

**AVENIDAS DE DISEÑO PARA LOS TÚNELES  
DE CONDUCCIÓN DEL RÍO GRIJALVA**

## **CAPÍTULO 4**

**SITUACIÓN ACTUAL: DISEÑO Y  
FUNCIONAMIENTO  
HIDRÁULICO DE LOS TÚNELES  
INTERCOMUNICADORES**

#### 4 SITUACIÓN ACTUAL: DISEÑO Y FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LOS TÚNELES INTERCOMUNICADORES

El objetivo de este capítulo es presentar los túneles intercomunicadores del río Grijalva, desde sus principales objetivos, su diseño, construcción, su análisis hidrológico e hidráulico.

Actualmente se construyen los túneles intercomunicadores, con el principal objetivo de asegurar el tránsito del flujo del río Grijalva entre las centrales hidroeléctricas Malpaso y Peñitas en caso de que se presente un nuevo deslizamiento, debido al tipo de material existente y los fenómenos naturales que son comunes en la zona como son las intensas lluvias, huracanes y ciclones. Se mencionan sus especificaciones y se presenta todo el análisis hidrológico que se requirió para determinar los posibles escenarios que pueden presentarse tanto en el canal como en los túneles y su análisis hidráulico.

##### 4.1 Objetivo, localización y dimensionamiento

Con la finalidad de solucionar de manera definitiva y garantizar el paso del río Grijalva, se estudiaron cuatro alternativas de túneles. El área que se analizó para la propuesta del trazo de dos túneles, se localiza aproximadamente a 3 km aguas arriba del deslizamiento (figura 4.1). Con ello se garantizará la operación del sistema hidroeléctrico Grijalva y el manejo de los caudales de forma razonable (CFE, 2009).

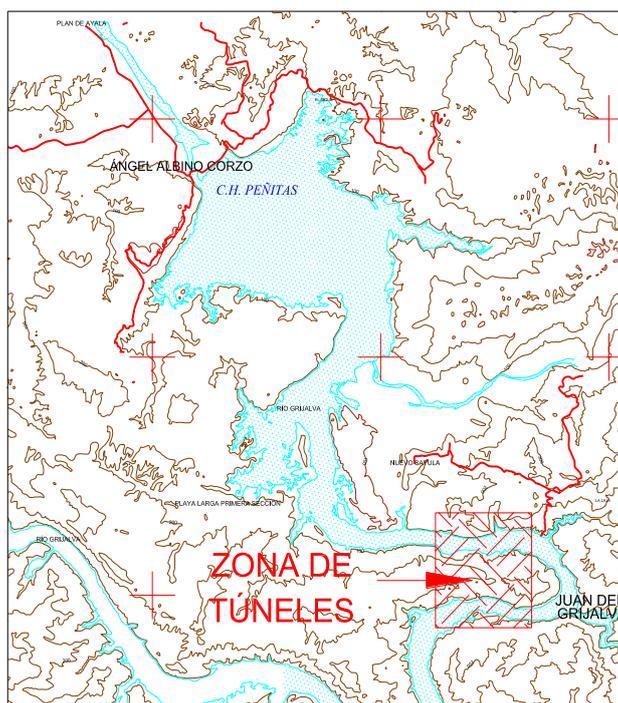
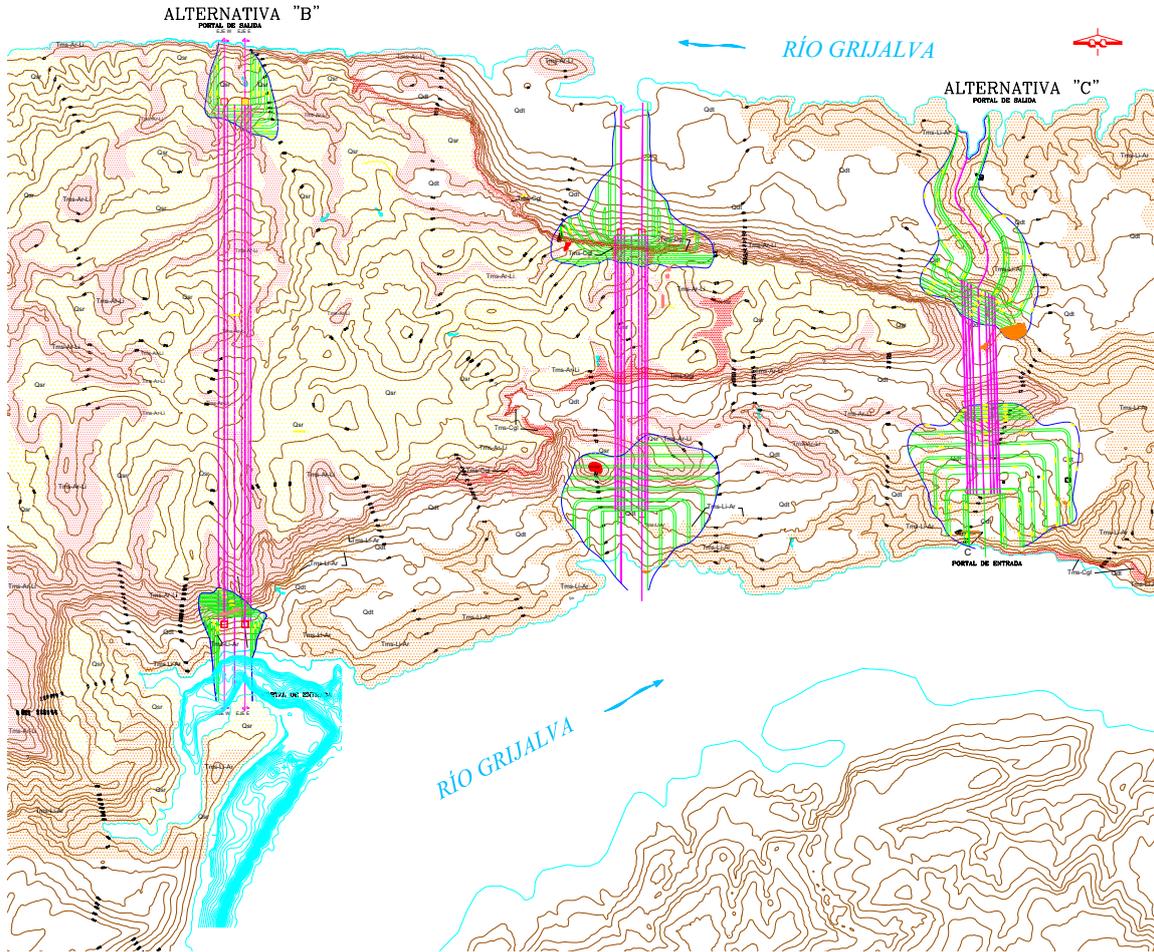


Figura 4.1. Localización de los túneles. Cortesía CPH-CFE.

Aunque es la opción que presenta mayor longitud de túneles, se considera la más viable, con la barrenación en ambos portales así como en el trazo del túnel, se encontró que en esta alternativa los túneles se excavarían en areniscas y limolitas (figura 4.2) compactas de buena calidad, que permitirán la excavación sin mayor complicación. No obstante que se prevé que la roca durante la excavación presente buenas características, se deberán de

Situación actual: Diseño y funcionamiento hidráulico de los túneles intercomunicadores

efectuar los tratamientos a la roca que sean necesarios para garantizar la estabilidad tanto de las excavaciones superficiales como subterráneas (Arvizu, 2009).



COLUMNA LITOESTRATIGRÁFICA

Cenozoico	Cuaternario	Qsr	Qsr.- Suelo Residual.	
		Qdt	Qdt.- Depósito de Talúd.	
	Terciario	Mioceno	Tms-Ar-Li	Tms-Ar-Li.- Secuencia de Areniscas, Limolitas y Lutitas con horizontes volcánicos.
			Tms-Cgl	Tms-Cgl.- Secuencia de Areniscas Conglomerados y Areniscas Conglomeráticas.
		Tms-Ar-Li	Tms-Ar-Li.- Secuencia de Areniscas con Limolitas.	
		Tms-Li-Ar	Tms-Li-Ar.- Secuencia de Limolitas, Lutitas y Areniscas.	
		Tms-Cgl	Tms-Cgl.- Secuencia de Areniscas Conglomeráticas.	

Figura 4.2. Mapa geológico y columna litoestratigráfica de la zona de túneles. CPH-CFE.

El objeto principal de estos túneles será asegurar el tránsito de las aguas entre Malpaso y Peñitas, complementando así la capacidad hidráulica del canal excavado en el sitio Juan de Grijalva, para no interrumpir la generación del sistema.

Se garantiza que aún y cuando se presentase otro deslizamiento en la zona de Juan de Grijalva que obstruyera el canal, los túneles tienen la capacidad de transitar de manera segura un gasto de cuando menos  $1,440 \text{ m}^3/\text{s}$  que es el equivalente al desfogado por la presa Malpaso considerando que la totalidad de sus grupos turbogeneradores se encuentran en operación, garantizando la seguridad de la planicie tabasqueña durante las crecidas del río.

#### 4.1.1 Detalle de la obra

El proyecto consta de dos túneles de conducción de  $14 \times 14 \text{ m}$  en sección portal con una longitud de  $1,140 \text{ m}$  cada uno, la plantilla se encuentra en la cota  $76.50$  y la clave de los túneles en la  $90.50$ , los túneles tienen pendiente nula. Adicionalmente se construirán tres caminos (Playa Larga a túneles de conducción, acceso a portal de entrada y acceso a portal de salida) con una longitud total de  $11,144.90 \text{ m}$ . Como pérdidas solamente se consideraron la debidas a la fricción y a la entrada.

