



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN
INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA

“ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA ANTE AVENIDAS EN
LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO EL DESLIZAMIENTO
DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERIA

INGENIERIA CIVIL – OBRAS HIDRAULICAS

P R E S E N T A :

VICTOR MORALES MENDEZ

TUTOR:

DR. HUMBERTO MARENGO MOGOLLON

2010





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. FELIPE ARREGUIN CORTES

Secretario: DR. OSCAR FUENTES MARILES

Vocal: DR. HUMBERTO MARENGO MOGOLLON

1^{er}. Suplente: ALVARO A. ALDAMA RODRIGUEZ

2^{do}. Suplente: FRANCISCO JAVIER APARICIO MIJARES

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Guadalajara, Jalisco, México.

TUTOR DE LA TESIS:

DR. HUMBERTO MARENGO MOGOLLON

DEDICATORIAS

A mi hermosa esposa Alicia quien logró hacer que el amor sea una realidad en mi vida y que la felicidad sea un sentimiento eterno e infinito en mi ser. Te amo princesa, eres única y especial.

A mi princesita Mariana cuyo amor ha llenado de infinita luz mi existencia y me ha motivado a hacer lo increíble.

A mis padres Félix y Rosa María, maravillosos seres humanos que siempre han estado a mi lado. Sin ustedes no sería quien soy, que orgulloso estoy de ustedes.

A mis preciosas hermanas Adriana, Cecilia y Araceli, fundamentales en mi vida y en cada uno de mis logros.

AGRADECIMIENTOS

A mi tutor y director de tesis, Dr. Humberto Marengo, guía y ejemplo profesional, gracias por su apoyo y paciencia.

A Julio, mi mejor amigo y hermano del alma. Donde estés tú estaré yo.

A mi tío Armando, gracias por tu sinceridad, confianza, profundidad, consejos y calidez humana que me has dado. Siempre estás presente en mi ser.

A mi familia quien estuvo ahí en todo momento.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a su Facultad de Ingeniería.

A la Comisión Federal de Electricidad, en especial: Ing. Sergio López, Ing. Evert Hernández, Ing. Marcelino Hernández, Ing. Javier García y con mucho cariño a Marce y Alicia, gracias por tanto apoyo.

Finalmente, pero no menos importante, a cada una de las personas que fueron parte de mi vida y que estuvieron ahí para ayudarme a elegir el camino correcto.

“No hay errores. Los acontecimientos que atraemos a nosotros, por desagradables que sean, son necesarios para aprender lo que necesitamos aprender; todos los pasos que damos son necesarios para llegar a los sitios que hemos escogido.”

Richard Bach

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN.....	13
2	ESTADO DEL ARTE.....	19
2.1	DESASTRES NATURALES.....	19
2.1.1	Desastres naturales en el mundo.....	19
2.1.2	Desastres naturales en México.....	22
2.2	DESLIZAMIENTOS DE TIERRA.....	25
2.2.1	Definición.....	25
2.2.2	Factores que influyen en la ocurrencia de deslizamientos de tierra.....	25
2.2.3	Clasificación de los deslizamientos de tierra.....	26
2.3	HIDROGEOLOGÍA.....	27
2.3.1	Factores que afectan la respuesta hidrogeológica.....	28
2.3.2	El efecto antrópico como modificador de la respuesta hidrogeológica.....	29
2.3.3	Tiempo de respuesta hidrogeológica.....	30
2.3.3.1	Deslizamientos por respuesta hidrogeológica rápida.....	30
2.3.3.2	Deslizamientos de respuesta hidrogeológica por efecto acumulado.....	31
2.3.3.3	Deslizamientos de respuesta hidrogeológica demorada.....	32
2.4	DESLIZAMIENTOS DE TIERRA EN RÍOS EN EL MUNDO: CAUSAS Y ACCIONES.....	33
2.4.1	Río La Lima, Guatemala.....	33
2.4.2	Río Velillos, España.....	34
2.4.3	Río Choluteca, Honduras.....	35
2.4.4	Río Mantaro, Perú.....	37
2.4.5	Río Aranjuez y río Veracruz, Costa Rica.....	37
2.4.6	Río Pauté, Ecuador.....	38
3	DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA CUENCA ALTA DEL RÍO GRIJALVA.....	43
3.1	ENTORNO GEOLÓGICO.....	43
3.2	ENTORNO HIDROMETEOROLÓGICO.....	43
3.3	DESLIZAMIENTO DE TIERRA.....	46
4	RIESGO DE INUNDACIÓN EN LA PLANICIE DEL ESTADO DE TABASCO.....	51
4.1	LA PLANICIE TABASQUEÑA.....	51
4.2	CONTRIBUCIÓN DE LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD AL PROGRAMA INTEGRAL CONTRA INUNDACIONES.....	53
4.3	RIESGO DE DESBORDAMIENTO DE LA C. H. PEÑITAS.....	56
4.4	ACCIONES ANTE LA CONTINGENCIA.....	57
4.4.1	Primera etapa.....	58
4.4.2	Segunda etapa.....	59
4.4.3	Tercera etapa.....	61
4.4.4	Cuarta etapa.....	62
4.4.5	Quinta etapa.....	64
5	GENERALIDADES DE LA CUENCA DEL RÍO GRIJALVA.....	67
5.1	DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA.....	67
5.2	FISIOGRAFÍA.....	68
5.3	GEOMORFOLOGÍA.....	70
5.4	HIDROGRAFÍA.....	70
5.5	LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	71

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

6	ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	74
6.1	ANÁLISIS DE GASTOS MÁXIMOS.....	74
6.2	ANÁLISIS BIVARIADO DE GASTOS MÁXIMOS.....	79
6.3	HIDROGRAMA DE DISEÑO.....	90
7	FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL CANAL Y LOS TÚNELES DE CONDUCCIÓN.....	93
7.1	FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL CANAL.....	93
7.1.1	Geometría.....	93
7.1.2	Análisis hidráulico.....	95
7.1.2.1	Método modificado de Ezra.....	95
7.1.2.2	Interpolación inversa de los tres puntos.....	99
7.1.2.3	Cálculo del perfil hidráulico en un canal de sección transversal irregular.....	100
7.1.2.4	Familia de curvas Elevaciones en el embalse vs Gastos de descarga del el canal.....	113
7.2	FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LOS TÚNELES DE CONDUCCIÓN.....	114
7.2.1	Geometría.....	114
7.2.2	Análisis hidráulico.....	116
7.2.2.1	Funcionamiento hidráulico como canal.....	117
7.2.2.2	Funcionamiento hidráulico como tubo lleno.....	122
7.2.2.3	Funcionamiento hidráulico en la transición canal-tubo lleno.....	125
7.2.2.4	Funcionamiento hidráulico cuando la salida está ahogada.....	128
7.2.2.5	Familia de curvas Elevaciones en el embalse vs Gastos de descarga de los túneles de conducción.....	129
7.3	FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO CONJUNTO CANAL - TÚNELES DE CONDUCCIÓN.....	131
8	TRÁNSITO DE AVENIDAS.....	134
8.1	MÉTODO GRÁFICO DE PULS.....	135
8.2	MÉTODO MODIFICADO DE PULS.....	137
8.3	TRÁNSITO INTEGRAL DE LA CUENCA C.H. MALPASO -DESLIZAMIENTO DE TIERRA - C. H. PEÑITAS.....	150
8.3.1	Sin considerar operación del vertedor de la C. H. Malpaso.....	150
8.3.2	Considerando operación del vertedor de la C. H. Malpaso.....	160
9	ESCENARIOS DE RIEGO DE FALLA ANTE AVENIDAS EN LA C. H. PEÑITAS...172	
9.1	ESCENARIO 1: SEGURIDAD EN LA CORTINA DE LA C. H. PEÑITAS.....	172
9.2	ESCENARIO 2: OBSTRUCCIÓN DEL CANAL DEBIDO A UN NUEVO DESLIZAMIENTO DE TIERRA...174	
9.3	ESCENARIO 3: SEGURIDAD DE LAS ATAGUÍAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS TÚNELES DE CONDUCCIÓN.....	176
10	CONCLUSIONES.....	179
11	BIBLIOGRAFÍA.....	185

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1 Detalle de los mayores desastres naturales ocurridos en el mundo en el siglo XX y número de víctimas causadas (Bonachea, 2006).....	20
Tabla 2-1 Detalle de los mayores desastres naturales ocurridos en el mundo en el siglo XX y número de víctimas causadas (Bonachea, 2006). Continuación.....	21
Tabla 2-1 Detalle de los mayores desastres naturales ocurridos en el mundo en el siglo XX y número de víctimas causadas (Bonachea, 2006). Continuación.....	22
Tabla 2-2 Desastres más costosos presentados en México en los últimos años (EEEM, 2009).....	23
Tabla 5-1 Elevaciones y capacidades principales en los embalses de las presas construidas en la cuenca alta del río Grijalva, Chiapas.....	68
Tabla 6-1 Gastos máximos registrados en la estación hidrométrica Sayula.....	76
Tabla 6-2 Gastos máximos registrados en la estación hidrométrica Tzimbac.....	76
Tabla 6-3 Gastos máximos trasladados de la estación hidrométrica Sayula hasta la C. H. Peñitas mediante un factor por áreas.....	77
Tabla 6-4 Gastos máximos trasladados de la estación hidrométrica Tzimbac hasta la zona del deslizamiento de tierra mediante un factor por áreas.....	78
Tabla 6-5 Gastos máximos de diseño en la C. H. Peñitas y en la zona del deslizamiento de tierra.....	79
Tabla 6-6 Media y desviación estándar de la muestra de gastos máximos.....	82
Tabla 6-7 Procedimiento para obtener la covarianza conjunta de dos muestras.....	83
Tabla 6-8 Análisis univariado de gastos máximos de diseño en la C. H. Peñitas y en la zona del deslizamiento de tierra.....	84
Tabla 6-9 Cálculo del periodo de retorno conjunto de 50 años para un $T_r = 2$ años en la zona del deslizamiento de tierra.....	85
Tabla 6-10 Cálculo del periodo de retorno conjunto de 50 años para un $T_r = 25$ años en la zona del deslizamiento de tierra.....	86
Tabla 6-11 Cálculo del periodo de retorno conjunto de 50 años.....	87
Tabla 6-12 Cálculo del periodo de retorno conjunto de 100 años.....	88
Tabla 6-13 Cálculo del periodo de retorno conjunto de 10 000 años.....	89
Tabla 6-14 Hidrograma unitario.....	90
Tabla 7-1 Características principales de todas secciones a lo largo del canal.....	102
Tabla 7-2 Características geométricas e hidráulicas calculadas para la sección ubicada en el cadenamiento 0+760 m.....	103
Tabla 7-3 Condiciones del régimen crítico para todas las secciones a lo largo del canal.....	105
Tabla 7-4 Valores de F_A para la sección ubicada en el cadenamiento 0+760 m.....	106
Tabla 7-5 Valores de F_A y F_B para la sección ubicada en el cadenamiento 0+740 m.....	107
Tabla 7-6 Valores de F_A y F_B para la sección ubicada en el cadenamiento 0+720 m.....	108

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Tabla 7-7 Elevaciones del agua, tirante, área, radio hidráulico y velocidad de todas las secciones a lo largo del canal para un gasto de 1 000 m ³ /s y una elevación en la última sección aguas abajo del canal de 85 msnm.....	112
Tabla 7-8 Condiciones críticas a la salida del túnel 1 para un gasto de 500 m ³ /s.....	119
Tabla 7-9 Características geométricas e hidráulicas de la sección a la salida del túnel 1 para un tirante Y_n y un gasto de 500 m ³ /s.....	120
Tabla 7-10 Características geométricas e hidráulicas de la sección inmediata aguas arriba de la salida del túnel 1	120
Tabla 7-11 Resultados del cálculo del perfil hidráulico para un gasto de diseño de 1 000 m ² /s y una elevación aguas abajo de la salida del canal de 85 msnm.....	121
Tabla 7-12 Elevaciones a la entrada y salida de los túneles y elevación en el embalse para diferentes gastos de diseño. Funcionamiento hidráulico como canal.....	122
Tabla 7-13 Características geométricas e hidráulicas de la sección a la salida del túnel 1 para un funcionamiento hidráulico como tubo lleno.....	124
Tabla 7-14 Elevaciones a la entrada y salida de los túneles y elevación en el embalse para diferentes gastos de diseño. Funcionamiento hidráulico como tubo lleno.....	124
Figura 7-12 Perfil del agua en un túnel con funcionamiento hidráulico en la transición canal-tubo lleno.....	125
Tabla 7-15 Condiciones críticas a la salida del túnel 1 para un gasto de 1 800 m ³ /s.....	125
Tabla 7-16 Resultados del cálculo del perfil hidráulico para un gasto de diseño de 1 800 m ² /s y una elevación aguas abajo de la salida del canal de 85 msnm.....	126
Tabla 7-17 Características geométricas e hidráulicas de la sección transversal del túnel 1 para un gasto de diseño de 1 800 m ² /s y una elevación aguas abajo de la salida del canal de 85 msnm.....	127
Tabla 7-18 Elevaciones a la entrada y salida de los túneles y elevación en el embalse para diferentes gastos de diseño. Funcionamiento hidráulico en transición canal-tubo lleno.....	128
Tabla 7-19 Curva elevaciones en el embalse vs gastos de descarga de los túneles de conducción para una elevación en el embalse aguas abajo de la salida de los mismos de 85 msnm.....	129
Tabla 7-20 Funcionamiento hidráulico conjunto del canal y los túneles de conducción.....	131
Tabla 8-1 Hidrograma correspondiente a los embalses aguas arriba y aguas abajo del deslizamiento de tierra.....	140
Tabla 8-2 Curva Elevaciones vs Capacidades en el embalse aguas arriba del deslizamiento de tierra.....	141
Tabla 8-3 Curva Elevaciones vs Capacidades en el embalse aguas abajo del deslizamiento de tierra.....	142
Tabla 8-4 Política del vertedor de la C. H. Peñitas.....	143
Tabla 8-5 Tabla - $O\Delta t$ y - $O\Delta t$ en el embalse aguas arriba correspondientes a una elevación en el embalse aguas abajo de 86.5 msnm.....	144
Tabla 8-6 Hidrograma total de entrada al embalse aguas arriba del deslizamiento de tierra.....	145
Tabla 8-7 Tablas - $O\Delta t$ y - $O\Delta t$ en el embalse aguas abajo.....	146

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Tabla 8-8 Tabla - $O\Delta t$ y - $O\Delta t$ en el embalse aguas arriba correspondientes a una elevación en el embalse aguas abajo de 87.09 msnm.....	148
Tabla 8-9 Tránsito de avenidas: $Q_p = 3747.76 \text{ m}^3/\text{s}$ y $T_r = 23$ años para el embalse aguas arriba y $Q_p = 5434.93 \text{ m}^3/\text{s}$ y $T_r = 45.55$ años para el embalse aguas abajo. T_r conjunto = 50 años.....	150
Tabla 8-10 Tránsito de avenidas por el canal para un periodo de retorno conjunto de 50 años.....	151
Tabla 8-11 Tránsito de avenidas por el canal para un periodo de retorno conjunto de 100 años.....	152
Tabla 8-12 Tránsito de avenidas por el canal para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años.....	153
Tabla 8-13 Tránsito de avenidas por túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 50 años.....	154
Tabla 8-14 Tránsito de avenidas por túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 100 años.....	155
Tabla 8-15 Tránsito de avenidas por túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años.....	156
Tabla 8-16 Tránsito de avenidas por canal y túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 50 años.....	157
Tabla 8-17 Tránsito de avenidas por canal y túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 100 años.....	158
Tabla 8-18 Tránsito de avenidas por canal y túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años.....	159
Tabla 8-19 Curva Elevaciones – Capacidades en el embalse C. H. Malpaso.....	160
Tabla 8-20 Política de operación de los vertedores de la C. H. Malpaso.....	160
Tabla 8-21 Hidrograma de entrada al vaso de la C. H. Malpaso con duración de 60 días....	161
Tabla 8-22 Resultados del tránsito de avenidas para diferentes elevaciones en el embalse en la C. H. Malpaso.....	162
Tabla 8-23 Gastos de entrada al vaso superior considerando las descargas de la C. H. Malpaso para una elevación inicial de 171.50 msnm.....	163
Tabla 8-24 Gastos de entrada al vaso superior considerando las descargas de la C. H. Malpaso para una elevación inicial de 182.50 msnm.....	164
Tabla 8-25 Tránsito de avenidas por canal para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y un gasto vertido en la C. H. Malpaso de $6\,529 \text{ m}^3/\text{s}$	165
Tabla 8-26 Tránsito de avenidas por los túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y un gasto vertido en la C. H. Malpaso de $6\,529 \text{ m}^3/\text{s}$..	166
Tabla 8-27 Tránsito de avenidas por el canal y los túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y un gasto vertido en la C. H. Malpaso de $6\,529 \text{ m}^3/\text{s}$	167
Tabla 8-28 Tránsito de avenidas por canal para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y un gasto vertido en la C. H. Malpaso de $12\,787 \text{ m}^3/\text{s}$	168
Tabla 8-29 Tránsito de avenidas por los túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y un gasto vertido en la C. H. Malpaso de $12\,787 \text{ m}^3/\text{s}$.	169

