	U117	ENEE	144229	883735	500	1971-2004
Belén Lempira	U118	ENEE	143024	882924	900	1971-2001
Gualtaya	U120	ENEE	144044	884919	1000	1971-2004
Lepaera	U125	ENEE	144648	883524	860	1972-2001
La Campa	U127	ENEE	142816	883534	1200	1971-2001
San Marcos de Ocatepeque	U136	ENEE	142438	885712	814	1971-2001
Belén Gualcho	U137	ENEE	142844	884723	1600	1971-2004
Minas de San Andrés	U143	ENEE	144546	885628	1180	1971-2000
Santa Cruz de Sensenti	U144	SMN	145029	885733	910	1980-2004
La Jugosa	U157	ENEE	145701	880231	640	1984-2004
Santa Rita	U083	ENEE	151141	875227	60	1971-2004
Sensenti	U131	ENEE	142940	885612	870	1976-1991
La Rodadora	U203	ENEE	143101	880605	1385	1998-2004
San Isidro	U204	ENEE	143335	880639	1010	1998-2004
Malguara	U205	ENEE	142352	880848	1700	1998-2004
El Socorro	U209	ENEE	143807	883505	1161	2002-2004
Llano Redondo	U207	ENEE	140013	881330	1750	1998-2004

ENEE: Empresa Nacional de Energía Eléctrica  
SMN: Servicio Meteorológico Nacional

SERNA: Secretaría de Recursos Naturales y Ambiente

**Cuadro 4.2 Lluvia mensual. Cuenca Ulúa**

ESTACIÓN	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL ANUAL
Llano Redondo	179.2	53.3	57.3	13.2	223.6	134.4	120.5	208.0	218.0	307.2	189.6	153.3	1,857.6
La Pimienta, Intibucá	54.0	77.4	33.5	60.9	116.0	222.3	165.8	232.5	199.8	304.9	95.1	69.8	1,632.0
Malguara, Intibucá	17.8	16.9	7.7	9.2	202.4	245.0	157.6	237.7	300.6	246.5	49.5	46.0	1,536.9
San Isidro, Intibucá	58.0	61.0	67.4	33.5	181.0	288.4	221.5	375.1	439.7	402.2	105.8	88.3	2,321.9
La Rodadora, Intibucá	49.8	43.0	37.7	18.4	188.1	179.9	148.3	262.5	273.4	270.0	85.3	72.1	1,628.5
El Nispero	32.1	18.8	17.5	33.0	147.9	310.6	233.7	244.4	321.2	163.3	73.1	41.1	1,636.7
La Unión	53.5	36.1	20.7	38.9	132.2	299.6	198.2	246.3	279.9	175.7	98.0	62.4	1,641.5
El Tablón	23.7	16.0	11.0	36.8	111.6	219.6	173.9	207.8	267.1	138.1	62.5	32.6	1,300.7
San José de la Montaña	59.1	37.8	30.8	52.1	150.1	342.6	280.5	337.8	424.1	273.9	145.1	82.6	2,216.5
Santa Rosa de Copán	39.5	24.2	26.0	44.0	146.7	298.5	201.8	214.2	296.4	154.9	70.8	53.3	1,570.3
La Pimienta	110.0	61.1	54.3	57.8	159.1	295.7	264.6	324.8	419.2	397.1	214.5	124.9	2,483.1
Lepaera, Lempira	55.6	24.4	26.2	48.2	126.6	235.6	151.3	205.5	218.5	173.9	105.1	68.8	1,439.7
Belén, Lempira	16.9	9.6	20.4	37.9	117.5	210.5	133.5	184.5	241.3	127.4	48.5	17.8	1,165.8
Corquen	17.8	7.8	18.7	38.4	133.9	270.9	224.3	247.1	269.3	150.9	46.7	34.8	1,460.6
Ulapa	18.2	11.7	13.7	22.5	125.5	283.8	199.5	225.8	242.4	136.3	61.1	32.3	1,372.8
Portillo de la Mora	54.5	37.6	24.7	60.4	179.3	294.1	228.6	227.5	313.1	238.4	116.3	77.1	1,851.6
Gracias, Lempira	16.0	9.5	17.0	55.9	140.3	215.8	140.2	182.0	199.8	130.7	46.3	19.6	1,173.1
Márcala	7.0	8.3	16.7	56.1	177.9	245.1	171.9	239.4	274.3	156.7	35.4	8.1	1,396.9
La Labor	12.0	5.8	18.5	52.1	125.6	211.6	195.5	217.2	240.5	158.7	31.3	17.1	1,285.9

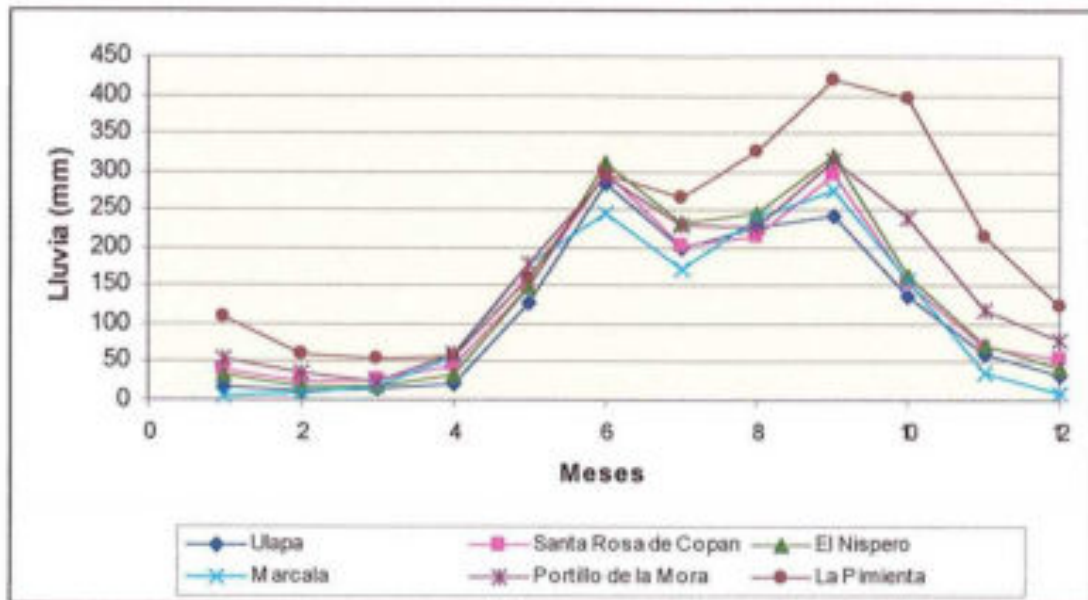
Para presentar el comportamiento mensual de la lluvia presentada en la Lamina 4.3, se seleccionaron principalmente las estaciones climatológicas como Ulapa, El Nispero y Márcala, la sinóptica de Santa Rosa de Copan y las estaciones pluviométricas de Pimienta y Portillo de la Mora.

Las estaciones Ulapa, el Nispero, Portillo de la Mora y Santa Rosa de Copan se ubican dentro de la zona con el grupo climático "Lluvioso de Altura.

La estación Pimienta se localiza en la región de influencia del Lago de Yojoa en el borde nororiental de la cuenca donde predomina el clima "Muy Lluvioso de Barlovento". En la Lamina 4.3 se puede observar que en esa zona no se presenta un efecto marcado de la canícula y que en general los promedios mensuales de lluvia son mayores al resto de estaciones.

La estación Márcala localizada en el borde sur de la cuenca presenta el clima característico del grupo climático "Lluvioso con Verano muy Seco". Se puede observar que esa estación presenta promedios mensuales más pequeños durante la época seca y se aprecia el efecto de la canícula o veranillo en el mes de julio.

Lamina 4-3 Comportamiento mensual de la lluvia



**Efectos de las tormentas tropicales y huracanes en la cuenca**

De los Huracanes y las Tormentas Tropicales que han cruzado El Golfo de Honduras, la mayor parte de ellos, se han desplazado entre 50 y 100 km. del propio Litoral Atlántico. Los efectos de las tormentas tropicales o huracanes en la zona de estudio son minimizados por el relieve del área. Entre las tormentas tropicales o huracanes que han penetrado tierra adentro se encuentra el Huracán Mitch (finales de Octubre 1998) que cruzó el área en estudio en la condición de tormenta tropical, durante el periodo de influencia de los frentes fríos, es decir, en el mes de octubre y el Huracán Fifi (16-20 septiembre de 1974), el cual durante su paso por el Golfo de Honduras, muy cercano al Litoral Atlántico, coincidió con el movimiento de la zona de convergencia hacia la vecindad de la ciudad de Choluteca en el sur de Honduras, el 18 de septiembre de 1974. Los Cuadros 4.3 y 4.4 presentan los registros de la precipitación en algunas de las estaciones de la cuenca para los eventos Mitch y Fifi.

La Tormenta Tropical Gerts cruzó el país desde el Sureste en el mes de septiembre de 1993 y se desplazó al Atlántico por el Departamento de Cortés.

Sin embargo, el efecto de otros huracanes y tormentas tropicales en el área de estudio ha sido muy baja y no se tienen registros de los daños que estos causaron. Solamente el del año de 1934 en el mes de Junio, que produjo una lluvia extrema que destruyó por medio de una crecida del río Márcala la antigua ciudad de Ocotepeque.

**Cuadro 4.3 Registro Precipitaciones de 24 horas. Huracán y/o Tormenta Mitch**

Estación	Precipitación diaria (mm) Octubre de 1998				
	27	28	29	30	31
Ulapa	4.0	19.2	23.4	59.1	119.4
El Nispero	11.0	10.5	38.3	81.3	15.0
Gracias, Lempira	35.0	14.5	40.0	90.8	20.0
Dulce Nombre de Copán	21.8	6.5	17.6	75.6	44.8
Lepaera	33.0	36.0	57.4	57.4	16.7
Belén Gualcho	42.8	63.7	75.7	63.7	29.6
Higuito	13.6	2.8	0.6	64.0	17.1
Cololaca, Lempira	5.9	11.8	75.9	96.4	45.8
Marcala	3.8	3.4	15.0	72.3	51.1
La Pimienta, Cortés*	102.4	112.5	125.5	123.5	99.7

\* Como puede observarse en el Cuadro 4.3, las mayores precipitaciones se registraron en la parte norte de la cuenca, en la zona del Lago de Yojoa.

**Cuadro 4.4 Registro Precipitaciones de 24 horas. Huracán y/o Tormenta Fifi**

Estación	Precipitación diaria (mm) Septiembre de 1974				
	16	17	18	19	20
Pito Solo	57.0	16.0	69.4	31.6	12.0
Santa Rosa de Copan	7.1	14.2	52.3	16.6	6.0
Dulce Nombre de Copan	2.5	70.2	85.4	69.5	1.2
Lepaera	0.7	30.3	50.0	20.0	2.1

#### 4.3-2. Caudales

Existe información disponible de caudales en ocho estaciones hidrométricas localizadas tanto aguas arriba como aguas abajo del sitio de presa del proyecto El Tornillito, sin embargo, solamente dos estaciones Jicatuyo en Ulapa y Ulúa en Chinda tienen datos disponibles hasta el año 2005.

Las mediciones de caudal en todas las estaciones se realizan por medio de cable y carrito. Antes del año 2000 todas las estaciones disponían de aforadores permanentes en cada sitio de aforo o estación. Actualmente la mayoría realiza sus aforos con cuadrillas de aforadores; es decir con el sistema de aforos esporádicos. En el Cuadro 4.5 se muestra el listado de las estaciones hidrométricas disponibles para el estudio.

Se presentan los caudales diarios para la estación Chinda para el periodo de Mayo de 1966 hasta Diciembre de 2005 en el Anexo 5.2 del Volumen 4. La colección de datos de elevación en Chinda en intervalos de 5 a 15 minutos empezó en Septiembre de 1999. Se utilizan estos datos para derivar los caudales picos y caudales promedios para el periodo de Septiembre de 1999 hasta el presente.

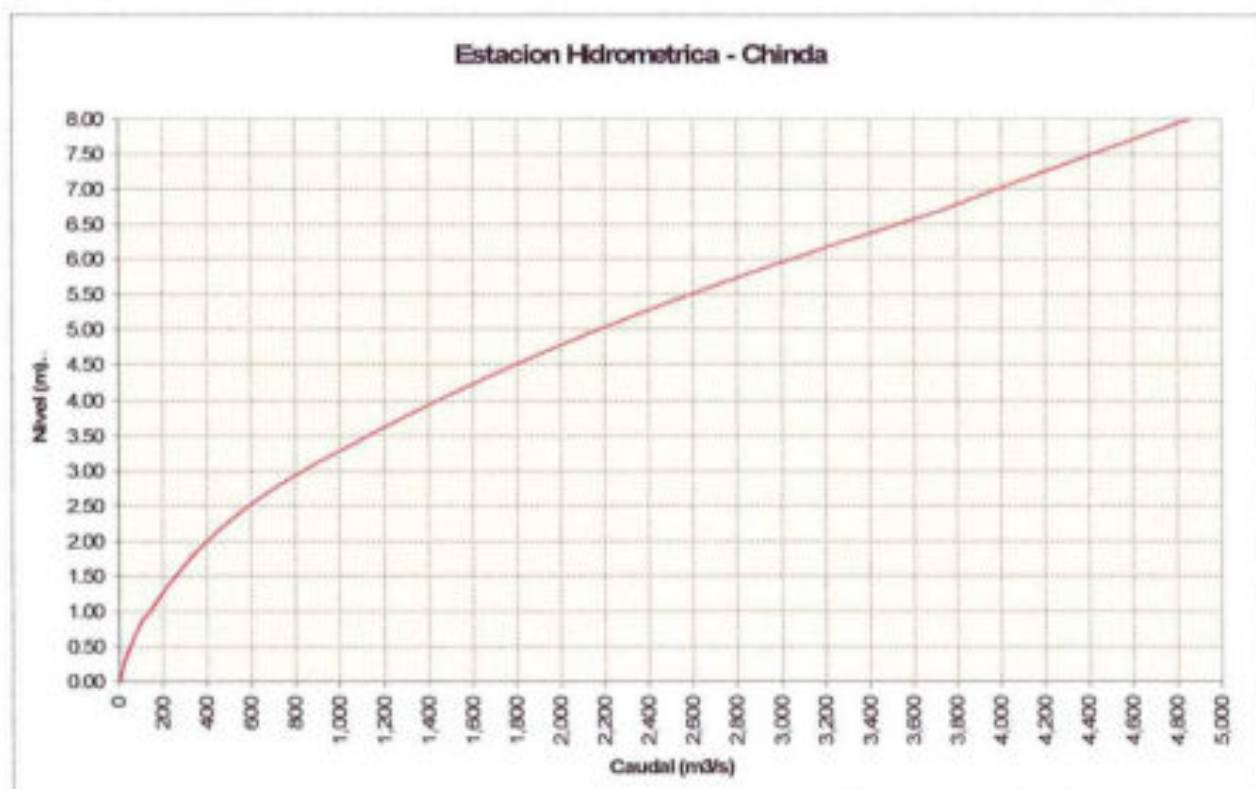
**Cuadro 4.5 Listado de Estaciones Hidrométricas**

Nombre de la Estación	Código	Institución	Ubicación (grados, min., seg.)		Elevación (m)	Periodo Información disponible (años)
			Latitud (Norte)	Longitud (Oeste)		
Ulúa en Chinda	0103	SERNA	150703	881158	90	1966-2004
Ulúa en Puente Pimienta	0105	SERNA	151550	875810	40	1966-2002
Jicatuyo en Ulapa	0802	ENEE	145650	883638	330	1971-2004
Jicatuyo en Manguito	0803	ENEE	144503	883935	447	1979-1991
Higuito en Cucuyagua	1402	ENEE	143900	885236	714	1979-1988
Mejocote en Las Flores	2202	ENEE	144208	883746	498	1979-1990
Ulúa en Remolino	0107	SERNA	145654	881539	143	1971-1992
Grande de Otoro en la Gloria	0901	SERNA	142635	875821	593	1979-1995

**Estación Hidrométrica Ulúa en Chinda**

En la Lamina 4.4 se presenta la gráfica de la curva de descargas disponibles para la estación Hidrométrica de Ulúa en Chinda. De igual forma se presenta en el Cuadro 4.6 las ecuaciones respectivas.

**Lamina 4-4 Estación Hidrométrica Ulúa en Chinda, Curva de Descarga**



En la Lamina 4.4 se presentan las relaciones entre los niveles y los caudales de la estación hidrométrica de Chinda. Se han definido esta relación en base de las lecturas y mediciones de caudales correspondientes en la estación del sitio de Chinda.

**Cuadro 4.6 Estación Hidrométrica Ulúa en Chinda, Ecuaciones de descargas**

<b>Ecuación</b>	<b>Limites</b>
$Q = 73.80887 * H^2 + 52.31427H + 5.907655$	Desde 0.0 m hasta 0.93 m
$Q = 53.10822 * H^2 + 100.6133H - 12.2972$	Desde 0.93 m hasta 1.95 m
$Q = 113.9788 * H^2 - 132.69H + 214.5924$	Desde 1.95 m hasta 3.4 m
$Q = 88.5(H + 0.2526)^{1.93}$	Desde 3.4 m hasta 6.7 m
$Q = 403(H - 1.0085)^{1.28}$	Mas alta que 6.7 m

#### 4.3-3. Crecidas

Se presentan los caudales picos en la estación de Chinda para el periodo de 1966 hasta 2005 en el Cuadro 4.7

**Cuadro 4.7 Caudales Picos Anuales en la Estación de Chinda**

<b>Año</b>	<b>Caudal Pico, m<sup>3</sup>/s</b>	<b>Año</b>	<b>Caudal Pico, m<sup>3</sup>/s</b>
1966	1,922	1986	1,515
1967	2,042	1987	1,187
1968	3,830	1988	3,460
1969	2,630	1989	3,287
1970	1,910	1990	3,340
1971	1,655	1991	2,208
1972	1,298	1992	2,521
1973	2,185	1993	3,646
1974	3,739	1994	1,798
1975	3,260	1995	2,995
1976	2,976	1996	2,675
1977	1,630	1997	1,948
1978	2,181	1998	11,640
1979	2,678	1999	3,119
1980	2,615	2000	1,699
1981	1,536	2001	1,446
1982	1,903	2002	963
1983	2,494	2003	2,079
1984	1,956	2004	1,268
1985	3,175	2005	2,413

Se han derivados los caudales picos para los años de 1999 hasta 2005 utilizando los datos registrados en la estación de Chinda. Los caudales picos para los años 1966 hasta 1998 fueron suministrados de la ENEE y obtenidos del informe del USGS "Flood-Hazard Mapping in Response to Hurricane Mitch" Water-Resources Investigation Report 01-4277, 2002.

#### 4.3-4. Evaporación

Para la cuenca en estudio, la información de evaporación de tanque tipo A es escasa, solamente esta disponible en las estaciones climatológicas de Ulapa (U114), El Nispero (U142), La Gloria (U004) y Márcala (U070) que se localiza en el borde sur de la cuenca en estudio, como se indica en el Cuadro 4.8.



**Cuadro 4.8 Listado de Estaciones Climatológicas con Variable Evaporación**

Nombre de la Estación	Código	Institución	Ubicación (grados, min., seg.)		Elevación (m)	Período información disponible (años)
			Latitud (Norte)	Longitud (Oeste)		
Marcala	U070	SERNA	140932	880225	1340	1971-2004
El Nispero	U142	ENEE	144618	882017	600	1972-2004
Ulapa	U114	ENEE	145823	883616	330	1972-2004
Santa Rita	U083	ENEE	151141	875227	60	1971-2004
La Gloria	U004	SERNA	142659	875831	600	1967-1998

Información de estaciones localizadas en las cuencas vecinas también esta disponible tal como la estación Santa Rita, la cual se localiza en la vecina cuenca del Río Humuya. Santa Rita tiene una elevación similar a la del sitio en estudio de 60 msnm y se localiza muy cercana al sitio de presa del Proyecto Tornillito.

El Cuadro 4.9 presenta la evaporación promedio mensual de tanque tipo A de las estaciones consideradas en el análisis. La Lamina 4.5 presenta el comportamiento mensual de la evaporación. Como se puede observar, el comportamiento es similar en todas las estaciones, con la excepción de la estación Marcala.

**Cuadro 4.9 Evaporación Mensual**

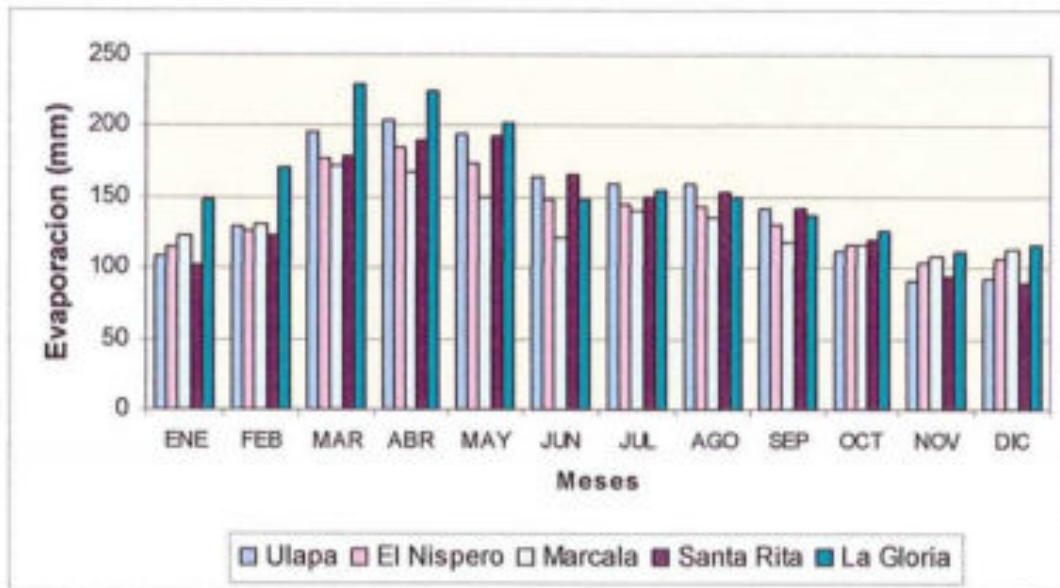
ESTACIÓN	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL ANUAL
Ulapa	108	130	195	204	194	165	159	159	142	112	91	92	1,750
El Nispero	114	126	177	184	174	147	144	143	131	116	104	106	1,667
Marcala	122	130	172	168	150	121	141	136	117	116	108	112	1,593
Santa Rita	102	122	178	189	193	166	149	154	141	119	95	89	1,696
La Gloria	149	170	229	224	202	147	154	150	137	125	112	117	1,915

La evaporación aumenta en la época seca, especialmente en el mes de abril, con la excepción de la estación Marcala que se presenta en el mes de marzo. La evaporación mínima se registra en noviembre y diciembre.

En cuanto a los totales se registran valores entre los 1600 – 1915 mm/ año, presentándose los valores más altos en el Valle de Otoro, en la estación La Gloria.

El Anexo 4.16 presenta la serie mensual de evaporación tanque tipo A de la estación Santa Rita, que puede considerarse como la más representativa de la zona del sitio de presa El Tornillito.

Lamina 4-5 Evaporación Mensual



#### 4.3-5. Información Sedimentológica

En cuanto a esta variable, se dispone para el río Jicatuyo muestras de sedimentos en suspensión, del tipo integrado y puntual. El equipo de muestreo fue un Integrador USD-49 de bronce, con boquillas de 1/4", 3/16" y 1/8".

Cabe mencionar que la ENEE en 1985 y la Empresa LAHMAYER en 1991 han realizado estudios de sedimentos para el río Jicatuyo; la metodología utilizada fue el de Lane y Borland. Ambos estudios forman parte de las investigaciones para el proyecto hidroeléctrico Naranjito.

La ubicación de las estaciones pluviométricas, climatológicas e hidrométricas del área en estudio incluyendo las localizadas en los alrededores de la cuenca se presenta en la Lamina 4.1 de este Capítulo.

### 4.4. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Se hicieron un análisis hidrológico para definir precipitación, derivar caudales diarios y mensuales en Chinda y el Sitio del Proyecto El Tornillito, seleccionar caudales picos de diseño del vertedero, de desvío durante la construcción, y la deposición de sedimentos en el embalse de El Tornillito. Los análisis están descritos en esta sección y se presentan los datos básicos y la metodología en detalle en el Volumen 4, Hidrología.

#### 4.4-1. Precipitación

Una vez determinada la tormenta máxima, se procedió a estimar la lluvia máxima de 72 horas para las estaciones pluviométricas de la cuenca del sitio El Tornillito. Dada la gran área de influencia del Huracán/Tormenta Tropical Mitch sobre la cuenca en estudio, se decidió representar el comportamiento de la lluvia de 72 horas para toda la cuenca del río Jicatuyo mediante las lluvias máximas de tres días consecutivos de las estaciones de Ulapa, Santa Rosa de Copán, Corquín y Gracias Lempira. Para el caso de toda la cuenca del río Grande de Otoro se seleccionaron las estaciones La Gloria, El Nispero y Pimienta. Dichos datos fueron ajustados a diferentes leyes de distribución de probabilidad seleccionando como representativo los resultados obtenidos de la distribución de Gumbel. Se presentan los resultados en el Cuadro 4.10.

En el caso de la cuenca del río Jicatuyo, las lluvias máximas de 72 horas de las estaciones Ulapa, Corquín y Santa Rosas de Copán; tienen magnitudes parecidas, siendo las estaciones Gracias y Lempira, las que tienen valores un poco diferentes. En vista de lo anterior, se estimó una sola lámina de lluvia para diferentes probabilidades para toda la cuenca del río Jicatuyo; la cual fue obtenida por un simple promedio aritmético de los datos de las cuatro estaciones. En el caso de la cuenca del río Grande de Otoro, la lámina de lluvia para diferentes probabilidades se obtuvo del promedio aritmético de las estaciones La Gloria, El Nispero y la estación Pimienta. El Cuadro 4.10 muestra estos resultados.

**Cuadro 4.10 Lluvia Máxima de 72 horas a diferentes probabilidades**

Tr (años)	Cuenca Río Jicatuyo					Cuenca Río Grande de Otoro			
	Ulapa (U114)	Corquin (U119)	Gracias (U077)	Sta. Rosa C. (U717)	PROM	La Gloria (U004)	El Nispero (U142)	Pimienta (U156)	PROM
5	132.0	131.0	108.7	147.0	129.7	112.0	158.0	228.0	135.0
10	149.0	149.0	123.2	166.0	146.8	127.8	182.0	274.0	154.9
20	165.0	167.0	137.2	183.0	163.1	143.0	204.0	318.0	173.5
50	187.0	190.0	155.2	206.0	184.6	162.6	233.0	375.0	197.8
100	203.0	207.0	168.7	224.0	200.7	177.4	254.0	418.0	215.7
500	240.0	247.0	200.2	264.0	237.8	211.4	304.0	517.0	257.7
1000	256.0	264.0	213.4	281.0	253.6	226.1	325.0	560.0	275.6
10000	309.0	320.0	258.0	338.0	306.3	274.7	396.0	701.0	335.4

Con las lluvias máximas a diferentes probabilidades y la distribución de la tormenta máxima seleccionada, se determinó las lluvias horarias para las cuencas de Jicatuyo y Grande de Otoro. En el Anexo 5.8 se presentan dichas lluvias.

#### 4.4-2. Caudales Diarios y Mensuales en el Sitio de El Tornillito

Como se muestran en el Anexo 5.2 del Volumen 4, Hidrología, los caudales diarios históricos en Chinda durante el periodo de Enero de 1966 hasta Diciembre de 2004 no fueron registrados para algunos días. Se presentan estos días en el Cuadro 4.11.

**Cuadro 4.11 Periodos de Datos Históricos Faltantes en Chinda**

Años	Periodo de Datos Faltantes	Años	Periodo de Datos Faltantes
1966	Ene 1 – Abr. 30	1984	May 1 – Dic 31
1967	Sept. 12 - 18	1985	Ene 1 – Abr 30
1970	Jun 18 –Jul 31	1990	May 1 – Dic 31
1972	Sept 21 – 23	1991	Ene 1 – Jul 31
1975	Nov 6	1999*	Dic 17 – 31
1980	Sept. 22 -27, 29, y Oct. 13- 15, 17-31	2000*	Ene 1 – Abr 30
1982	May 1 – Dic 31	2001*	Jun1 – Dic 31
1983	Ene 1 – Abril 30	2004 *	Ago 1 – Dic 31
		2005*	Ene. 1 – Nov. 21

\*Lecturas de Altura están disponibles para estos periodos.

#### Derivación de los Caudales para los Días de Datos Históricos Faltantes para la Estación de Chinda

A fin de completar todos los datos faltantes de caudales diarios de la estación de Chinda, se decidió investigar el comportamiento, a nivel diario, de la transformación lluvia a caudales de las cuencas de los ríos Jicatuyo y Ulúa - Grande de Otoro; con el fin de conocer los parámetros que los gobiernan y poder completar los datos faltantes. Para esto se utilizó el modelo hidrológico conceptual de balance conocido como HBV (Hydrological Bureau Waterbalance División). Este modelo fue desarrollado por el Prof. Sten Bergstrom en el Instituto de Hidrología y Meteorología de Suecia (SHMI) en los años 70. El modelo está conformado básicamente por dos funciones, la función de producción y la función de respuesta. La función de producción determina la fracción de la lluvia milímetro a milímetro que participará en el proceso hidrológico para obtener el caudal. La función de respuesta realiza el proceso de transformación de lluvia a caudal, determinando los hidrogramas de los caudales a través del tiempo. Ambas funciones están gobernadas por relaciones matemáticas y estas a su vez por parámetros, que se obtienen por calibración. El modelo HBV se aplica en Honduras desde 1989.

Las descripciones detalladas del modelo HBV y la derivación de caudales diarios para aquellos días de los datos históricos faltantes en Chinda están presentadas en el Volumen 4, Hidrología.

Para los periodos de datos faltantes en los años 1966, 1967, y 1970, no están disponibles los datos de precipitación diario para la aplicación del modelo HBV para la estimación de los caudales diarios para dichos periodos. Los caudales diarios fueron estimados desde los caudales mensuales, los cuales fueron derivados de la formula siguiente:

$$Q \text{ mensual de Chinda} = 2.9 + 2.2 * Q_{\text{mensual de los Llanitos}}$$

La formula arriba fue derivado del estudio de la ENEE "Actualización de la Hidrología del Proyecto Hidroeléctrico Los Llanitos y Jicatuyo-Junta".

#### Derivación de Caudales para los Días con Datos Históricos en Chinda, pero determinados ser Inconsistentes

El método de Curva de Doble-Masa fue utilizado para evaluar la consistencia de los caudales históricos en la estación de Chinda como descrito en el Volumen 4, Hidrología. Para algunos periodos, la suma de los caudales registrados en la estación hidrométrica Jicatuya en Ulapa (área de drenaje de 3,804 km<sup>2</sup>) son mas altos que los caudales diarios correspondientes registrados en la Estación de Chinda con su área de drenaje de 8,849 km<sup>2</sup>. Las estaciones de Jicatuya y Remolino están ubicadas aguas arriba de la estación de Chinda. En base de este análisis, los caudales históricos para estos periodos, como presentados en el Cuadro 4.12, fueron estimados utilizando el modelo HBV, para reemplazar los datos de caudales diarios históricos como descritos en el Volumen 4, Hidrología.

**Cuadro 4.12 Periodos de Datos Históricos Inconsistentes en Chinda**

Año	Periodo de Datos Históricos Inconsistentes en Chinda	Año	Periodo de Datos Históricos Inconsistentes en Chinda
1974	Ene 1 – Jul 31	1989	Feb 1 – Mar. 31, y May 1 – Jul. 31
1977	May 1 – Dic 31	1991	Oct 1 – Dic 31
1978	Ene 1 – May 31, Jul 1- 31	1992	Ene 1 – Oct 31
1981	Jun 1 – Oct 31	1993	Feb, Mar, Jun, y Ago. 1 –

			Oct 31
1983	Jun 1 – Dic 31	1994	Feb 1 – Abr 30, Jun, Ago. 1 – Dic 31
1984	Ene 1 – Mar 31	1995	Ene 1 – Jun 30, y Ago, Sept.
1985	Jun 1 – Jul 31, Dic	1996	Jun, Ago 1 – Oct 31
1986	Ene 1 – Oct 31	1997	Mar 1 – Jun 30, y Ago. 1 – Dic 31
1987	Mar.1 – Abr 30, Jun 1 – Oct 31 y Dic 1 -31	1998	Nov.
1988	Jun 1 – Nov 30		

Las lecturas diarias de elevación registradas en intervalos de 5-15 minutos en la estación de Chinda, como presentado en 4.3.2 de este Capítulo, fueron utilizados para derivar los caudales diarios y mensuales picos para el periodo de Iro de Septiembre de 1999 hasta 30 de Noviembre de 2005.

#### **Caudales diarios y mensuales en el Proyecto El Tornillito**

Entre la estación de Chinda y el sitio El Tornillito, el río Ulúa no recibe agua de afluentes importantes. El área de cuenca entre ambos sitios es de 242.03 km<sup>2</sup> y tiene un forma alargada con respecto a toda la cuenca del río Ulúa. Al interior de dicha cuenca no existe estación de lluvia representativa para obtener una serie larga de caudales diarios. El área mencionada representa el 2.7 % del área total de la cuenca hasta sitio El Tornillito (9,091.0 km<sup>2</sup>). Dado esto, se decidió transponer los caudales obtenidos de Chinda en función del área al sitio El Tornillito. Los caudales mensuales en la estación de Chinda y en el sitio del Proyecto El Tornillito están presentados en los Cuadros 4.13 y 4.14 respectivamente.

A partir de los datos de caudales diarios de 1966 al 2005 del sitio El Tornillito, se realizó un resumen de los mismos, obteniendo los caudales mensuales. El Cuadro 4.14 presenta los caudales mensuales. Se menciona que el caudal promedio para dicho periodo es de 199.7 m<sup>3</sup>/s.

Como descrito en la subsección 4.3.2, los registros de lectura de escala en Chinda están disponibles para el periodo de Septiembre de 1999 hasta el presente. Las lecturas fueron tomadas en intervalos de 5 a 15 minutos para cada día en este periodo. Los valores de caudales fueron calculados para el periodo utilizando las lecturas de escala y la curva de descarga desarrollado para la estación de Chinda. Los caudales diarios mensuales en el Proyecto El Tornillito, como se presentan en los Cuadros 4.13 y 4.14.

**Cuadro 4.13 Resumen de Caudal Mensual (m<sup>3</sup>/s) en el Estación Chinda**

Año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Annual
1966	59.8	42.0	32.0	31.0	103.7	364.9	473.4	307.5	432.1	357.0	266.8	175.8	221.4
1967	132.9	115.5	70.2	58.6	33.7	124.4	126.2	153.1	339.1	326.8	231.7	96.4	150.6
1968	54.9	48.2	33.9	29.1	66.7	517.3	244.8	207.2	498.2	544.6	327.0	198.9	231.2
1969	98.8	51.5	39.8	39.1	73.4	322.7	376.6	555.7	796.7	449.1	235.5	195.2	270.4
1970	93.1	88.3	55.8	42.4	50.3	157.7	532.2	363.4	712.7	327.4	284.8	213.2	244.1
1971	84.4	67.6	37.6	37.1	44.8	67.4	156.8	352.2	367.2	420.2	175.1	67.7	157.2
1972	42.0	51.5	28.8	21.2	39.6	92.8	103.5	196.9	215.4	138.8	61.1	51.3	87.1
1973	36.7	37.9	19.0	20.0	39.5	184.7	127.0	387.9	300.9	569.3	97.0	66.4	158.2
1974	43.4	32.9	24.7	17.9	22.7	339.2	239.5	205.8	735.1	635.2	138.1	88.1	210.6
1975	49.0	30.7	21.3	17.3	37.7	70.5	52.5	86.6	737.4	758.7	475.6	173.3	209.4
1976	147.9	90.5	47.8	42.0	60.9	883.1	314.2	230.1	182.5	308.9	145.4	250.6	225.5
1977	74.5	52.4	38.8	46.6	29.8	362.2	158.0	232.9	280.6	109.4	84.7	57.6	127.2
1978	47.6	40.9	30.6	26.7	32.7	176.6	458.7	300.5	474.1	362.3	228.5	143.1	194.4
1979	72.6	53.2	35.4	41.1	70.3	388.3	360.4	450.9	477.1	484.3	261.6	197.0	242.0
1980	88.0	60.2	46.3	47.5	59.3	313.2	228.1	431.7	480.6	381.1	209.0	168.9	210.1
1981	116.0	94.2	58.6	41.5	41.9	396.0	400.0	453.2	504.4	444.7	147.8	123.9	235.9
1982	66.5	49.1	40.2	32.3	47.9	387.2	167.6	191.8	465.4	334.5	71.2	54.0	159.0
1983	41.9	31.2	23.0	17.8	23.8	66.7	448.1	421.1	623.1	920.5	229.5	102.3	247.6
1984	53.8	42.8	31.9	28.1	70.2	457.1	421.1	631.9	921.3	229.8	97.8	65.1	254.7
1985	48.8	37.0	28.2	21.0	29.2	176.3	314.1	262.5	535.3	370.1	152.1	62.8	170.3
1986	53.1	42.3	31.1	22.7	18.4	110.5	223.1	281.4	496.7	234.0	149.5	61.7	144.0
1987	41.0	31.5	25.8	19.0	17.9	155.2	413.3	283.1	446.8	86.6	90.8	69.9	140.5
1988	103.4	69.1	39.0	27.7	29.3	370.4	550.3	616.1	657.9	503.7	124.3	140.8	270.7
1989	86.3	51.6	39.2	32.7	73.2	219.1	151.7	467.3	805.3	540.2	234.5	118.6	235.5
1990	54.9	41.3	38.4	30.3	38.6	353.7	252.0	339.9	601.5	337.7	450.3	162.5	225.1
1991	70.8	48.8	36.0	26.3	24.4	235.1	253.0	113.0	175.2	432.9	117.6	168.6	142.6
1992	57.9	45.0	32.8	24.6	19.2	590.8	484.4	400.1	555.0	327.4	86.1	64.0	224.4
1993	49.9	37.3	27.8	19.9	29.6	347.1	128.5	407.4	676.9	427.4	129.8	81.0	197.1
1994	63.5	38.5	28.3	20.7	38.2	138.7	51.2	317.4	575.8	427.0	84.6	55.2	153.6
1995	41.7	31.3	23.3	18.2	44.6	232.5	207.2	889.8	1078.5	250.7	92.9	78.1	249.7
1996	69.1	44.5	33.5	37.3	107.8	318.9	384.7	663.9	631.6	702.8	335.6	108.2	288.0
1997	62.5	71.6	44.2	32.4	23.8	387.6	174.2	159.2	650.6	400.1	148.7	79.1	185.8
1998	36.7	20.0	18.6	13.0	31.6	129.9	164.9	234.6	142.9	1038.8	456.4	154.8	205.2
1999	149.7	76.1	39.1	31.2	41.4	138.4	281.8	232.7	733.2	649.5	285.1	184.5	237.6
2000	118.5	63.3	36.5	24.8	188.1	440.8	104.5	248.0	434.3	224.0	90.0	147.6	176.9
2001	138.4	53.2	38.4	24.9	44.5	57.2	72.6	232.3	385.0	230.3	179.2	67.4	127.2
2002	59.1	41.0	33.3	19.1	32.7	140.1	100.1	86.3	266.5	163.4	86.7	69.2	91.5
2003	106.5	73.6	32.9	31.7	43.0	190.3	179.3	147.8	389.9	282.9	144.1	150.3	147.8
2004	60.0	39.9	32.1	32.5	54.6	104.0	118.9	109.9	240.7	330.7	125.3	59.1	109.4
2005	51.9	28.1	32.6	19.2	44.2	350.7	424.1	332.8	456.3	450.4	248.0	101.6	211.7
<b>PROM</b>	<b>73.2</b>	<b>51.6</b>	<b>35.2</b>	<b>29.2</b>	<b>48.1</b>	<b>271.5</b>	<b>260.6</b>	<b>324.6</b>	<b>512.0</b>	<b>412.8</b>	<b>189.5</b>	<b>117.2</b>	<b>194.3</b>

Los caudales en letra molde están derivados de los datos de la estación Chinda

**Cuadro 4.14 Caudal Mensual (m<sup>3</sup>/s) en Sitio de la Presa**

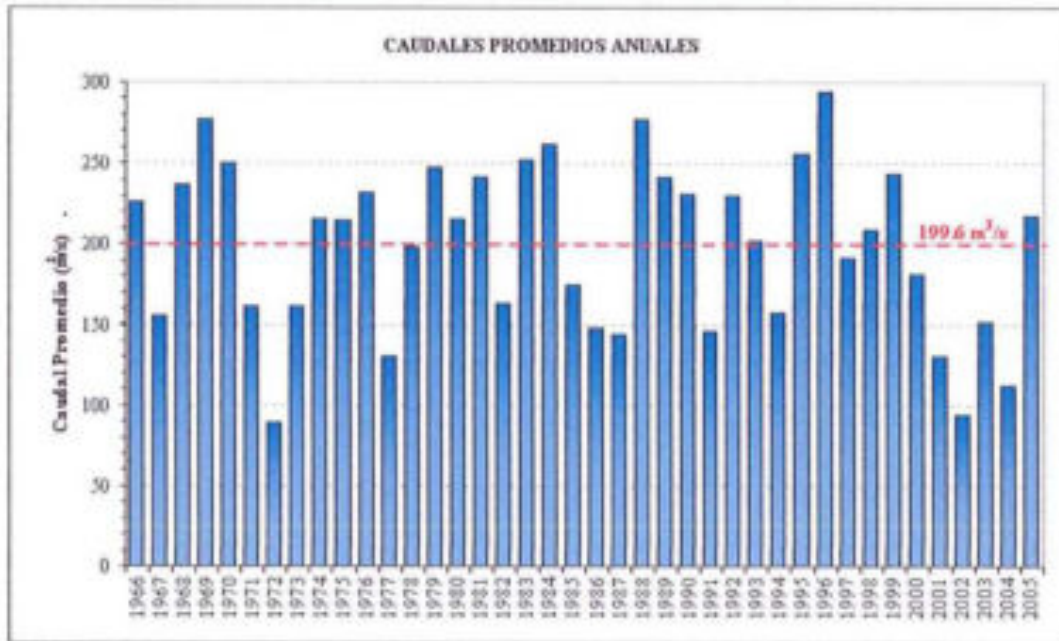
Año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Annual
1966	61.4	43.1	32.9	31.8	106.5	374.9	486.3	315.9	443.9	366.8	274.1	180.6	227.4
1967	136.5	118.7	72.1	60.2	34.6	127.8	129.7	157.3	348.4	335.7	238	99	154.7
1968	56.4	49.5	34.8	29.9	68.5	531.4	251.5	212.9	511.8	559.5	335.9	204.3	237.5
1969	101.5	52.9	40.9	40.2	75.4	331.5	386.9	570.9	818.5	461.4	241.9	200.5	277.8
1970	95.6	90.7	57.3	43.6	51.7	162	546.8	373.3	732.2	336.4	292.6	219	250.8
1971	86.7	69.4	38.6	38.1	46	69.2	161.1	361.8	377.2	431.7	179.9	69.6	161.5
1972	43.1	52.9	29.6	21.8	40.7	95.3	106.3	202.3	221.3	142.6	62.8	52.7	89.5
1973	37.7	38.9	19.5	20.5	40.6	189.8	130.5	398.5	309.1	584.9	99.7	68.2	162.6
1974	44.6	33.8	25.4	18.4	23.3	348.5	246.1	211.4	755.2	652.6	141.9	90.5	216.4
1975	50.3	31.5	21.9	17.8	38.7	72.4	53.9	89	757.6	779.5	488.6	178	215.1
1976	151.9	93	49.1	43.1	62.6	907.2	322.8	236.4	187.5	317.3	149.4	257.5	231.6
1977	76.5	53.8	39.9	47.9	30.6	372.1	162.3	239.3	288.3	112.4	87	59.2	130.7
1978	48.9	42	31.4	27.4	33.6	181.4	471.2	308.7	487.1	372.2	234.8	147	199.7
1979	74.6	54.7	36.4	42.2	72.2	398.9	370.3	463.2	490.1	497.5	268.8	202.4	248.6
1980	90.4	61.8	47.6	48.8	60.9	321.8	234.3	443.5	493.7	391.5	214.7	173.5	215.9
1981	119.2	96.8	60.2	42.6	43	406.8	410.9	465.6	518.2	456.9	151.8	127.3	242.4
1982	68.3	50.4	41.3	33.2	49.2	397.8	172.2	197	478.1	343.6	73.1	55.5	163.3
1983	43	32.1	23.6	18.3	24.4	68.5	460.4	432.6	640.1	945.7	235.8	105.1	254.4
1984	55.3	44	32.8	28.9	72.1	469.6	432.6	649.2	946.5	236.1	100.5	66.9	261.6
1985	50.1	38	29	21.6	30	181.1	322.7	269.7	549.9	380.2	156.3	64.5	175.0
1986	54.6	43.5	32	23.3	18.9	113.5	229.2	289.1	510.3	240.4	153.6	63.4	147.9
1987	42.1	32.4	26.5	19.5	18.4	159.4	424.6	290.8	459	89	93.3	71.8	144.4
1988	106.2	71	40.1	28.5	30.1	380.5	565.4	633	675.9	517.5	127.7	144.7	278.1
1989	88.7	53	40.3	33.6	75.2	225.1	155.8	480.1	827.3	555	240.9	121.8	242.0
1990	56.4	42.4	39.4	31.1	39.7	363.4	258.9	349.2	617.9	346.9	462.6	166.9	231.3
1991	72.7	50.1	37	27	25.1	241.5	259.9	116.1	180	444.7	120.8	173.2	146.5
1992	59.5	46.2	33.7	25.3	19.7	607	497.6	411	570.2	336.4	88.5	65.8	230.6
1993	51.3	38.3	28.6	20.4	30.4	356.6	132	418.5	695.4	439.1	133.3	83.2	202.5
1994	65.2	39.6	29.1	21.3	39.2	142.5	52.6	326.1	591.5	438.7	86.9	56.7	157.8
1995	42.8	32.2	23.9	18.7	45.8	238.9	212.9	914.1	1108	257.6	95.4	80.2	256.5
1996	71	45.7	34.4	38.3	110.7	327.6	395.2	682.1	648.9	722	344.8	111.2	295.9
1997	64.2	73.6	45.4	33.3	24.4	398.2	179	163.6	668.4	411	152.8	81.3	190.9
1998	37.7	20.5	19.1	13.4	32.5	133.5	169.4	241	146.8	1067.2	468.9	159	210.8
1999	153.8	78.2	40.2	32.1	42.5	142.2	289.5	239.1	753.2	667.3	292.9	189.5	244.1
2000	121.7	65.0	37.5	25.5	193.2	452.9	107.4	254.8	446.2	230.1	92.5	151.6	181.7
2001	142.2	54.7	39.5	25.6	45.7	58.8	74.6	238.7	395.5	236.6	184.1	69.2	130.7
2002	60.7	42.1	34.2	19.6	33.6	143.9	102.8	88.7	273.8	167.9	89.1	71.1	94.0
2003	109.4	75.6	33.8	32.6	44.2	195.5	184.2	151.8	400.6	290.6	148.0	154.4	151.9
2004	61.6	41.0	33.0	33.4	56.1	106.8	122.2	112.9	247.3	339.7	128.7	60.7	112.3
2005	53.3	28.9	33.5	19.7	45.4	360.3	435.7	341.9	468.8	462.7	254.8	103.4	217.4
<b>PROM</b>	<b>75.2</b>	<b>53.1</b>	<b>36.1</b>	<b>30.0</b>	<b>49.4</b>	<b>278.9</b>	<b>267.7</b>	<b>333.5</b>	<b>526.0</b>	<b>424.1</b>	<b>194.7</b>	<b>120.4</b>	<b>199.6</b>

\* Los caudales en letra molde están derivados de los datos de la estación Chinda

**Inflow variability**

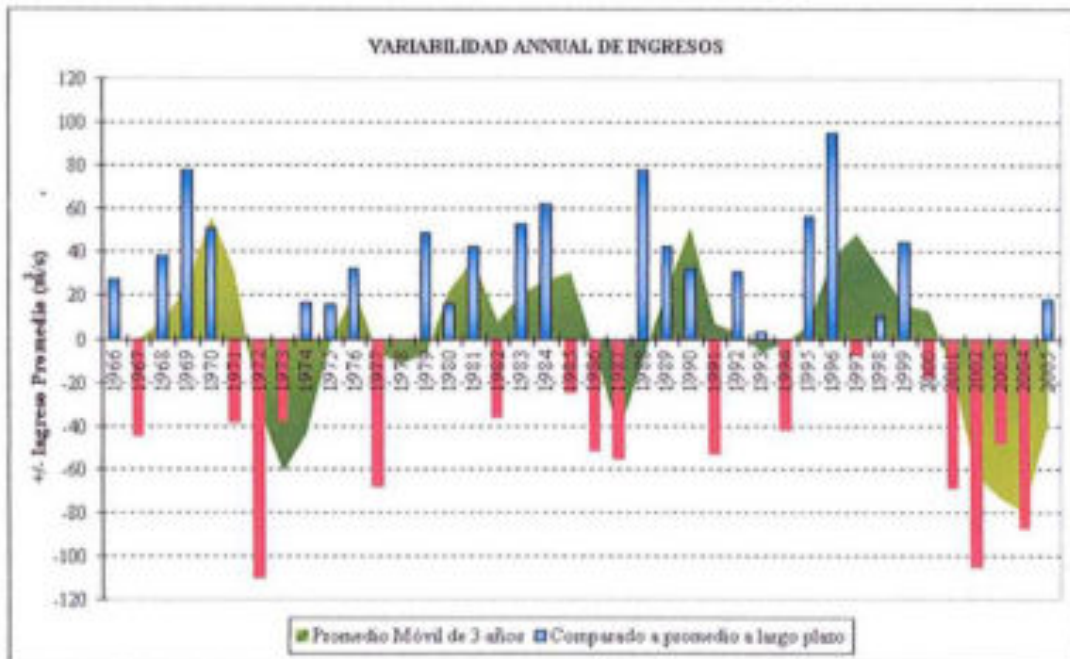
Mean annual inflows at Tornillito, presented in Table 4.14 and plotted in Lamina 4-6, indicate a significant inflow variability from one year to another. The average annual inflow is 199.6 m<sup>3</sup>/s with a Standard Deviation of 52.7 m<sup>3</sup>/s.

**Lamina 4-6 Caudales promedios Anuales**



The inflow variability seems over the period of record seems to exhibit dry and wet cycles typically lasting 3-4 years each. This is illustrated in Lamina 4-7, showing above and below annual inflows and the 3-year moving averages.

**Lamina 4-7 Variabilidad anual de ingresos**





#### 4.4-3. Frecuencia de Crecida

##### Caudales Picos Anuales

Los caudales picos mensuales y anuales para el periodo de 1966 – 2005, derivados por la ENEE y los caudales picos anuales del informe USGS como descritos antes en este capítulo fueron revisados y comparados. Para cada año, el valor más grande entre los dos caudales picos como derivados por la ENEE y el USGS fue seleccionado. Cabe mencionar que en algunos años, los caudales picos anuales seleccionados fueron más bajos que los caudales picos diarios como derivados por la ENEE en los mismos años. Para estos años los caudales picos diarios fueron seleccionados como los caudales picos anuales. Se han presentados estos valores en el Cuadro 4.7, y fueron utilizados en el análisis de frecuencia de las crecidas mensuales y anuales para estimar los caudales picos de intervalos varios de retorno. En vista de las discrepancias en los caudales picos anuales y mensuales que fueron derivados por la ENEE y el USGS, se propone revisar en detalle los caudales picos mensuales y anuales como derivados por la ENEE y el USGS para la estación Chinda.

Distribución de Log Pearson III fue utilizado para el análisis de frecuencia, para los casos con y sin el Huracán Mitch de Octubre de 1998, como esta distribución es la recomendada por el U.S. American Society of Civil Engineers y es el método mas aceptado y común por las agencias prestatarias internacionales. Se muestran los resultados de los análisis para la estación de Chinda en el Cuadro 4.15.

**Cuadro 4.15 Análisis de Frecuencia de Crecidas en Chinda Sin y Con Huracán Mitch**

Periodo de Retorno (Años)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	
	Sin Mitch	Con Mitch
2	2,306	2,191
5	2,970	3,187
10	3,295	3,962
20	3,544	4,799
50	3,797	6,031
100	3,947	7,079
500	4,204	9,988

Las crecidas picas en el sitio del Proyecto El Tornillito con intervalos varios de retorno fueron estimadas de los resultados de frecuencia en la estación de Chinda utilizando el raíz cuadrada del ratio entre las áreas de drenaje de Chinda y el sitio de Tornillito y se los muestran en el Cuadro 4.16 y la Lamina 4.8.

**Cuadro 4.16 Frecuencia de Crecidas en El Tornillito; Sin y Con el Huracán Mitch**

Periodo de Retorno (Años)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	
	Sin Mitch	Con Mitch
2	2,338	2,221
5	3,010	3,230
10	3,340	4,016
20	3,592	4,864
50	3,848	6,113
100	4,000	7,175
500	4,261	10,124

Como se discuten en el Volumen 4, Hidrología, se utilizaron dos métodos alternativos para definir las relaciones entre las crecidas picas anuales y los intervalos de retorno asociados. Estos métodos se incluyen un análisis de frecuencia estadística utilizando Pearson III y Log Pearson III y distribuciones de Gumbel mas la aplicación del modelo HMS-HEC I, desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. Para derivar las hidrógrafas con intervalos varios de retorno, se hicieron un análisis de retornos varios de la precipitación de 72 horas en las estaciones seleccionadas. Se muestran los resultados en el Cuadro 4.10. Los resultados están distribuidos sobre cada periodo de 72 horas en base de Huracán Mitch de 28 a 31 de Octubre de 1998 para datos de entrada en el modelo HMS-HEC I. En la aplicación del modelo HMS-HEC I, no se calibraron el modelo en base de los datos de precipitación de 72 horas para la derivación de las crecidas picas. Además, se requieran ajustes a los caudales picos para los años 1999-2004, que fueron estimados en base de las lecturas de escala en Chinda, debido a la revisión de la curva de descarga en la estación de Chinda después de completar los estudios hidrológicos del Volumen 4.

Considerando que la aplicación de análisis de frecuencia de los caudales picos anuales en base de Distribución de Log Pearson III, es generalmente aceptado en los estudios hidrológicos de proyectos hidroeléctricos de importancia y los ajustes a los caudales picos históricos de 1999-2005 debido a la revisión de la curva de caudales, la distribución de Log Pearson III fue usado en el análisis de frecuencia de los caudales picos mensuales y anuales en este estudio.

#### **Caudales Picos Mensuales**

Se hicieron analices de frecuencia de los caudales picos mensuales con el propósito de seccionar los caudales de diseño para las estructuras de desvío durante la construcción. Se utilizaron las siguientes etapas para la derivación de los caudales picos mensuales para cada mes del periodo de 1966 hasta 2005

1. Listar el caudal pico diario para cada mes para el periodo de enero de 1966 hasta noviembre de 2005, y derivar el caudal pico diario para cada año.
2. Calcular el ratio entre el caudal pico anual como presentado en el Cuadro 4.7 y el caudal pico diario del mismo año, como derivado en la etapa 1 para cada año del periodo de 1966 hasta 2005.
3. Derivar el caudal pico mensual para el periodo de 1966 hasta 2005 en base del caudal pico diario (Etapa 1) y el ratio para el mes (Etapa 2).

Se presentan los caudales picos mensuales en Chinda en el Cuadro 4.17. Se utilizaron estos valores para calcular los caudales picos mensuales en el sitio de El Tornillito en base de la raíz cuadrada del ratio de las áreas de drenaje entre Chinda y El Tornillito. Se hicieron análisis de frecuencia de los caudales picos para cada mes del periodo de 1966-2005. Se presentan los resultados de dicho análisis en el Cuadro 4.18.

**Cuadro 4.17 Caudales Picos Mensuales – 1966-2005**

Año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Anual
1966	201	95.3	77.3	104.8	258.6	1483.9	1773.9	1057	1922	728.1	1300.6	345.2	1922
1967	446.1	261.9	169.2	198	63.9	562.6	312	454.8	2042.4	813.2	560.1	406	2042.4
1968	94	124	56.4	57.6	411.1	1853.2	1627.6	852	1551.2	3830.4	1298.1	412.2	3830.4
1969	180.4	77.7	56.4	73.9	270.6	899.6	1592.5	1388.3	2630	1804.3	1300.6	442.3	2630
1970	151	192.5	106.3	87.2	242.5	542.1	1910	1075.1	1583.4	883.7	1101.7	1101.7	1910
1971	154.1	201.7	61.4	120.3	205.5	256.9	1298.1	1152.8	1164	1655.2	1298.1	141.6	1655.2
1972	65.1	133.9	56.3	38.8	120.2	470.7	486.9	1296.8	1298.1	1296.8	142.7	146.5	1298.1
1973	64.5	103.6	30.3	82.1	314.7	978.1	537.1	2185	1247.3	1808.4	193.4	141.5	2185
1974	61.8	47	35.8	26.1	66.5	1907.1	1342.9	1298.1	3739	2479.7	442.3	299.5	3739
1975	117.6	69.9	41.3	28.6	166.9	265.4	238.4	449.8	3083.6	2109.2	3260	519.8	3260
1976	614	208	87.7	100.2	156.6	2975.9	1134	1299.4	521.3	1316.9	333.3	1299.4	2975.9
1977	207.1	134.7	104.6	174.9	96.1	1630	902.8	1136	1419.3	438.9	245.7	130.1	1630
1978	74.8	72.5	45.6	44.6	282.4	1358.7	1727.8	723.9	2181	1786.2	1361.3	629.5	2181
1979	163.1	98.8	90.5	159.5	152.3	2678	1173.6	1955.5	1237.8	1624.7	1800.8	1236.6	2678
1980	164.5	134.2	135.4	124	155.7	1313.8	815.1	1544.2	2615	1832.8	1311.3	354.4	2615
1981	194	200	78	46	156	1516.6	917.5	1295.2	1413.4	1535.6	1036	290	1535.6
1982	99	83	53	42	253.1	1106.3	371.7	510.2	1603.8	1902.7	100.5	69.4	1902.7
1983	63.1	45.6	34.2	24.7	76.5	414.7	1273.5	1704.3	2323.3	2493.5	991.4	334.4	2493.5
1984	59.4	47.9	36.7	41	325.3	999	1336.9	1822.5	1956	777.7	262.3	85.2	1956
1985	106	80.9	61.5	46	93.9	864.6	1253.9	1471.6	3175	2554.2	892.9	148.9	3175
1986	77	57.1	43	31.1	35.2	504.9	570.7	1195.6	1515	554.6	439.4	89.3	1515
1987	54.3	52	33.9	24.7	36.2	586.6	1162.8	1047.9	1186.6	206.7	254.5	349.5	1186.6
1988	249.4	140.6	68.4	47.7	78.2	1243.9	3162.2	1737.5	3460	1532.3	271.8	495	3460
1989	249.9	84	67.6	122.7	368.6	907.3	448.8	1735.9	3287	1722.6	984.8	350.4	3287
1990	67	79	58	66	147.8	822.5	561.8	684	1685.3	967.7	3340.6	878	3340.6
1991	101.6	56.9	41.9	30.4	43.5	748.7	877.1	269	424	2207.6	196.8	748.3	2207.6
1992	63.7	51.7	38.3	27.5	21.6	1729.8	1473.8	1813.5	2521.1	992.3	126	88	2521.1
1993	145.4	66.9	50.0	51.6	212.6	3646.4	669.1	1478.5	3487.9	2553.6	564.4	195.4	3646.4
1994	136.1	59.3	44.6	32.2	153.7	650.5	192.7	1135.5	1797.6	1623.1	201	89.6	1797.6
1995	47.6	35.5	27	23.3	85.5	935	529	2324.1	2995.4	406	160	211	2995.4
1996	185	58	64	74	232	1229.6	1015	2092.9	1891.8	2675.3	811	192	2675.3
1997	91	186	51.4	37.6	27.6	1702.4	941	370.1	1947.7	1415.1	296.7	171.2	1947.7
1998	73.6	31	31	26.4	412.8	407	583	784.2	384.1	11640	4930.6	269.1	11640
1999	409	130	49.3	39.8	79.7	415	678	675	2885.6	3118.9	767.4	312.2	3118.9
2000	401.9	110.9	50.5	32.2	751.9	1698.8	230.2	1691.8	1243.6	875.8	210.7	355.6	1698.8
2001	751.9	75.6	66.7	71.1	225.2	162.6	178.1	1446.3	1132.8	1024.2	726.6	98.4	1446.3
2002	129.2	114.6	62.5	26.3	160.5	696.9	405.1	292.8	963.1	478	470.7	141.4	963.1
2003	240.2	167	105.5	85	340.9	783.1	644.7	364.6	2079.2	536.3	260.7	332.2	2079.2
2004	95	46.8	48	93.3	298.3	355.6	358.6	418.2	904.3	1268.1	658.7	131.2	1268.1
2005	90	42.1	72.6	33.3	242.7	2413.4	1499.2	1049.2	2182	1963.5	-		2413.4

**Cuadro 4.18 Análisis Frecuencia de las Crecidas en El Tornillito sin Huracán Mitch**  
(Caudales en metros cúbicos por segundo)

Month	Periodo de Retorno (Años)						
	2	5	10	20	50	100	500
ENE	114	224	351	540	936	1,409	3,589
FEB	85	137	179	227	300	364	548
MAR	54	79	99	120	153	182	264
ABR	45	86	136	213	386	605	1,723
MAY	162	296	389	477	588	667	837
JUN	952	1,659	2,167	2,669	3,331	3,833	5,008
JUL	825	1,392	1,771	2,126	2,568	2,884	3,570
AGO	1,174	1,703	1,941	2,105	2,248	2,319	2,409
SEP	1,899	2,718	3,105	3,384	3,644	3,784	3,985
OCT	1,424	2,220	2,669	3,040	3,441	3,693	4,147
NOV	531	1,135	1,704	2,397	3,536	4,598	7,887
DIC	246	497	753	1,088	1,693	2,312	4,540

#### 4.4-4. Crecidas del Vertedero y Desvío durante la Construcción

Las precipitaciones de 72 horas del Huracán Mitch durante el periodo de 28-31 de Octubre de 1998 en las estaciones de precipitación seleccionadas fueron entradas en el modelo HMS-HEC 1 para derivar los higrógrafos de la Crecida Máxima Probable (CMP). La precipitación máxima de 72 horas con un intervalo de retorno de 10,000 años para las estaciones seleccionadas en la cuenca Ulúa, y distribuida a cada hora del periodo de 72 horas para la derivación del higrógrafo e 10,000 años y el caudal pico como descrito mas temprano en este Capitulo.

Los caudales picos de la CMP y la crecida de 10,000 años están estimados en 25,046 y 14,114 metros cúbicos por segundo, respectivamente. Abajo, se muestra el hidrografo de la Crecida Máxima Probable.