Una sección baúl o portal típica (figura 4.3) se compone de una bóveda que es un semicírculo con radio  $B$  que tiene la misma dimensión de la mitad de la sección rectangular que compone la sección y centro en  $O$ . En la sección inferior del túnel el ancho tiene una dimensión total  $2B$  (Marengo, 2005).

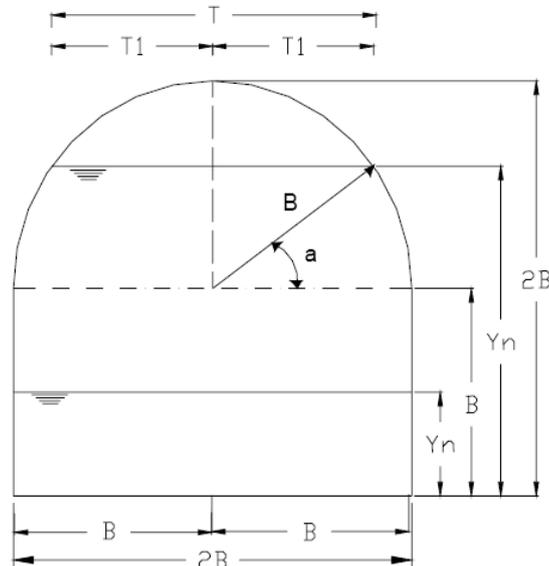


Figura 4.3. Sección típica de una sección baúl, Marengo, 2005.

Desde el punto de vista constructivo, esta sección es muy común en túneles, ya que representa una gran facilidad de ejecución, la parte superior se excava como una sección circular y la inferior se banquea; si el túnel es grande, se puede obtener la sección deseada en 3 o 4 voladuras, y así se obtienen fácilmente las líneas de proyecto deseadas. (Marengo, 2005).

Cabe mencionar que con este tipo de sección se construyeron los túneles de desvío de los proyectos Chicoasén, Caracol, Aguamilpa y Zimapán. Este proceso hoy en día ha sido adoptado para la construcción de las obras de desvío del P. H. El Cajón, Nay. y el P. H. La Parota, Gro. (Marengo, 2005).

Dichos túneles tienen una rugosidad compuesta de concreto lanzado en las paredes y bóveda ( $n = 0.023$ ) y concreto hidráulico en la plantilla ( $n = 0.012$ ), para determinar la rugosidad equivalente de los mismos se utilizó la ecuación de Felkel. Se aplicó esta ecuación debido a que después de un análisis hidráulico experimental en modelos de túneles de conducción considerando rugosidades compuestas, encabezada por el Dr. Marengo, donde se analizaron 16 criterios teóricos se concluyó que dicha ecuación es la que mostró la mejor aproximación a los valores medidos en los modelos. De esta manera, la rugosidad equivalente considerada fue de 0.02097 (Manning); en la figura 4.4 se presenta la sección transversal de dichos túneles (CFE, 2009).

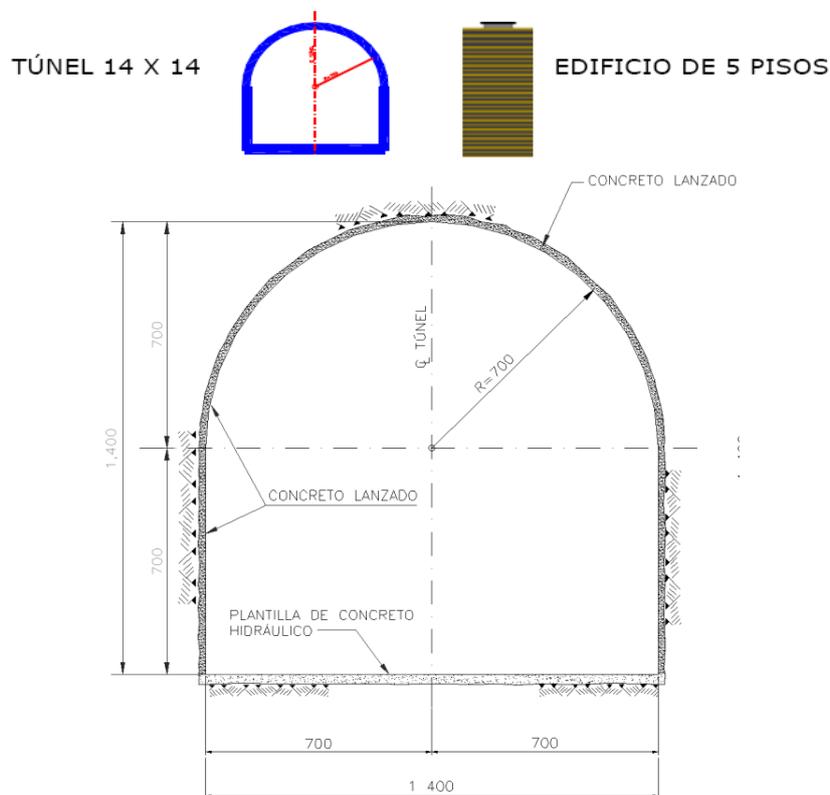


Figura 4.4. Comparación y sección de túneles. CPH-CFE.

La empresa a cargo de la construcción de esta obra es el consorcio Grupo México, por un monto aproximado de \$600 millones de pesos, iniciando los trabajos en enero de 2009.

El alcance del concurso incluye la construcción de 8.0 kilómetros del camino de acceso al sitio, desde el poblado de Playa Larga, así como 3.1 kilómetros para los accesos a los portales de entrada y de salida.

La construcción de la obra se divide en dos frentes principales de trabajo:

**Túneles de Conducción:** este frente está integrado por dos túneles de sección portal de 14 x 14 m y una longitud de 1,135 m. cada uno, los túneles han sido diseñados bajo el criterio de rugosidad compuesta considerando que la plantilla será una losa de concreto hidráulico armada con acero de refuerzo de 0.30 m. de espesor, los muros laterales y la bóveda serán revestidos de concreto lanzado con un espesor medio de 0.15 m. Se considera la excavación de portales de entrada y portales de salida los cuales recibirán tratamientos para su estabilización mediante anclajes, drenajes construcción de bermas y colocación de concreto lanzado, se considera la construcción de un ataguía en el portal de entrada (figura 4.5) la cual incluirá una pantalla impermeable para evitar el flujo de agua a través de la ataguía (figura 4.6), mientras que en el portal de salida (figura 4.7) se dejará un bordo de terreno natural de forma tal que impida el paso del agua al interior de los túneles durante el proceso de construcción (CFE, 2009).

**Caminos de acceso:** el alcance del contrato incluye la construcción de tres caminos con una longitud total de 11,144.90 m. distribuidos de la siguiente manera, Camino Playa Larga Juan de Grijalva de 8,000 m. de longitud, Acceso al Portal de Entrada con una longitud de 1,871.71 m. Acceso al Portal de Salida con una longitud de 1,273.19 m. así como dos puentes.