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Tabla 8-30 Tránsito de avenidas por el canal y los túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y un gasto vertido en la C. H. Malpaso de 12 787 m ³ /s.....	170
Tabla 9-1 Condiciones críticas en la C. H. Peñitas para una avenida asociada a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años transitada por el canal y por el canal y los túneles de conducción.....	172
Tabla 9-2 Condiciones críticas en la C. H. Peñitas para una avenida asociada a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y descargas en la C. H. Malpaso transitadas por el canal.....	173
Tabla 9-3 Condiciones críticas en la C. H. Peñitas para una avenida asociada a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y descargas en la C. H. Malpaso transitadas por el canal y túneles de conducción.....	173
Tabla 9-4 Condiciones críticas en la C. H. Peñitas para avenidas asociadas a periodos de retorno conjunto de 50, 100 y 10 000 años transitadas por los túneles de conducción.....	174
Tabla 9-5 Condiciones críticas en el embalse aguas arriba para avenidas asociadas a periodos de retorno conjunto de 50, 100 y 10 000 años transitadas por los túneles de conducción considerando un gasto de entrada mayor en el embase aguas arriba.....	174
Tabla 9-6 Condiciones críticas en el embalse aguas arriba para una avenida asociada a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años transitada por los túneles de conducción sin considerar el gasto turbinado por la C. H. Malpaso.....	175
Tabla 9-7 Condiciones críticas en el embalse aguas arriba para una avenida asociada a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años transitada por los túneles de conducción sin considerar el gasto turbinado por la C. H. Malpaso y considerando un gasto de entrada mayor en el embase aguas arriba.....	175
Tabla 9-8 Condiciones críticas en la C. H. Peñitas para una avenida asociada a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y descargas en la C. H. Malpaso transitadas por el canal y túneles de conducción.....	175
Tabla 9-9 Elevaciones máximas para avenidas asociadas a periodos de retorno conjunto de 50 y 100 años transitadas por el canal.....	176
Tabla 9-10 Elevaciones máximas para avenidas asociadas a periodos de retorno conjunto de 50 y 100 años transitadas por el canal sin considerar el gasto turbinado en la C. H. Malpaso.....	177

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 Inundaciones en el estado de Tabasco presentadas en el año 2007.....	24
Figura 2-2 Dique menor de deslizamiento de tierra en el Río La Lima, viendo río arriba desde un punto a 4 km al norte de Jones, Guatemala.....	33
Figura 2-3 Representación esquemática en planta de la evolución del deslizamiento de tierras de Olivares.....	35
Figura 2-4 Deslizamiento traslacional y avalancha de escombros, Arancibia, Costa Rica, octubre de 1993.....	37
Figura 2-5 El Cañón del río Veracruz se cubre de escombros, con una longitud de 1.1 kilómetros, Costa Rica.....	38
Figura 2-6 Obstrucción del río Paute en su confluencia con el río Jadán por el deslizamiento de tierra La Josefina, Ecuador.....	39
Figura 2-7 Inundaciones en los poblados cercanos a la zona del deslizamiento de tierra, río Paute, Ecuador.....	41
Figura 3-1 Frente frío No. 2.....	44
Figura 3-2 Frente frío No. 4.....	44
Figura 3-3 Frente estacionario No. 4 y la tormenta tropical “Noel” en el mar Caribe.....	45
Figura 3-4 Lluvias registrada del 28 de octubre al 3 de noviembre de 2007.....	46
Figura 3-5 Perfil del río Grijalva entre la C. H. Malpaso y la C. H. Peñitas después del deslizamiento de tierra.....	46
Figura 3-6 Sitio del deslizamiento de tierra antes de ocurrido el evento, río Grijalva, Chiapas.....	47
Figura 3-7 Deslizamiento de tierra en el río Grijalva, Chiapas.....	47
Figura 3-8 Río Grijalva un día antes del deslizamiento de tierra, Chiapas.....	48
Figura 3-9 Río Grijalva un día después del deslizamiento de tierra, Chiapas.....	48
Figura 3-10 San Juan de Grijalva después del deslizamiento de tierra, río Grijalva, Chiapas.....	49
Figura 4-1 Configuración hidrográfica, estaciones hidrométricas y presas existentes en los estados de Tabasco y Chiapas.....	52
Figura 4-2 Inundación en la ciudad de Villahermosa, Tabasco.....	53
Figura 4-3 Presa La Angostura.....	54
Figura 4-4 Vertedor Presa Malpaso.....	54
Figura 4-5 Vertedor Presa Peñitas.....	55
Figura 4-6 Primera etapa de construcción del canal, del 10 de noviembre al 18 de diciembre de 2007, río Grijalva, Chiapas.....	59
Figura 4-7 Segunda etapa de construcción del canal, del 18 de diciembre de 2007 al 18 de marzo de 2008, río Grijalva, Chiapas.....	60
Figura 4-8 Tercera etapa, trazo de la galería de drenaje, curvas de igual nivel piezométrico e instrumentación instalada en la zona del deslizamiento de tierra, río Grijalva, Chiapas.....	61
Figura 4-9 Tercera etapa, Construcción de la galería de drenaje, río Grijalva, Chiapas.....	62
Figura 4-10 Localización del área estudiada para las alternativas del trazo del túnel.....	63

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Figura 5-1 Infraestructura hidroeléctrica en la cuenca alta del río Grijalva, Chiapas.....	67
Figura 5-2 Provincias fisiográficas 14 y 15.....	69
Figura 5-3 Sub-provincias fisiográficas.....	69
Figura 5-4 Área de estudio en el río Grijalva, Chiapas.....	72
Figura 6-1 Cuencas formadas por el tapón en el río Grijalva, Chiapas.....	74
Figura 6-2 Estaciones hidrométricas en la zona de estudio.....	75
Figura 6-3 Hidrograma unitario.....	91
Figura 7-1 Modelado del canal en 3D con la batimetría del 14 de febrero de 2010.....	93
Figura 7-2 Secciones en el canal obtenidas a cada 20 m a partir de la batimetría del 14 de febrero de 2010, vista en planta.....	94
Figura 7-3 Secciones transversales en el canal, obtenidas a partir de la batimetría del 14 de febrero de 2010 en los cadenamientos 0+000, 0+320, 0+580 y 0+760.....	95
Figura 7-4 Ecuación de la Energía en Secciones i e $i+1$	96
Figura 7-5 Sentido de cálculo de las funciones F_A y F_B , entre sección y sección.....	97
Figura 7-6 Esquema del procedimiento de cálculo del remanso.....	98
Figura 7-7 Perfil del agua sobre el canal para un gasto de 1 000 m ³ /s y una elevación en la última sección aguas abajo del canal de 85 msnm.....	113
Figura 7-8 Curva Elevaciones en el embalse vs Gastos de descargas correspondientes al funcionamiento hidráulico del Canal, río Grijalva, Chiapas.....	114
Figura 7-9 Sección típica de una sección tipo baúl.....	115
Figura 7-10 Perfil del agua en un túnel con funcionamiento hidráulico como canal.....	118
Figura 7-11 Perfil del agua en un túnel con funcionamiento hidráulico como tubo lleno.....	122
Figura 7-12 Perfil del agua en un túnel con funcionamiento hidráulico en la transición canal-tubo lleno.....	125
Figura 7-13 Perfil del agua en un túnel con cuando la salida se encuentra ahogada.....	128
Figura 7-14 Curva Elevaciones en el embalse vs Gastos de descargas correspondientes al funcionamiento hidráulico del Canal, río Grijalva, Chiapas.....	130
Figura 7-15 Curva Elevaciones en el embalse vs Gastos de descargas correspondientes al funcionamiento hidráulico conjunto del canal y los túneles de conducción, río Grijalva, Chiapas.....	132
Figura 8-1 Comportamiento del gasto de entrada y del gasto de salida durante en tránsito de una avenida por un vaso.....	135
Figura 8-2 Procedimiento gráfico del método de Puls.....	137
Figura 8-3 Hidrograma de entrada al vaso de la C. H. Malpaso con duración de 60 días.....	137

¡Err

or! Marcador no definido.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS
CONSIDERANDO EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA
EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

CAPÍTULO 1

Introducción

1 INTRODUCCIÓN

Bajo el nombre genérico de talud se denomina a la superficie inclinada con respecto a la horizontal que adopta un terreno. Estos pueden ser artificiales, cuando están contruidos por el hombre (terraplén o desmonte), o naturales (laderas). La gravedad actúa siempre como factor desequilibrante, y siempre que esté compensada con la resistencia del terreno, el talud estará en equilibrio. Por el contrario, cuando el equilibrio se rompe se produce una inestabilidad de la masa en forma de deslizamientos, avalanchas, desprendimientos, etc.

Los deslizamientos de tierra son movimientos que se producen por diversos tipos de causas, generalmente son asociados a lluvias intensas. Al superarse la resistencia al corte de un material a lo largo de una superficie de debilidad o a través de una franja estrecha de material menos resistente que el resto se produce una rotura local, ocasionándose posteriormente una general causada por la propagación de aquella. La masa, una vez producida la rotura, puede deslizar a una distancia variable, solapándose con el terreno natural y marcando éste una superficie de separación bien definida. Los deslizamientos en laderas constituyen un accidente habitual de la corteza terrestre de forma que la configuración típica de un deslizamiento es la de una concha o cuchara, de anchura aproximadamente igual a su longitud, medida ésta según el talud.

En la historia del mundo y de nuestro país, han existido a lo largo del tiempo geológico, un sin número de deslizamientos de tierra. Este es un fenómeno geológico que es posible calificar como común, sin embargo, la mayoría de los deslizamientos en el mundo son consecuencia de otros eventos catastróficos como las inundaciones, lluvias torrenciales o los terremotos, de esta manera, los daños incluso las víctimas son atribuidos a este tipo de eventos y no propiamente a los deslizamientos. Es por lo anterior, que los deslizamientos no figuran en las recopilaciones tanto de carácter general como en otras más detalladas como eventos catastróficos importantes.

Sin embargo, los fenómenos de inestabilidad de laderas tienen una importante repercusión económica, dado que los daños que se producen directa o indirectamente son muy importantes. Asimismo, los fenómenos de inestabilidad son los causantes de un elevado número de víctimas humanas en el mundo. Es suficientemente conocido el deslizamiento de la ladera del embalse de la presa Vaiont (Italia). El deslizamiento al caer directamente en el embalse produjo una ola que pasó por encima de la corona de la presa, sin romperla, arrasando posteriormente el pueblecito de Longarone y causando de 2 000 a 3 000 víctimas. Como dato anecdótico, el famoso Libro Guinness de los records cita como triste record el deslizamiento que tuvo lugar en la provincia de Kansu en China en el cual murieron 200 000 personas.

El que ocurra o no un deslizamiento tiene relación con varios elementos: morfología, hidrología, geología, perfil de meteorización, comportamiento geotécnico del suelo, pendientes muy fuertes, materiales muy permeables (Infiltración alta), intervención antrópica, etc. La hidrogeología es un factor determinante en la ocurrencia de deslizamientos de tierra. La mayoría de los deslizamientos en las zonas tropicales están relacionados con eventos de precipitación. Las lluvias en el sistema climático tropical dependen en buena parte de la zona de convergencia intertropical y generalmente los eventos de deslizamientos catastróficos están

relacionados con variaciones de la zona de convergencia. Los huracanes arrastran los frentes nubosos de la zona de convergencia intertropical.

La mayor parte de las precipitaciones son consecuencia de las bandas exteriores de los huracanes y tormentas tropicales. La mayoría de los eventos de deslizamientos catastróficos en el Norte de Colombia, en Venezuela Centroamérica y México están relacionados con épocas de “la Niña”. En El Perú y Ecuador están relacionados con épocas de “el Niño”.

Por otro lado, es sabido que las presas son un gran beneficio para el desarrollo del país pero al mismo tiempo son de alto riesgo debido precisamente a la gran cantidad de agua que se almacena. Una falla representaría sucesos catastróficos, en algunos casos irreversibles, como pérdidas humanas, daños al medio ambiente y pérdidas económicas millonarias.

En nuestro país, el deslizamiento de tierra ocurrido en San Juan de Grijalva es un fenómeno que sale de lo convencional principalmente por cuatro razones. Primera, el aspecto social, ya que al interrumpir el flujo de uno de los ríos más caudalosos del país puso en riesgo los asentamientos humanos ubicados aguas arriba y aguas abajo del deslizamiento de tierra, debido a la posible ocurrencia de inundaciones. Segunda, el riesgo de falla ante avenidas de las presas que conforman el sistema hidroeléctrico en la cuenca alta del río Grijalva debido a la necesidad de desaguar las tres presas ubicadas aguas arriba del deslizamiento de tierra para estar en condiciones de recibir los escurrimientos de la siguiente temporada de lluvias y el riesgo latente de un rompimiento súbito del tapón de tierra y que la consiguiente avenida rebasara la capacidad de contención de la presa Peñitas provocando un hecho catastrófico sin precedentes en la planicie tabasqueña. Tercera, el aspecto económico, ya que imposibilitó la operación normal de las Centrales Hidroeléctricas (C. H.) Netzahualcoyotl (Malpaso) y Ángel Albino Corzo (Peñitas) y finalmente, por la magnitud de tierra en movimiento. De esta manera, el deslizamiento de tierra sobre el río Grijalva que se produjo el día 4 de noviembre de 2007 plantea uno de los mayores retos a la ingeniería mexicana de que se tenga noticia.

Es por lo anterior que los objetivos que se pretenden alcanzar con el presente trabajo son:

- Realizar una investigación sobre el estado del arte con respecto a los deslizamientos de tierra, con la finalidad de comprender mejor el fenómeno desde el lugar en que se encuentra, en cuanto a desastres naturales se refiere, en el mundo y en México, su definición, clasificación y factores que lo provocan.
- Presentar las causas que provocaron el deslizamiento de tierra en San Juan de Grijalva, así como, la problemática que se tuvo que enfrentar y las acciones que se llevaron a cabo para hacer frente a esta contingencia.
- Mostrar por qué el deslizamiento de tierra ocurrido en San Juan de Grijalva es un fenómeno que sale de lo convencional debido a los eventos catastróficos que pudieran presentarse si ocurriera la falla de la presa Peñitas sobre la planicie tabasqueña.
- Realizar un análisis de riesgo de falla ante avenidas en la C. H. Peñitas, el cual contemple tres escenarios: funcionando sólo el canal, funcionando el canal y los túneles de conducción simultáneamente y suponiendo un nuevo deslizamiento que obstruya el paso del agua por el canal y por consecuencia sólo trabajen los túneles de conducción.

- Aportar nuevas consideraciones y metodologías que permitan realizar tránsitos de avenidas considerando dos embalses conectados mediante una estructura hidráulica.

Para cumplir con lo anterior, en el capítulo dos, en una primera parte, se presentan datos importantes, obtenidos a través de una revisión del estado del arte al respecto, que muestran los eventos catastróficos ocurridos en el siglo XX alrededor del mundo y en México, así como, las víctimas asociadas a los mismos. En una segunda parte, se muestra la definición de deslizamiento de tierra, los factores que influyen en la ocurrencia de los mismos y su clasificación de acuerdo a su forma y origen; del mismo modo, se muestra la importancia de la hidrogeología como ciencia para estudiar el origen, causas y prevención de estos fenómenos. Finalmente, se muestran algunos casos de deslizamientos de tierra que hayan ocasionado una obstrucción completa o parcial en cauces de ríos alrededor del mundo, sus causas y las acciones por parte de los gobiernos federales para mitigar la contingencia.

En el capítulo tres, se presentan las condiciones geológicas e hidrometeorológicas que provocaron el deslizamiento de tierra, así como, la descripción de los eventos ocurridos antes y durante el 4 de noviembre de 2007 cerca de la comunidad de San Juan de Grijalva, asimismo, se presentan las características principales del deslizamiento de tierra como su ubicación, volumen y dimensiones.

En el capítulo cuatro, se presentan algunas características generales de la planicie tabasqueña como su hidrografía, climatología, fisiografía, entre otros; se presentan también las contribuciones realizadas por parte de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) al programa integral contra inundaciones después de la contingencia presentada en la región sureste del país en septiembre y octubre de 1999, en las cuales realizó trabajos para aumentar la capacidad de almacenaje y regulación de la presas construidas en el río Grijalva. Asimismo, se realiza una conceptualización del riesgo de falla que representa el taponamiento del cauce en el río Grijalva para la C. H. Peñitas y lo que representaría esta sobre la planicie tabasqueña. Como dato importante se hace referencia a un comunicado elaborado por el Colegio de Ingenieros Civiles de México, el 6 de noviembre de 2007, donde se concluye que gracias a que se contaba con las cuatro presas que controlan el río Grijalva la inundación en la planicie costera de Tabasco no fue más grave. Finalmente, se presentan las acciones realizadas por parte de la CFE ante la contingencia en cooperación con la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), Petróleos Mexicanos (PEMEX), el Ejército Mexicano, los Gobiernos de los estados de Tabasco y Chiapas y empresas privadas.

En el capítulo cinco, se hace una descripción general de la cuenca del río Grijalva como lo es su localización geográfica, fisiografía, geomorfología, hidrografía. Por otro lado, también se hace una descripción de la localización del área de estudio.