**Lamina 4-8 Hidrogramas de Crecidas Probables**



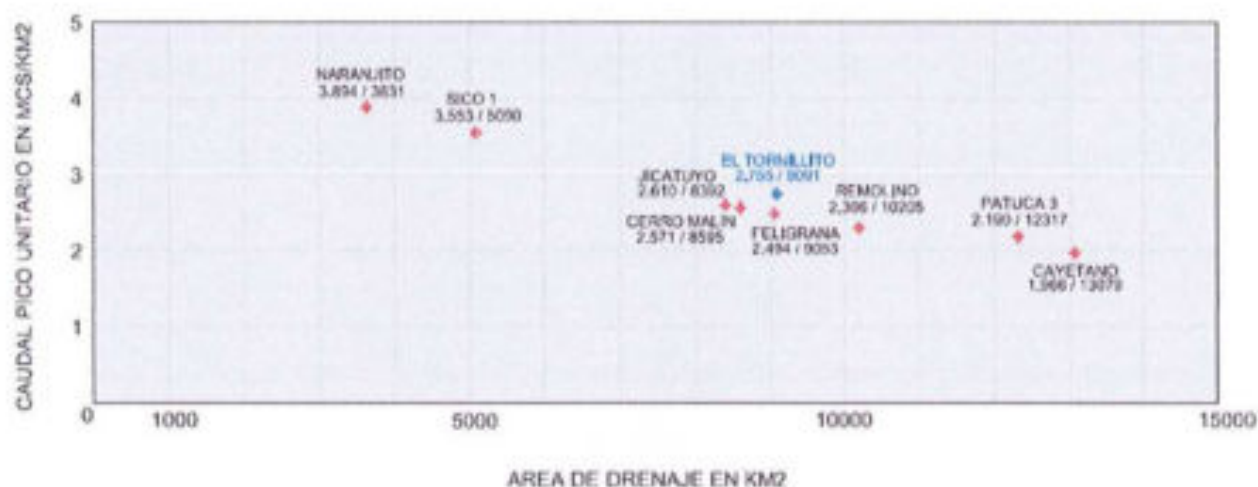
Un segundo método de estimar las precipitaciones máximas probables (PMP) en las estaciones de precipitaciones seleccionadas, y utilizando el modelo HMS-HEC I para estimar la CMP y caudales máximos de 10,000 años también fue usado. Los PMP's fueron derivadas por el método Hershfield.

En el cuadro 4.19, se presentan una comparación del caudal pico de la CMP para el Proyecto El Tornillito y los caudales picos de la CMP para otros proyectos hidroeléctricos en Honduras como derivados por la ENEE u otras firmas de consultoría internacionales. En la Lamina 4.9 se define la relación entre los caudales picos unitarios de la CMP para los proyectos y las áreas de drenaje de los sitios de los proyectos. Se puede ver en la Lamina 4.9 que el Proyecto El Tornillito tiene una relación muy cercana a la curva de todos los otros proyectos.

**Cuadro 4.19 Comparación del CMP para Proyectos Hidroeléctricos en Honduras**

Proyecto	CMP	Área de Drenaje	Caudal Pico Unitario
	m <sup>3</sup> /s	km <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup>
Tornillito	25,046	9,091	2.755
Naranjito	14,139	3,631	3.894
Patuca 3	27,000	12,317	2.190
Jicatugo	21,903	8,392	2.610
Cerro Malin	22,098	8,595	2.571
Feligrana	22,575	9,053	2.494
Remolino	23,532	10,205	2.306
Cayetano	25,707	13,079	1.966
Sico 1	18,084	5,090	3.553

**Lamina 4-9 Comparación del CMP para Proyectos Hidroeléctricos en Honduras**



El método de Crecida del Proyecto Estándar (CPE), como propuesto por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos ha sido adoptado como la crecida de diseño para el vertedero para numerosos proyectos hidroeléctricos. La CPE estima las descargas de crecidas que se puede esperar desde la combinación mas severa de condiciones meteorológicas y hidrológicas que se puede considerar como razonables tomando en cuenta las características de la región en consideración, excluyendo condiciones extremadamente raras. La SPF

representa el caudal de una crecida que se debe seleccionar como la crecida de diseño para el proyecto en consideración de limitaciones económicas y otras, donde un cierto grado de riesgo puede ser justificado, pero donde un alto grado de protección se justifica por riesgos a la vida a las propiedades dentro del área a ser protegida. En general la CPE es igual a 40 a 60% de la CMP para la misma cuenca. La crecida de 10,000 años, con un caudal de 14,114 m<sup>3</sup>/s, fue seleccionada para el diseño del vertedero del Proyecto El Tornillito que corresponda a 56.4% de la CMP de 25,046 m<sup>3</sup>/s.

Se muestran los resultados del análisis de los caudales picos para el Proyecto El Tornillito para los casos con y sin el Huracán Mitch en el Cuadro 4.16. Como se describe mas temprano en este Capitulo del Informe, los valores del Huracán Mitch fueron usados en la derivación del higrógrafo de la CMP para el Proyecto El Tornillito. Consecuentemente, el caudal pico del intervalo de retorno de 20 años, en base del análisis de frecuencia de diseño para el desvio durante la construcción para el Proyecto El Tornillito.

# Estudio Geología y Geotecnia

## CONTENIDO

<b>5- GEOLOGÍA Y GEOTECNIA.....</b>	<b>5.1-1</b>
5.1 INTRODUCCIÓN.....	5.1-1
5.1.1 Objetivo del Estudio.....	5.1-1
5.1.2 Localización y Accesos.....	5.1-1
5.1.3 Unidades de Medición.....	5.1-2
5.1.4 Normas y Recomendaciones para Ensayos.....	5.1-2
5.2 CONDICIONES GEOGRÁFICAS.....	5.2-3
5.2.1 Morfología de la Cuenca.....	5.2-3
5.2.2 Vegetación y Uso Agrícola en la Cuenca.....	5.2-3
5.3 CONDICIONES GEOLÓGICAS Y TECTÓNICAS DE HONDURAS.....	5.3-4
5.3.1 Geología Regional Y Tectónica.....	5.3-4
5.3.2 Estratigrafía.....	5.3-5
5.3.3 Tectónica de Honduras.....	5.3-11
5.4 ALCANCE DE LAS INVESTIGACIONES DE CAMPO.....	5.4-14
5.4.1 Metas De Las Investigaciones.....	5.4-14
5.4.2 Tiempo De Ejecución.....	5.4-14
5.4.3 Trabajos Ejecutados.....	5.4-14
5.5 MAPEO GEOLÓGICO.....	5.5-17
5.5.1 Sitio de Presa.....	5.5-17
5.5.2 Embalse.....	5.5-19
5.5.3 Estructura Geológica.....	5.5-25
5.5.4 Rasgos Tectónicos Generales.....	5.5-27
5.5.5 Mapeo De Manantiales.....	5.5-27
5.5.6 Karstificación.....	5.5-27
5.5.7 Características del Embalse y de la Presa.....	5.5-28
5.6 COMPOSICIÓN Y PROPIEDADES DEL SUELO Y SUBSUELO EN EL SITIO DE PRESA.....	5.6-32
5.6.1 Morfología Del Sitio De Presa.....	5.6-32
5.6.2 Composición General Del Suelo Y Subsuelo.....	5.6-32
5.6.3 Resultado de las Perforaciones.....	5.6-32
5.7 HIDROGEOLOGÍA.....	5.7-37
5.7.1 Distribución De Las Rocas En El Embalse.....	5.7-37
5.7.2 Permeabilidad De Las Rocas.....	5.7-37
5.8 ESTABILIDAD DE TALUDES.....	5.8-39
5.9 CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS.....	5.9-39
5.9.1 Descripción del Sitio de Presa.....	5.9-39
5.9.2 Topografía.....	5.9-39
5.9.3 Condiciones mecánicas de fundación.....	5.9-40
5.9.4 Condiciones hidrogeológicas de fundación.....	5.9-40
5.10 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA ROCA DE FUNDACIÓN.....	5.10-41



---

5.10.1	Introducción .....	5.10-41
5.10.2	GSI (Índice Geológico de Resistencia) de la roca.....	5.10-41
5.10.3	Criterio de Hoek y Brown.....	5.10-43
5.10.4	Mitigación de la alta permeabilidad de la roca .....	5.10-47
5.10.5	Excavaciones .....	5.10-52
5.10.6	Materiales de Construcción .....	5.10-54
5.10.7	Disposiciones constructivas.....	5.10-55
5.10.8	Instrumentación .....	5.10-55
5.11	CONCLUSIONES.....	5.11-55

■ LAMINAS

LÁMINA 5-1	COLUMNA ESTRATIGRÁFICA.....	5.3-6
LÁMINA 5-2	RASGOS TECTÓNICOS DE LA AMÉRICA CENTRAL.....	5.3-13
LÁMINA 5-3	SECCIÓN ESQUEMÁTICA CUEVA 232AA.....	5.5-30
LÁMINA 5-4	SECCIÓN TRANSVERSAL ESQUEMÁTICA CUEVA 262EL/MD.....	5.5-31
LÁMINA 5-5	REPUESTA DE POZOS DE OBSERVACIÓN.....	5.7-38
LÁMINA 5-6	ESTIMACIÓN DEL ÍNDICE DE ESFUERZOS GEOLÓGICOS (GSI).....	5.10-42
LÁMINA 5-7	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE, $\sigma_{CI}$ , ROCA INTACTA.....	5.10-44
LÁMINA 5-8	VALORES DE MI PARA ROCA INTACTA.....	5.10-44
LÁMINA 5-9	PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA ROCA POR EL CRITERIO HOEK Y BROWN.....	5.10-46
LÁMINA 5-10	DETERMINACIÓN DE LA INCLINACIÓN DE LA CORTINA DE INYECCIÓN.....	5.10-50
LÁMINA 5-11	PASOS DE INYECCIÓN EN EL PROCESO DE GIN.....	5.10-51
LÁMINA 5-12	DIAGRAMA DE CONTROL DE INYECCIONES DE CONSOLIDACIÓN.....	5.10-52
LÁMINA 5-13	UBICACIÓN DE LOS PENDIENTES DE LOS TALUDES EN CORTE CON RESPECTO A LOS PLANOS DE ESTRATIFICACIÓN Y DIACLASAS EN LA ROCA.....	5.10-53

■ CUADROS

CUADRO 5-1	PERFORACIONES EN EL PROYECTO EL TORNILLITO.....	5.4-15
CUADRO 5-2	VOLUMEN DE CEMENTO REQUERIDO PARA LA CORTINA DE INYECCIÓN.....	5.10-51

## ■ 5 - GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

### 5.1 INTRODUCCIÓN

El informe incluye toda la información geológica y geotectónica del sitio de presa y del embalse de El Tornillito. Entre la información recabada se encuentra el mapeo geológico del sitio de presa y del embalse, investigaciones geotécnicas ejecutadas y sus interpretaciones.

El mapeo tanto del sitio de presa como del embalse se llevaron a cabo en el periodo comprendido entre el 31 de marzo al 10 de junio del 2005.

Las perforaciones en área de presa dieron inicio el 20 de mayo y hasta el mes de agosto de 2005 no han sido terminadas.

Los ensayos de laboratorio de Mecánica de Rocas para los agregados de concreto se realizaron en el laboratorio de Geotecnia y Pavimentos.

Los análisis químicos de aguas y de sedimentos se efectuaron en los laboratorios de ECOLOVA y FHIA, respectivamente.

#### 5.1.1 Objetivo del Estudio

El objetivo principal es la identificación y estudio de las unidades litológicas y estructuras geológicas del área en estudio, y su caracterización geomecánica. A partir de lo anterior se estimarán las condiciones de cimentación, permeabilidad y ubicación más favorable de las obras hidráulicas necesarias.

#### 5.1.2 Localización y Accesos

El P.H. Tornillito se encuentra en los departamentos de Cortes y Santa Bárbara, municipios de Villanueva, San Antonio de Cortes, Concepción del Norte y Chinda, en línea recta de Villanueva, a 12.4 Km. al SE, aproximadamente, el sitio se encuentra en las coordenadas 0387.546/1682.232 de la hoja cartográfica de Concepción del Norte publicada por el Instituto Geográfico Nacional (IGN)

Para llegar al área del proyecto hay tres opciones:

- La primera es: se toma el desvío en puente Pimienta que va hacia una cañera de CAHSA, se pasa la cañera hasta la bomba donde se toma el agua para irrigación, en este sitio se deja el vehículo y se continúa por bote aguas arriba hasta llegar al área de presa.
- La segunda opción es saliendo de Villanueva por la carretera hacia El Perico y al llegar al desvío a El Capulín, se toma este desvío hasta llegar a la hacienda de Don Pedro Osorto, pasando esta se llega al final del camino, donde se deja el vehículo se continúa a pie por espacio de unos 500 metros y se llega al área de presa.
- La tercera opción es saliendo de Villanueva por el camino hacia El Perico, pasando este lugar se pasa El Coabano, hasta llegar a un lugar conocido como El Campesinado, tomando un desvío a mano izquierda hacia la hacienda del Dr. Inestroza, donde se deja el vehículo, se continúa a pie por espacio de unos 1800 a 2000 metros, hay que abrir una brecha de unos 300 metros y se llega al eje de presa.

### 5.1.3 Unidades de Medición

Para todo el informe será usado el Sistema Métrico Decimal. La altitud se da en metros sobre el nivel del mar (m. s. n. m.), la temperatura se mide en centígrados ( $^{\circ}$  Celsius), el círculo se divide en 360 grados ( $360^{\circ}$ ), las presiones en MPa, cargas en Kg. y T, densidades en  $\text{kN/m}^3$ .

### 5.1.4 Normas y Recomendaciones para Ensayos

Las normas que se aplicaron en la ejecución de los ensayos de Mecánica de Suelos o de Rocas son:

#### **Ensayos de Mecánica de Rocas**

- Carga Puntual (Point Load Test)

Con este ensayo se investigara la resistencia de la roca en los testigos de las perforaciones de la cimentación, se ejecutaran siguiendo la recomendación HOEY and BRAY en "Rock Slope Engineering 1977".

#### **Ensayos de Mecánica de Suelos**

Los ensayos de mecánica de suelos se ejecutaron aplicando las normas de ASTM.

- Análisis Granulométrico

Para determinar la curva granulométrica de agregados de diferentes lugares se siguió la norma ASTM C-136.

- Resistencia a la Abrasión (Los Angeles)

Este ensayo se ejecuto siguiendo las normas ASTM C- 131 y C-535.

- Densidad especifica

Se hizo siguiendo la norma ASTM C-33

- Reactividad Alkali-Silice de los agregados al concreto

Se hizo bajo la norma C-1260-01

## 5.2 CONDICIONES GEOGRÁFICAS

### 5.2.1 Morfología de la Cuenca

La cuenca del Río Ulúa hasta el sitio de presa de El Tornillito tiene un área aproximada de 9,038 km<sup>2</sup>. El embalse tendrá una superficie de 10.4 km<sup>2</sup>.

El nivel del río en el área de desfogue es de 50 m.s.n.m. aproximadamente. La cuenca incluye las depresiones tectónicas de Santa Bárbara y Jesús de Otoro.

La cuenca esta formada por un conjunto de montañas, las cuales varían de altas a relativamente bajas. El pico mas alto en la cuenca es la montaña de Celaque con 2849 m.s.n.m., ubicado en el borde SW, el cual disminuye poco a poco hasta alturas de 300 a 500 m.s.n.m., en el borde Este se encuentran las montañas de Comayagua con alturas que oscilan entre los 2000 y 1500 m.s.n.m., en la parte Sur de la cuenca tenemos altura de mas de 1500 m.

El drenaje principal es el Río Ulúa y sus tributarios mas importantes son los rios Jicatuyo y Grande de Otoro.

Los valles formados por el Río Ulúa y sus tributarios son relativamente estrechos, cuyo fondo varia de unos 100 a 200 m, a excepción de los fondos de los grabens de Santa Bárbara y Jesús de Otoro, en los que el río a través del tiempo se movidos a los ancho de ellos, formando terrazas aluviales a diferentes altitudes.

Los flancos de estos valles estrechos tienen por lo general pendientes que varia de 20° a 40°, pero también existen escarpes completamente verticales, especialmente donde se encuentran afloramientos de caliza y Rocas Volcánicas de la Formación Padre Miguel, los valles se ensanchan donde la roca que se encuentra en ellos son relativamente suave y bastante erosionable, tales como las lutitas, areniscas y conglomerados de las Capas Rojas del Grupo Valle de Angeles y las rocas volcánicas de la Formación Matagalpa.

Las rocas del Mesozoico afloran en la región occidental, es decir Santa Rosa de Copan, Naranjito, todo el río Jicatuyo, parte central de la cuenca, como las montañas de Santa Bárbara, las rocas volcánicas de encuentran en la región oriental de la cuenca, lo que es la zona de Jesús de Otoro, el departamento de Lempira, Río Mejocote.

La morfología esta determinada por las variaciones en la resistencia de las rocas a la meteorización combinada con fenómenos tectónicos.

El agente más importante en la meteorización, tanto química como física es el agua superficial. Todos los valles presentan un perfil en "V", algunos mas cerrados que otros.

En las calizas se encuentran los fenómenos kársticos, tales como huecos, cuevas y canales de disolución.

### 5.2.2 Vegetación y Uso Agrícola en la Cuenca

La mayor parte de la cuenca del Río Ulúa es usada por el sector agrícola y ganadero, especialmente las terrazas aluviales que se encuentran a las orillas de los rios, así como la parte inferior de los flancos. La parte superior tienen una vegetación que varia desde un bosque denso hasta ralo, en las partes que existen en las laderas de la montaña de Celaque existe un bosque de hoja ancha bastante denso, en cambio en las partes altas de las montañas que hay en la zona de Jesús de Otoro existen grandes cantidades de bosque de pinos.

### 5.3 CONDICIONES GEOLÓGICAS Y TECTÓNICAS DE HONDURAS

En 1991 KOZUCH en la segunda edición del mapa geológico de Honduras describió las condiciones geológicas y tectónicas de Honduras como sigue:

#### 5.3.1 Geología Regional Y Tectónica

Para comprender las situaciones geológicas locales es necesario entender La situación regional y Las condiciones que crearon la geología local. Una gran cantidad de investigaciones científicas se han dedicado a La tarea de descifrar La evolución tectónica y geológica de la región.

Se piensa que Los Esquistos Cacaguapa es La unidad de roca inferior a todas las rocas de Honduras y generalmente son considerados como el basamento del bloque Chortis. Este complejo del basamento y todas las rocas superiores forman un terreno geológico independiente a la del Norte de Guatemala (el bloque Maya) y los terrenos en el Sur de América Central.

EL modelo de la evolución tectónica del Caribe de Ross y Scotese (1988)], surgió a base de los modelos de Pindell y Dewey (1982), Pindell (1985) y Pindell y Barrett (1987). Estudios por Gose (1985), tienen un enfoque particular en la historia tectónica del bloque Chortis. Una síntesis de todos estos modelos es la siguiente:

Empezando con la reconstrucción de Pangea hace unos 180 millones de años durante el Jurásico, centros dorsales aparecieron al Norte y Sureste de Yucatán y al sureste del bloque Chortis. Estos centros dorsales evolucionaron en respuesta a la separación de tres placas mayores, la de América del Norte, América del Sur y la de África (Lámina 1).

Movimientos de las placas en el Mesozoico crearon la Cuenca Intercontinental de Honduras que incluye una secuencia gruesa de sedimentos, que se encuentran en la presente Cuenca de Ulúa.

Al iniciar el Cretácico-medio, Yucatán se encontraba en su posición actual y una nueva zona de subducción apareció al Norte de las Antillas (Lámina 1).

Esta zona tenía un desplazamiento hacia el este que sirvió para aumentar una falla de transforme mayor, el Escarpe de Hess. A finales del Cretácico, movimientos de las placas al Norte del Chortis habían creado bandas de pliegues paralelas con dirección Este a Oeste. Estas montañas son conocidas como La Faja Nuclear Plegada ("Nuclear Fold Belt") que describe Mills et al. (1967) en detalle.

Ross y Scotese (1988), calculan que otra zona de subducción apareció a los 60 millones de años que completo el rumbo de la trinchera al oeste de México. Con La clausura de sus bordes, la placa del Caribe había nacido, (Gose, 1985) y se movía de acuerdo con los esfuerzos producidos por las placas a su alrededor. Durante el Eoceno el proceso orogénico que creó las sierras de América Central había culminado y al empezar el Oligoceno la mayoría de América Central había emergido (Dengo y Bohnenberger, 1969). En fin, es posible de que casi 6000 m de sedimentos del Mesozoico habían sido fallados y plegados en un anticlinorio de este-oeste.

Durante el Terciario, Honduras continuaba su movimiento migratorio al este hacia su posición actual mientras tanto la actividad volcánica depositó lavas y capas gruesas de tobas sobre el occidente y el sur de Honduras. Se piensa que mucha de ésta actividad está relacionada con la subducción de la placa Cocos debajo del bloque Chortis. Este periodo también coincide aproximadamente con la apertura de la Fosa del Caimán (Rosencrantz et al., 1988). La fosa del Caimán es una pequeña zona de acreción con fallas transformes con desplazamientos laterales a la izquierda. La serie compleja de fallas en forma de cola de

caballo en el noreste de Honduras y sur de Guatemala (falla Motagua, falla Polochic, y otras) pueden ser parte de un proceso de deformación intraplaca que está acomodando los grandes desplazamientos creados por la Fosa del Caimán (Rosencrantz y Sclater, 1988).

Otro aspecto estructural significativo en Honduras es el ambiente extensional que se extiende desde la costa norte en el Valle de Sula hacia el Golfo de Fonseca. Esta serie de grabens discontinuos Norte-Sur son conocidos como la Depresión de Honduras, (Redfield, 1923; Muehlberger, 1976). El movimiento migratorio hacia el este de la placa del Caribe es la explicación más probable para esta extensión local (Mann y Burke, 1984). Finalmente, la Lámina 1 es una representación actual de los márgenes de la placa del Caribe.

### 5.3.2 Estratigrafía

La columna estratigráfica presentada en la Lámina 1, tomada del mapa geológico de Honduras, exhibe una gran variedad de litologías debido a los diversos movimientos tectónicos que los han producido. En la columna estratigráfica descriptiva siguiente se hace referencia a otros trabajos para familiarizar al lector con varios complejos dentro de las formaciones.

#### **Esquistos Cacaguapa**

Horne et al. (1976) describen el basamento como una secuencia de rocas metamórficas que consisten en filitas y esquistos micáceos de bajo grado con cuarcitas y mármoles subordinados (que prevalecen en la parte superior). Carpenter (1954) fue el primero en estudiar los esquistos gráfiticos y sericiticos en San Juancito. Fue el único que asignó el nombre Formación Petén a estas rocas. De acuerdo con su descripción, las rocas tienen una foliación muy distinta y contienen cuerpos gruesos de cuarzo blanco lechoso que miden hasta 30 cm. de grueso. En ocasiones, se presentan moldes de pirita de 1-3 cm. de espesor.

Fakundiny (1970) describe las mismas rocas llamándolos por primera vez Formación Cacaguapa. El también es el único que los separa en dos miembros. La parte inferior, el Miembro Humuya, consiste en rocas metamórficas y milonitizadas con cantidades menores de roca ígnea interestratificada. En cambio, el miembro superior, Miembro Las Marías, principalmente consiste en estratos pelíticos con cantidades menores de mármol y cuarcita.

Este miembro es muy parecido a la descripción de Carpenter (1954) y a las filitas de Palacaguina encontradas en Nicaragua (Zoppis Bracci, 1957; del Giudice, 1960).

#### **Grupo Honduras**

Una secuencia gruesa de rocas sedimentarias descansa sobre el basamento Paleozoico principalmente en la parte central de Honduras. Sólo recientemente ha sido posible entender con mejor precisión la naturaleza (edad, espesor y distribución) de estos sedimentos. El nombre de Grupo Honduras fue usado por Ritchie y Finch (1985) para distinguir dos secuencias de sedimentos distintos de edad aproximadamente del Jurásico-Cretácico.

Lámina 5-1 Columna Estratigráfica

COLUMNA ESTRATIGRAFIA DE HONDURAS, TOMADO DE (43,56)

SISTEMA		SERIE/ETAPAS	HONDURAS OCCIDENTE Y CENTRAL		HONDURAS ORIENTE	
CUATERNARIO	HOLOCENO		ALUVIOM		ALUVION	F.M.
	PLEISTOCENO		BASALTOS			BRAGMAN'S BLUFF
TERCIARIO	PLIOCENO		FM. GRACIAS			ROCAS VOLCANICAS
	MIOCENO		F.m. SUBINAL	GR. PADRE MIGUEL		? ? ?
	OLIGOCENO					
	EOCENO		F.M. MATAGALPA			
	PALEOCENO		? ? ? ? ?			
CRETACICO	SUPERIOR	MAASTRICHTIANO	GR VALLE DE ANGELES	CAPAS ROJAS SUPERIORES	ROCAS VOLCANICAS	FM. AGUAN
		CAMPANIANO			? ? ?	? ? ?
		SANTONIANO				
		CONIACIANO				
		TURONIANO				
	CENOMANIANO	YESO		FM. ESQUIAS	GRUPO VALLE DE ANGELES	
		Mbr. GUARE				
		Fm. JAITIQUE				
		CAPAS ROJAS INFERIORES				
		ALBIANO				
INFERIOR	APTIANO	GR YOJOA	FM. ATIMA	GRUPO YOJOA		
	BARREMIANO		L.MOCHITO			
	HAUTERIVIANO					
	VALANGINIANO		FM. CANTARRANAS			
	BERRIASSIANO	GR HONDURAS	UNIDAD SILICLASTICA SIN NOMBRE	GRUPO HONDURAS		
JURASICO	SUPERIOR					
	MEDIO		FM. AGUA FRIA	FM. EL PLAN		
	INFERIOR					
PALEOZOICO			ESQUISTOS CACAGUAPA		ESQUISTOS CACAGUAPA	



Empezando con el miembro inferior del Grupo Honduras, las lutitas negras intercaladas con areniscas que afloran en San Juancito, fueron llamadas Formación El Plan por Carpenter (1954). De la misma manera otros investigadores han asignado el nombre El Plan a los estratos delgados de lutitas y areniscas que descansan disconformemente sobre el basamento Paleozoico. Después de un tiempo surgió un problema con el nombre "El Plan". No hay buenos afloramientos de las rocas mencionadas por Carpenter (1954) en el pueblo de El Plan. Además, parece que estas rocas solo incluyen una porción de la litología completa que se ha visto en otras partes de Honduras. Puede ser que estas rocas solo representan una fase de los sedimentos encontrados en otras zonas. Basado en estudios de campo recientes, Ritchie y Finch (1985) propusieron cambiar el nombre por Formación Agua Fria, que es el nombre de un pueblo minero en el sur de Honduras. Ellos han medido la sección más gruesa de sedimentos hasta la fecha (1570 m) y sospechan que el espesor verdadero sobrepasa esta medida. Además de las capas de lutitas y areniscas delgadas, existen capas masivas de arenisca en la base de la formación que alcanzan un espesor de varios metros. Entre ellos se encuentran ocasionalmente capas de carbón. Fósiles de plantas y fragmentos de amonitas han revelado una edad del Jurásico medio para estas rocas con un paleoambiente correspondiente a una delta o mar de poca profundidad.

El miembro superior del Grupo Honduras es una unidad siliciclástica que se había conocido como Formación Todos Santos igual a una unidad del noroeste de Guatemala. Investigaciones paleomagnéticas por Gose (1985) sin embargo, han revelado que los sedimentos encontrados en el bloque Chortis Hondureño fueron depositados en otra placa tectónica y que los verdaderos sedimentos Todos Santos se encuentran en el occidente de Guatemala. Por esta razón, el uso del nombre Todos Santos para los sedimentos al sur de la falla Motagua es inapropiado y debe ser abandonado (Gose y Finch, 1987). Aun falta asignar un nombre apropiado a esta formación.

Al Sur del Lago de Yojoa hay un contacto conforme (gradacional) con la Formación Atima. De esta manera uno puede decir que el límite superior del Grupo Honduras es pre-Atima o Cretácico temprano.

### **Grupo Yojoa**

El miembro inferior de la secuencia de carbonatos del grupo Yojoa es la Formación Cantarranas, Carpenter (1954) fue el primero en usar este nombre para definir las calizas y lutitas calcáreas interestratificadas que se encuentran en la zona minera El Rosario. Estudios indican que la Formación Cantarranas tiene un espesor de 30 a 190 m., Mills et al. (1967) y una edad de Neocomiano a Aptiano tardío (King, 1972b). La naturaleza de los sedimentos indica que fueron depositados en un ambiente de arrecife trasero.

Sobre la Formación Cantarranas descansa el miembro que mas aflora del Grupo Yojoa, la Formación Atima. Los trabajos hechos por varios investigadores (Everett, 1970; Atwood, 1972; Finch, 1972; 1979; y King, 1972a; 1973) indican que la litología consiste en calizas (micrita o biomicrita) masivas de color gris oscuro con lutitas delgadas entre las capas. La formación alcanza un espesor de mas de 1000 m en ciertos lugares aunque la sección incompleta de Atima solo mide 595 m. de grueso (Mills et al. (1967). Finch (1981) indica que fósiles de orbitolinidas abundan en algunas localidades con edades de Barremiano tardío-Albiano. El descubrimiento de fósiles de Nautiloculina (sp.) también soporta esta edad. A base de la litología se interpreta el paleoambiente como arrecife marino de poca profundidad.

En la zona minera de El Mochito y la región de Santa Bárbara afloran unas capas de lutitas verdes de 115 m de espesor dentro de la Formación Atima. Estas capas se hacen más gruesas y rojas hacia el norte, pero no hay rastros confirmados de su existencia en otra parte de Honduras. Informalmente se les conoce como las Lutitas El Mochito (Mochito Shale-Finch, 1981).

### **Grupo Valle de Ángeles**

El Grupo Valle de Ángeles es una secuencia gruesa de estratos siliciclásticos en capas rojas con cuatro divisiones principales; las Capas Rojas Inferiores, la Formación Jaitique (que incluye el Miembro Guare), la Formación Esquías y las Capas Rojas Superiores.

Básicamente, un conglomerado de guijarros de cuarzo y caliza con un alto porcentaje de estratos clásticos de grano grueso constituye el Valle de Ángeles inferior. Se pensó que la Formación Ilama, como originalmente fue definida por Mills et al. (1967), era asociada con los carbonatos del Grupo Yojoa y que tenía una posición estratigráfica variable.

Sin embargo, con estudios de campo adicionales realizados por geólogos de la Organización de las Naciones Unidas (ONU) y Finch (1972) encontraron que este conglomerado aparecía en diferentes posiciones estratigráficas en el Grupo Valle de Ángeles. Gallo y Van Wagoner (1978) también pusieron estos sedimentos en el Grupo Valle de Ángeles. Debido a la falta de estratos continuos que se pudieran usar como una unidad mapeable y que la definición original de este nombre de la formación era errónea, Finch (1981), propuso rechazar el nombre "Formación Ilama".

Encima del conglomerado de cuarzo descansa una unidad de caliza llamada Formación Jaitique que está compuesta por dos miembros. El miembro inferior consiste en capas masivas de calizas oscuras sin nombre particular.

El miembro superior, el Miembro Guare, está compuesto de capas delgadas de calizas con capas finas de lutitas interestratificadas. Estas capas oscuras de caliza tienen la distinción de oler a petróleo al quebrarse. Finch (1972), (1981), asigna una edad del Cenomaniano a los carbonatos del Jaitique.

La Formación Esquías es otra unidad de calizas masivas que divide el Grupo Valle de Angeles en dos partes. Estas capas consisten en calcilitas de color café claro, micrita arcillosa de color café-gris, y calcarenitas de color azul-gris. Fósiles revelan una edad Cenomaniano-tardío a Turoniano-temprano e indican que estos sedimentos fueron depositados bajo condiciones marinas de poca profundidad.

Finalmente, el Valle de Ángeles superior consiste en estratos clásticos rojos de grano fino. Cuerpos masivos y vetas de yeso se encuentran localmente.

### **Formación Aguan**

Manton (1987) es el único quien ha mencionado este nombre para distinguir los sedimentos que encontró al Sur de Trujillo. Su descripción es la siguiente: "Las capas Aguan son compuestas de sedimentos silicicos de grano fino con laminaciones finas y algunas calizas y cenizas volcánicas interestratificadas. Algunas unidades contienen foraminíferas y radiolárias de afinidad del Cretácico superior. La sucesión parece ser una secuencia de un banco marino que ha sido arrojado del norte sobre Honduras.

### **Volcánicos del Terciario**

De todas las rocas en Honduras, es probable que las más difíciles de clasificar sean las de origen volcánico. Con tanta variedad de rocas volcánicas y con lo poco que se ha hecho para distinguirlas en Honduras, hay un trabajo sustancial por hacer en identificar y explicar los eventos que las produjeron. Williams y McBirney (1969), Dupré (1970), Everett (1970); Fakundiny (1970), Home et al. (1970); Curran (1980) y Anderson (1985) hicieron enormes contribuciones al entendimiento de las rocas volcánicas hondureñas con su mapeo y distinción de los varios flujos del Terciario y Cuaternario en el centro de Honduras. Desafortunadamente, grandes porciones de occidente y oriente contienen rocas volcánicas del Terciario sin conocer su origen ni edad verdadera.

### **Rocas Volcánicas no-diferenciadas**

Williams y McBirney (1969) fueron los primeros en sugerir la existencia de rocas volcánicas que no se pueden clasificar necesariamente con las dos formaciones. Los autores mencionados en la sección anterior han comprobado este hecho.

En muchos sitios no hay buen control en la edad de estas rocas por la falta de estudios isotópicos o por la falta de buenos afloramientos que no permite establecer su relación con rocas a su alrededor. Las zonas más problemáticas, en este sentido, quedan al Norte de San Esteban, la zona de San Francisco de la Paz, y al noreste y noroeste de Yoro.

En el Oriente de Honduras se han mapeado andesitas y tobas liticas de varios colores y texturas (Kozuch, 1989). La apariencia y composición de estas rocas no permite clasificarlas con la Formación Matagalpa ni con el Grupo Padre Miguel. Muestras de coladas andesíticas de la Mosquitia han revelado una edad de 60-80 millones de años y hay indicios de rocas volcánicas más antiguas. Si esto es verdad, entonces es muy probable que Honduras haya tenido varios periodos de vulcanismo durante su evolución geológica.

### **Formación Matagalpa**

McBirney y Williams (1965) designaron los afloramientos de andesitas, basaltos y depósitos piroclásticos de la parte norte de América Central como Formación Matagalpa. Roca fresca revela un color de morado oscuro o negro y una textura porfirítica. Muchas veces zonas silicificadas se encuentran en estas rocas que forman pequeños picos resistentes a la erosión. Estudios de esta formación por Anderson (1985), Everett (1970), Dupré (1970), y otros muestran que tiene un espesor variable de 20 m hasta 350 m.

Originalmente, Williams y McBirney (1969) y Dupré (1970) asignaron una edad Oligoceno a Mioceno-temprano a la Formación Matagalpa. Mas tarde, estudios por Curran (1980) en el cuadrángulo Siguatepeque revelaron que hay basaltos y andesitas que datan de Paleoceno. A estas rocas, Curran dio el nombre "Agua Dulce". Hasta establecer el rango de edades exactas tanto como su identidad real (Matagalpa o Agua Dulce) a estas rocas, se dará el nombre de una sola formación, Matagalpa, con una edad amplia del Paleoceno al Mioceno-medio.

### **Formación Subinal**

Existe muy poca la literatura que trata de la formación Subinal. Hirschman (1963) fue el primero en estudiar estas rocas y la relación que tienen con la falla Motagua en el sureste de Guatemala. De allí, Mills et al. (1967) extendieron el uso del nombre para incluir rocas parecidas en Honduras.

Estas rocas se caracterizan por ser capas rojas compuestas de arenisca, lutitas y conglomerados. Los conglomerados por lo general contienen guijarros de caliza, fragmentos volcánicos (generalmente andesitas o basaltos), y cuarzo. La apariencia de estas capas con Las del Grupo Valle de Angeles a veces hacen difícil distinguirlas entre si. Sin embargo, el color más claro y la textura de grano grueso son las características principales que distinguen estas rocas de La Formación Valle de Angeles superior.

Adicionalmente, Kozuch et al. (1990) encontraron un sitio con buenas relaciones estructurales donde el Subinal corta capas del Valle de Ángeles. Ellos también calculan que La formación alcanza un espesor de por lo menos 200 metros.

Hasta La fecha no se han encontrado fósiles en esta formación para establecer una edad exacta, sin embargo, Williams y McBirney (1969) y Hirschman (1963) concuerdan en una edad Miocena para estas rocas.

### **Grupo Padre Miguel**

Una secuencia gruesa de ignimbritas cubre la mayoría del occidente de Honduras y descansan en una relación disconforme sobre la Formación Matagalpa (Williams y McBirney, 1969; Anderson, 1985). Williams y McBirney (1969) le calcularon que puede haber 5000 km<sup>3</sup> de material volcánico cubriendo el país. Estas ignimbritas fueron originalmente designadas "Grupo Jutiapa" por Carpenter (1954). Subsecuentemente fueron correlacionadas con el Grupo Padre Miguel de Guatemala y el nombre de Jutiapa fue abandonado en favor a Padre Miguel.

Las rocas más notables del Grupo Padre Miguel son las ignimbritas riolíticas blancas pero entre ellas también hay tobas (cenizas depositadas bajo agua y en tierra), lahars, sillars y sedimentos piroclásticos. Las rocas sedimentarias derivadas de coladas de basalto, andesita y riolita contienen pómez y fragmentos piroclásticos.

### **Formación Gracias**

Generalmente, esta formación está constituida por arenas, arcillas y conglomerados volcánicos. Es probable que sean productos de erosión de las rocas del Grupo Padre Miguel por la cantidad de material volcánico que contienen. Williams y McBirney (1969) asignan un espesor de 200-300 m. a esta formación y huesos de caballo encontrados por Olson y McGrew (1941) dan una edad de Plioceno inferior a estas rocas

### **Formación Bragman's Bluff**

Brevemente definidas por Mills et al. (1967), estas rocas solo aparecen en La Mosquitia. La sección típica de la Formación Bragman's Bluff aflora a lo largo de las peñas costeras frente a Puerto Cabezas, Nicaragua. Perforaciones en Honduras han revelado que la mayoría de las capas consisten en lutitas de color café-rojizo interestratificados con capas delgadas de caliza y arenisca y que llegan a tener hasta 700 metros de espesor (Mills y Hugh 1974).

### **Volcánicos del Cuaternario**

Las rocas volcánicas del Cuaternario en Honduras son principalmente máficas en composición (Williams y McBirney, 1969; Curran 1981; Anderson 1985). Consisten en coladas y conos volcánicos de basaltos toleíticos, andesitas de serie olivino, escombros piroclásticos y tobas brechosas (en la parte inferior). La mayoría de estas rocas se encuentran a lo largo de una faja que se extiende desde el centro eruptivo del Lago de Yojoa hasta el Golfo de Fonseca. Esta zona también coincide aproximadamente con la Depresión de Honduras.

### **Aluvión del Cuaternario**

Los aluviones del Cuaternario generalmente ocupan los pisos de los grandes valles, las costas y Los pies de las montañas. Por lo general, se presentan como terrazas de grava o depósitos de cauce. En algunos lugares las terrazas forman varios niveles (como en el Valle de Catacamas y a lo largo del Río Guayambre), de las cuales las superiores se encuentran a veces muy erosionadas.

### **Rocas Intrusivas**

Desde los pequeños diques que penetran las formaciones más recientes hasta los enormes cuerpos intrusivos, la distribución, composición y edad de estas rocas es muy extensa y variable en todo el País. Generalmente, estos cuerpos intrusivos son granitos, granodioritas, dioritas y tonalitas. La tesis de Southemwood (1986) contiene un resumen de las edades y composiciones de varias intrusiones estudiadas en Honduras hasta la fecha.

### 5.3.3 Tectónica de Honduras

Honduras está ubicada en el Istmo Centroamericano. Se encuentran tres placas tectónicas principales en esta región (Lámina 3):

- En el norte la Placa Norteamericana
- En el Sur/Suroeste la Placa de Cocos
- En la parte central la Placa del Caribe

Honduras está ubicada en el extremo Norte y Oeste de La placa Caribe, muy cerca del punto triple donde se juntan Las tres placas tectónicas. Al Norte-Noroeste de Honduras se tocan las placas Norteamericanas y Caribe en la Batea de Caimán en el mar del Caribe, que tiene su continuación en tierra firme en una zona formada por las fallas paralelas de transformación de Chixoy-Polochic, Motagua y Jocotán-Chamelecón. Es La zona limitrofe entre Las dos placas.

La zona limitrofe está caracterizada por una tectónica activa manifestándose en una sismicidad considerable (p.e. terremoto de Motagua 1976 con Magnitud Ms=7.5).

En el Sur-Oeste de Honduras está ubicada, fuera de la costa pacifica, la zona limitrofe entre la placa del Caribe y la placa Cocos, que se materializa en la fosa de América Central (o de Guatemala).

El limite de la placa Cocos es parte del Cinturón circumpácifico y el borde está subduciéndose activamente debajo de la placa Caribe.

Es la zona con la sismicidad mas activa de Centroamérica.

La estructura tectónica dominante, atravesando Honduras rumbo Norte-Sur, es la Depresión de Honduras.

La Depresión de Honduras se extiende desde el mar Caribe a través de Honduras hacia el Pacifico (Golfo de Fonseca). En la parte central, tiene un desplazamiento lateral hacia el Este. La depresión está compuesta de una serie de graben desconectados, que están mejor desarrollados en el Norte. La génesis de esta depresión comenzó en el Mioceno mediano y se considera que la mayoría de las fallas de esta estructura todavía están activas pero a un nivel bajo.

Varios graben componen como pastes integrantes la depresión de Honduras los cuales están en el Norte y el paste central:

- El graben de Sula;
- El graben de San Alejo;
- El graben del Valle de Lean;
- El graben de El Negrito;
- El graben de Morazán;
- El graben de Santa Bárbara;
- El graben de Jesús de Otoro;
- El graben de Comayagua;

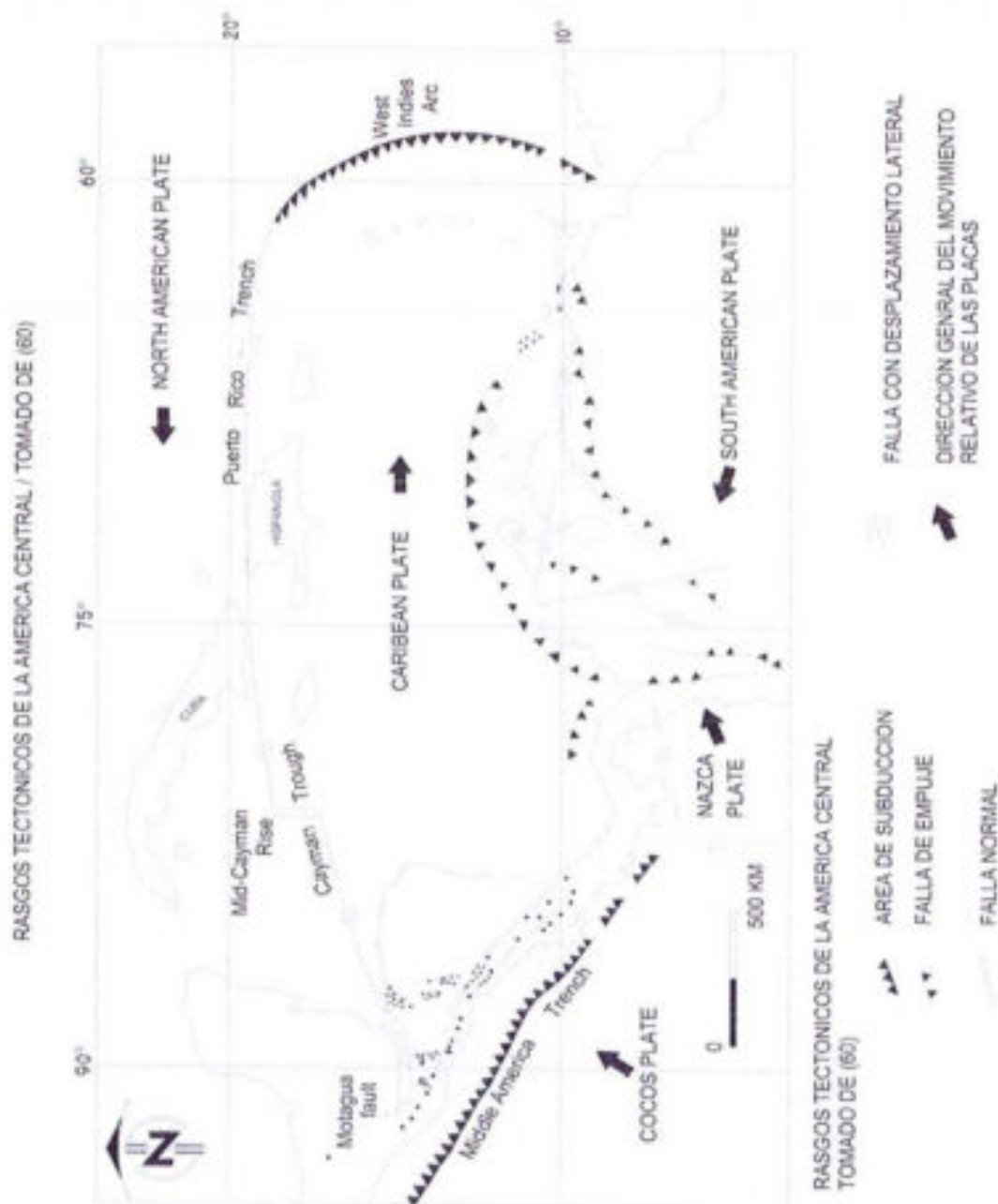
En el graben de Comayagua se presentan desplazamientos de aprox. 2000 m a lo largo de los límites Este y Oeste y están terminando en el Norte por un bloque tectónico elevado y en el Sur por el anticlinal de Lepaterique, que está segmentado por fallas. Ambas estructuras tienen rumbos aprox. N 60° W.

El graben de Sula, el más largo en la depresión de Honduras, tiene una longitud de 125 km. y tiene un ancho de aprox. 10 km. El límite Sur es marcado por una falla con rumbo N 60° W que se extiende hacia el límite Norte del graben de Comayagua.

El graben de Santa Bárbara tiene una dirección aproximada de N 3000. El límite al Este tiene un desplazamiento de aprox. 1200 m.

Las fallas de la Depresión de Honduras controlan la distribución de los volcanes cuaternarios en Honduras. Estos volcanes están alineados con el rumbo general de la Depresión de Honduras y se encuentran aproximadamente donde se intersectan las fallas rumbo Noreste y Noroeste.

Lámina 5-2 Rasgos Tectónicos de la América Central



## 5.4 ALCANCE DE LAS INVESTIGACIONES DE CAMPO

### 5.4.1 Metas De Las Investigaciones

Las investigaciones para el Proyecto El Tornillito a nivel de estudio de factibilidad tuvieron tres metas principales:

- Investigación de la permeabilidad de la cimentación de la presa en el cauce y los estribos, que están compuestos por calizas con diferente grado de disolución
- Investigaciones de la fundación de la presa, vertedero y casa de máquinas.
- Investigaciones de los materiales de construcción.

Las investigaciones comprendieron:

- Perforaciones con recuperaciones de núcleos, ensayos de permeabilidad de la roca (LUGEÓN).
- Observaciones de niveles freáticos.
- Investigaciones geofísicas: sísmica de refracción.
- Mapeo geológico a varias escalas.
- Ensayos de laboratorio de mecánica de roca y de suelo.

### 5.4.2 Tiempo De Ejecución

Se ejecutó las investigaciones y ensayos durante los siguientes tiempos:

**ABRIL 2005:** Levantamiento topográfico de área de presa.

**MAYO 2005:** Investigaciones geofísicas en el sitio de presa.

**MAYO 2005 – ABRIL 2006:** Perforaciones en el sitio de presa.

Mapeo geológico del sitio de presa y del embalse, supervisión de las perforaciones y levantamientos de los testigos de perforación.

**AGOSTO 2005– SEPTIEMBRE 2005:** Investigaciones de materiales de construcción, para la presa y obras conexas.

**SEPTIEMBRE 2005:** Campaña adicional de geofísica para confirmar el espesor de depósitos aluviales en el cauce e identificar oquedades o cuevas dentro la caliza en los apoyos de la presa y su cimentación.

### 5.4.3 Trabajos Ejecutados

#### **Perforaciones**

Las perforaciones ejecutadas para el Estudio de Factibilidad del Proyecto El Tornillito están tabuladas en el Cuadro 5-1 abajo:



**Cuadro 5-1 Perforaciones en el Proyecto El Tornillito**

Perf. No.	Ubicación	Buzamiento	Dirección	Longitud de perforación(m)	Pozos de observación	Ensayos Presión (LUGEON)
TS-1	Eje de Presa Estrib. Izquierdo	45°	N	55 terminado	Si	Si (3)
TS-2	Eje de Presa Pie Estrib. Izquierdo	18°	S	80 terminado	Si	Si (7)
TS-3	Eje de Presa Cauce del río	15°	N	80 terminado		Si (11)
TS-4	Eje de Presa Cauce del río	VERTICAL		75 terminado	Si	Si (7)
TS-5	Estrib. Derecho	45°	S	70 terminado	Si	Si (5)
TS-6	Casa de Maq.	VERTICAL		40 terminado		
TS-7	Vertedero Salto de esquí	VERTICAL		40 terminado		
TS-8	Vertedero Fosa de Recepción	VERTICAL		40 terminado		
TS-9	Eje de Presa Estrib. Derecho	45°	N	60 terminado	Si	Si (4)
TS-10	Estribo Derecho	45°	S	70 terminado	Si	Si (3)
TS-11	Eje de Presa Estrib. Izquierdo	20°	N	80 terminado	Si	Si (13)
TS-12	Eje de Presa Cauce del río	20°	S	80 terminado		Si (11)
TS-13	Eje de Presa Pie Estrib. Derecho	40°	S	80 terminado	Si	Si (13)
TS-14	Eje de Presa Cauce del río	52°	N	80 (en progreso)		Si (en progreso)
TS-15	Eje de Presa Cauce del río	VERTICAL		20 terminado		
TS-16	Margen Derecha Cauce del río	VERTICAL		20 terminado		
TS-18	Margen Derecha Cauce del río	VERTICAL		9.25 Suspendido		
TS-19	Margen Derecha Cauce del río	VERTICAL		13 terminado		

Perf. No.	Ubicación	Buzamiento	Dirección	Longitud de perforación(m)	Pozos de observación	Ensayos Presión (LUGEON)
TS-20	Margen Derecha Cauce del río	VERTICAL		23 terminado		
TS-21	Margen Derecha Cauce del río	VERTICAL		16 terminado		
TS-23	Margen Derecha Cauce del río	VERTICAL		21 terminado		
TS-25	Margen Derecha Cauce del río	VERTICAL		16 terminado		

La campaña de investigaciones incluye un total de 1,068.25 m de perforaciones que han permitido desarrollar el modelo geológico y geotécnico de la cimentación de la presa y obras anexas tal como presentado en este capítulo.

#### Sondeos Geofísicos

Antes de que se iniciara la campaña de perforación, se ejecutaron tres líneas geofísicas por el método de Refracción Sísmica con el fin de determinar el espesor, tanto de los aluviones en el cauce del río como la cobertura de talud coluvial en la ladera izquierda.

Estas líneas se localizaron en ambas márgenes, una en la margen derecha con una disposición paralela a la dirección del río, dos en la margen izquierda perpendicular a la dirección del flujo del río, una en el eje de presa y una también en la ubicación de la casa de maquinas.

Las primeras perforaciones, tales como TS-1 y TS-5 indicaron que la napa freática se quedo muy baja en ambos estribos, lo que podía ser un índice de presencia de Karstificación. Por consiguiente se realizó una campaña adicional eléctrica (sondeos eléctricos verticales) y sísmica (refracción) para conseguir una tomografía del cauce abajo del playón y de los pies de las márgenes izquierdas y derechas.

#### Investigaciones Hidrogeológicas

Las investigaciones hidrogeológicas comprendieron la instalación de pozos de observación de 1.5 pulgadas de diámetro dentro los taladros de sondaje y mediciones de los niveles freáticos, y la localización de eventuales manantiales.

#### Mapeo Geológico – Geotécnico

La campaña de mapeo se realizó con el objetivo de tener una definición de la distribución espacial y las características estructurales y geotécnicas de los diferentes tipos de rocas que componen el subsuelo del sitio de presa y el embalse, también precisar la disposición de las fallas, zonas de contactos entre las rocas, zonas inestables, fenómenos de karst y otros factores que influyen en el diseño y la construcción del proyecto.

Se mapeo a detalle:

- Unidades litológicas
- Extensión de los aluviones y depósitos coluviales.
- Fenómenos estructurales como rumbo y buzamientos de los estratos, fallas y diaclasas.

- Estabilidad de taludes.
- Área de materiales de construcción, como agregados para concreto.

#### **Ensayos de laboratorio**

Para verificar y confirmar las propiedades físicas y mecánicas de los materiales de construcción y obras de cimentación se realizaron varios ensayos de laboratorio de mecánica de rocas y de suelos.

- Gravedad específica
- Abrasión Los Ángeles
- Ensayo de trituración
- Análisis de granulometría del material triturado
- Reactividad álcali-silice de los agregados
- Peso específico
- Absorción

Se esta en proceso de realizar ensayos de laboratorio de mecánica de rocas en los testigos de perforación tales como:

- Prueba de carga puntual (Point load test)
- Compresión uniaxial
- Ensayo al corte directo

### **5.5 MAPEO GEOLÓGICO**

La descripción del mapa geológico se refiere al área del embalse y del sitio de presa, la escala del sitio de presa es 1:50,000 y del embalse 1:1,000 respectivamente (véase planos T-GE 01 y T-GE 02)

#### **5.5.1 Sitio de Presa**

El sitio de presa de El Tornillito esta constituido por calizas de la Formación Atima, son duras y poco meteorizadas, mostrado en el plano T-GE 02.

Por lo que se conoce de la estratigrafía de Honduras se sabe que su espesor es de 1,000 metros en el lugar donde se encuentra la sección típica de esta formación.

En el sitio de El Tornillito se conoce que su espesor es superior a los 300 metros, solo se encuentra una unidad, que es la caliza micrítica fosilífera, la cual se encuentra parcialmente karstificada.

Ni en la superficie ni en las perforaciones se han encontrado la presencia de ninguna falla.

En la margen derecha se encuentra un afloramiento de caliza de color gris oscuro, estratificado, duro, muy resistente (mas de 102 MPa), poco meteorizada (WS), bastante fractura y con pocos signos de disolución.

Presenta estrato de 2 a 2.5 metros de espesor, encontrándose que el estrato inferior es de calizas con nódulos de pedernal.

En el techo del estrato de caliza con nódulos de pedernal se encuentra una pequeña caverna que sigue la dirección de una diaclasa, de unos 30cm de ancho, 50cm de alto y una profundidad de 1 metro, no se pudo ver con claridad si tiene alguna continuidad, tiene una forma triangular, en la entrada (ver foto 1).

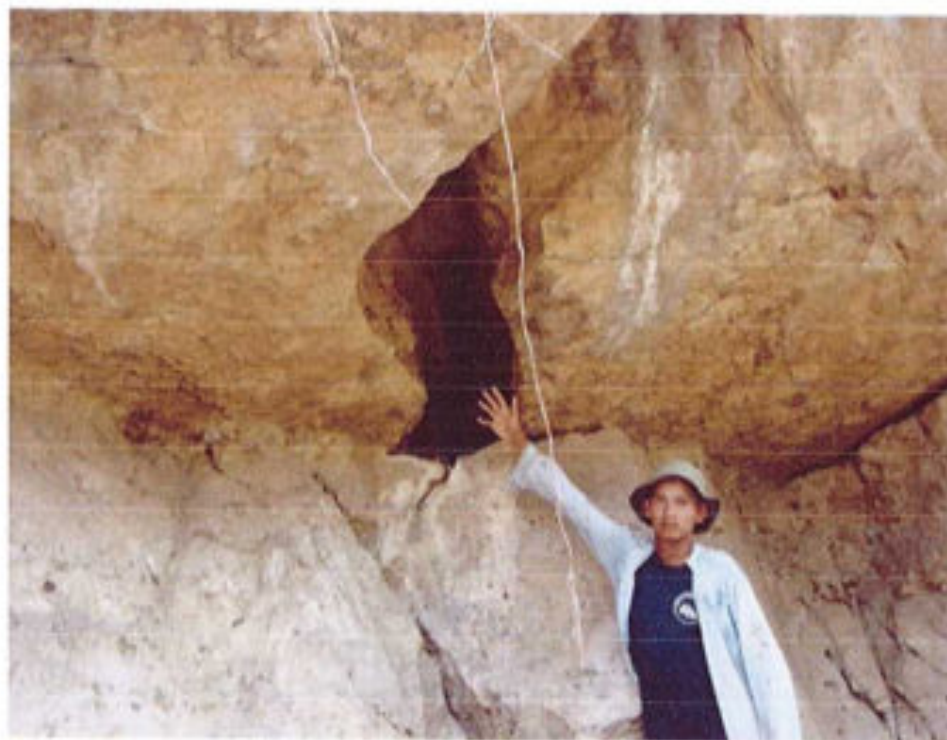


Foto 1. Nótese tamaño de la caverna, en el piso del estrato superior.

En el eje de presa y desde la orilla derecha del río hasta el afloramiento de caliza, con un ancho aproximado de 40 metros, se encuentra un banco de arena fina a media, con un espesor calculado de unos 5 metros.

En la margen izquierda se encuentra un afloramiento a la orilla del río (ver foto 2), el cual es de caliza de color gris oscuro, estratificada, microcristalina, fosilífera, dura, con una resistencia a la carga puntual calculada en mas de 1020 kg/cm<sup>2</sup>, poco meteorizada (WS), con pocos tramos de disolución, la cual se encuentra sobreyacida por un material que esta compuesto por bloques de caliza envueltos en un suelo limo arcilloso, que posiblemente provenga de la descomposición de la roca.



Foto 2. Afloramiento de caliza en la margen izquierda.

#### 5.5.2 Embalse

La composición geológica general del embalse se muestra en el plano T-GE 01.

Las calizas afloran en ambas márgenes del embalse hasta unos tres kilómetros aguas abajo de Chinda.

Las calizas se encuentran aflorando en las orillas del río y bajo los aluviones. La altura hasta donde llegan estas rocas es 300 m.s.n.m.

De los tres kilómetros aguas arriba hasta la cola del embalse se encuentran rocas volcánicas de composición básica, como son los basaltos, de color gris oscuro a negro, se encuentran aflorando a la orilla del río y en ambas márgenes.

En todo el embalse se encuentra depósitos aluviales en forma de terrazas aluviales compuestas principalmente de limo arenoso, y también en forma de barras de cantos rodados y arena, los cuales se encuentra en las orillas del río.

A continuación una descripción longitudinal de la geología superficial del embalse:

##### **Margen derecha**

Partiendo del sitio de presa hacia aguas arriba, hasta una distancia de 3 Km. hay derrubio de talud o talus, compuestos de bloques de caliza en un suelo de limo color café oscuro, en las partes altas hay afloramientos de caliza de la Formación Atima (Cretácico), estas caliza también se encuentran debajo del talus.

De los 3 a los 5.5 km. hay depósitos aluviales formando terrazas, las cuales se encuentran a unos 5 m. sobre el nivel del río, en contacto con los aluviones y a mayor altura se encuentran depósitos de talud y mas por encima existen afloramientos de calizas Atima, que pertenecen al cerro La Feligrana.

De 5.5 a 7 km. se encuentran los mismos depósitos de talud que fueron descritos anteriormente, se encuentran sobreyaciendo a las calizas que aparecen como afloramientos en las partes superiores.

De 7 a 8.5 km. Se encuentran unas calizas fosilíferas de la Formación Atima, estratificadas, de color gris oscuro, duro, compacto y resistente, presentan ciertos tramos de disolución en la superficie, se encuentra meteorizada, aproximadamente 1 m. de meteorización.

De 8 a 10.5 km. se encuentran depósitos aluviales, formando terrazas de limo arcilloso, color café oscuro, estos depósitos continúan hacia las partes superiores siguiendo el cauce de las quebradas existentes, por encima de los aluviones hay afloramientos de caliza gris oscuro y afloramientos de basaltos de la Formación Matagalpa (Oligoceno-Mioceno), de color negro, duro, compacto y resistente.

De 10.5 a 11 km. tenemos a la orilla del río afloramientos de basalto color negro, muy duros, compactos y resistentes (mas de 1025 kg./cm<sup>2</sup>), estos afloramientos continúan hacia las partes superiores hasta una altura aproximada de 150 m sobre el nivel del río, donde se encuentran en contacto discordante con las calizas.

De 11 a 20 km. existen depósitos aluviales compuestos de algunas barras de río, cantos rodados y arena, y terrazas aluviales formadas por arenas finas, limos y arcillas de color café oscuro, a mayor altura se encuentran en contacto con los afloramientos de basaltos de color negro, poco meteorizados y muy duros, en la parte superior, estos basaltos se encuentran en contacto discordante con las calizas de color gris oscuro (ver foto 3).

De 22.5 a 24.5 km. hay depósitos aluviales en forma de terraza, que se encuentran localizadas a una altura aproximada de 5 a 15 m. sobre el nivel del río, se encuentran compuestas de arena fina, limo y arcilla de color café oscuro, a mayor altura se encuentran calizas color beige, con fósiles, duras y resistentes, con estratos de 0.5 a 1 m de espesor, con fracturas menores rugosas con relleno de arcilla.

De 22.5 km. a la cola del embalse, se encuentran basaltos color negro, compactos, duros y resistentes, con fenocristales de plagioclasas y biotita.

#### **Margen Izquierda.**

0 a 3 km. se encuentran calizas de la Formación Atima, de color gris oscuro, estratificada, dura, compacta y resistente, con algunos fósiles (Turrítela), se encuentran sobreyacidas por derrubios de talud o talus (2 a 3 metros de espesor).

3 a 5 km. encontramos depósitos aluviales del Cuaternario, formados por terrazas aluviales compuestas de arena fina, limo y arcilla de color café oscuro, tienen un espesor calculado en 2 o 3 metros, en las partes superiores se encuentran calizas.

5 a 7 km. Calizas fosilíferas, color gris oscuro, diaclasadas, duras, estratificadas, resistentes, los estratos tienen un espesor de entre 2 y 3 metros, son rugosos y el relleno es de arcilla.

De 7 a 9.5 km. Aquí se encuentran derrubios de talud o talus, compuesto de bloques de caliza de diversos tamaños envueltos en un suelo limo arenoso con arcilla, el cual es de color café oscuro, estos derrubios se encuentran sobreyaciendo a la caliza.

9.5 a 13 km. Hay calizas estratificadas, de color gris oscuro, compacto, duro y resistente, con fósiles.

13 a 14.25 km. Depósitos aluviales en forma de terrazas, compuestas de arena fina, limo y arcilla de color café oscuro, se encuentran sobreyaciendo a los basaltos de la Formación Matagalpa, la cual aflora en las partes superiores del área.

14.25 a 16.5 km. Basaltos de la Formación Matagalpa, de color negro, muy duros, compactos y bastante resistentes, contienen fenocristales de plagioclasa y biotita, presenta algunas fracturas, las cuales son rugosas, cerradas y sin relleno.

16.5 a 18.5 km. Calizas estratificadas, fosilíferas, color gris oscuro, compactas y resistentes, en el sitio conocido como "La Cueva", se encuentra una caverna producto de la disolución de la caliza por las aguas meteóricas, se encuentra a una altura de 25 a 30 metros sobre el nivel del río, las dimensiones de la cueva son 5 metros de alto por 1.5 metros de ancho, la profundidad se desconoce, obsérvese en el foto no. 6.



Foto 3. Banco de depósitos aluviales recientes

De 20 a 22.5 km. hay calizas fosilíferas de color gris oscuro, estratificadas, compactas, duras y resistentes, el fósil más común es la Turrítela (ver foto 4).



Foto 4. Vista de Turrítelas en cortes transversales como longitudinales





Foto 5. Nótese el Cerro La Cueva



Foto 6. Véase la cueva al centro de fotografía.

18.5 a 19.75 km. Derrubios de talud formados por bloques de caliza envueltos en suelo limo arenoso con arcilla, este suelo es de color café oscuro a negro (ver foto 7).



Foto 7. Nótese a la derecha de la fotografía los derrubios de talud

19.75 a 20.75 km. Calizas gris oscuro, estratificadas y compactas, estratos de 1.5 a 2 metros de espesor, los planos de estratificación en algunos sitios se presentan abiertos, sin relleno y con algunos tramos de disolución incipiente (ver foto 8).



Foto 8. Observasen los planos de estratificación y las diaclasas abiertas

20.75 km. a la cola del embalse, basaltos color negro, duros, compactos y resistente, que se encuentran sobreyacidos por depósitos aluviales, conformados por arenas finas, limos y arcilla de color café oscuro,

estos depósitos se encuentran en las estaciones 21.75 a 22.75 y 23 a 28.75 km. y hasta una altura de 30 metros sobre el nivel del río.