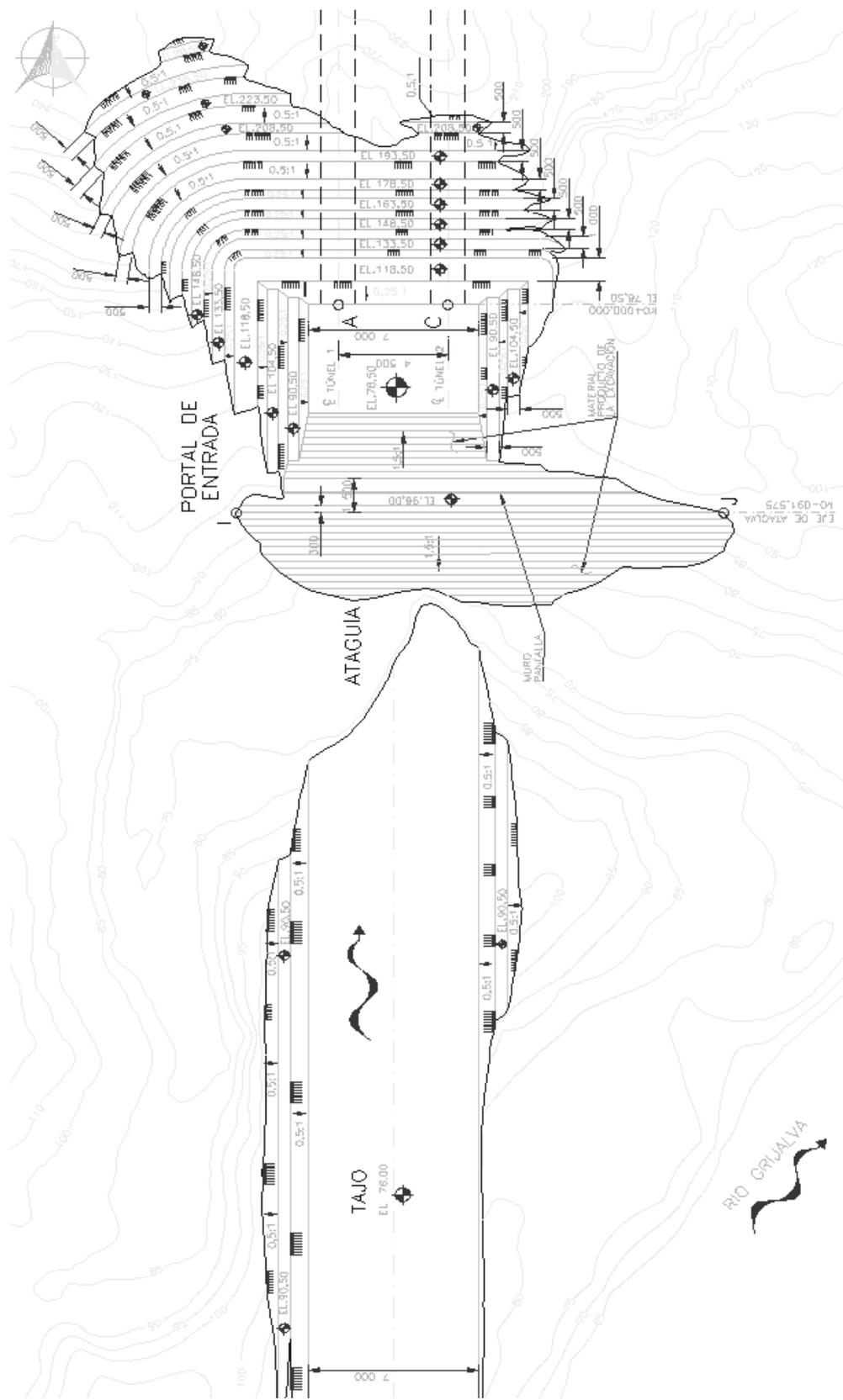
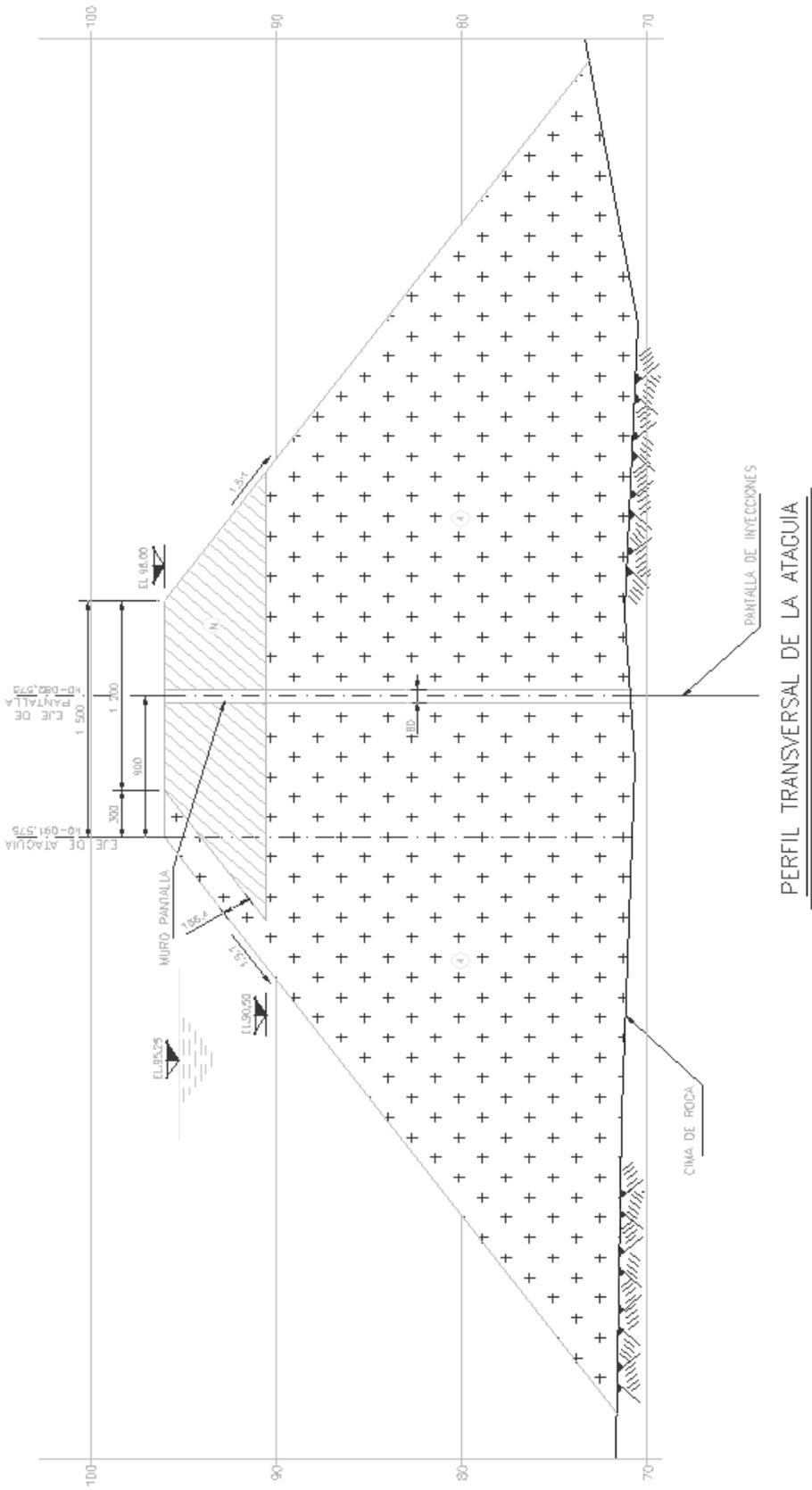


Figura 4.5. Portal de entrada. CPH-CFE.



PERFIL TRANSVERSAL DE LA ATAJUÁ

ESCALA 1:200

Figura 4.6. Perfil de la atajúa. CPH-CFE.

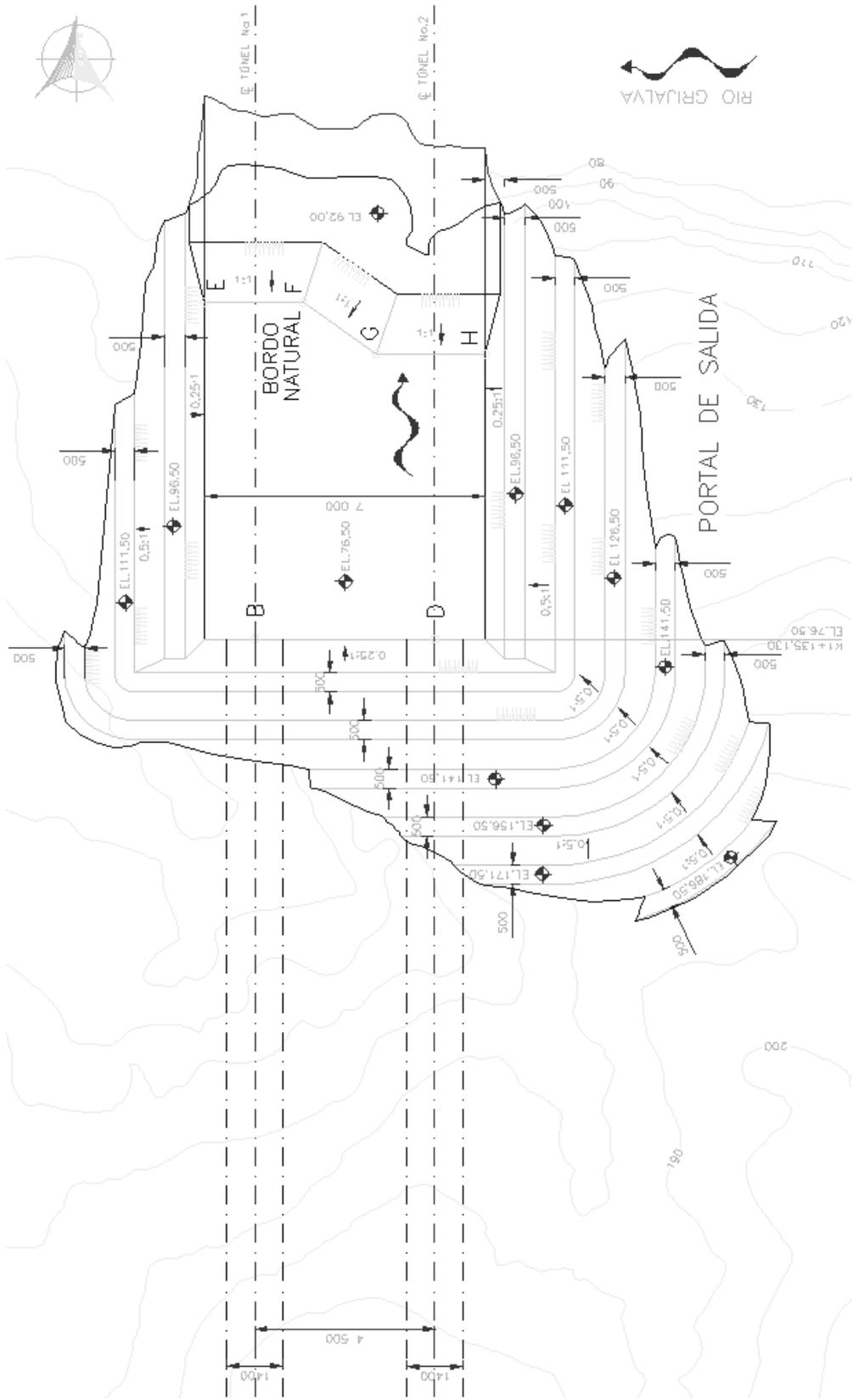


Figura 4.7. Portal de salida. CPH-CFE.

## 4.2 Análisis hidráulico de los túneles

Con la propuesta de los túneles se pretende que el funcionamiento del sistema Malpaso-Peñitas se desarrolle de tal forma que no se sobrepase los niveles de desfogue de los gastos generados por la operación de la C.H. Malpaso, mismos que se muestran en la tabla 4.1 (CFE, 2008).

**Tabla 4.1. Curva Elevaciones-Gasto en el desfogue de la C.H. Malpaso, (CFE, 2008).**

No. de unidades (Malpaso)	Q por unidad (m <sup>3</sup> /s)	Elevación (msnm)
1	240	80.70
2	480	82.75
3	720	84.45
4	960	85.50
5	1200	86.70
6	1400	89.50

Para llevar a cabo los análisis hidráulicos y conocer el nivel de la superficie libre del agua en la zona de confluencia de los túneles con el río (vaso superior) se empleó la siguiente información (CFE, 2008):

- Fotogrametría 1:10,000 de la zona de estudio
- Secciones transversales a lo largo del cauce del río Grijalva
- Secciones transversales del canal construido
- Perfil y planta de los túneles de la zona propuesta para la construcción de los mismos
- Operación diaria de la operación del sistema Malpaso-Peñitas, publicada a través de Internet de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil de la CFE
- Programa computacional HEC-RAS

Los análisis hidráulicos de los túneles se realizaron trabajando como canal y a presión. De tal manera que se pudiera garantizar la operación del gasto máximo desfogado por la operación de Malpaso (CFE, 2008).