En el capítulo seis, se realizó el análisis de gastos máximos para las dos cuencas formadas por el taponamiento en el cauce del río Grijalva: la primera, comprendida entre la C. H. Peñitas y el tapón provocado por el deslizamiento de tierra y, la segunda, comprendida entre éste último y la C. H. Malpaso. Dicho análisis constituye una aplicación de la metodología desarrollada por Aldama y Ramírez (véase por ejemplo, Aldama y Ramírez, 1999; Aldama, 2000, Ramírez y Aldama, 2000) y aplicada por Marengo (2003). La metodología en cuestión se basa en la estimación de la distribución de probabilidad de extremos multivariada de eventos hidrológicos. En particular, puede tratarse de la distribución bivariada de gasto pico y volumen

(Aldama, 2000) o de la distribución multivariada de gastos (Ramírez y Aldama, 2000). En este caso, dicha metodología se aplicó a la determinación del par de gastos máximos asociados a diferentes periodos de retorno univaridos, que podrían presentarse en las dos cuencas antes mencionadas, y que en su conjunto poseyeren cierto periodo de retorno de diseño preestablecido, a fin de poder realizar los tránsitos de avenidas simultáneas en la cuenca comprendida entre la C. H. Peñitas y la C. H. Malpaso considerando los embalses antes mencionados como un sistema. Una de las aportaciones de esta tesis es el desarrollo de un programa que permite realizar el análisis multivariado de gastos a partir de funciones de distribución de probabilidad Doble Gumbel, obteniendo así, los pares de gastos máximos asociados a diferentes periodos de retorno conjunto.

En el capítulo siete, se determinaron las curvas Elevaciones en el embalse vs Gastos de descarga (E-D) mediante el análisis hidráulico tanto del canal como de los túneles de conducción. Una segunda aportación realizada en esta tesis fue la de conceptualizar una familia de curvas de cada una de las estructuras antes mencionadas, debido a que el perfil del agua a través de cualquiera de las dos estructuras depende del nivel en que se encuentre el embalse generado entre la zona del tapón y la C. H. Peñitas el cual va cambiando a razón del tiempo en que se vaya transitando el hidrograma de la avenida en estudio. De esta manera, se consideró la influencia que tendría el embalse aguas abajo del deslizamiento de tierra sobre el embalse aguas arriba y viceversa a lo largo del tiempo en los tránsitos de avenidas integrales de la cuenca al cambiar, en cada intervalo de tiempo, el régimen de descarga de las estructuras hidráulicas involucradas. Para lograr lo anterior, en el caso del canal, se utilizó el programa para la determinación de remansos en ríos presentado en el Manual de Diseño de Obras Civiles en su apartado de métodos numéricos, elaborado por la CFE y el Instituto de Investigaciones Eléctricas (IIE) en colaboración con el Instituto de Ingeniería de la UNAM, con el cual se calcularon los 2 400 perfiles de remanso que permitieron conformar la familia de curvas E-D correspondiente. Cabe señalar que dicho programa presenta una variante del método de Ezra la cual genera funciones a partir del gasto, geometría y rugosidad, de forma tal, que no es necesario tantear los valores como comúnmente se hace en el método gráfico. En el caso de los túneles de desvío, se obtuvo una familia de curvas E-D similar mediante la metodología presentada en el mismo Manual de obras civiles en su apartado de obra de desvío, en donde se considera un funcionamiento hidráulico como canal, la transición canal-tubo lleno y un funcionamiento hidráulico como tubo lleno, asimismo, se aplica el concepto de la rugosidad equivalente aplicada recientemente por el Dr. Humberto Marengo (2005) en sus investigaciones sobre su comportamiento en túneles de conducción en sección baúl. Para este caso también fue necesario el cálculo de 2 400 perfiles del agua para conformar la familia de curvas. Finalmente, se obtuvo una familia de curvas E-D correspondientes al funcionamiento conjunto del canal y los túneles de conducción.

En el capítulo ocho, se presenta la última aportación de este trabajo el cual consiste en la modificación del método gráfico de Puls, 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 la C. H. Malpaso y que tuviera la capacidad de introducirse a la familia de curvas E-D para utilizar el régimen de descarga; ya sea del canal, de los túneles de conducción o en su conjunto según sea el caso; correspondiente al nivel en el embalse de la C. H. Peñitas en cada Δt del hidrograma de manera simultánea, requeridos por la complejidad del sistema.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

En el capítulo nueve, el análisis de riesgo de falla ante avenidas en la C. H. Peñitas se realizó considerando tres escenarios: el primero para revisar la seguridad en la cortina de la C. H. Peñitas, en este escenario se consideró como elevaciones críticas en el embalse aguas arriba la elevación 100 msnm debido a que hasta esta elevación se realizó la indemnización por parte de la CFE y la elevación 105 msnm que es la elevación donde se comenzaría a inundar la casa de máquinas de la C. H. Malpaso y se cuidó, al mismo tiempo, la seguridad de la cortina de la C. H. Peñitas ante un desbordamiento considerando el NAME a la elevación 95.5 msnm y la elevación de la corona de la cortina a la cota 98 msnm. Para este escenario se tomó en cuenta la avenida asociada a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años, asimismo, se consideró que la C. H. Malpaso deja pasar un gasto turbinado de 1 440 m³/s. Este escenario se revisó considerando el funcionamiento solamente del canal y el funcionamiento conjunto del canal y los túneles de conducción. El segundo, contempló que debido a las lluvias intensas un nuevo deslizamiento se presentara nuevamente en el canal y lo obstruyera 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, 10 000 años, en cada caso se consideró que la C. H. Malpaso dejaba pasar un gasto turbinado de 1 440 m³/s. 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 cuidando simultáneamente las descargas que la C. H. Peñitas realizará a la cuenca baja del río Grijalva, lo anterior se realizó considerando avenidas asociadas a periodos de retorno de 50 y 100 años siendo éste último el periodo considerado para el diseño de los túneles de conducción. Cabe mencionar que la elevación de la ataguía aguas arriba considerada es a la cota 96 msnm y la elevación de la ataguía aguas abajo considerada es a la cota 92 msnm. En este caso se consideró que la C. H. Malpaso dejara pasar un gasto turbinado de 1 440 m³/s. Este escenario se revisó considerando solo el funcionamiento del canal.

Finalmente se concluye con consideraciones importantes que pudieran ser de ayuda en la planeación de obras de infraestructura para la prevención de desastres ocasionados por fenómenos naturales. Asimismo, se definen las ventajas y las limitantes que tienen las aportaciones presentadas en esta tesis. También se dan algunas recomendaciones para investigaciones futuras que ayuden a retroalimentar estos métodos de manera que puedan ser aceptados con confianza y aplicados en nuevos proyectos.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS
CONSIDERANDO EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA
EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

CAPÍTULO 2

Estado del arte

2 ESTADO DEL ARTE

2.1 DESASTRES NATURALES

La espectacularidad de los avances científicos y tecnológicos de los últimos años puede dar la impresión de que se ha conseguido un dominio sobre la naturaleza casi total. Se modifican los genes, se explora el espacio exterior y se explotan los ecosistemas más remotos del mundo. Pero cuando sucede un terremoto, un volcán entra en erupción, una gran inundación destruye una población o un deslizamiento arrasa una zona, se hace patente la grandeza de las fuerzas de la naturaleza que, en pocos minutos, pueden liberar energías destructoras de enorme magnitud (Echarri, 1998). Un desastre natural es la consecuencia del azar de la naturaleza que hace que la aguja se incline desde lo potencial hasta lo activo, dando como resultado que se afecten las actividades humanas y en muchos casos han tenido efectos devastadores como la pérdida de vidas humanas y de bienes materiales, así como cambios geográficos. En este entorno, los daños causados por los deslizamientos de tierra dependen de la velocidad y magnitud de estos procesos. Los movimientos de laderas rápidos son los que ocasionan mayores riesgos y pueden causar víctimas, mientras que los lentos presentan menor potencial de daños (Obando, 2009).

2.1.1 Desastres naturales en el mundo

Los datos registrados durante el último siglo a nivel mundial muestran un incremento en el número de eventos catastróficos debidos a procesos naturales y en los daños producidos por los mismos, especialmente en los últimos 40 años; los países de Asia, América y África son los que más numerosas y mayores catástrofes naturales han padecido (Bonachea, 2006).

Por otro lado, al ir creciendo la población, el número de personas a los que afectan los desastres naturales está siendo mayor cada vez. Asimismo, el traslado de muchos habitantes a las ciudades hace que cuando se produce cualquier incidente en la proximidad de una gran ciudad las consecuencias sean dramáticas. Un solo terremoto con epicentro en la ciudad china de Tangshan mató a más de 250 000 personas en 1977 (Echarri, 1998).

En los últimos 20 años los desastres naturales han matado a 3 millones de personas en el mundo, causando daños a alrededor de otros 800 millones. Las pérdidas económicas causadas por inundaciones, sequías, terremotos, volcanes, incendios forestales, deslizamientos, etc. son enormes (Echarri, 1998).

Tanto por el número de eventos como por el número de víctimas, son los países menos desarrollados los que se ven más gravemente afectados. Esto se debe a dos factores fundamentales: 1) localización: esos países, en conjunto, abarcan una extensión mucho mayor y, además, se encuentran en muchos casos en zonas de intensa actividad geodinámica (límites de placas, zonas sujetas a frecuentes tormentas); 2) desarrollo económico, social, político y cultural: es frecuente que en estos países no existan, o no se apliquen, normas o políticas de ordenación territorial que tengan en cuenta los riesgos naturales; también suele ser limitado el grado de preparación de la población o la organización de planes de prevención y corrección de riesgos (Bonachea, 2006).

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

En cambio, las mayores pérdidas económicas se producen en los países desarrollados, debido principalmente a que el valor de los bienes expuestos a las amenazas (infraestructuras, edificios, actividad económica, etc.) es mucho mayor. No obstante, aunque el valor absoluto de los daños sea mayor en los países industrializados, su importancia en relación con el PIB, es mucho menor que en los países en vías de desarrollo. Así, por ejemplo, durante el período 1990-99 los gastos afrontados por la Federal Emergency Management Agency (FEMA), como consecuencia de las catástrofes naturales ocurridas en los Estados Unidos, ascendieron a más de 25,4 millardos (miles de millones) de dólares, cifra absoluta muy considerable pero poco significativa en relación con el PIB del país (Bonachea, 2006).

En España, las pérdidas estimadas por los daños que ocasionan estos eventos a las zonas urbanas y en vías de comunicación son de unos 150 millones de euros anuales. Por otro lado, en países como Japón o Italia, las pérdidas estimadas superan los 2,000 millones de dólares anuales, y los 1,300 en Estados Unidos. Según datos estadísticos globales propuestos por la UNESCO-IAEG, entre 200 y 300 muertos son atribuidos directamente a deslizamientos cada año en el mundo, sin considerar los deslizamientos provocados por terremotos. El mayor número de víctimas causado en España por deslizamientos, casi 100 muertos, se produjo en Azagra, Navarra, en 1874, como consecuencia de un desplome de un talud de yesoso que sepultó parte del pueblo (Obando, 2009).

En la tabla 2-1 se presenta una recopilación de los eventos catastróficos presentados en el mundo en la segunda mitad del siglo XX con las víctimas asociadas a cada uno (Bonachea, 2006).

País	Amenaza	Año	Víctimas
China	Inundaciones	1939	1 000 000
China	Inundaciones	1887	900 000
China	Terremoto	1556	830 000
China	Terremoto	1976	655 237
Bangladesh	Ciclón	1970	300 000
India	Terremoto	1737	300 000
China	Inundaciones y deslizamientos	1939	200 000
China	Terremoto	1920	180 000
Japón	Terremoto	1923	143 000
China	Terremoto	1731	100 000
URSS	Terremoto	1948	100 000
Indonesia	Volcán	1815	92 000
Italia	Terremoto	1908	75 000
Perú	Terremoto y deslizamientos	1970	67 000
Pakistán	Terremoto	1935	60 000
Portugal	Terremoto	1755	50 000
India	Terremoto	1935	50 000
Venezuela	Inundaciones y deslizamientos	1999	30 000-50 000
Indonesia	Volcán	1883	36 000
Nicaragua	Terremoto	1979	30 000
Italia	Terremoto	1915	30 000
Bangladesh	Inundaciones	1974	28 700
Colombia	Volcán	1985	23 000
Guatemala	Terremoto	1976	23 000
Italia	Volcán	1669	20 000
Turquía	Terremoto	1999	17 000

Tabla 2-1 Detalle de los mayores desastres naturales ocurridos en el mundo en el siglo XX y número de víctimas causadas (Bonachea, 2006).

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

País	Amenaza	Año	Víctimas
Unión Soviética	Deslizamientos	1949	12 000
Centroamérica	Huracán	1998	11 000
Italia, Austria	Deslizamientos	1916	10 000
China	Tifón	1906	10 000
México	Terremoto	1985	9 500
Honduras	Huracán	1974	8 000
Vietnam	Tifón	1964	7 000
Ecuador	Terremoto	1949	6 000
Filipinas	Terremoto y tsunami	1976	6 000
México	Deslizamiento	1959	5 000
Perú	Deslizamiento	1941	5 000
Haití	Terremoto	1963	5 000
Argentina	Terremoto	1944	5 000
Indonesia	Volcán	1919	5 000
Pakistán	Terremoto	1974	4 700
Italia	Terremoto	1980	4 689
Japón	Tifón	1959	4 580
Turquía	Terremoto	1976	3 921
Italia	Deslizamiento	1963	3 000
Papua, N. Guinea	Volcán	1951	3 000
Honduras	Deslizamiento	1973	2 800
Argelia	Terremoto	1980	2 633
Cuba	Huracán	1932	2 500
México	Inundaciones	1959	2 000
Perú	Deslizamiento	1962	2 000
Afganistán	Terremoto	1954	2 000
Rep. Dominicana	Huracán	1930	2 000
Holanda	Inundaciones	1953	1 900
Cuba	Huracán	1963	1 750
Camerún	Volcán	1986	1 734
Pakistán, India	Inundaciones	1955	1 700
Belice	Huracán	1931	1 600
Argelia	Terremoto	1954	1 600
India	Inundaciones	1980	1 600
Indonesia	Volcán	1963	1 584
Rumanía	Terremoto	1977	1 570
St. Vicente	Volcán	1902	1 565
Yemen	Terremoto	1982	1 507
Rep. Dominicana	Huracán	1979	1 400
Filipinas	Erupción	1914	1 400
Turquía	Terremoto	1983	1 346
Irán	Terremoto	1981	1 200
Italia	Deslizamiento	1963	1 189
El Salvador	Terremoto	1986	1 100
Yugoslavia	Terremoto	1963	1 100
Filipinas	Tifón	1984	1 062
India	Deslizamiento	1968	1 000
Venezuela	Deslizamientos	1987	900
Vietnam	Tifón	1985	800
Brasil	Inundaciones	1967	785
Sri Lanka	Ciclón	1978	740
Corea	Inundaciones	1972	672
Filipinas	Tifón	1987	660
Colombia	Deslizamiento	1987	640
Perú	Deslizamiento	1971	600
Túnez	Inundaciones	1969	540
Sudáfrica	Inundaciones y deslizamientos	1987	518
Brasil	Inundaciones y deslizamientos	1984	508
Colombia	Deslizamiento	1987	500
Indonesia	Inundaciones y deslizamientos	1981	500

Tabla 2-1 Detalle de los mayores desastres naturales ocurridos en el mundo en el siglo XX y número de víctimas causadas (Bonachea, 2006). Continuación...

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

País	Amenaza	Año	Víctimas
Islas Comores	Tornado	1951	500
Portugal	Inundaciones	1967	462
Brasil	Deslizamiento	1967	436
Japón	Inundaciones	1982	332
Perú	Deslizamientos	1974	310
Colombia	Deslizamiento	1974	300
España	Inundaciones	1973	300
India	Deslizamientos	1988	250
Bolivia	Inundaciones	1983	250
EEUU	Inundación	1972	238
Austria	Deslizamiento	1954	200
Zaire	Deslizamiento	1968	154
Reino Unido	Deslizamiento	1966	144
Noruega	Deslizamiento	1893	120
Ecuador	Deslizamiento	1987	100
China	Deslizamiento	1972	100
Afganistán	Deslizamiento	1971	100
Nueva Guinea	Deslizamiento	1971	100
España	Deslizamiento	1874	91
Suiza	Deslizamiento	1965	90
España	Desbordamiento	1996	87
Canadá	Rotura de macizo	1958	75
Canadá	Deslizamiento	1903	38

Tabla 2-1 Detalle de los mayores desastres naturales ocurridos en el mundo en el siglo XX y número de víctimas causadas (Bonachea, 2006). Continuación...

2.1.2 Desastres naturales en México

En México, los estragos del calentamiento global y el desequilibrio medioambiental han sido evidentes desde hace varias décadas. Los peores desastres naturales comienzan a registrarse con eventos sísmicos, volcánicos y climáticos (EEEM, 2009).