### 5.5.3 Estructura Geológica

En el sitio de presa se observan unas alineaciones que aparentemente pueden ser falla o unas zonas de debilidad, las cuales han sido erosionadas.

En el área de presa se encontraron en la margen derecha tres patrones de fracturas menores (diaclasas) (ver foto 9) con los siguientes rumbos y buzamientos:

- $043^{\circ}/64^{\circ}$  NW, son abiertas, algunas con una abertura de 3 cm, otras son cerradas, con algunos signos de disolución, son sin relleno, con poco rugosas, con un espaciamiento de cada 30 cm;
- $014^{\circ}/72^{\circ}$  NW, rugosas y sin relleno, con un espaciamiento de 15 a 30 cm, en el cruce de esta diaclasa con la estratificación se encuentra la pequeña caverna descrita anteriormente;
- $108^{\circ}/80^{\circ}$  NE, abiertas, con una abertura de 2 cm, rugosas, sin relleno y con un espaciamiento de 20 cm.

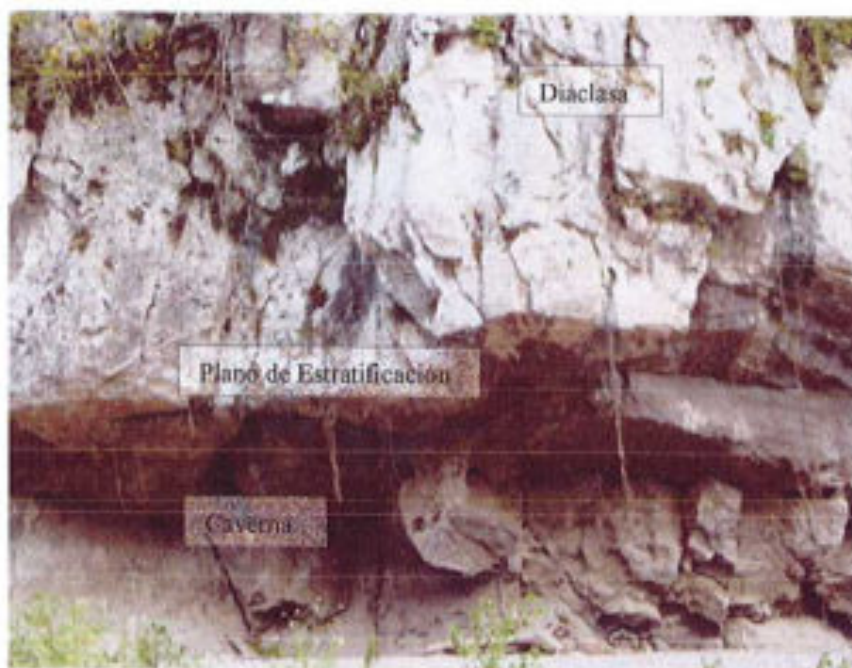


Foto 9. Eje de Presa. Nótense las diaclasas en el afloramiento y la estratificación en la Margen derecha.

La estratificación es de  $085^{\circ}/20^{\circ}$  SE, cerrada, sin relleno, rugosa, todas estas características hacen suponer que al momento de construcción no habrá problemas de movimiento de los estratos.

En la margen izquierda la estratificación se presenta con un espesor variable, pues algunos estratos tienen 40 cm. y la mayoría alcanza el metro de espesor.

La estratificación de las calizas es de  $080^{\circ}/46^{\circ}$  SE, cerrada, sin relleno, rugosa, es poco probable que sufra deslizamiento.

En esta margen se encuentran dos sistemas de fracturas (diaclasas):

- 055°/65° NW, son abiertas, rellenas con limo, rugosas, son paralelas al curso del río;
- 010°/90, abierta, con una abertura de 2 cm., rugosa, sin relleno, son perpendiculares al curso del río.

**En el embalse** las estructuras que más se reconocen en el campo son diaclasas, que se encuentran tanto en los basaltos como en las calizas y la estratificación en estas últimas.

De las cuales las diaclasas principales son las a continuación se describen:

- Margen derecha, 065°/60° NW, son cerradas, sin relleno, rugosas, se encuentran en las calizas de las partes bajas del Cerro La Feligrana, a unos 600 metros aguas arriba del eje de presa;
- Margen izquierda, 112°/80° SW, cerradas, sin relleno, rugosas, con un espaciamiento de 90 cm. a 1 m;
- Margen derecha, a 2500 m. aguas arriba del eje de presa, 130°/64 SW, abierta, sin relleno, rugosa, con 4 cm. de abertura;
- Mismo sitio anterior, 008°/58 SE, abierta, con 3 cm. de abertura, sin relleno y rugosa;
- Margen izquierda, a 18.5 Km. aguas arriba del eje de presa, 054°/64° SE, abiertas, sin relleno, presenta signos de kartsísmo, a unos 25 o 30 metros sobre el nivel de río se encuentra una cueva;
- Margen derecha, a 17.5 Km. aguas arriba del eje de presa, 005°/70° NW, abierta, rugosa, sin relleno y con algún signo de disolución;
- Mismo sitio anterior, 030°/90°, cerrada, sin relleno y sobre el plano de la diaclasa se encuentran unos pequeños huecos kársticos de 3 a 5 cm. de diámetro, están vacíos;
- Mismo sitio, falla, 145°/75° NE, tiene 3 cm. de ancho, relleno de calcita, poco rugosa;
- Margen derecha, a 18.5 Km. aguas arriba del eje de presa, 102°/70° SE, cerradas, lisas, sin relleno, con un espaciamiento de 10 a 15 cm.;
- Mismo sitio, 142°/90, cerradas, lisas, con un espaciamiento de 3 a 5 cm.

También se encontraron planos de estratificación y son los siguientes:

- A 600 m. aguas arriba del eje de presa, 150°/20° SW, cerrada, rugosa, sin relleno;
- Margen derecha, a 2500 m. aguas arriba del eje de presa, 178°/26° SW, Cerrados, rugoso, sin relleno, los estratos tiene de 0.80 1.0 m. de espesor;
- Margen izquierda, a 18.5 km. aguas arriba del eje de presa, 016°/19° NW, abiertos, sin relleno, con un espesor de los estratos de 1 a 2 m;

- Margen derecha, a 17.5 km. aguas arriba del eje de presa,  $093^{\circ}/20^{\circ}$  SW, cerradas, sin embargo en algunos sitios se encuentran abiertas (5 cm.), sin relleno, rugosas, el espesor de los estratos varia entre 1.5 y 2 m.

Así mismo se han definido alineamientos estructurales en la hoja cartográfica, base a la morfología que se presenta.

Los alineamientos presentan dos direcciones preferenciales, una Este a Oeste y la otra es Noroeste a Sureste.

La mayoría de las direcciones estratigráficas corresponden con los alineamientos que se describen en los dos párrafos anteriores.

#### 5.5.4 Rasgos Tectónicos Generales

El proyecto El Tornillito se encuentra localizado el Oeste de la Depresión de Honduras, en uno de los flancos de las montañas que bordean el Graben de Sula.

El mapa Geotectónico de Honduras publicado en 1997 muestra un alineamiento o falla principal que corre al norte y paralelo al río, con la parte levantada al Sur, con un rumbo general de Noreste a Suroeste.

Los rumbos principales de las diaclasas mapeadas muestran tres sistemas que son:  $N 30^{\circ} - 65^{\circ} E$ ,  $S 35^{\circ} - 80^{\circ} E$  y  $N 05^{\circ} E$ .

La estructura mas cercana al proyecto es la margen Oeste del Graben de Sula.

La margen Oeste del Graben de Sula, a una distancia de 6 a 8 km., forma una serie de estructuras, las cuales no son una línea recta, sino formando saliente y entrantes.

El Graben de Sula tiene una longitud máxima de 125 km. y un ancho aproximado de 10 km., el rumbo general es Norte – Sur.

#### 5.5.5 Mapeo De Manantiales

Se realizo un mapeo de manantiales fríos que existen aguas arriba del eje de presa, solo este tipo de manantiales y en estos sitio existen.

Se encontraron manantiales fríos en calizas a más de un kilómetro aguas arriba del eje de la presa, los cuales tiene un pequeño caudal (menos de un litro por segundo). Posiblemente el agua circula cerca de la superficie y emerge en la altura cercan a los 550 m.s.n.m., lo que nos indica que en las parte alta de las montañas que rodean al embalse, el nivel freático se mantiene bastante alto. También existe un manantial en la margen derecha aproximadamente 400 metros aguas arriba del eje de la presa cercana a los 350 m.s.n.m.

En ambos casos, el agua tiene una apariencia transparente, que indica que no tiene sedimentos finos en suspensión.

#### 5.5.6 Karstificación

En el sitio de presa y áreas aledañas se encuentran fenómenos kársticos de diferente tipo, cuevas y fenómenos kárstico de disolución, esto producto de la percolación de las aguas lluvias a través de las diaclasas y planos de estratificación de las calizas, disolviendo en parte a estas y produciendo huecos y pequeños canales de disolución.

Vale la pena mencionar que actualmente en todo el mundo, existe una amplia variación en el grado de disolución en las áreas de calizas, y como resultado de esto es el fenómeno kárstico. Las variaciones en karstificación dependen de una cantidad de factores, tales como diferencias normales en la mineralogía de las calizas, el espaciamiento o abertura de las fracturas, la presencia y abertura de fallas, el buzamiento de los estratos, condiciones climáticas, el tiempo geológico en que el área ha sido expuesta a la disolución, los pendientes, la vegetación, la hidrológica de superficie, el tiempo que tardó el levantamiento tectónico, y el tiempo correspondiente a que el río tardó en cortar la roca. En resumen, la disolución de las calizas es un fenómeno natural lo cual está controlado por una cantidad de procesos naturales interactivos. En algunas áreas del mundo, tales como en el sureste de China y en Yugoslavia, los procesos se combinan para formar cavidades grandes, cuevas, pilares residuales, y sumideros que capturan corrientes superficiales y conducen subterráneamente los ríos a distancias largas. En muchos de los casos estas corrientes subterráneas surgen como fuentes grandes de origen subterráneo en puntos aguas abajo dentro de la cuenca. En algunos casos, se pueden cruzar de una cuenca de drenaje a otra, y aparecer en cuencas topográficas contiguas. Tales condiciones serían de alta consideración para los proyectos con embalse, pero estas no son definitivamente las condiciones en el Proyecto El Tornillito.

En el área del Proyecto El Tornillito, el grado de disolución aparece relativamente modesto. No existen ninguna evidencia de corrientes capturadas, sistemas extensivos de cuevas, ni paisajes marcados con áreas extensivos de fenómeno de colapso (sumideros). En contraste, en el sitio de El Tornillito y su área de embalse correspondiente, la disolución se han desarrollado en zonas de superficie cercana, como ampliación de las juntas en los sistemas de fracturas y por la estratificación. En este caso, "superficie cercano" significa que se puede esperar las características de disolución en la orilla del río a una distancia de varias decenas de metros penetrando las paredes de roca del valle, una situación geológica bastante común en proyectos hidroeléctricos. La liberación de esfuerzos a lo largo de los juegos de diaclasas está también reflejado por el nivel bajo del nivel freático de agua en las perforaciones en los estribos, y la cercana correlación entre los niveles del río en los piezómetros y las fluctuaciones en el nivel del río.

Se puede observar que las cuevas en el área del proyecto ("La Cueva", y las cuevas 262EL/MD y 232AA, ver descripciones abajo) están generalmente ubicadas muy por encima del nivel del embalse. Uno de los propósitos del programa de perforaciones y de geofísica en el sitio de la presa es ganar conocimiento y confianza de la presencia y escala del fenómeno de disolución. Dado al entendimiento actual del grado modesto de disolución en el sitio del proyecto, se puede anticipar que un programa cuidadoso de inyecciones y excavación dental en el sitio de la presa será adecuado para prevenir fugas excesivas.

#### 5.5.7 Características del Embalse y de la Presa

##### Cueva 232 AA

Se caracteriza como un ejemplo de una cueva a baja elevación, cercana al superficie, que se desarrolló al lado del juego de diaclasas con dirección prominente N70E. Esta localizada en la margen derecha del río, 232 metros aguas abajo del eje de la presa.

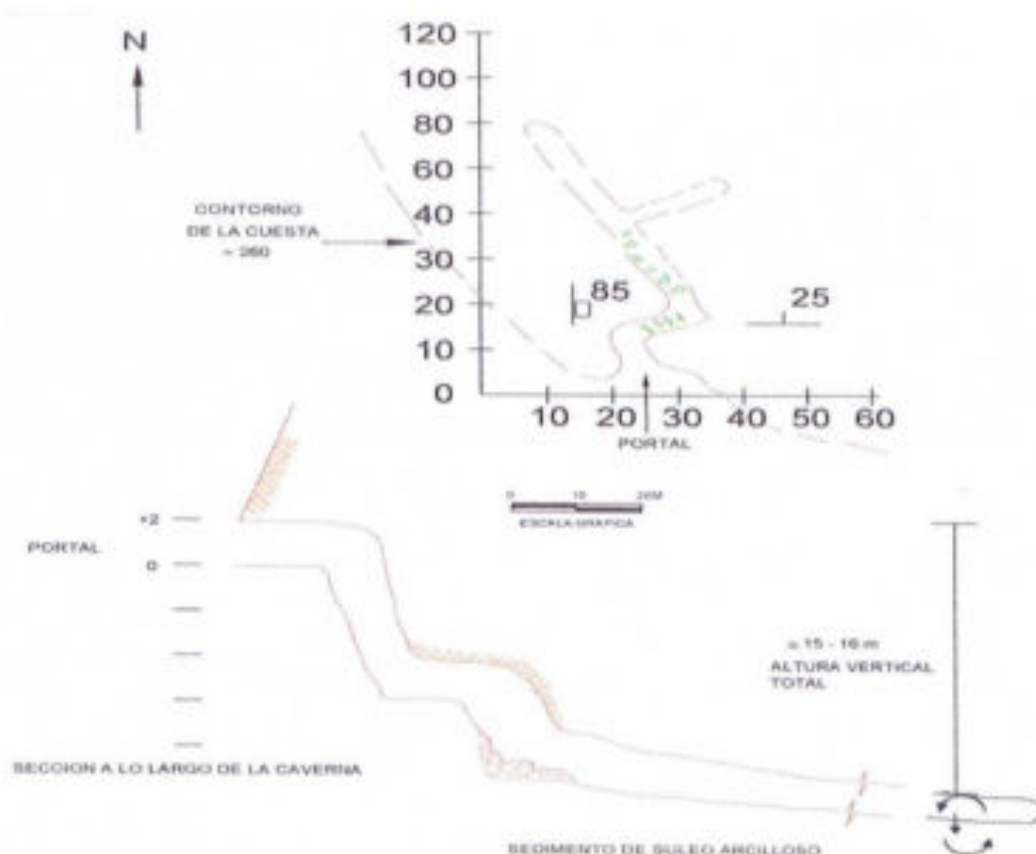


Foto 10 - Afloramiento inmediatamente aguas abajo de la Cueva 232AA.

El precipicio de calizas en el foto 10 muestra una junta prominente abierta del patrón de diaclasas N70E, el cual buza fuertemente al norte. Es posible que el afloramiento pueda ser cortado parcialmente dejando la diaclasa abierta. También parece estar ampliada por disolución.

La figura siguiente es un dibujo hecho en campo de la Cueva 232AA, con vista en la misma dirección como el Foto 10. La caverna/chimenea esta controlada fuertemente por el mismo patrón de diaclasas N70E. En conjunto, esta característica es un ejemplo de una cavidad karstica de superficie cercana, extendiéndose aproximadamente cuatro (4) metros en la pared del valle. Tiene una extensión lateral limitada y no deberá presentar ningún impacto al proyecto, además de indicar el tamaño de las características que posiblemente podría ser encontrado durante las excavaciones de la presa.

Lámina 5-3 Sección Esquemática Cueva 232AA



#### Cueva 262EL/MD

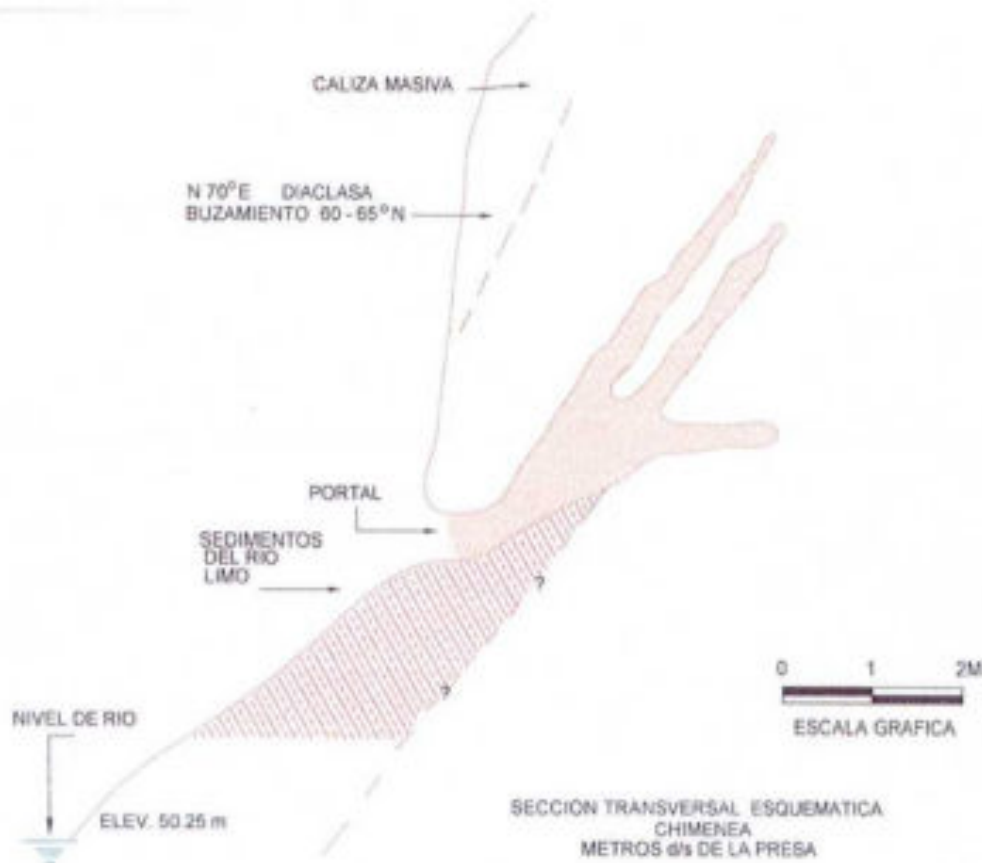
La figura 2 es un dibujo de campo de una cueva más grande localizada en la margen derecha (El. 262). Se ubica aproximadamente 175 metros aguas arriba de la presa (1,681,743N : 387,442E). En conjunto, la cueva extiende sobre una distancia vertical de 15-16 metros, y se mantiene un ancho de 2-3 metros por todo su longitud. La cueva esta orientada por el patrón de diaclasas N20W, (y posiblemente podría ser relacionada a fallas o juntas cerradas perpendiculares al río, y paralelo a la Quebrada Plomo). Una caverna mucho mas corta siga la tendencia de la diaclasa N70E. El piso de la cueva es de un antiguo sedimento del río, y la cueva parece terminar en la elevación mas baja (aproximadamente el. 246 msnm).

Esta cueva probablemente es el resto de una cueva cercana a la superficie controlada estructuralmente que se desarrolló cuando el Río Ulúa erosionaba el terreno y formaba el valle tributario desde la elevación 260 hasta la elevación 245. Su tamaño relativamente grande puede reflejar una larga exposición al río y a las condiciones climáticas, pero todavía es una cueva controlada estructuralmente en el orden de solamente 30-40 metros desde pared del valle.

No hay razón ninguna para asumir que la cueva continúa hasta una profundidad mas baja que los sedimentos que rellenan el piso. Sin embargo, si se extendiera a niveles mas bajos, sería orientada hacia abajo en una dirección norte hacia el Río Ulúa. En tal caso, sería orientada hacia el futuro embalse y no en la dirección contraria. La cueva no parece que podría presentar un riesgo como una fuga de agua del río.



**Lámina 5-4 Sección Transversal Esquemática Cueva 262EL/MD**



El lago pequeño conocido como La Laguna se ubica unos 4.5 km. aguas arriba de la presa. La superficie de este lago, relativamente estancado, esta en la elevación 92 msnm, y varia solamente un poco de una estación a otra. La elevación del lago queda unos 8 metros mas bajo que el nivel del futuro embalse y unos 40 metros arriba del nivel actual del río. El terraplén tiene una elevación de más o menos 102 msnm, con una parte más baja en el lado oeste del borde a una elevación de 98 msnm. Su alimentación probablemente viene de filtraciones de agua subterráneos de las tierras altas vecinas.

Los pendientes contienen bloques y suelo cubiertas de vegetación que rodean el lago indican que su origen es un derrumbe con una depresión central, ahora ocupado por el lago. Existe la posibilidad que el lago se ha profundizado por tubificación de los suelos hacia el Río Ulúa. Cuando el embalse se llene, este se derramará en el lago. No se espera que esto pudiera tener ningún impacto en la operación del embalse, aunque se podría ver algún asentamiento del borde norte, debido a la saturación y a cuando el embalse se vacie por la operación en repetidas ocasiones.

En el área del embalse se encuentran dos (2) cuevas, una en las cercanías de Chinda, la cual no tiene continuidad hacia adentro, la otra se encuentra en el sitio conocido como La Cueva, se encuentra en la margen izquierda a una altura de unos 80 metros sobre el nivel del río.

Conclusiones sobre el Karst – Las características Karsticas ya conocidas en el área del Proyecto El Tornillito son de superficie cercana y están controladas estructuralmente y estratigráficamente con cavidades/cuevas de

una extensión limitada. Una revisión de la topografía regional y los patrones de drenaje indican que no existen ningunas condiciones de drenaje superficial que podrían impactar apreciablemente el almacenamiento del embalse. El área clave de control de filtraciones aparece ser por debajo de la presa misma y en los dos estribos.

## 5.6 COMPOSICIÓN Y PROPIEDADES DEL SUELO Y SUBSUELO EN EL SITIO DE PRESA

### 5.6.1 Morfología Del Sitio De Presa

El sitio de presa del proyecto El Tornillito se encuentra sobre el Río Ulúa aproximadamente unos 6 Km. aguas arriba de Pimienta. El Río corre hacia el Este, con un rumbo de 75° a 80°.

El nivel del río es de aproximadamente 50 msnm., teniendo una profundidad de 2.5 a 3.5 metros de profundidad.

La sección del río en el sitio es asimétrica, aproximadamente 80 metros de ancho en el nivel del río, el flanco izquierdo la pendiente es 40° aproximadamente, el flanco derecho tiene de 70° a 80°.

El flanco izquierdo esta cubierto de arbustos, monte y pocos árboles, esta vegetación medianamente densa. Este flanco se encuentra cubierto de un manto grueso de material coluvial.

El flanco derecho se encuentra libre de vegetación hasta una altura de 100 metros sobre el nivel del río, a partir de ahí existe una vegetación de arbustos y árboles bastante densa, aquí no existe ningún tipo de suelo.

La corona de la presa se encuentra en el nivel 102 msnm.

### 5.6.2 Composición General Del Suelo Y Subsuelo

El sitio de la presa esta enteramente ubicado en las calizas de la Formación Atima. Estas calizas se presentan duras, compactas, estratificadas y micríticas. Las calizas se encuentran expuestas en el estribo derecho, mientras en el estribo izquierdo están cubiertas en su mayoría por depósitos coluviales.

Los estratos buzcan hacia el estribo derecho, con un buzamiento suave. Hay conformidad de las capas entre los dos estribos.

En la margen derecha del lecho del río se encuentra una barra de aluvión, sumergida en época lluviosa, compuesta de arena y pequeños cantos rodados.

### 5.6.3 Resultado de las Perforaciones

Se presentó el alcance de la campaña de perforaciones en la sección 5.4.3 de este capítulo.

Los testigos recuperados en las perforaciones no muestran la presencia de falla, tales como presencia de arcilla, RQD muy bajo, porcentajes de recuperación muy bajos, espejos de falla, etc.

Las perforaciones muestran en su totalidad calizas masivas micríticas, con zonas locales muy fracturadas, el resto con una fracturación normal. Se encuentran de vez en cuando ensanches de disolución de juntas con relleno de arcilla y algunas cavidades hasta 60 cm de diámetro (TS-14). No se encontraron ninguna caverna en las investigaciones de la caliza en el sitio. La caliza sigue descrita en los registros de sondeos y los resultados de ensayos a presión de agua incluidos en el Volumen 6.

El plano T-GE 05 muestra un perfil a través del sitio de presa con la ubicación de las perforaciones y los resultados de los ensayos Lugeón para cada tramo ensayado, además se muestran los valores RQD.

Más adelante se detalla la descripción de las condiciones de la masa rocosa en las perforaciones, especialmente con respecto a los valores de índice de calidad de la roca (RQD) y ensayos de permeabilidad.

#### **Perforaciones en el Sitio de Presa**

##### **TS-1:**

La perforación se encuentra en la margen izquierda, en el eje de presa, inclinada a 45° hacia la montaña y con una profundidad de 55 metros.

Se muestra en los primeros seis (6) metros una capa de depósitos coluviales. En los siguientes metros hasta el fondo del sondeo, la roca consiste de caliza micrítica, sin meteorización, pero muy estrechamente fracturada con valores bajos de RQD sobre la mayor parte del sondeo, con zonas locales sin recuperación y con zonas de disolución y caliche.

##### **Ensayos de Presión de Agua (Lugeon):**

La presencia de juntas abiertas y permeables se indica por los ensayos de agua en TS-1. No se pudo subir la presión en ninguno de los tres ensayos:

- desde 20 hasta 25 m: se bombeo 535 litros en diez minutos, sin presión
- desde 35 hasta 40 m: se bombeo 510 litros en diez minutos, sin presión, y
- desde 45 hasta 50 m: se bombeo 1000 litros en diez minutos, sin presión.

El taladro se ubica a la mitad de la altura de la presa en la margen izquierda y alcanzando a la napa freática en sus últimos metros. Se tendrá que realizar inyecciones para impermeabilizar el estribo, cuidándose de limitar las fugas de lechada.

##### **TS-2:**

La perforación se encuentra en la margen izquierda, con una inclinación de 20° hacia el río y una profundidad de 80 metros.

La roca es una caliza micrítica, sin meteorización en su totalidad. Los testigos muestran valores variables de RQD a lo largo del sondeo. Hay varias indicaciones de vacíos de disolución, los cuales no pasan de pocos centímetros, caliche and relleno de arcilla. No hay tramos seguidos con RQD alto aunque hay un mejoramiento general del RQD hasta un nivel de 70% o mejor a partir de una profundidad de 38 m aproximadamente.

##### **Ensayos de Presión de Agua en TS-2:**

- En los primeros 10 a 15 m, no se podía desarrollar la presión cuando se bombeo el agua, y se consumió 51 l/min en la caliza fracturada. Se debe notar que este nivel corresponde al piso del canal por la margen izquierda estudiada como alternativa de desvío. Existe un potencial alto de fracturas abiertas que podrían conectarse con la excavación principal de la presa, que se puede mitigar por la colocación de un revestimiento localmente.
- Desde 25 hasta 30 m se realizo un bombeo con una presión de 1 bar sin poder subir la presión por encima de 1 bar. El ensayo se termino a una tasa de bombeo de 50 l/min.
- Desde 60 hasta 65 m el ensayo se realizo bajo 3 bar de presión (toma de 36 l/min). Se perdió la presión y cuando el manómetro volvió a leer 3 bar la toma se había duplicado a 77 l/min, indicando que la presión

había lavado el relleno tal como arcilla de dentro las juntas de la caliza bajo una presión de 3 a 4 bar; se pudo subir la presión hasta 4 bar, con una toma menor lo que se estime ser debido a un régimen de turbulencia en juntas ahora abiertas.

- Desde 60 hasta 65 m: toma de 36 l/min bajo 3 bar de presión, pero cayó la presión y cuando volvió a 3 bar la toma había duplicado a 77 l/min, indicando que hubo un lavado de material tal como arcilla de dentro las juntas de la caliza bajo presión de 3 bar; se pudo subir la presión hasta 4 bar, con una toma un poco más baja, indicando turbulencia en las juntas ahora abiertas.
- Desde 65 hasta 70 m: se pudo subir la presión hasta 6 bar con 70 l/min de toma, pero no se pudo subir hasta 9 bar; cayó la presión a 3 bar bajo la cual se estabilizó la toma a 77 l/min.
- Desde 70 a 75 m: Se desarrolló una toma de 28 l/min bajo la presión inicial de 3 bar; la presión cayó a cero cuando se intentó subir a más de 3 bar, y se estabilizó la toma de 64 l/s bajo cero presión.
- Desde 75 a 80 m: se desarrolló una toma de 65 l/min bajo 3 bar; se pudo subir la presión hasta 7 bar con una toma de 86 l/min. Cuando se intentó subir a más de 7 bar, la presión cayó a 3 bar sin poder ser más alta por el resto del ensayo, con una toma de 65 l/min.

Cuando se podía conseguir, el valor de Lugeon fue alrededor de 20 en TS-2.

### **TS-3:**

TS-3 se ejecutó a partir del centro del lecho del río con una inclinación de 18 grados a partir de la vertical hacia el norte. Se encontraron 19.6 m de aluvión (espesor vertical de 18.6 m).

La roca es una caliza masiva. La tasa de recuperación es buena, sin embargo los valores de RQD son muy variables. El RQD se correla con fracturas en la caliza y separación de los planos de estratificación. NO cavidades de disolución e encontraron en el taladro.

Once ensayos de presión de agua se realizaron en la roca sin indicación de lavado de relleno de juntas (no subida de la toma en la fase de bajada de presión). Casi todos los ensayos se llevaron a cabo con presiones alcanzando a 9-12 bar. Se caracterizó el taladro por valores de lugeon del orden de 20 en los primeros 40 m de roca, y de 5-10 más abajo.

### **TS-4:**

Se realizó TS-4 sobre el eje de la presa, de orientación vertical, en la margen derecha, hasta una profundidad de 75 m. Cruza 1.5 m de limo arcilloso de cobertura antes de penetrar la caliza masiva pero fracturada. Se encuentra localmente relleno rojo y negro de arcilla dentro las fracturas con ocurrencias de vacíos de disolución de 20 a 30 cm de diámetro, parcialmente rellenos de arcilla, caliche y/o fragmentos de caliza, tal como se ve en el registro y las fotos de testigos en la profundidad de 12.35 – 12.60 m. Tal como se ve en los registros, los valores de RQD son muy variables.

Ensayos de presión de agua se hicieron en varios intervalos a lo largo del sondeo. El ensayo hecho a través la cavidad parcialmente rellena descrita anteriormente (ensayo desde 10 hasta 15 m) no pudo subir la presión a más de 1 bar. Se abandonó el ensayo después de bombear constantemente a una tasa de 49 l/min. Varios ensayos en la parte mediana del taladro mostraron varios grados de lavado del relleno de juntas, pero a partir de una profundidad de 50 m, no se tuvo evidencia de lavado bajo las presiones máximas de 9 a 12 bar.

El valor de Lugeon en TS-4 se queda en el rango de 5 a 10.

### **TS-5:**

Se realizó este taladro hacia el sureste en la margen derecha, ubicado 40 m arriba del nivel del río y 25 m aguas arriba de la cortina de inyección propuesta. El taladro tiene una inclinación de 45 grados de tal manera que el fondo se queda 25 m aguas abajo de la cortina y su punto medio está en la intersección con la misma.

Durante la perforación la napa freática se encuentra en la El. 52.6, es decir un poco más de 2 m por encima del nivel del río.

El taladro está perforado enteramente en la caliza masiva, con tramos locales fracturados, lo más largo encontrado entre 60 y 65 m de profundidad (El. 42 a 46, aproximadamente).

Ensayos de presión de agua se intentaron en cinco intervalos en la mitad más baja del taladro (tres encima de la napa freática y dos abajo); en ninguno se pudo desarrollar presión mientras que se estaba bombeando 50 l/min aproximadamente.

**TS-9:**

Se perforó en la margen izquierda con una inclinación de 45° y una longitud de 60 m.

La perforación en su totalidad se encuentra en caliza micrítica, sin meteorización. Muestra algunos signos de disolución en pequeños tramos, los cuales no pasan de 5 cm.

Dos ensayos de presión de agua en los primeros 40 m produjeron altos valores de Lugeon (40 aproximadamente). No se pudo subir la presión por encima de 3 bar, lo que fue un índice de lavado de relleno de fracturas bajo presiones ligeramente elevadas. En los rasgos de 45 hasta 50 m y de 55 a 60 m, dos ensayos produjeron valores de 0.5 y 6 Lugeons, lo que significa que la masa rocosa es mucho más apretada. El primero de estos ensayos respondió a una presión de 9 bar sin ninguna indicación de lavado ni expansión. Sin embargo se notó una subida fuerte de la toma en el segundo ensayo bajo la presión de 12 bar, lo que sugiere que presiones moderadas son suficientes para desplazar tapones de arcilla de dentro de las grietas.

Tal como lo muestra el registro del sondeo, el número de fracturas por metro se reduce bruscamente bajo los 40 metros de profundidad. La recuperación es buena en la mayoría del taladro, aunque las zonas más altas están estrechamente fracturadas. Se nota en las fotos de los testigos un mejoramiento claro de la condición de la roca bajo la profundidad perforada de 8 m.

**TS-10:**

Este taladro se perforó hasta una profundidad de 70 m hacia el suroeste desde la misma ubicación que TS-5 en la margen derecha, 25 m aguas arriba de la cortina de inyecciones propuesta, aproximadamente. El taladro tiene una inclinación de 45 grados. El fondo del taladro se queda 50 m aguas arriba de la cortina, con el punto mitad del sondeo 25 m aguas arriba de la cortina aproximadamente.

Al momento de la perforación la napa freática se ubicó en la El. 56.1, sea 4 m por encima de la napa en TS-5 y 8 m arriba del nivel del río.

La roca es semejante a la encontrada en TS-5, tal como se puede observar en el registro del sondeo.

Tres ensayos de presión de agua se realizaron en TS-10:

- desde 50 hasta 55 m, el ensayo se hizo hasta una presión máxima de 9 bar sin indicación de lavado y produjo 8 Lugeons aproximadamente;
- desde 55 hasta 60 m, la permeabilidad bajo la misma presión subió ligeramente ( 11 Lugeons), con una subida sensible de la toma en la fase de bajada de presión; y

- desde 65 hasta 70 m, no se pudo subir la presión en el tramo probado mientras que se bombearon 560 l en diez minutos.

#### **TS-11**

TS-11 se perforó en la margen izquierda cerca la orilla del río. El taladro tiene un buzamiento de 20 grados hacia el norte y esta programado para alcanzar a los 70 m de profundidad.

Se realizaron ensayos de presión de agua

#### **TS-12**

TS-12 se perforó a partir del centro del lecho del río con un buzamiento de 20 grados hacia el sur. Se cruzaron 19.4 m de aluvión (espesor vertical de 18.3 m) con algunos bolones aislados de hasta 70 cm de diámetro.

La roca de basamiento es una caliza masiva con valores variables de RQD pero buena recuperación seguida. Influyen el RQD los tramos fracturados, algunos llenados de arcilla amarilla, plomo y roja y/o caliche o calcita. No se encontró ninguna cavidad en la perforación.

Ensayos de presión de agua: se realizaron 11 ensayos en la roca. Varios ensayos alcanzaron a la presión máxima de 9-10 bar, pero también hubieron varios ensayos en los cuales el agua contorneó los obturadores bajo presiones normales (3-5 bar aproximadamente hasta 10 bar) y donde hubo lavado de las arcillas, tal como ocurrió en el intervalo desde 70 a 75 m donde la toma bajo 7 bar se duplicó cuando se intentó sin éxito subir la presión hasta 10-12 bar. El tramo desde 65 m hasta 70 m no tomó nada hasta la presión máxima de 12 bar.

Los ensayos tuvieron un valor característica de lugeón de 12 en los últimos 45 m de la perforación.

#### **TS-13**

TS-13 se perforó en la margen derecha hasta una profundidad de 80 m, con un buzamiento de 40 grados hacia el sur.

Ensayos de Presión de Agua: se realizaron trece (13) ensayos a lo largo de la perforación, con presiones máxima alcanzando a los 12 bar abajo de 65 m. Solo un ensayo (tramo desde 35 m hasta 40 m) indicó claramente que se lavaron arcillas.

La permeabilidad tuvo un valor promedio de 28 Lugeóns en los primeros 20 m, bajando a 15 Lugeóns en los últimos 45 m de la perforación.

#### **TS-14**

Uno de los objetivos de TS-14 fue de definir el techo de la roca en el tercio izquierdo del cauce del río. SE perforó TS-14 a partir del playón en el centro del valle con un buzamiento confirmado de 51.3 grados hacia el norte (margen izquierda). El techo de la roca se encontró a una profundidad de 33.76 m (El. 28.65 msnm, lo que corresponde a un espesor aproximado de 21.1 m de aluvión). Lo que se interpreta como una cavidad de 40 hasta 50 cm se encontró un metro bajo el techo de la roca.

Los valores de RQD y porcentaje de recuperación varían mucho en los primeros 10 m bajo el techo de roca. Por esta razón se sugiere bajar la cimentación de la presa 1.5 m bajo el techo de la roca.

#### **TS-15**

Se perforó TS-15 hasta una profundidad de 20 m en el eje de la presa sobre el playón del tercio derecho del lecho del río. El techo de la roca se encontró a 10 m de profundidad (El. 40 aproximadamente)

#### **Otras Perforaciones**

Las otras perforaciones programadas y tabuladas en el Cuadro 5-1 estaban en progreso o no habían sido realizadas al momento de la redacción de esta sección.

### **5.7 HIDROGEOLOGÍA**

#### **5.7.1 Distribución De Las Rocas En El Embalse**

La distribución de las diferentes rocas en el embalse está descrita en detalle en el capítulo correspondiente al levantamiento geológico y en el mapa geológico.

Para hacer una evaluación hidrogeológica es importante mencionar que las calizas de la Formación Atima presentan grandes espesores, se encuentran aflorando en la mayor parte del embalse en forma continua formando todo el suelo interior de este.

#### **5.7.2 Permeabilidad De Las Rocas**

##### **Calizas**

Las calizas a pesar de ser una roca dura y microcristalina y con una permeabilidad primaria casi nula, presenta un grado de fracturación y de karstificación moderado, lo que las hace que tengan una permeabilidad elevada.

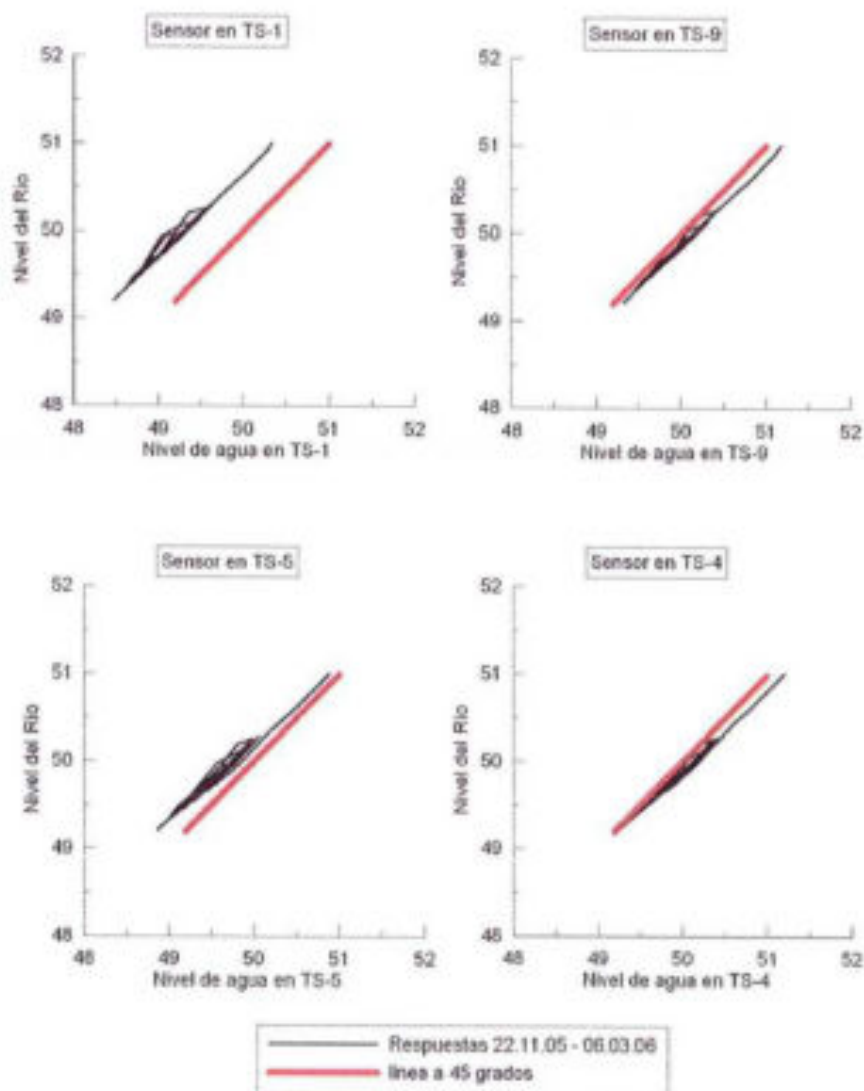
En el embalse se ha notado que en la superficie las calizas presentan un bajo grado de karstificación, lo que hace estas rocas presenten una permeabilidad de moderada a alta

Como resultado de las observaciones realizadas se pueden considerar a las calizas como una formación con alta permeabilidad local en las fracturas, sabiendo que la permeabilidad puede ser baja en algunos sitios y en otras alta.

#### **Resultados de los pozos de observación en el eje de la presa**

Los pozos de observación instalados en los taladros ubicados en el estribo izquierdo (TS-1, TS-2 y TS-9) y el estribo derecho (TS-4 y TS-5) indican que el nivel freático se queda igual al nivel del río adentro las laderas por una distancia horizontal de no menos de 80 metros. Esta observación subraya la importancia de la cortina de inyecciones que deberá penetrar con profundidad no solo en el piso del cauce del río pero también en ambos estribos.

**Lámina 5-5 Respuesta de Pozos de observación**



### Rocas volcánicas

Las rocas volcánicas existentes en el embalse se pueden considerar impermeables, pero por su grado de fracturación, la permeabilidad varía a moderada.

Como las rocas volcánicas nunca pueden presentar disolución kárstica, la permeabilidad en estas rocas se puede decir que es nula.

### Aluviones

Los aluviones se encuentran en el fondo del valle del Río Ulúa y consisten en grava (muy permeable), arena (muy permeable). Por eso la permeabilidad de los aluviones es alta.

Pero como estos aluviones se encuentran sobreyaciendo las rocas preexistentes se puede decir que la permeabilidad de los aluviones no afecte la permeabilidad del embalse.



## 5.8 ESTABILIDAD DE TALUDES

En el área de embalse de El Tornillito no se han detectado signo de inestabilidad de los taludes tales como:

- árboles inclinados
- grietas de tensión tanto en las laderas como en parte superior de la montaña.
- Hundimientos.
- depósitos de material proveniente de deslizamientos.

Lo único que se ha detectado es detritus de talud o roca floja que se encuentran como depósitos de pie de monte.

Con en llenado del embalse y con la oscilación del agua van a existir pequeños movimientos de suelo. Estos movimientos pequeños pueden provocar pequeñas olas, pero que prácticamente no llegarían a la presa, por lo tanto no pasarían encima de la corona de la presa.

## 5.9 CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS

### 5.9.1 Descripción del Sitio de Presa

El sitio tiene ambas la topografía y condiciones mecánicas de fundación favorables para la construcción de una presa de gravedad integral con la planta de generación hidroeléctrica.

### 5.9.2 Topografía

El Río Ulúa corre desde el este hacia el oeste en un cañón de 80 m de ancho aproximadamente a lo largo del eje de la presa.

El estribo derecho es muy empinado, con una pendiente del orden de 70 grados hacia una altura por lo menos de 100 m por encima del lecho del río. La roca esta aflorando; es una caliza de buena calidad, con tres orientaciones de juntas representadas en la Lámina 5.2 y descritas en la sección 5.5.1 de este capítulo.

Las juntas de estratificación se repiten del orden de 1m y son con las diaclasas complementarias orientadas a lo largo del valle la sede de los desplomes repetidos que forman el acantilado de la margen derecha.

El estribo izquierdo es mas suave y es controlado por las juntas de estratificación de la roca, con un buzamiento del orden de 45 grados hacia el valle.

Como se indicó en el la geología, hay concordancia entre los dos estribos, lo que reduce la probabilidad de tener una falla de misma orientación que el valle. Para confirmar esto es necesario examinar bien los núcleos de perforación y hacer una correlación de los estratos y confirmar, si es posible, la continuidad de las unidades en todo el valle.

Esta observación sugiere que no se prevé encontrar variaciones de comportamiento del la roca en el lecho del río ni zonas de debilidades que podrían favorecer una socavación de la roca y por consiguiente espesores muy variables de la capa aluvial.

El cambio de topografía en la margen derecha aguas arriba y aguas abajo del sitio de la presa se puede resultar de fallas transversales aunque no tienen interferencia con la fundación de la obra.

### 5.9.3 Condiciones mecánicas de fundación

El examen visual de la roca en la margen derecha y de algunos afloramientos en la margen izquierda indica que esta roca tiene propiedades mecánicas adecuadas a la construcción de una presa de gravedad. Se prevé una estructura del orden de 60 m de altura y 60 m de imprenta transversal a la dirección del valle.

Ensayos de carga puntual llevaron a una resistencia del orden de 10 MPa, lo que corresponde a una resistencia a la compresión uniaxial del orden de más de 100 MPa. Ensayos de compresión uniaxial sobre muestras de roca intacta en el laboratorio se pidieron y deberían confirmar que la roca se puede considerar como muy buena del punto de vista de resistencia a la compresión.

### 5.9.4 Condiciones hidrogeológicas de fundación

Como es el caso en la mayoría de las unidades de calizas, siempre existe la posibilidad de alguna disolución, es decir la disolución de la roca causada por el movimiento de agua a lo largo de los planos de fallas, planos de estratificación, diaclasas y otras grietas. El grado de disolución se evaluó con varios métodos de inspección y investigación:

- inspección visual durante el mapeo hecho por el geólogo del equipo;
- inspección de los testigos conseguidos en las perforaciones diamantinas por el geólogo;
- ejecución de ensayos de presión de agua en las perforaciones;
- conversión de los taladros de perforación en pozos de observación, y campaña de geofísica de tomografía eléctrica y sísmica.

Se observaron pocos índices de disolución que sea en el mapeo geológico o en la inspección visual de los testigos; estas observaciones están identificadas en la sección 5.6.3 de este capítulo. Se puede también consultar los registros de los testigos presentados en el Volumen 6.

La ejecución de los ensayos de presión de agua en las perforaciones se hizo difícil. Como se discutió en la sección 5.6.3 de este capítulo, no se pudo subir la presión en varios ensayos, hubieron evidencias de apertura o desatasque de diaclasas bajo la presión de destaponaje de las diaclasas y de flujos turbulentos del agua utilizada en los ensayos, todas estas observaciones siendo una indicación de la alta permeabilidad del macizo y de la evidencia de diaclasas y fisuras con un ancho del orden del centímetro.

Las observaciones puntuales en tiempo del nivel de agua en los pozos de observación han indicado que la napa freática dentro los estribos es horizontal y coincide con el nivel del río. Eso también es evidencia de la alta permeabilidad del macizo rocoso. No es necesariamente el resultado de la presencia de karst, solo del grado de fisuración y de la apertura de las diaclasas en la caliza.

La campaña de geofísica proporcionó tomografías eléctricas y sísmicas del cauce y de ambos estribos. No se encontraron oquedades o cuevas en el estribo izquierdo ni en el cauce. Una anomalía geofísica se presentó en el estribo derecho, lo cual puede indicar la presencia de algunas fallas cerca de las perforaciones TS-5 y TS-10, y en la Quebrada Plomo, aguas arriba de la presa y cruzando el río en un casi ángulo recto.

## 5.10 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA ROCA DE FUNDACIÓN

### 5.10.1 Introducción

Las características de la roca se han definidas a partir de la inspección visual, ensayos de campo sobre roca intacta y relaciones empíricas. Todavía faltan los resultados de ensayos de compresión simple en laboratorio sobre muestras de roca intacta. Se prevé que esos confirmaran las conclusiones desarrolladas en este informe.

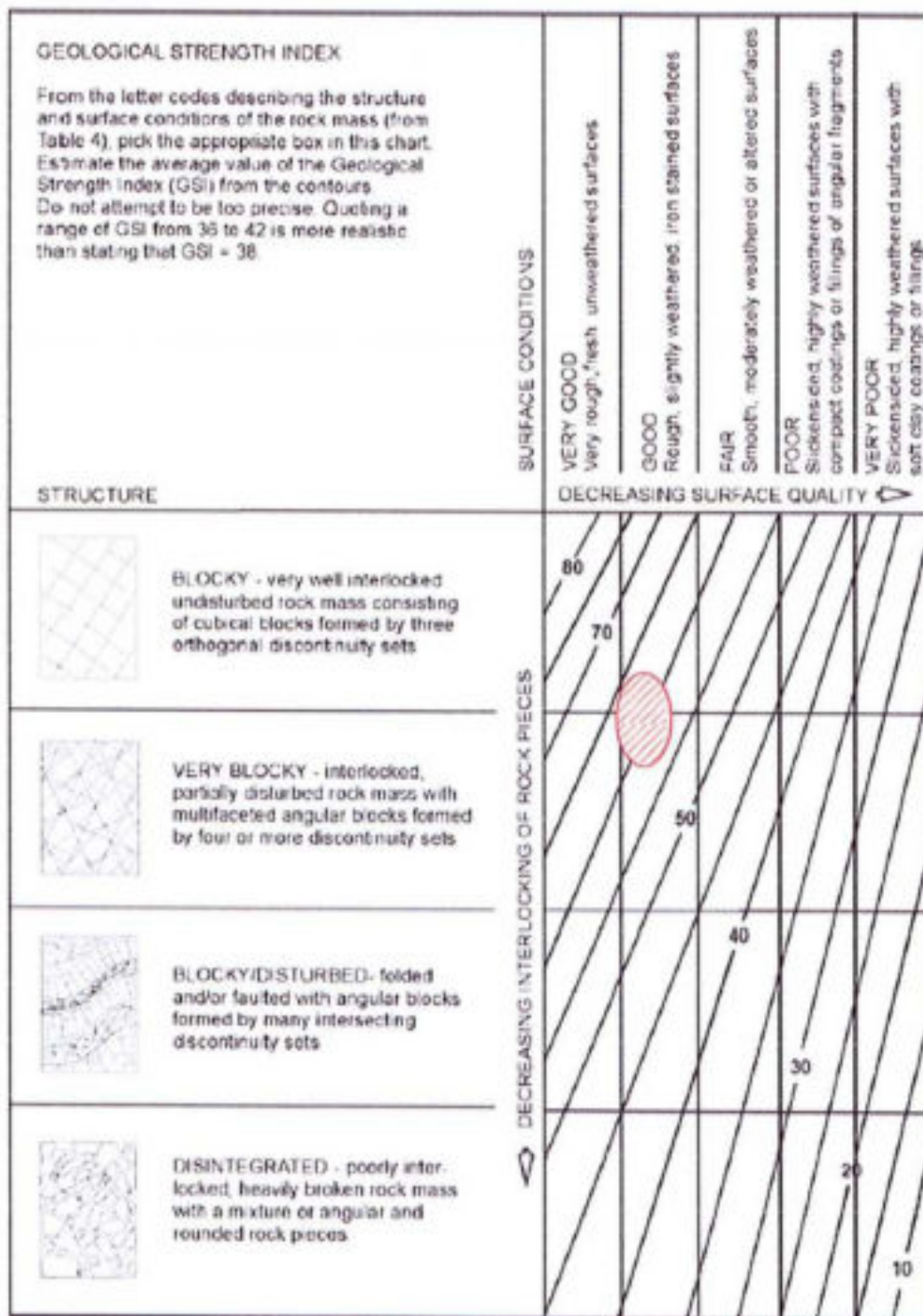
### 5.10.2 GSI (Índice Geológico de Resistencia) de la roca

Se requieren estimaciones fiables de la resistencia y de las características de deformación de la masa rocosa para diseñar los taludes en roca y las estructuras de concreto apoyándose sobre la misma. , En 1980 se propuso un método (Hoek y Brown) para conseguir estimaciones de la resistencia de roca fisurada en base a la evaluación de la geometría de los bloques de roca y la condición de los superficies de estos bloques. Con los años se modificó el método, tomando en cuenta condiciones encontradas en situaciones reales para alcanzar a una nueva clasificación llamada el índice geológico de resistencia, GSI en Inglés, "Geological Strength Index" (Hoek, Kaiser and Bawden 1995, Hoek 1995, Hoek and Brown 1997, Hoek 2000).

El cuadro permitiendo la determinación del GSI se muestra a continuación:

**Lámina 5-6 Estimación del Índice de Esfuerzos Geológicos (GSI)**

Estimate of Geological Strength Index GSI based on geological descriptions.



Por inspección visual, la masa rocosa se puede clasificar como en bloques hasta muchos bloques y buen estado de las juntas entre bloques, lo que corresponde en la Figura anterior con un valor del GSI de  $60 \pm 3$ .

### 5.10.3 Criterio de Hoek y Brown

El criterio de Hoek y Brown (desde 1980) para definir propiedades mecánicas de roca con juntas se escribe como sigue:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{cf} \left( m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{cf}} + s \right)^a$$

donde:

- $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son los esfuerzos máximo y mínimo, respectivamente;
- $\sigma_{cf}$  es la resistencia a la compresión simple de la roca intacta;
- $m_b$  la constante de Hoek-Brown para la masa rocosa; y
- $s$  y  $a$  parámetros funciones de las características de la roca.

Los parámetros requeridos para determinar la resistencia y las características de deformación de la roca en masa son los tres valores siguientes:

- $\sigma_{cf}$  la resistencia a la compresión simple de la roca intacta;
- $m_b$  la constante de Hoek-Brown para la roca intacta; y
- el valor del GSI que ya ha sido determinado como  $60 \pm 3$ .

Mientras que se esperan los resultados de los ensayos de laboratorio, se pueden estimar la resistencia a la compresión simple de la roca intacta,  $\sigma_{cf}$ , y la constante de Hoek-Brown para la roca intacta,  $m_b$ , por inspección de los cuadros publicados por Hoek, 2000 y incluidos a continuación.

Se reportó (véase la sección 5.5.1 Sitio de Presa, de este capítulo) que los ensayos de carga puntual sobre la caliza intacta superaron a los 10 MPa, lo que según el cuadro corresponde a una roca de grado R6 (Brown, 1985) de muy alta resistencia, mientras que el mismo cuadro clasifica las calizas en general como rocas de grado R4, de buena resistencia. Se concluye que la resistencia a la compresión simple de la roca intacta,  $\sigma_{cf}$ , supera a los 100 MPa con seguridad.

**Lámina 5-7 Resistencia a la Compresión Simple,  $\sigma_{ci}$ , Roca Intacta**

Grade <sup>o</sup>	Term	Uniaxial Comp. Strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely Strong	> 250	>10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very strong	100 - 250	4 - 10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff
R4	Strong	50 - 100	2 - 4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale

**Lámina 5-8 Valores de  $m_i$  para roca intacta.**

*Valores en paréntesis son estimaciones*

Table 11.3: Values of the constant  $m_i$  for intact rock, by rock group. Note that values in parenthesis are estimates.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19	Siltstone 9	Claystone 4
				Greywacke (18)		
	Non-Clastic	Organic		Chalk 7		
				Coal (8-21)		
		Carbonate	Breccia (20)	Sporitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
		Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13	

Según el cuadro de Hoek, 2000, el valor de  $m_i$  para una caliza micrítica es  $m_i = 8$ .

$$m_b = m_f \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$$

Con este valor y el valor de GSI calculado más arriba se puede estimar la constante de Hoek-Brown para la masa rocosa,  $m_b$ , por aplicación de la fórmula propuesta por Hoek, 2000:

Se calcula  $m_b = 1.7$  a  $2.1$

Similarmente se puede calcular la constante  $s$  gracias a la fórmula del mismo autor:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$$

lo que produce valores de la constante  $s$  entre 0.008 y 0.016. Finalmente la constante  $a$  se estima según Hoek, 2000 en un valor de  $a = 0.5$ .

### Angulo de Fricción y Cohesión

Se puede utilizar el criterio de Hoek-Brown para construir la curva de Mohr-Coulomb (ángulo  $\phi$ , cohesión  $c$ ). Dos fórmulas adicionales se requieren:

$$\tau = A\sigma_{cl}\left(\frac{\sigma_n - \sigma_{tm}}{\sigma_{cl}}\right)^B$$

donde:

$\tau$  es el esfuerzo de corte,

$\sigma_n$  es el esfuerzo normal, y

$\sigma_{tm}$  es la resistencia de la masa rocosa a la tracción.

A y B son dos constantes que se determinan a partir de simulación de ensayos triaxiales

$$\sigma_{tm} = \frac{\sigma_{cl}}{2} \left( m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s} \right)$$

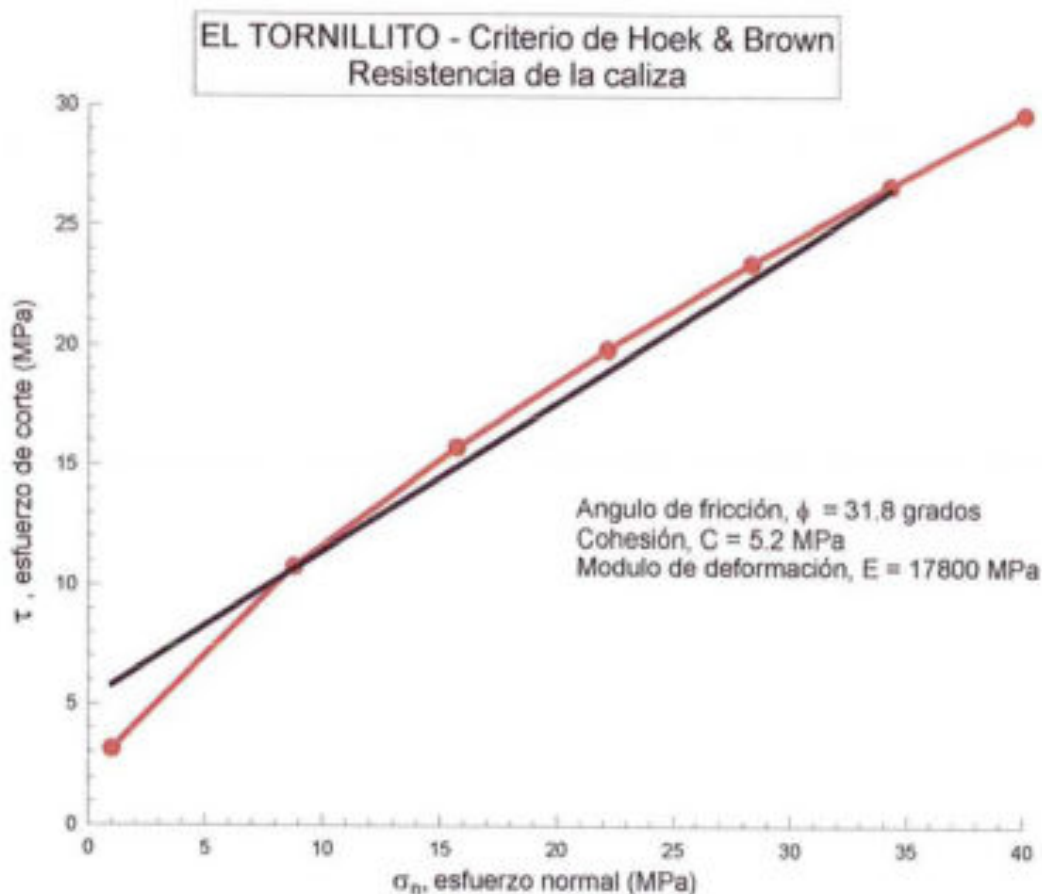
La resistencia a la tracción,  $\sigma_{tm}$ , se calcula gracias a la fórmula con los parámetros ya definidos.

La aplicación del criterio de Hoek-Brown a la caliza del sitio de la presa con el hipótesis de un valor de resistencia a la compresión simple de  $\sigma_{cl} = 100$  Mpa, resulta en las características mecánicas siguientes:

- Angulo de fricción,  $\phi = 31.8$  grados
- Cohesión,  $c = 5.2$  MPa

La visualización de la curva de resistencia según el criterio de Hoek-Brown y de línea recta dando la mejor aproximación a la curva se presenta a continuación.

Lámina 5-9 Propiedades Mecánicas de la Roca por el Criterio Hoek y Brown



#### Modulo de deformación

Se propuso una relación por Serafim y Pereira (1983) entre el modulo de deformación de la masa rocosa y la clasificación RMR de Bienawski. Ha sido probado y confirmado por el análisis de deformaciones de cimentación de presas posteriores a la construcción que funcionó bien en buena roca, tal como se encuentra en el Tornillito. Hoek y Brown usan la misma relación siempre y cuando la resistencia a la compresión simple es igual o mayor a los 100 Mpa, reemplazando RMR por el GSI definido más arriba. La relación se escribe:

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}$$

Se resulta de la aplicación de esta relación un valor de  $E_m = 17800$  Mpa.

Para terminar de caracterizar las propiedades elásticas de la roca, se sugiere usar un ratio de Poisson  $\nu = 0.22$  en los cálculos de diseño.



#### 5.10.4 Mitigación de la alta permeabilidad de la roca

##### **Objetivos de las Inyecciones**

Se confirma que se requerirá inyecciones en el sitio de la presa para el Proyecto El Tornillito con el propósito limitar infiltraciones desde el embalse y para reducir las supresiones abajo la presa.

Los ensayos de presión de agua muestran que la masa rocosa es relativamente permeable. Los testigos de roca conseguidos en las perforaciones indican que la permeabilidad principal proviene solo de las zonas fracturadas, en vez de la matriz propia de la roca, los planos de estratificación o de oquedades en la roca.

Se ven tres tipos fundamentales de resultados de los ensayos de presión de agua en el Tornillito:

- **Caso 1:** Juntas abiertas con escurrimiento, sin posibilidad subir la presión. El tramo toma toda el agua que la bomba proporcione.
- **Caso 2:** Subida seguida de las tasas de inyección con la subida de presión y no cambio de tasas para las mismas presiones en la fase de bajada. A veces esta condición se acompaña de escurrimiento turbulento.
- **Caso 3:** Subidas rápidas de la toma, a veces acompañadas de caída de presión o subidas de toma en la bajada de presión comparado a la fase de subida

En el Caso 1, las juntas por inyectar están bastante abiertas y se necesitará un atención cuidadosa durante las inyecciones para evitar que la lechada viaje a larga distancia y se pierda. Se requiere una metodología para conservar la lechada en la zona de la cortina.

En el Caso 2, la repuesta indica que el escurrimiento crece con la presión por transitar a lo largo de juntas parcialmente abiertas en la roca, a condición común en roca con juntas sin relleno de arcilla, o si arcilla esta presente no se mueve bajo el rango de presiones del ensayo de agua.

En el Caso 3 la reacción indica que se destape material de dentro las juntas bajo la presión del ensayo. Se ha usado el término "jacking" o separación para describir este comportamiento, pero no se pueden abrir las juntas existentes bajo las presiones bajas usadas en el Tornillito. Se explica por el destapaje de las juntas a medida de la ejecución del ensayo, lo que permite que pase más aguas a lo largo de las juntas mientras el bombeo procede.

Por consiguiente, el tipo de método de inyección escogido para el Tornillito tendrá que cumplir con varias metas. Por medios de controlar la mezcla y la presión, el programa debe ser capaz de:

- 1) inyectar una lechada estable dentro de la zona de la cortina, limitando el transito a larga distancia,
- 2) llenar juntas abiertas y limpias de varios tamaños con una mezcla estable de buena resistencia a las presiones de las aguas de infiltración desde el reservorio, y
- 3) lavar y destapar relleno de juntas antes y durante las inyecciones.