Los escenarios propuestos corresponden a geometrías de túneles de sección portal de 13 x 13 m, 13.50 x 13.50 m, 14 x 14 m, 15 x 15 m y 16 x 16 m.

Posteriormente se realizó una simulación de uno, dos y tres túneles, en esta etapa se incorpora en el análisis, las secciones transversales en el tramo comprendido entre el desfogue de Malpaso-El deslizamiento con la finalidad de conocer el perfil hidráulico a lo largo de esta zona de estudio y, estimar los niveles en el desfogue de Malpaso y en la confluencia de los túneles con el río con el funcionamiento de los túneles exclusivamente.

Después de realizar este análisis, de acuerdo con los resultados entre la opción de construir 1, 2 ó 3 túneles, la variación entre el nivel esperado en Malpaso es relativamente pequeña (por centímetros y en el mejor de los casos hasta 1 metro), sin embargo, el beneficio se puede observar en la seguridad que va adquiriendo el sistema canal y túneles, pues según el

numero de estos, y al aumentar su capacidad de conducción, el canal transita menos gasto, restándole solicitud en su operación (CFE, 2008).

Por su parte, los túneles también presentan una mejoría, pues las condiciones máximas para que funcionen como canal, pasan de una relación de llenado de 0.82 y un gasto correspondiente a un  $Tr = 100$  años para un solo túnel, a relaciones de llenado de 0.87 y 0.84, así como gastos asociados a  $Tr$  de 500 y 1,000 años, para las opciones de 2 y 3 túneles.

Una vez seleccionada la geometría de 14 metros de ancho, también se debieron considerar las condiciones del sitio para mejorar el diseño, en función de los estudios geológicos realizados en la zona de los túneles.

Opción A; túnel de 14 x 14 m de diámetro sección portal. Longitud 682.00 metros.

Opción B; túnel de 14 x 14 m de diámetro sección portal. Longitud 1,440.00 metros.

En la medida que se fueron desarrollando los estudios de detalle de topografía, geología y diseño, se determinó que la opción A se descarta ya que por su ubicación, requería en sus portales de entrada y salida de una excavación y movimiento de tierra de gran magnitud, por lo que fue necesario, evaluar la opción B; su portal de entrada se localiza aproximadamente a 800 metros aguas arriba de la opción A (CFE, 2008).

La opción B, está conformada por dos túneles paralelos con longitud de 1,140 metros, sección portal de 14 x 14 m revestidos en su plantilla con concreto armado y las paredes protegidas con tres capas de concreto lanzado de 7 cm de espesor cada una, las dos primeras contienen fibra metálica y la tercera está reforzada con malla electrosoldada; sus volúmenes de excavación en sus portales de entrada y salida son en gran medida menores que los de la opción A, dando certidumbre a la construcción de los túneles (CFE, 2008).

Con la opción B, se realizaron los análisis hidráulicos con diferentes elevaciones de plantilla, dando por resultado que la plantilla a la 76.50 msnm, es la que tiene menores pérdidas; se concluye que la opción B (ver fig. 4.7) con plantilla a la 76.50 msnm es la mejor (CFE, 2008).

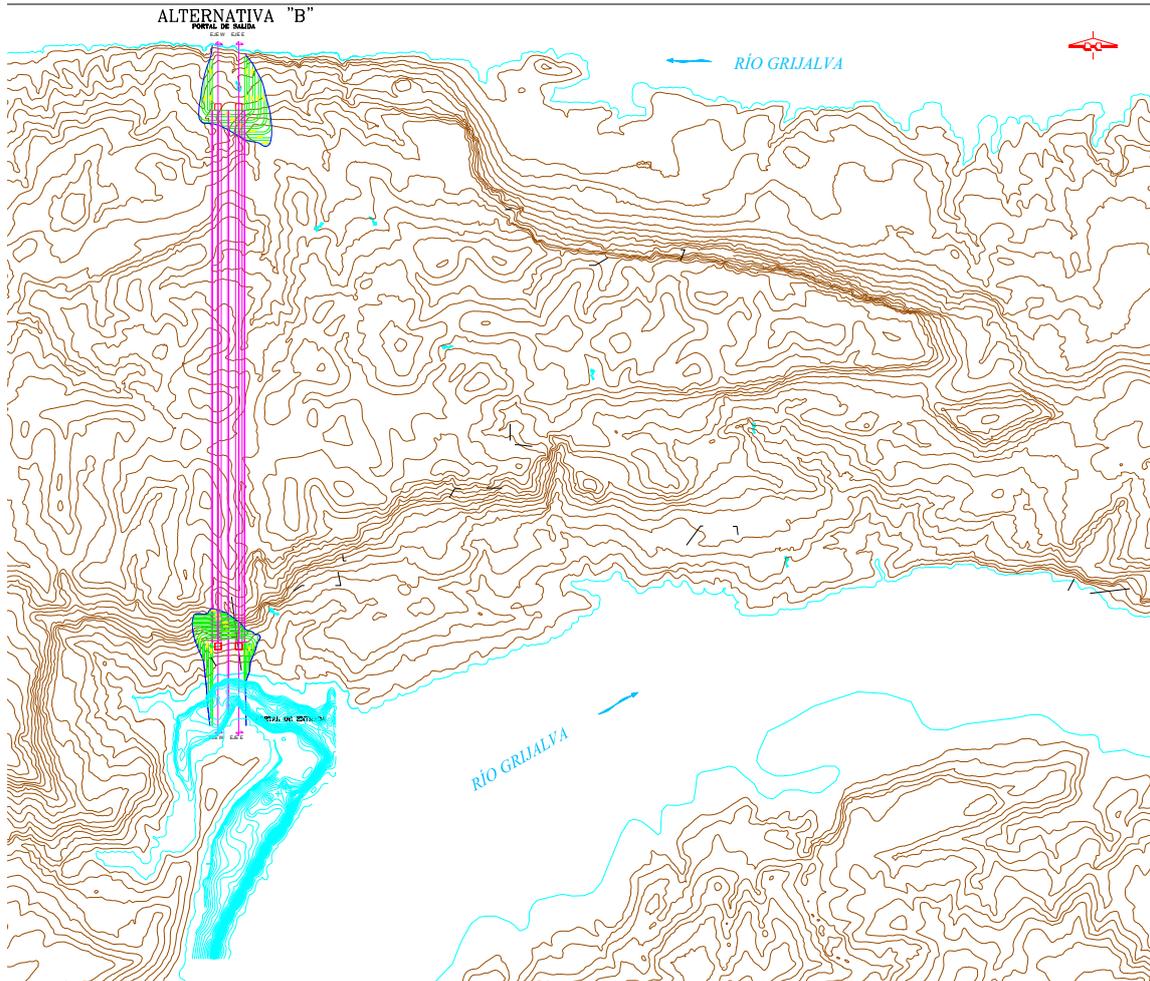


Figura 4.8. Localización de opción B. CPH-CFE.

### 4.3 Conclusiones de los análisis hidráulicos y la opción seleccionada

Después de comparar los resultados de los análisis mencionados y observar el comportamiento hidráulico para cada geometría, atendiendo además, de manera primordial la información que constantemente se recaba en el sitio, referente a las condiciones topográficas y geológicas, el enfoque de este trabajo se concentró en cuatro criterios para la determinación de la mejor opción:

1. Atender la geología recabada en el sitio, de manera tal que condicionara la ubicación y longitud de los túneles.
2. Revisión de los ejes propuestos para que junto con el punto anterior se tuvieran las menores longitudes de túneles.
3. Revisión y comparación del funcionamiento hidráulico de cada sección.
4. Realizar la evaluación económica de la opción seleccionada.

En función de estos criterios se decidió por la comparación de las tres geometrías más grandes que fueron analizadas: 14, 15 y 16 metros. Sin embargo, tomando en cuenta la conclusión del análisis que nos dice que la determinación entre construir 1, 2 o 3 túneles

radica en la seguridad del canal y no tanto en el nivel recuperado en el desfogue de la C.H. Malpaso, se decidió por el diseño de 2 túneles.

Referente a las geometrías contempladas para seleccionar una como la óptima, debe señalarse que la correspondiente a la de 14 metros de ancho, contó con ventajas sobre las otras dos. La primera y más importante, es la experiencia que se tiene con resultados probados por el uso de esta geometría durante la construcción de la C.H. El Cajón y recientemente en la construcción del P.H. La Yesca. Dos, al ser la menor geometría de las tres, por consecuencia el costo de construcción sería menor que el de 15 y 16 metros y, tres, presento un buen comportamiento hidráulico durante los escenarios simulados. De esta manera, se decidió por seleccionar dos túneles de sección de 14 metros de ancho por 14 metros de alto (CFE, 2008).

De las opciones analizadas A y B, se descartó la opción A, debido a que los estudios técnicos muestran que por su ubicación la zona es muy inestable y representa un riesgo importante; por lo anterior, se determinó considerar la opción B para la ejecución del proyecto: dos túneles paralelos con longitud de 1,140 metros, sección portal de 14 x 14 m, con elevación de plantilla a la 76.50 msnm (CFE, 2008).

#### **4.4 Información fisiográfica y de operación**

Las curvas Elevaciones-Áreas-Capacidades utilizadas para los embalses de C.H. Malpaso-Deslizamiento y Deslizamiento-C.H. Peñitas se presentan en las tablas 4.2 y 4.3 (CFE, 2009).