Al concluir del siglo XIX, la Ciudad de México resintió el primer aviso de lo que 74 años después sería el mayor desastre que ha resentido éste país, un temblor de tierra de gran magnitud hizo cimbrar gran parte de México el 7 de junio de 1911 cuya fuerza ocasionó la flexión de los rieles de tranvías eléctricos, derrumbes y cuarteaduras en diversas edificaciones de la ciudad. Pasaron casi 50 años para que la ciudad de México nuevamente se sacudiera con violencia. En la madrugada del 28 de julio de 1957 se generó otro gran temblor. Se contaron numerosos daños materiales y, lamentablemente, la pérdida de docenas de vidas humanas. Hasta ese momento había sido el más intenso y destructivo para las estructuras y obras civiles de la Ciudad de México. Este evento fue conocido como el 'Temblor del Ángel', por la caída del ángel de bronce que corona la Columna de la Independencia. Sin embargo no terminaría el siglo, sin que uno de los mayores movimientos telúricos arrasara gran parte de la ciudad de México y parte de la parte central de la costa del Pacífico (Becerril, 2005). El 19 de septiembre de 1985, la Ciudad de México particularmente, vivió una de las catástrofes que marcó la historia del país, miles de personas murieron bajo los escombros de decenas de edificios a causa de un primer sismo de 8.1 grados en la escala de Richter, y una réplica de menor intensidad al día siguiente (EEEM, 2009).

Por otro lado, México es un país de volcanes y esta actividad no ha estado exenta de ser causante de desastres naturales en este país. El Xitle, prácticamente desapareció una ciudad en lo que es hoy el Valle de México, sin embargo en el siglo que acaba de terminar, la actividad volcánica se hizo presente. El volcán Parícutín hizo erupción el 20 de febrero de 1943

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

y su actividad terminó el 4 de marzo de 1952. Uno de los eventos naturales derivados de la actividad volcánica que más se recuerdan en nuestro país y también en el mundo durante el siglo pasado es la erupción del Volcán Chichonal. El Volcán inició su actividad en el mes de Noviembre de 1981 que produjeron 4 flujos de material piroplástico a una alta temperatura hacia las partes bajas del volcán alcanzando aproximadamente de 6 a 7 km. Y con una altura aproximada de los 100 m. Que pudo haberse desplazado a una velocidad de más de 50 m/s. El daño causado a los seres humanos y a la naturaleza fue incalculable. Con el fin de siglo, el Popocatepítl, no se quiso quedar ausente y en el año de 1994, después de muchos años que se consideraba un volcán apagado, entró en actividad (Becerril, 2005).

Finalmente, la ubicación geográfica de México en el globo terráqueo, lo hace casi un paso obligado de las tormentas que se generan en el océano Atlántico y en ocasiones en el Pacífico, que se convierten en huracanes y que con un derrotero del Sureste al Noroeste en ocasiones suelen tocar costas mexicanas. En las últimas décadas en México, con el proceso de urbanización creciente, se han vuelto más evidentes los daños potenciales en áreas de grandes concentraciones humanas que provocan los ciclones tropicales. En el año de 1933 un huracán golpeó al puerto de Tampico ocasionando mil muertos. En septiembre de 1955, el huracán Hilda entra con furia en las inmediaciones del puerto de Tampico y provoca una de las peores inundaciones de que se tenga memoria (Becerril, 2005).

En 1988, casi tres años después, el Huracán Gilberto azotó las costas del Golfo de México, ocasionando estragos principalmente en Yucatán. El huracán arrasó con más del 50% de las playas acabando con servicios e infraestructura (EEEM, 2009).

En 1995 el Huracán Henriette tocó tierra en Cabo San Lucas y Sinaloa obligando a la intervención de los servicios de la Secretaría de la Defensa Nacional para brindar ayuda a damnificados, y en el mismo año el Huracán Ismael tocó puerto en Topolobampo. En ese mismo año, en octubre, el país vivió un sismo de en las costas de Guerrero, Oaxaca, Jalisco y Colima. En septiembre de 1997 las mismas zonas de Oaxaca y Acapulco sintieron el embate del Huracán Paulina (EEEM, 2009).

En el sentido de los costos generados por los desastres naturales, de acuerdo a la Asociación Mexicana de Instituciones de Seguros, y las indemnizaciones que las aseguradoras han tenido que realizar. En la tabla 2-2 se muestra la lista de los desastres más costosos (EEEM, 2009):

Evento	Año	Costos (Millones de dólares)
Huracán Wilma	2005	1 752
Inundaciones y deslizamientos en Tabasco	2007	700
Huracán Gilberto	1997	567
Terremoto DF	1985	473
Huracán Isidoro	2002	308
Huracán Emily	2005	302
Huracán Stan	2005	228
Huracán Kenna	2002	176
Huracán Juliette	2001	90
Huracán Paulina	1997	62

Tabla 2-2 Desastres más costosos presentados en México en los últimos años (EEEM, 2009).

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Los desastres ambientales han estado presentes cada vez con mayor intensidad en el país, sus consecuencias se vuelven cada vez más permanentes; se agregan además, desbordamientos de ríos en 1999, en zonas como Hidalgo, Veracruz, Tabasco, Puebla, Tlaxcala, Oaxaca (EEEM, 2009).

Este 2007, el Estado de Tabasco vive uno de los mayores desastres (Figura 2-1), no sólo por el número de damnificados, sino por las pérdidas materiales y los recursos necesarios para levantar nuevamente a la región. Tabasco es uno de los Estados más ricos en recursos hídricos, es recorrido por las afluentes del Río Grijalva, Usumacinta, Carrizal, Mazcalapa. Las lluvias torrenciales superaron no sólo la capacidad de las afluentes de estos ríos, sino de la presa Peñitas que llegó a su máxima capacidad el 29 de Octubre, haciendo necesario abrir las compuertas y desfogando 2 millones de litros por segundo (EEEM, 2009).



Figura 2-1 Inundaciones en el estado de Tabasco presentadas en el año 2007

Ante el evento y el posterior agravamiento de la situación, fue necesaria la intervención del ejército y de la ayuda de la sociedad civil, fueron destinados lanchas y helicópteros para poder evacuar la zona y poner a resguardo a los miles de damnificados (EEEM, 2009).

Los deslizamientos son también escenarios de desastres en México, en el año de 1999 gran parte del territorio nacional recibió fuertes precipitaciones pluviales originadas por las depresiones tropicales No. 11 y 14, causando serios daños e inundaciones a las ciudades del Estado de México y el Distrito Federal, Puebla, Hidalgo, Veracruz, Tabasco, Campeche y Chiapas, entre otras. Una parte de estas lluvias se infiltró y saturó los suelos que cubren las formaciones rocosas de las montañas, los cuales suelen tener varios metros de espesor y donde crecen plantas y árboles, aumentando su peso por unidad de volumen y disminuyendo su resistencia, lo que provocó una gran cantidad de deslizamientos (Cuanalo et al, 2006).

Las lluvias torrenciales de octubre de 1999 causaron deslizamientos de laderas, rotacionales y traslacionales, flujos de suelos, derrumbes de rocas, erosión y represamiento de ríos. Estos fenómenos geológicos han sido la causa de pérdidas humanas y económicas muy importantes, que han afectado a varios sectores sociales: vivienda, educación, salud, infraestructura y servicios, agua y saneamiento, energía eléctrica, transporte y comunicaciones, agropecuaria,

pesca y forestal; los daños económicos originados por este desastre fueron evaluados en más de 200 millones de dólares (Cuanalo et al, 2006).

En el año 2007, las lluvias torrenciales que inundaron el estado de Tabasco también afectaron el estado vecino de Chiapas, en el cual, el desgajamiento de un cerro provocó una inmensa ola que sepultó al pueblo de San Juan de Grijalva y provocó el taponamiento del río con el mismo nombre, mismo en el que trabajaron las autoridades federales y la Comisión Federal de Electricidad para abrir nuevamente la afluyente del río y que éste desembocara nuevamente en el Golfo de México (EEEM, 2009).

2.2 DESLIZAMIENTOS DE TIERRA

2.2.1 Definición

Un deslizamiento es un tipo de corrimiento o movimiento de masa de tierra, provocado por la inestabilidad de un talud. Se produce cuando una gran masa de terreno se convierte en zona inestable y desliza con respecto a una zona estable, a través de una superficie o franja de terreno de pequeño espesor. Los deslizamientos se producen cuando en la franja se alcanza la tensión tangencial máxima en todos sus puntos.

Estos fenómenos son desplazamientos de masas de tierra o rocas por una pendiente en forma súbita o lenta. Si bien la gravedad que actúa sobre las laderas es la principal causa de un deslizamiento, su ocurrencia también depende de las siguientes variables: clase de rocas y suelos, topografía (lugares montañosos con pendientes fuertes), orientación de las fracturas o grietas en la tierra, cantidad de lluvia en el área, actividad sísmica, actividad humana (cortes en ladera, falta de canalización de aguas, etc.) y erosión (por actividad humana y de la naturaleza). (SGN, 2004)

El movimiento de los deslizamientos es perceptible y puede tomar la forma de caídas, realces, deslizamientos, o flujos. Puede consistir en material de libre caída de los acantilados, o en masas fragmentadas o íntegras que se deslizan por los cerros y montañas, o en flujos fluidos. Los materiales pueden trasladarse a velocidades hasta de 200 kilómetros por hora o más y los deslizamientos pueden durar unos pocos segundos o minutos, o pueden ser movimientos graduales más lentos durante varias horas o aún días. En consecuencia, los deslizamientos son reconocidos en función del tipo de su movimiento (DDRM, 1993).

El esquema de clasificación que se usa más generalmente divide a los deslizamientos en diferentes tipos de acuerdo con el material que es trasladado y al tipo de movimiento (Varnes, 1978). La velocidad del movimiento y la cantidad de agua mezclada con el material son parámetros secundarios que definen algunos tipos de deslizamientos. Reconocer el tipo de deslizamiento presente en determinada área, ayuda a explicar cómo y dónde han contribuido los factores a la inestabilidad de la pendiente natural en el pasado (DDRM, 1993).

2.2.2 Factores que influyen en la ocurrencia de deslizamientos de tierra

Los factores que influyen donde han de ocurrir los deslizamientos se pueden dividir en dos tipos: permanentes y variables (Sharpe, 1938). Los factores permanentes son las características de un terreno que permanecen sin cambio, o que varían muy poco desde el

punto de vista de la perspectiva humana. La calidad de pendiente o el tipo de roca, por ejemplo, presentan cambios sólo después de períodos de tiempo muy largos. Los factores permanentes tales como tipo de roca y calidad de pendiente se pueden reconocer e identificar para algunos deslizamientos específicos mucho después de su ocurrencia (DeGraff, 1978). Del examen de deslizamientos existentes en un área, es posible reconocer los factores permanentes que contribuyeron a la falla de pendientes. La identificación de las condiciones y los procesos que propiciaron la inestabilidad, hace posible considerar esos mismos factores para estimar deslizamientos futuros (Varnes, 1985).

Los factores variables son las características del terreno que cambian rápidamente como resultado de algún evento detonante. Son ejemplos de factores variables la vibración del suelo debido a los terremotos, una rápida elevación de nivel de aguas subterráneas y mayor cantidad de humedad en el suelo debido a intensas precipitaciones (DDRM, 1993).

Frecuentemente, para evaluar estos factores, es necesario estar presente en el momento que ocurre un deslizamiento, o poco después. Los factores permanentes son los que permiten estimar el peligro de deslizamiento si faltan datos históricos suficientes sobre la relación de los deslizamientos con los terremotos, tormentas o demás factores que los inician. En consecuencia, la identificación de áreas de deslizamientos no es una ciencia exacta y conduce, en general, a describir las áreas propensas al peligro en base a estimaciones. En el mejor de los casos, las áreas de deslizamientos o susceptibles a deslizamientos, se pueden identificar junto con los eventos desencadenantes esperados. En el peor de los casos algunas áreas pueden ser no detectadas del todo (DDRM, 1993).

2.2.3 Clasificación de los deslizamientos de tierra

Los deslizamientos o movimientos de masa no son iguales en todos los casos, y para poder evitarlos o mitigarlos es indispensable saber las causas y la forma como se originan. Estas son algunas de las formas más frecuentes (SGN, 2004):

Caída: Una caída se inicia con el desprendimiento de suelo o roca en una ladera muy inclinada. El material desciende principalmente a través del aire por caída, rebotando o rolando. Ocurre en forma rápida sin dar tiempo a eludirlas.

Volcamiento: Consiste en el giro hacia delante de una masa de suelo o roca respecto a un punto o eje debajo del centro de gravedad del material desplazado, ya sea por acción de la gravedad o presiones ejercidas por el agua.

Deslizamiento: Es el movimiento, hacia abajo de una ladera, de una masa de suelo o roca el cual ocurre principalmente sobre una superficie de ruptura o falla (debilidad del terreno) y se puede presentar de dos formas:

Deslizamiento Rotacional: Los desplazamientos ocurren o tienen lugar a lo largo de una superficie de ruptura de forma curva o cóncava.

Deslizamiento Traslacional: Consiste en el desplazamiento de una masa a lo largo de una superficie de ruptura de forma plana u ondulada.

Flujos de tierra: Son movimientos lentos de materiales blandos. Estos flujos frecuentemente arrastran parte de la capa vegetal.

Flujos de lodo: Se forman en el momento en que la tierra y la vegetación son debilitadas considerablemente por el agua, alcanzando gran fuerza cuando la intensidad de las lluvias y su duración es larga.

Reptación: Es la deformación que sufre la masa de suelo o roca como consecuencia de movimientos muy lentos por acción de la gravedad. Se suele manifestar por la inclinación de los árboles y postes, el corrimiento de carreteras y líneas férreas y la aparición de grietas.

Es importante mencionar que sólo con estudios específicos se puede determinar la potencialidad por deslizamiento de una zona determinada y establecer cuáles medidas deben tomarse para evitar o reducir que el fenómeno ocurra.

2.3 HIDROGEOLOGÍA

La hidrogeología es un factor determinante en la ocurrencia de deslizamientos de tierra. La mayoría de los deslizamientos que ocurren en las zonas tropicales están relacionados con eventos de lluvias. Las lluvias en el sistema climático tropical dependen en buena parte de la zona de convergencia intertropical y generalmente los eventos de deslizamientos catastróficos están relacionados con variaciones de la zona de convergencia los cuales ocasionan lluvias extraordinarias, las cuales a su vez actúan como activadoras de deslizamientos de tierra. Son los eventos lluviosos extremos los que más efecto tienen sobre la ocurrencia de deslizamientos de tierra. Por ejemplo la mayoría de los eventos de deslizamientos catastróficos ocurridos en el Norte de Colombia, en Venezuela Centroamérica y México están relacionados con épocas de “la Niña”, y en El Perú y Ecuador generalmente están relacionados con épocas de “el Niño” (Suárez, 2006).

El agua producto de las lluvias se infiltra en el suelo y produce cambios en el estado de presiones de poro. Estos cambios corresponden a una respuesta del sistema hidrogeológico del suelo a la ocurrencia de las precipitaciones. La forma y tiempo de esta respuesta dependen de las condiciones hidrogeológicas del sitio y/o del área circundante y a las características de los eventos lluviosos. Esta respuesta hidrogeológica puede conducir a la activación de deslizamientos de tierra. La ocurrencia de deslizamientos, su cantidad y su magnitud depende de la susceptibilidad del terreno a los deslizamientos y de la intensidad tiempo y distribución del evento de lluvias (Suárez, 2006).

El clima interviene tanto en los procesos condicionantes como en los desencadenantes de los deslizamientos, es la causa principal del intemperismo de las rocas que origina la formación de suelos residuales, además de brindar los elementos para que actúen los agentes de la erosión, principalmente el agua. De esta manera, los deslizamientos están asociados con mayor frecuencia a zonas con clima cálido húmedo y semihúmedo, en segundo término a zonas templadas y, finalmente, a las zonas áridas (Cuanalo et al, 2006).

La cantidad de lluvia que recibe la República Mexicana, depende fundamentalmente de los aspectos característicos que influyen en el clima, la latitud del lugar, el relieve, la extensión del continente y las corrientes marinas (Cuanalo et al, 2006).

2.3.1 Factores que afectan la respuesta hidrogeológica

La respuesta de las presiones de poro en un evento lluvioso depende de la geología, la intensidad de la lluvia, el tiempo de lluvia, la permeabilidad del talud y el espesor de suelo (Suárez, 2006).

Marco geológico. La geología es un factor determinante en la ocurrencia de deslizamientos de tierra. La geología afecta la infiltración y los flujos de agua subterránea y define la forma y tiempos de saturación y de ascenso de los niveles freáticos (Suárez, 2006).

Características del terreno. Los lugares montañosos con pendientes fuertes son los que con más facilidad sufren deslizamientos, aunque en ocasiones pendientes de muy pocos grados son suficientes para originarlos si la roca está muy suelta o hay mucha agua en el subsuelo. Los macizos rocosos con fallas y fracturas tienen especial importancia en los desprendimientos. La mayoría de las caídas de rocas y otros materiales tiene lugar en lugares en los que el terreno tiene abundantes fracturas y se ha ido produciendo erosión en la base de sus laderas. En estos lugares cuando llueve intensamente con facilidad se pueden producir desprendimientos.

Espesor de suelo. El espesor de suelos es un factor muy determinante. Generalmente los suelos de mayor espesor requieren de un tiempo y una intensidad mayor de lluvia, y estos deslizamientos tienden a ser de mayor magnitud y generar problemas de mayor gravedad. Los suelos de poco espesor requieren de un tiempo menor. Zezere y otros (2005), reportan en Portugal que los deslizamientos poco profundos son causados por lluvias muy intensas de poca duración mientras los deslizamientos profundos requieren de periodos prolongados de precipitación (Suárez, 2006).