##### **Inyección Tradicional**

La inyección tradicional se realiza por el uso de un rango de mezclas de lechada controladas por su tasa de agua : cemento (4:1, 3:1, 2:1, 1:1, 0.8:1, etc.). La inyección se inicia en cada taladro con mezclas delgadas y sigue con mezclas más y más gruesas a medida de alcanzar a volúmenes inyectados predefinidos. La decisión de cambiar la mezcla es subjetiva lo que puede resultar en tomas altas de lechada en los taladros. En muchos casos transito de larga distancia lejos de la cortina ocurre durante un proceso que toma tiempo y entonces esta caro mientras que se intenta bombear una variedad de mezclas de lechada para conseguir

mezclas mas gruesas y mas resistentes. Se justifica este método por razones que las mezclas delgadas llenan las grietas estrechas, pero en este caso la lechada no es tan durable y estable que mezclas mas gruesas que también pueden penetrar estas grietas gracias al uso de aditivos (tal como el metodo GIN).

También, el alto número de diseños de mezcla crea la posibilidad de errores en el proceso de mezclar. Además se tiene que inyectar las coladas premezcladas aun si no están efectivizadas. Finalmente la inspección y documentación del número alto de mezclas posibles son procesos que no contribuyen a un uso eficiente del personal y de los materiales.

### **El Principio del GIN**

El concepto del GIN (Grout Intensity Number) ha sido promocionado por Lombardi, G. y Deere, D. (1993) y documentado más recientemente por Lombardi, G. (2003). Las metas del método son las siguientes:

- Uso de solo una mezcla de agua y cemento con un fluidificador para mejorar la penetración. Eso simplifica las operaciones de inyección y resulta en un ahorro sensible de cemento sin bajar la eficiencia del proceso.
- Bombear una mezcla estable. Eso se consigue con un ratio de agua/cemento de 0.7 por uno por peso. La mezcla estable asegura el bueno comportamiento del relleno inyectado con el tiempo.
- Inyectar con una intensidad dada por el GIN, que es por definición un valor escogido en función de las características de la roca y de los objetivos de la inyección. La intensidad de la inyección se mide por el producto de la presión de inyección por el volumen de lechada bombeada en una etapa. Las unidades del GIN son bares-litros/segundo. Además del GIN, límites se ponen sobre el volumen máximo de inyección por etapa en fisuras abiertas bajo presiones bajas y la presión máxima alcanzadas en fisuras muy finas por las cuales el volumen inyectado es bajo.
- Se siguen la presión, la velocidad del flujo de lechada siendo inyectada, el volumen inyectado y la penetrabilidad en tiempo real con la ayuda de una micro-computadora en el campo
- Se termina el proceso en cada etapa cuando el paso de inyección visualizado en el gráfico mostrando presión en términos de volumen total de lechada tomada por metro del tramo inyectado ha alcanzado al valor de GIN, o cuando se alcanzaron unos de los límites de presión o de volumen.

Se pueden especificar más de un valor de GIN en función de la roca, de la ubicación de la zona siendo inyectada.

### **Recomendación de usar el Método GIN**

Se recomienda que se use la metodología de GIN en el Tornillito para inyectar progresivamente las grietas en la cimentación de la manera la más eficiente. El método GIN resultará en el uso eficiente del tiempo y de los materiales y en una inyección de lechada más resistente y estable que lo que se puede esperar con el método tradicional, por lo tanto que se inicie el GIN con el lavado previo de las perforaciones para remover el arcilla y que sea seguido todo el tiempo con inspección y control.

Otras ventajas de inyección por GIN son la simplificación del diseño de la mezcla, guías claras de presión y volumen para el operador, observación de presiones y tomas en tiempo real con computadoras de campo, producción automatizada de registros para el análisis y un programa racional para limitar el bombeo cuando se encuentran tomas altas de lechada.

Sin embargo, cualquier el método usado, se tiene que enfatizar que el éxito de toda campaña de inyecciones depende en colocando supervisores y contratistas con muy buena calificación que traen una atención constante al progreso del trabajo y a su evaluación.

### **Cortina de Inyección para la Presa**

La cortina de inyección para la presa se necesita para bajar las presiones bajo la presa y reducir las pérdidas de agua por escurrimiento. Se notó mas arriba la alta permeabilidad esperada para la masa rocosa. El diseño de la cortina mostrada en el Plano T-P-11 a tomando en cuenta los factores siguientes:

- la alta permeabilidad de la roca no solo debajo la presa, pero también en los estribos;
- la necesidad de impedir corte-circuitos potenciales en los estribos; y
- la selección de un buzamiento de la cortina que maximiza los cortes de las varias orientaciones de las juntas en la roca.
- La posibilidad de reforzar la cortina siempre y cuando se necesita, como lo permiten galerías de inyección.

La proyección estratigráfica siguiente muestra que la cortina e inyección maximiza el número de juntas cruzadas por la cortina si se inclina para pasar dentro del círculo mostrado en el gráfico, zona común a las tres orientaciones de diaclasas en el estribo derecho y una de las diaclasas presentes en el estribo izquierdo. Se concluyó que la cortina debería tener una inclinación del orden de diez grados hacia aguas arriba. También se definirá la orientación de la cortina para proveer las óptimas intersecciones con los planos de estratificación dentro los estribos considerando la posibilidad de rangos con doble o triple fila si se requiere.

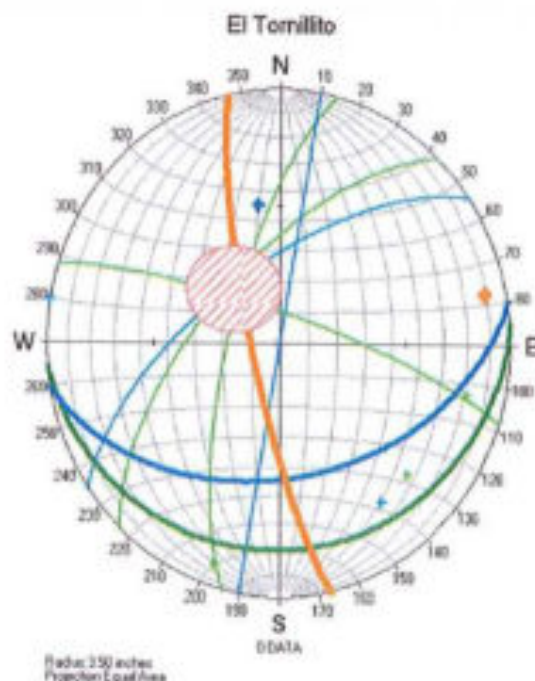
Se muestran en las secciones del Plano de inyecciones T-P-11 que la cortina forma un abanico en vez de seguir un plano único. Es generalmente así en la práctica, pero se puede aprovechar en el caso del Proyecto El Tornillito para dar más espesor a la cortina en profundidad y evitar de tener dos filas de inyección.

Se nota también en el corte longitudinal paralelo al eje de la presa la presencia de dos galerías de inyección intermediarias de 100 m de longitud cada una penetrando cada estribo, y dos galerías a la altura de la cresta de la presa. Las galerías intermediarias se justifican por no tener profundidades de taladros por inyectar en exceso de 50 m aproximadamente.

### **Estimado del volumen de inyección de cortina**

El plan de inyección requerirá la ejecución de secuencia de huecos según el método "split-hole" que pide la inyección de primarios, seguida por los secundarios a la mitad de la distancia entre los primarios, seguidos por el terciario a la mitad de la distancia de los secundarios y así de etapa en etapa.

**Lámina 5-10 Determinación de la Inclinación de la Cortina de Inyección**

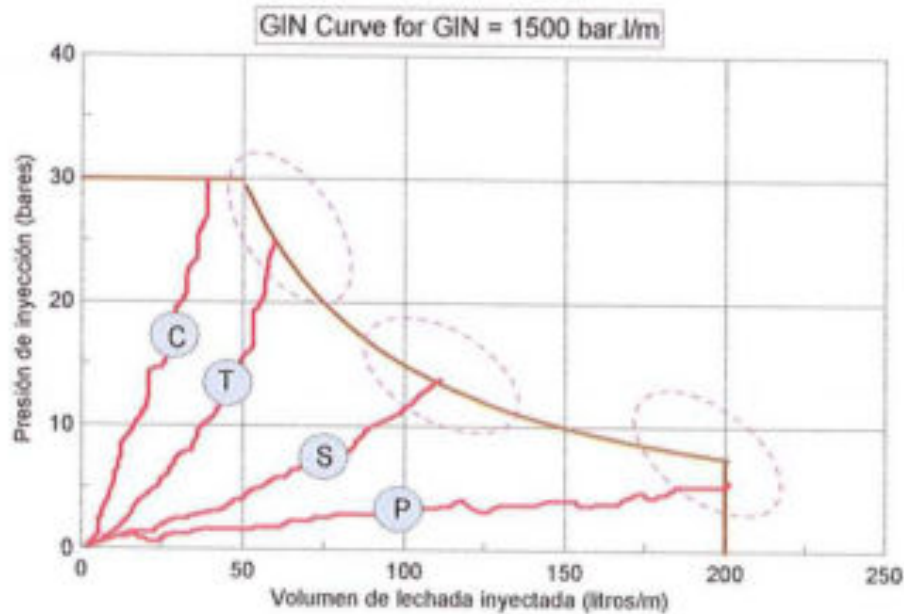


- |                                                                                                                      |                                                                                                                    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|  Estratificación Margen Izquierda |  Estratificación Margen Derecha |
|  Diáclasas Margen Izquierda       |  Diáclasas Margen Derecha       |
|  Cortina de inyección             |                                                                                                                    |

Es usual y será apropiado de empezar con primarios espaciados de 12m para el Proyecto de El Tornillito.

Los pasos de inyección se pueden ver en la figura a continuación que esta dibujada por un valor de GIN uniforme para toda la presa de GIN = 1500 bar X litros/metro. Se debe notar que antes de iniciar las inyecciones se deberá hacer un panel de prueba de inyecciones para finalizar la distancia entre huecos, el valor de GIN y sus variaciones dependiendo del confinamiento. Se tomará en cuenta el fenómeno de baja presión cuando se abren y se destapan las juntas tal como lo se observó en los ensayos de presión de agua. En las pruebas iniciales es importante experimentar con las presiones y establecer las propiedades (estabilidad, peso unitario y propiedades a los fluidos del mezclado hecho con cemento local).

Lámina 5-11 Pasos de Inyección en el Proceso de GIN



Se puede anticipar que el programa de inyección necesitará muy buena supervisión y evaluación para limitar el flujo de lechada afuera de la cortina de inyección. Esto hace probable sea logrado por interrupciones frecuentes de la inyección de la lechada en límites predeterminados de volumen y esperando hasta la lechada toma una primera "set", cual es uno de los técnicas del método GIN. También se puede introducir lechadas arenosas o con otros aditivos para ayudar llenar los vacíos y limitar la extensión de lechada.

Sobretudo se puede anticipar que habrá solamente reducciones pequeñas en la toma promedio de las perforaciones primarias y secundarias, y que la mayoría de las perforaciones terciarias y cuaternarias serán perforadas y inyectadas. En adición, es común en las fundaciones de calizas tener áreas locales de perforaciones aun más cercanas para tratar zonas o cavidades de fracturas locales.

El proceso de estimación de la inyección de la cortina se muestra en el cuadro a continuación, con el hipótesis conservadora de huecos a 1.5 m de espaciamiento y toma promedio de 110 l/m:

Cuadro 5-2 Volumen de cemento requerido para la cortina de inyección				
Ubicación de los huecos con espaciamiento de 1.5 m	Metrage total teórico (m)	Volumen de inyección promedio por metro (l/m)	Volumen total inyectado (m <sup>3</sup> )	Cemento Inyectado (ton)
Margen Izquierda	8700	110	957	940
Fondo (El. 39)	6900	110	759	745
Margen Derecha (galerías)	7230	110	795	780
Margen Derecha en Pozo	1530	110	168	165
TOTAL	24360		2680	2630

Dado que la lechada tiene como peso unitario,  $\gamma = 1.67\text{T/m}^3$ , el peso total de lechada inyectada es  $P = 1.67 \times 2680 = 4476 \text{ T}$ .

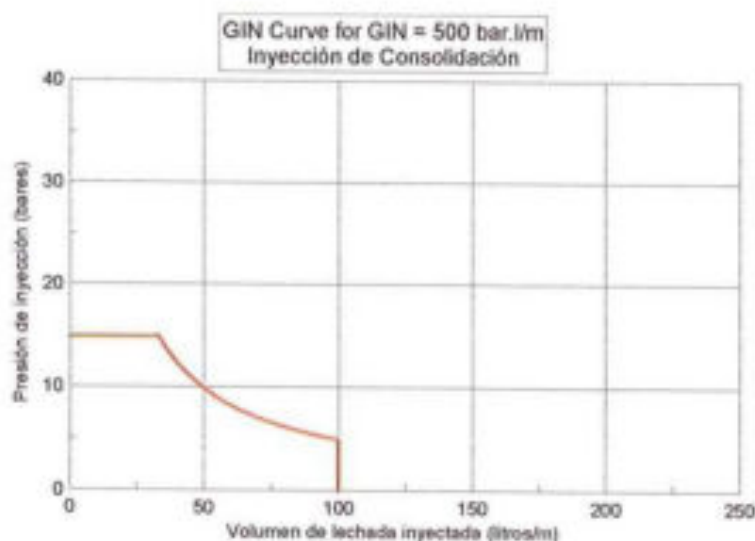
La razón de agua/cemento por peso es de 0.7, entonces el estimado del peso de cemento por inyectar es  $P_{\text{cemento}} = 1.0 \times 4476 / 1.7 = 2630 \text{ T}$  de cemento, lo que da un promedio de aproximadamente 110 kg de cemento por metro de inyección.

### Inyección de Consolidación

Aunque la roca tiene buenas propiedades mecánicas, se requiere limitar el acceso del agua en presión a los contactos de las estructuras de concreto con la roca. Por este fin el proyecto incluye un manto consolidado de roca de ocho metros de espesor en la cimentación del aliviadero y de la planta.

Se harán las inyecciones en una red de 5 m por 5 m. Se utilizará el método de GIN para hacer las inyecciones con la misma mezcla, es decir una razón de agua/cemento de 0.7 por uno por peso. Dado la proximidad a la superficie y poca profundidad de las inyecciones se prevé especificar un valor de GIN de 500 bares x litros/metro con límites de tomada por metro de 100 litros y de presión máxima de 15 bares.

**Lámina 5-12 Diagrama de Control de Inyecciones de Consolidación**



### 5.10.5 Excavaciones

#### Excavación en roca

La proyección estereográfica de las juntas en la roca al sitio de la presa y de los cortes de talud para colocar las estructuras de la obra se muestra a continuación en Lámina 5.10.

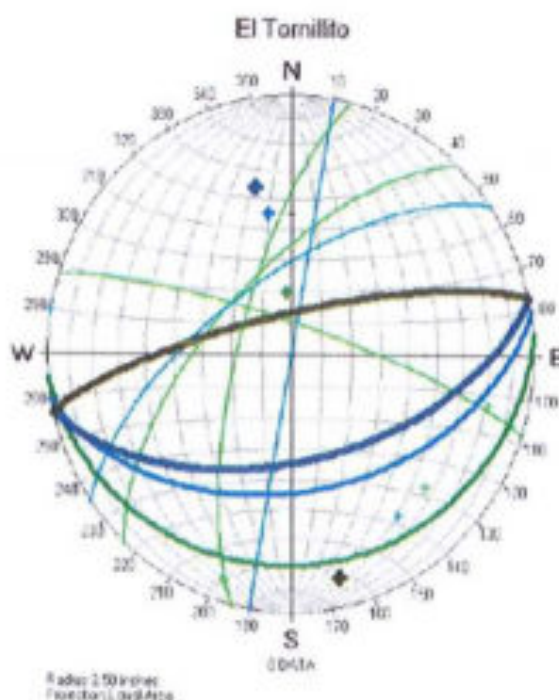
El rumbo de los cortes de talud sen cada lado del valle es de 077 grados, y los buzamientos son de 56 grados Este para el corte en la margen izquierda y 77 grados Oeste para el corte en la margen derecha.

La proyección estereográfica muestra que el plano de corte de la margen izquierda (color verde) va a tener un ángulo del orden de 10 grados con la estratificación mas suave. Se necesitaran anclajes en esta pared para sujetar los bloques al macizo.

No se prevé estabilización a larga escala en el talud de corte de la margen derecha, pero las voladuras tendrán que ser hechas con el método de "pre-splitting" para tener una pared regular y evitar la inestabilidad de bloques sueltos.

El uso de concreto lanzado para cubrir zonas locales será limitado y servirá al reforzar las superficies ancladas.

**Lámina 5-13 Ubicación de los pendientes de los taludes en corte con respecto a los planos de estratificación y diaclasas en la roca**



- |                                                                      |                                                                     |
|----------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|
| <span style="color: blue;">■</span> Estratificación Margen Izquierda | <span style="color: green;">■</span> Estratificación Margen Derecha |
| <span style="color: blue;">■</span> Diaclasas Margen Izquierda       | <span style="color: green;">■</span> Diaclasas Margen Derecha       |
| <span style="color: blue;">■</span> Corte de Talud Margen Izquierda  | <span style="color: green;">■</span> Corte de Talud Margen Derecha  |

### Excavación común

La excavación común de materiales blandos se ubicará en los aluviones y en la nivelación del patio de llaves.

En los aluviones, se puede excavar en agua con dragas móviles siempre y cuando los aluviones solo tienen como propósito proporcionar una fuente de material para los agregados del concreto. En las excavaciones de obra que necesitan un achique, se necesitará el suministro de bombas de una capacidad suficiente para

controlar las infiltraciones cruzando las cortinas de "jet grouting" pero también saliendo de los estribos en la roca.

Para el patio de llaves, no se prevé ninguna dificultad para la remoción de material de cobertura. No disposiciones especiales están previstas.

#### 5.10.6 Materiales de Construcción

##### **Introducción**

El sitio aparece tener reservas amplias de calizas que se puede explotar para arena y agregados. Se han explorado dos sitios inicialmente utilizando las investigaciones sísmicas (una en la elevación 200 en el lado aguas abajo de la presa y la otra aproximadamente 500 metros aguas arriba de la presa, ambos en la margen izquierda), y mas luego un sitio adicional, aproximadamente 1 km aguas arriba de la presa que parece tener muy Buena potencial de ser una cantera de roca de alta calidad.

El sitio nuevo mide aproximadamente 270 metros al lado del margen izquierda, y consiste de un precipicio con afloramiento unos 15-20 metros de altura. Se van a verificar la topografía del sitio y se van a perforar cuatro (4) perforaciones para probar las cantidades más altas que el nivel del río, y explorar la profundidad de roca fracturada.

En adición, con un mapeo hecho con cuidado de la cara del precipicio, puede ser posible identificar áreas donde el espacio entre juntas seria suficiente permitir la voladura de bloques de 1-2 metros de diámetro para el canal de desfogue.

Existen dos fuentes potenciales para los agregados del concreto: el lecho aluvial y la explotación de la caliza en cantera.

El volumen de concreto que se requiere para la construcción de la presa, casa de máquinas y vertedero se ha estimado en 360,000 metros cúbicos. Para poder satisfacer los volúmenes de agregados a emplearse en la fabricación del concreto se hace necesaria la confirmación de la fuente aluvial o la búsqueda de una cantera que satisficiera la cantidad y calidad requeridas.

La investigación de la disponibilidad de materiales de construcción que se requieren para la presa de gravedad de concreto se realizo en una sola etapa que consistió en visitas de campo para identificar los posibles sitios de cantera y la recolección de muestras para los ensayos de laboratorio. Todavía no se probaron las cantidades disponibles y mineralogía y granulometría de los materiales depositados en el lecho del río.

##### **Uso del aluvión**

En el cauce del río los depósitos aluviales varían entre 5 m y 15 m de espesor, aproximadamente. Debido a la variabilidad de los materiales del aluvión del río (volcánicos, carbonatos y roca clástica de una dureza, tamaño de partículas, espesor y calidad variable), se sugiere que la cantera principal ser desarrollado como una operación de "crushing" dentro del deposito uniforme de calizas.

##### **Pruebas de Identificación para la Cantera**

Los ensayos de laboratorio fueron realizados en el laboratorio de Geotecnia y Pavimentos.



### 5.10.7 Disposiciones constructivas

#### Esquema de Desvío

Así como se presenta en el Capítulo 6 - Análisis de Alternativas, se consideraron tres esquemas para el desvío. Los tres esquemas están impactados por las condiciones geológicas y geotécnicas al sitio de El Tornillito, es decir:

- Infiltraciones dentro las excavaciones debidas a la permeabilidad del aluvión en el lecho del río; necesidad de cortar el camino de fuga por cortinas del tipo "jet grouting";
- Infiltraciones dentro las excavaciones debidas a la permeabilidad de la caliza en los estribos; se controla por bombeo; se ha estimado un caudal de infiltración del orden de 1 l/s por metro horizontal de excavación;
- La profundidad del aluvión. Los resultados de la perforación TS-14 indicaron que el techo de la roca podría estar en El. 28.50, es decir con un espesor de aluvión superando a los 21 m
- Excavaciones de la roca en la margen derecha son mucho más favorables que en la margen derecha debido al buzamiento de los planos de estratificación de la roca hacia el sur.

Por estas razones se escogió el esquema de desvío en una sola etapa por túneles en la margen derecha. Los dos túneles tienen una sección en herradura de 12 m de ancho por 15 m de alto para pasar un caudal de 4000 m<sup>3</sup>/s entre los dos. El desvío se iniciará gracias al cierre del río por un ataguía aguas arriba alcanzando a la cota 80 msnm.

Este esquema es factible. Los detalles del esquema final serán la responsabilidad del Contratista. Se debe notar que un alto nivel de diseño geotécnico se requerirá para la excavación de túneles de este tamaño, el achique de la excavación y las cortinas de jet grouting bajo las ataguías.

#### Consolidación de la cimentación

Se sugiere que se ejecute la inyección e consolidación de la cimentación de la obra antes de empezar las excavaciones del aluvión con el fin de no impedir el progreso de los trabajos de concreto una vez el desvío.

### 5.10.8 Instrumentación

Además de la instrumentación de deformación (hitos, péndulos, sismómetros) se requiere medir el efecto de la cortina de inyección y verificar que cumple con sus dos propósitos: controlar las infiltraciones y reducir las subpresiones abajo las estructuras. A este fin se prevé instalar piezómetros eléctricos (cuerda vibrante) bajo la cimentación y en los estribos. Se muestran en el Plano T-P-12 - Instrumentación y llegan a un número de 18 piezómetros instalados como se describe a continuación:

- dos secciones transversales bajo la planta con tres piezómetros cada una;
- dos secciones transversales bajo el aliviadero con tres piezómetros cada una;
- seis piezómetros en los estribos, tres en cada uno.

## 5.11 CONCLUSIONES

El Proyecto Hidroeléctrico Tornillito se encuentra localizado en rocas calcáreas, las cuales son excelentes rocas para la cimentación de las obras.

Se conoce que en el área se tiene suficiente cantidad de materiales de construcción.

Se prevé que la permeabilidad pueda ser alta en algunas zonas, debido a la disolución tan grande de las fracturas en parte del macizo de caliza.

A pesar de la permeabilidad alta que se pueda encontrar, a este nivel se considera que se puede mejorar con la cortina de inyección

La pequeña caverna y los demás rasgos de disolución pueden ser tratados con una restitución de concreto.

## REFERENCIAS

- Burkart, B. and Self, S. 1985. Extension and Rotation of Crustal Blocks in Northern Central America and Effect on the Volcanic Arc. *Geology*, V13 pp 22-36
- Carpenter, R.H. 1954, Geology and Ore Deposits of the Rosario Mining District and San Juancito Mountains, Honduras, Central America, *Geol. Soc.Amer.Bull.* V65, PP 23-38
- Finch R, 1981, Mesozoic Stratigraphy of Central Honduras, *Amer. Assoc. Petrol.Geo.*Vol 65 (7) PP 1320-1333.
- Horne, G.S, Atwood, M.G., and King, A.P. 1974, Stratigraphy, Sedimentology and Paleoenvironment of Esquias Formation of Honduras: *Amer. Assoc. Petrol. Geol.* V 58, PP 176-188
- Horne, G.S., Clark, G.S., and Pushkar, P. 1976, Precretaceous Rocks of North Western of Honduras, Basement Terrane in Sierra de Omoa. *Amer. Assoc. Petrol. Geol.* V 60, PP 566-583
- Mc Birney, A.R. and Weill, D.F., 1986 Rhyolite Magmas of Central America. *Bull. Vocand. Geotherm. Res.* Vol. 29 PP 435-448
- Mills, R.A. Hugh, K.E., Feray, D.E. Swolfs, H.C, 1067, Mesozoic Stratigraphy of Honduras. *Amer. Assoc. Petrol.Geol.* V 51, PP 1711-1786.
- Williams, H. and McBirney. A.R. 1969, Volcanic History of Honduras. University of California, *Publ. Geol. Sci.* V 58. pp 1-101.
- Lombardi, G. 2003, Grouting of Rock Masses, *Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Conf. On Grouting and Ground Treatment*, New Orleans, Louisiana, Sponsored by the Geo-Institute of the American Society of Civil Engineers, and Deep Foundation Institute, pp. 164-197.
- Lombardi, G. And Deere, D. Grouting design and control using the GIN principle, 1993, *Water Power and Dam Construction*, June
- Hoek, E. (2000), *Practical Rock Engineering*, [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com)

# Estudio Obras Civiles

## CONTENIDO

<b>10 - OBRAS CIVILES .....</b>	<b>10.1-1</b>
10.1 INTRODUCCIÓN.....	10.1-1
10.2 CRITERIO PARA EL DISEÑO DE FACTIBILIDAD.....	10.2-3
10.2.1 Criterio de diseño geológico y geotécnico.....	10.2-3
10.2.2 Criterio de diseño hidrológico e hidráulico.....	10.2-10
10.2.3 Criterio de construcción de obras de desvío.....	10.2-11
10.2.4 Control de crecidas.....	10.2-12
10.2.5 Vaciado de emergencia del embalse.....	10.2-13
10.2.6 Tomas y tubería forzada.....	10.2-13
10.3 MODELACIÓN DE SUPERFICIE DE AGUA.....	10.3-14
10.3.1 Parámetros de entrada.....	10.3-14
10.3.2 Calibración del modelo.....	10.3-15
10.3.3 Caudal - Elevación en el sitio de la presa.....	10.3-15
10.3.4 Nivel de desfogue de la casa de máquinas.....	10.3-17
10.4 CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE DESVÍO.....	10.4-20
10.4.1 Túneles de desvío.....	10.4-20
10.4.2 Hidráulica del túnel.....	10.4-21
10.4.3 Ataguías.....	10.4-23
10.4.4 Cierre de la construcción del desvío.....	10.4-24
10.5 ESTRUCTURAS CIVILES.....	10.5-25
10.5.1 Presa.....	10.5-25
10.5.2 Cortina de inyección.....	10.5-26
10.5.3 Toma.....	10.5-28
10.5.4 Tubería de presión.....	10.5-31
10.5.5 Casa de máquinas.....	10.5-31
10.5.6 Desfogue.....	10.5-32
10.5.7 Vertedor.....	10.5-35
10.5.8 Descargas de Fondo.....	10.5-44
10.5.9 Descarga de caudal de compensación.....	10.5-47
10.5.10 Estudio del modelo hidráulico.....	10.5-47
10.5.11 Subestación y línea de transmisión.....	10.5-47
10.5.12 Camino de Acceso.....	10.5-48
10.6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA PRESA.....	10.6-50
10.6.1 Bases para el análisis.....	10.6-50
10.6.2 Cargas y Escenarios de Carga.....	10.6-51
10.6.3 Secciones analizadas.....	10.6-54
10.6.4 Cálculos de Estabilidad.....	10.6-56
10.6.5 Resultados, hallazgos y conclusiones.....	10.6-57
10.7 ANÁLISIS ADICIONAL DE FLUJO BIDIMENSIONAL DEL CANAL AGUAS ABAJO.....	10.7-60
10.7.1 Introducción.....	10.7-60
10.7.2 Hallazgos.....	10.7-61
10.7.3 Limitación de la modelación en dos dimensiones.....	10.7-66
10.8 REFERENCIAS.....	10.8-67

■ LAMINAS

LAMINA 10-1	FLUJO ABAJO EL ATAGUÍA AGUAS ARRIBA .....	10.2-5
LAMINA 10-2	FLUJO DESDE EL TÚNEL HACIA LA EXCAVACIÓN .....	10.2-6
LAMINA 10-3	VISUALIZACIÓN DE LOS PLANOS DE LA CORTINA Y DEL PIE DE PRESA .....	10.2-7
LAMINA 10-4	FRECUENCIA MENSUAL DE CRECIDAS .....	10.2-12
LAMINA 10-5	DISPOSICIÓN DEL MODELO HEC-RAS <sup>®</sup> .....	10.3-14
LAMINA 10-6	CALIBRACIÓN DE HEC-RAS .....	10.3-15
LAMINA 10-7	PERFILES CANAL DE DESFOGUE DE HEC-RAS <sup>®</sup> .....	10.3-16
LAMINA 10-8	CURVA DE NIVEL DE DESFOGUE .....	10.3-17
LAMINA 10-9	DESFOGUE Y PERFIL DEL ALCANCE DE AGUA PARA 350 M <sup>3</sup> /S –HEC-RAS <sup>®</sup> .....	10.3-18
LAMINA 10-10	VELOCIDAD DE DESFOGUE .....	10.3-19
LAMINA 10-11	CURVA DE NIVEL DE DESFOGUE Y PÉRDIDAS HIDRÁULICAS .....	10.3-19
LAMINA 10-12	ESQUEMA DE RÉGIMEN DE FLUJO .....	10.4-22
LAMINA 10-13	CURVAS DE CAPACIDAD DE LOS TÚNELES .....	10.4-23
LAMINA 10-14	STEREONET .....	10.5-27
LAMINA 10-15	PARÁMETROS PARA EL NIVEL DE PROFUNDIDAD DE LA TOMA - GULLIVER .....	10.5-29
LAMINA 10-16	ESQUEMAS DE DEFINICIÓN - TOMA .....	10.5-30
LAMINA 10-17	SECCIÓN TÍPICA DE LA TOMA, TUBERÍA DE PRESIÓN Y CASA DE MÁQUINAS .....	10.5-33
LAMINA 10-18	SECCIÓN TÍPICA DEL VERTEDOR Y LAS DESCARGAS DE FONDO .....	10.5-34
LAMINA 10-19	CAPACIDAD DEL VERTEDERO – 4 COMPUERTAS COMPLETAMENTE ABIERTAS .....	10.5-36
LAMINA 10-20	CAPACIDAD DEL VERTEDOR – 4 COMPUERTAS PARCIALMENTE ABIERTAS .....	10.5-36
LAMINA 10-21	INFORMACIÓN PARA PERFIL DE SUPERFICIE .....	10.5-38
LAMINA 10-22	APROXIMACIÓN DE PERFILES Y DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES .....	10.5-39
LAMINA 10-23	PRESIONES, PROFUNDIDADES Y ÍNDICE DE CAVITACIÓN (SIGMA) .....	10.5-40
LAMINA 10-24	PRESIÓN DE CRESTA DEL VERTEDOR CON COMPUERTAS .....	10.5-41
LAMINA 10-25	PRESIONES CALCULADAS, PROFUNDIDAD Y ÍNDICES DE CAVITACIÓN (SIGMA) .....	10.5-42
LAMINA 10-26	EROSIÓN RESULTANDO DE LA OPERACIÓN DEL VERTEDERO .....	10.5-44
LAMINA 10-27	CAUDAL DE SALIDA VS. NIVEL DEL EMBALSE Y APERTURA DE COMPUERTA .....	10.5-46
LAMINA 10-28	FSL 99.0- CAUDAL DE SALIDA VS. DESFOGUE Y APERTURA DE COMPUERTA .....	10.5-46
LAMINA 10-29	ESCENARIOS DE CARGA .....	10.6-54
LAMINA 10-30	SECCIONES TÍPICAS CUBIERTAS POR EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD .....	10.6-55
LAMINA 10-31	CASO 1 – MAGNITUD Y DISTRIBUCIÓN DE LA VELOCIDAD .....	10.7-62
LAMINA 10-32	CASO 1 – ELEVACIONES DE LA SUPERFICIE DE AGUA .....	10.7-62
LAMINA 10-33	CASO 2 - MAGNITUD Y DISTRIBUCIÓN DE LA VELOCIDAD .....	10.7-63
LAMINA 10-34	CASO 3 - MAGNITUD Y DISTRIBUCIÓN DE LA VELOCIDAD .....	10.7-64
LAMINA 10-35	CASO 4 - MAGNITUD Y DISTRIBUCIÓN DE LA VELOCIDAD .....	10.7-65
LAMINA 10-36	CASO 5 - MAGNITUD Y DISTRIBUCIÓN DE LA VELOCIDAD .....	10.7-65

■ CUADROS

CUADRO 10-1	CRITERIOS MECÁNICOS Y ELÁSTICOS DE LA ROCA.....	10.2-3
CUADRO 10-2	CARACTERÍSTICAS DE LA INYECCIÓN.....	10.2-4
CUADRO 10-3	CAUDAL DE INFILTRACIONES POR LOS LADOS DE LA CORTINA DE INYECCIÓN.....	10.2-7
CUADRO 10-4	PGA Y COEFICIENTES SÍSMICOS PARA MDE Y OBE.....	10.2-8
CUADRO 10-5	PGA Y COEFICIENTES SÍSMICOS PARA MDE Y OBE.....	10.2-9
CUADRO 10-6	PARÁMETROS HIDROLÓGICOS PRINCIPALES.....	10.2-10
CUADRO 10-7	FRECUENCIA ANUAL DE CRECIDAS (EXCLUYENDO MITCH).....	10.2-10
CUADRO 10-8	CAUDALES REDUCIDOS.....	10.2-11
CUADRO 10-9	CARGA DE SEDIMENTO.....	10.2-11
CUADRO 10-10	CRITERIOS DE CONSTRUCCIÓN.....	10.2-11
CUADRO 10-11	CRITERIO DE DISEÑO NIVEL FACTIBILIDAD – DESVÍO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN.....	10.2-12
CUADRO 10-12	CRITERIO DE DISEÑO NIVEL FACTIBILIDAD – TOMAS Y TUBERÍA FORZADA.....	10.2-13
CUADRO 10-13	PARÁMETROS DE TÚNEL DE DESVÍO.....	10.4-20
CUADRO 10-14	PARÁMETROS HIDRÁULICOS DEL TÚNEL.....	10.4-21
CUADRO 10-15	CARACTERÍSTICAS DE LA CORTINA DE INYECCIÓN.....	10.5-28
CUADRO 10-16	ANÁLISIS DEL CRITERIO DE NIVEL DE PROFUNDIDAD.....	10.5-31
CUADRO 10-17	CÁLCULOS PRELIMINARES DE LA SOCAVACIÓN.....	10.5-43
CUADRO 10-18	FACTORES DE SEGURIDAD REQUERIDOS (14).....	10.6-50
CUADRO 10-19	PGA Y COEFICIENTES SÍSMICOS PARA MDE Y OBE.....	10.6-51
CUADRO 10-20	RESULTADOS DE LA ESTABILIDAD DE LA PRESA.....	10.6-59

## ■ 10 - OBRAS CIVILES

### 10.1 INTRODUCCIÓN

Este capítulo describe el criterio de diseño, los estudios de ingeniería y las características de diseño relacionadas con las estructuras civiles del proyecto hidroeléctrico de El Tornillito.

El Proyecto Hidroeléctrico El Tornillito está localizada en el Río Ulúa, unos 9 kms aguas arriba del Puente Pimienta. El Proyecto consistirá de la presa de concreto de gravedad, obras de toma, un vertedero, una casa de máquinas de tres unidades tipo Kaplan, y una línea de transmisión de 138 kV. El proyecto conectará al Sistema Interconectado Nacional (SIN) en la subestación Caracol.

El Proyecto tendrá una potencia instalada de 160.2 MW y en promedio proveerá anualmente al sistema eléctrico nacional entre 503 y 538 GWh.

Esta sección describe las estructuras civiles, su funcionalidad, el criterio de diseño, las características principales de diseño y el desempeño esperado. Los dibujos a los que se hace referencia en esta sección se presentan en el Volumen 2 del estudio.

El Tornillito es un proyecto hidroeléctrico a filo de agua que comprende una presa de gravedad con una casa de máquinas integrada de 3 unidades, un vertedero de 4 canales, 8 descargas de fondo de gran capacidad, una subestación de 138 kV, una línea de transmisión de 12.2 km hasta la subestación de Caracol y una camino de acceso. El proyecto tendrá una capacidad instalada de 160 MW y en promedio anualmente generará energía eléctrica entre 503 y 538 GWh (en función de la regla de operación requerida para el manejo sostenible del sedimento). Los componentes del proyecto y su localización se muestran en los Dibujos T-G-003 y T-G-005. El proyecto incluye los siguientes componentes principales:

- **Una presa de concreto de gravedad** en el Río Ulúa, incluyendo un vertedero con compuertas y descargas de fondo de gran capacidad. La cresta de la presa se localiza a la EL 101.5, cerca de 50 m arriba del lecho del río, la cresta tiene una longitud de 204 m. La altura máxima de la presa desde las fundaciones hasta la cresta es de 73.8 m;
- **Vertedero y descarga de fondo** – la capacidad de descarga de la presa al nivel máximo de suministro (FSL) es de 14,200 m<sup>3</sup>/s, lo cual corresponde a una crecida ARI de 10,000 años. Ocho descargas de fondo proporcionarán cerca del 26% de la capacidad de control de crecidas, en tanto que el restante 74% se descargará sobre las 4 bahías con compuertas del vertedero. A parte del control de inundaciones, las descargas de fondo desempeñarán un papel importante en la remoción y descarga de sedimentos durante la operación del proyecto y durante el desvío del río durante la etapa de construcción;
- **El embalse** tiene un área de 10.4 km<sup>2</sup>, tendrá cerca de 29 km aguas arriba desde la presa y tendrá inicialmente un volumen total de 176 Hm<sup>3</sup> al nivel máximo de suministro 99.0. La mayor parte del área del embalse se encuentra deshabitada. En el extremo del embalse se encuentra la aldea de La Cueva y la población de Chinda. El rango normal de operación del embalse será de 8 m, desde el nivel mínimo de operación (MOL) 91 hasta el nivel máximo de operación (FSL) 99. Sin embargo, se espera que el MOL del embalse se reduzca hasta EL 87 debido a la eliminación de sedimentos durante parte de la época lluviosa;



- **Tres tomas** que conducen hacia la tubería forzada y la casa de máquinas – La casa de máquina estará integrada dentro de la presa y acomodará tres unidades Kaplan verticales de doble regulación de 55.4 MW con generadores de 60 MVA. La casa de máquinas descargará a un corto desfogue hacia el Río Ulúa.
- **Tres transformadores** potencia de 138/13.8 kV y 40/52.5/65 MVA localizados en la plataforma localizada aguas arriba de la casa de máquinas y la subestación externa de alto voltaje localizada en el margen izquierdo a unos 300 m aguas abajo de la presa; y
- **Una línea de transmisión** de 12.2 km de doble circuito y doble conductor en 138 kV hacia la subestación de la ENEE en Caracol.

## 10.2 CRITERIO PARA EL DISEÑO DE FACTIBILIDAD

Esta sección resume el criterio de diseño para el estudio de factibilidad: (i) criterio de diseño geológico y geotécnico, (ii) criterio de diseño hidrológico e hidráulico.

### 10.2.1 Criterio de diseño geológico y geotécnico

#### Geología

La estructura tectónica dominante, atravesando Honduras con un rumbo Norte-Sur es la Depresión de Honduras. La Depresión de Honduras se extiende desde el mar Caribe a través de Honduras hacia el Pacífico (Golfo de Fonseca). La depresión está compuesta por una serie de graben (colapsos lineales) que están más desarrollados en el Norte. La génesis de esta depresión comenzó en el Mioceno mediano (10 a 15 millones de años antes del presente). Se considera que la mayoría de las fallas asociadas a esta estructura todavía están activas a un nivel bajo. El sitio de la presa se ubica en la margen este del graben de Sula, el más largo de Honduras con una longitud de 125 Km y un ancho aproximativo de 10 Km. El sitio de la presa se tiene a unos seis kilómetros de la falla marcando el escarpe, que esta contenido dentro la Caliza de la Formación Atima del Cretácico Inferior (100 a 140 millones de años antes del presente). Bajo una casca delgada de oxidación, la caliza es micrítica, de color gris, masiva y dura. Esta formación continua hacia el Oeste, a lo largo de todo el futuro embalse, con la excepción de un tramo alejado de 10 a 15 Km del sitio de la presa donde cruzó un flujo volcánico de dos kilómetros de ancho con un rumbo de NW-SE. La roca volcánica es parte de los basaltos de la Formación Matagalpa del Oligoceno-Mioceno de aproximadamente 20 millones años de edad.

Por su topografía y geología, el sitio se adecua al planteo escogido de una presa de gravedad integral con la central.

#### Criterios y parámetros de diseño geotécnico

La caliza ofrece propiedades mecánicas de alta resistencia y módulos de formación suficientes para minimizar las deformaciones de los componentes de la obra.

La masa rocosa esta juntada a lo largo de fracturas (diaclasas) y planos de estratificación. Los bloques así formados tienen dimensiones del orden de 20 cm hasta el metro.

Esta observación, complementada por las observaciones en sitio y ensayos de campo ha permitido usar el método de evaluación de Hoek-Brown para determinar las propiedades mecánicas y elásticas del macizo rocoso. La descripción detallada del proceso se encuentra en la Sección 5.9 del Capítulo 5 – Geología y Geotecnia.

**Cuadro 10-1 Criterios mecánicos y elásticos de la roca**

Angulo de fricción, $\Phi$	31.8 grados
Cohesión, c	5.2 MPa
Modulo de deformación, $E_m$	17,800 MPa
Ratio de Poisson, $\nu$	0.22

La orientación es más favorable en la margen derecha que en la izquierda. Aunque no se prevén trabajos de estabilización del corte de talud en la margen derecha, excepto por tratamientos puntuales, se prevé que se requerirá un tratamiento sistemático del corte de talud en la margen izquierda con anclajes y concreto lanzado (shotcrete).

Para las excavaciones en material blando, se prevé que los taludes en aluviones drenados serán de uno por uno, mientras que se suavizaran a una pendiente promedio de 1 V por 1.5 H, con bermas cada 5 m en altura.

#### **Criterios de control de las aguas de infiltración**

Las investigaciones hechas hasta la fecha confirman el alto nivel de permeabilidad de la masa rocosa. El agua discurre a lo largo de las juntas y fisuras abiertas de la caliza. Se confirmó por las perforaciones diamantinas que el nivel freático en los estribos se encuentra al mismo nivel del agua en el río, lo que confirma la interconexión entre ambos. Sin embargo, la roca no parece ser la sede de un karst, i.e. roca carbonata disuelta por el agua lo que puede formar oquedades, cuevas y cavernas en el macizo. Se observaron en la roca sea en la superficie o en los testigos recuperados a partir de las perforaciones, algunos índices de disolución, como se destaca en la Sección 5.5.6 del capítulo 5. La segunda campaña geofísica sísmica y eléctrica pedida para comprobar la existencia eventual de karst no descubrió ninguna oquedad a lo largo de la zona de influencia de la obra.

Los ensayos de presión de agua hechos en las perforaciones en ambos estribos y presentados en Apéndice 6.1 y en el Plano T-GE-05 confirmaron el alto potencial de infiltración. Se interpretó que los ensayos en general destaponaron o por lo menos levantaron los lados de las juntas donde se infiltró el agua. No se pudo subir la presión en varios ensayos. Se estima que en la condición actual la permeabilidad de la roca varía entre 20 y 50 Lugeons en la margen izquierda y entre 1 y 30 Lugeons en la margen derecha. Estos valores se deben manejar con mucho cuidado ya que bajo presiones de 3 bares, muchas juntas se abrieron y no se pudo mantener la presión.

Al final de cálculos de pérdidas de agua se puede utilizar la relación entre permeabilidad,  $k$  en cm/s y las unidades Lugeon, pero con el cuidado ya mencionado.

$$1 \text{ Lugeon} = 10^{-5} \text{ cm/s}$$

Estas consideraciones controlaron el diseño de la cortina de inyección, es decir cuidando de no abrir las juntas bajo la presión de inyección, pero al mismo tiempo tapar las juntas con lechada. Se pueden alcanzar estas metas por el uso del método de GIN descrito en la sección 5.10 del Capítulo 5. El proceso GIN "Grout Intensity Number" permite desarrollar una inyección estable con una sola mezcla. Típicamente la mezcla debe tener alrededor de un contenido de agua/cemento de 0.7 por uno por peso. El GIN, un valor constante, es el producto de presión por volumen inyectado. El tratamiento de las fisuras abiertas es controlado por volumen, a baja presión. Para las micras fisuras el control está dado por la presión, a bajo volumen. Además se ponen límites dependiendo de la ubicación de la zona inyectada.

Se escogió un valor mediano del GIN para el Proyecto El Tornillito:

#### **Cuadro 10-2 Características de la Inyección**

Contenido agua/cemento de la mezcla 0.7 por uno por peso

**Cuadro 10-2 Características de la Inyección**

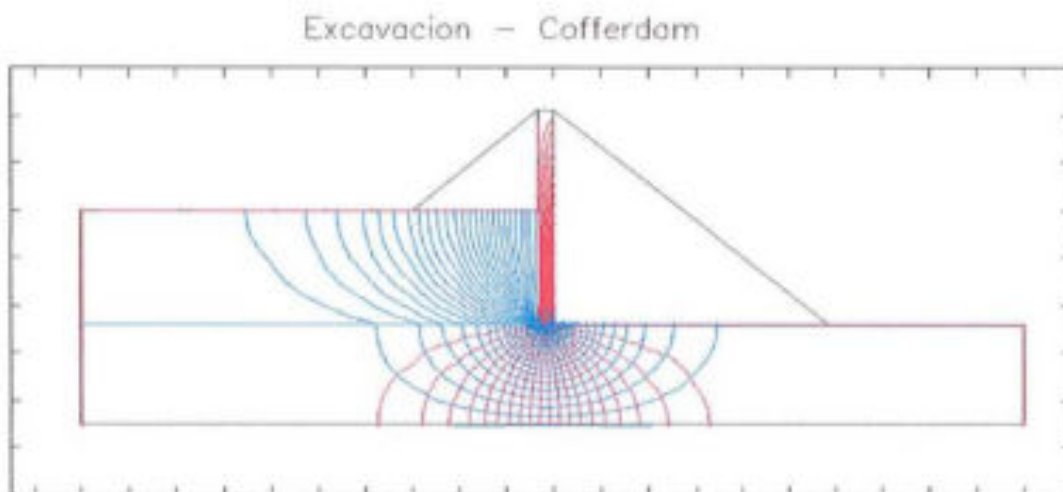
GIN	1,500 bares x litros/m
Presión Máxima	30 bares
Volumen máximo de inyección por 1 metro de etapa de inyección	200 l/m

**Requerimientos de capacidad de Bombeo durante la Construcción**

Se calcularon los requerimientos de bombeo en la excavación principal gracias a dos modelos hidrogeológicos de las infiltraciones abajo la ataguía aguas arriba y a partir de los túneles de desvío hacia la pared de la margen derecha.

Las redes de flujo conseguidas se muestran en las Láminas a continuación

**Lamina 10-1 Flujo abajo el Ataguía Aguas Arriba**

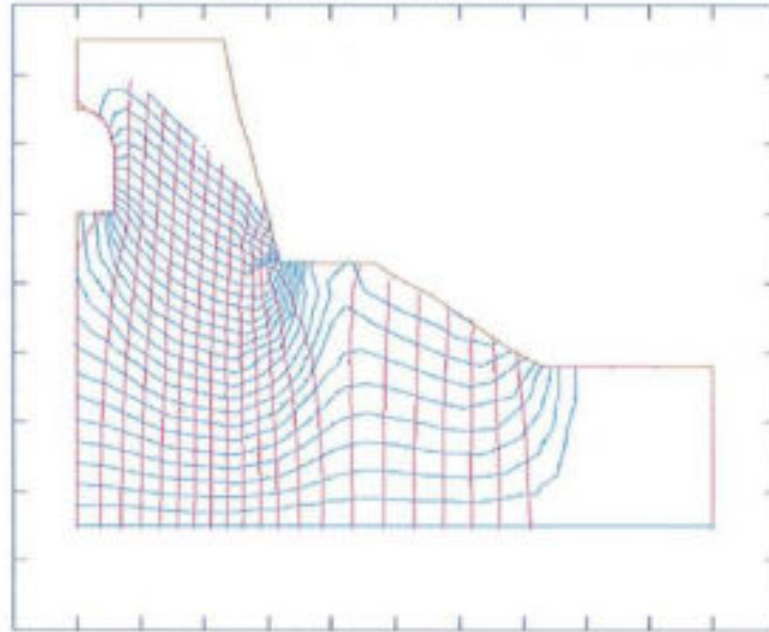


El modelo indicó que el caudal de infiltración dentro la excavación por debajo la cortina a través la caliza sería del orden de 60 l/s/100 m de ancho con las permeabilidades siguientes:

- Caliza,  $K_h = K_v = 10^{-3}$  cm/s.
- Aluvión,  $K_h = K_v = 10^{-1}$  cm/s, y
- Cortina "jet grouting",  $K_h = K_v = 10^{-6}$  cm/s

**Lamina 10-2 Flujo desde el Túnel hacia la Excavación**

Excavación – Tunel en MD



El modelo de infiltración a partir de los túneles se hizo para la permeabilidad horizontal diez veces más baja que la vertical (gráfico mostrado en Lámina 10-2) y el caso donde la permeabilidad horizontal esta diez veces más alta que la vertical. Los resultados en términos de caudal de infiltración están tabulados a continuación:

<i>Permeabilidad horizontal</i>	<i>Permeabilidad Vertical</i>	<i>Flujo</i>	<i>Nota</i>
10 <sup>-4</sup> cm/s	10 <sup>-3</sup> cm/s	5 l/s/100 m de ancho	Gráfico mostrado en la Lámina 10-2
10 <sup>-3</sup> cm/s	10 <sup>-4</sup> cm/s	40 l/s/100 m de ancho	

Estas estimaciones consideran modelos homogéneos de la caliza, y no toman en cuenta las discontinuidades en la roca, donde se pueden esperar chorros concentrados de agua. Sin embargo, en este caso un tratamiento local de taponaje de las aberturas será suficiente para controlar esos ingresos.

**Estimado de las infiltraciones alrededor de la cortina de inyección**

El estimado de las infiltraciones contornando la cortina se hizo gracias a la formulación de Darcy, es decir:

$$Q = 10^{-4} k i A$$

donde:

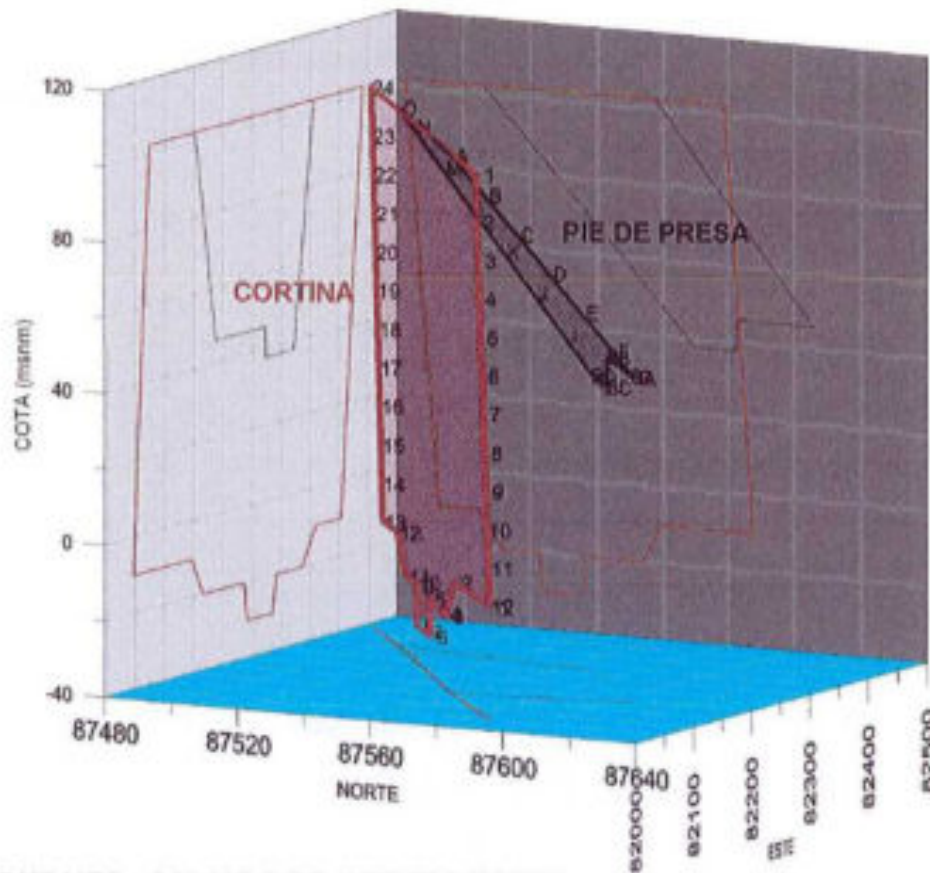
- Q es el caudal en l/s;

- $k$ , el coeficiente de permeabilidad, en Unidades Lugeon,;
- $i$ , el gradiente hidráulico; y
- $A$  la sección transversal al flujo, en  $m^2$

Se dibujaron la cortina y el plano aguas abajo de la presa cuyas esquinas marcan los caminos de flujo los más cortos. El esquema de los dos planos se muestra en perspectiva en la Lámina siguiente:

**Lamina 10-3 Visualización de los Planos de la Cortina y del Pie de Presa**

VISUALISACION DE LA CORTINA Y PLANO DE PIE DE PRESA



**EL TORNILLITO - CALCULO DE INFILTRACIONES**

Se ampliaron los caminos hasta unos 1000 m alejados de estos dos planos y se calcularon los gradientes correspondientes. Se resume el cálculo de los caudales en el cuadro a continuación

**Cuadro 10-3 Caudal de Infiltraciones por los lados de la Cortina de Inyección**

Zona	Área de Influencia, $A$	Longitud promedio del camino	Gradiente promedio	Permeabilidad promedio	Caudal de Infiltración
Derecha de la	$1000 \times 120 =$	840 m	0.06	5 Lugeon	3.6 l/s

**Cuadro 10-3 Caudal de Infiltraciones por los lados de la Cortina de Inyección**

Cortina	120,000 m <sup>2</sup>				
Izquierda de la Cortina	1000x125 = 125,000 m <sup>2</sup>	830 m	0.06	20 Lugeon	15 l/s
Bajo la Cortina	1000x370 = 370,000 m <sup>2</sup>	800 m	0.07	11.85 Lugeon	30.7 l/s
<b>Caudal Total</b>					<b>49.3 l/s</b>

Se estimo que el caudal total de infiltración alrededor la cortina es del orden de 50 l/s, unos 60% pasando por debajo la cortina, y unos otros 30% pasando por la margen izquierda.

**Parámetros y criterios del diseño parasísmico**

En marzo del 2006 se finalizó un estudio sísmico para el proyecto Tornillito. Los resultados del estudio se resumen en esta sección y el estudio completo <sup>(4)</sup> se incluye en el Apéndice 5.1 del informe.

Es estudio se basó en la evaluación probabilística de los riesgos sísmicos y incluyó cuatro etapas principales: definición de las fuentes sísmicas, evaluación de los parámetros sísmicos en las fuentes, extrapolación de los parámetros de atenuación de la fuente y finalmente, integración de todos los parámetros en todas las fuentes. El estudio incluyó una integración de 60 escenarios y cuatro parámetros principales: atenuación, actividad sísmica en la fuente, profundidad de la fuente, y máxima magnitud del evento. La integración fue llevada a cabo usando un procedimiento de árbol lógico. El estudio presenta el estimado de la aceleración máxima del terreno (PGA) en el sitio de la presa de Tornillito y su probabilidad de ocurrencia.

Se agrego al estudio la determinación de los espectros de repuesta de diseño para los sismos de diseño y se generaron las mociones sintéticas correspondiéndoles.

El estudio presenta las siguientes conclusiones principales:

- La actividad sísmica de la región oeste de Honduras, en donde el proyecto Tornillito se localiza, puede ser clasificada de moderada a alta.
- Basado en el criterio ICOLD para el nivel sísmico (moderado a alto) y los riesgos del proyecto (estructural y los aspectos socio-económicos relacionados) estimados como altos, se recomienda que el diseño máximo de terremoto (MDE) sea igual al máximo terremoto creible (MCE).
- Para una presa de alta riesgo, el estudio recomendó una aceleración máxima del terreno para el MDE en el sitio del proyecto de 0.459 g para las estructuras cimentadas sobre roca.

El estudio adoptó una base de operación de terremoto ARI (Average Recurrence Interval) de 300 años con una aceleración de terreno de 0.206 g.

Los parámetros sísmicos principales de Tornillito y los coeficientes pseudos-estático de diseño sísmicos se presentan en el Cuadro 10-4.

**Cuadro 10-4 PGA y Coeficientes Sísmicos para MDE Y OBE**

--	--	--	--

Solicitud	Condición geotécnica del sitio	Aceleración Pico (%g)		Coeficiente sísmico para el método pseudos-estático	
		PGA <sub>h</sub>	PGA <sub>v</sub>	K <sub>h</sub>	K <sub>v</sub>
MCE = MDE	Roca	45.9	30.6	0.28	0.14
Categoría de riesgo alta	Suelo rígido	55.1	36.7	0.33	0.17
	Suelo medio	64.3	42.8	0.39	0.18
OBE	Roca	20.6	13.7	0.12	0.06
T = 300 años	Suelo rígido	24.7	16.5	0.15	0.07
	Suelo medio	28.8	19.2	0.17	0.09

Se justifica usar la aproximación pseudo-estática para la verificación de la estabilidad al deslizamiento y volcamiento de la estructura de la presa en masa. Sin embargo, se requiere al nivel de la ingeniería de detalle un análisis dinámico de la misma para verificar la integridad del vertedero y de los equipos y edificio de la central bajo los casos de cargas sísmicas.

**Cuadro 10-5 PGA y Coeficientes Sísmicos para MDE Y OBE**

		Aceleración Pico (g)		Coeficiente sísmico para el método pseudo estático	
		PGA <sub>h</sub>	PGA <sub>v</sub>	K <sub>h</sub>	K <sub>v</sub>
MCE = MDE	Roca	0.403	0.269	0.24	0.12
Categoría riesgo moderada	Suelo rígido	0.484	0.322	0.29	0.15
	Suelo medio	0.564	0.376	0.34	0.17
MCE = MDE	Roca	0.425	0.283	0.26	0.13
Categoría de riesgo alta	Suelo rígido	0.510	0.340	0.31	0.15
	Suelo medio	0.595	0.397	0.36	0.18
OBE	Roca	0.238	0.159	0.14	0.07
T = 500 años	Suelo rígido	0.286	0.190	0.17	0.09
	Suelo medio	0.333	0.222	0.20	0.10

### Materiales de Construcción

Existen dos fuentes potenciales para los agregados del concreto: el lecho aluvial y la explotación de la caliza en cantera.

El volumen de concreto que se requiere para la construcción de la presa, casa de máquinas y vertedero se ha estimado en 360,000 metros cúbicos. Para poder satisfacer los volúmenes de agregados a emplearse en la fabricación del concreto se hace necesaria la confirmación de la fuente aluvial o la búsqueda de una cantera adicional o primaria que satisficiera la cantidad y calidad requeridas.

En el cauce del río los depósitos aluviales varían entre 5 m y 23 m de espesor, aproximadamente. Se hicieron muestras para evaluar la granulometría existente y la calidad del material para servir como agregado de concreto, concluyeron que el material era conforme para servir como agregados de concreto.



Se prevé que el material aluvial será en su mayoría compuesto de caliza y en menor proporción de basalto, las que son los tipos de roca más común en la cuenca aguas arriba del sitio de la presa

Se buscó una cantera para explotar la caliza. Se identificaron dos sitios, uno aguas arriba del eje en la margen izquierda, el otro, aguas abajo en la misma margen. Se ha considerado que se pueden obtener la grava y la arena a partir de la trituración de la caliza.

En resumen existen los materiales para la producción de los agregados. Ensayos adicionales de conformidad están en progreso en la fecha de preparación de este informe.

#### 10.2.2 Criterio de diseño hidrológico e hidráulico

##### Parámetros hidrológicos principales

Los parámetros hidrológicos principales del proyecto se resumen en los Cuadros 10-5 a 10-6 que se presentan más adelante.

**Cuadro 10-6 Parámetros hidrológicos principales**

Área de la cuenca	9,040 km <sup>2</sup>
Precipitación media anual sobre la cuenca	1,400 mm
Evaporación anual media de cubeta en el sitio	1,600 mm
Caudal medio anual en el sitio	199.7 m <sup>3</sup> /s
Caudal medio estación seca (diciembre-mayo)	59.6 m <sup>3</sup> /s
Caudal medio estación húmeda (Junio-Noviembre)	337.3 m <sup>3</sup> /s
Escorrentía específica promedio anual	22.1 L/s/km <sup>2</sup>
Coefficiente superficial promedio de escorrentía	42.7%

**Cuadro 10-7 Frecuencia anual de crecidas (excluyendo Mitch)**

Período de retorno (años)	Crecida (m <sup>3</sup> /s) Log-Pearson 3	Crecida (m <sup>3</sup> /s) GEV
2	2,338	2,263
5	3,010	2,997
10	3,340	3,426
20	3,592	3,799
50	3,848	3,911
100	4,000	4,232
500	4,2.61	4,524
10,000	14,114	
PMF	25,046	

**Cuadro 10-8 Caudales reducidos**

Caudal diario mínimo promedio	7.2 m <sup>3</sup> /s
Caudal mensual mínimo promedio	13.4 m <sup>3</sup> /s
Caudal anual mínimo promedio	89.5 m <sup>3</sup> /s

**Cuadro 10-9 Carga de sedimento**

Escorrentía específica promedio de sedimentos en suspensión	975 t/km <sup>2</sup> /año
Carga de sedimentos en suspensión promedio	8.8 millones toneladas/año
Carga de lecho asumida como % de la carga en suspensión	10%

### 10.2.3 Criterio de construcción de obras de desvío

Los siguientes criterios de construcción fueron adoptados para las obras de desvío:

**Cuadro 10-10 Criterios de Construcción**

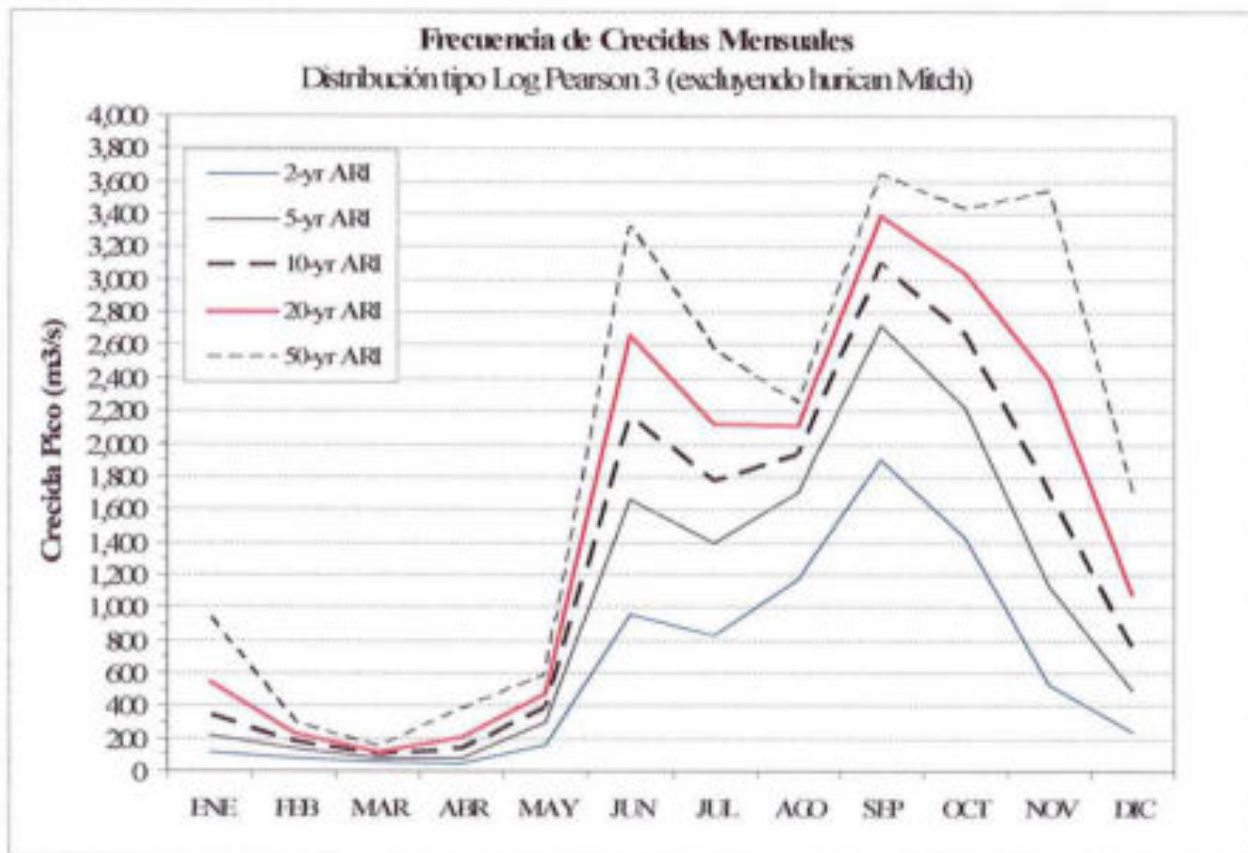
<b>Etapas de desvío 1 y 3</b>	
Flujo de diseño para la construcción de las obras de desvío	3,600 m <sup>3</sup> /s con rebalse o 4,000 m <sup>3</sup> /s sin rebalse
Periodo de retorno correspondiente	15-20-año ARI (excluyendo huracán Mitch)
Mínimo rebalse	2.5 m
Velocidad máxima de túnel (corta duración)	12 m/s
<b>Etapas de desvío 2</b>	
Flujo de diseño para la construcción de las obras de desvío	1,500 m <sup>3</sup> /s
Periodo de retorno correspondiente Ene - Dic	1.25-años (excluyendo huracán Mitch)
Periodo de retorno correspondiente Dic - May	50-años

El riesgo de falla sobre el período total de construcción se calculó utilizando la distribución de probabilidad binomial como se muestra:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

donde R es el riesgo de ocurrencia, T es el período de retorno anual y n es el período de construcción. Asumiendo un período de construcción de 3.5 años que comprenden 3 estaciones húmedas, el riesgo de falla total de construcción de las obras de desvío es de 14.2%, el cual se considera aceptable para la construcción de una presa de concreto.