**Tabla 4.2. Curva E-A-C de la cuenca C.H. Malpaso-Deslizamiento, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009).**

<b>ELEVACIÓN</b>	<b>VOLUMEN</b>	<b>ELEVACIÓN</b>	<b>VOLUMEN</b>
<b>msnm</b>	<b>Mm3</b>	<b>msnm</b>	<b>Mm3</b>
53	0,00	89	497,12
54	0,55	90	526,90
55	1,09	91	568,23
56	1,64	92	609,56
57	2,19	93	650,89
58	2,74	94	692,22
59	3,28	95	733,55
60	3,83	96	774,88
61	9,17	97	816,21
62	14,51	98	857,54
63	19,85	99	898,88
64	25,18	100	940,21
65	30,52	101	993,94
66	35,86	102	1 047,68
67	41,20	103	1 101,41
68	46,54	104	1 155,15
69	51,88	105	1 208,88
70	57,21	106	1 262,62
71	74,40	107	1 316,35
72	91,60	108	1 370,09
73	108,79	109	1 423,82
74	125,98	110	1 477,56
75	143,17	111	1 528,93
76	160,36	112	1 580,30
77	177,55	113	1 631,66
78	194,74	114	1 683,03
79	211,93	115	1 734,40
80	229,12	116	1 785,77
81	258,90	117	1 837,14
82	288,68	118	1 888,50
83	318,46	119	1 939,87
84	348,23	120	1 991,24
85	378,01	121	2 042,61
86	407,79	122	2 093,97
87	437,56	123	2 145,34
88	467,34		

Situación actual: Diseño y funcionamiento hidráulico de los túneles intercomunicadores

**Tabla 4.3. Curva E-A-C de la cuenca Deslizamiento-C.H. Peñitas, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009).**

ELEVACIÓN msnm	VOLUMEN Mm3	ELEVACIÓN msnm	VOLUMEN Mm3
50	0,00	81	482,80
51	6,08	82	515,60
52	12,16	83	548,40
53	18,24	84	581,20
54	24,32	85	614,00
55	30,40	86	637,32
56	36,48	87	660,20
57	42,56	88	680,46
58	48,64	89	700,28
59	54,72	90	718,92
60	60,80	91	754,44
61	75,87	92	788,98
62	90,94	93	822,54
63	106,01	94	855,12
64	121,08	95	886,73
65	136,15	96	917,35
66	151,22	97	947,00
67	166,29	98	975,66
68	181,36	99	1 003,35
69	196,43	100	1 030,06
70	211,50	101	1 071,73
71	235,35	102	1 106,12
72	259,20	103	1 141,29
73	283,05	104	1 177,22
74	306,90	105	1 213,93
75	330,75	106	1 251,42
76	354,60	107	1 289,67
77	378,45	108	1 328,70
78	402,30	109	1 368,51
79	426,15	110	1 409,08
80	450,00		

Los gastos turbinados en las centrales hidroeléctricas Malpaso y Peñitas se muestra en la tabla 4.4.

**Tabla 4.4. Gastos turbinados en las centrales hidroeléctricas Malpaso y Peñitas, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009).**

Central Hidroeléctrica	Turbinas Generación/ Qp (m <sup>3</sup> /s)					
	1	2	3	4	5	6
Malpaso	240	480	720	960	1200	1440
Peñitas	360	720	1080	1440		

Finalmente, se consideraron dos políticas de operación para el vertedor de la C.H. Peñitas. Para avenidas asociadas a periodos de retorno de 50 y 100 años se utilizó la política presentada en la tabla 4.5 en la cual solo se considera la operación de los vertedores de servicio tratando de regular la avenida lo más posible. Para el caso de una avenida asociada a un periodo de retorno de 10,000 años se consideró la política presentada en la tabla 4.6 en la cual se considera la operación de los vertedores de servicio así como de los vertedores de emergencia con la finalidad de dejar pasar instantáneamente el agua que entra al vaso (CFE, 2009).

Cabe mencionar que se consideró una operación de tres turbinas, las cuales corresponden a un gasto de 1,080 m<sup>3</sup>/s. Esta operación se llevó a cabo hasta que el nivel del embalse llegara al nivel del NAMO, es decir, a la elevación 87.40 msnm, a partir de esta elevación comenzaba la operación de los vertedores cerrando la operación de las turbinas completamente.

**Tabla 4.5. Política de operación del vertedor de la C.H. Peñitas para avenidas asociadas a periodos de retorno de 50 y 100 años (CFE, 2009).**

ELEVACION (msnm)	GASTO POR VERTEDOR
85	1080
87,4	1080
87,5	1040
88	1240
88,5	1440
89	1690
89,5	2040
90	2420
90,25	3995
90,7	5680
91,15	5960
91,7	6320
92,25	6697,5
92,85	7080
93	7190
93,5	7570
94	7880
94,5	8250
95	8610
95,5	9000

Situación actual: Diseño y funcionamiento hidráulico de los túneles intercomunicadores

**Tabla 4.6. Política de operación del vertedor de la C.H. Peñitas para una avenida asociada a un periodo de retorno de 10,000 años (CFE, 2009).**

ELEVACION (msnm)	GASTO POR VERTEDOR
85	1080
87,4	1080
87,45	1870
87,55	2700
87,7	3620
87,9	4465
88,2	5540
88,5	6292
88,9	7332
89,3	8112
89,8	8940
90,25	9928
90,7	10864
91,15	11752
91,7	12596
92,25	14480
92,85	15320
94	15760
94,5	16500
95	17220
95,5	18000

Finalmente, el hidrograma de las descargas del vertedor de la C.H. Malpaso para una avenida asociada a un periodo de retorno de 10,000 años se presenta en la tabla 4.7.

**Tabla 4.7. Gastos descargados por el vertedor de la C.H. Malpaso para una avenida asociada a un periodo de retorno de 10,000 años (CFE, 2009).**

Tr (años)			10000
Días	Horas	Acum Horas	Qp (m3/s)
0	24	0	724,86
1	6	6	860,77
1	12	12	2457,73
1	18	18	4054,69
1	24	24	5651,64
2	6	30	7248,60
2	12	36	5560,24
2	18	42	3871,88
2	24	48	2183,51
3	6	54	495,15
3	12	60	503,13
3	18	66	511,10
3	24	72	519,08
4	6	78	527,05
4	12	84	705,56
4	18	90	884,06
4	24	96	1062,56
5	6	102	1241,07
5	12	108	1326,73
5	18	114	1412,39
5	24	120	1498,05

#### **4.5 Análisis hidráulico (Curvas Elevaciones-Gastos)**

Se determinaron las curvas Elevaciones-Gastos (E-G) del canal así como de los túneles de conducción para la realización de los tránsitos de avenidas. Las consideraciones realizadas para la elaboración de estos análisis se muestran a continuación.

##### **4.5.1 Curva E-G del Canal**

A partir de la batimetría obtenida en la zona del canal y de la topografía del lugar se obtienen las secciones transversales a utilizar para determinar el perfil del agua a través del mismo. Dichas secciones fueron 39 y se obtuvieron a cada 20 m (CFE, 2009).

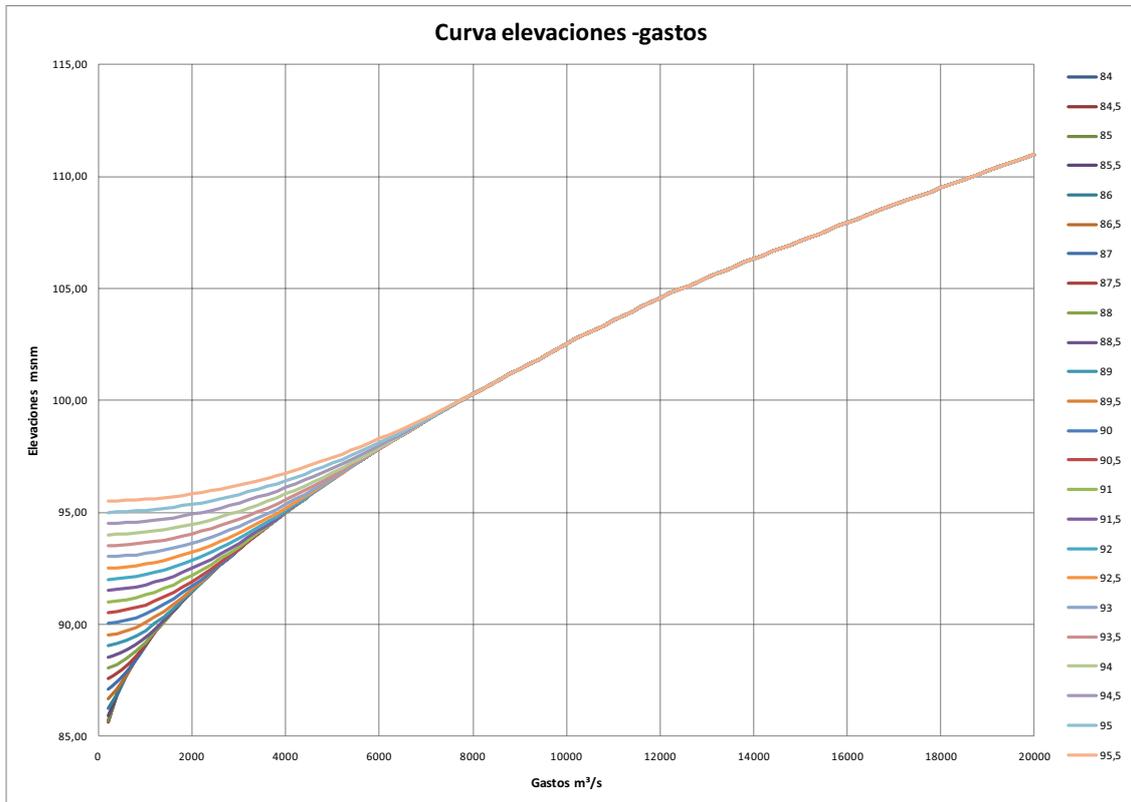
Para considerar la transición por la entrada al canal y determinar la elevación aguas arriba del mismo se consideró una sección más, 200 m aguas arriba de la entrada. Considerando que a esa distancia es donde se han estado realizando las mediciones diarias de dichos niveles para fines de comparación. Por otro lado, se considero una rugosidad de Manning de 0.045.