Permeabilidad del suelo. Los suelos con diferentes propiedades hidráulicas tales como la permeabilidad muestran comportamientos diferentes en respuesta al proceso de lluvias. Los suelos muy permeables requieren de intensidades grandes de precipitación para su activación y en los suelos poco permeables (Arcillosos) la duración de la lluvia es más determinante que la intensidad. Igualmente el tiempo de respuesta tiene relación con la permeabilidad del suelo. Curiosamente suelos de muy alta permeabilidad tienen un tiempo de respuesta mayor que los suelos de baja permeabilidad para intensidades de lluvia no muy altas. Si las intensidades de lluvia son muy altas, el tiempo de respuesta del suelo de alta permeabilidad disminuye notoriamente. En los suelos de baja permeabilidad el aumento de la intensidad de la lluvia puede no tener influencia importante en el tiempo de respuesta. En suelos de baja permeabilidad (Lan y otros, 2003), la capacidad de infiltración del talud se alcanza rápidamente, lo cual produce una pérdida rápida de succión en espesores pequeños con intensidades de lluvia relativamente modestas. Por lo tanto, un talud con suelo poco permeable puede tener una respuesta más rápida que un suelo permeable si el espesor de suelo es pequeño y un suelo poco permeable pero de profundidad grande va a tener una respuesta menos rápida que un suelo permeable de espesor similar (Suárez, 2006).

Erosión. Los ríos, el mar u otros procesos van erosionando la base de las laderas y provocan gran cantidad de deslizamientos.

Expansividad de las arcillas. Las arcillas tienen la propiedad de que al empaparse de agua aumentan su volumen. Esto supone que los terrenos arcillosos en climas en los que alternan

periodos secos con otros húmedos se deforman y empujan taludes, rocas, carreteras, etc. provocando deslizamientos y desprendimientos.

Condiciones climáticas. En las regiones lluviosas suele haber espesores grandes de materiales alterados por la meteorización y el nivel freático suele estar alto lo que, en conjunto, facilita mucho los deslizamientos. Las lluvias intensas son el principal factor desencadenante de deslizamientos.

Intensidad y duración de la precipitación. El tiempo de respuesta también tiene relación con la intensidad de la lluvia. Generalmente a mayor intensidad de la lluvia, la respuesta tiende a ser más rápida. Al aumentar la intensidad de la lluvia, el tiempo de respuesta puede disminuir de 3 horas para una lluvia de 40 milímetros por hora de intensidad a 1 hora para lluvia de 70 milímetros por hora de intensidad. A mayores espesores de suelo, la intensidad de la lluvia tiene una influencia relativamente menor. En suelos con perfil profundo, la duración de la lluvia es un factor muy importante. Lluvias de muy alta intensidad pero de poca duración pueden no tener influencia importante. Sin embargo, lluvias de menor intensidad pero de larga duración pueden determinar la ocurrencia de deslizamientos de gran magnitud (Suárez, 2006).

Magnitud de la anomalía climática. Las grandes catástrofes están relacionadas con eventos lluviosos extraordinarios. Si el área está expuesta con relativa frecuencia a eventos de gran magnitud, la ocurrencia de un fenómeno de gran intensidad no tiene los efectos catastróficos que tendría un evento similar sobre un área donde el período de retorno de estos eventos es grande. Entre mayor sea el período de retorno, la catástrofe tiende a ser de mayor magnitud. Igualmente es muy importante tener en cuenta los niveles normales de precipitación. En las áreas con precipitaciones promedio multianuales altas los eventos extraordinarios tienen un menor efecto que en las zonas donde las precipitaciones promedio son bajas. Ejemplo de esta situación son los eventos extraordinarios que ocurren en la costa de Venezuela y los problemas relacionados con los fenómenos de El Niño en el Perú. En estos casos las precipitaciones promedio multianuales son inferiores a 700 milímetros y en los eventos extraordinarios se alcanzan en una semana precipitaciones superiores a la total anual promedio. Los fenómenos de El Niño generan deslizamientos catastróficos en el Perú con períodos de retorno generalmente inferiores a 10 años (Suárez, 2006).

2.3.2 El efecto antrópico como modificador de la respuesta hidrogeológica

Los movimientos de tierras y excavaciones que se hacen para construir carreteras, ferrocarriles, edificaciones, presas, minas al aire libre, etc. rompen los perfiles de equilibrio de las laderas y facilitan desprendimientos y deslizamientos. Además normalmente se quitan los materiales que están en la base de la pendiente que es la zona más vulnerable y la que soporta mayores tensiones lo que obliga a fijar las laderas con costosos sistemas de sujeción y a estar continuamente rehaciendo las vías de comunicación en muchos lugares.

A veces nos preguntamos ¿Por qué un evento meteorológico produce hoy más deslizamientos y de mayor magnitud cuando en el pasado un evento similar produjo efectos menores? Por ejemplo en el huracán Mitch (1999) en el estado de Chiapas en México hubo menos efecto que en el huracán Stan (2005), con un sistema de lluvias similar (Suárez, 2006).

El desarrollo vial y poblacional en el sur de Chiapas ha sido muy grande en los últimos años y los procesos de ocupación y deforestación de la tierra han sido muy fuertes en los últimos 5 años, relacionados con el flujo migratorio desde Guatemala. La susceptibilidad a los deslizamientos es hoy mayor que hace 6 años. La diferencia es aun más notoria en el caso de Vargas en Venezuela comparando los efectos de las lluvias de 1951 y de 1999 (Suárez, 2006).

Otro ejemplo podría ser el del sector Bogotá-Villavicencio, después de la construcción de la nueva vía y los túneles. Hoy un evento meteorológico extraordinario genera catástrofes que el mismo fenómeno no producía anteriormente. En la respuesta hidrogeológica el aspecto de intervención antrópica es muy importante (Suárez, 2006).

2.3.3 Tiempo de respuesta hidrogeológica

El agua producto de las lluvias se infiltra en el suelo y produce cambios en el estado de presiones de poro. Estos cambios corresponden a una respuesta del sistema hidrogeológico del suelo a la ocurrencia de las precipitaciones. La forma y tiempo de esta respuesta dependen de las condiciones hidrogeológicas del sitio y/o del área circundante y a las características de los eventos lluviosos. Esta respuesta hidrogeológica puede conducir a la activación de deslizamientos de tierra. La ocurrencia de deslizamientos, su cantidad y su magnitud depende de la susceptibilidad del terreno a los deslizamientos y de la intensidad tiempo y distribución del evento de lluvias. De esta manera, la respuesta del terreno puede ser rápida o puede tomar varios días o semanas (Suárez, 2006).

2.3.3.1 Deslizamientos por respuesta hidrogeológica rápida

La respuesta hidrogeológica rápida o inmediata es muy común en suelos residuales de rocas ígneas y metamórficas con perfiles de meteorización poco profundos. Varios autores han indicado (Brand 1995; Au 1998; Corominas 2003) que en los deslizamientos poco profundos como por ejemplo en los flujos de detritos la respuesta es inmediata y la lluvia antecedente no es un factor determinante (Suárez, 2006).

Lan y otros (2003), reportan que la respuesta más rápida ocurre en taludes con espesores residuales poco profundos y los taludes con perfil de meteorización más profundos tienen una respuesta más lenta. En este proceso al inicio de la lluvia, la presión de poros es negativa y la succión debida a la situación no saturada produce inicialmente un estado de estabilidad del talud. Al continuar el proceso de lluvia y de infiltración se inicia un proceso de disminución de la succión y aumento de la presión positiva con disminución de las condiciones de estabilidad y llega un momento en el cual, el factor de seguridad puede ser inferior a uno y se produce un deslizamiento. Cuando el perfil de meteorización es de mayor espesor el proceso toma un tiempo mayor, debido al tiempo que se requiere para la disminución de las tensiones negativas y el aumento de presiones positivas y se requiere una lluvia de mayor duración para producir un deslizamiento (Suárez, 2006).

En investigaciones realizadas por Lan y otros (2003), se encontraron tiempos de respuesta de 3 a 5 horas después del inicio de la lluvia para la ocurrencia de deslizamientos en suelos con espesores de 1.1 a 1.5 metros. Para suelos con espesor de 3 metros el tiempo de respuesta fue de 8 horas. Por lo tanto el tiempo de respuesta generalmente aumenta con la profundidad del perfil de suelo. Los deslizamientos activos o que han tenido movimientos recientes son muy

sensitivos a lluvias aún de poca intensidad y la respuesta generalmente es inmediata. (Corominas, 2003). A continuación se presentan algunos ejemplos de eventos cuya respuesta hidrogeológica fue rápida (Suárez, 2006).

Vargas- Venezuela- 1999. La geología del cerro de Ávila en Venezuela corresponde a rocas suelos residuales de poco espesor y rocas de esquistos neises y serpentinitas. El perfil sub-superficial es muy permeable y las pendientes del terreno son muy altas. En diciembre de 1999 ocurrió un evento lluvioso extraordinario en el cual se midieron 1200 mm en 15 días. De importancia las lluvias consecutivas de 120, 380.7 y 410.4 mm en los últimos tres días del evento. Los deslizamientos y avalanchas ocurrieron durante dos días consecutivos. El resultado fue la ocurrencia de una gran cantidad de deslizamientos cuyo volumen total deslizado se estima en aproximadamente 10 millones de metros cúbicos de suelo. La respuesta hidrogeológica fue relativamente rápida (Suárez, 2006).

Chiapas- México 2005. La Sierra sur de Chiapas cerca a la costa del Océano Pacífico está formada por granitos y granodioritas meteorizadas con perfiles de suelo residual generalmente de menos de 5.0 metros de espesor. El suelo sub-superficial es muy permeable y las pendientes del terreno son de altas a muy altas. En Octubre de 2005, al paso del Huracán Stan ocurrieron precipitaciones medidas de 700 mm en tres días, con una precipitación máxima de 457 mm en un día. El efecto de las lluvias produjo una gran cantidad de deslizamientos de poco a mediano espesor (1.0 a 6.0 metros, avalanchas y flujos). La respuesta hidrológica fue muy rápida (Suárez, 2006).

Girón- Santander 2005. Los suelos de la cuenca de la quebrada Angulito son depósitos de abanico aluvial del Cuaternario, los cuales son relativamente permeables en superficie pero poco permeables al profundizarse en el perfil. Estos suelos son muy dispersivos y pierden prácticamente la totalidad de la cohesión en el momento de las lluvias. En Febrero de 2005 un evento lluvioso relacionado con la interacción de un frente frío con la zona de convergencia intertropical generó precipitaciones de 183 mm en 24 horas con una precipitación acumulada de 390 mm en cinco días. Este evento fue un evento aislado en medio de una temporada seca. En este evento se generaron una gran cantidad de flujos y avalanchas. La respuesta de los suelos se considera relativamente rápida. Aunque la precipitación precedente tuvo una gran importancia, los deslizamientos se activaron durante un evento de gran magnitud (Suárez, 2006).

Generalmente las grandes catástrofes coinciden con deslizamientos de respuesta rápida.

2.3.3.2 Deslizamientos de respuesta hidrogeológica por efecto acumulado

En la mayoría de los casos ocurre una acumulación de efectos. Si había ocurrido una lluvia importante en los días inmediatamente anteriores en un talud de respuesta rápida, la respuesta puede ser aún más rápida, debido a que el suelo se encuentra en un nivel de saturación mayor y se requiere menos tiempo de lluvia para reinvertir el proceso de aumento a disminución de succión. En general la lluvia antecedente puede causar un cambio en los valores de la succión y esto facilita que se inicie un proceso de aumento de presiones de poro positivas. Lan y otros (2003), reportan en investigaciones directas en campo que la lluvia antecedente durante 10 días anteriores al deslizamiento disminuyeron los valores de succión en 10 a 25 Kpa dependiendo de la permeabilidad del suelo para el caso de una granodiorita meteorizada, y

esto facilitó la respuesta rápida ante una lluvia de gran intensidad. La amenaza de que ocurra un deslizamiento es mayor si se acumulan lluvias de 2, 3, 15 días o 30 días. El tiempo crítico de acumulación depende del sistema hidrogeológico y de la intensidad y duración de las lluvias. Vélez y otros (2006), reportan que el desencadenamiento de un movimiento de suelo está relacionado con altas cantidades de lluvia acumulada de mediano plazo (15 días o más) (Suárez, 2006).

Pajarito- Boyacá 2005. Los suelos del área de Pajarito son lutitas meteorizadas con perfiles de suelo residual variable de 3.0 a 10.0 metros de espesor. En Octubre de 2005 se presentaron precipitaciones de 315 mm en dos días como parte de una temporada de lluvias, con lluvias acumuladas de 10 días de 540 mm y de 15 días de 670 mm. El resultado fue la ocurrencia de una gran cantidad de deslizamientos de espesor importante, los cuales generaron avalanchas en una gran cantidad de cuencas. Los deslizamientos ocurrieron en un evento con precipitación de 212 mm en 24 horas. El análisis de las precipitaciones muestra que las lluvias acumuladas en los 15 o 30 días anteriores al evento tuvieron una influencia determinante en la magnitud de los deslizamientos. La respuesta hidrológica está relacionada con la lluvia acumulada (Suárez, 2006).

Barrio Campoalegre – Barranquilla – 2003- 2005. Las laderas nor-occidentales de Barraquilla corresponden a una terraza arrecifal permeable y dura sobre arcillolitas expansivas de la formación Perdices. La terraza arrecifal actúa como una captadora de agua en la parte alta de la ciudad y los deslizamientos se producen en las laderas sobre las arcillolitas. En Octubre de 2003 se activó un deslizamiento importante en el barrio Campoalegre y en procesos posteriores se han presentado desplazamientos acumulados de varios metros. En este sector de Barranquilla se han presentado en el pasado deslizamientos importantes en las temporadas de lluvias. El análisis de estos deslizamientos muestra que aunque los eventos se han activado en el momento de una lluvia de gran intensidad, la acumulación de lluvias de los 15 días anteriores al evento tuvo un efecto determinante en la activación de los movimientos (Suárez, 2006).

2.3.3.3 Deslizamientos de respuesta hidrogeológica demorada

Generalmente en los deslizamientos de respuesta hidrogeológica demorada existe un nivel freático semipermanente o permanente y el mecanismo de falla está relacionado con el ascenso de ese nivel freático. La modelación de un deslizamiento con respuesta hidrológica demorada es muy compleja, debido a que el área de influencia hidrogeológica es muy grande. La distancia del recorrido de agua puede ser de muchos kilómetros y el conocimiento geológico a detalle puede ser muy difícil de obtener. En este análisis se requiere tener en cuenta la geología de un área relativamente grande arriba del talud (Suárez, 2006).

Terraza de Bucaramanga. La geología del área de Bucaramanga es la de una terraza de gran espesor junto a un macizo ígneo-metamórfico. Aunque los eventos lluviosos extraordinarios generan gran cantidad de deslizamientos en la terraza, los deslizamientos de gran magnitud están relacionados con ascensos del nivel freático, los cuales son fuertes aproximadamente 2 meses después de las temporadas de lluvias (Gómez, 1990). En este caso las lluvias que ocurren en el macizo ígneo-metamórfico arriba de la ciudad tienen un efecto más determinante que las lluvias ocurridas en el área cercana a los deslizamientos (Suárez, 2006).

2.4 DESLIZAMIENTOS DE TIERRA EN RÍOS EN EL MUNDO: CAUSAS Y ACCIONES.

2.4.1 Río La Lima, Guatemala.

Como resultado directo del Huracán Mitch a principios de noviembre de 1998, ocurrieron dos grandes deslizamientos de tierra a lo largo del río La Lima río arriba del pueblo de Jones. Ambas fallas en la ladera fueron deslizamientos de roca y escombros de pendiente inclinada a lo largo de la pared oeste del cañón del río La Lima. El menor de los deslizamientos (área: 16 ha; localización de la base del talud: 4 km al norte del pueblo de Jones) hizo un dique en el río La Lima (Figura 2-2). El mayor de los dos deslizamientos (área: 25 ha; localización de la base del talud 5.5 km al norte de Jones) se inició en la cabecera del río La Lima y precedió al deslizamiento menor por un día. La erosión subsiguiente de los depósitos de flujo de escombros que se movilizó del deslizamiento mayor contribuyó mucho al sedimento que llenó el embalse detrás del dique del deslizamiento de tierra. El gradiente del río La Lima desde la base de la ladera del dique que mira río abajo hasta las viviendas más cercanas en la misma dirección, resultó ser en promedio de 8.5° . Finalmente, el volumen total del dique y su sedimento y agua embalsadas fue cercano a los $700,000 \text{ m}^3$.



Figura 2-2 Dique menor de deslizamiento de tierra en el Río La Lima, viendo río arriba desde un punto a 4 km al norte de Jones, Guatemala.