Lamina 10-4 Frecuencia mensual de crecidas



#### 10.2.4 Control de crecidas

El siguiente el criterio de diseño fue adoptado para el diseño de las estructuras de control de crecidas:

**Cuadro 10-11 Criterio de diseño nivel factibilidad – desvío durante la construcción**

Crecida de diseño del proyecto:	10,000-años ARI o ½ PMF, el que se mayor
Descarga de diseño de crecida:	14,200 m <sup>3</sup> /s (crecida de 10,000-años)
Nivel aguas arriba:	EL 99.0
Nivel de rebalse a la cresta de la presa	2.5 m
TWL máximo para 10,000-años:	EL 70.1
Nivel de rebalse hasta la entrada de la casa de máquinas	1.7 m

Se mantiene la integridad estructural de la presa para todas las crecidas, incluyendo la PMF (crecida máxima probable). El paso del agua sobre la presa y el daño asociado al equipo de la casa de máquinas se considera aceptable para eventos que excedan el diseño para crecidas de 10,000 años.

El control de crecidas puede ser logrado mediante la operación combinada de las compuertas de descarga de fondo de gran capacidad y el vertedero superficial con compuertas. La casa de máquinas debe mantenerse en operación durante la ocurrencia de crecidas hasta la crecida de diseño de 10,000 años ARI.

Asumiendo una vida para el proyecto de 50 años, el riesgo de ocurrencia de la crecida ARI de 10,000 años, durante la vida del proyecto, es de 0.5%.

#### 10.2.5 Vaciado de emergencia del embalse

En caso de emergencia, las estructuras del proyecto deben tener suficiente capacidad para disminuir el nivel del embalse de acuerdo con el criterio establecido por USBR "Criterios y lineamientos para Evacuar Embalse y Dimensionamiento de Obras de Descarga de Fondo" <sup>(21)</sup>. Para presas de alto riesgo, el criterio USBR especifica que el nivel del embalse debe reducirse desde FSL hasta el 75%, 50% y 25% de la profundidad del embalse en 20, 40 y 80 días respectivamente, asumiendo un caudal sobre el período, equivalente a la aportación promedio anual.

#### 10.2.6 Tomas y tubería forzada

**Cuadro 10-12 Criterio de diseño nivel factibilidad – Tomas y Tubería Forzada**

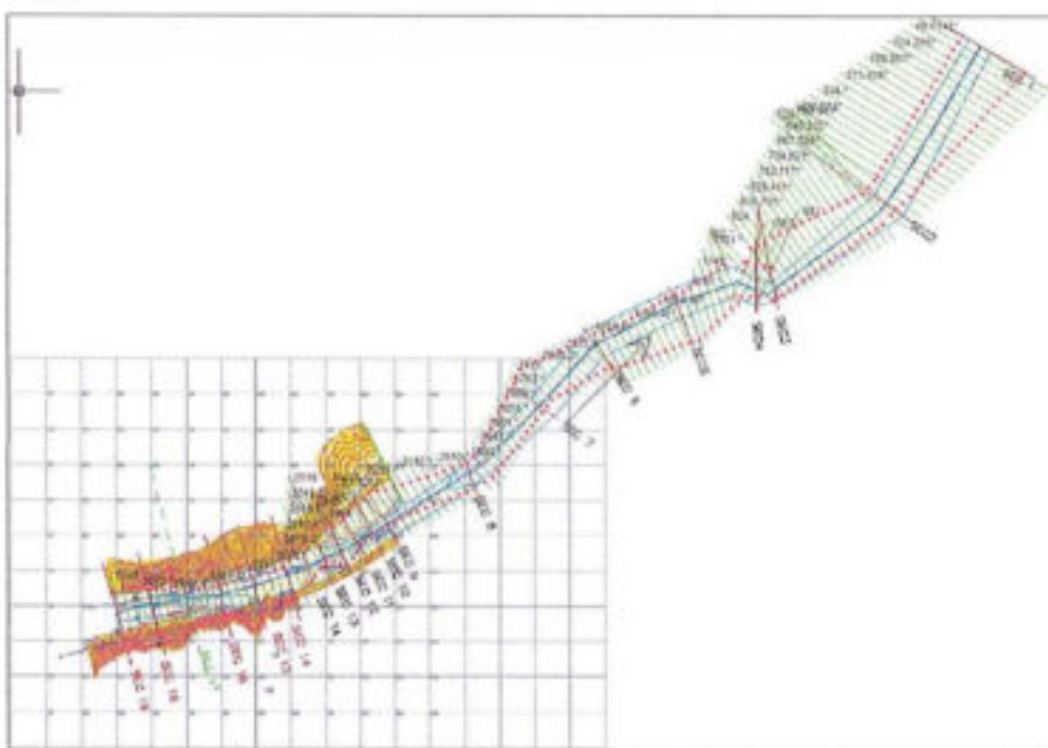
Descarga máxima de la central	378 m <sup>3</sup> /s
Descarga máxima por unidad	126 m <sup>3</sup> /s
Velocidad de diseño para las rejillas	1.0 m/s
Anti-vortex	Suficiente profundidad y Fr<0.5
Nivel máximo de suministro	EL 99.0
Nivel de operación mínimo	EL 87.0
Velocidad máxima de tubería de carga	5.0 m/s
Concreto	Resistente a la abrasión con sílice
Revestimiento de acero para presiones excesivas	35 m = 3.5 Bar
Tipo de acero	Grado ASTM A517 55-60 o equivalente
Rugosidad Manning del revestimiento de concreto	0.014
Rugosidad Manning del revestimiento de acero	0.011
Coefficiente de pérdidas hidráulicas menores y de forma	Como por <sup>(3)</sup> y <sup>(25)</sup>

### 10.3 MODELACIÓN DE SUPERFICIE DE AGUA

El modelo hidrodinámico HEC-RAS<sup>®</sup> se utilizó para evaluar los niveles de agua antes de la construcción, durante y después de la construcción, así como para establecer los parámetros hidráulicos para el dimensionamiento de las estructuras hidráulicas.

HEC-RAS<sup>®</sup> es un modelo unidimensional para determinar los perfiles de agua en condiciones de estado estable o variaciones graduales de caudal. El modelo soporta sistemas de canales y es capaz de modelar regímenes de flujo subcríticos, supercríticos y mixtos. HEC-RAS<sup>®</sup> es también capaz de modelar obstrucciones de flujo, así como el flujo a través de estructuras hidráulicas.

**Lamina 10-5 Disposición del modelo HEC-RAS<sup>®</sup>**



#### 10.3.1 Parámetros de entrada

Los siguientes fueron los principales parámetros de entrada del modelo HEC-RAS<sup>®</sup>:

**Geometría del río** – se introduce en forma de secciones transversales del río. Para el proyecto El Tornillito, las secciones transversales se obtuvieron a través de levantamientos detallados de campo que cubrieron 1 km a lo largo del alcance de río en el sitio de la presa (200 m aguas arriba y 800 m aguas abajo) y 8 secciones transversales extendiéndose unos 3 km aguas abajo de la presa. Como se muestra en la Lamina 10-2, el programa interpoló secciones transversales adicionales en intervalos de 10 m con el fin de refinar los cálculos de superficie de agua.

**Rugosidad hidráulica** – expresada como  $n$  de Manning, se estimó de las observaciones de campo. El canal principal del río a lo largo de la extensión modelada tiene principalmente fondos y los bancos arenosos, para

los cuales se adoptó un Manning  $n=0.025$ . La rugosidad bancos superiores varió desde  $n=0.030$  para campos de grama, hasta 0.080 para áreas con arbustos y bosques.

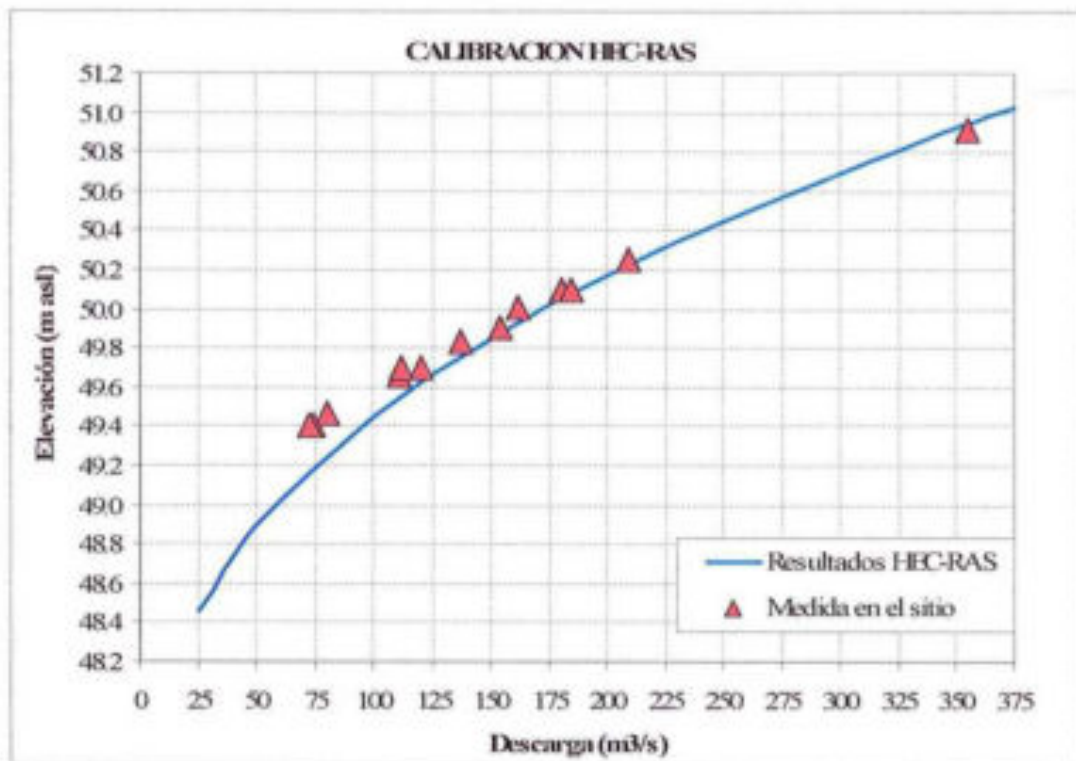
Caudales – se modeló un rango de caudales hasta el valor estimado de 25,000  $m^3/s$  PMF.

Los resultados del modelo HEC-RAS<sup>®</sup> para las fases principales del proyectos se incluyen en el Volumen 3 – Apéndice 3.1, y se resumen en las secciones siguientes.

### 10.3.2 Calibración del modelo

El programa de mediciones en el sitio de El Tornillito comenzó en octubre de 2005 y al momento de que se escribe este reporte se dispone de un número limitado de puntos de medición. Los registros disponibles cubren un rango de caudales entre 160 y 260  $m^3/s$ . El modelo HEC-RAS<sup>®</sup> se calibró contra la información disponible y la Lamina 10-3 muestra la comparación de los resultados del modelo en función de las descargas medidas.

Lamina 10-6 Calibración de HEC-RAS



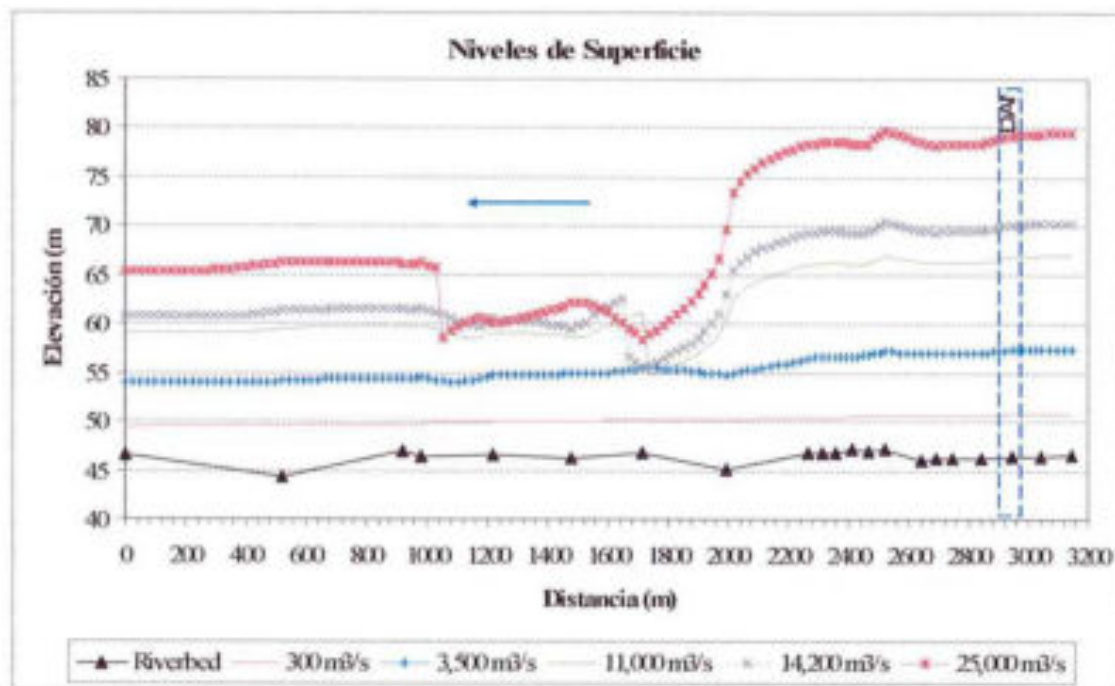
Aunque se logró una calibración adecuada, se recomienda que durante el diseño final el modelo sea recalibrado con base en un rango más amplio de caudales medidos. De importancia particular debe ser la confirmación de los niveles elevados de crecidas, los que son importantes para las elevaciones de diseño de la casa de máquinas.

### 10.3.3 Caudal - Elevación en el sitio de la presa

La estimación precisa de los niveles de agua aguas debajo de la presa es crucial para el dimensionamiento de las estructuras del proyecto: la casa de máquinas requiere estar localizada en forma segura por encima de los niveles de diseño de las crecidas del desfogue, y la curva caudal - elevación del desfogue es importante para el diseño de las descargas de fondo, el vertedor y la estimación de generación de energía. La Lamina 10-6 muestra los niveles de agua para un rango de caudales que fueron estimados con HEC-RAS<sup>®</sup>:

- 300 m<sup>3</sup>/s, correspondiente al 80% de la descarga máxima de la central;
- 3,600 m<sup>3</sup>/s, crecida de 20 años en el sitio de la presa y caudal de diseño del desvío del río;
- 11,000 m<sup>3</sup>/s, correspondiente a los niveles de agua durante el huracán Mitch;
- 14,200 m<sup>3</sup>/s, crecida y caudal de diseño del proyecto para los 10,000 años;
- 25,000 m<sup>3</sup>/s, correspondiente a PMF estimada para el sitio del proyecto.

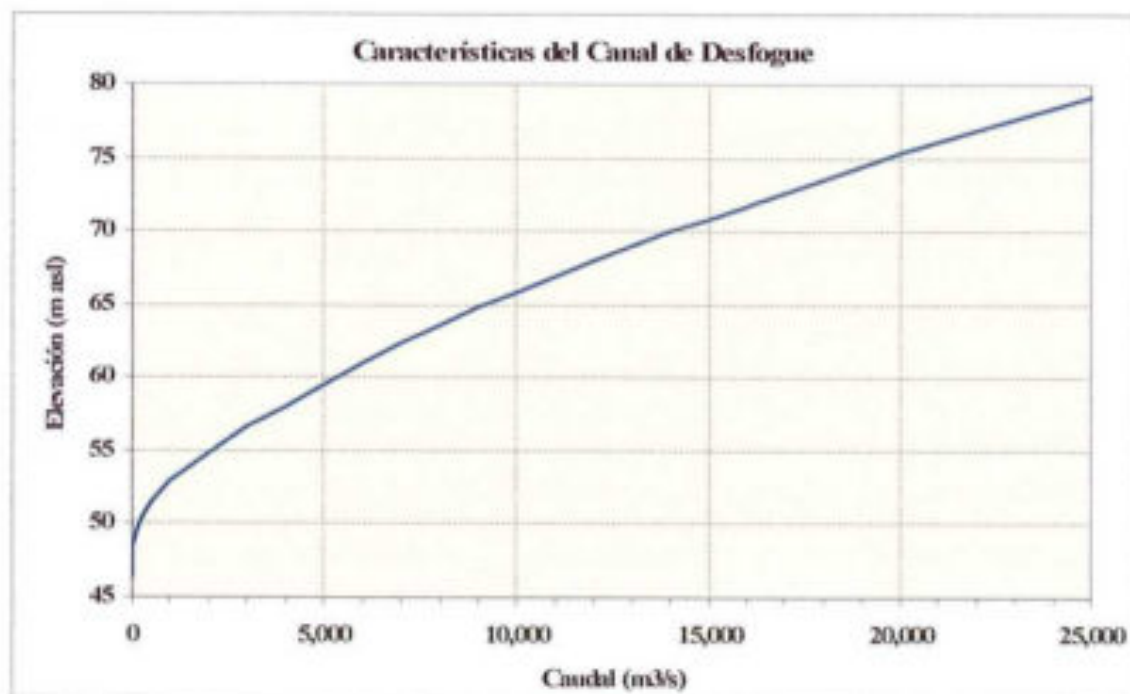
Lamina 10-7 Perfiles Canal de Desfogue de HEC-RAS<sup>®</sup>



La gráfica muestra que la garganta angosta en el sitio propuesto para la presa presenta una restricción de flujo, lo cual llega a ser particularmente aparente durante las grandes crecidas. Esto se traduce en profundidades de agua significativas para eventos particularmente raros: profundidades de 20 m, 27 m y 32 m para el huracán Mitch, caudal de diseño del proyecto y PMF respectivamente. Para un caudal de 3,600 m<sup>3</sup>/s, correspondiente a una crecida de 20 años y cerca de la crecida más grande registrada (excepto la del huracán Mitch), la profundidad estimada del agua y la velocidad del caudal en el sitio de la presa es de 13 m y 4.2 m/s respectivamente. Los niveles del agua de las crecidas decrecen sustancialmente cerca de 1 km aguas abajo de la presa, en donde el río entra en un valle más amplio.

La curva nivel de desfogue se muestra en la Lamina 10-8. Con base en la curva de nivel de desfogue estimada y el caudal de crecidas que se ha adoptado de 14,000 m<sup>3</sup>/s, el nivel libre de agua y la plataforma de operación de la casa de máquinas fueron establecidos a EL 71.8, es decir, 1.7 m sobre la crecida de 10,000 años estimada.

Lamina 10-8 Curva de Nivel de Desfogue



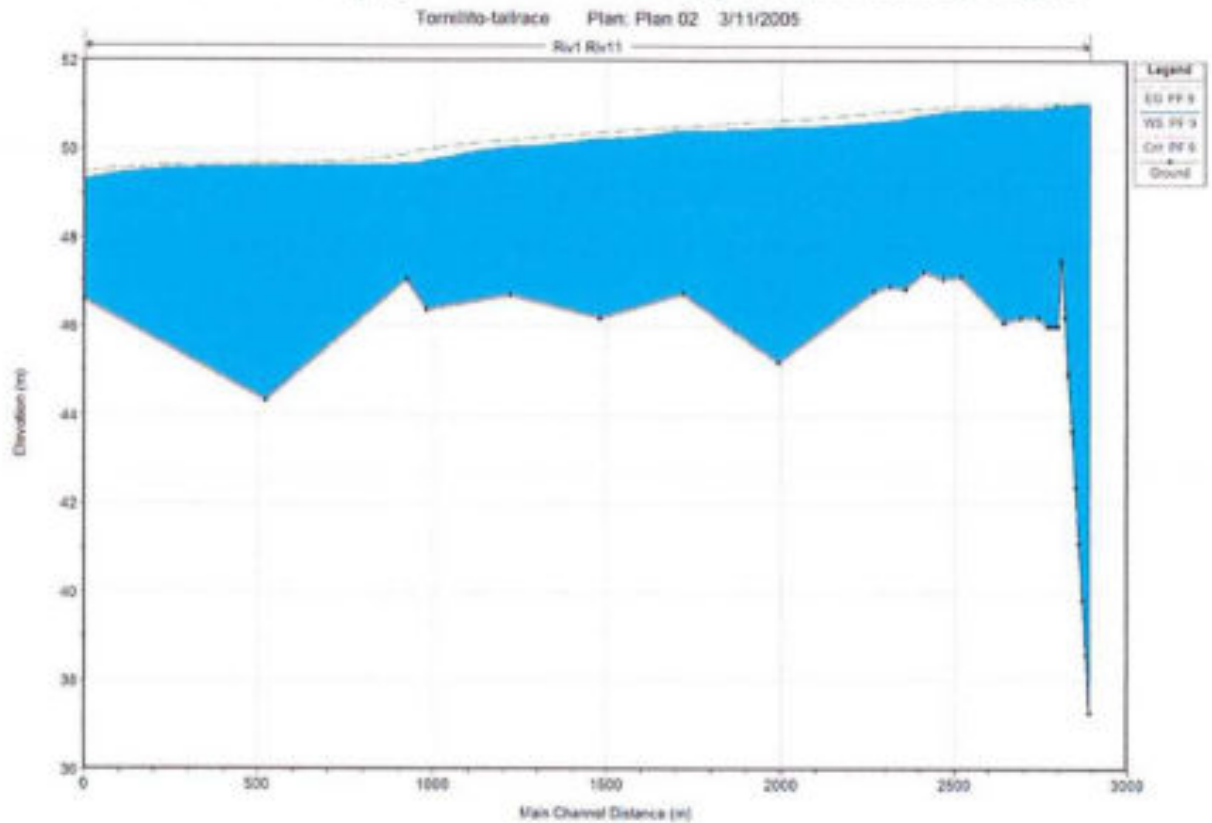
#### 10.3.4 Nivel de desfogue de la casa de máquinas

El canal de desfogue debe proveer una condición en que el caudal sea suave que minimice las pérdidas hidráulicas. Dado el hecho que el desfogue debe ser construido en un espacio relativamente confinado, el canal de desfogue es relativamente corto y se caracteriza por velocidades de salida relativamente altas. El diseño del desfogue fue optimizado mediante la modelación unidimensional (HEC-RAS<sup>®</sup>) y bidimensional (WMS<sup>®</sup>).

Esta sección presenta los resultado del modelo HEC-RAS<sup>®</sup>. El modelo HEC-RAS<sup>®</sup> incluyó el levantamiento del río comprendido desde la casa de máquinas hasta unos 3 km aguas abajo del desfogue. Las secciones naturales del río aguas abajo inmediatas a la casa de máquinas se modificaron para hacerlas coincidir con la geometría propuesta del desfogue y el modelo de superficie de agua fue corrido para un rango de descargas. La Lamina 10-9 muestra el perfil de superficie de agua de HEC-RAS<sup>®</sup> para 350 m³/s a lo largo de la comprensión del río modelado, en tanto que las velocidades y las pérdidas hidráulicas se grafican en la Lamina 10-10 y 10.11.

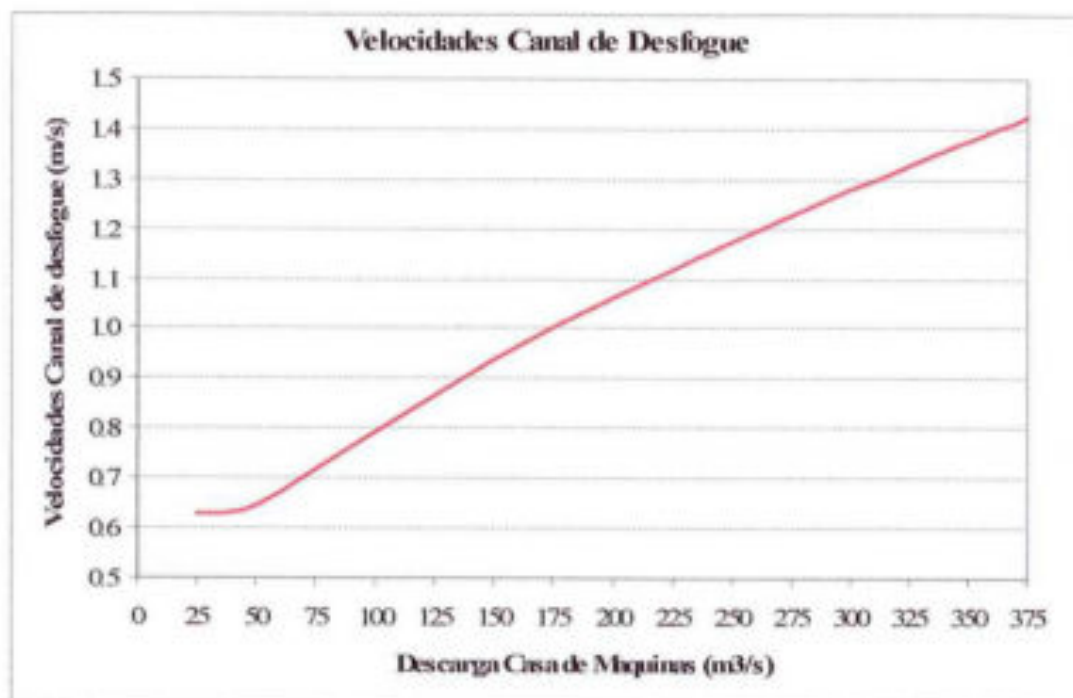


**Lamina 10-9 Desfogue y Perfil del alcance de agua para 350 m<sup>3</sup>/s –HEC-RAS®**

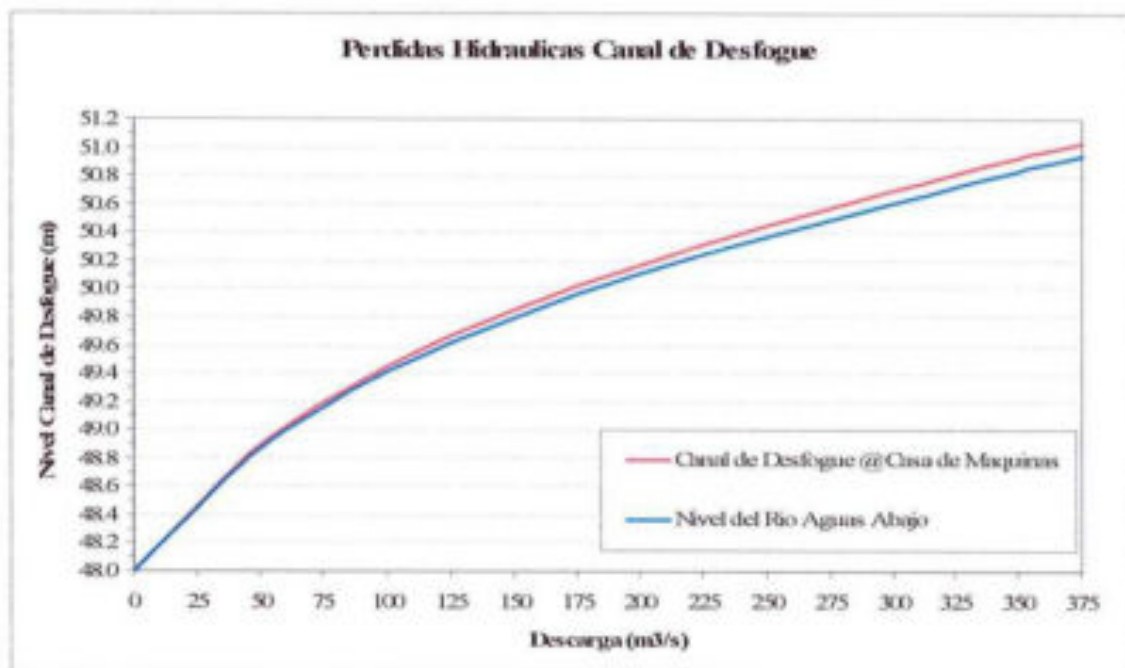


Las Laminas 10-10 y 10-11 se muestran que una velocidad de salida máxima de hasta 1.4 m/s y las pérdidas hidráulicas correspondientes de cerca 0.1. Ambos valores se consideran aceptables.

Lamina 10-10 Velocidad de desfogue



Lamina 10-11 Curva de nivel de desfogue y pérdidas hidráulicas



## 10.4 CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE DESVÍO

Como se describe en el Capítulo 6 de este reporte, se consideraron diversas opciones para la construcción de las obras desvío. Debido a la eficiencia técnica, la simplicidad de construcción, el calendario más corto de implementación, el riesgo de construcción más bajo y sus mayores méritos financieros, se optó el túnel de una sola etapa.

El desvío comprende dos túneles no revestidos localizados en el estribo derecho, una ataguía aguas arriba de 32 m de altura y una ataguía aguas debajo de 12 m de altura. Los aspectos de diseño del desvío se muestran en los dibujos T-P-13 hasta T-P-16 y se describen mas adelante en las secciones 10.4.1 a la 10.4.4

### 10.4.1 Túneles de desvío

Dos túneles de desvío serán construidos en el estribo derecho, lo que ofrece condiciones favorables para el tunelado una ruta de túnel más corta si se compara al estribo izquierdo. Los parámetros principales del túnel se muestran en el Cuadro 10.13.

**Cuadro 10-13 Parámetros de túnel de desvío**

	<b>Túnel 1</b>	<b>Túnel 2</b>
Forma	Forma D	
Elevación de entrada inversa	EL 51.0	EL 54.0
Elevación de salida inversa	EL 50.0	EL 50.0
Longitud total (incluyendo portales)	510.1 m	347.5 m
Pendiente longitudinal	0.21%	1.26%
Revestimiento	Únicamente carpeta invertida de concreto	Únicamente carpeta invertida de concreto
Longitud estimada (incluyendo portales) que requerirán aplicación de aspersion concreto y pernos para roca	90 m, o 18% de longitud	70 m, o 20% de longitud

Las entradas a los túneles se han colocado a diferentes elevaciones para facilitar la construcción y para desviar los caudales bajos de la ataguía aguas abajo adyacentes al portal de salida del Túnel 2. El Túnel 1, más bajo, será construido durante la estación seca, lo cual permitirá que la construcción del Túnel 2 se extienda por parte de la estación húmeda.

Los portales de los túneles aguas arriba acomodarán ranuras para los cierres del túnel (stoplogs). Dado el tamaño de túnel, se proveerán dos grupos de cierres separados por una pared central en cada una de las entradas de los túneles. Las entradas de los túneles están diseñadas para proveer una transición hidráulica suave desde las dos aberturas rectangulares hasta el túnel simple con forma D, así como para minimizar las pérdidas hidráulicas. La longitud total de las estructuras de entradas revestidas de concreto es de 30 m en cada túnel.

#### 10.4.2 Hidráulica del túnel

Los túneles de desvío fluirán con un flujo de superficie libre para bajas descargas y estarán presurizados para las altas descargas. Dada la diferencia de elevación entre las dos entradas de los túneles, los caudales bajos serán descargados únicamente a través del Túnel 1, en tanto que el Túnel 2 operará para caudales que excedan los 140 m<sup>3</sup>/s.

Se llevaron a cabo evaluaciones hidráulicas para los dos regímenes de operación: flujo de superficie libre y flujo presurizado. En ambos caso los análisis hidráulicos fueron realizados usando una rugosidad hidráulica compuesta, es decir, rugosidad compuesta para la carpeta invertida de concreto ( $n=0.013$ ) y la rugosidad asumida para el túnel perforado y dinamitado sin recubrimiento ( $n$  de Manning asumida de  $n=0.030$ ). Los parámetros principales del túnel, incluyendo la rugosidad compuesta en función de la profundidad del agua en el túnel, se muestra en el Cuadro 10-9.

**Cuadro 10-14 Parámetros hidráulicos del Túnel**

Profundidad del Agua (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perímetro Húmedo (m)	Radio Hidráulico (m)	Manning's compuesto n
0	0.0	0.0	0.0	0.0130
1	12.0	14.0	0.9	0.0154
2	24.0	16.0	1.5	0.0173
3	36.0	18.0	2.0	0.0187
4	48.0	20.0	2.4	0.0198
5	60.0	22.0	2.7	0.0207
6	72.0	24.0	3.0	0.0215
7	84.0	26.0	3.2	0.0222
8	96.0	28.0	3.4	0.0227
9	108.0	30.0	3.6	0.0232
10	119.9	32.0	3.7	0.0236
11	131.5	34.1	3.9	0.0240
12	142.4	36.3	3.9	0.0244
13	152.1	38.7	3.9	0.0247
14	160.0	41.8	3.8	0.0251
15	164.5	48.8	3.4	0.0258

Para condiciones de flujo libre, la hidráulica del túnel será gobernada por la pendiente longitudinal de éste. La pendiente longitudinal del Túnel 1, el más largo, es de 0.22%, resultando en un régimen de flujo subcrítico de superficie libre con velocidades de flujo de hasta 4.8 m/s y un número Froude que varían desde 0.9 para caudales bajos hasta cerca de 0.4 para caudales mayores. El Túnel 2, más corto, tiene un pendiente significativamente más pronunciada (pendiente longitudinal de 1.2%) y el flujo superficial será supercrítico en todos los rangos de flujo. Las velocidades de flujo libre a través del Túnel 2 serán hasta 11.2 m/s con números Froude en el rango de 1.1 a 1.6. En consecuencia, para el régimen de flujo libre de superficie, el Túnel 2 tendrá una capacidad de descarga significativamente mayor comparada a la del Túnel 1.

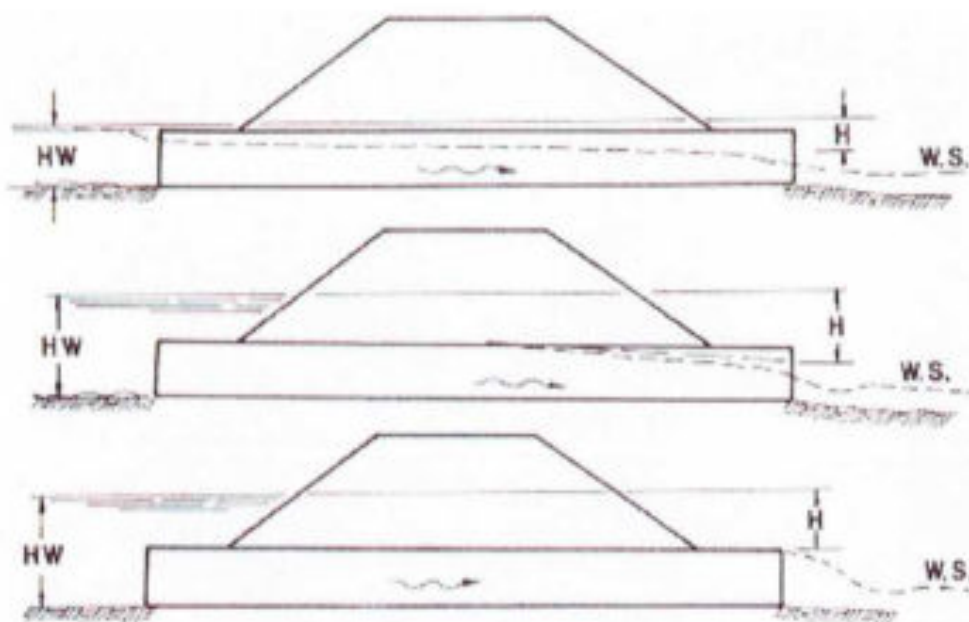
Una vez que los túneles se encuentran presurizados, la capacidad de descarga estará influenciada únicamente por el diferencial entre nivel de caída y de desfogue, y las pérdidas hidráulicas del túnel, más que por la pendiente longitudinal de éste. Esto resultará en una distribución más equitativa del caudal entre los dos

túneles si se compara con un régimen de superficie libre. Para el caudal de diseño de desvío de  $3,600 \text{ m}^3/\text{s}$ , cerca del 47% del caudal pasará a través del Túnel 1 y el restante 53% del caudal lo hará por el Túnel 2. Para el caudal de diseño, la máxima velocidad del flujo será de  $10.4 \text{ m/s}$  y  $11.5 \text{ m/s}$  a lo largo del Túnel 1 y Túnel 2, respectivamente. Dada la naturaleza abrupta del Río Ulúa, se espera la operación a la velocidad máxima y cercana a ésta, durante cortas duraciones de tiempo.

Dada la diferencia de elevación entre las entradas de los túneles y las diferencias en la velocidad de la caída entre el rango de operación a flujo libre, el Túnel 1 se presurizará a una altura hidráulica menor en comparación a la del Túnel 2.

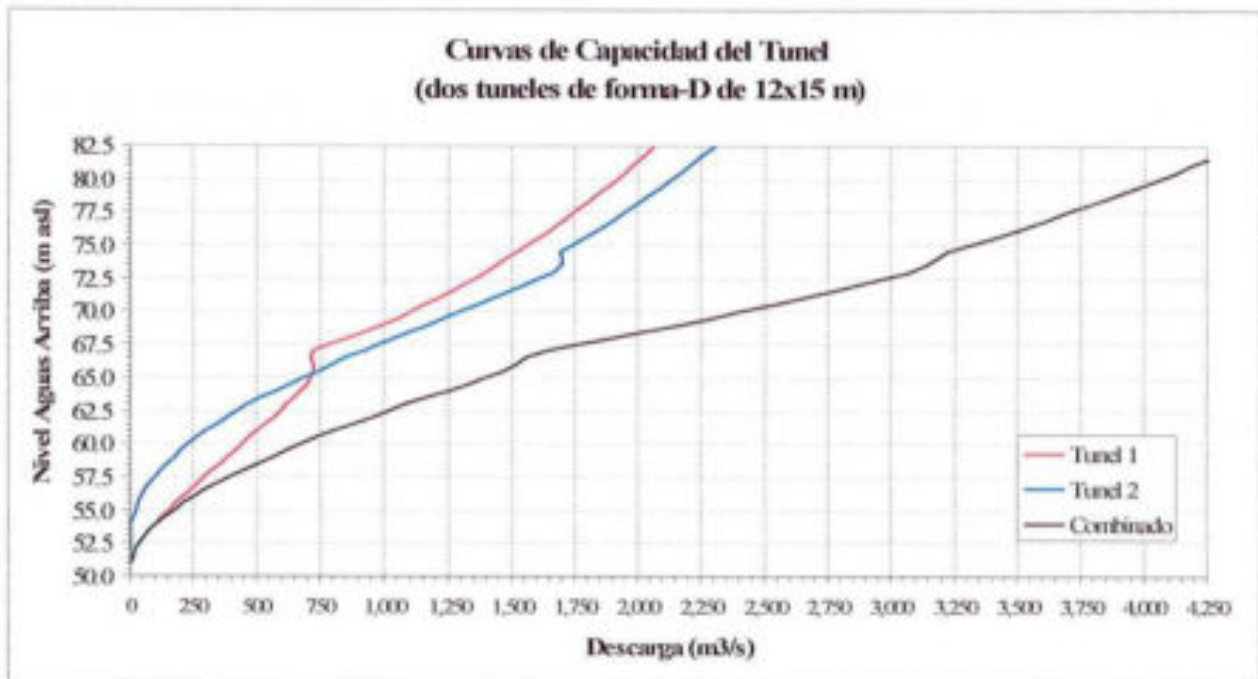
Debido a la disposición de los portales de salida de los túneles, el flujo hidráulico no será afectado por el nivel de desfogue del río. El proceso desde el flujo libre del túnel, la presurización parcial y la presurización total del caudal, se ilustra en los esquemas A, B y C respectivamente de la Lamina 10-9. Dada la poca pendiente se espera que la transición desde el flujo libre hasta la presurización completa a lo largo del Túnel 1, tome lugar más rápidamente que a lo largo del Túnel 2, sin presentar una transición pronunciada de la presurización parcial.

Lamina 10-12 Esquema de régimen de flujo



La curva de nivel en función del caudal para los túneles de desvío se muestra en la Lamina 10-13. Los puntos de deflexión en la curva representa la transición entre las condiciones de flujo libre y presurizado.

Lamina 10-13 Curvas de capacidad de los túneles



Los túneles propuestos son estructuras sumamente grandes y como tal se espera que ellas transporten desechos sin problemas. Sin embargo, se espera que durante grandes crecidas se aculen desechos en los portales de entrada de los túneles, por lo que es posible que se requiera su remoción mecánica. No se considera un aspecto importante la acumulación de sedimentos a lo largo de la construcción de las estructuras de desvío.

Será necesario proteger con enrocamiento pesado el área aguas abajo de la salida del Túnel 2 y la ataguía aguas abajo adyacente a la salida del túnel para prevenir la erosión que ponga en peligro la ataguía aguas abajo.

#### 10.4.3 Ataguías

Las elevaciones de las crestas de las ataguías se seleccionaron con base en las capacidades de caudal de los túneles (Lamina 10-13) y el nivel del desfogue, tal como se muestra a continuación:

- Elevación de la cresta de la ataguía aguas arriba EL 80.0, es decir cerca de 3 m arriba de la crecida de diseño de 3,600 m<sup>3</sup>/s para la construcción del desvío. La elevación seleccionada de la cresta contendrá una crecida de hasta 4,000 m<sup>3</sup>/s sin dejar pasar el agua sobre la ataguía.
- Elevación de la cresta de la ataguía aguas abajo EL 60.0, es decir cerca de 2.8 m arriba del nivel de desfogue estimado para la crecida de diseño de las obras de desvío.

Ambas ataguías deben ser construidas lo suficientemente altas para permitir el asentamiento de sedimento durante el periodo de construcción. Las secciones típicas de las ataguías se muestran en el Plano T-P-014.

La altura de la ataguía aguas arriba y la profundidad del aluvión bajo sus cimientos requiere la construcción por fases conteniendo: (i) construcción de la pre-ataguía mediante el vertido del enrocamiento hasta una EL 58, seguido por medidas de control de fugas temporales (cortina aguas arriba) y permanentes (lechada

rociada desde la cresta), (ii) construcción de la ataguía principal aguas arriba a EL 80. Una membrana aguas arriba para el control de fugas ajustada con una cortina de lechada rociada se propuso para la ataguía principal.

La ataguía aguas abajo será de hasta 12 m de alto y su diseño es similar a la Preparación del informe final de actividad ataguía: vertido del enrocamiento con una cortina impermeable sobre la cara aguas abajo seguido de lechada rociada desde la cresta de la ataguía.

#### 10.4.4 Cierre de la construcción del desvío

La ataguía será removida y los túneles de desvío serán sellados permanentemente al final de la construcción y antes que el llenado del embalse comience. Durante la operación de cierre del túnel, el río pasará por las compuertas de la descarga de fondo.

La clausura del túnel comenzará con la colocación de los cierres de concreto en las ranuras establecidas en los portales aguas arriba y se completará con la construcción aproximadamente a la mitad del túnel de un tapón permanente de concreto. El concepto de tapón permanente se muestra en el Plano T-P-15 el cual comprende:

- Tapón de 30 m de longitud con una galería en el centro con cubierta de lechada de cemento.
- Obras temporales de drenaje para transportar durante la construcción del tapón cualquier fuga de los cierres del portal aguas arriba.
- Lechada de contacto a lo largo del techo del túnel con el objetivo de llenar cualquier abertura y prevenir fugas a lo largo de la interfase entre los cierres y el tapón.
- Lechada de consolidación alrededor del perímetro del tapón con el fin de reforzar la masa de roca alrededor del tapón permitiendo que éste tome parte de las altas cargas hidrostáticas que actuarán en los tapones después del llenado del embalse.
- Construcción de una cortina de inyección alrededor de los tapones con el objetivo de conectar el área alrededor de los túneles con la cortina principal de inyección.
- Cortina de drenaje aguas abajo de la cortina de inyección – el propósito de esto es coleccionar las filtraciones de manera controlada a través de la cortina de inyección.

## 10.5 ESTRUCTURAS CIVILES

### 10.5.1 Presa

La presa de El Tornillito es una estructura de concreto de gravedad con una altura máxima de 73.8 m. La cresta de la presa tiene un ancho de 204.2 m y la elevación de ésta se encuentra en EL. 101.5, unos 52 m sobre el lecho del río. La elevación de la cresta que se ha seleccionado proporciona 2.5 m sobre el nivel máximo del embalse para el control sobre de crecidas. La presa incorpora la casa de máquinas, el vertedor y descargas de fondo de gran capacidad, lo que da como resultado una disposición compacta de proyecto. La presa se divide en 10 monolitos principales los cuales se muestran en el Plano **T-P-07**:

M1 – monolito del estribo izquierdo: 16.0 – 19.7 m ancho y 18 m de alto

M2 – monolito adyacente al estribo izquierdo: 26.9 m ancho y 30.7 – 62.5 m de alto.

M3 – monolito de la toma 1: 16 m ancho y 62.5 m alto.

M4 - monolito de la toma 2: 16 m ancho y 62.5 m alto.

M5 – monolito de la toma 3: 19.7 m ancho y 62.5 a 73.8 m alto.

M6 – monolito del vertedor 1 – 21 m ancho y 73.8 m alto.

M7 - monolito del vertedor 2 – 22 m ancho y 73.8 m alto.

M8 - monolito del vertedor 3 – 22 m ancho y 61.8-73.8 m alto.

M9 - monolito del vertedor 4 – 22 m ancho y 54.8 a 61.8 m alto.

M10 – monolito del estribo derecho: 10.5-18.9 m ancho y 49.5 a 54.8 m alto.

Además de los 10 monolitos de la presa, la casa de máquinas se dividirá en 4 monolitos, uno correspondiente a la bahía de montaje de la casa de máquinas y tres para las unidades. Los monolitos de la casa de máquinas se construirán en forma independiente de los monolitos M2 a M5 de la presa que se encuentran aguas arriba, pero estarán estructuralmente conectados.

La cresta de la presa es de 15 m de ancho y posee un acceso para vehículos de 8 m y un acceso de 7 m de ancho para la grúa pórtico que proporciona servicio a los cierres de las tomas y los cierres tanto del vertedero como de las compuertas de las descargas de fondo. Se ha provisto que sobre las bahías de los cuatro vertederos se construyan puentes con plataforma de 17 m de longitud.

La presa incluirá una galería recubierta con lechada y drenaje para instrumentación, la cual será accesible desde la casa de máquinas y a través de dos conductos verticales desde la cresta de la presa. El acceso a la cámara de compuertas de la descarga de fondo se hará desde la casa de máquinas.

La instrumentación para la presa se muestra en el dibujo T – P - 012 y esta comprende líneas de inclinación directa e invertida, dos sismógrafos, extensores, termocuplas, piezómetros y monumentos para levantamiento topográfico.

Se estima que el volumen total de concreto para las estructuras, incluyendo las tomas y la casa de máquinas será de 360,000 m<sup>3</sup>. Los accesos hacia la presa se construirán desde los dos márgenes, en donde el acceso al margen derecho será alcanzado a través de un puente temporal a ser construido a unos 200 m aguas abajo



del sitio de la presa. El acceso permanente a la casa de máquinas, cresta de la presa y la subestación, será desde el margen izquierdo. Los aspectos constructivos son tratados en el Capítulo 14 del estudio.

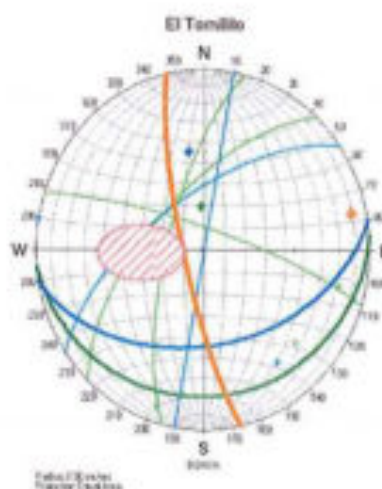
#### 10.5.2 Cortina de inyección

Ya como describió más arriba, la cortina de inyección tiene dos metas: reducir las filtraciones dentro el macizo rocoso y reducir las supresiones que se podrían desarrollar principalmente bajo el contacto entre la roca y los dos componentes mayores de la obra, es decir la presa y la central.

Se muestran en las secciones del Plano de inyecciones **T-P-11** que la cortina forma un abanico en vez de seguir un plano único. En la práctica así sucede generalmente, pero se puede aprovechar en el caso del proyecto El Tornillito para dar mas espesor a la cortina en profundidad y evitar de tener dos filas de inyección.

La proyección estratigráfica de las juntas de la masa rocosa en el sitio de presa (Véase Lámina 10-14) muestra que la cortina de inyección maximiza el número de juntas cruzadas para la cortina si se inclina para pasar dentro del círculo mostrado en el gráfico, zona común a las tres orientaciones de diaclasas en el estribo derecho y una de las diaclasas presentes en el estribo izquierdo. Se concluyó que la cortina debería tener una inclinación del orden de diez grados hacia aguas arriba.

Lamina 10-14 Stereonet



Se nota también en el corte longitudinal paralelo al eje de la presa la presencia de dos galerías de inyección intermedias de 100 m de longitud cada una penetrando cada estribo, y dos galerías a la altura de la cresta de la presa. Las galerías intermedias se justifican por no tener profundidades de taladros por inyectar en exceso de 50 m aproximadamente.

El plan de inyección requerirá la ejecución de la secuencia de huecos según el método "split-hole" que pide la inyección de primarios, seguida por los secundarios a la mitad de la distancia entre los primarios, seguidos por los terciarios a la mitad de la distancia de los secundarios y así de etapa en etapa. El uso del método GIN permite conseguir una estimación de la inyección de la cortina (el proceso se desarrolla en la Sección 5.9.3 del Capítulo 5. El cuadro siguiente contiene los datos principales de perforación e inyección de cemento:

**Cuadro 10-15 Características de la cortina de inyección**

Inclinación	10 a 15 grados de la vertical
Lechada agua:cemento	0.7 : 1.0 por peso
Metrado de perforación	10,000 metros
Tonelaje de cemento	1,100 T

Los cálculos de estabilidad de las estructuras de concreto indican que los factores de seguridad calculados sin reducción de presión debida al drenaje superan los valores mínimos aceptables. Ya que la caliza actúa como acuífero, se considera que una cortina de drenaje podría tener efectos negativos y no se necesita. Se pueden colocar algunos pozos para el abastecimiento de agua limpia requerida para la operación del Proyecto.

Finalmente se prevé la construcción de una cortina de inyección de consolidación que servirá para mejorar el contacto entre las obras de concreto y la roca, e incrementar más los factores de estabilidad. Se ha diseñado una cortina de 5 m por 5 m y 8 m de profundidad bajo las estructuras de concreto, inyectadas con un GIN de 500 bares x litros/metro, presión máxima de 15 bares y volumen máximo de 100 l/m.

**10.5.3 Toma**

El cuerpo de la presa integra tres tomas cercanas al estribo izquierdo como se muestra en los dibujos. Las tomas se diseñaron para satisfacer los siguientes criterios:

Operación de toma libre de vórtices y entrada de aire – esto se logra al sumergir adecuadamente las obras y velocidades lo suficientemente bajas. La forma inclina de la toma se diseñó para facilitar la transición hasta la tubería de presión de alta pendiente, tal como se muestra en la Lamina 10-15.

Tomar invertida debe estar por arriba del nivel de acumulación de sedimento. La acumulación de sedimento en la presa debe ser controlado a través de la operación de las compuertas de descarga de fondo de gran capacidad. Sin embargo, carga de sedimento pesado en suspensión (arcilla y limo) pasará por las tomas durante la época húmeda. La toma de concreto se construirá de una mezcla de sílice tipo humeante resistente a la abrasión.

El criterio anterior es usualmente conflictivo. El primer criterio requiere una toma que sea tan profunda como sea posible para evitar la formación de vórtices, mientras que el segundo criterio requiere que la toma se encuentre tan arriba que evite la entrada de sedimento. Un diseño exitoso es usualmente un compromiso entre ambas restricciones.

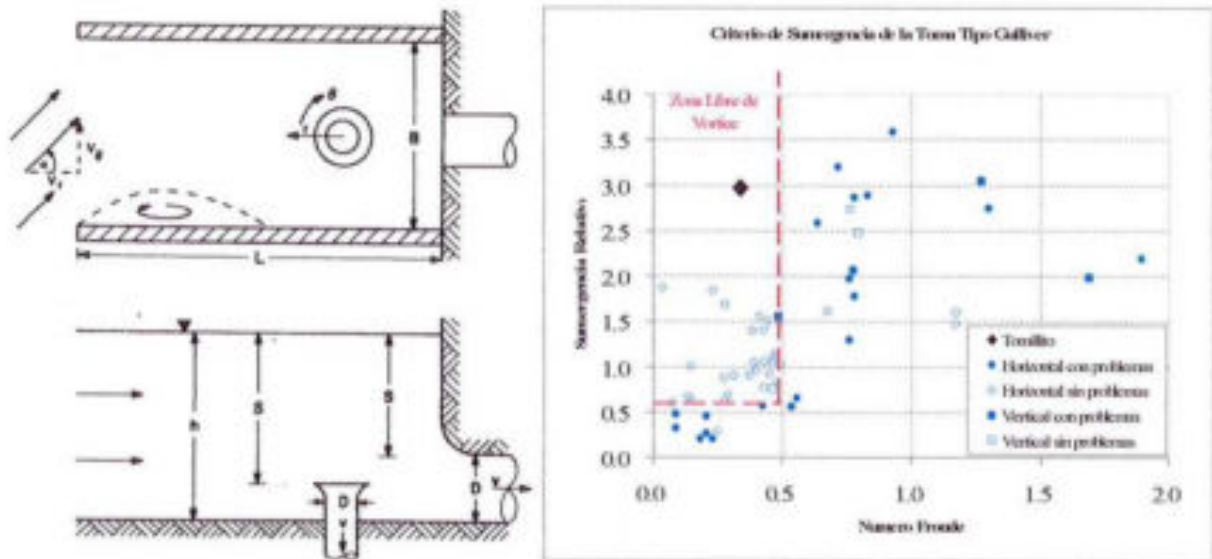
Las aberturas de las pantallas de las tomas son una función de los parámetros y tipos de turbinas. Para las unidades Kaplan con rodetes de 4 m de diámetro, se seleccionaron aberturas de 120 mm con barras de 25 mm de grosor. El tamaño de la abertura de la pantalla se seleccionó con base en la apertura del alabe al caudal mínimo.

La pantalla de la toma se encuentra inclina 15 o, lo cual facilita la limpieza con la máquina de rastrillo montada aguas arriba de la grúa de pórtico. La pantalla tendrá 12.0 m de ancho y 12.5 m de alto, con aberturas de aproximadamente el 67% del total del área de toma.

Cada una de las tres tomas (Lamina 10-14) están diseñadas con dos trayectos para agua de sección transversal rectangular separados por un pilar de concreto. Se proveerá cada trayecto con una puerta de servicio y cierres (stoplogs) para mantenimiento de la puerta de servicio. La velocidad de entrada en las rejillas limpiadoras al caudal nominal de 126 m<sup>3</sup>/s será de 1.0 m/s. La velocidad de vibración de entrada de diseño será de 1.2 m/s. La toma y la transición serán diseñadas para proveer una razón uniforme de incremento de velocidad desde la cara de la presa hasta la tubería de presión.

Se debe sumergir apropiadamente la toma para prevenir la formación de vórtices indeseables de entrada de aire. Los vórtices de entrada de aire disminuyen la eficiencia de la turbina, atraen hacia la turbina desechos flotantes (especialmente bolsas plásticas flotantes) lo que causa una operación irregular de ésta. La formación de vórtices y resistencias dependen de muchos factores, tales como el ángulo de aproximación del caudal, el patrón del flujo de entrada, velocidades en la toma, tamaño y geometría de la toma y el nivel al cual se encuentra sumergido. Ángulos pronunciados de aproximación del flujo con respecto al eje de la toma también incrementan el riesgo de formación de vórtices. El nivel al cual se debe sumergir la toma tiene que ser determinado con base en la información de desempeño disponible para diseños similares. Se recomienda el modelo de estudio CFD de tres dimensiones en aquellas situaciones en donde el ángulo de aproximación es grande. Para una evaluación preliminar de los potenciales problemas de formación de vórtices, se puede utilizar la información de desempeño de tomas compilada por Gulliver<sup>(3)</sup>, la que se muestra en la Lamina 10-12. La Lamina 10-15 provee la definición de los parámetros de nivel al cual se debe sumergir la toma. Las investigaciones realizadas por Gulliver sugieren que los vórtices se forman usualmente en tomas en donde el número Froude,  $Fr > 0.5$  y/o el nivel relativo al cual se encuentra sumergida la toma  $s/d < 0.6$ . La Lamina 10-15 grafica el criterio de para el nivel al cual la toma debe ser sumergida.

Lamina 10-15 Parámetros para el nivel de profundidad de la toma - Gulliver.



Una relación empírica similar propuesta por Gordon y Blasidell proporciona un medio simple para estimar el nivel al cual la toma debe ser sumergida:

$$\frac{S}{d} = C' \left( \frac{V}{\sqrt{gd}} \right) = C' F$$

donde:

$S$  = nivel al cual se deber sumergir para evitar la formación de vórtices,

$d$  = diámetro de la tubería,

$V$  = velocidad promedio de entrada,

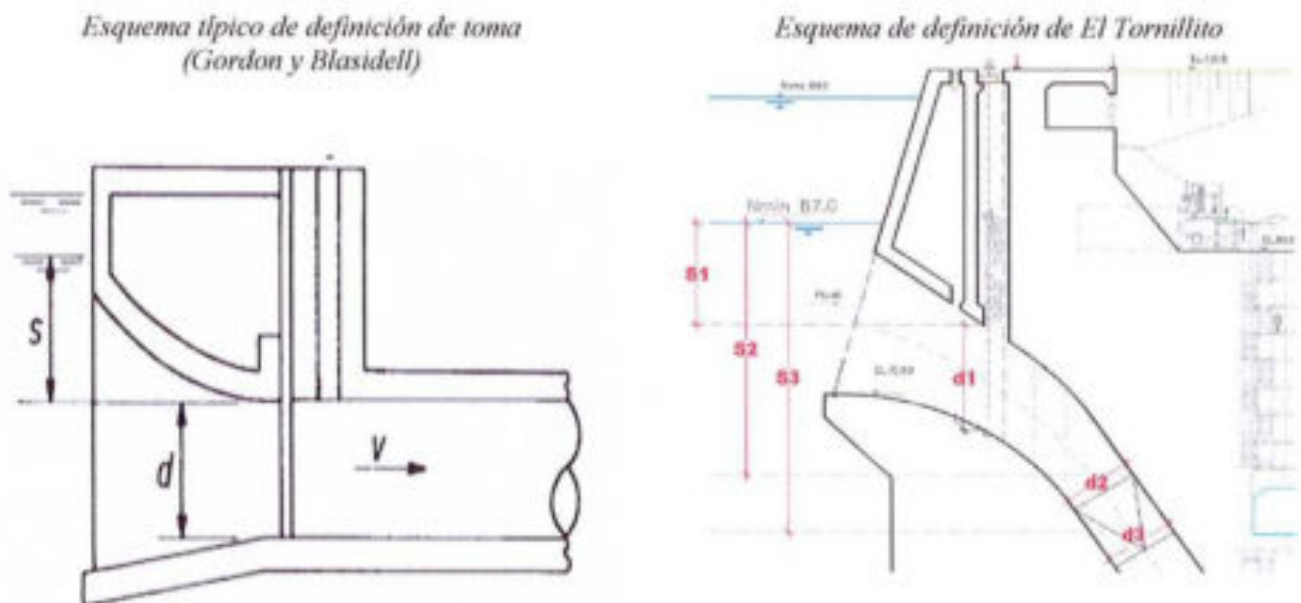
$F$  = número Froude, y

$C^*$  = un coeficiente empírico (aproximadamente 1.70 para un flujo de aproximación simétrico, y 2.20 para un flujo de aproximación lateral).

El principal problema de aplicar, tanto el criterio de Gulliver como el de Blasidell, para determinar el nivel a la cual la toma debe ser sumergida, es la dificultad para localizar en forma precisa las secciones representativas de la tubería en donde el criterio aplica. Además, la toma de El Tornillito es atípica en un número de aspectos: (i) es mas bien inclinada en lugar de horizontal o vertical, (ii) se caracteriza por una larga transición desde las rejillas limpiadoras hasta la tubería circular de presión (una longitud de cerca de 32 m, más del 50% de la longitud total de la tubería). Por esta razón, diversas secciones de toma fueron probadas para determinar el criterio del nivel al cual la toma debe estar sumergida: (i) Sección 1, corresponde a la localización de la compuerta principal de la toma. Esta sección comprende dos aberturas de 5 m de ancho y 9.4 de alto, (ii) Sección 2, 7.7 m de ancho y 5.65 m de alto, representa el comienzo de la transición rectangular a la tubería de presión, (iii) Sección 3, es el comienzo la tubería circular de presión de 5.65 m de diámetro.

La Lamina 10-16 muestra los esquemas de definición de Gordon y Blasidell y las secciones típicas de las tomas seleccionadas para El Tornillito.

#### Lamina 10-16 Esquemas de Definición - Toma



El Cuadro 10-16 muestra el análisis del nivel al cual la toma debe estar sumergida con base a una descarga máxima de la central de 126 m<sup>3</sup>/s al nivel mínimo de operación EL 87. El análisis indica que para la elevación invertida propuesta EL 72, la toma debe estar libre de vórtices. Se espera que el desempeño final de la toma sea determinado por el modelo CFD durante la etapa final de diseño.