Debido a que el perfil del agua a través del canal depende del nivel en que se encuentre el nivel del embalse generado entre la zona del deslizamiento y la C.H. Peñitas se determinó una familia de curvas E-G para diferentes niveles del embalse antes mencionado y para diferentes gastos de entrada.

Los niveles del embalse que se consideraron fueron a partir de la elevación 84 a la 95.5 msnm con incrementos a cada 50 cm y para gastos que fueron desde los 200 hasta los 20,000 m<sup>3</sup>/s con incrementos a cada 200 m<sup>3</sup>/s, lo cual representó realizar 2,400 análisis de curvas de remanso en el canal (CFE, 2009).

Para poder realizar lo anterior se utilizo el programa para la determinación de remansos en ríos presentado en el Manual de Diseño de Obras Civiles - Hidrotecnia - A.2.16 Métodos Numéricos - CFE - IIE – 1983.

En la figura 4.9 se muestra la familia de curvas obtenida. Se puede observar en dicha figura que para gastos mayores o iguales a los 8,000 m<sup>3</sup>/s, la elevación en la que se encuentre el embalse aguas abajo del deslizamiento deja de influir en la elevación obtenida en el embalse aguas arriba al hacer el análisis de remanso (CFE, 2009).



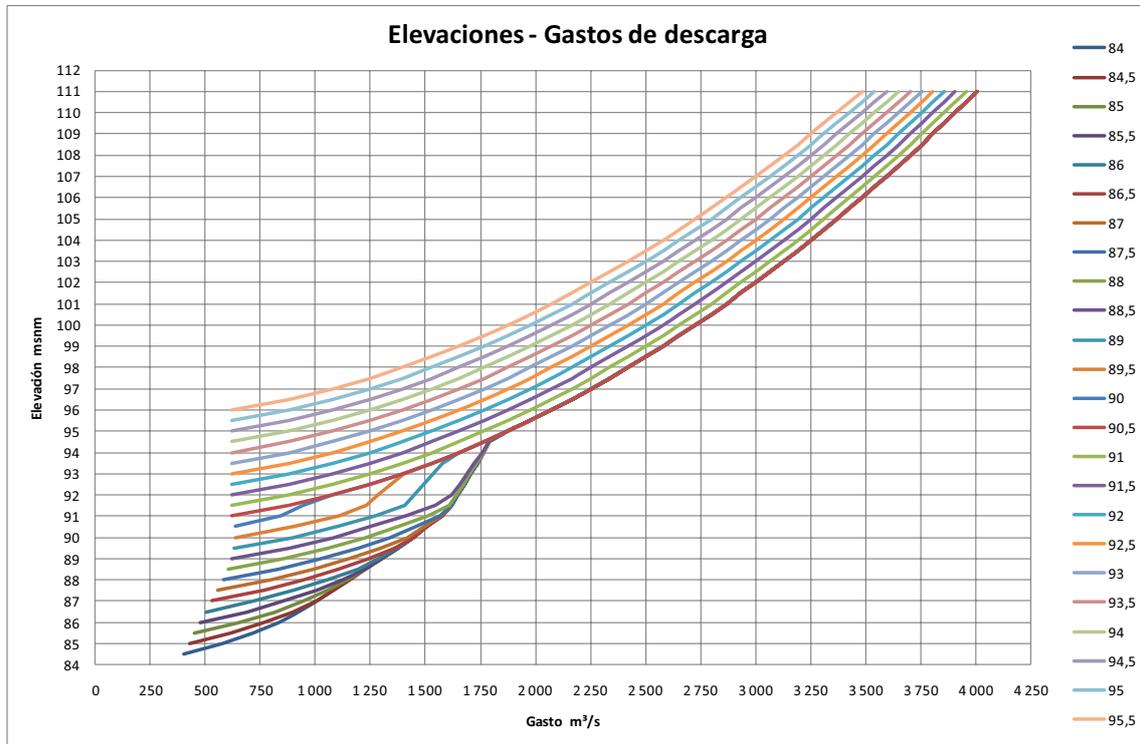
**Figura 4.9. Curva Elevaciones-Gastos correspondientes al funcionamiento hidráulico del Canal, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009).**

#### 4.5.2 Curva E-G de los Túneles

Del mismo modo que para el análisis del canal para los túneles de conducción se determinó una familia de curvas E-G para diferentes niveles del embalse antes mencionado y para diferentes gastos de entrada. Los niveles del embalse que se consideraron fueron a partir de la elevación 84 a la 95.5 msnm con incrementos a cada 50 cm y para gastos que fueron desde los 200 hasta los 20,000 m<sup>3</sup>/s con incrementos a cada 200 m<sup>3</sup>/s, lo cual representó realizar 2,400 análisis de curvas de remanso en el canal. Para poder realizar lo anterior se elaboró un programa basado en la metodología presentada en el Manual de Diseño de Obras Civiles - Hidrotecnia - A.2.12 Obras de desvío - CFE - IIE – 1983, de esta manera se pudieron hacer análisis de funcionamiento como canal, en transición y como tubo lleno, así como salida de túnel sumergida obteniéndose así los perfiles requeridos (CFE, 2009).

Las características generales consideradas del proyecto fueron: dos túneles de 1,135 m de longitud con una sección transversal tipo portal de 14 x 14 m cada uno y una pendiente igual a cero. El desplante resulta estar a la elevación 76.5 msnm. Como pérdidas solamente se consideraron la debidas a la fricción y por entrada.

En la figura 4.10 se muestra la familia de curvas obtenida. Se puede observar en la figura que la elevación en la que se encuentre el embalse aguas abajo del deslizamiento si influye de manera considerable en la elevación obtenida en el embalse aguas arriba al hacer el análisis de remanso.



**Figura 4.10. Curva Elevaciones-Gastos correspondientes al funcionamiento hidráulico de los túneles de conducción, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009).**

Se puede observar también que cuando los túneles funcionan como canal el comportamiento es similar al del apartado anterior, es decir, cuando los gastos son mayores o iguales a  $1,800 \text{ m}^3/\text{s}$ , la elevación en la que se encuentre el embalse aguas abajo del deslizamiento deja de influir en la elevación obtenida en el embalse aguas arriba al hacer el análisis de remanso. Asimismo, la influencia es más considerable cuando los túneles se encuentran sumergidos de esta manera las curvas resultantes crecen paralelamente lo proporcional al aumento del nivel aguas abajo del deslizamiento (CFE, 2009).

#### 4.5.3 Curva E-G del funcionamiento conjunto Canal y Túneles

Obtenidas las familias de curvas correspondientes al funcionamiento hidráulico del canal y de los túneles de conducción se procedió a encontrar el funcionamiento conjunto de ambas estructuras. Lo anterior se logró considerando un punto de convergencia en el embalse aguas arriba del deslizamiento de manera que la elevación en ese punto fuera el mismo para el canal como para los túneles. Así, se interpolaron estas elevaciones en las familias de curvas tanto del canal como de los túneles y se sumaron los gastos resultantes obteniendo así una familia de curvas correspondientes al funcionamiento conjunto (CFE, 2009).

En la figura 4.11 se muestra la familia de curvas obtenida. Se puede observar en la figura que la elevación en la que se encuentre el embalse aguas abajo del deslizamiento si influye de manera considerable en la elevación obtenida en el embalse aguas arriba al hacer el análisis de remanso.

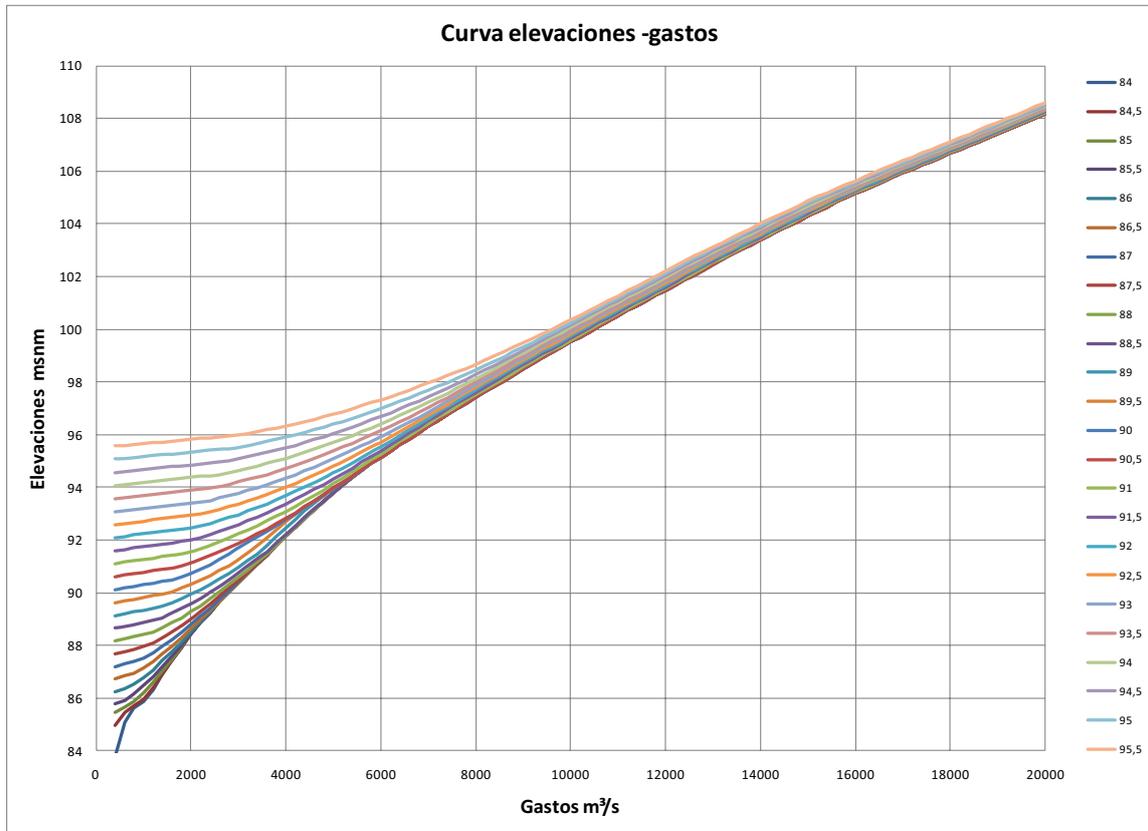


Figura 4.11. Curva Elevaciones-Gastos correspondientes al funcionamiento hidráulico conjunto del Canal y de los túneles de conducción, río Grijalva, Chiapas (CFE, 2009).