Después de una revisión hecha en campo se determinó que si el dique fallara catastróficamente, el río tendría un gradiente lo suficientemente inclinado y habría suficiente agua y sedimento/escombros en el embalse como para causar un gran flujo de escombros que podría alcanzar las afueras de la poblada aldea de Jones, ubicada 4 km río abajo aproximadamente. Sin embargo, después de realizar dicha visita de campo, se determinó también que la probabilidad de una falla catastrófica del dique resultaba ser muy pequeña debido a que los materiales que conforman el dique consisten principalmente de guijarros y bloques de roca de gneis granítico. Dichas rocas son resistentes a la erosión y por lo tanto se inhibirían las erosiones tanto superficial como interna. Asimismo, si se iniciara la erosión

superficial o interna, se consideró que ese proceso se detendría antes de la falla catastrófica debido al proceso conocido como “auto blindaje”, en el que materiales finos se erosionarían y dejarían superficies resistentes a la erosión consistentes en guijarros y bloques gruesos de roca. Por otro lado, la cara del dique río abajo (pendiente: 30°) no era lo suficientemente empinada como para sufrir falla en la ladera en estos materiales gruesos. Por otro lado, se consideró que en caso de que se presentara una tempestad severa como la que acompañó al Huracán Mitch en 1998 ésta pudiera causar una inundación o un flujo de escombros río arriba que abrumaría el actual dique de deslizamiento de tierra, causando su fallo por erosión rápida de la superficie. Asimismo, un fuerte terremoto en el área pudiera causar la falla catastrófica del dique por licuefacción de la masa o por la falla de la ladera del dique que mira río abajo.

Sin embargo, y debido a la muy pequeña probabilidad de falla catastrófica del dique y a la extrema dificultad y costo de instalar las medidas físicas necesarias para la mitigación de riesgo en un cañón tan áspero como el del río La Lima, se negó cualquier solución posible. Lo que se determinó en este caso fue realizar un monitoreo constante de las condiciones del dique, su embalse y la salida del río a través del dique que permitiera una alerta temprana para la evacuación de las áreas bajas que bordean el río La Lima y el río Jones en el caso de una lluvia fuerte similar a la generada durante el Huracán Mitch.

2.4.2 Río Velillos, España.

En el mes de abril de 1986 comenzó un deslizamiento originado en el barranco del Hundidero en la ladera oriental de la Sierra de Moclín, Granada. El movimiento se inició el 12 de abril, afectando a una masa inestable de unos seis millones de toneladas que, a una velocidad de un metro por hora, arrasó en los días sucesivos los cultivos y tierras de labor que encontró a su paso, incluyendo las instalaciones de una cantera. En pocos días el movimiento de la ladera llegó hasta la proximidad del poblado de Olivares, situada a los pies de la sierra de Moclín, obligando a la total evacuación de unas setenta familias. Sin embargo, estos hechos, no fueron los que plantearon la mayor preocupación. Hacia el 19 de abril, el frente de la colada del deslizamiento llegó al cauce del río Velillos, apareciendo un peligro de embalsamiento incontrolado, con el consiguiente riesgo de desbordamiento e inundación aguas abajo (Figura 2-3).

La preocupación estaba en la posibilidad de que se formará un dique de 50 metros de altura el cual podría almacenar hasta unos seis millones de metros cúbicos. Los intentos por identificar el fenómeno y actuar sobre sus causas no resultaban operativos, y el drenaje del río comenzó a funcionar con dificultad. Se emprendió un proyecto de drenaje mediante entubado del cauce, pero fracasó. Ninguna idea maestra sobre tratamiento estructural de deslizamientos parecía adecuada ante la rapidez con que se desarrollaban los acontecimientos.

A la vista de los hechos, el equipo científico-técnico de intervención, constituido en la zona siniestrada, decidió tres tipos de actuaciones paralelas: intervención en el frente del deslizamiento, realización de zanjas de drenaje para aliviar el efecto pernicioso del agua en la ladera y estudios científicos para determinar de manera precisa la génesis del fenómeno. Se iniciaron acciones en el cauce del río, dragando con ayuda de palas retroexcavadoras y retirando la tierra a un vertedero mediante camiones y se atacó el frente del avance del deslizamiento con “bulldozers” en una colosal operación de ingeniería en la que participaron

numerosos especialistas de la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir, Instituto Geológico y minero de España, Universidad de Granada y otras entidades.

Todas las alternativas fueron altamente positivas, consiguiéndose la mitigación de los efectos destructivos asociados al deslizamiento como su propia ralentización, observándose a partir del día 23 de abril una clara recesión del proceso. El 27 de abril, el movimiento se detuvo, si que se haya observado incidencia alguna en la estabilidad. No obstante se llevaron a cabo estudios geotécnicos y geológicos más profundos tanto para el posible reasentamiento de la población como para la propia estabilización de la ladera, habiéndose asegurado el drenaje del río mediante una escollera.

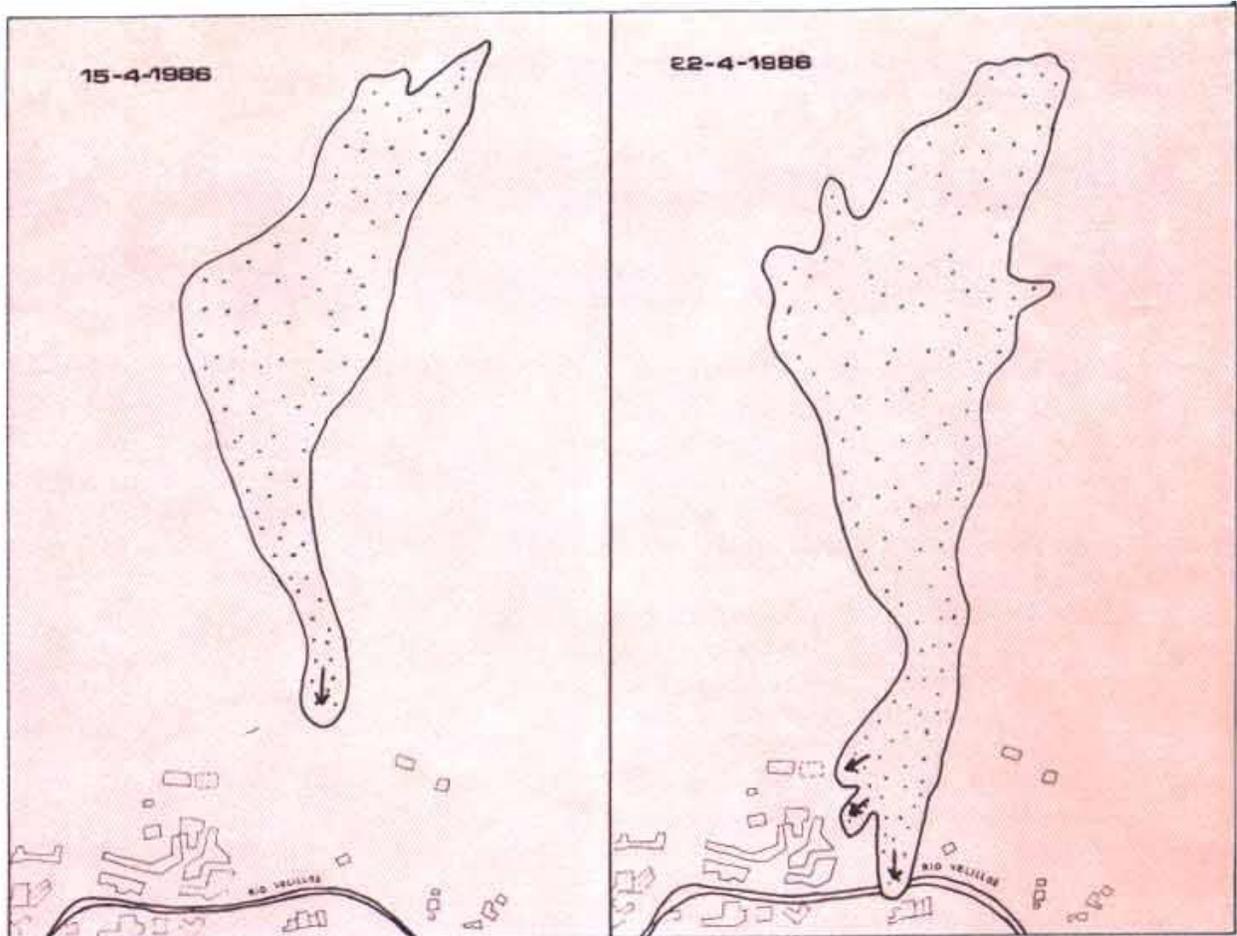


Figura 2-3 Representación esquemática en planta de la evolución del deslizamiento de tierras de Olivares.

2.4.3 Río Choluteca, Honduras.

La intensa precipitación pluvial provocada por el paso del huracán Mitch del 27 al 31 de octubre de 1998 en algunas partes de Honduras llegó a rebasar los 900 mm y provocó más de 500 000 deslizamientos de tierra en todo el país. Con base en cálculos del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU., se estima que los deslizamientos de tierra dañaron un 70% de la red carretera de Honduras. No se sabe con precisión el número de muertes

ocasionadas por los deslizamientos de tierra debido a que en muchas de las poblaciones hondureñas no se registró el número de habitantes desaparecidos como consecuencia de los deslizamientos de tierra. Un cálculo conservador estima este número en 1 000.

Más del 95% de los deslizamientos de tierra consistieron en flujos de escombros. Los espesores de éstos oscilaron entre 1 y 15 m; la longitud del recorrido de los flujos fue desde varios metros hasta 7.5 km. La concentración más elevada de flujos de escombros ocurrió en las montañas cercanas al pueblo de Choluteca (Figura 2-4), en donde se registró una precipitación pluvial de más de 900 mm en tres días.

Si bien se produjeron pocos deslizamientos de tierra distintos a los flujos de escombros, varios deslizamientos de tierra profundos que ocurrieron en la ciudad de Tegucigalpa afectaron gravemente a pobladores y propiedades de esta ciudad. El hundimiento de rotación / flujo de tierra de "El Berrinche", con un volumen aproximado de seis millones de metros cúbicos, destruyó totalmente al barrio de Colonia Soto, cerca del centro de la ciudad. El deslizamiento de tierra provocó el represamiento del Río Choluteca, presa que dio lugar a la formación de un lago; éste representó un grave problema para la salud para la ciudad, debido a la descarga de aguas residuales sin tratar en el Río Choluteca.

Por otra parte, diversas áreas con una elevada concentración de deslizamientos de tierra han contribuido a agravar el problema de las inundaciones. Después del paso del huracán Mitch, la afluencia de grandes volúmenes de sedimentos provenientes de áreas de fuentes de deslizamientos de tierra cerca de La Ceiba, La Libertad, Marale y en varios ramales de la represa de El Cajón han contribuido a reducir prácticamente a cero la capacidad de contención del lecho del río y a exacerbar las condiciones para causar inundaciones, incluso durante las estaciones con precipitación pluvial moderada.

El riesgo permanente que representan para las comunidades los deslizamientos de tierra producidos durante el paso del huracán Mitch se analizaron tomando como base las fotografías aéreas de la Fuerza Aérea de los EE.UU. y complementándolas con fotografías de contratistas locales. Utilizando modelos de elevación digitales obtenidos a partir de mapas topográficos con escala de 1:50,000 y de mapas geológicos, se obtuvieron mapas de susceptibilidad a los deslizamientos de tierra. Dichos mapas servirán para la planificación del uso de la tierra y reubicaciones.

Sin embargo, en Honduras durante muchos años más se seguirán sintiendo los efectos de los deslizamientos de tierra ocasionados por el huracán Mitch. Aún cuando las consecuencias iniciales en habitantes y viviendas han llegado a su fin, el continuo desplazamiento del sedimento creado por los deslizamientos de tierra que se depositan en las vertientes a lo largo de las corrientes fluviales contribuye a exacerbar las inundaciones que tienen lugar en cada estación lluviosa y obliga a los residentes a salir de sus hogares. Se da también el caso de deslizamientos de tierra que experimentan un desplazamiento regresivo dado que sus grietas retroceden pendiente arriba, lo que afecta a un área de pendiente adicional y, en algunos casos, a más viviendas.

2.4.4 Río Mantaro, Perú.

En 1974, uno de los deslizamientos de tierra más grandes en la historia ocurrió en el valle del río Mantaro en los Andes del Perú (Hutchinson and Kogan, 1975). Una laguna temporal fue formada cuando el deslizamiento represó el río Mantaro causando la inundación de granjas, tres puentes, y unos veinte kilómetros de carretera. Casi 500 personas en el pueblo de Mayunmarca y en sus alrededores perdieron la vida.

2.4.5 Río Aranjuez y río Veracruz, Costa Rica.

Durante la segunda quincena del mes de setiembre de 1988, se desencadenó una cantidad considerable de deslizamientos superficiales de tierra y de caída de escombros en la cuenca superior del río Aranjuez, debido a las fuertes lluvias provocadas por el paso del huracán Gilbert en el mar Caribe (Mora y Rojas, 1988). Estos deslizamientos afectaron a varias aldeas y algunas familias fueron evacuadas a lugares más seguros. Entre las recomendaciones que se hicieron a las autoridades (Mora y Rojas, 1988) estuvieron: la necesidad de evacuar el poblado de Las Lagunas y la reubicación del pueblo Bajo Caliente; la iniciación de un plan de manejo de la cuenca superior del río Aranjuez, considerando la utilización de la tierra según la aptitud de ella.

Después de 1988, las autoridades no tomaron acción alguna, la gente continuó viviendo y trabajando la tierra en Las Lagunas de Arancibia. Al mediodía del 30 de octubre de 1993, un deslizamiento traslacional de 2.9 millones de metros cúbicos se desencadenó y la avalancha de escombros cubrió un área de 17.7 hectáreas. La longitud del deslizamiento de la avalancha fue de 850 metros (Figura 2-4). Al desprendimiento le antecedió un período de fuertes lluvias; pero cuando el material se derrumbó ya habían pasado 12 horas desde que la lluvia había cesado.



Figura 2-4 Deslizamiento traslacional y avalancha de escombros, Arancibia, Costa Rica, octubre de 1993.

La avalancha descendió siguiendo dos trayectorias: una de ellas bajó por el arrollo El Silencio hasta llegar al río Veracruz y la segunda cubrió parcialmente el poblado de Las Lagunas, matando a 6 personas, destruyendo 2 casas, 1 edificio para actividades sociales y la cancha de fútbol. No se obstruyó el río Veracruz, sino que éste transportó material hasta las zonas más bajas de la cuenca. Se identificó una vez más a Bajo Caliente como una zona bastante

expuesta y se presentaron recomendaciones tendientes a reubicar el poblado ante las autoridades (Esquivel y Mora, 1993). El 27 de junio del 2000, después de tres días de fuertes precipitaciones, el deslizamiento de tierras en Arancibia nuevamente mostró actividad. Un gran desprendimiento de 8.5 millones de m^3 , se desencadenó, formando entonces una avalancha que cubrió 78.8 hectáreas de campos cultivados y cobrando la vida de ocho personas. La avalancha alcanzó una distancia de 2.7 kilómetros, cubriendo el cañón del río Veracruz con escombros de 60 a 70 metros de grosor, a una distancia de 1.1 kilómetros (Figura 2-5).



Figura 2-5 El Cañón del río Veracruz se cubre de escombros, con una longitud de 1.1 kilómetros, Costa Rica.

De esta manera, desde 1988, el poblado de Las Lagunas de Arancibia se identificó como un área susceptible a ser enterrada por una avalancha. También, Bajo Caliente fue otro lugar muy propenso a ser afectado debido a los deslizamientos de tierra y la caída de escombros. A pesar de esta advertencia anticipada, las autoridades no tomaron las acciones adecuadas y, en 1993, el primer evento catastrófico se desencadenó matando a seis personas. Posteriormente, las autoridades decidieron evacuar a la población, pero les brindaron la oportunidad de cultivar sus campos, ubicados en la punta del deslizamiento. El 27 de junio del 2000, un gran deslizamiento enterró al pueblo, matando a otras ocho personas. El volumen total de este desprendimiento, tomando en consideración los eventos de 1993 y del 2000, alcanzó 11.4 millones de m^3 . El número total de fatalidades asociadas a este deslizamiento fue de catorce y las pérdidas económicas fueron millonarias.

2.4.6 Río Pauté, Ecuador.

El 29 de marzo de 1993 un gran deslizamiento de tierra, proveniente del cerro Parquiloma, represó el valle del río Paute, aproximadamente a 20 km al noreste de la ciudad de Cuenca en la región austral del Ecuador. El deslizamiento obstruyó la confluencia del río Paute con el río Jadán (Figura 2-6) (Plaza, 1994).

El área afectada forma parte del borde oriental de una cuenca sedimentaria interandina neógena. En este contexto afloran rocas pelíticas y semipelíticas metamorizadas, rocas sedimentarias cretácicas, rocas volcánicas oligo-miocénicas del basamento de la cuenca y los sedimentos continentales neógenos (Plaza y Egüez, 1993).

El deslizamiento ocurrió en el flanco izquierdo del valle del río Paute; en una ladera ubicada entre los 2 280 msnm en el fondo del valle y los 2 800 msnm en la cima de la loma Parquiloma. El movimiento formó un área inestable de 1.1 km^2 , con una longitud de 1 500 m desde la corona al pie y un ancho promedio de 600 m. El escarpe formado fue de 800 m de longitud y 300 m de altura con inclinación de hasta 45°. El volumen movilizado fue estimado entre 20 millones de m^3 (Plaza y Egüez, 1993) y 40 millones de m^3 (James, 1993). Se consideró que el

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

movimiento se produjo de forma violenta con dirección general Norte-Sur. El embalse formado durante 33 días tuvo una longitud máxima de 9 km en el río Paute y 2.5 km en el río Jadán y almacenó 200 millones de m³, inundando un área de 9 km² (Plaza, 1994).