**Cuadro 10-16 Análisis del Criterio de nivel de profundidad**  
(Criterio Gordon y Blaisdell)

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Diámetro Equivalente (m)	V (m/s)	No Froude	S/d requerido (m)	S min (m)	S Real (m)	Prueba Profundidad	S/d Real (m)
1	94.0	10.94	1.32	0.13	0.28	3.1	8.9	OK	0.8
2	43.5	7.44	2.85	0.33	0.73	5.5	22.1	OK	3.0
3	25.1	5.65	4.95	0.66	1.46	8.3	27.1	OK	4.8

#### 10.5.4 Tubería de presión

Las tres tomas convergen a las tuberías de presión que conducen a las turbinas de Kaplan. El diseño compacto del proyecto (es decir, una corta distancia horizontal entre la toma y las líneas centrales de las turbinas) y la diferencia de elevación entre la tima y las turbinas requiere una tubería de presión de alta pendiente y ellas son diseñadas a un ángulo de 33° con respecto a la vertical.

El extremo de la pared de separación de la toma que se encuentra aguas abajo sirve para reducir el tamaño de las compuertas de la toma, las dos bahías de entrada de 5 m de ancho convergerán en un solo conducto rectangular de 7.7 x 5.65 m que conduce a la tubería de presión revestida de acero. La tubería de revestida de acero se coloca a una altura por debajo de EL. 64.4, es decir, para presiones excediendo 3.5 Bar. La sección de transición de la forma rectangular a la circular será de acero de 6 m de longitud.

La tubería de presión de acero tendrá un diámetro de 5.65 m, la que limitará la velocidad del caudal a 5 m/s. La tubería de presión será fabricada de acero A516 de grano fino 55 o equivalente. El grosor de las paredes de la tubería de presión de 16 mm se seleccionó con base al grosor mínimo para el manejo e instalación. La pared interior de la tubería de presión será limpiada con chorros de arena y luego recubierta por una resina epóxica resistente a la abrasión.

La longitud total de la tubería de presión desde la pared de separación de la toma hasta la carcasa espiral de la turbina es de 35.1 m, de los cuales 30.1 m estarán recubiertos con acero.

#### 10.5.5 Casa de máquinas

La casa de máquinas se localiza en el margen izquierdo. Es una estructura de concreto reforzada de 23.24 m de ancho, 63.8 m de longitud y 53 m de alto integrada con el cuerpo de la presa. La Lamina 10-14 muestra una sección típica de la casa de máquinas. La longitud de la casa de máquinas está determinada por el tamaño de la tubería de descarga, en tanto el ancho está definido por el número de unidades y por el requerimiento de espacio de la bahía de ensamble.

La base del generador está localizada a EL. 60.8 y ésta tiene un longitud de 63.8 m, incluyendo la bahía de ensamble de 19 m. La bahía de ensamble fue dimensionada para permitir la disposición de todos los componentes principales de una unidad: el estator de generador, el rotor del generador, los soportes de generador, la unidad de excitación, el rodete de la turbina y la cubierta de la turbina. La altura de la casa de máquinas está definida por los requerimientos que tiene la turbina de estar sumergida, el nivel de diseño de desfogue para crecidas y la altura de elevación del puente de la grúa desde la plataforma de acceso de la casa de máquinas.

La resistencia al agua de la casa de máquinas será proporcionada por una pared de concreto aguas abajo. Las fugas serán colectadas y evacuadas por el sistema de drenaje de la casa de máquinas que se localiza bajo EL 40.0.

La estructura acomoda tres unidades Kaplan de 54.5 MW, generadores asincronos y el equipo mecánico y eléctrico auxiliar. La base para la turbina de 16 m de ancho en la casa de máquinas es servida por la grúa de puente de la casa de máquinas. La casa de máquinas está provista de un edificio auxiliar de 8 m de ancho en el extremo aguas arriba en donde se acomoda el cuarto de control, las oficinas y el equipo auxiliar de la casa de máquinas.

La estructura de la casa de máquinas comprende 7 niveles, conectados verticalmente mediante dos escaleras y dos ascensores. Una de las escaleras y un ascensor se localizan en el edificio auxiliar y éstas proporcionan una comunicación vertical entre la elevación EL 71.8 de la casa de máquinas y EL 44.6 (el piso de la turbina). La escalera aguas arriba y el ascensor conectan la plataforma de entrada de la casa de máquinas en EL 71.8 y el piso del eje de la turbina en EL 50.0. El último elevador tendrá un tamaño mayor y una capacidad adecuada para transporte de carga. Los Planos T-CM-10 y T-CM-16 muestran los detalles de los arreglos internos de la casa de máquinas, y se describen más adelante.

La entrada al edificio principal de la casa de máquinas y al edificio auxiliar será desde la plataforma de acceso a EL 71.8 la cual es la parte superior del piso de la casa de máquinas. El acceso de equipo al interior de la casa de máquinas será a través de una puerta de rodillo de 6 m de ancho que da acceso a una plataforma de 9 m de ancho localizada 11 m arriba de la base del generador. El edificio auxiliar de la casa de máquinas tendrá una entrada separada a EL 71.8 y esta acomodará un área de recepción, el cuarto de control, oficina y cafetería.

El piso a EL 66.3 se extiende sólo sobre el edificio auxiliar y este acomoda el taller eléctrico y mecánico, oficinas y sala de reunión.

EL 60.8 es el piso principal de la casa de máquinas y cubre la bahía de ensamble, el piso del generador y el acceso a la galería de las descargas de fondo. El piso acomoda el generador y el equipo de protección. El piso acomoda dos compuertas de piso removibles de 2 x 3 m que permiten el acceso vertical del equipo a los pisos inferiores.

En EL 55.8 se localiza el revestimiento del generador, las baterías y la central del sistema de corriente directa. El piso a EL 48.5 acomoda el sistema de aire comprimido y de lucha contra incendios, además provee acceso lateral al eje generador turbina y acceso superior a la carcasa espiral de la turbina.

El piso a EL 44.6 tiene 6 m de ancho y acomoda las bombas de lucha contra incendio y este provee acceso al sistema de drenaje de la casa de máquina que se localiza en EL 40. El acceso para el mantenimiento de la galería aguas arriba de inyección/drenaje/instrumentación será a través del cuarto de drenaje en EL 40.

#### 10.5.6 Desfogue

La casa de máquinas descargará en el desfogue de 90 m de longitud. El canal de desfogue tendrá una inclinación que se incrementa gradualmente hasta alcanzar una pendiente del 12% desde la salida del tubo de descarga a EL 37.3 hasta la base del desfogue en EL 48.0. El diseño del desfogue está determinado por el esfuerzo de minimizar las velocidades y las pérdidas hidráulicas del desfogue asociadas. El desfogue se diseña tan lejos como sea posible de la zona de erosión que se formará como resultado de la operación del vertedor y de las descargas de fondo. En consecuencia, la pared de soporte del desfogue esta alejada por un ángulo de 20° desde el vertedero y la trayectoria de los chorros de las descargas de fondo.







### 10.5.7 Vertedor

El vertedor es, junto a las descargas de fondo, conducen en forma segura el caudal de diseño de crecida de 14,200 m<sup>3</sup>/s. El caudal de diseño del vertedor se ha establecido en 10,650 m<sup>3</sup>/s (es decir, ligeramente mayor del caudal registrado durante la crecida del huracán Mitch). Los restantes 3,550 m<sup>3</sup>/s serán descargados a través de las 6 descargas de fondo, es decir, fue asumido en forma conservadora que 3 de las salidas de fondo se encontrarán fuera de servicio durante ese evento.

El vertedor está formado por cuatro bahías con compuertas de 17 m de ancho y está diseñado para la descarga máxima de cada unidad 157 m<sup>3</sup>/s/m con el nivel del embalse a FSL 99.0. El vertedor en forma de gola inversa conduce hacia unos cortos conductos de vertido y el salto ski para la disipación de energía. La sección del vertedor está diseñado para mantener el flujo en contacto con la superficie de éste desde la cresta hasta el borde del salto ski. La condición del flujo sobre las curvas verticales del vertedor corto es altamente curvilínea. La forma de gola inversa del vertedor continua hasta el salto ski diseñado para desviar lejos de los cimientos de la presa el chorro a un ángulo de 25° de la horizontal. El salto ski está diseñado con un radio de 28 m, el cual representa cerca de 4 veces la profundidad del máximo caudal que entra requerido por el criterio de diseño del salto ski (7).

El vertedor será equipado con cuatro compuertas radial de 17 m de ancho y 18.79 m de alto. Las puertas tienen un radio de 21 m y se operarán de forma hidráulica. Los muñones y los puntos de elevación se seleccionaron con el fin de minimizar la capacidad de levantamiento de la compuerta. El soporte de la compuerta se localiza cerca de la cresta del vertedor, lo cual limita la presión negativa durante la operación con las compuertas parcialmente abiertas.

Cada compuerta incluirá en el centro de las compuertas un faldón de 10 m de ancho por 3 m de alto operado hidráulicamente. La función principal del faldón será la de permitir un control preciso del nivel del embalse sin la necesidad de operar las puertas principales del vertedor o las descargas de fondo.

Las compuertas de mantenimiento aguas arriba tienen como función vaciado y el mantenimiento de las compuertas principales del vertedor. Los cierres (stoplogs) se operarán desde la cresta de la presa mediante la grúa de pórtico.

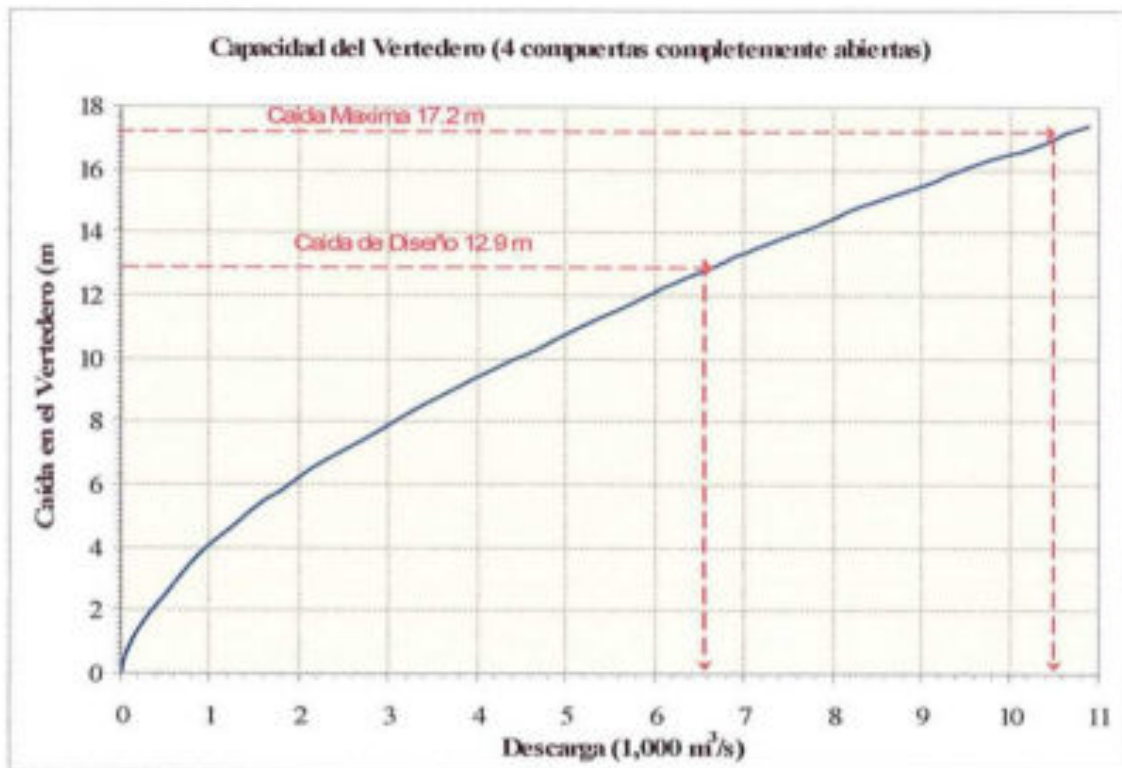
Tanto la superficie del vertedor como las vigas en contacto con los caudales a alta velocidad, serán construidos con concreto resistente a la abrasión de sílice tipo humeante.

#### Capacidad del Vertedor

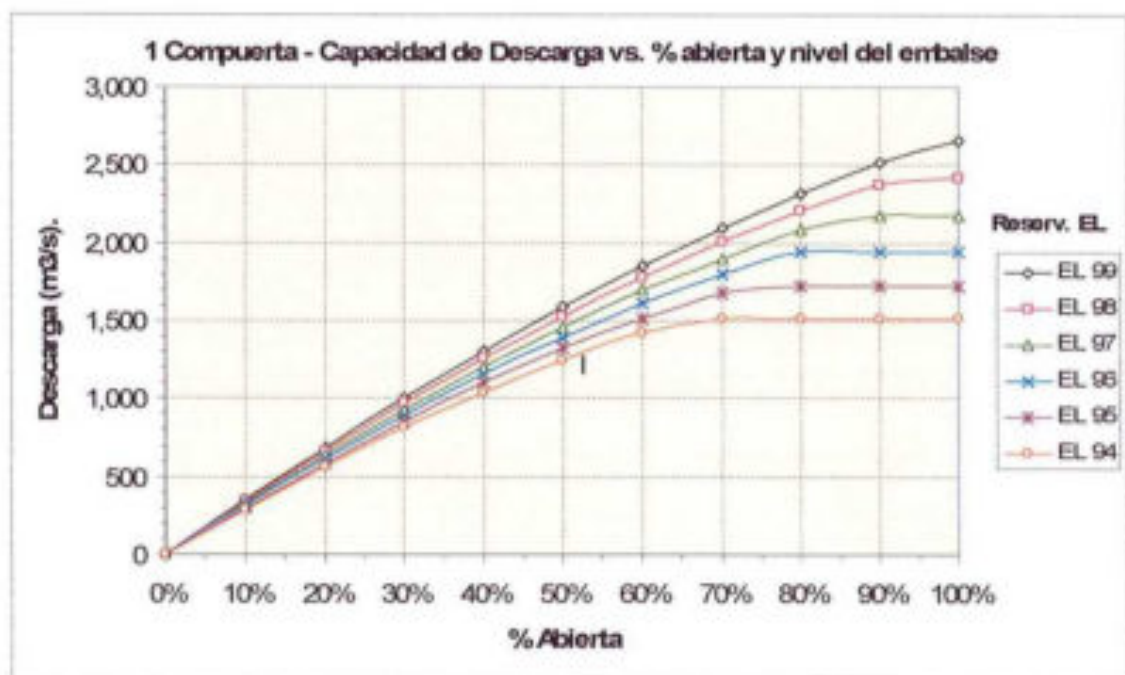
La hidráulica del vertedor se evaluó de acuerdo a lo establecido en "Hydraulic Design of Spillways" <sup>(8)</sup> (Diseño Hidráulico de Vertedores) del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE) que toma en cuenta las condiciones de aproximación del caudal, la geometría de las vigas y estribo, la longitud efectiva del vertedero y el coeficiente variable de descarga. Con el fin de maximizar la capacidad descarga, la caída de diseño se estableció al 75% de la máxima caída. Esto resulta en un incremento de la capacidad máxima de caudal pero también reduce la presión negativa a lo largo de la superficie en forma de gola invertida. Por la misma razón se seleccionaron las vigas aguas arriba de forma triangular como las más eficientes desde el punto de vista hidráulico.

La capacidad de las 4 compuertas completamente abiertas se muestra en la Lamina 10-19 y la capacidad para una sola compuerta abierta parcialmente se muestra en la Lamina 10-20. En el Apéndice 3.2 del informe se presentan parámetros hidráulicos adicionales.

Lamina 10-19 Capacidad del Vertedero – 4 Compuertas completamente abiertas



Lamina 10-20 Capacidad del Vertedor – 4 Compuertas parcialmente abiertas



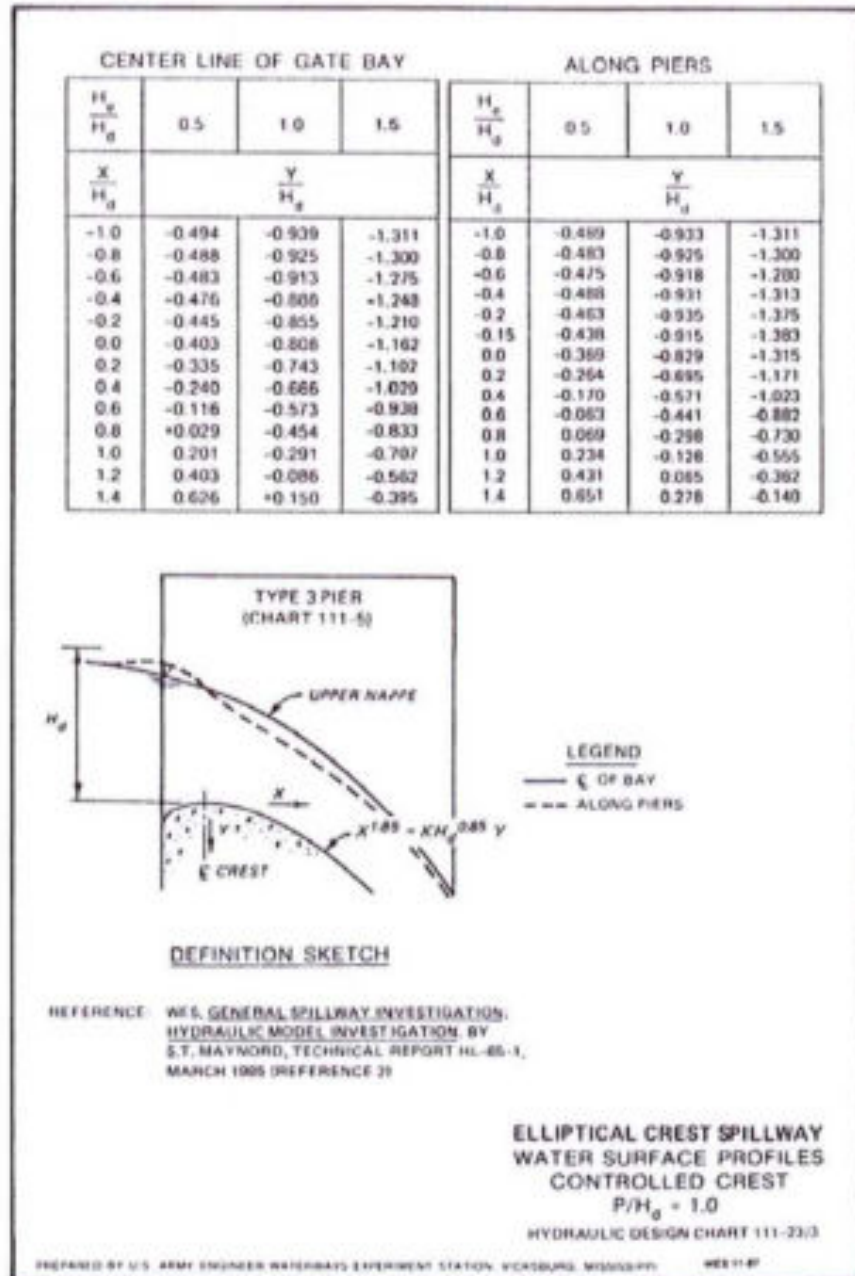
**Perfiles de superficie de agua y presiones**

El vertedero en forma de gola invertida y el soporte de la compuerta se localizan cerca de la cresta del vertedor, lo cual limita la presión negativa durante la operación de las compuertas parcialmente abiertas. Se debe tener cuidado, sin embargo, en la forma de la superficie de la cresta en donde cualquier irregularidad producirá una presión negativa causada por desajustes abruptos, depresiones, o proyecciones que amplificarán la presión negativa a una magnitud en donde se pueden desarrollar condiciones de cavitación. La presión negativa sobre la cresta puede resultar en un sistema de fuerzas actuando tanto aguas arriba como aguas abajo. Durante el diseño detallado estas fuerzas deben ser consideradas en el análisis de estabilidad estructural de la cresta del vertedor.

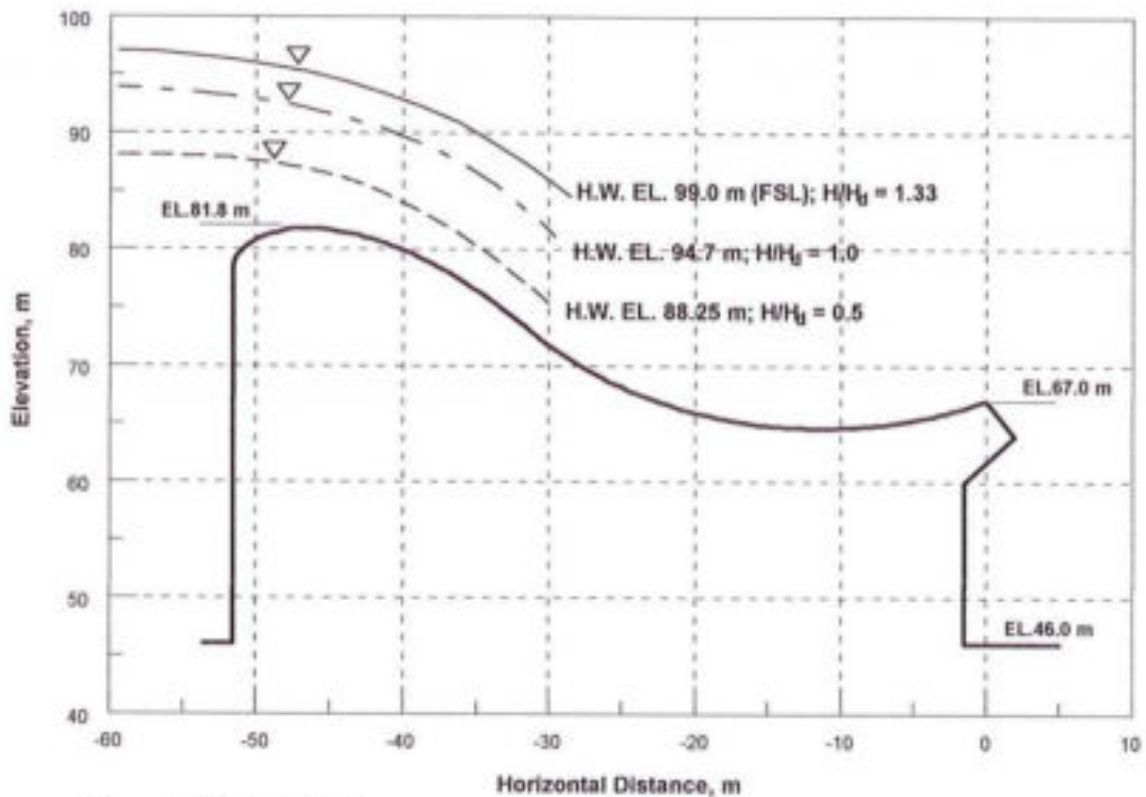
El caudal sobre la sección relativamente corta de la cresta del vertedor en forma de gola invertida y el salto ski de 28 m de radio es altamente curvilíneo y tridimensional. Las boquillas de las vigas triangulares adoptadas para el vertedor incrementan la capacidad de descarga pero también incrementan la máxima presión negativa a lo largo de la viga y esto requiere de una atención especial. Los perfiles de superficie de agua y las distribuciones de presión pueden ser obtenidos de una manera más apropiada mediante la modelación avanzada de CFD (Análisis de Dinámica de Fluidos) o utilizando un modelo de física hidráulica a una escala lo suficientemente grande. En la etapa de factibilidad los perfiles de superficie agua y las distribuciones de presión aproximadas fueron se analizaron con las pruebas desarrolladas por la Estación de Experimentación de Canales (WES) del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE). La información para esta prueba puede ser encontrada en el Criterio de Diseño Hidráulico (HDC)<sup>(19)</sup> aplicable a presas en donde el caudal puede discurrir sobre las crestas (rebose) con diferentes de tipos de vigas. Los tipos de vigas incluyen, obtusas, forma de bala y vigas con boquillas en forma elíptica. No se existe información disponible para presas de rebose con boquillas para vigas de forma triangular, tales como las adoptadas para el vertedor de El Tornillito. La mejor información disponible para desarrollar el perfil aproximado de agua es el conjunto de información desarrollado para boquillas de viga de forma elíptica con profundidad de flujo (P) de aproximación igual a la caída de diseño del vertedor (Hd), es decir,  $P/Hd = 1.0$  (HDC Gráfica de Diseño Hidráulico 111-23/3, como se muestra adelante). Una gráfica para  $P/Hd = 1.0$  y caída de embalse de  $H/Hd = 0.5, 1.0$  y  $1.5$  se muestra en la Lamina 10-21.

Con base en el diagrama de diseño que se muestra en la Lamina 10-21, se construyeron los perfiles de superficie de agua sobre la sección de la cresta del vertedor para niveles de agua de EL 99.0 y EL 88.3, estos se muestran en la Lamina 10-22. La misma Lamina proporciona una distribución aproximada de presiones sobre el vertedor. La distribución de presiones se construyó con base en la información proporcionada en el diagrama de diseño 111-24/8 para  $P/Hd = 3.4$  de HDC<sup>(19)</sup>.

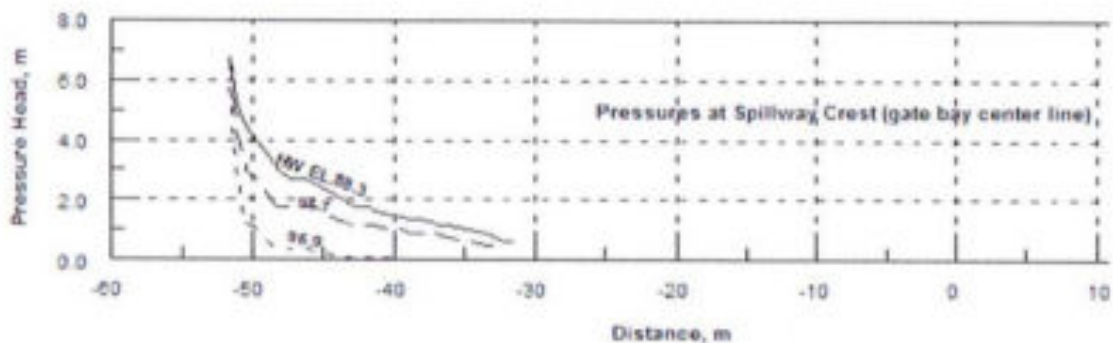
Lamina 10-21 Información para perfil de superficie



Lamina 10-22 Aproximación de perfiles y distribución de presiones

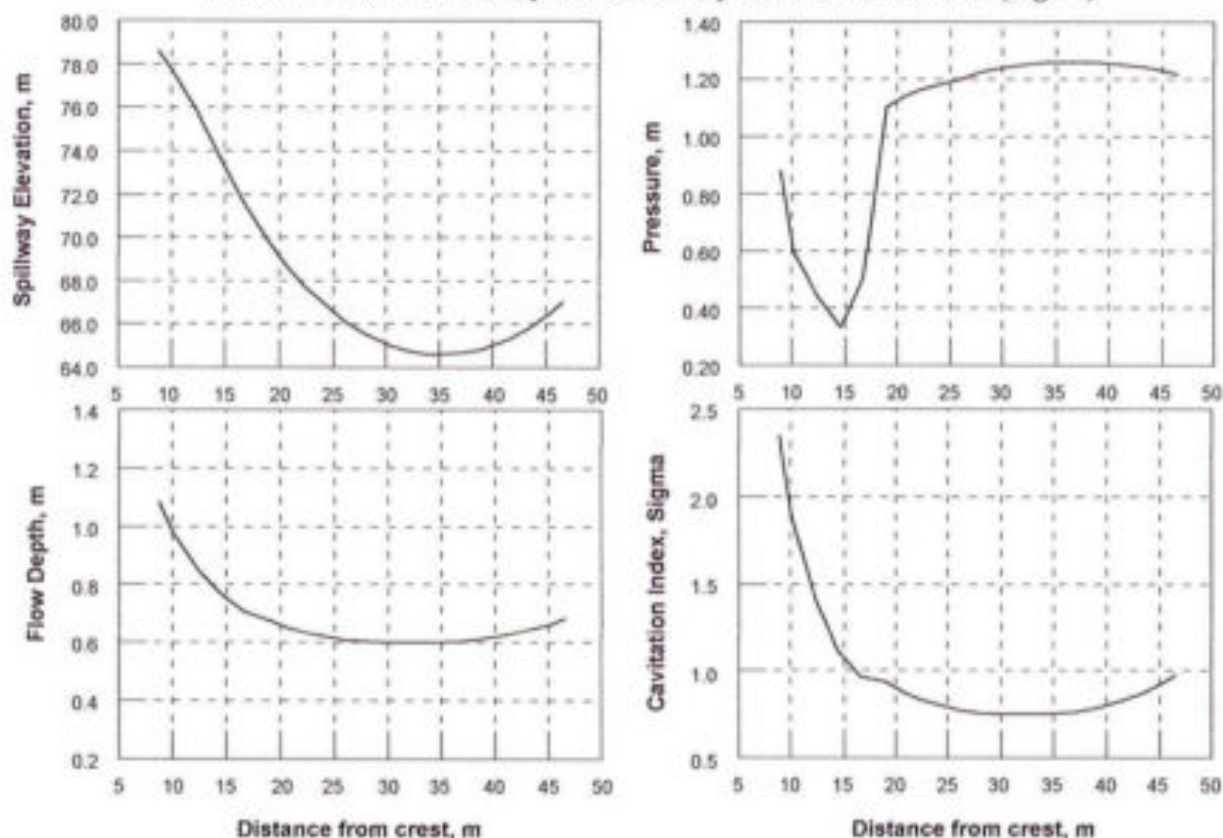


Reference: HDC Chart 111-23/3



Para la operación del vertedero a bajas caídas con las compuertas abiertas, el flujo de agua a lo largo de los canales cortos del vertedor se comporta de una manera básicamente unidimensional. Se aplicó el modelo para análisis unidimensional del flujo sobre el vertedor WS77 para investigar el comportamiento hidráulico del vertedor aguas debajo de la sección de la cresta y los resultados para la descarga del vertedor a un 25% de la caída de diseño se muestran en la Lamina 10-23. Para caídas mayores el caudal no se comporta más de la forma unidimensional y el comportamiento hidráulico sólo puede ser obtenido con análisis en dos o tres dimensiones o modelos de física hidráulica a una escala adecuada.

Lamina 10-23 Presiones, profundidades y Índice de cavitación (Sigma)



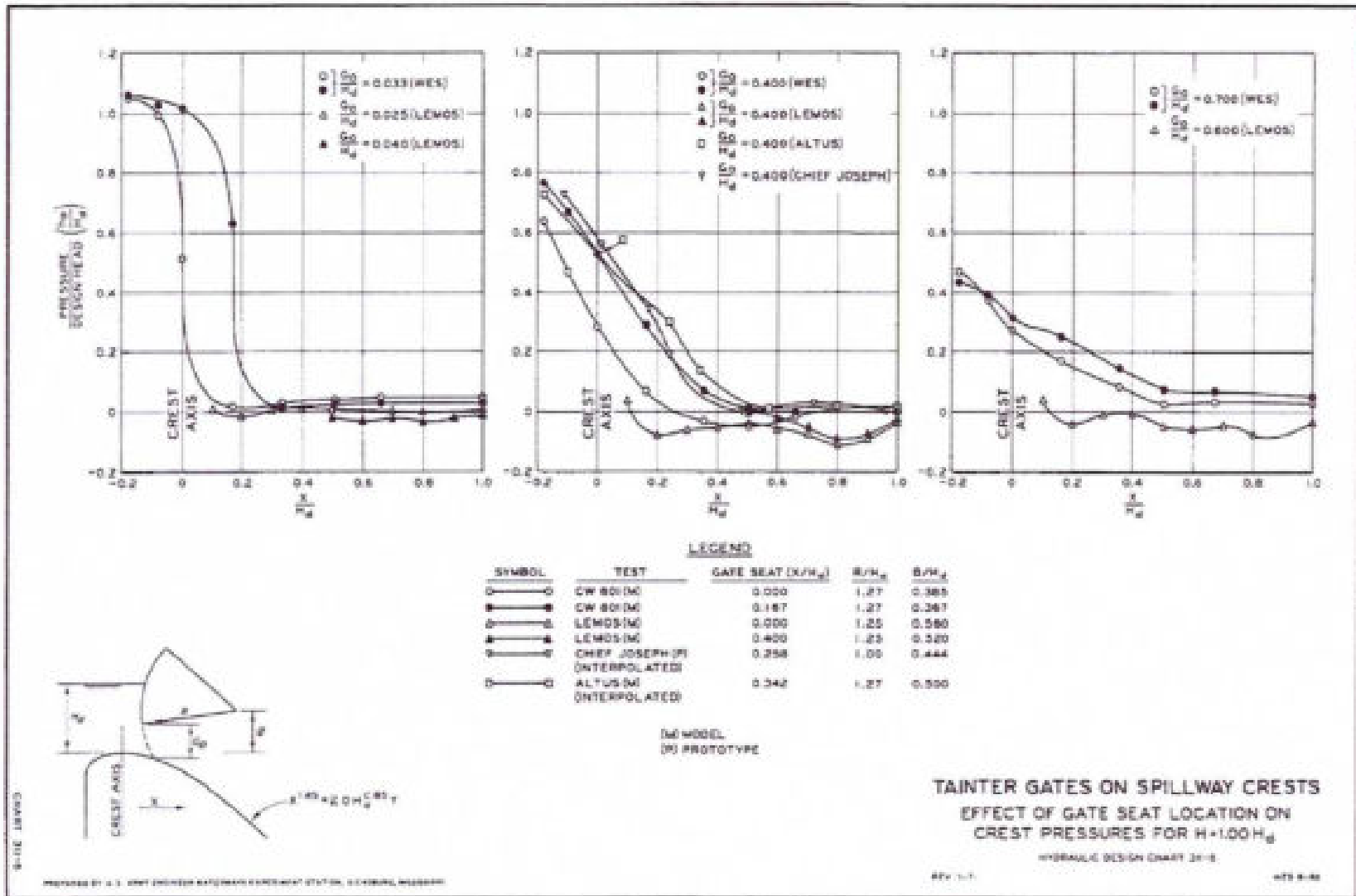
Note:  
HW = EL. 85.00 m; Gates open full;  $H/H_0 = 0.25$ ;  $Q = 176 \text{ m}^3/\text{s}$  per gate

*Para descarga del vertedor de 25% de la caída de diseño (12.9 m) con nivel a EL. 85*

#### Descarga del Vertedor a Pequeñas Aperturas de las Compuertas

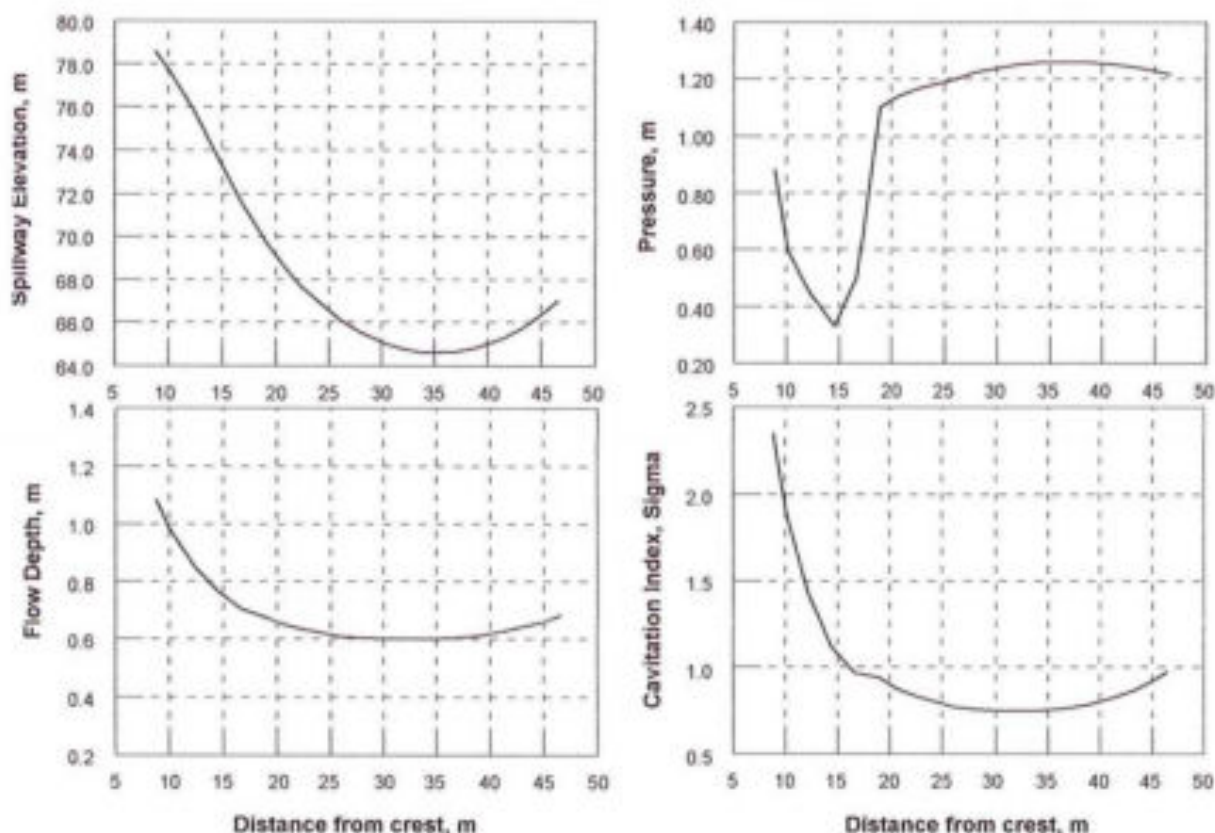
El soporte de la compuerta ha sido diseñado para minimizar las potenciales fuerzas de arrastre y vibración. Se esperan las más altas velocidades cuando las compuertas operen a aperturas pequeñas y el nivel se encuentre en FSL. Para una apertura del 10% y FSL 99.0, se espera una velocidad de cerca de 17.5 m/s en las inmediaciones de la cresta. Con base en la información desarrollada por WES HDC<sup>(19)</sup> (Lamina 10-22) y la localización del muñón, se espera una presión negativa en la cresta de -1.55 m. No se espera cavitación para esta pequeña presión negativa. Se llevó a cabo un análisis de flujo unidimensional WS77 para determinar las profundidades del flujo, presiones y potencial cavitación para alcance de la sección de cresta aguas abajo, tal y como se muestra en la Lamina 10-24. Los resultados muestran que la posibilidad de cavitación disminuye aún mas aguas abajo.

Lamina 10-24 Presión de cresta del vertedor con compuertas





**Lamina 10-25 Presiones calculadas, profundidad y índices de cavitación (Sigma)**



Note:  
HW = EL. 85.00 m; Gates open full;  $H/H_0 = 0.25$ ;  $Q = 176 \text{ m}^3/\text{s}$  per gate

*para descargas del vertedero de  $350 \text{ m}^3/\text{s}$  con compuertas abiertas al 10% y nivel a EL. 99m*

#### Trayectorias de chorro libre del salto ski y Profundidad Final de Erosión de la Laguna de Inmersión

El salto ski es un dispositivo eficiente para la disipación de energía en presas de gran altura. A excepción de bajos caudales, la disipación de energía toma lugar principalmente en el aire y en la laguna de inmersión aguas debajo de la presa. Sin embargo, en ciertas ocasiones ocurre una severa erosión aguas abajo de la presa como resultado de la operación del salto ski.

Por esta razón, el salto ski se diseña usualmente para descargar el caudal lo más lejos posible aguas abajo de la presa. Esto también conlleva la más alta dispersión de chorro y por lo tanto la mayor disipación de energía. Una porción de la energía de chorro se disipa por la interacción con la frontera aire-agua, lo que da como resultado la formación considerable de rocío.

La energía producto del impacto del chorro es significativa y como resultado se producen huecos de erosión inclusive si el lecho es de roca. La formación de estos huecos de erosión es a menudo rápida y depende más de los parámetros hidráulicos que de las condiciones geológicas. La distancia de la trayectoria del chorro depende de la velocidad de éste, el ángulo de salida y la distancia vertical desde el borde de salida y el área de impacto. En la mayoría de las trayectorias de los prototipos éstas son de alguna manera mas cortas y

tienen un ángulo de impacto mas agudo que en los modelos o en las trayectorias teóricas. Esto es debido a la mayor resistencia del aire que encontrada en los prototipos.

Cuando un chorro libre cae verticalmente sobre el lecho del rio, la laguna de inmersión será socavada a una profundidad que está relacionada con la descarga, la altura de caída, la profundidad del desfogue y el material del lecho. El lecho del rio es socavado como resultado de las fuerzas de abrasión de la mezcla altamente turbulenta de agua y sedimento que se encuentra dentro de la laguna. Finalmente, la erosión alcanzará una profundidad limite en donde la energía del chorro no es la suficiente para remover el material de lecho agujero.

La relación que más frecuentemente se utiliza para la estimación preliminar de la profundidad máxima de la socavación es la ecuación de Veronese<sup>(24)</sup>,

$$D_s = 1.89 H_T^{0.225} q^{0.54}$$

donde

$D_s$  es la máxima profundidad de socavación por debajo del nivel de desfogue,

$H_T$  es la elevación de caída desde el embalse hasta el desfogue, en metros, y

$q$  es la descarga unitaria, en metros cúbicos por segundo por metro.

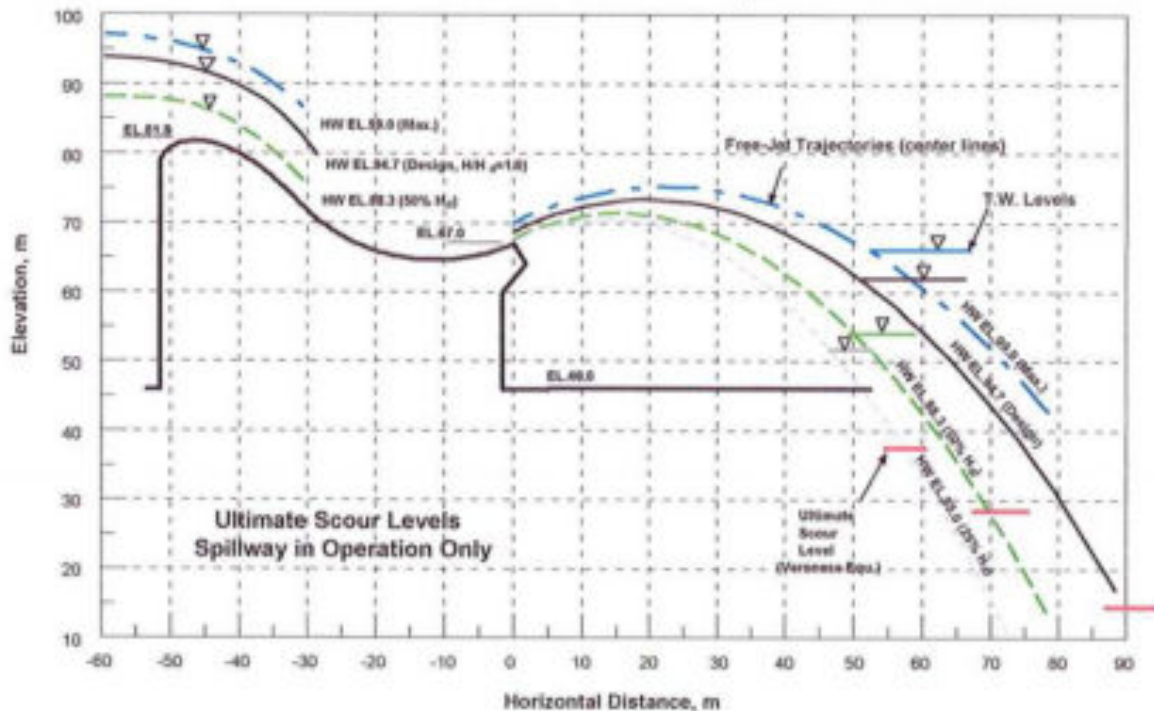
Los resultados de la ecuación de Veronese para los parámetros de El Tornillito se resumen en el Cuadro 10-17 y en la Lamina 10-25.

**Cuadro 10-17 Cálculos preliminares de la socavación**

Nivel de Caída	Descarga, m <sup>3</sup> /s				Desfogue	Caída	Profundidad Máxima	Nivel Final Socavación	Nota
	Vertedor	P.H.	B. Salida	Total					
94.7	6656.0	0.0	0.0	6656.0	62.0	32.7	49.2	12.8	H = 1.0Hd
88.3	2104.0	0.0	0.0	2104.0	55.0	33.3	26.5	28.5	H = 0.5Hd
85.0	705.0	0.0	0.0	705.0	52.5	32.5	14.6	37.9	H = 0.25Hd
99.0	10680.0	0.0	0.0	10680.0	66.5	32.5	63.5	3.0	H=1.33Hd (a FSL)
99.0	10680.0	0.0	4940.0	15620.0	72.0	27.0	60.9	11.1	B. descarga abierta
99.0	10680.0	378.0	4940.0	15998.0	73.0	26.0	60.3	12.7	B. Descarga y PH abierta
99.0	4740.0	0.0	5400.0	10140.0	66.0	33.0	41.1	24.9	Vertedor abierto al 50%

La erosión en la laguna de inmersión causada por la acción de chorro es hidrológicamente compleja y es un proceso asociado al sitio. El proceso depende de muchos factores incluyendo el diseño del vertedor y del salto ski, la energía llevada por el chorro, la con laminación y profundidad de la laguna de inmersión, la geología del lecho de rocas, etc. Para el proyecto El Tornillito, la complejidad hidráulica será incrementada aún mas por la presencia cercana de los chorros horizontales saliendo de las descargas de fondo y por el desfogue de la casa de máquinas en la vecindad inmediata. Además, como parte del diseño final del proyecto será importante una evaluación más detallada de la erosión aguas abajo y los patrones de acumulación que resultan de la operación combinada de las descargas de fondo, el vertedor y la casa de máquinas.

Lamina 10-26 Erosión resultando de la operación del vertedero



### 10.5.8 Descargas de Fondo

El diseño final considera ocho descargas de fondo, 2 por cada bahía del vertedor. Las descargas de fondo juegan un papel fundamental en el diseño del proyecto y cumplen un número importante de funciones importantes:

Desvío durante la construcción, etapas 2 y 3,

Remoción y Descarga de los sedimentos durante la operación del embalse,

Control de crecidas, en combinación con el vertedor superficial.

En consecuencia, las descargas de fondo requieren de una alta confiabilidad de operación. Después de considerar tanto compuertas verticales como radiales, éstas últimas fueron adoptadas. La principal ventaja de las compuertas tipo radial en comparación a las compuertas verticales de ruedas es la ausencia de ranuras de compuerta propensas obstruirse con sedimentos y desechos. No se ha propuesto una pantalla rústica para las descargas de fondo debido a que su gran tamaño este permite el paso de inclusive grandes desechos (por ejemplo, troncos sumergidos). La presencia de barras rústicas podría originar la acumulación de desechos y sedimento al frente de las descargas de fondo que serian difíciles de limpiar. Esto podría reducir la confiabilidad de la operación de la estructura.

Las descargas de 7 m x 9 m (ancho por alto) convergerán a las aperturas de las compuertas de 7 m x 5 m, tal y como se muestra en la Lamina 10-28 y en el Plano T-P-08. La capacidad de descarga de las compuertas de fondo depende de un número de parámetros: condiciones de caudal libre o sumergido (caudal libre durante la construcción del desvío), nivel del embalse aguas arriba, abertura de la compuerta y nivel de desfogue.

Los analices preliminares indican que la flujo por la descarga de fondo será de su superficie libre hasta el nivel de desfogue de unos EL 55 (que corresponde a un caudal de canal aguas debajo de unos 2,100 m<sup>3</sup>/s),

pero el caudal se llegará hacer presurizado para elevaciones mayores del desfogue. En consecuencia, para la misma apertura de la compuerta la salida de la descarga de fondo se verá reducida cuando las descargas operen simultáneamente con el vertedor. Esto es debido a un nivel de desfogue más alto y turbulencia adicional causada por el chorro de introducido por el vertedor. La capacidad preliminar de una sola descarga en función de la apertura, la elevación del embalse y el nivel del desfogue se muestran en las Laminas 10-24 y 10-25. En el Apéndice 3.2 se muestran parámetros adicionales de las descargas de fondo.

Las descargas de fondo serán controladas mediante cilindros hidráulicos operados desde la galería de descarga de fondo a los que se puede acceder desde el piso del generador en la casa de máquinas. Dado el riesgo de inundación de la casa de máquinas desde la galería de compuertas, la galería estará aislada mediante una compuerta sellada de contención. Las compuertas de fondo y la galería de compuertas se muestran en los planos T-P-06 y T- P-10.

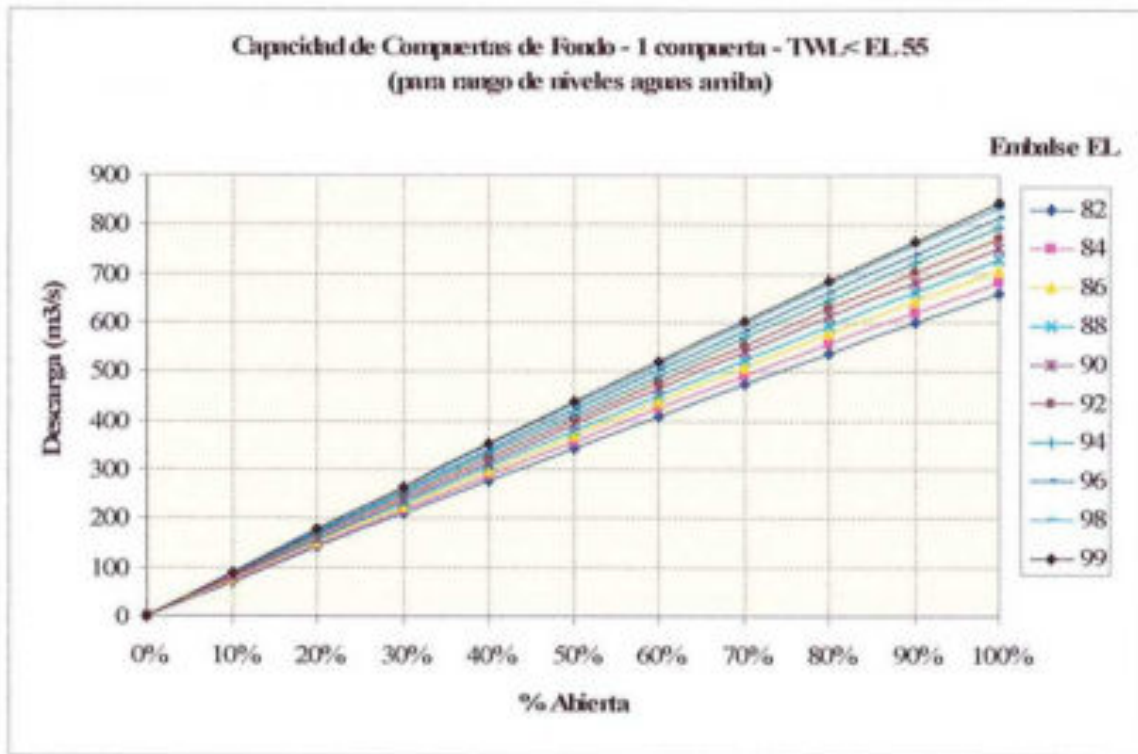
Las compuertas de mantenimiento aguas arriba están previstos para el mantenimiento de las compuertas radiales. Los cierres se operarán desde la cresta mediante la grúa de galería aguas arriba. Una vez que los cierres aguas arriba se colocan, es posible elevar las compuertas radial por encima del desfogue y accederlas para el mantenimiento a través de las aperturas del cubo de las escaleras existente en el piso de la galería. La eliminación del agua de la descarga de fondo es posible únicamente durante los caudales bajos. La eliminación de agua requiere la colocación de bolsas de arena en el umbral de salida de aguas abajo.

Se esperan altas velocidades a través de la descarga de fondo. A un nivel de embalse de FLS 99.0, la velocidad aguas abajo en la compuerta puede alcanzar cerca de 26 m/s para una compuerta parcialmente abierta (cerca de 10%). Los análisis preliminares muestran un índice de cavitación de cerca de 0.30 y el potencial de cavitación debe ser evaluado cuidadosamente durante el diseño final. Con compuertas abiertas entre el 10 hasta 15% aproximadamente, el incremento en el nivel del desfogue puede causar un movimiento de salto hidráulico en movimiento dentro del conducto, lo que puede crear paquetes de aire comprimido y causar una operación irregular de las compuertas. Estos potenciales problemas deben ser investigados a través de un modelo de tres dimensiones de flujo en movimiento CFD.

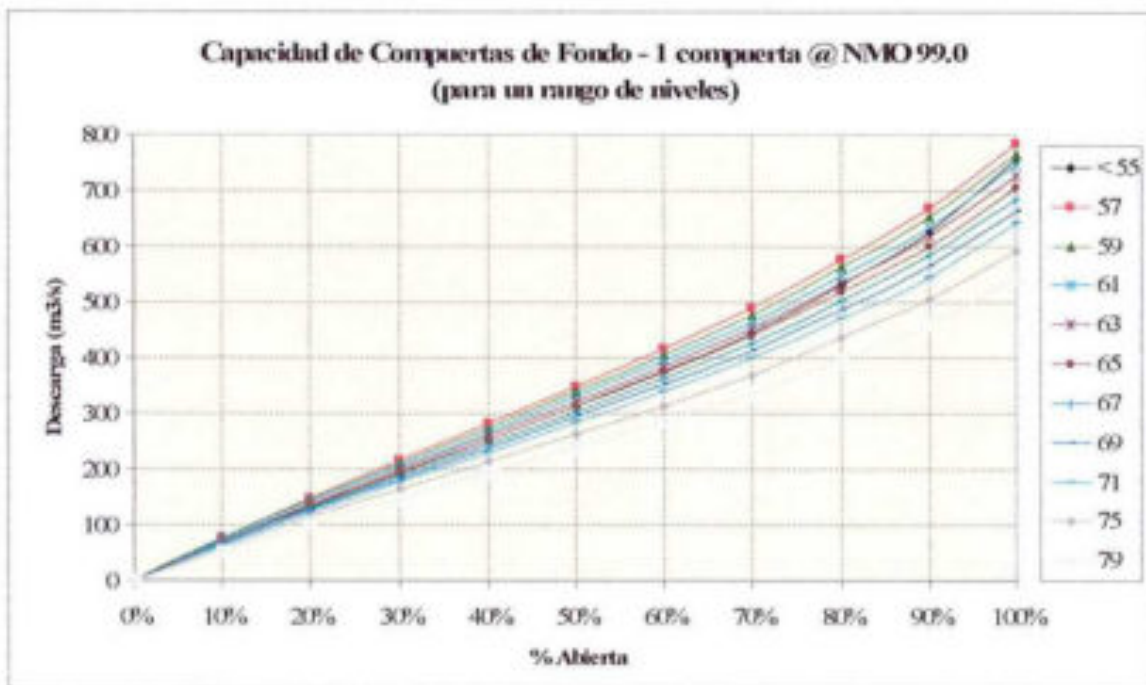
Dada la alta velocidad y la función de arrastre de sedimentos, las descargas de fondo necesitan estar revestidas de acero. Se propone durante la etapa de factibilidad una sección de 18.5 m de longitud revestida de acero, y el resto del conducto de concreto de sílice humeante de alta resistencia y resistente a la abrasión. La geometría del conducto y la extensión del revestimiento de acero deben ser confirmadas durante la modelación CFD.

Como se esboza en el Capítulo 8 (Sedimentación) del informe, las descargas de fondo jugarán un papel importante en el arrastre del sedimento fuera del embalse. Ellas también serán la primera línea de control de inundaciones, es decir, ellas operarán con mucha más frecuencia que el vertedor de superficie.

Lamina 10-27 Caudal de salida vs. nivel del embalse y apertura de compuerta



Lamina 10-28 FSL 99.0- Caudal de salida vs. Desfogue y apertura de compuerta



#### 10.5.9 Descarga de caudal de compensación

La descarga del caudal de compensación ha sido diseñada para dejar pasar un flujo ecológico de 7 m<sup>3</sup>/s sin tener que operar el vertedor o las compuertas de la descarga de fondo. La descarga comprende:

Una toma a EL. 74.8 localizada adyacente a las tomas de las 3 unidades. La toma estará equipada con rejilla limpiadora y una compuerta operada desde la cresta de la presa.

Una tubería de acero de 64 m de longitud con un diámetro interno de 1.25 m colocada en vigas de concreto separando la casa de máquinas y el vertedero.

Descarga equipada con una válvula de disipación de energía.

La descarga del caudal de compensación liberará el caudal ambiental mínimo en situaciones cuando la central esté fuera de operación.

#### 10.5.10 Estudio del modelo hidráulico

Como se menciona en las Secciones 10-5.7 y 10.5.8, el proyecto presenta una hidráulica altamente compleja que necesita ser evaluada en mayor detalle a través de modelos hidráulicos comprehensivos. La modelación probablemente requerirá de modelos numéricos completos de flujo turbulento CDF de tres dimensiones y/o un modelo físico a gran escala. Los objetivos principales de un estudio de modelo hidráulico serían los siguientes:

La evaluación preliminar de las capacidades del vertedor y de las descargas de fondo para diferentes escenarios de operación, incluyendo su operación individual y combinada.

Evaluación y optimización de la descarga de fondo: (i) capacidad, velocidad, cavitación potencial y requerimientos de revestimiento de acero, (ii) operación bajo flujo libre, transición y sumergido, (iii) geometría del chorro de salida con respecto a la formación aguas abajo de agujeros de erosión.

Optimización de la geometría de la superficie del vertedor con respecto a la capacidad de flujo, distribución de presión, condiciones de entrada, etc.

Modelación detallada de la formación aguas abajo de agujeros de erosión y patrones de acumulación de sedimentos para el rango completo de condiciones de operación.

Operación combinada del vertedero, descarga de fondo y casa de máquinas: (i) niveles y capacidad del desfogue, (ii) corrientes de recirculación y sus potenciales impactos, optimización de las reglas de control de inundaciones, es decir, la secuencia y magnitud de la apertura de las compuertas.

Hidráulica de aguas arriba: (i) toma, tubería de presión, condiciones de aproximación a las descargas de fondo para el rango de escenarios de operación, (ii) vórtices de toma, (iii) perfiles de acumulación de sedimentos aguas arriba de la presa.

#### 10.5.11 Subestación y línea de transmisión

La subestación del proyecto se localiza en el margen izquierdo cercano a EL. 100. El acceso a la subestación se realiza a través de una carretera de 350 m de longitud desde la presa. El patio de maniobras se localiza en un área relativamente plana, y tiene una dimensión de cerca de 50 m x 50 m, como se muestra en los Planos T-G-05 y T-S-01.

Es una subestación con esquema en anillo de 5 interruptores. Los interruptores son de tanque muerto.

Las cuchillas van montadas verticalmente a los pórticos y solo las de salida van horizontalmente; hay dos transformadores para servicio auxiliar de 50 KVA, 138 kV/120-240V conectado a cada una de las salidas que van hacia la subestación (Caracol).

Hay una caseta de control que contendrá el equipo de control, medición y protección de la subestación. Cuenta con cerco perimetral que evita la entrada de personas no autorizadas a la subestación. Se deben dejar previstos calles dentro de la subestación para la entrada de vehículos durante el mantenimiento y operación; los transformadores de corriente son del tipo pasatapa y van en los interruptores de potencia, por lo que no requieren pedestales de montaje. Los transformadores de potencial van sobre vigas que están colocados en los pórticos.

La subestación tendrá barras flexibles en lugar de rígidas para completar el esquema de anillo.

La operación de control de la subestación se hará mediante comunicación con fibra óptica desde el caseta de control de la casa de máquinas.

El proyecto suministrará energía a la subestación de Caracol Knits a través de una línea de transmisión de 12 km de longitud, 138 kV de doble circuito-doble conductor. La ruta de la línea y el diseño preliminar se muestra en los diagramas T-T-03 al T-T-09.

#### 10.5.12 Camino de Acceso

El proyecto hidroeléctrico El Tornillito está ubicado a una distancia aproximada de 10 Km al suroeste de la ciudad de Villanueva, Cortes, su acceso es a través de una carretera de tercerera en muy buen estado, que de esa ciudad conduce a la aldea de El Perico. A esta aldea se puede acceder con cualquier tipo de vehículo. Desde esta carretera existe un camino "real" (Municipal) hasta la hacienda "Osorto". El camino "Real" fue construido sin ninguna especificación y se encuentra en muy mal estado y sólo puede ser transitado por vehículos con doble tracción. Este camino termina a unos 500 m del sitio de presa, hasta el que se puede caminar.

El camino de acceso sigue la siguiente ruta: saliendo de Villanueva por la carretera hacia El Perico y al llegar al desvío a El Capulín, se toma este desvío hasta llegar a la hacienda de Don Pedro Osorto, pasando ésta se llega al final del camino, donde se deja el vehículo se continúa a pie por espacio de unos 500 m y se llega al área de presa.

En su condición presente, se puede llegar al sitio con una camioneta de doble tracción. La mayoría de la ruta esta asfaltada o de tierra, pero en muy buena condición. Solamente los últimos 2-3 kilómetros necesitan una inversión importante para mejorar su condición para la construcción.

Para su construcción y operación el proyecto requerirá la reconstrucción del tramo de acceso correspondiente al camino "real" en algunos tramos con alineamientos nuevos y en otros sobre la misma ruta, un tramo completamente nuevo en la hacienda "Osorto y la aproximación final al sitio de presa. También serán requeridos algunos caminos nuevos permanentes y/o temporales. Para estos efectos se elaboró un Diseño Básico de la Carreteras del proyecto El Tornillito, que incluyó, además del camino principal de acceso, tramos carreteros a canteras, botaderos, presa, casa de máquinas, subestación, puente, planta de agregados y las ataguías. El Diseño Básico incluyó selección de rutas, topografía, curvas verticales, curvas horizontales, diseño de rasante, cálculo de volúmenes, drenajes y evaluación de alternativas.

Las longitudes de las carreteras se presentan a continuación:

Acceso principal	8.3 km
------------------	--------

---

Acceso a casa de máquinas	0.37 km
Acceso planta de agregados	0.83 km
Acceso a puente temporal	0.28 km

Los tramos anteriores dan acceso al resto de las áreas de trabajo.

El Diseño Básico se hizo considerando principalmente la circulación de un camión articulado del tipo T3-S2, que está formado por un cabezal de 3 ejes y un remolque de 2 ejes de 40 a 45 pies (12.2 a 13.7 m) y que pesa alrededor de 33 toneladas. La velocidad de diseño es de 30 Km/hora. El radio mínimo de curva horizontal fue de 30 m. Pendiente máxima de 12%, sostenida por una distancia de 200 m. El ancho de la calzada se estableció en 6.0m y el ancho del derecho de vía de 30 m. Estas especificaciones están vigentes y son ampliamente utilizadas en Honduras para caminos de este tipo.

La superficie de rodadura será de terrecería, para lo que se utilizará una cantera ubicada a un costado del camino "real".

Se ha previsto áreas para maniobras y estacionamientos en la zona de las estructuras.

Una descripción detallada y los planos se presentan en el Apéndice 8.3 Carretera de Acceso.



## 10.6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA PRESA

Esta sección describe las presunciones, metodología y resultados del análisis a nivel de factibilidad de la estabilidad de la presa que se llevó a cabo para el proyecto El Tornillito.

### 10.6.1 Bases para el análisis

#### Método

El análisis de estabilidad fue evaluada de acuerdo al manual de ingeniería "Diseño de Presas de Gravedad" EM 1110-2-2000<sup>(16)</sup> del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos (USACE). El análisis de estabilidad fue llevado a cabo para varias secciones típicas de la presa utilizando el método de equilibrio-limite en una hoja de cálculo. El análisis evaluó la estabilidad monolítica para presiones de deslizamiento, volteo, flotación y presión en la cimentación. Los resultados se compararon con normas relevantes y se recomendaron un número mínimo de factores de seguridad que se muestran en el Cuadro 10.18.

**Cuadro 10-18 Factores de seguridad requeridos (14)**

Condición De carga	Fricción mínima deslizamiento y cortante FS	Localización resultante en la base (criterio de volteo)	Flotación FS	Presión en la cimentación
Usual	2.0	En medio 1/3	1.3	< permisible
Inusual	1.7	En medio ½	1.2	< permisible
Extrema	1.0	Dentro base	1.1	< 1.33 permisible

#### Parámetros Geotécnicos de la Cimentación

La presa de El Tornillito estará cimentada completamente sobre un lecho de roca caliza tratada con una cortina de inyección de consolidación y concreto dentado. Las propiedades del lecho rocoso calizo se describen en detall en el Capítulo 5 del informe.