#### 4.6 Análisis de tránsito de avenidas

Regularmente, se realizan tránsitos de avenidas en estructuras hidráulicas considerando un solo embalse, en ocasiones se realizan tránsitos en cascada de proyectos que se encuentran en un solo río, sin embargo, estos proyectos se encuentran a una distancia tal que su embalse no incide en las descargas de las estructuras que se utilizan para dicha acción (CFE, 2009).

En el caso de la situación que se presentó en el río Grijalva, el embalse de la C.H. Peñitas influye directamente y de manera considerable tanto en los perfiles del canal como en los de los túneles debido a que desde un inicio éstos se encuentran sumergidos por el mismo y además los dos embalse aguas arriba y aguas abajo del deslizamiento se encuentran conectados por estas estructuras. De esta manera, se puede considerar que el nivel del embalse aguas arriba del deslizamiento depende del nivel en que se encuentre el embalse de la C.H. Peñitas. Lo anterior se puede observar en las familias de curvas obtenidas en el análisis hidráulico, donde dependiendo de la elevación del embalse de la central hidroeléctrica se tiene una curva E-G diferente y por consiguiente un nivel diferente en el embalse aguas arriba (CFE, 2009).

Esto resultó ser un inconveniente a la hora de conceptualizar los tránsitos de las avenidas a analizar debido a que los programas que comúnmente son utilizados para realizar dichos análisis, consideran como información de entrada una sola curva E-G y un solo embalse, también existen programas más complejos que pueden interconectar una serie de embalses mediante estructuras hidráulicas y realizar los tránsitos pero siguen teniendo el mismo inconveniente de sólo poder considerar una curva E-G por lo que no consideran la influencia que el nivel del embalse inferior tiene sobre el nivel del embalse superior.

Pero en este caso, la realidad es que en cada  $\Delta t$  considerado en el hidrograma, el embalse de la C.H. Peñitas cambia de acuerdo a la regulación del volumen ingresado y este cambio influye en el resultado esperado. En otras palabras se necesitaba un programa que pudiera considerar los ingresos en cada uno de los embalses, la regulación en los dos vasos, las descargas en la C.H. Peñitas y que tuviera la capacidad de introducirse a la familia de curvas E-G utilizar la curva correspondiente al nivel en el embalse de la C.H. Peñitas en cada  $\Delta t$  del hidrograma, tanto del canal como de los túneles o en su conjunto según sea el caso, y todo esto de manera simultánea (CFE, 2009).

De otro modo, se tendrían que realizar dos tránsitos separados, uno para el embalse aguas arriba utilizando una descarga promedio en la zona de las estructuras del deslizamiento y otro para el de aguas abajo considerando los resultados del tránsito anterior. Al considerar estos tránsitos por separado se considera que las avenidas no son simultáneas sino que se desfazan un tiempo entrando primero la de aguas arriba y sólo hasta que ésta es transitada entonces entra la de aguas abajo, asimismo, no se considera la influencia directa entre los niveles de ambos embalses (CFE, 2009).

Debido a lo anterior, se elaboró un programa en Excel con aplicaciones en VBA tomando como base la metodología presentada en el Manual de Diseño de Obras Civiles - Hidrotecnia - A.2.16 Métodos Numéricos - CFE - IIE - 1983 el cual se basa en el método de Puls y el cual fue modificado para que contemplara los ingresos en cada uno de los embalses, la regulación en los dos vasos, las descargas en la C.H. Peñitas y que tuviera la capacidad de introducirse a la familia de curvas E-G utilizar la curva correspondiente al nivel en el embalse de la C.H. Peñitas en cada  $\Delta t$  del hidrograma, tanto del Canal como de los túneles o en su conjunto según sea el caso, de manera simultánea (CFE, 2009).

## **Escenarios**

Se revisaron varias alternativas en este análisis de riesgo considerando tres escenarios principales. Como condiciones iniciales, los niveles de los embalses comprendidos entre la C.H. Malpaso y el deslizamiento, y el deslizamiento y la C.H. Peñitas fueron 89 y 85.5 msnm respectivamente, los cuales se obtuvieron a partir del promedio de los niveles registrados en la zona de estudio desde que sucedió el evento (CFE, 2009).

### **Escenario 1**

El primer escenario, considera la elevación 100 msnm en el embalse aguas arriba como de máxima seguridad debido a que hasta esta elevación se realizó la indemnización de poblados por parte de la CFE y se cuidó, al mismo tiempo, la seguridad de la C.H. Peñitas

ante un desbordamiento. Para este escenario se tomaron en cuenta las avenidas asociadas a periodos de retorno de 50, 100 y 10,000 años, en cada caso se consideró que la C.H. Malpaso dejara pasar un gasto turbinado de 1,440 m<sup>3</sup>/s. Por otro lado para la avenida de 10,000 años, también se consideró la posibilidad de que el vertedor de Malpaso funcionara descargando lo correspondiente al mismo periodo de retorno cerrando el paso del gasto por las turbinas mientras ocurriera el evento (CFE, 2009).

Este escenario se revisó considerando solo el funcionamiento del canal y el funcionamiento conjunto del canal y los túneles de conducción.

Los resultados del funcionamiento del canal se muestran en la tabla 4.9 y los correspondientes al funcionamiento conjunto canal-túneles de conducción en la tabla 4.10.

### **Escenario 2**

El segundo escenario contempla que debido a las lluvias intensas se presente nuevamente un deslizamiento en el canal y lo obstruya obligando a que la avenida ocurrida sea transitada solamente por los túneles de conducción. Para este escenario se tomaron en cuenta las avenidas asociadas a periodos de retorno de 50, 100 y 10,000 años, en cada caso se consideró que la C.H. Malpaso cerraría el paso del gasto por las turbinas mientras ocurriera el evento (CFE, 2009).

Los resultados del funcionamiento de los túneles de conducción se muestran en la tabla 4.11.

### **Escenario 3**

Finalmente, el tercer escenario fue para revisar las elevaciones de las ataguías propuestas para la construcción de los túneles de conducción tanto la de aguas arriba como la de aguas abajo y considerando una avenida asociada a un periodo de retorno de 100 años siendo éste el periodo considerado para el diseño de los túneles de conducción. En este caso se consideraron dos alternativas, que la C.H. Malpaso dejara pasar un gasto turbinado de 1,440 m<sup>3</sup>/s y que cerrara el paso del gasto por las turbinas mientras ocurriera el evento.

Este escenario se revisó considerando solo el funcionamiento del canal (CFE, 2009).

Los resultados del funcionamiento del canal se muestran en la tabla 4.12.

Como se puede observar en la tabla 4.12, las descargas que la C.H. Peñitas realizaría a la cuenca baja del río Grijalva son muy elevadas, esto ocasionaría diversas afectaciones en la planicie tabasqueña, sobre todo a la ciudad de Villahermosa. Debido a lo anterior, se revisó este escenario considerando diferentes políticas de operación para el vertedor de la central hidroeléctrica con la finalidad de disminuir estas descargas, mantener los niveles de seguridad de las ataguías aguas arriba y aguas abajo del deslizamiento y al mismo tiempo que dicha política pueda ser aplicable para avenidas de hasta 10,000 años de periodo de retorno.

De esta manera, se logró obtener una política de operación que cubriera las necesidades anteriores. Dicha política se presenta en la tabla 4.8 y fue conceptualizada de manera similar que la utilizada por el Dr. Humberto Marengo en sus análisis de eventos extremos

de 1999 en el sureste mexicano, su forma es escalonada y considera la operación inicial de los vertedores de servicio a la elevación 85.5 msnm y la entrada en operación de los vertedores de emergencia no antes de la elevación 94.01 msnm, descargando libremente hasta la elevación 95.01 msnm con la finalidad de descargar instantáneamente una avenida de hasta 10,000 años de periodo de retorno (CFE, 2009).

**Tabla 4.8. Política de operación del vertedor de la C.H. Peñitas propuesta (CFE, 2009).**

ELEVACION (msnm)	GASTO POR VERTEDOR
85	1080
85,5	1080
87,5	2400
87,51	2440
88,5	2850
88,51	2890
89,5	3570
89,51	3620
90	5000
90,01	5070
91	5200
91,01	5300
92	5400
92,01	5500
93	5600
93,01	7200
94	8400
94,01	8600
95	9450
95,01	17024
95,5	17776

Los resultados de los nuevos tránsitos obtenidos con esta nueva política para una avenida asociada a un periodo de retorno de 100 años se presentan en la tabla 4.13 y los asociados a un periodo de retorno de 10,000 años se presentan en la tabla 4.14.