Figura 2-6 Obstrucción del río Paute en su confluencia con el río Jadán por el deslizamiento de tierra La Josefina, Ecuador

La cantidad de lluvia en el mes de marzo de 1993 en la estación Paute cercana al sitio fue de 196.1 mm, mientras que la media normal para este mes resultó ser del orden de los 99.1 mm (Zevallos, 1993). Se conoce que para el período total de registros de la estación Paute (1964 a 1993) no se alcanzó en ningún mes cantidades de precipitación iguales a la de marzo de 1993, presentándose este mes como el más lluvioso en muchos años (Plaza, 1994).

El deslizamiento fue provocado por causas naturales extremas como las precipitaciones y las características geomorfológicas, así como por causas artificiales debido a la explotación no controlada de las canteras ubicadas al pie de la ladera, donde se ubicaban varias canteras que explotaban el material, con cortes a cielo abierto, casi verticales que progresaban desde 40 m de altura en 1963 a más de 120 m de altura en 1989 (Beltrán, 1993). Se conoce que para 1989 las canteras explotaban material en todo el tramo que corresponde al ancho del deslizamiento actual y que los cortes habían avanzado por lo menos 100 m hacia el interior y alcanzando la cota de los 2,400 msnm (Plaza, 1994).

Es importante mencionar que el peligro fue advertido con dos años de anticipación, pero ningún organismo tomó medidas para evitar la tragedia. En marzo de 1991 un informe técnico realizado por geólogos del Estado y los ingenieros del Instituto Nacional de Minería-INEMIN, sobre las condiciones de las canteras del sector (Tusa y Ampuero, 1991), habían advertido ya sobre el peligro de una explotación antitécnica y la posibilidad de un deslizamiento-represamiento del río Paute. Los periódicos locales publicaron esta advertencia. Sin embargo, no se consideró ninguna atención al caso y no se tomó medida alguna de mitigación (Plaza, 1994).

Para disminuir los efectos de la inundación aguas arriba y aguas abajo del taponamiento del río, el Comité de Gestión de Crisis, conformado por decreto presidencial a las 36 horas de

ocurrido el evento (organismo no contemplado en ninguna ley ecuatoriana (Borja, 1993)), decidió de manera inmediata y en razón del tiempo, la construcción de un canal en la corona (Plaza, 1994).

En un esfuerzo enorme de varios organismos públicos y de la empresa privada, en los 13 días laborados se logró remover 165,000 m³ de material a un promedio de 12,690 m³/día con 13.8 máquinas/día y 14 horas/diarias de trabajo; configurando un canal con las siguientes características: una longitud de 407 m, una profundidad de 18 m, un ancho en la base de 6 m y una cota del fondo de 2 357 msnm. La ejecución del canal logró disminuir la inundación de 250 ha aguas arriba. De no haberse ejecutado el mismo, la inundación habría continuado por 20 días más, el volumen del embalse habría alcanzado los 330 millones de m³ y el pico habría bordeado los 30,000 m³/s con consecuencias más graves todavía (Zevallos, 1993).

El 25 de abril se inició el vertido de agua por el canal. Entre esta fecha y la rotura de la presa se produjeron varios taponamientos en el canal de desagüe debido al proceso erosivo y a la inclinación de los taludes. Estos fueron evacuados sucesivamente por las maquinarias (Plaza, 1994).

Del mismo modo, aproximadamente a 50 km aguas abajo del sitio del deslizamiento se encuentra el proyecto hidroeléctrico Paute, el cual produce alrededor del 65% de la energía eléctrica que consume el Ecuador. El proyecto consta de una presa de hormigón (tipo arco gravedad) de 170 m de altura y 420 m de longitud en la corona, además del embalse Amaluz de 120 millones de m³ y 12 km de largo y una planta generadora con una capacidad instalada de alrededor de un millón de megavatios. Como medida de prevención frente a la crecida ocasionada por la ruptura de presa, se decidió bajar el nivel del embalse de Amaluz en 50 m, para disponer de un volumen libre de 60 millones de m³. Además se realizó la debida protección para evitar la inundación del sitio de la casa de máquinas. Estas medidas de prevención evitaron daños cuantiosos para el proyecto. Sin embargo, las carreteras y puentes de acceso fueron destruidos y se tiene en inestabilidad precaria varias laderas ubicadas dentro de la zona de influencia del proyecto. Estudios posteriores mostraron que el manejo acertado en la regulación del embalse del proyecto minimizó los daños (Plaza, 1994).

A los 26 días de presentado el deslizamiento, el agua rebosó por el canal y a los 33 días la presa falló por erosión superficial causando una onda de crecida con un pico de más de 10 000 m³/s, que produjo daños a lo largo de 100 km aguas abajo, por un valor de 148 millones de dólares (Plaza, 1994).

Cabe mencionar que desde el 31 de Marzo (mismo día en que se conformó el Comité de Gestión de Crisis) la ejecución de los trabajos y el liderazgo indiscutible lo ejercieron de inmediato las Fuerzas Armadas Ecuatorianas, a través del comandante de la Zona Militar. De esta manera, como lo señala Cruz (1993), el operativo de emergencia dirigido a través de un Comité de Crisis alejado de la Doctrina de la Defensa Civil, ocasionó duplicidad de funciones, conflicto de mando, desperdicio de abastecimientos y desfases en la atención de la emergencia. Sin embargo, la estructura operativa, en todo caso, contó con la aceptación nacional. Los medios televisivos y los impresos destacaron la sacrificada labor desarrollada por los militares y su brazo ejecutor, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército (Plaza, 1994).

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Oficialmente se contabilizaron 35 personas fallecidas por efectos del deslizamiento y la población directamente damnificada fue de 6 420 personas (Cruz, 1993). Aguas arriba se inundaron 920 Ha de tierras agrícolas, viviendas, quintas vacacionales y caseríos, una central termoeléctrica de 30 000 kW, la carretera Panamericana y la línea férrea. Aguas abajo se destruyeron 880 Ha de cultivos, 2 canales de riego, 5 puentes, la vía a los centros turísticos Paute y Gualaceo, importantes instalaciones agroindustriales como una fábrica de licores y una florícola, un colegio agropecuario. El 50% de la ciudad de Paute fue destruida afectando casas, edificios públicos, red eléctrica y telefónica, alcantarillado y el sistema vial. El total de viviendas afectadas aguas arriba y aguas abajo fue de 716, de las cuales el 70% fueron completamente destruidas. En total 40 km de vías asfaltadas fueron dañados (Figura 2-7) (Plaza, 1994).



Figura 2-7 Inundaciones en los poblados cercanos a la zona del deslizamiento de tierra, río Paute, Ecuador.

La magnitud del flujo erosionó las márgenes del río y transportó 3.2 millones de m³ de sedimentos al reservorio de Amaluza del Proyecto Paute (Jervez, 1993). El sedimento disminuyó en forma directa 1.5 años de vida útil del embalse Amaluza y volvió muy crítico el futuro del proyecto, ya que quedó abundante material disponible a lo largo del curso del río. El descenso rápido del agua en el embalse de La Josefina provocó algunos deslizamientos y dejó laderas en equilibrio precario. Al día siguiente de la rotura de la presa, se puso en marcha las turbinas de la central, las cuales a las pocas horas debieron ser apagadas por severos daños de desgaste a causa de la altísima concentración de sedimentos en las aguas turbinadas (Plaza, 1994).

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS
CONSIDERANDO EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA
EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

CAPÍTULO 3

**Deslizamiento de tierra en la
cuenca alta del río Grijalva**

3 DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN LA CUENCA ALTA DEL RÍO GRIJALVA

Dos tipos de fenómenos causaron el deslizamiento de Juan del Grijalva, uno de carácter geológico, que tiene que ver con aspectos litológicos y estructurales, y otro meteorológico, relacionado con una precipitación intensa que alcanzó los 1000 mm, entre los días 28 de octubre al 3 de noviembre de 2007, lo que provocó variaciones en el nivel freático de la masa rocosa y con ello, subpresiones (presiones ascendentes que contrarrestan el efecto gravitatorio del macizo).

3.1 ENTORNO GEOLÓGICO

En el aspecto geológico, el fenómeno comenzó a gestarse en tiempos no antropológicos (tal vez hace miles de años), el cual se refiere a la inestabilidad propia del paquete sedimentario deslizado con inclinación hacia el cañón del río Grijalva que ya había sufrido algún desplazamiento y que corresponde a tiempos anteriores al accidente en el pueblo San Juan de Grijalva por medio de una saliente morfológica que aún no había sido erosionada del todo por el río Grijalva. Por otra parte, se relaciona con el desplome de la costilla topográfica que funcionaba como parteaguas en la parte posterior del deslizamiento y que coincide con el trazo de la falla de La Laja, suscitada también con antelación a este evento, sin que haya registro de su ocurrencia. Posteriormente la intensa lluvia saturó el terreno, y el nivel freático sufrió ascensos y descensos en la masa rocosa, lo que provocó un efecto de empuje de subpresión en la capa blanda de lutita, permitiendo que el bloque se deslizará como si fuera una barra de hielo aprovechando el debilitamiento de los bordes sur y norte del área, asociados a fallas de deslizamiento lateral que al fallar el bloque, dejó huellas o cicatrices muy lineales en los bordes laterales del deslizamiento.

3.2 ENTORNO HIDROMETEOROLÓGICO

En los días 10 y 11 de octubre de 2007 convergen en el estado de Tabasco dos fenómenos meteorológicos: el frente frío No. 2 y los remanentes de la circulación de una baja presión sobre Guatemala provocando fuertes precipitaciones en la región (Figura 3-1).

Del 22 al 24 de octubre, nuevamente esta región es afectada por el frente frío No. 4 en Tabasco y Chiapas, propiciando precipitaciones intensas, en toda la región (Figura 3-2).

Asimismo, los días 28 al 30 de octubre, una masa de aire frío intensa se desplazó hacia el sur afectando el suroeste del Golfo de México y el sureste del país en asociación con el frente estacionario No. 4 y la tormenta tropical "Noel" en el mar Caribe. Éste sería el inicio de un nuevo temporal que caería sobre la cuenca de los ríos Usumacinta y el Grijalva (Figura 3-3).

ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA

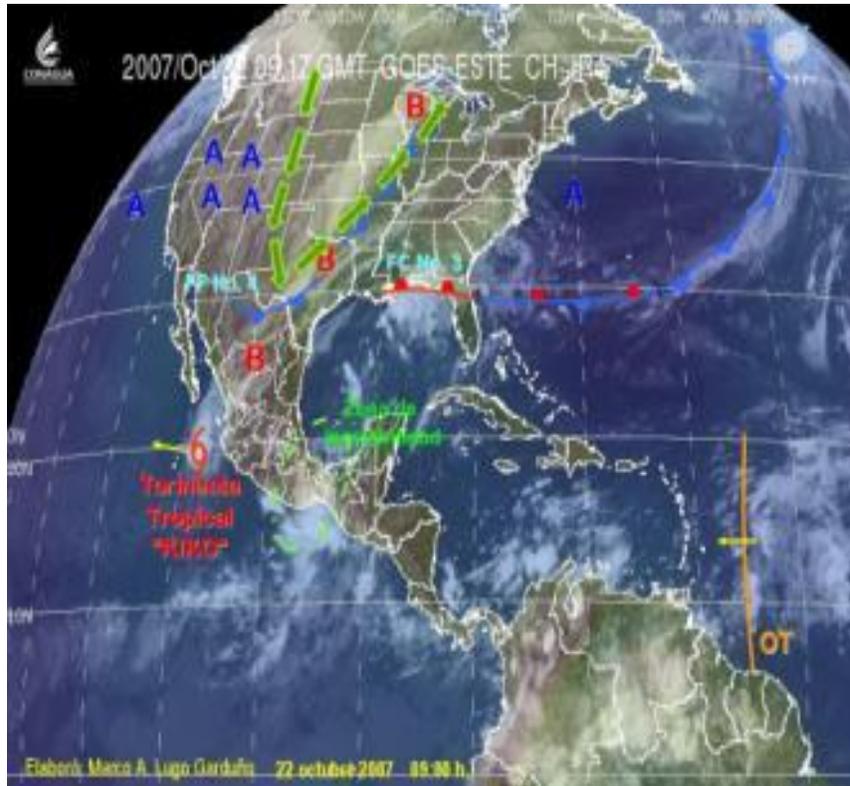


Figura 3-1 Frente frío No. 2

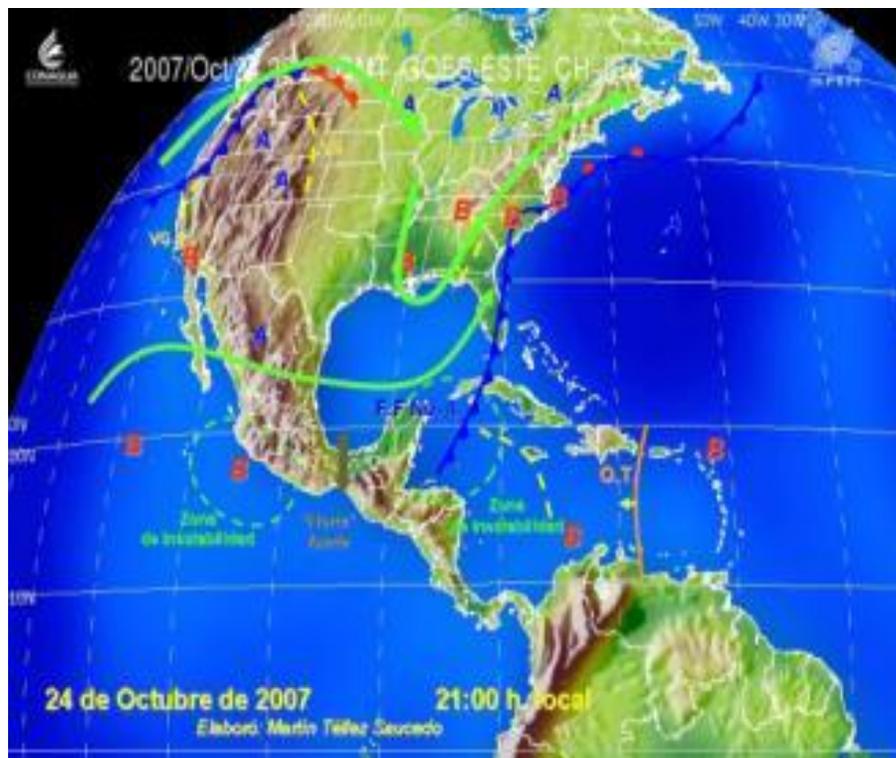


Figura 3-2 Frente frío No. 4

ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA



Figura 3-3 Frente estacionario No. 4 y la tormenta tropical “Noel” en el mar Caribe

Los registros de la estación climatológica, localizada en Ocotepéc, indicaron una precipitación acumulada de 1077 mm en un periodo comprendido entre el 28 de Octubre y el 3 de Noviembre de 2007.

En la figura 3-4 se muestra un mapa de la precipitación ocurrida en el periodo mencionado, donde la zona en color rojo es donde se presentaron las mayores precipitaciones, y las estaciones climatológicas más cercanas al sitio donde se presentó el deslizamiento las cuales son Ostucan y Ocotepéc.

ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA

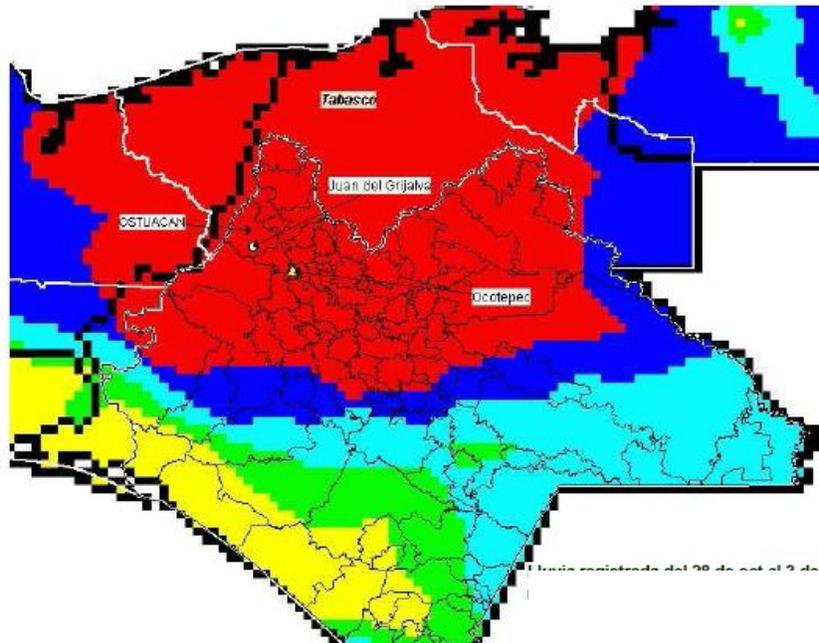


Figura 3-4 Lluvias registrada del 28 de octubre al 3 de noviembre de 2007.

3.3 DESLIZAMIENTO DE TIERRA

De esta manera, el 4 de noviembre de 2007, alrededor de las 20:30 horas, cerca de la comunidad San Juan de Grijalva, ubicada a unos 16 Km aguas arriba de la C. H. de Peñitas y a 56 Km aguas abajo de la C. H. de Malpaso, se produjo una falla geológica causada por la saturación del suelo y las particularidades de la estratificación de la roca. Ello provocó el deslizamiento de cerca de 55 millones de metros cúbicos de tierra y roca lo que originó un tapón de 300 m de ancho, 800 m de longitud y 70 m de altura aproximadamente que bloqueó por completo el cauce del río Grijalva (Figura 3-5).