La cohesión del lecho rocoso y el ángulo de fricción se estimaron en 5.2 MPa y 31.8 grados. Asumiendo material Mohr-Coulomb la máxima capacidad de la cimentación se estimo como:

$$N\phi = \tan^2(45 + \phi/2) = 3.23$$

$$\sigma_f = C (N\phi + 1), \text{ donde}$$

$$\sigma_f = 22 \text{ MPa}$$

Aplicando un factor de seguridad conservador FS = 5.0 en contra de falla de carga, la capacidad de carga adoptada es de  $\sigma_a=4.4$  MPa.

El lecho rocoso sobre el cual la presa será cimentada es homogéneo. Las investigaciones llevadas a cabo a la fecha no indican la presencia dentro del lecho rocoso de cimentación de capas frágiles o planos con fallas importantes.

#### Plano y propiedades de falla de deslizamiento

Las propiedades de un potencial deslizamiento del plano de falla a lo largo de la interfase presa/roca se estimaron asumiendo el ángulo del lecho de roca de Fricción interna y aplicando un factor de seguridad FS=5 la estimación de cohesión del lecho de roca. Los resultados de los parámetros de deslizamiento a lo largo de la línea de cimentación se muestran a continuación:

Ángulo de fricción interna	$\phi=31.8^\circ$
Cohesión	C=1.04 MPa

La cohesión adoptada fue verificada contra la resistencia a los esfuerzos cortantes del concreto. La resistencia a los esfuerzos cortantes del concreto se asume típicamente iguales al 10% de la resistencia a las fuerzas de compresión. Asumiendo una resistencia de masa mínima al esfuerzo de compresión de 15 MPa, la resistencia cortante a lo largo del deslizamiento del plano de falla es de 1.5 MPa, es decir, es más alta que la cohesión adoptada para el análisis de deslizamiento de la presa.

#### Cargas sísmicas

Las cargas sísmicas se asumieron usando un enfoque pseudo-estático, en donde las fuerza sísmicas dinámicas se tomaron en cuenta como cargas pseudo-estáticas, calculadas mediante la aplicación de coeficientes pseudo-estáticos a la masa de las estructuras. Los coeficientes pseudo-estáticos fueron derivados como parte de un Estudio Sísmico<sup>(4)</sup> separado. Como se muestra en el Cuadro 10-19, se utilizaron para el análisis coeficientes pseudo-estáticos recomendados para presas de alto riesgo cimentadas sobre roca.

**Cuadro 10-19 PGA y Coeficientes Sísmicos para MDE Y OBE**

Eventos sísmicos	Coeficientes sísmicos pseudo-estáticos	
	$K_h$	$K_v$
Terremoto base de operación OBE (300-años ARI)	0.12	0.06
Terremoto máximo de diseño MDE (MDE=MCE), ARI de 7000 años	0.28	0.14

Debe notarse que los coeficientes OBE propuestos en el Estudio Sísmico y adoptados para el análisis de estabilidad se refieren a un evento sísmico ARI de 300 años. Esto es mayor que lo requerido por las normas internacionales aceptadas, las que típicamente definen OBE como un evento ARI de 144 años.

#### 10.6.2 Cargas y Escenarios de Carga

##### Cargas Verticales

Las siguientes cargas verticales se tomaron en cuenta en el análisis de estabilidad de la presa:

**Peso de la presa** – es la fuerza de estabilización principal para las presas de concreto. El peso de la presa se calculó asumiendo un peso unitario típico para el concreto de 23.5 kN/m<sup>3</sup>. Para las secciones del vertedor, el

peso muerto de las vigas adyacentes de éste, se tomaron en cuenta como un peso distribuido sobre el acho de la bahía del vertedor.

**Peso del equipo** – Se tomó en cuenta el peso del equipo principal. En el Apéndice 3.6 se muestra el peso total estimado del equipo asociado a secciones de estabilidad típicas. Para el análisis de estabilidad, el peso del equipo total relevante se distribuyó sobre la longitud relevante de la estructura (por ejemplo, las turbinas y generador sobre la sección de la toma/casa de máquinas, y las puertas segmentadas sobre las secciones del vertedor), dando como resultado la carga expresada en KN por metro lineal. Generalmente, el peso del equipo es insignificante en comparación a otras cargas.

**Peso del agua** – actúa como una fuerza estabilizadora. El peso del agua se tomó en cuenta donde es aplicable, por ejemplo, el peso del agua es las descargas de fondo para escenarios de carga con un nivel de desfogue alto.

**Levantamiento** – puede ser una fuerza desestabilizador significativo. En forma conservadora, se asumió que el levantamiento varía linealmente desde la presión completa aguas arriba hasta la presión completa aguas abajo (ajustada por la forma de la cimentación de la presa) sin tomar en cuenta la reducción del levantamiento en las cortinas de inyección y drenaje. El análisis de estabilidad se repitió para un levantamiento reducido únicamente para un caso especial en donde el criterio de estabilidad no puede ser alcanzado con la fuerza total de levantamiento aplicada. En estos casos, se asumió una eficiencia de 40% para la cortina de inyección y drenaje.

**Cargas verticales y sísmica** – el análisis pseudo estático se llevó a cabo asumiendo cargas sísmicas verticales y horizontales simultáneamente en sus direcciones más desfavorables, es decir, fuerza horizontal actuando en la dirección aguas abajo y fuerzas verticales actuando hacia arriba. La carga sísmica vertical fue aplicada a través de una reducción en el peso de la pesa y del equipo.

### Cargas Horizontales

**La presión hidrostática aguas arriba** - actúa en la dirección aguas abajo y es típicamente la principal fuerza desestabilizadora.

**La presión hidrostática aguas abajo** – la presión del desfogue es una fuerza estabilizadora actuando en la dirección aguas arriba. Las cargas hidrostáticas aguas arriba y abajo dependen del caso de carga, es decir, de los niveles del embalse y del desfogue.

**Carga de sedimento** – es una fuerza desestabilizadora que actúa en la dirección aguas abajo. La carga de sedimento se calcula como una carga hidrostática para el nivel final de sedimento a EL 68. La densidad del sedimento sumergido se asumió con un valor de 13 kN/m<sup>3</sup>.

**Cargas sísmicas horizontales** – fueron calculadas con base al enfoque pseudo estático, en donde las fuerzas sísmicas dinámicas se expresaron como fuerzas estáticas, calculadas como producto del peso de la estructura y el correspondiente coeficiente sísmico horizontal. Dado el alto grado sísmico de área y la clasificación del proyecto como de alto riesgo, las cargas sísmicas se consideran significantes.

**Cargas sísmicas del embalse** – se calculó como una carga hidrostática parabólica, como la propone Westergaard<sup>(3)</sup>.

$$p = \frac{7}{8} \gamma_w k_h \sqrt{H \cdot y}$$

donde:

- p es la presión actuando a una profundidad desde la superficie del embalse
- $\gamma_w$  es el peso unitario del agua

- $k_h$  es el coeficiente pseudo estático horizontal
- $y$  es la profundidad desde la superficie del embalse
- $H$  es la profundidad total del embalse aguas arriba de la presa

La fuerza sísmica del embalse resultante actúa a una distancia de  $0.4 H$  desde el nivel bajo del embalse. La magnitud resultante se calcula mediante la integración de la parábola de presión. La presión resultante puede ser aproximada mediante la siguiente fórmula:

$$H_b = \frac{2}{3} \cdot (C_w \cdot K_h \cdot H^2)$$

En donde  $C_w$  es el coeficiente dinámico de Westergaard expresado como

$$C_w = \frac{0.817}{\sqrt{1 - 0.72 \cdot \left(\frac{H}{304.8 \cdot T}\right)^2}}$$

$T$  es el periodo sísmico de oscilación, típicamente entre 0.1 y 1 segundo.

#### Escenarios de carga

Los siguientes escenarios de carga fueron considerados de acuerdo al criterio de USACE <sup>(15) (16)</sup>:

**LC 1 (inusual) – fase de construcción** – Construcción de la presa finalizada, sin caída ni nivel de desfogue. Este escenario no aplica para la presa de El Tornillito ya que está cimentada sobre un lecho horizontal de roca.

**LC 2 (usual) – Operación normal** – Embalse a FSL, nivel de desfogue mínimo, levantamiento aplicable, presión hidrostática y de sedimentos (si aplica).

**LC 3 (inusual) – Crecida de diseño** – Embalse a FSL, compuertas abiertas, desfogue al nivel correspondiente a la crecida de diseño, levantamiento, sedimentación (si aplica).

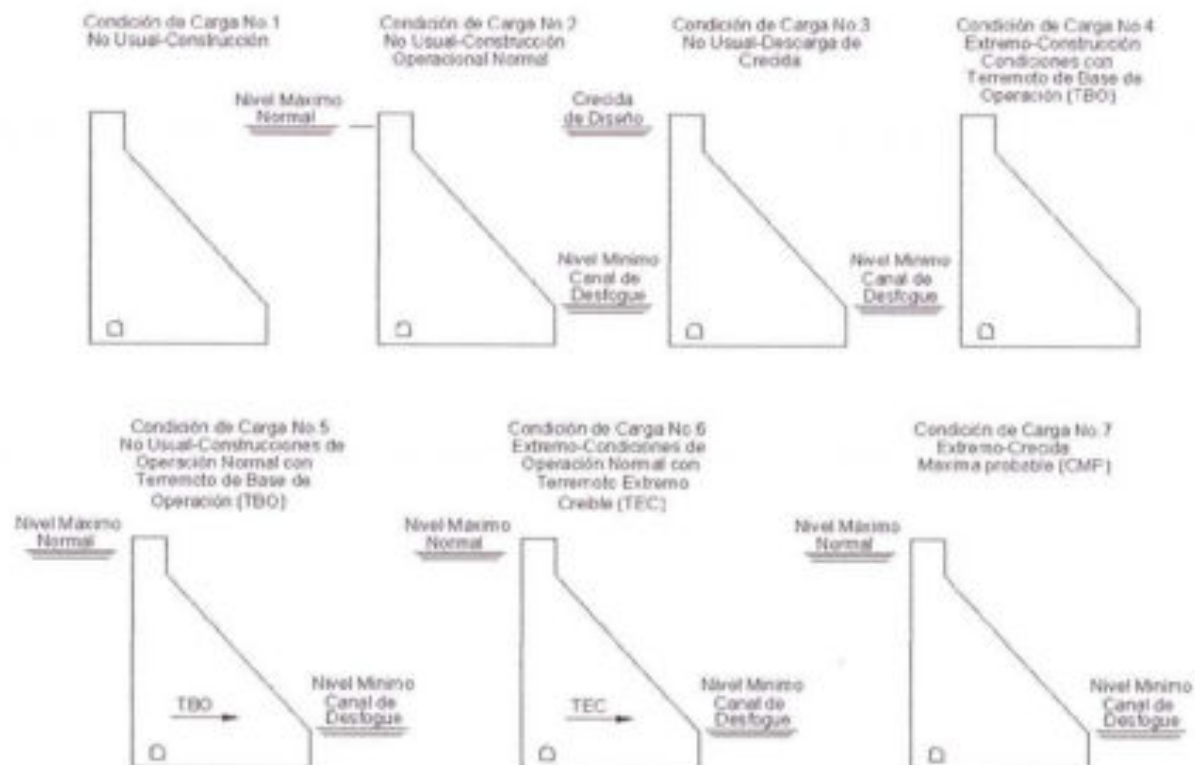
**LC 4 (extrema) – OBE durante la construcción** – terremoto base de operación al final de la construcción, actuando aceleración de terremoto horizontal en la dirección aguas arriba, embalse vacío.

**LC 5 (inusual) – OBE durante la construcción** – embalse al nivel “normal” de suministro (es decir, nivel promedio asumido a EL 96.0), nivel de desfogue mínimo (asumiendo únicamente el caudal mínimo de compensación), levantamiento, sedimentación (si aplica).

**LC 6 (extrema) – MCE durante la operación normal** – embalse al nivel “normal” de suministro (asumido EL 96.0), nivel de desfogue mínimo (asumiendo únicamente el caudal mínimo de compensación), levantamiento, sedimento (si aplica).

**LC 7 (extremo) – PMF** – crecida máxima probable, caída, nivel de desfogue y presión de levantamiento correspondiente a PMF, sedimento (si aplica).

**Lamina 10-29 Escenarios de Carga**



Además, se introdujo un escenario de carga adicional par evaluar la estabilidad de la presa después de un terremoto:

**LC 8 (extrema) – condición después de un terremoto** – 50% de la base con fisuras, levantamiento total y sin cohesión a lo largo de la zona de contacto con de fisuras, embalse a FSL, nivel de mínimo de desfogue y sedimento (si aplica).

**10.6.3 Secciones analizadas**

La estabilidad monolítica de la presa fue analizada para 6 secciones típicas, como se muestra en la Lamina 10.30.

**Monolito del Estribo Izquierdo** – es una sección de 31.7 m de altura con la plataforma de acceso a la casa de máquinas localizada aguas abajo. Dado su alta elevación, no se aplicaron cargas de sedimento o de desfogue a esta sección. Esta sección es representativa del cerca del 17% de la longitud de presa.

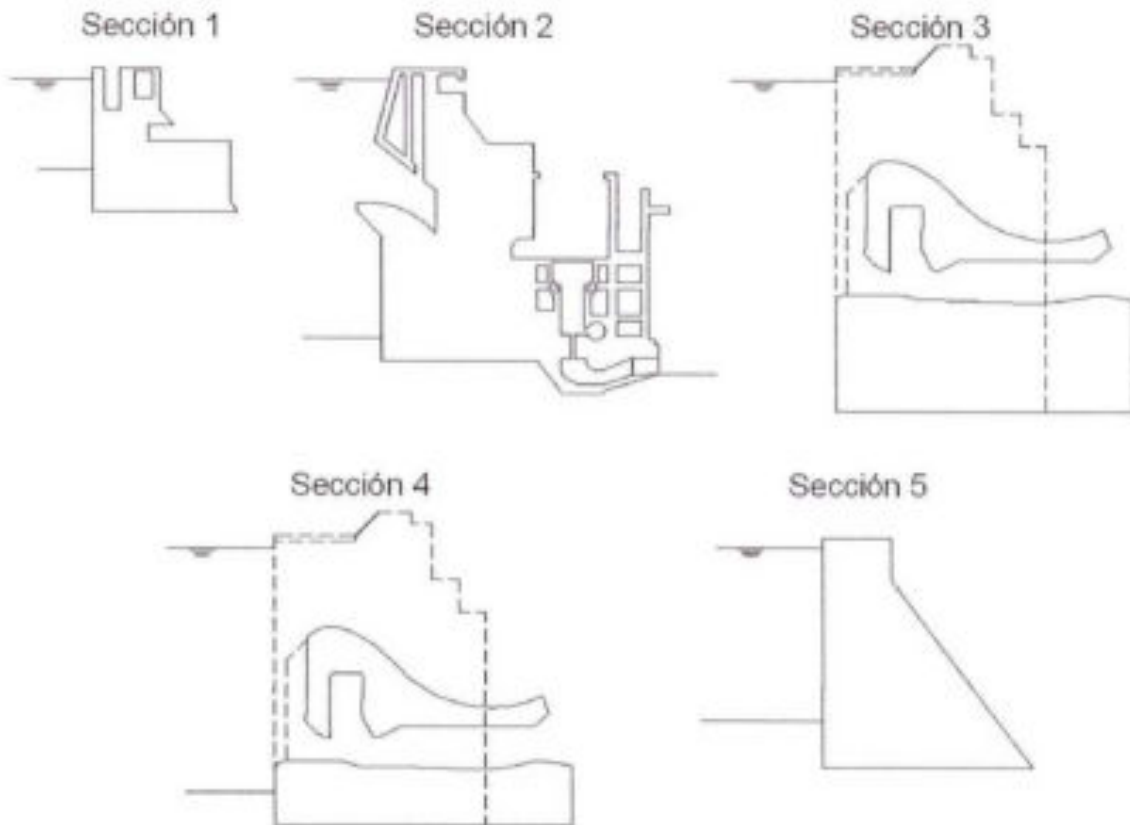
**Sección 1 Toma/Casa de Máquinas** – es una sección de 62.5 m de altura y se incluye las bocatomas y la casa máquinas, es decir, por cerca del 30% de la longitud total de la presa.

**Sección 1 Vertedero** – es la sección representativa de los canales del vertedero donde se requiere de una excavación mas profunda, es decir los canales 1, 2 y aproximadamente la mitad del canal numero 3. La altura máxima de esta sección es de 73.75 m y es representativa de cerca del 30% de la longitud total de la presa.

**Sección 2 del Vertedero** – se aplica al canal numero 4 del vertedor y a parte del canal 3, en donde lo superficial del techo de roca permite que la altura de la presa se reduzca a 61.5 m. Esta sección es representativa de cerca del 14% de la longitud de la presa.

**Sección del Estribo Derecho** – es una sección tradicional de concreto por gravedad de 49.5 m de altura. Esta sección es un monolito relativamente angosto (8% de la longitud de la presa) y lo cual conecta la presa con el estribo derecho.

Lamina 10-30 Secciones típicas cubiertas por el análisis de estabilidad



#### 10.6.4 Cálculos de Estabilidad

##### Estabilidad del deslizamiento

La estabilidad monolítica de deslizamiento fue expresada a través del factor de seguridad contra deslizamiento, calculado como se muestra a continuación:

$$FS_s = \frac{tg\Phi \cdot \sum V + C \cdot A}{\sum H}$$

donde:

- $\Phi$  es el ángulo de fricción interna (se asume  $\Phi = 31.8^\circ$ )
- $\Sigma V$  es la suma de todas fuerzas verticales incluyendo el levantamiento
- $\Sigma H$  es la suma de todas las fuerzas horizontales
- $C$  es la cohesión a lo largo del plano de falla asumido (se asume  $C=1.04$  MPa)
- $A$  es el área de la base en compresión.

Se asumió un plano de deslizamiento crítico para seguir la interfase entre la cimentación y el concreto. No se tomaron en cuenta presiones de roca pasiva resistente.

La fuerza de resistiva de cohesión se calculó sólo en la porción de la base en compresión. Además, para el escenario de carga 8 que asume un 50% de la base con fisuras como resultado de un temblor mayor y la fuerza de resistencia a la cohesión a lo largo de la zona con fisuras de la base, se excluyó aún si la porción afectada se encontrara en compresión.

##### Estabilidad de volteo

La estabilidad de volteo se asumió a través de la posición de la fuerza resultante a lo largo de la base de la sección, es decir, la excentricidad fuerza resultante calculada como:

$$e = \frac{\sum M_o}{\sum F_v}$$

donde:

- $\Sigma M_o$  es la suma de los momentos alrededor del punto medio en la base
- $\Sigma V$  es la suma de las fuerzas verticales

El criterio de estabilidad requiere que:

la resultante permanezca dentro de  $\frac{1}{3}$  del medio de la base para escenarios de carga normales, es decir, la base completa se encuentra en compresión.

la resultante está dentro de  $\frac{1}{2}$  de la mitad de la base para escenarios de carga inusuales, es decir, se permite alguna tensión a lo largo de la base.

la resultante permanece dentro de la base para escenarios de carga extremos, es decir, se permite una tensión más alta a lo largo de la base, pero la sección permanece estable contra el volteo.

### Flotación

La estabilidad de flotación fue evaluada a través del factor de seguridad de flotación, y calculada como sigue:

$$FS_f = \frac{\sum V}{\sum U}$$

donde:

$\sum V$  es la suma de las fuerzas verticales

$\sum U$  es la suma de las fuerzas de levantamiento

Como se menciona en la sección 10.6.1, el cálculo de estabilidad fue emprendido asumiendo una presión de levantamiento completa bajo la base, es decir, no se consideró una reducción en la presión de la cortina de inyección y drenaje para el análisis del caso base.

### Presión de apoyo

La presión de apoyo a lo largo de la línea de cimentación se calculó de la siguiente manera:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{\sum M_o}{W}$$

$$W = \frac{b^2}{6}$$

donde:

$\sigma_{1,2}$  es la presión extrema de apoyo en los extremos aguas arriba y abajo de la base

$\sum V$  es suma de las fuerzas verticales

$\sum M_o$  es la suma de los momentos alrededor del punto medio de la base

A es el área de la base

W es el momento de inercia de la base

b es la longitud de la base

#### 10.6.5 Resultados, hallazgos y conclusiones

Se analizaron en total 35 casos, es decir 7 escenarios de carga para cada una de las cinco (5) secciones representativas. Los cálculos de estabilidad se muestran en el Apéndice 3.6 del estudio. Los resultados del estudio de estabilidad se listan en el Cuadro 10-15 y ellos pueden resumirse de la siguiente manera:

La estabilidad de la presa de El Tornillito se evaluó como la estabilidad monolítica contra deslizamiento, volteo y flotación. Adicionalmente, se calculó la presión de cimentación y se comparó con los valores



permisibles de las presiones de cimentación estimadas. Este nivel de análisis es típico y se considera suficiente para el nivel de diseño de la etapa de factibilidad.

Se utilizaron varias suposiciones conservadoras durante el estudio de estabilidad de la presa: (i) se utilizó un OBE equivalente a un evento de ARI de 300 años en lugar del evento ARI 144 años que es la práctica común por las normas internacionales, (ii) presión de levantamiento total, es decir, no se tomó en cuenta una reducción en la presión de levantamiento en las cortinas de inyección y drenaje, (iii) se aplicaron en forma simultánea fuerzas pseudo estáticas sísmicas horizontales y verticales, (iv) no se tomó en cuenta presión de roca pasiva resistiva.

Los resultados muestran que todas las secciones son estables contra deslizamiento. Se calculó un factor mínimo de seguridad de deslizamiento de cerca de 1.5 para los escenarios de carga del terremoto máximo de diseño.

Todas las secciones son estables contra volteo. Este está en la sección 1 para LC5-OBE durante la operación, donde la fuerza resultante se calculó para estar dentro de 1/3 de la base para la carga normal, y dentro de 0.5 de la base para la carga no usual. Y dentro de la base para los escenarios de carga extremos.

Todas las secciones son estables contra flotación y se estableció un factor mínimo de seguridad contra flotación de 1.3 (sección 2 durante un PMF escenario de carga).

Las presiones de apoyo son moderadas y bien adentro de los valores permisibles para presione de apoyo.

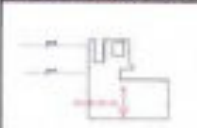
Dada la profundidad significativa del desfogue, las secciones son generalmente más estables durante la ocurrencia de inundaciones (incluyendo el desbordamiento de la presa durante PMF) que durante la operación normal.

Dado el alto nivel sísmico del área de proyecto y las correspondientes altas cargas sísmicas, los escenarios con terremotos representan casos críticos de carga para la estabilidad de El Tornillito. Los escenarios de carga OBE fueron por lo general más difíciles de satisfacer que los escenarios MDE.

Durante la etapa de diseño final se llevarán a cabo análisis completos de estabilidad FEM dinámica y análisis estructural.


**Cuadro 10-20 Resultados de la estabilidad de la presa**

**Section 1 - Left Abutment**




Case	Description	Sliding		Overturning		Floatation		Bearing $\sigma$ (kPa)	
		FS	Criteria	Eccentr. (m)	Criteria	FS	Criteria	U/S (kPa)	D/S (kPa)
LC2	usual - normal load	10.15	OK	1.3	OK	3.35	OK	241	395
LC3	unusual - design flood	10.15	OK	1.3	OK	3.35	OK	241	395
LC4	extreme - OBE construction	24.09	OK	-4.6	OK	n/a	OK	810	80
LC5	unusual - OBE operation	7.86	OK	2.5	OK	3.52	OK	168	455
LC6	extreme - MDE operation	4.61	OK	6.9	OK	3.15	OK	-77	609
LC7	extreme - PMF	6.24	OK	5.1	OK	2.73	OK	13	595
LC8	extreme - post-earthquake	5.51	OK	1.8	OK	2.18	OK	164	327

**Section 2 - Intake & Powerhouse 2**



Case	Description	Sliding		Overturning		Floatation		Bearing $\sigma$ (kPa)	
		FS	Criteria	Eccentr. (m)	Criteria	FS	Criteria	U/S (kPa)	D/S (kPa)
LC2	usual - normal load	3.55	OK	3.8	OK	2.23	OK	284	635
LC3	unusual - design flood	3.16	OK	0.8	OK	1.65	OK	302	354
LC4	extreme - OBE construction	13.84	OK	-12.9	OK	5.61	OK	1,401	-180
LC5	unusual - OBE operation	2.80	OK	9.3	OK	2.23	OK	28	839
LC6	extreme - MDE operation	1.55	OK	22.6	OK	2.05	OK	-470	1,212
LC7	extreme - PMF	3.82	OK	1.9	OK	1.56	OK	256	373
LC8	extreme - post-earthquake	2.16	OK	5.7	OK	1.72	OK	151	549

**Section 3 - Spillway Section 1**



Case	Description	Sliding		Overturning		Floatation		Bearing $\sigma$ (kPa)	
		FS	Criteria	Eccentr. (m)	Criteria	FS	Criteria	U/S (kPa)	D/S (kPa)
LC2	usual - normal load	4.09	OK	8.7	OK	2.46	OK	129	1,180
LC3	unusual - design flood	6.08	OK	2.5	OK	1.98	OK	419	672
LC4	extreme - OBE construction	14.58	OK	-8.5	OK	4.26	OK	1,327	161
LC5	unusual - OBE operation	2.77	OK	13.9	OK	2.40	OK	-174	1,388
LC6	extreme - MDE operation	1.58	OK	26.6	OK	2.21	OK	-766	1,814
LC7	extreme - PMF	5.88	OK	4.3	OK	1.82	OK	318	732
LC8	extreme - post-earthquake	2.40	OK	10.5	OK	1.92	OK	14	1,045


Note (\*): For LC-5(\*) reduced uplift was calculated assuming 40% drain effectiveness

**Section 4 - Spillway Section 2**



Case	Description	Sliding		Overturning		Floatation		Bearing $\sigma$ (kPa)	
		FS	Criteria	Eccentr. (m)	Criteria	FS	Criteria	U/S (kPa)	D/S (kPa)
LC2	usual - normal load	4.91	OK	4.3	OK	1.99	OK	231	541
LC3	unusual - design flood	7.41	OK	-0.2	OK	1.92	OK	410	395
LC4	extreme - OBE construction	18.54	OK	-8.7	OK	6.02	OK	1,002	107
LC5	unusual - OBE operation	3.78	OK	9.5	OK	2.32	OK	50	784
LC6	extreme - MDE operation	2.07	OK	20.6	OK	2.14	OK	-327	1,047
LC7	extreme - PMF	6.53	OK	0.5	OK	1.59	OK	268	329
LC8	extreme - post-earthquake	2.69	OK	5.8	OK	1.60	OK	135	446

**Section 5 - Right Abutment**



Case	Description	Sliding		Overturning		Floatation		Bearing $\sigma$ (kPa)	
		FS	Criteria	Eccentr. (m)	Criteria	FS	Criteria	U/S (kPa)	D/S (kPa)
LC2	usual - normal load	5.59	OK	0.9	OK	3.05	OK	420	527
LC3	unusual - design flood	6.29	OK	-1.2	OK	2.21	OK	448	323
LC4	extreme - OBE construction	15.80	OK	-9.8	OK	67.61	OK	1,492	-188
LC5	unusual - OBE operation	4.25	OK	4.5	OK	3.04	OK	161	707
LC6	extreme - MDE operation	2.38	OK	13.2	OK	2.78	OK	-290	1,065
LC7	extreme - PMF	5.10	OK	2.3	OK	1.81	OK	225	423
LC8	extreme - post-earthquake	3.11	OK	1.1	OK	2.04	OK	305	412

## 10.7 ANÁLISIS ADICIONAL DE FLUJO BIDIMENSIONAL

Additional 2D hydrodynamic analyses were performed for three hydraulic aspects of the project:

- 1) Tailrace and downstream channel hydraulics during the project operation.
- 2) Construction diversion tunnel outlets and the downstream channel during the project construction. The main objective of the model was to identify flow patterns and hydraulic parameters along the d/s cofferdam, where high velocities could jeopardize the d/s cofferdam stability.
- 3) Approach floor conditions to the power intake during the project operation. The main purpose of the model was to

This section summarizes findings of the (1) tailrace and d/s channel 2-D modeling results. Results related to (2) and (3) are provided in full in Volume 3, Appendices 3.3-B and 3.3-C and they are not addressed in this report.

### 10.7.1 Introducción

Se llevó a cabo una modelación adicional en dos dimensiones de la hidrodinámica de profundidad integrada para el canal aguas abajo. El objetivo de esta modelación fue la de evaluar la hidráulica del desfogue y del canal aguas abajo. Los parámetros de interés fueron las velocidades de caudal, las distribuciones de velocidad, las elevaciones de la superficie de agua y los patrones de flujo (incluyendo las corrientes de turbulencia) para un rango de condiciones de operación. Esta sección provee un resumen de los hallazgos principales, mientras los resultados del estudio de dos dimensiones se presenta en el Apéndice 3.3-A del informe.

El programa de simulación de flujo FESWMS<sup>©</sup> fue utilizado para la evaluación preliminar de la hidráulica aguas abajo. FESWMS<sup>©</sup> es un sistema de modelación por elementos finitos de superficie de agua, el cual resuelve un flujo en dos dimensiones en un plano horizontal. El canal aguas abajo se modeló utilizando las mismas secciones transversales del canal que se utilizaron en el modelo HEC-RAS<sup>©</sup> descrito en la sección 10.3 del informe, lo cual permite una comparación de los perfiles de la superficie del agua producidos por los dos modelos.

Los siguientes escenarios de operación fueron evaluados:

1. **Caso 1** – Casa de máquinas descargando a capacidad plena (378 m<sup>3</sup>/s con las otras salidas de la presa cerrada).
2. **Caso 2** – Casa de máquinas y todas las descargas de fondo operando a plena capacidad (378 m<sup>3</sup>/s + 4,940 m<sup>3</sup>/s).
3. **Caso 3** – Casa de máquinas fuera de servicio con todas las descargas de fondo operando a plena capacidad (4,940 m<sup>3</sup>/s).
4. **Caso 4** – Casa de máquinas fuera de servicio con las cuatro descargas de fondo de la izquierda operando a plena capacidad (2,470 m<sup>3</sup>/s).
5. **Caso 5** – Casa de máquinas fuera de servicio con las cuatro descargas de fondo de la derecha operando a plena capacidad (2,470 m<sup>3</sup>/s).

### 10.7.2 Hallazgos

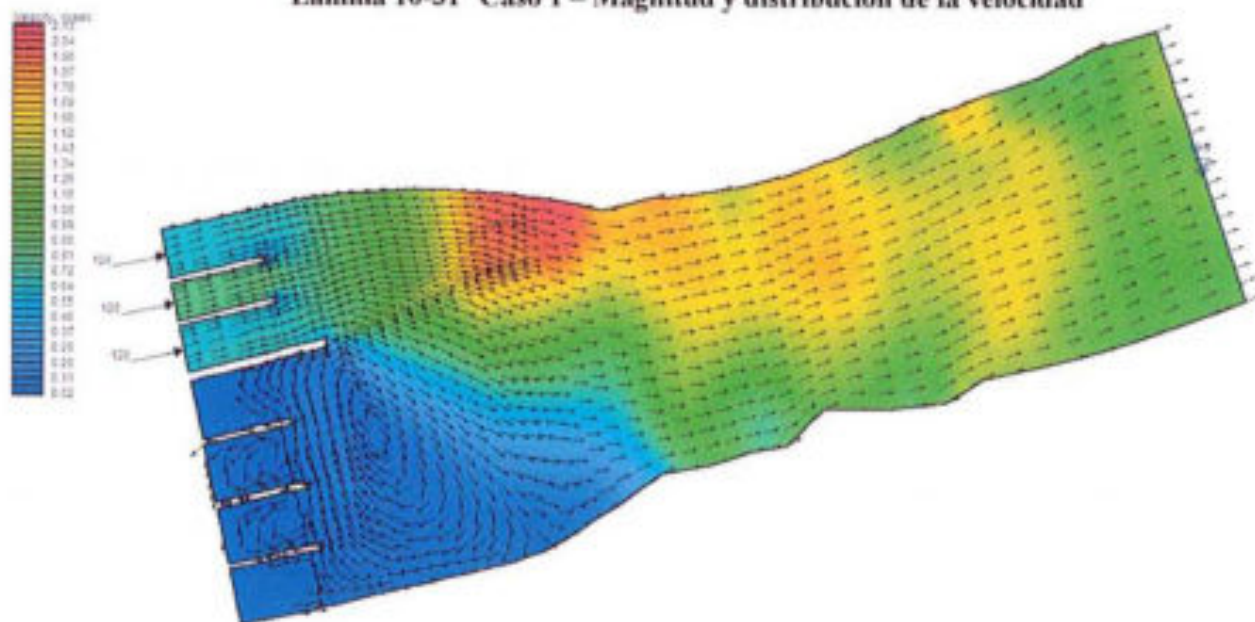
Los resultados principales de los estudios preliminares de la hidráulica del canal aguas abajo para cada uno de los casos analizados se presentan a continuación.

#### **Caso 1 - Casa de máquinas descargando a capacidad plena con otras descargas cerradas**

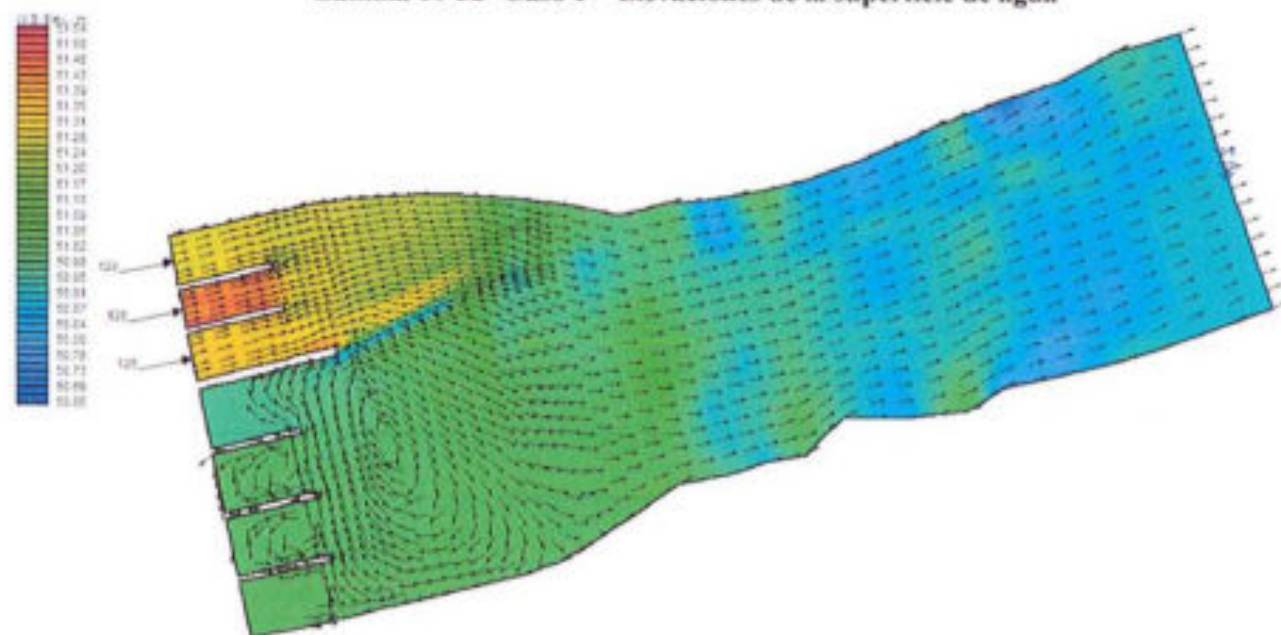
Este es el caso normal de operación que se espera ocurra frecuentemente durante la operación del proyecto. Los resultados de la modelación en 2 dimensiones se muestran en las Láminas 10-31 y 10-32. La distribución de velocidad en el canal de aguas abajo mostrado en la Lámina 10-28 indica velocidades generalmente menores a 2 m/s, con una velocidad máxima de cerca de 2.1 m/s ocurriendo cerca del extremo del desfogue aguas abajo. Una zona de bajas velocidades y corrientes de turbulencia se localiza inmediatamente aguas abajo del vertedor. Las velocidades se consideran lo suficientemente bajas para no provocar el transporte y acumulación significativo de sedimentos.

Las elevaciones de la superficie del agua en el desfogue de la casa de máquinas son acordes con las estimadas con HEC-RAS<sup>©</sup> y que fueron discutidas en la Sección 10.3.

Lamina 10-31 Caso 1 – Magnitud y distribución de la velocidad



Lamina 10-32 Caso 1 – Elevaciones de la superficie de agua

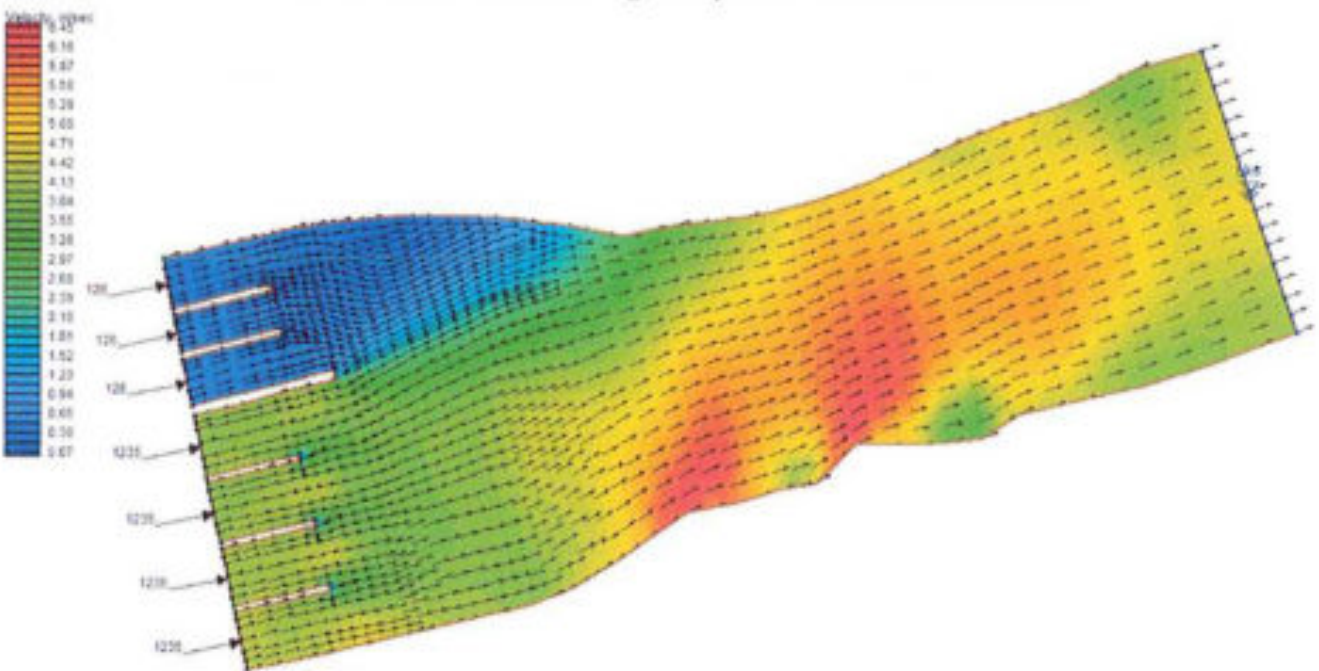


**Caso 2 – Casa de máquinas y todas las descargas de fondo operando a plena capacidad (372 m<sup>3</sup>/s + 4,940 m<sup>3</sup>/s)**

Este caso representa un escenario extremo de la operación conjunta de la casa de máquinas y de las descargas de fondo. El objetivo principal de la simulación fue la de evaluar las potenciales corrientes circulantes en el área del desfogue que podrían ser caudadas por el flujo intenso que proviene de las descargas de fondo.

Como se muestra en la Lamina 10-33, las velocidades aguas abajo de la presa están en el orden de los 4 m/s y la velocidad en el desfogue es generalmente por debajo de 1 m/s, aproximándose a 1.5 m/s en el umbral de éste. El modelo muestra en forma más significativa que el flujo de salida del desfogue tiene suficiente energía para “desplazar” el flujo que sale de las descargas de fondo, previniendo de esta manera que circules turbulencias y la acumulación potencial de sedimento dentro del desfogue.

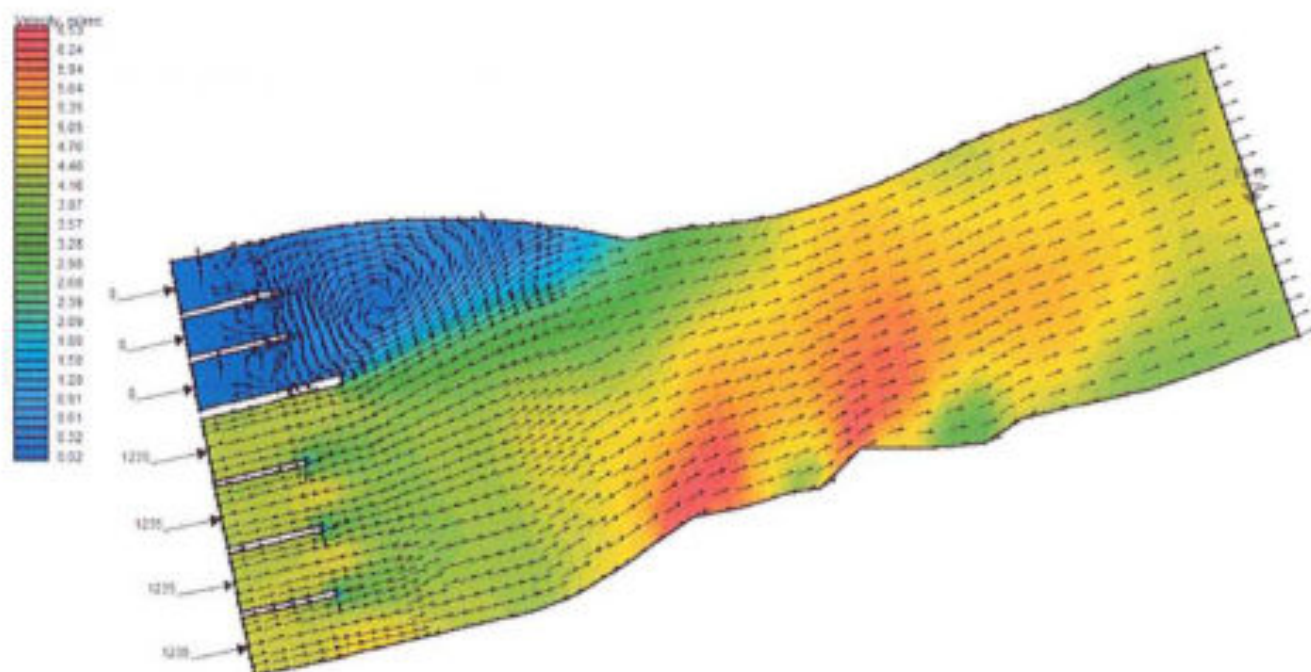
**Lamina 10-33 Caso 2 - Magnitud y distribución de la velocidad**



**Caso 3 - Casa de máquinas fuera de servicio con todas las descargas de fondo operando a plena capacidad (4,940 m<sup>3</sup>/s).**

Este caso representa un escenario poco probable donde la casa de máquinas está fuera de servicio y las descargas de fondo operan a su capacidad plena (4,940 m<sup>3</sup>/s). La magnitud velocidad en el canal de aguas abajo es similar a la discutida en el Caso 2. Sin embargo, la distribución de velocidad mostrada en la Lamina 10-34 indica la formación de intensas corrientes de circulación sobre el área del desfogue. Este modo de operación puede potencialmente traer y depositar cantidades significativas de sedimentos dentro del desfogue lo que debe ser evitado.

**Lamina 10-34 Caso 3 - Magnitud y distribución de la velocidad**

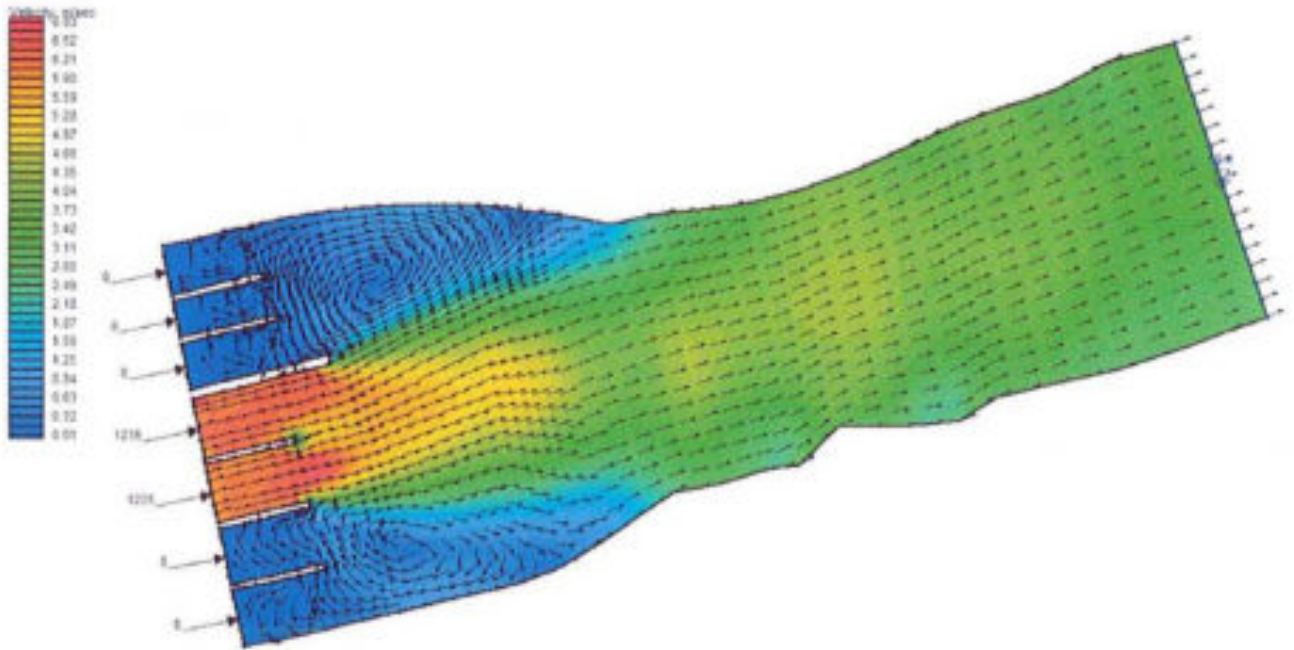


**Casos 4 y 5 – Casa de máquinas fuera de servicio con las cuatro descargas de fondo de la operando a plena capacidad (2,470 m<sup>3</sup>/s)**

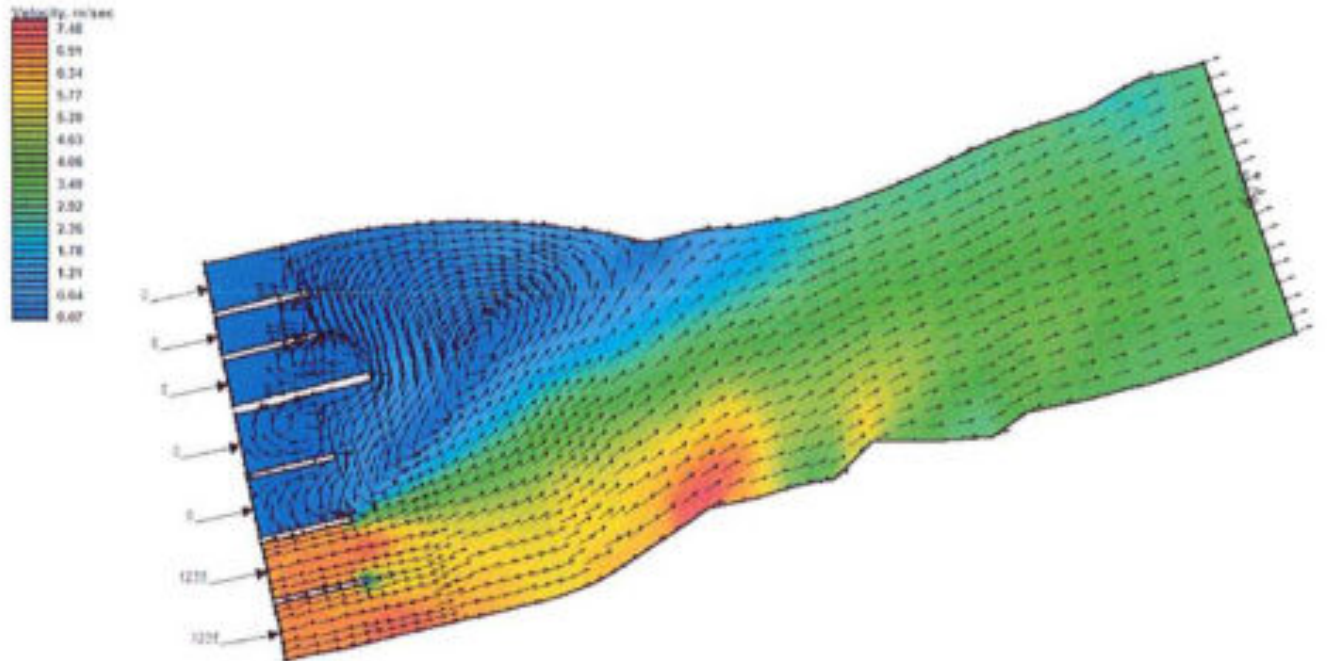
Los casos 4 y 5, que se muestran en las Lamina 10-35 y 10-36, ilustran las distribuciones de velocidad con la casa de máquinas fuera de operación y el flujo total de salida de las descargas de fondo 1-4 y 5-8 respectivamente.

Dado los agujeros de erosión que se formarán aguas abajo como resultado de la operación del vertedor y la descarga de fondo y el transporte potencial de sedimento desde el agujero de erosión hasta el desfogue, es probable que se prefiera como modo de operación el conjunto de descargas de fondo del lado derecho (descargas 5-8). Esto debe ser investigado y confirmado a través de una modelación futura CFD.

Lamina 10-35 Caso 4 - Magnitud y distribución de la velocidad



Lamina 10-36 Caso 5 - Magnitud y distribución de la velocidad





### 10.7.3 Limitación de la modelación en dos dimensiones

El modelo hidrodinámico de dos dimensiones proporciona una buena indicación de las futuras distribuciones de velocidad en el desfogue y en las áreas del canal aguas abajo. Sin embargo, el modelo de dos dimensiones no es capaz de simular la formación y propagación de los agujeros de erosión que se espera que se formen como resultado de la operación de las descargas de fondo y del vertedor. Los agujeros de erosión y el transporte y la acumulación del sedimento asociado (particularmente lo relacionado con la interacción potencial entre el sedimento y el desfogue de la casa de máquinas) son aspectos cruciales que deben ser tratados en forma apropiada en futuras modelaciones hidráulicas.

## 10.8 REFERENCIAS

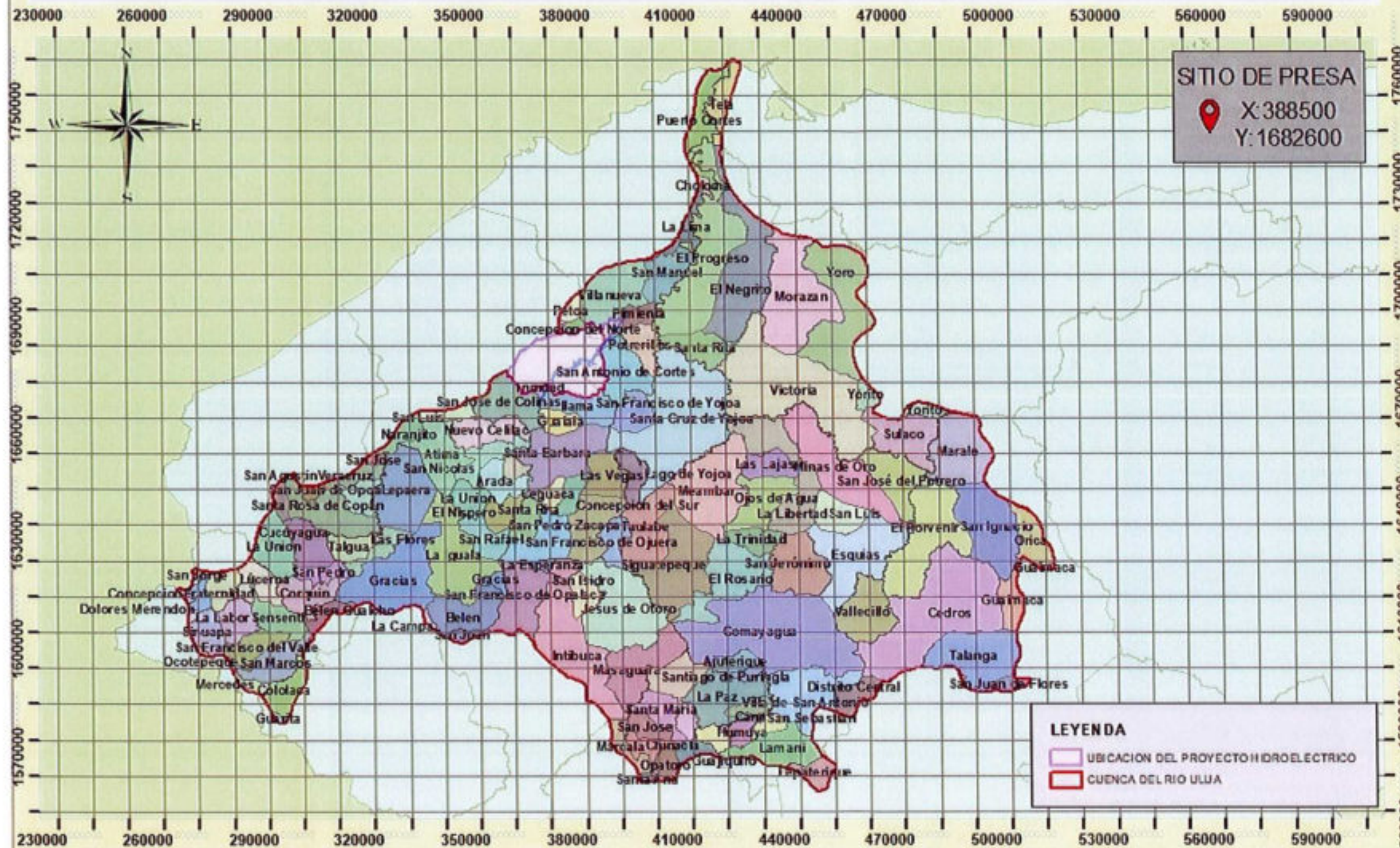
- 1) ASCE, ASCE Manual #79, Steel penstocks, 1993
- 2) Brater, E.F., King, H.W., Lindell, J.E., and C.Y. Wei, Handbook of Hydraulics, Seventh Edition, McGraw-Hill, 1996.
- 3) Gulliver, J.S. et al. Hydropower Engineering Handbook, McGraw-Hill, 1991
- 4) Laporte M, Estudio de Amenaza Sísmica para El Sitio de Presa del Proyecto Hidroeléctrico Tornillito, Octubre 2005.
- 5) Leclerc M. et al., CADAM – Computer analysis of concrete gravity dams, April 2004
- 6) Mason, P.J., Arumugam, K., “Free Jet Scour Below Dams and Flip Buckets.” Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 111, No. 2, ASCE, February 1985.
- 7) USACE (U.S. Army Corps of Engineers), EM 1110-1-1602, “Hydraulic Design of Reservoir Outlet Works”, Dept. of the Army, Washington, October 1980
- 8) USACE (U.S. Army Corps of Engineers), EM 1110-1-1603, “Hydraulic Design of Spillways”, Dept. of the Army, Washington, August 1992
- 9) USACE (U.S. Army Corps of Engineers), EM 1110-1-2503, “Design of Sheet Pile Cellular Structures Cofferdams and Retaining Structures”, Dept. of the Army, Washington, September 1989.
- 10) USACE (U.S. Army Corps of Engineers), EM 1110-1-2908, “Rock Foundations”, Dept. of the Army, Washington, 1994.
- 11) USACE (U.S. Army Corps of Engineers), EM 1110-1-4300, “Instrumentation for Concrete Structures”, Dept. of the Army, Washington, November 1987.
- 12) USACE (U.S. Army Corps of Engineers), EM 1110-1-6050, “Response Spectra and Seismic Analysis for Concrete Hydraulic Structures”, Dept. of the Army, Washington, June 1999
- 13) USACE (U.S. Army Corps of Engineers), EM 1110-1-8152, “Planning and Design of Temporary Cofferdams and Braced Excavations”, Dept. of the Army, Washington, November 1987.
- 14) USACE (U.S. Army Corps of Engineers), EM 1110-2-256, “Sliding Stability of Concrete Structures”, Dept. of the Army, Washington, June 1981
- 15) USACE (U.S. Army Corps of Engineers), EM 1110-2-307, “Floatation Stability Criteria for Concrete Hydraulic Structures”, Dept. of the Army, Washington, August 1987
- 16) USACE (U.S. Army Corps of Engineers), EM 1110-2-2200, “Gravity Dam Design”, Dept. of the Army, Washington, 1995
- 17) USACE (U.S. Army Corps of Engineers), EM 1110-2-3506, “Grouting Technology”, Dept. of the Army, Washington, 1984
- 18) USACE HEC, HEC-RAS Technical Reference , 2002
- 19) USACE (U.S. Army Corps of Engineers), “Hydraulic Design Criteria”, Dept. of the Army, Washington, August 1989.
- 20) USACE (U.S. Army Corps of Engineers), OTHA-Time-Series/Statistical Analysis Programs for Water Resources, May 2003

- 21) US Bureau of Reclamation, ACER Technical Memorandum No 3, Criteria and Guidelines for Evacuating Storage Reservoirs and Sizing Low-Level Outlet Works, January 1982
- 22) US Bureau of Reclamation, "Cavitation in Chutes and Spillways." Engineering Monograph No. 42, USBR, 1990.
- 23) US Bureau of Reclamation, "Design of Small Dams." Third Edition, USBR, 1987.
- 24) Yildiz, D., Üzücek, E., "Prediction of Scour Depth from Free Falling Flip Bucket Jets." Intl. Water Power and Dam Construction, November, 1994.
- 25) Zipparo V.J. et al, Davis' Handbook of Applied Hydraulics, 1993

Anexo No. 12  
Mapa de Ubicación del Proyecto Hidroeléctrico dentro de la  
Cuenca del Río Ulúa

# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.

## Ubicacion Geografica:



SITIO DE PRESA  
 X: 388500  
 Y: 1682600

**Referencia Cartografica:**  
 Coordenada:  
 UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
 Sistema Nacional de Información Territorial

Elaboro:  
 Nelson E. Artica

Reviso y Aprobo:  
 Ing. Cesar Pinel

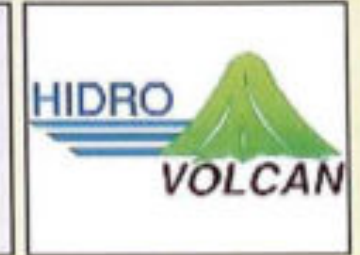
Fecha:  
 OCTUBRE-2017

**Hoja Cartografica:**  
 1611

**MAPA DE UBICACIÓN DEL PROYECTO HIDROELECTRICO DENTRO DE LA CUENCA DEL RIO ULUA**

UBICACION:  
 Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
 Departamanto de Cortes

OBSERVACIONES:  
 Escala: 1:200,000



Anexo No. 13  
Mapas de Referencia

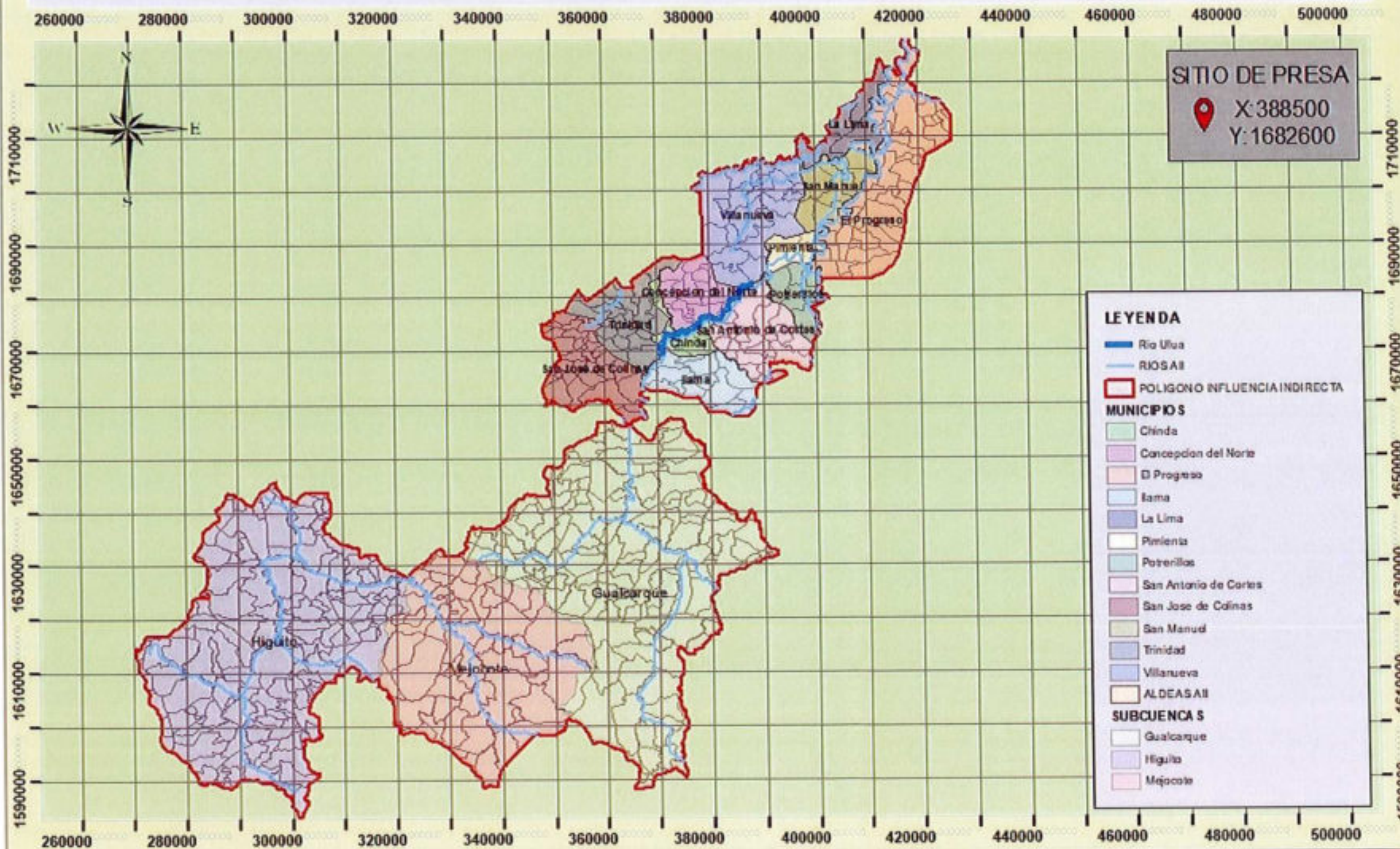
## Mapa de Influencia Directa





## Mapa de Influencia Indirecta

# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.