Las conclusiones del análisis de estos escenarios se muestran en el siguiente capítulo.

Tabla 4.9. Resultados del tránsito de avenidas asociadas a diferentes periodos de retorno considerando solo el funcionamiento del Canal (CFE, 2009).

PERIODO DE RETORNO años	TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA MALPASO - CAIDO					TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA CAÍDO - PEÑITAS						
	GASTO VERTIDO MALPASO m <sup>3</sup> / s	GASTO TURBINADO MALPASO m <sup>3</sup> / s	HIDROGRAMA CUECA MALPASO-CAIDO m <sup>3</sup> / s	HIDROGRAMA DE ENTRADA m <sup>3</sup> / s	ELEVACIÓN DEL VASO m	VOLUMEN EN EL VASO Mm <sup>3</sup>	DESCARGA m <sup>3</sup> / s	HIDROGRAMA CUECA CAIDO-PEÑITAS m <sup>3</sup> / s	ELEVACIÓN DEL VASO m	VOLUMEN EN EL VASO Mm <sup>3</sup>	DESCARGA m <sup>3</sup> / s	
<b>Nivel embalse C. H. Malpaso: 89.00 msnm</b>												
50		1 440	3 548,74	4 988,74	94,31	675,35	3 243,08	5 437,67	8 303,35	92,60	809,97	6 921,73
100		1 440	4 095,95	5 535,95	94,98	702,45	3 504,39	6 220,79	9 325,69	93,58	840,30	7 619,76
10 000		1 440	8 373,13	9 813,13	98,59	857,88	6 589,89	11 531,94	16 875,11	93,57	839,86	15 222,03
10 000 + vertedor C. H. Malpaso	7 248,60	0	8 373,13	15 621,73	102,55	1 043,80	10 017,43	11 531,94	19 532,12	95,48	900,19	17 968,50

Tabla 4.10. Resultados del tránsito de avenidas asociadas a diferentes periodos de retorno considerando el funcionamiento conjunto Canal-Túneles de conducción (CFE, 2009).

PERIODO DE RETORNO años	TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA MALPASO - CAIDO					TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA CAÍDO - PEÑITAS						
	GASTO VERTIDO MALPASO m <sup>3</sup> / s	GASTO TURBINADO MALPASO m <sup>3</sup> / s	HIDROGRAMA CUECA MALPASO-CAIDO m <sup>3</sup> / s	HIDROGRAMA DE ENTRADA m <sup>3</sup> / s	ELEVACIÓN DEL VASO m	VOLUMEN EN EL VASO Mm <sup>3</sup>	DESCARGA m <sup>3</sup> / s	HIDROGRAMA CUECA CAIDO-PEÑITAS m <sup>3</sup> / s	ELEVACIÓN DEL VASO m	VOLUMEN EN EL VASO Mm <sup>3</sup>	DESCARGA m <sup>3</sup> / s	
<b>Nivel embalse C. H. Malpaso: 89.00 msnm</b>												
50		1 440	3 548,74	4 988,74	93,32	636,13	3 252,04	5 437,67	8 285,80	92,57	809,02	6 902,12
100		1 440	4 095,95	5 535,95	94,14	668,40	3 487,29	6 220,79	9 334,33	93,48	837,29	7 557,64
10 000		1 440	8 373,13	9 813,13	96,71	775,24	6 605,94	11 531,94	17 350,16	93,98	852,68	15 732,38
10 000 + vertedor C. H. Malpaso	7 248,60	0	8 373,13	15 621,73	100,40	941,11	10 311,82	11 531,94	20 206,80	95,85	911,92	18 405,99

Tabla 4.11. Resultados del tránsito de avenidas asociadas a diferentes periodos de retorno considerando el funcionamiento solamente de los Túneles de conducción (CFE, 2009).

PERIODO DE RETORNO años	TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA MALPASO - CAÍDO				TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA CAÍDO - PEÑITAS					
	HIDROGRAMA CUECA MALPASO-CAÍDO m <sup>3</sup> /s	HIDROGRAMA DE ENTRADA m <sup>3</sup> /s	ELEVACIÓN DEL VASO DEL VASO m	VOLUMEN EN EL VASO Mm <sup>3</sup>	DESCARGA m <sup>3</sup> /s	HIDROGRAMA CUECA CAÍDO-PEÑITAS m <sup>3</sup> /s	HIDROGRAMA DE ENTRADA m <sup>3</sup> /s	ELEVACIÓN DEL VASO DEL VASO m	VOLUMEN EN EL VASO Mm <sup>3</sup>	DESCARGA m <sup>3</sup> /s
<b>Nivel embalse C. H. Malpaso: 89.00 msnm</b>										
50	3 548,74	3 548,74	92,01	609,91	1 636,20	5 437,67	6 878,47	88,54	691,17	6 396,55
100	4 095,95	4 095,95	93,01	651,27	1 697,77	6 220,79	7 762,17	88,84	697,06	7 170,07
10 000	8 373,13	8 373,13	100,39	961,42	2 772,04	11 531,94	13 578,69	91,40	768,25	12 135,18

Tabla 4.12. Resultados del tránsito de una avenida asociada a un periodo de retorno de 100 años considerando solo el funcionamiento del Canal (CFE, 2009).

PERIODO DE RETORNO años	TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA MALPASO - CAÍDO					TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA CAÍDO - PEÑITAS					
	GASTO TURBINADO MALPASO m <sup>3</sup> /s	HIDROGRAMA CUECA MALPASO-CAÍDO m <sup>3</sup> /s	HIDROGRAMA DE ENTRADA m <sup>3</sup> /s	ELEVACIÓN DEL VASO DEL VASO m	VOLUMEN EN EL VASO Mm <sup>3</sup>	DESCARGA m <sup>3</sup> /s	HIDROGRAMA CUECA CAÍDO-PEÑITAS m <sup>3</sup> /s	HIDROGRAMA DE ENTRADA m <sup>3</sup> /s	ELEVACIÓN DEL VASO DEL VASO m	VOLUMEN EN EL VASO Mm <sup>3</sup>	DESCARGA m <sup>3</sup> /s
<b>Nivel embalse C. H. Malpaso: 89.00 msnm</b>											
<b>TURBINAS MALPASO: 6 unidades</b>											
100	1 440	4 095,95	5 535,95	94,98	702,45	3 504,39	6 220,79	9 325,69	93,58	840,30	7 619,76
<b>TURBINAS MALPASO: 0 unidades</b>											
100		4 095,95	4 095,95	92,73	639,64	2 100,17	6 220,79	7 807,38	92,00	788,95	6 525,28

Tabla 4.13. Resultados del tránsito de una avenida asociada a un periodo de retorno de 100 años con la política de operación propuesta para el vertedor de la C.H. Peñitas, considerando solo el funcionamiento del Canal (CFE, 2009).

PERIODO DE RETORNO años	TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA MALPASO - CAÍDO					TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA CAÍDO - PEÑITAS					
	GASTO TURBINADO MALPASO m <sup>3</sup> /s	HIDROGRAMA CUECA MALPASO-CAÍDO m <sup>3</sup> /s	HIDROGRAMA DE ENTRADA m <sup>3</sup> /s	ELEVACIÓN DEL VASO m	VOLUMEN EN EL VASO Mm <sup>3</sup>	DESCARGA m <sup>3</sup> /s	HIDROGRAMA CUECA CAÍDO-PEÑITAS m <sup>3</sup> /s	HIDROGRAMA DE ENTRADA m <sup>3</sup> /s	ELEVACIÓN DEL VASO m	VOLUMEN EN EL VASO Mm <sup>3</sup>	DESCARGA m <sup>3</sup> /s
<b>Nivel embalse C. H. Malpaso: 89.00 msnm</b>											
<b>TURBINAS MALPASO: 6 unidades</b>											
100	1 440	4 095,95	5 535,95	94,84	726,77	3 403,75	6 220,79	9 344,87	93,86	850,52	8 228,61
<b>TURBINAS MALPASO: 0 unidades</b>											
100	4 095,95	4 095,95	4 095,95	92,90	646,67	1 963,48	6 220,79	7 939,10	92,50	805,88	5 549,85

Tabla 4.14. Resultados del tránsito de una avenida asociada a un periodo de retorno de 10,000 años con la política de operación propuesta para el vertedor de la C.H. Peñitas, considerando solo el funcionamiento del Canal (CFE, 2009).

PERIODO DE RETORNO años	TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA MALPASO - CAÍDO					TRÁNSITO DE AVENIDA EN LA CUENCA CAÍDO - PEÑITAS					
	GASTO TURBINADO MALPASO m <sup>3</sup> /s	HIDROGRAMA CUECA MALPASO-CAÍDO m <sup>3</sup> /s	HIDROGRAMA DE ENTRADA m <sup>3</sup> /s	ELEVACIÓN DEL VASO m	VOLUMEN EN EL VASO Mm <sup>3</sup>	DESCARGA m <sup>3</sup> /s	HIDROGRAMA CUECA CAÍDO-PEÑITAS m <sup>3</sup> /s	HIDROGRAMA DE ENTRADA m <sup>3</sup> /s	ELEVACIÓN DEL VASO m	VOLUMEN EN EL VASO Mm <sup>3</sup>	DESCARGA m <sup>3</sup> /s
<b>Nivel embalse C. H. Malpaso: 89.00 msnm</b>											
<b>TURBINAS MALPASO: 6 unidades</b>											
10 000	1 440	8 373.13	9 813.13	98.54	879.87	6 657.79	11 531.94	16 744.09	95.25	894.27	17 386.89
<b>TURBINAS MALPASO: 0 unidades</b>											
10 000	8 373.13	8 373.13	8 373.13	97.02	816.88	4 962.53	11 531.94	15 144.11	95.01	886.94	14 685.79