**SITIO DE PRESA**  
 X:388500  
 Y:1682600

**LEYENDA**

- Rio Ufua
- RIOSAII
- POLIGONO INFLUENCIA INDIRECTA

**MUNICIPIOS**

- Chinda
- Concepcion del Norte
- El Progreso
- Iama
- La Lima
- Pimienta
- Potrerillos
- San Antonio de Cortes
- San Jose de Colinas
- San Manuel
- Trinidad
- Villanueva

**SUBCUENCA S**

- Gualcarque
- Higuito
- Mejocote

**Ubicacion Geografica:**



**Referencia Cartografica:**

Coordenada:  
 UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
 Sistema Nacional de Informacion Territorial

Elaboro:  
 Nelson E. Arica

Reviso y Aprobo:  
 Ing. Cesar Pinel

Fecha:  
 OCTUBRE-2017

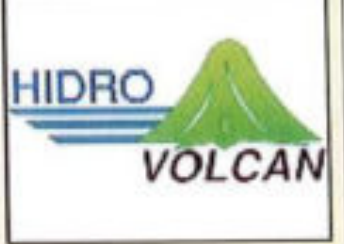
**Hoja Cartografica:**

1611

**MAPA DE AREA DE INFLUENCIA INDIRECTA (AII)**

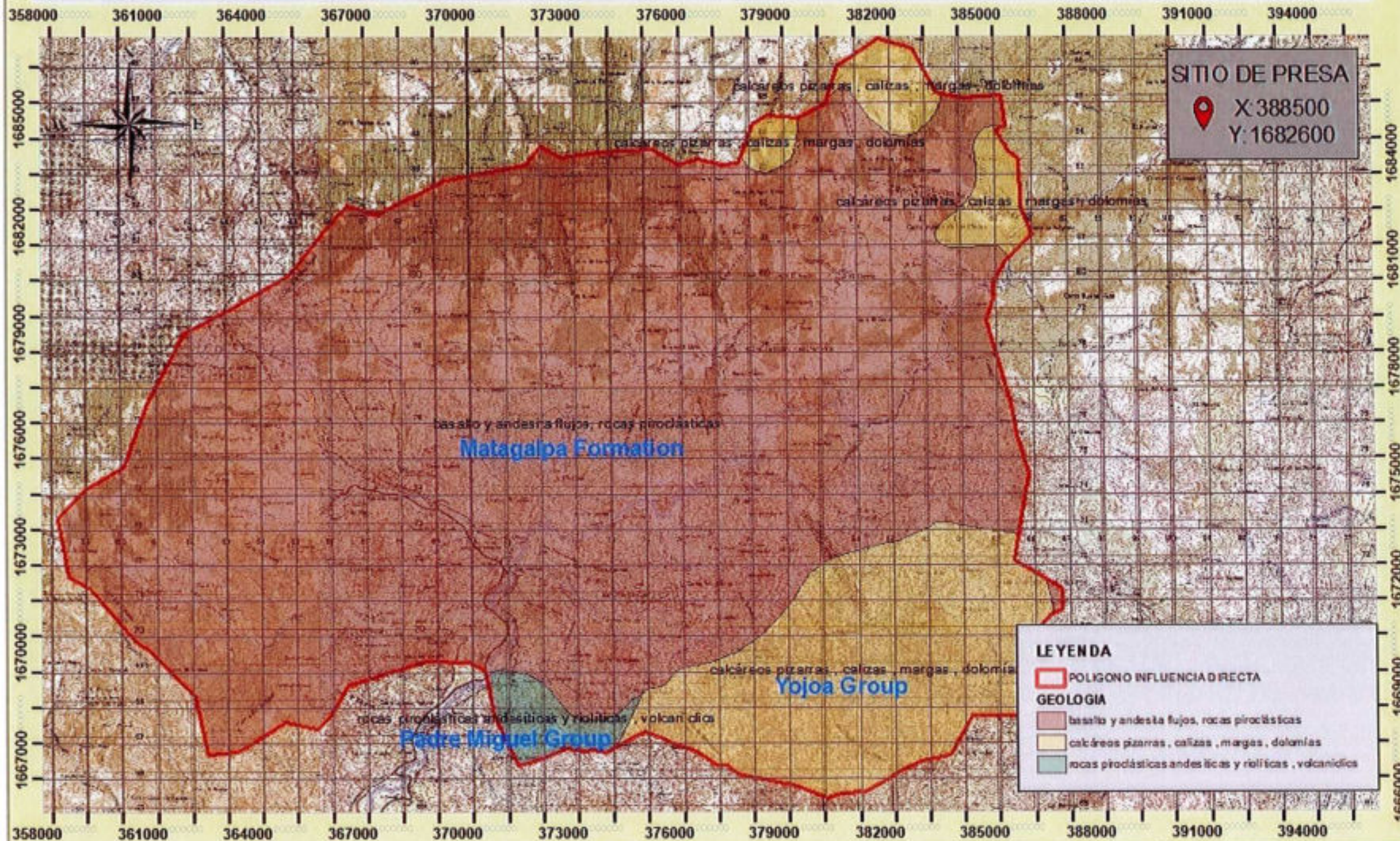
**UBICACION:**  
 Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
 Departamento de Cortes

**OBSERVACIONES:**  
 Escala: 1:1000,000  
 0 4,750,900 19,000 28,500 38,000  
 Meters



## Mapa AID de Geología

# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.



## Ubicacion Geografica:



## Referencia Cartografica:

Coordenada:  
UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
Sistema Nacional  
de Informacion Territorial

Elaboro:  
Nelson E. Artica

Reviso y Aprobo:  
Ing. Cesar Pinel

Fecha:  
OCTUBRE-2017

Hoja Cartografica:  
1611

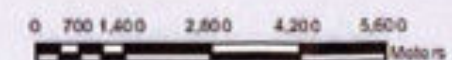
**MAPA (AID) DE GEOLOGIA**

UBICACION:

Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
Departamento de Cortes

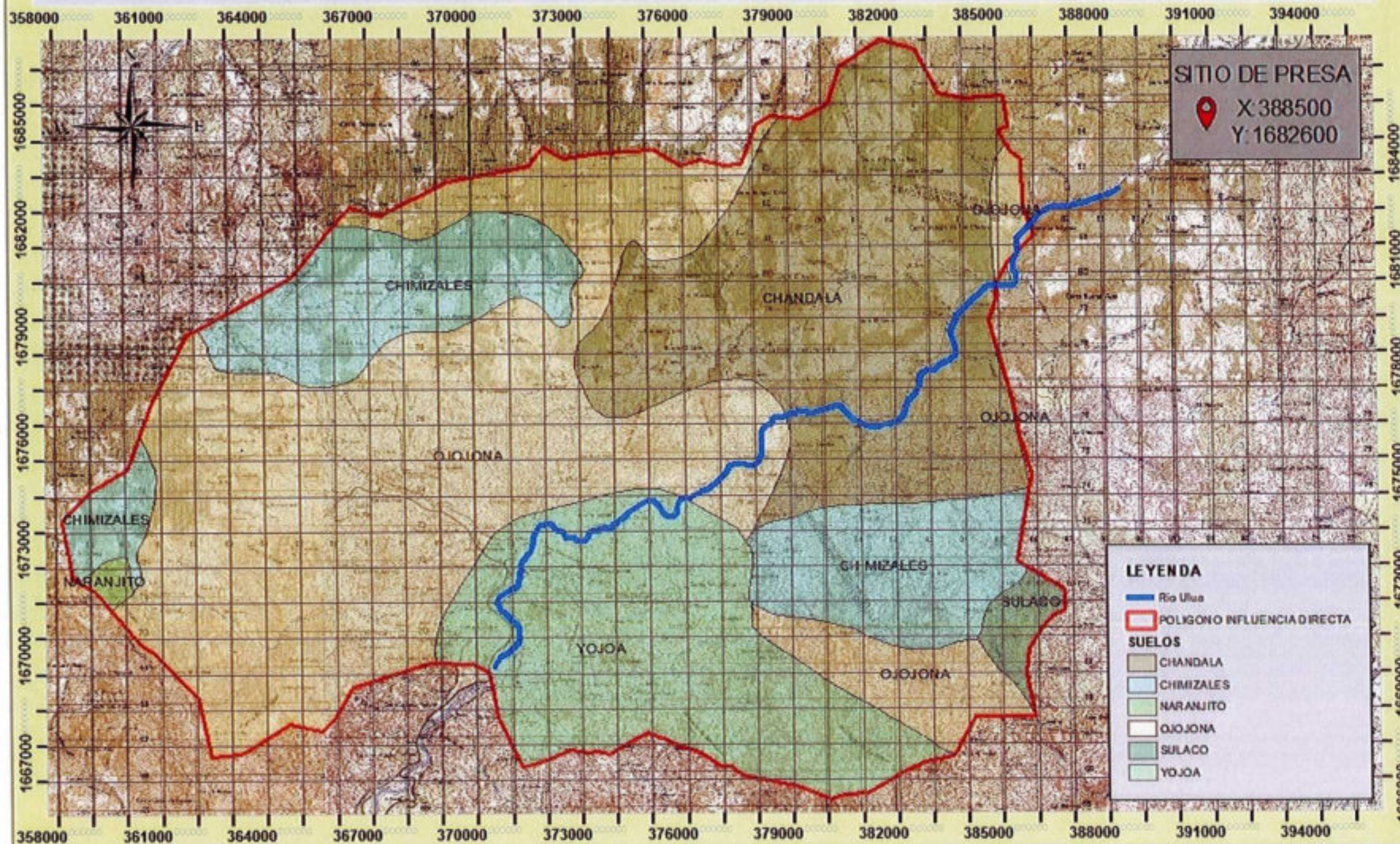
OBSERVACIONES:

Escala: 1:150,000



## Mapa AID de Suelos

# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.



## Ubicacion Geografica:



## Referencia Cartografica:

Coordenada:  
UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
Sistema Nacional  
de Información Territorial

Elaboro:  
Nelson E. Arica

Reviso y Aprobo:  
Ing. Cesar Pinel

Fecha:  
OCTUBRE-2017

Hoja Cartografica:  
1611

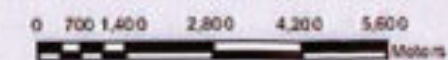
**MAPA (AID) DE  
CLASIFICACION DE  
SUELOS S/SIMMONS C.**

UBICACION:

Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
Departamento de Cortes

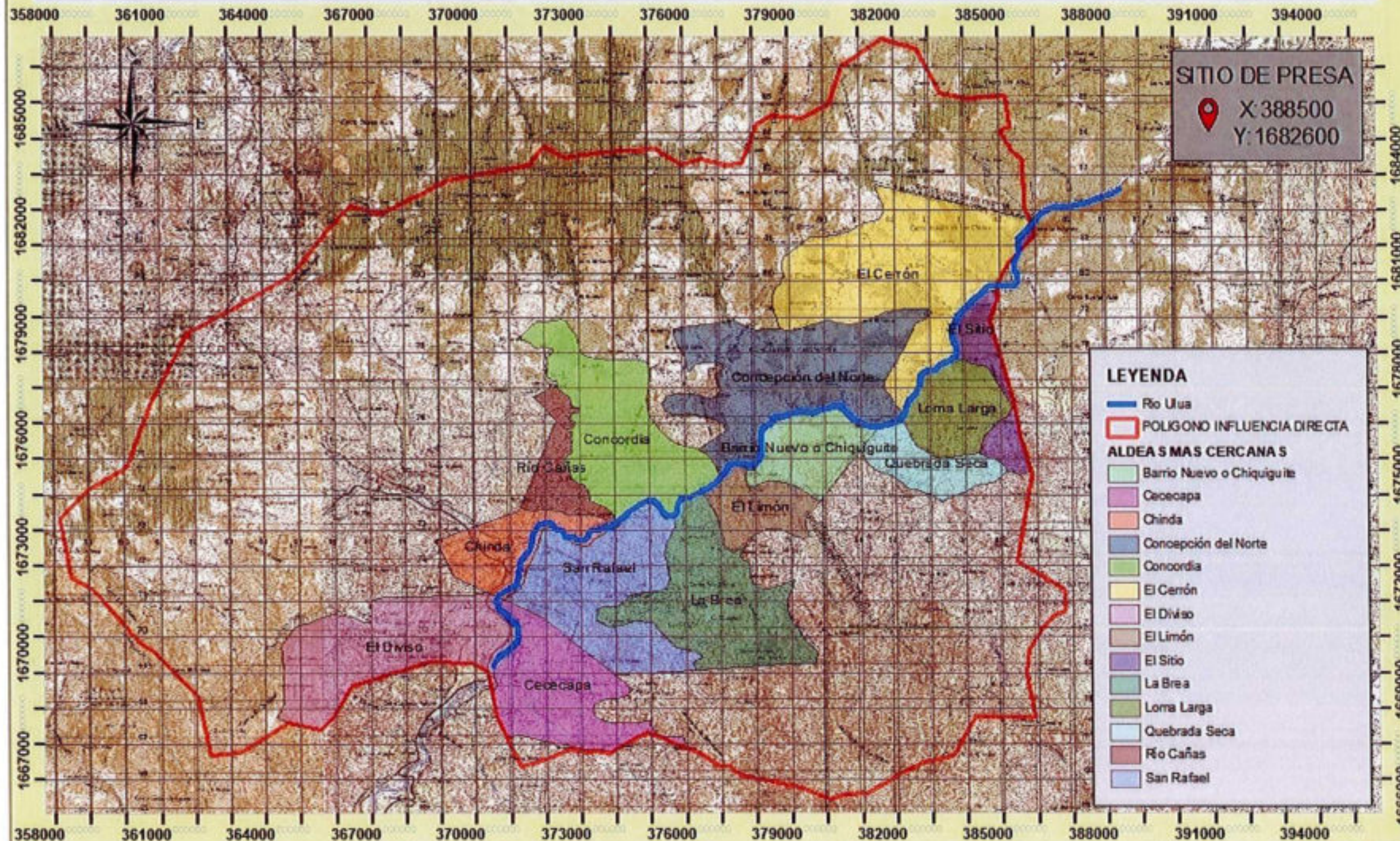
OBSERVACIONES:

Escala: 1:150,000



## Mapa Aldeas Mas Cercanas

# PROYECTO: HIDROELECTRICO EL TORNILLITO.



## Ubicación Geográfica:



## Referencia Cartografica:

Coordenada:  
UTM Datum WGS 84, Zona 16

Fuente:  
Sistema Nacional  
de Información Territorial

Elaboro:  
Nelson E. Arica

Reviso y Aprobo:  
Ing. Cesar Pinel

Fecha:  
OCTUBRE-2017

## Hoja Cartografica:

1611

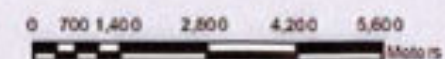
**MAPA (AID) DE ALDEAS  
MAS CERCANAS AL  
CAUCE DEL RIO ULUA**

## UBICACION:

Proyecto Hidroelectrico El Tornillito  
Departamento de Cortes

## OBSERVACIONES:

Escala: 1:150,000





Anexo No. 14  
Declaración Jurada

## DECLARACIÓN JURADA

Yo, **MIGUEL ÁNGEL ENAMORADO VALLECILLO**, Ingeniero Agrónomo Administrador, Mayor de Edad, Casado, con domicilio en San Pedro Sula, Departamento de Cortés, actuando en calidad de Gerente General de la Empresa Consultora Ambiente y Tecnología S. A. de C.V. "**AMBITEC**", la cual está debidamente inscrita en el Banco de Datos de la Secretaría de Estado en los Despachos de Energía, Recursos Naturales, Ambiente y Minas "**SERNAM**" bajo número de Registro RE-0004-2002. Por medio de la presente Declaro que la información contenida en la Actualización del Estudio de Evaluación de Impacto Ambiental del Proyecto "**Hidroeléctrico El Tornillito**" ubicado entre los Municipios de Villanueva y San Antonio de Cortés, en el Departamento de Cortés y en los Municipios de Trinidad, Concepción del Norte, Chinda e Ilama en el Departamento de Santa Bárbara **ES VERDADERA** en su totalidad. El Equipo de Técnico fue integrado por:

### **MIGUEL ÁNGEL ENAMORADO VALLECILLO**

Ingeniero Agrónomo Administrador

Prestador de Servicios Ambientales PSA, Generalista RI-0152-2005

Inscrito al Colegio de Ingenieros Agrónomos de Honduras CINAH 2002-04-1290

### **RAFAEL ANDINO DEL CID**

Ingeniero Ambiental

Prestador de Servicios Ambientales PSA, Generalista RI-213-2008

Inscrito al Colegio de Ingenieros Agrónomos de Honduras CINAH 2008011581

### **RICARDO MATAMOROS FLORES**

Licenciado en Biología

Prestador de Servicios Ambientales PSA, Especialista RI-022-2003

Inscrito al Colegio de Biólogos de Honduras CBH 072-2010

### **CARLOS CANO BETANCOURT**

Ingeniero Agrónomo.

Prestador de Servicios Ambientales PSA, Generalista RI-301-2008

Inscrito al Colegio de Ingenieros Agrónomos de Honduras CINAH: 99071024

### **CESAR AUGUSTO PINELL RIVERA**

Ingeniero Forestal.

Prestador de Servicios Ambientales PSA, Generalista RI-482-2015

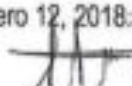
Inscrito al Colegio de Ingenieros Forestales de Honduras COLPROFORH No. 911


### **ETHEL ALBANIA LAGOS CALIX**

Licenciada en Ciencias Sociales

Inscrita al Colegio Profesional Superación Magisterial Hondureño (COLPROSUMAH) con Registro No.4, 914.

San Pedro Sula, Departamento de Cortes, Enero 12, 2018.

  
**Ing. MIGUEL ÁNGEL ENAMORADO VALLECILLO**  
Gerente General  
AMBITEC



Anexo No. 15  
Términos de Referencia

## BASES PARA LA ELABORACIÓN DEL ESTUDIO DE EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL PARA EL "PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL TORNILLITO"

La Ley del Ambiente y el Reglamento del Sistema Nacional de Evaluación de Impacto Ambiental (SINEIA), establece que todo proyecto susceptible de impactar áreas frágiles debe elaborar un Estudio de Evaluación de Impacto Ambiental, a fin de que se establezcan los impactos negativos y positivos, así como las medidas de mitigación y compensatorias requeridas para minimizar o reducir los impactos negativos que el proyecto pueda generar.

En base a lo antes expuestos y en apego a los Artículos No. 44 al 59 mediante Tabla de Categorización publicada en el Diario Oficial La Gaceta del 4 de Noviembre del 2003 y del Reglamento del Sistema Nacional de Evaluación de Impacto Ambiental (SINEIA) se han elaborado los siguientes Términos de Referencia para el Proyecto El Tornillito.

El documento del Estudio de Evaluación de Impacto Ambiental (E.I.A.), debe incluir:

### 1. **ÍNDICE.**

### 2. **RESUMEN EJECUTIVO.**

Se deberá presentar un resumen ejecutivo conciso del proyecto que incluirá: objetivos en general y específicos, entorno ecológico y social, metodología, descripción de impactos, diseño de un plan de control y seguimiento, plan de manejo ambiental, plan de contingencias, calidad del equipo consultor y marco legal. Este apartado presentará una síntesis de toda la EIA de forma coherente y clara. Donde se incluyan los antecedentes, objetivos, descripción de las principales obras del proyecto, descripción de las características relevantes del medio físico, biológico, socio-económico, implicaciones y requisitos legales, justificación del cambio del uso del suelo, descripción del análisis costo-beneficio, impactos principales positivos y negativos con sus respectivas medidas de mitigación, que ocurrirán en el ambiente con la inserción del proyecto.

### 3. **PROPÓSITO Y NECESIDADES:**

Definir claramente cuál es el propósito y la necesidad que justifica la ejecución del proyecto tomando en cuenta la factibilidad y objetivo dentro del Marco Legal existente.

Incluir la descripción de la situación actual en el área de influencia del proyecto referente a la a los beneficios y necesidades de realizar el proyecto en la zona, enfatizando las implicaciones ambientales y socioeconómicas de la misma.

#### **OBJETIVOS.**

Deben indicar claramente los objetivos y alcances del estudio y podrán dividirse en generales y específicos.

### 4. **METODOLOGÍA.**

En este apartado se debe describir los métodos técnicos, que utilizó la firma consultora en la realización del estudio de cada tópico, considerando y describiendo el propósito que sirva para validar el método y los resultados previstos en comparación con otros. Así mismo se deberá establecer una matriz de impacto en la que se califique los mismos en el orden de su magnitud y posibilidades de ocurrencia. Se

deberá establecer una matriz de impactos en la que se califique los mismos en el orden de su magnitud y posibilidades de ocurrencia.

## 5. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS.

En este inciso se deberá señalar las alternativas en el uso de los recursos, realizando una comparación del diseño de la inversión propuesta, sitio del proyecto, tecnología a utilizar y alternativas operacionales en términos de su potencial de impacto ambiental.

## 6. DESCRIPCIÓN DEL MEDIO.

Se deberá recopilar, generar, evaluar, presentar e interpretar datos básicos y específicos de la ecología del área de influencia del proyecto, incluyendo información sobre cualquier cambio en el ambiente provocado por el proyecto, o que tiene otra causa natural, por lo que deberá hacer una exposición analítica y detallada de los siguientes aspectos.

**Medio Físico:** Geología, relieve, paisaje, suelos, sismología, meteorología local con énfasis en precipitación (intensidad y distribución anual), temperatura, humedad relativa, presión atmosférica, radiación solar, niveles de ruido, hidrografía superficial y subterránea (analizar su calidad, fuente, volumen y tipos de contaminación). Establecer una línea de base que permita evaluar y analizar todas las condiciones naturales actuales. Se entiende por compartimientos ambientales: la topografía, geología, suelos, hidrología, clima, uso del suelo, conflictos del uso del suelo, recomendaciones del uso del suelo. Cada compartimiento deberá tener un desglose temporal y espacial coherente y complementario a las características del medio y el proyecto en cuestión.

La Evaluación de Impacto Ambiental deberá presentar los resultados del análisis de la calidad bacteriológica de recurso hídrico, así como sus características físico-químicas.

**Medio Biológico:** Identificar las zonas de vida, descripción de flora y fauna considerando aquellas que sean endémicas y/o en peligro de extinción así como las especies de importancia comercial.

Determinar las zonas de vida que contienen los distintos ecosistemas presentes en el área de influencia directa e indirecta del proyecto. Se enfatizará en las asociaciones vegetativas únicas a las condiciones meteorológicas, de pendiente y/o geomorfológicas del área. Dadas las características tan particulares del medio, se indicará si existe traslape de la zona donde se realizarán las obras, con ecosistemas altamente vulnerables, áreas protegidas o nichos ecológicos conteniendo especies amenazadas o endemismos.

Realizar un análisis de vulnerabilidad ecológica, identificando aquellos elementos del medio que tienen mayor propensión a impacto y los cuales deberán adquirir una atención prioritaria durante el proceso de inserción del proyecto.

Elaborar un inventario de la flora y fauna tanto terrestre como acuática, predominante en las áreas de influencia directa del proyecto. En este caso se hará una clasificación de las especies: endémicas, amenazadas y en peligro de extinción. Basándose en la medida de lo posible en información ya existente.

**Medio Sociocultural:** Demografía regional, histórica local, estructura comunitaria, población y características étnicas, niveles de salud, educación estructura de las actividades productivas, comercialización, seguridad y orden, vivienda, infraestructura de la zona (vías de acceso, agua potable y alcantarillado), uso actual de la tierra.

Describir todos los medios de comunicación y vías de acceso en área del proyecto.

Describir la disposición de los servicios básicos (aguas residuales, agua potable, recolección de desechos, aguas pluviales, etc.) en la zona de influencia del proyecto.

## 7. DESCRIPCIÓN DETALLADA DEL PROYECTO.

El Estudio de Impacto Ambiental deberá enfatizar en los siguientes aspectos:

Diseño, construcción y operación del proyecto, sus aplicaciones ambientales, conteniendo la descripción técnica de:

- Planos constructivos y zonas de reserva del proyecto.
- Diseño arquitectónico de las diferentes edificaciones, sus características básicas y respectivos materiales de construcción en función de las características sociales, biofísicas y paisajísticas de su entorno.
- Diseño y cálculo de cortes y rellenos, así como tipo de suelos y de las medidas de control de erosión. Asimismo elaborar un análisis de la distribución espacial del proyecto en el terreno y aprovechamiento turístico.
- Diseño de calles y senderos hacia el proyecto y dentro del mismo, incluir materiales a utilizar.
- Programa y sistema de manejo de tratamiento de los desechos sólidos (clasificación, almacenamiento temporal y disposición final de los mismos).
- Descripción de asentamientos humanos y otras edificaciones cercanas al área del proyecto.
- Identificar el recurso energético a emplear actual y futuro, incluyendo plano de ubicación de dicha infraestructura.

El EIA describirá todos los aspectos técnicos de diseño y construcción de todas las obras implicadas en el proyecto. Se deberán incluir planos de las obras, localización exacta de éstas, especificaciones especiales y la descripción del equipamiento y tecnologías a implementar, georeferenciando la zona de obras en una imagen aérea a escala 1:10,000 y dando detalle de cada componente del proyecto en la imagen con la localización UTM correspondiente.

Se requiere de una descripción detallada de las obras durante las distintas fases del proyecto, indicando el área que éstas ocuparán.

Establecer las medidas de seguridad implementadas por el proyecto con respecto a las actividades a realizarse en el proyecto.

Descripción de los métodos para el transporte terrestre de combustibles y del almacenamiento de los mismos, indicando las provisiones para la prevención y control de derrames e incendios.

Identificación de zonas destinadas a protegerse en su estado natural, tipo de paisaje y plan de protección.

## 8. IMPACTO POTENCIALES DEL PROYECTO

Describir la metodología para identificar los impactos, justificando su selección, así mismo se deberá establecer una matriz de impactos en la que se califiquen los mismos en orden de magnitud y posibilidad de ocurrencia.

Se deberá identificar, predecir y cuantificar los posibles impactos ambientales que causará el proyecto, calificándoles en negativos, positivos, directos e indirectos, de largo alcance, reversibles, irreversibles, de largo y corto plazo. Será necesario explicar en forma clara y breve toda la información tabulada, así como las deficiencias significativas en la información y que toda duda asociada con las predicciones de los impactos en las etapas: Constructivas y Operación.

El Estudio debe hacer énfasis en el impacto de los siguientes factores:

**Recurso Hídrico:** Cambios en los drenajes naturales, efectos en la calidad y cantidad de agua, fuente de generación de contaminantes.

**Atmósfera:** Contaminación del aire por polvo ruido y otras emisiones.

**Recurso Suelo:** Remoción del suelo propio de la zona, contaminación por residuos sólidos o líquidos, cambios en el uso del suelo y su efecto en el ecosistema.

**Socioeconómico:** Conflicto en el uso del sitio del proyecto, cambios de uso y su efecto en condiciones locales, población económica, adquisición de bienes.

**Flora y Fauna:** Remoción de vegetación, tipo de vegetación impactada, áreas a proteger, programas de reforestación (fauna afectada por destrucción de hábitat).

**Paisaje:** Analizar el impacto negativo para la zona por el proyecto. Que podrán obstruir la vista escénica.

**Demanda de Energía Eléctrica.**

Capacidad o disponibilidad de suministro de energía eléctrica durante la etapa de construcción del proyecto.

Describir la metodología para identificar los impactos justificando su selección, así mismo se deberá establecer una matriz de impactos en que se califique los mismos en orden de su magnitud y posibilidad de ocurrencia.

## 9. PLAN DE MEDIDAS DE MITIGACIÓN Y/O COMPENSACIÓN.

En este inciso se deben identificar y describir las medidas de mitigación y/o compensación que realizará el proyecto, demostrando su factibilidad técnica, así como analizando el costo efectividad de los procesos de mayor impacto ambiental: requerimiento y capacidad técnica de los proponentes sobre el seguimiento y monitoreo de esos procesos.

Elaborar un plan que detalle cronológicamente la realización de las medidas de mitigación, contemplando fechas, lugar, equipo, número de personas responsables, duración. Dicho plan debe considerar medidas compensatorias para el caso que no se pueda realizar la medida de mitigación propuesta, cuando ésta sea factible.

## 10. PLAN DE CONTINGENCIA.

La Evaluación de Impacto ambiental deberá preparar un plan de contingencias para posibles accidentes y condiciones climáticas anormales que puedan ocurrir durante la construcción y operación del proyecto y área de influencia directa e indirecta que deberá contemplar los aspectos siguientes:

- Alcances del Plan de Contingencias
- Identificación, definición y análisis de los posibles accidentes y riesgos durante todas las etapas del proyecto.
- Carencia de energía eléctrica.
- Plan específico a seguir por fallas de cada sistema utilizado en los diferentes componentes, tales como tratamiento de aguas residuales, abastecimiento de agua, manejo de desechos sólidos.
- Fenómenos naturales tales como, huracanes, tormentas y sismos entre otros.
- Contingencias por incendios y otros accidentes.
- Definición de responsabilidad y simulacros.

## 11. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL.

Elaborar un plan que jerarquice los impactos de acuerdo al nivel de riesgo y de ocurrencia, definiendo sus respectivas Medidas de Mitigación y Compensación, identificando los mecanismos de coordinación institucional administrativa y operativos para su ejecución además de un programa de monitoreo de los diferentes sistemas.

Se deberá presentar la descripción e inversión de las Medidas de Prevención, Mitigación, y Compensación, describiendo el mecanismo para el desarrollo, implementación, revisión y mantenimiento de los objetivos ambientales.

## 12. PLAN DE CONTROL Y SEGUIMIENTO.

El objetivo de control y seguimiento es asegurar la implementación de las Medidas de Mitigación definidas en el Estudio en el Contrato y el cumplimiento de la Legislación vigente para lo que debe elaborar un plan que detalle cronológicamente la realización de las medidas de mitigación, contemplado, fechas, lugar, equipo, número de personas responsables, duración. Dicho plan debe considerar medidas compensatorias para el caso que no se pueda realizar la medida de mitigación propuesta. También debe incluir las actividades del plan de manejo ambiental.

## 13. PARTICIPACIÓN DEL PÚBLICO.

Obtener los puntos de vista de las comunidades aledañas.

## 14. CALIDAD DEL EQUIPO TÉCNICO.

El estudio de EIA debe ser elaborado por un equipo de profesionales, integrados por:

- Ingeniero Ambiental.
- Ingeniero Agrónomo Administrador.



- Ingeniero Químico-Industrial

La firma consultora deberá estar inscrita en el Registro Nacional de Consultores de la Secretaría de Recursos Naturales y Ambiente, demostrando la capacidad técnica para elaborar el Estudio de Evaluación de Impacto Ambiental.

#### 15. MARCO LEGAL

La empresa consultora debe describir y analizar las bases y convenios internacionales así como los reglamentos y normas pertinentes que rigen la calidad ambiental, salud y seguridad, protección de áreas frágiles, bosque tropical, manejo de vida silvestre, uso y tenencia de la tierra, incentivos y legislación municipal, estrategias legales, económicas y técnicas en caso de abandono de las obras.

Ejemplo de algunas leyes convenios y de artículos especiales.

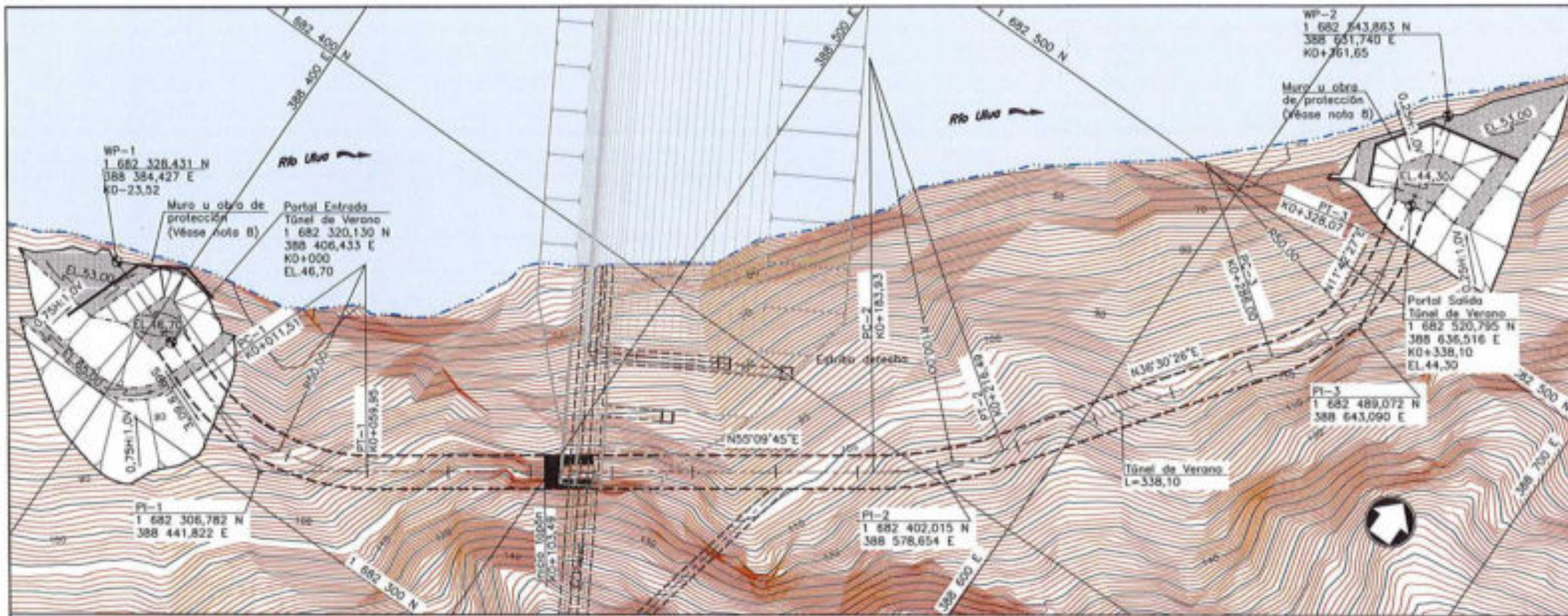
- Ley General del Ambiente y su Reglamento.
- Ley de las Municipalidades.
- Ley de las Zonas Libres Turísticas.
- Acuerdo Ministerial No. 2.
- Ley para la Protección del Patrimonio Cultural de la Nación.
- Ley Forestal.
- Norma Nacional para Regular las Descargas de Agua Residuales a Cuerpos Receptores y Alcantarillado Sanitario.
- Norma Técnica para el Agua Potable.

#### 16. BIBLIOGRAFÍA.

#### 17. SIGLAS Y ABREVIATURAS.

#### 18. ANEXOS.

## Planos Túnel de Verano



PLANTA  
ESCALA A

CUADRO DE COORDENADAS

PUNTO	DISTANCIA (m)	RUMBO	COORDENADAS	
			NORTE	ESTE
WP-1	23,52	S 69°19'59" E	1 682 328,431	388 384,427
Portal Entrada	37,82	S 69°19'59" E	1 682 320,130	388 406,433
PI-1	166,71	N 55°09'45" E	1 682 306,782	388 441,822
PI-2	108,31	N 36°30'26" E	1 682 402,015	388 578,654
PI-3	32,40	N 11°42'27" W	1 682 489,072	388 643,090
Portal Salida	23,56	N 11°41'54" W	1 682 520,795	388 636,516
WP-2			1 682 543,863	388 631,740

ELEMENTOS DE CURVATURA

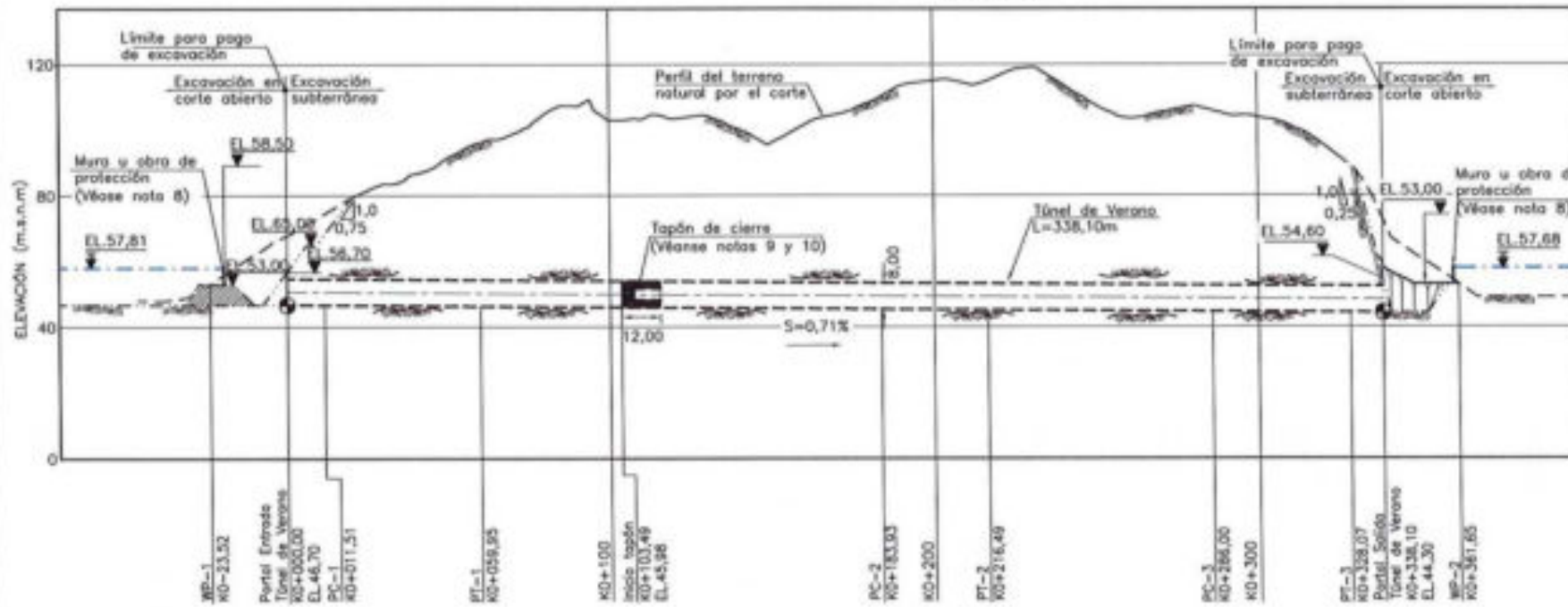
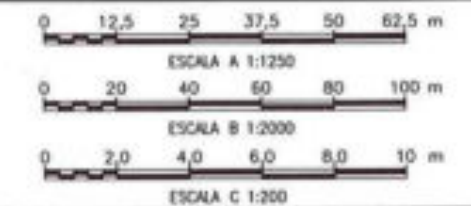
CURVA No.	Δ	R (m)	T (m)	L (m)	ABSCISAS	
					PC	PT
1	55°30'15"	50,00	26,31	48,44	KD+011,51	KD+059,95
2	18°39'20"	100,00	16,43	32,56	KD+183,93	KD+216,49
3	48°12'52"	50,00	22,37	42,08	KD+286,00	KD+328,07

NOTAS

1. Todas las dimensiones están dadas en metros, excepto donde se indique otra unidad.
2. El abscisado está referido a la proyección horizontal del eje del túnel.
3. El Contratista debe verificar las coordenadas y las cotas antes de iniciar la construcción.
4. Las elevaciones corresponden a la subrasante de la excavación.
5. No se muestran detalles de las excavaciones para la presa.
6. No se muestran detalles de accesos.
7. Los detalles de excavación y soporte de los portales se muestran en los planos TLLD-LC-PL-ADITUN-GEO-002, TLLD-LC-PL-ADITUN-GEO-003.
8. El Contratista será el responsable del diseño y construcción del muro u obra de protección requerida para la protección y ejecución de forma segura de los trabajos del túnel, según se establece en las Especificaciones Técnicas.
9. Para detalles del tratamiento con inyecciones del tapón véase plano TLLD-LC-PL-ADITUN-GEO-013.
10. La posición final del tapón se ubicará de acuerdo a las condiciones del macizo rocoso con la orientación de la presa y de la cortina de inyecciones.

PLANOS DE REFERENCIA

- TLLD-LC-PL-ADITUN-GEO-002 Túnel de Verano. Portal entrada. Excavación y soporte. Planta y cortes.
- TLLD-LC-PL-ADITUN-GEO-003 Túnel de Verano. Portal salida. Excavación y soporte. Planta y cortes.



PERFIL  
ESCALA B



SECCIÓN TÍPICA  
ESCALA C



PROYECTO HIDROELÉCTRICO TORNILLITO

1	11-06-2017	Vereda original				
REV	FECHA	MODIFICACIÓN				

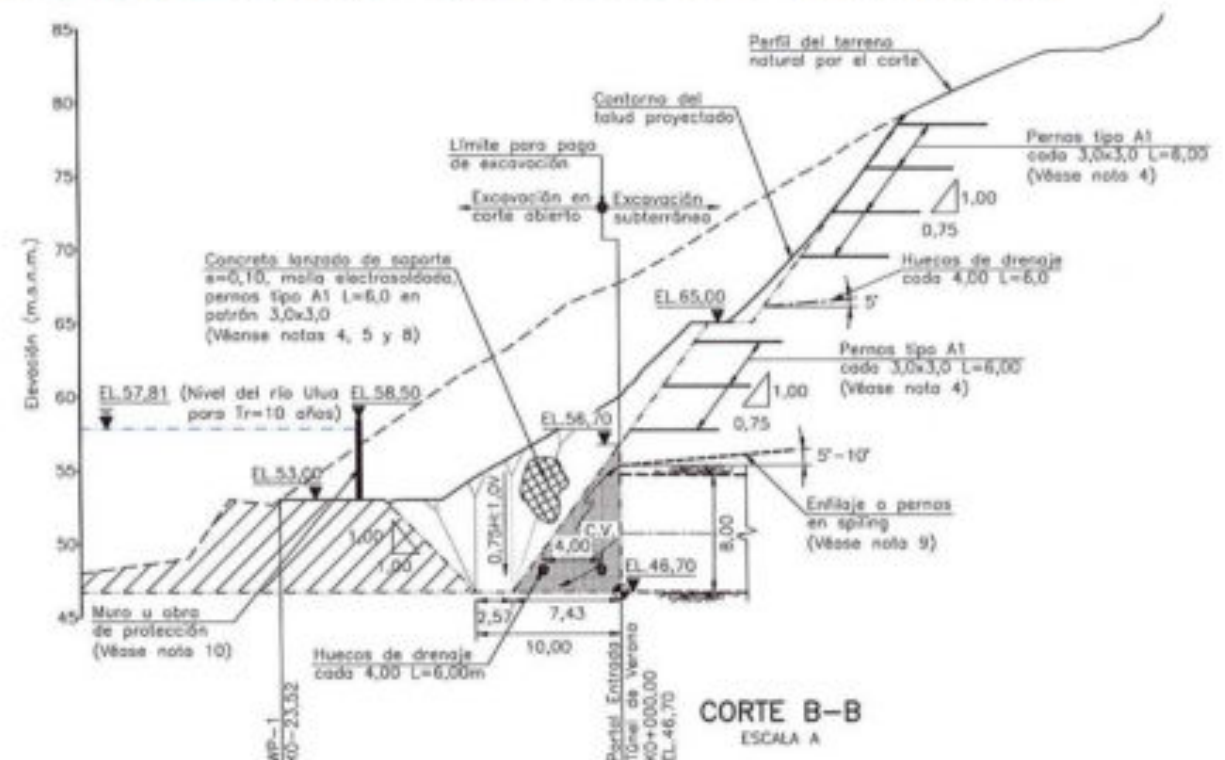
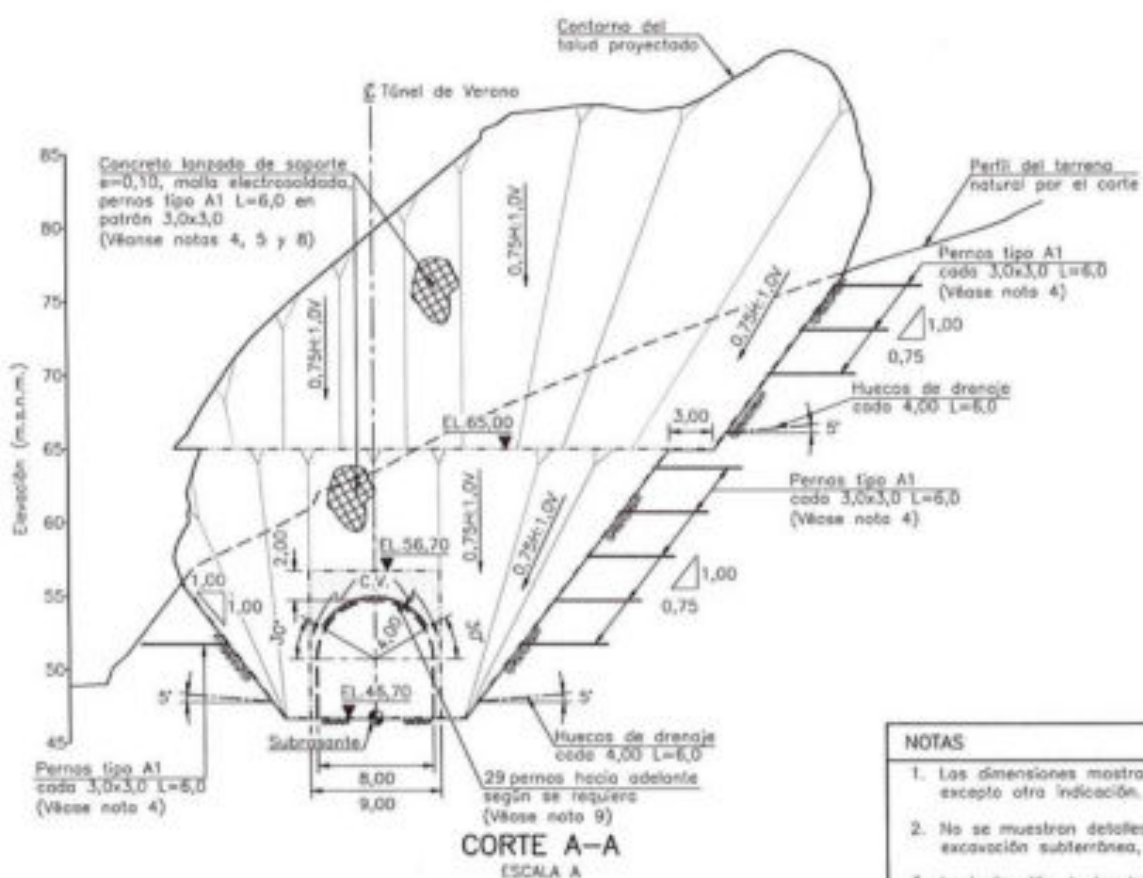
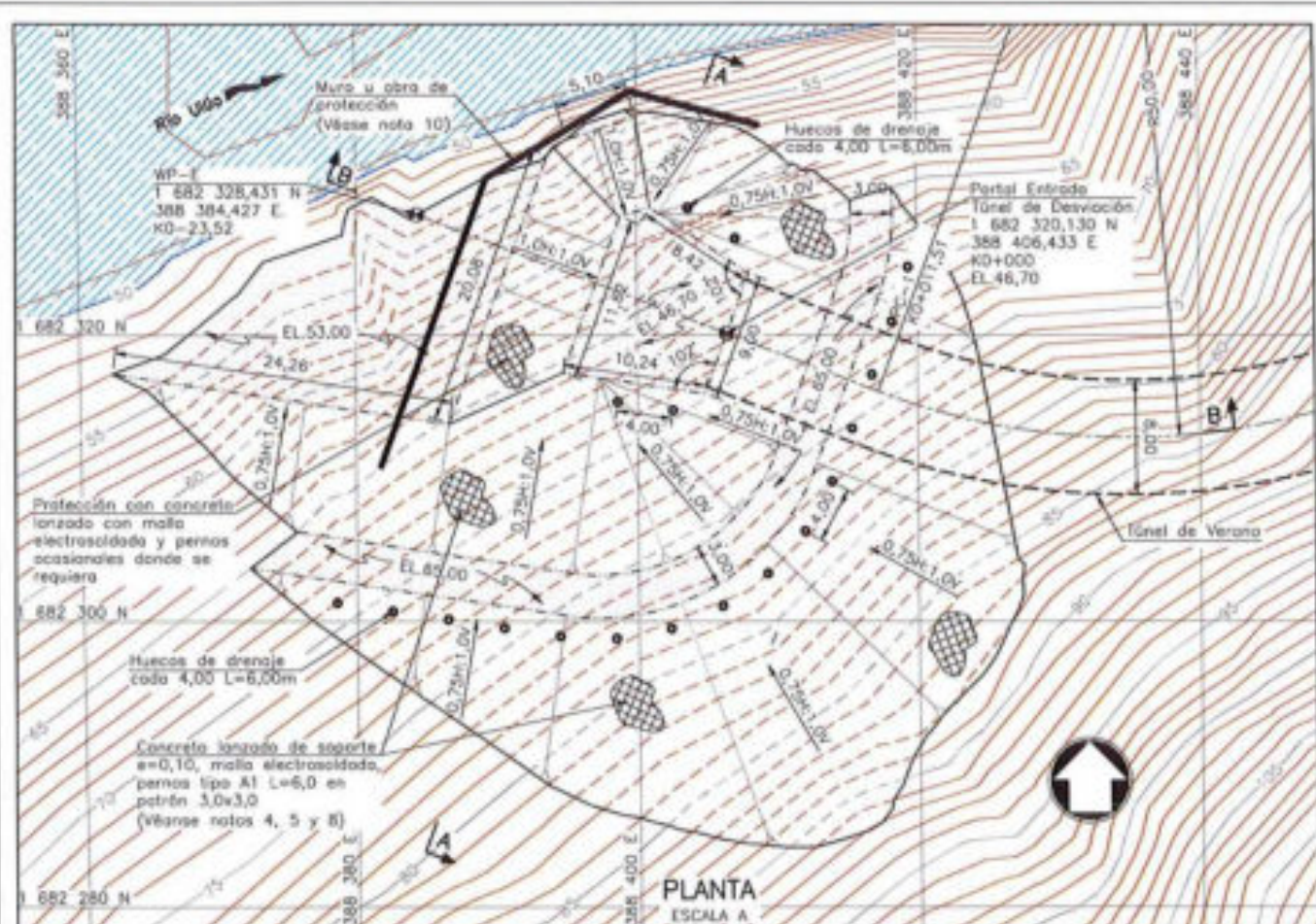
PROYECTO HIDROELÉCTRICO TORNILLITO

TÚNEL DE VERANO  
PLANTA, SECCIÓN Y PERFIL LONGITUDINAL



ESCALA: INDICADAS HOJA N°: 1 DE 1

Plan No. TLLD-LC-PL-ADITUN-GEO-001 Fecha emisión inicial: 11-06-2017

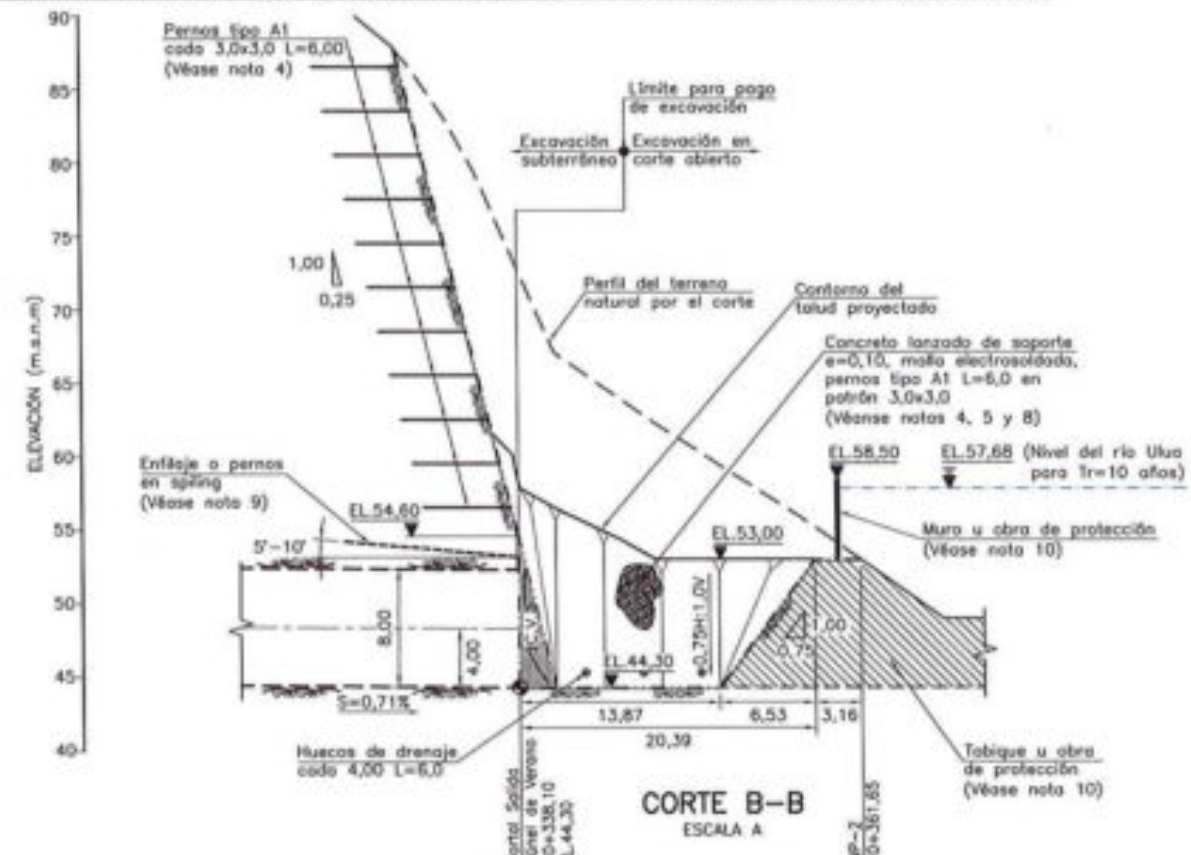
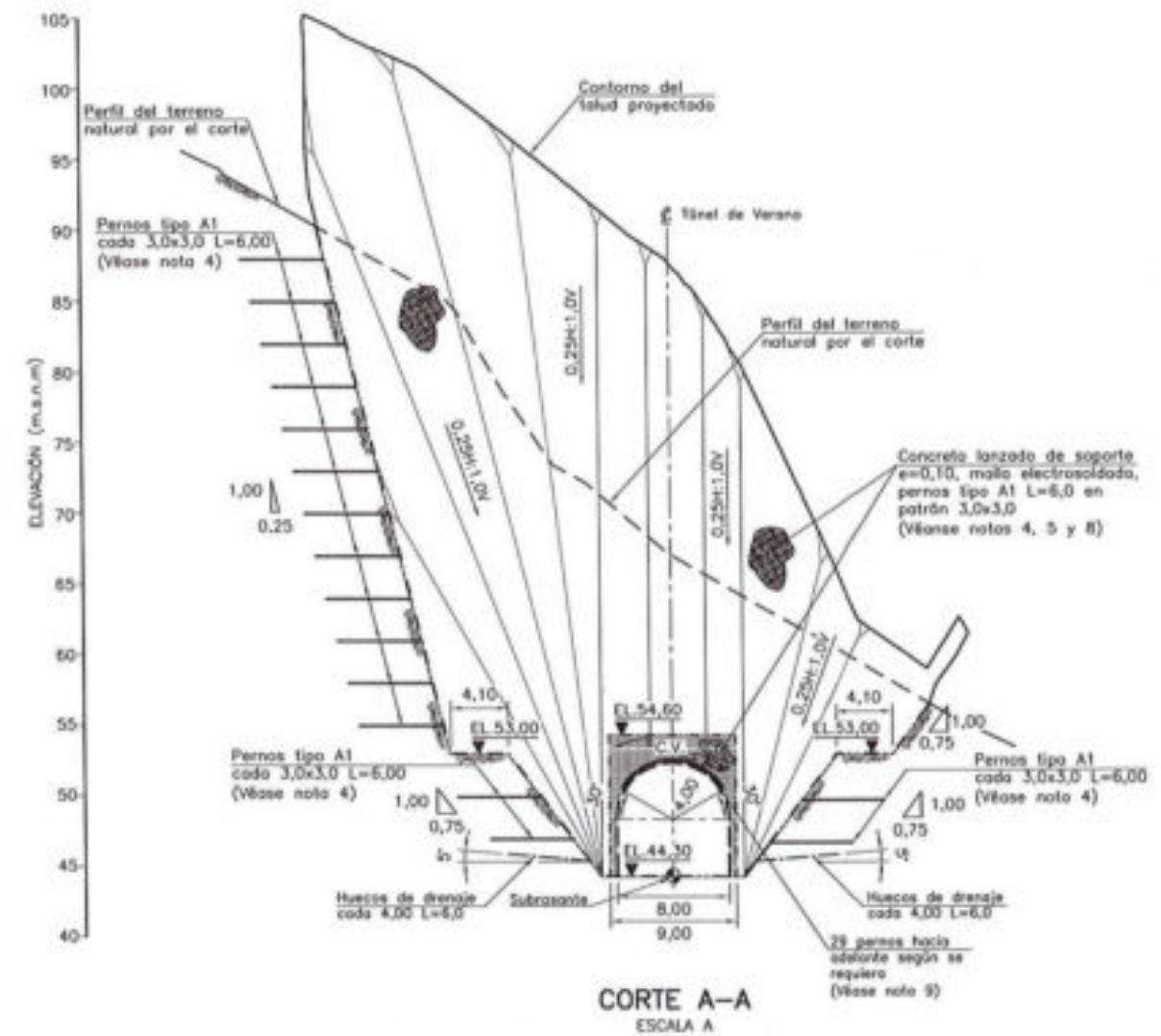
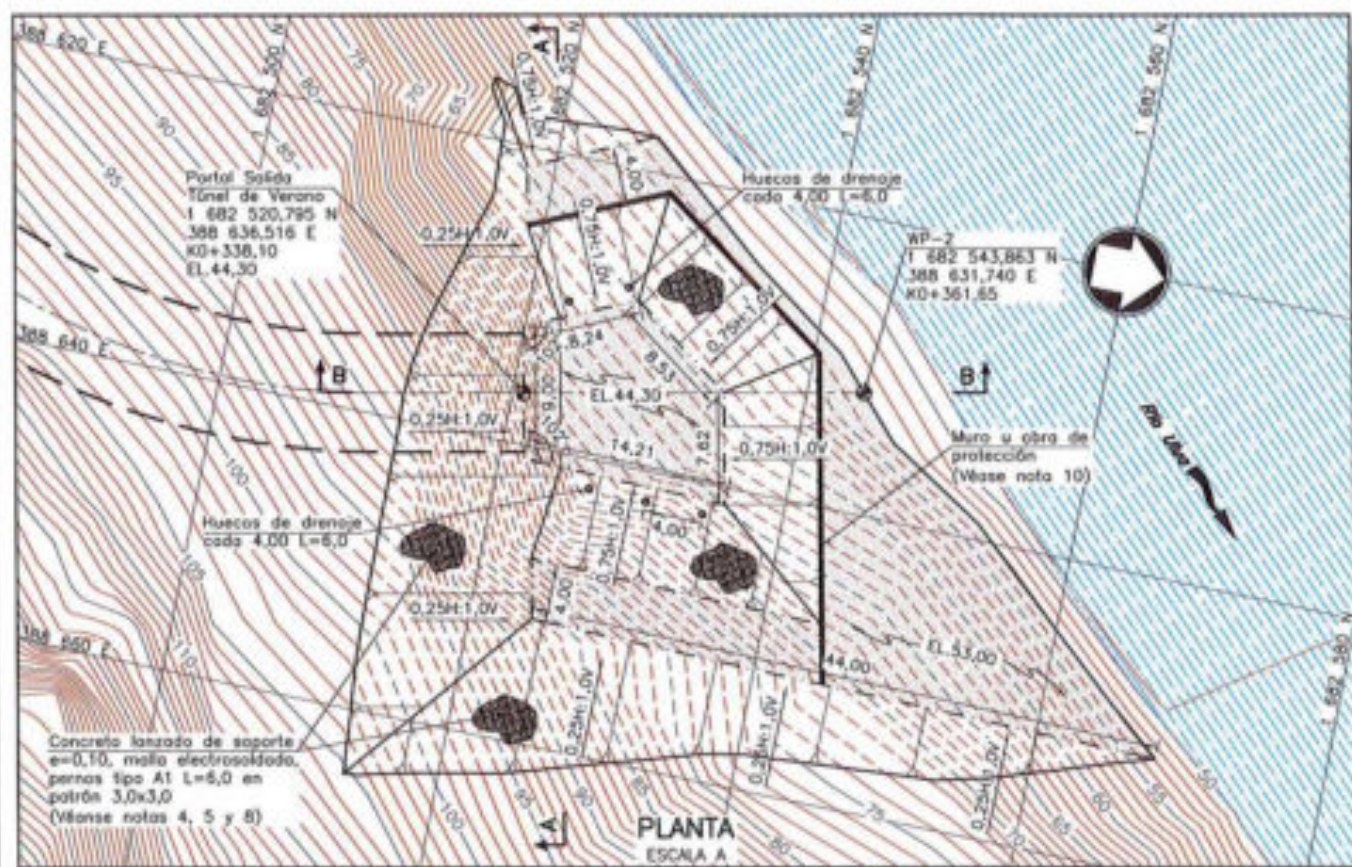


- NOTAS**
1. Las dimensiones mostradas están dadas en metros, excepto otra indicación.
  2. No se muestran detalles del sostenimiento de la excavación subterránea, ni del revestimiento.
  3. La inclinación de los taludes y las medidas de refuerzo y protección podrán variar de acuerdo con las condiciones del terreno.
  4. Los perros tipo A1 deberán ser de  $\phi=25$  mm (1") y acero grado 60 ( $f_y=420$  MPa). La longitud indicada corresponde a la longitud dentro del terreno.
  5. El concreto lanzado deberá ser de  $f'c=28$  MPa a los 28 días y tamaño máximo del agregado de  $\phi=12,7$  mm (1/2").
  6. El abscisado está referido a la proyección horizontal del eje del Túnel.
  7. Las cotas que se indican corresponden a la subrasante de la excavación.
  8. La malla electrosoldada debe ser de varillas de 4mm de diámetro en patrón 0,15x0,15.
  9. Dependiendo de las condiciones del terreno se podrán utilizar perros tipo C (anclajes) de  $L=12,0$  o perros tipo A1 hacia adelante en spring de  $L=9,0$ .
  10. El Contratista deberá tomar todas las precauciones para que el río no afecte las obras de construcción del túnel tal como se establece en las Especificaciones Técnicas.
  11. El Contratista será el responsable del diseño, construcción y remoción de la obra de protección requerida para evitar que el río afecte los trabajos del portal y del túnel, según se establece en las Especificaciones Técnicas.

**PLANOS DE REFERENCIA**

TLL0-LIC-PL-ADTUN-GE0-001 Túnel de Verano. Planta, sección y perfil longitudinal

0 5 10 15 20 25 m  
ESCALA A 1:500



NOTAS	
1. Las dimensiones mostradas están dadas en metros, excepto otra indicación.	6. El abscisado está referido a la proyección horizontal del eje del Túnel.
2. No se muestran detalles del sostenimiento de la excavación subterránea, ni del revestimiento.	7. Los cotes que se indican corresponden a la subrasante de la excavación.
3. La inclinación de los taludes y las medidas de refuerzo y protección podrán variar de acuerdo con las condiciones del terreno y los resultados de las investigaciones geotécnicas en el sitio.	8. La malla electrosoldada debe ser de varillas de 4mm de diámetro en patrón 0,15x0,15.
4. Los pernos tipo A1 deberán ser de $\phi=25$ mm (1") y acero grado 60 ( $f_y=420$ MPa). La longitud indicada corresponde a la longitud dentro del terreno.	9. Dependiendo de las condiciones del terreno se podrán utilizar pernos tipo C (enflejes) de L=12,0 o pernos tipo A1 hacia adelante en spring de L=9,0.
5. El concreto lanzado deberá ser de $f'c=26$ MPa (264,9 kg/cm <sup>2</sup> ) a los 28 días y tamaño máximo del agregado de $\phi=12,7$ mm.	10. El Contratista deberá tomar todas las precauciones para que el río no afecte las obras de construcción del túnel tal como se establece en las Especificaciones Técnicas.
11. El Contratista será el responsable del diseño, construcción y remoción de la obra de protección requerida para evitar que el río afecte los trabajos del portal y del túnel, según se establece en las Especificaciones Técnicas.	
12. No se muestran detalles de la vía de acceso.	

PLANOS DE REFERENCIA	
TLD-LC-PL-ADRIN-GE0-001	Túnel de Verano-Planta, sección y perfil longitudinal