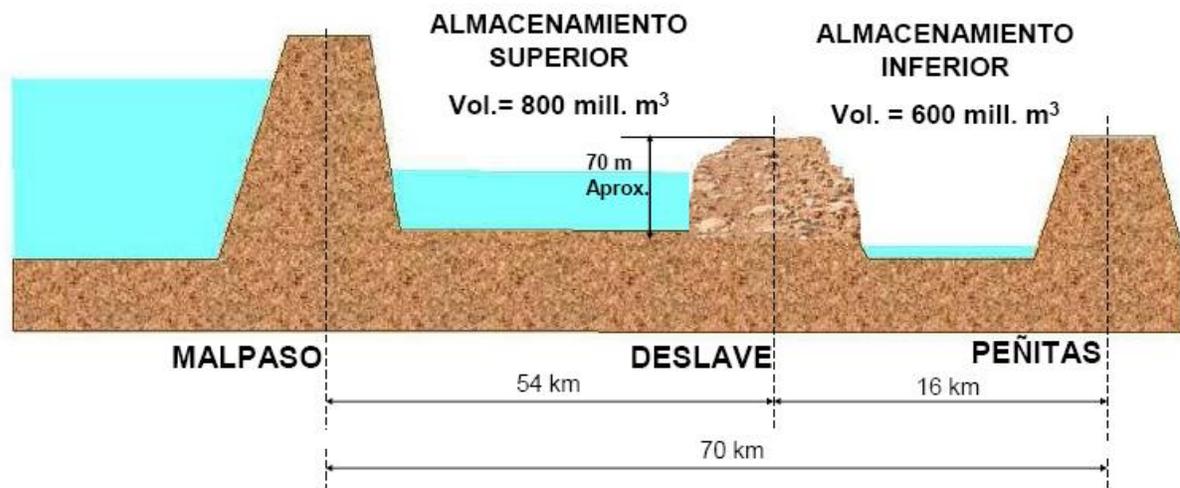


Figura 3-5 Perfil del río Grijalva entre la C. H. Malpaso y la C. H. Peñitas después del deslizamiento de tierra.

ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA

En la figura 3-6 se muestra en sitio del deslizamiento de tierra mencionado antes de ocurrido el evento mostrando la ubicación de la C. H. Peñitas y del pueblo San Juan de Grijalva. Asimismo, en la figura 3-7 se muestra la obstrucción que provoca el deslizamiento en el cauce del río Grijalva y las afectaciones al pueblo San Juan de Grijalva.

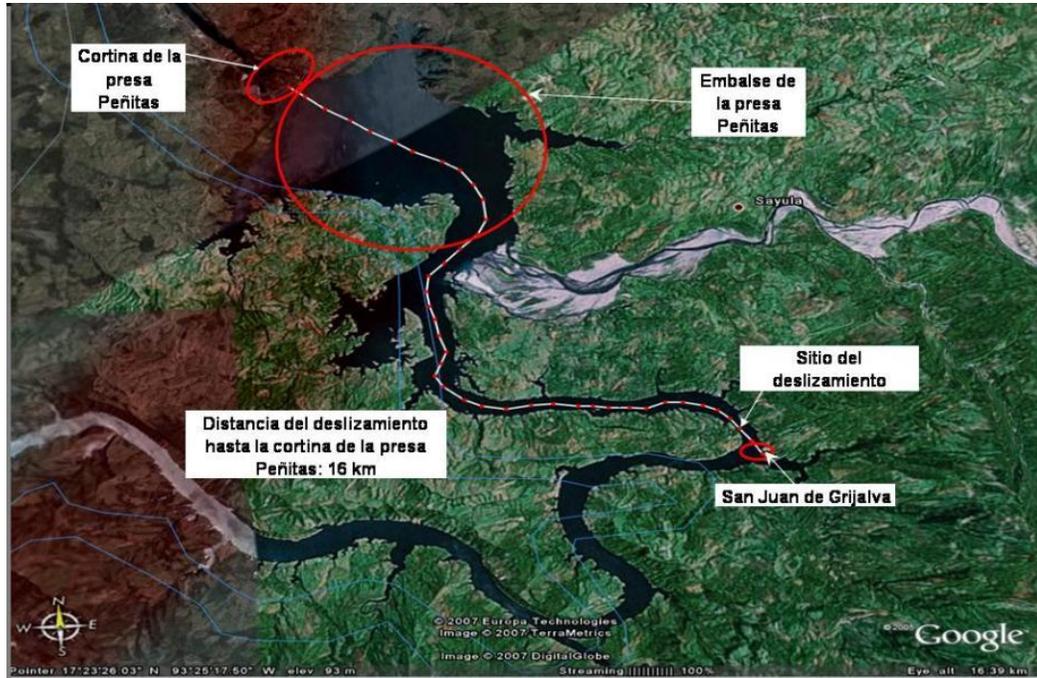


Figura 3-6 Sitio del deslizamiento de tierra antes de ocurrido el evento, río Grijalva, Chiapas.



Figura 3-7 Deslizamiento de tierra en el río Grijalva, Chiapas.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Asimismo, en la figura 3-8 se presenta una vista frontal del sitio del deslizamiento de tierra un día antes de que se presentara el evento y en la figura 3-9 una vista del mismo sitio un día después de ocurrido el evento.



Figura 3-8 Río Grijalva un día antes del deslizamiento de tierra, Chiapas.

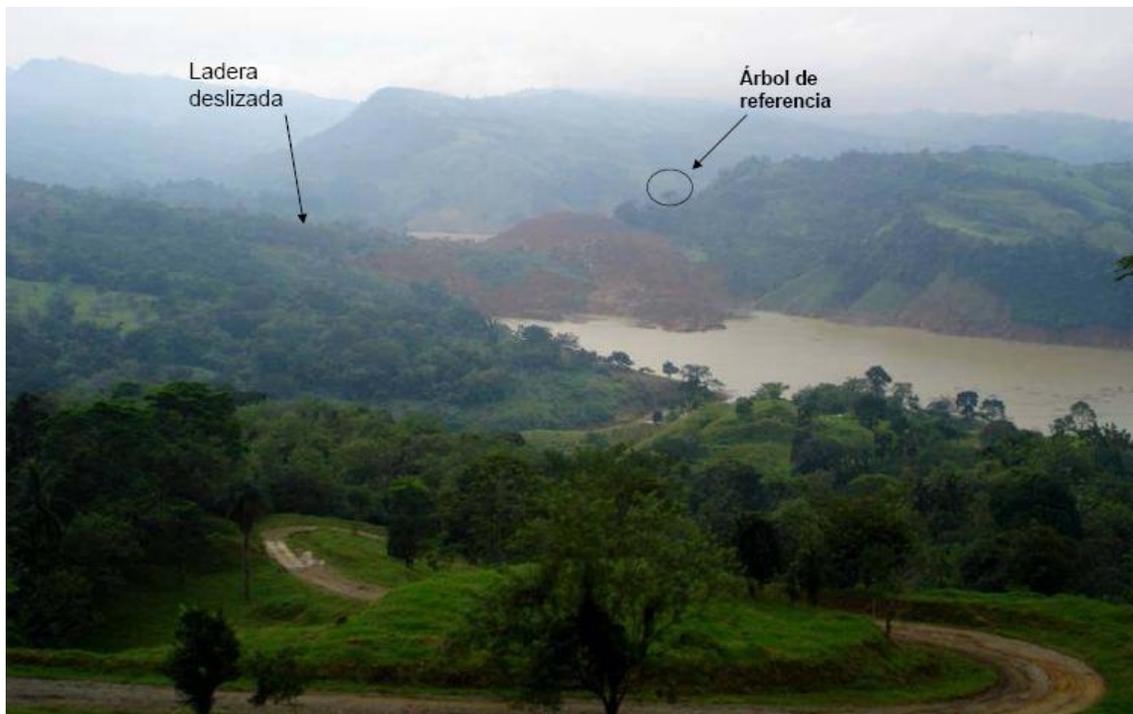


Figura 3-9 Río Grijalva un día después del deslizamiento de tierra, Chiapas.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

El impacto del volumen deslizado sobre el embalse generó una ola que arrasó la comunidad de San Juan de Grijalva localizada en la margen derecha del río (Figura 3-10).



Figura 3-10 San Juan de Grijalva después del deslizamiento de tierra, río Grijalva, Chiapas.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS
CONSIDERANDO EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA
EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

CAPÍTULO 4

**Riesgo de inundación en la
planicie del Estado de Tabasco**

4 RIESGO DE INUNDACIÓN EN LA PLANICIE DEL ESTADO DE TABASCO

4.1 LA PLANICIE TABASQUEÑA

Tabasco mantiene una intensa hidrodinámica natural, entre la que resalta la biodiversidad de sus diversos ecosistemas, manifiestos en sus lagunas, esteros, ríos, pantanos, selvas, serranías y costa.

Los ríos provenientes de la sierra alta de Chiapas: Pichucalco, Teapa, Puyacatengo, Tacotalpa-La Sierra y el río Tepaté, en general escurren todos hacia el norte y finalmente unen sus escurrimientos al del río La Sierra, propiamente dicho, el cual continúa ya con el nombre de Grijalva, hasta su confluencia con el río Carrizal a la altura de la ciudad de Villahermosa. El río Grijalva, continúa hacia el noreste aumentando su caudal por su confluencia con los ríos Chilapa y Chilapilla, provenientes del sur-sureste de esta cuenca, y finalmente cambia su rumbo hacia el norte hasta la confluencia con el río Usumacinta a 25 km antes de su desembocadura al Golfo, donde recibe la mayor parte de los escurrimientos provenientes de la cuenca del río Usumacinta.

La planicie de los ríos Grijalva y Usumacinta se localiza aguas abajo de la central hidroeléctrica Peñitas, misma que está conformada por una gran cantidad de ríos, lagunas y arroyos. Entre los principales ríos que forman este complejo están: el río Mezcalapa, que recibe los escurrimientos de la cuenca del río Grijalva, registrados en la estación Peñitas, y que va de sur a norte hasta la altura de la ciudad de Cárdenas, Tabasco, donde cambia su rumbo hacia el este y se bifurca formando los ríos Samaria y Carrizal. El río Samaria escurre al norte y en dirección paralela al Carrizal, posteriormente cambia su rumbo hacia el noreste hasta su confluencia con el río González, hasta desembocar en el Golfo de México a la altura del puerto de Dos Bocas. El río Carrizal escurre en dirección paralela al Golfo de México hasta la ciudad de Villahermosa (Figura 4-1).

Es importante mencionar que el escurrimiento promedio que ocurre en la región hidrológica Grijalva-Usumacinta representa la tercera parte del total del que el país dispone. Dicha realidad acuífera se expresa en las caudalosas avenidas fluviales y en los múltiples cuerpos de agua a lo largo del estado, mismos que cubren el 25% de los 25 337 kilómetros cuadrados de su superficie territorial.

Por su alta precipitación, cuyo promedio anual es de 2 750 mm y que en el municipio de Teapa puede alcanzar hasta los 4 550 mm (CNA/INEGI, periodo 1961-2003), en Tabasco existe una extensa red de cuerpos hídricos en continua transformación, la cual cada año provoca crecientes sobre todo en la partes bajas de la planicie, la cual cubre la mayor parte de la entidad.

El estado de Tabasco tiene un litoral costero de 183.86 kilómetros, debido a ello, se tiene un flujo variable entre el agua dulce y la marina, que hace que en el periodo de secas el agua del mar invada las zonas costeras y que en época de precipitación pluvial (mayo-enero) domine el agua dulce, propiciando que la biodiversidad de los ecosistemas se enriquezca.

También son de considerarse los asentamientos irregulares en zonas bajas, que históricamente son susceptibles de sufrir inundaciones, como en algunas colonias periurbanas de la ciudad de Villahermosa cercanas a los márgenes de los ríos Grijalva y Carrizal.

Durante los siglos XIX y XX, debido a una intensa explotación de las maderas preciosas, como el cedro y la caoba, y con el avance de la ganadería extensiva en los años 40, Tabasco vio reducida la mayor parte de su selva original. Hacia la década de los 80 se contaba con tan sólo el 7 % de aquella superficie. (Campos 1982:171). A esto hay que sumar la construcción de cuatro presas hidroeléctricas que controlan al río Grijalva ó Mezcalapa: Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas.

Su operación hidráulica, en especial la de la última, repercute en los niveles de los ríos y lagunas del estado de Tabasco. Ello implica una alta responsabilidad técnica, ambiental, económica y social en el manejo del agua de este río. Es en este contexto, que en noviembre de 2007, se presenta en el Estado de Tabasco la inundación más severa de que se tenga noticia en la historia de Tabasco.

4.2 CONTRIBUCIÓN DE LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD AL PROGRAMA INTEGRAL CONTRA INUNDACIONES

La contribución de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) al Programa Integral contra Inundaciones tiene su origen en la contingencia presentada en la región sureste del país en septiembre y octubre de 1999.

Durante octubre de ese año, la CFE emprendió una serie de acciones para aumentar la capacidad de almacenaje y regulación de las presas del río Grijalva, lo que contribuyó de manera importante a reducir la magnitud de las inundaciones en la planicie de Tabasco y, en particular, en la ciudad de Villahermosa (Figura 4-2).



Figura 4-2 Inundación en la ciudad de Villahermosa, Tabasco.

En la C. H. La Angostura se sobre-elevó la altura de las 6 compuertas del vertedor en 1 m, con lo que se incrementó la capacidad de regulación en esta presa en 666 millones de m³ (Figura 4-3).

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**



Figura 4-3 Presa La Angostura

En 1999, en la C. H. Malpaso se elevó la altura de las 3 compuertas del vertedor de servicio en 3,72 metros, lo que aumentó la capacidad de la presa en 836.5 millones de m³.

En el 2007 se obtuvo un nuevo incremento, de 312 millones de m³, en la capacidad de regulación de la C. H. Malpaso en virtud de que se elevó en 1 m la altura de las 4 compuertas del vertedor de emergencia (Figura 4-4).



Figura 4-4 Vertedor Presa Malpaso

En la C. H. Peñitas, por sus características físicas, se elevó la altura de las 8 compuertas del vertedor en 90 cm que era lo físicamente posible, se aumentó su capacidad en 59 millones de m³ (Figura 4-5).

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**



Figura 4-5 Vertedor Presa Peñitas

Las acciones citadas en los párrafos anteriores fueron concluidas con oportunidad en 1999.

Los aumentos, de más de 1,500 millones de m^3 en 1999, permitieron evitar la apertura de los vertedores de Malpaso y La Angostura en ese año y evitaron, así, que la inundación en la cuenca baja del Grijalva fuera mucho mayor de lo que lamentablemente fue.

Una vez superada la contingencia, en ese año se realizaron los trabajos definitivos para que la nueva capacidad de regulación tuviera carácter permanente.

A partir de 1999, el Comité Técnico de Operación de Obras Hidráulicas, del que CFE forma parte, establece curvas guías, en donde para el llenado de la C. H. La Angostura y la C. H. Malpaso son más rigurosas para privilegiar la seguridad de la cuenca baja, pasando a segundo término la generación de energía eléctrica.

La mejor prueba de que el criterio de seguridad para la planicie ha privado en todo momento sobre la generación de energía, se encuentra en el hecho de que en la C. H. La Angostura sólo se ha alcanzado el nivel de conservación en 2005 y 2007.

En 2005, las extraordinarias precipitaciones asociadas al huracán Stan significaron aportaciones de casi 13 mil m^3/s en la C. H. La Angostura, sin embargo, esto no se reflejó en la cuenca del bajo Grijalva.

En 2007 se alcanzó el nivel de conservación debido a la suspensión de la generación a partir del 23 de octubre, para evitar que llegara agua a Villahermosa, lo que fue posible gracias a que se venía operando por debajo de los niveles fijados por la curva guía.

Con ello se logró disminuir la cantidad de agua que llegó a Villahermosa y controlar las consecuencias del deslizamiento de tierra en San Juan de Grijalva que obstruyó el flujo del Grijalva entre la C. H. Malpaso y la C. H. Peñitas el 4 de noviembre, extrayendo del sistema de presas sólo una parte de las aportaciones en la cuenca propia de esta última.

En resumen, CFE llevó a cabo, y concluyó desde 1999 las obras que le correspondían para aumentar el margen de seguridad del sistema de presas del Grijalva y ha manejado con responsabilidad y de manera profesional sus niveles, contribuyendo, así, a evitar afectaciones mayores en la planicie tabasqueña.

4.3 RIESGO DE DESBORDAMIENTO DE LA C. H. PEÑITAS

Las condiciones hidrometeorológicas presentadas en octubre y noviembre de 2007, así como los factores que se listan a continuación, se conjuntaron para que se presentara la inundación de la planicie en el Estado de Tabasco.

- Efectos del cambio climático
- Azolve de los cauces de los principales ríos
- Deforestación de la selva tropical
- Precipitaciones intensas en el alto Grijalva concentrándose principalmente en el río La Sierra
- Desfogue de la presa Peñitas, cuyas compuertas fueron abiertas a partir del 27 de octubre, alcanzando un flujo de hasta 2 000 metros cúbicos por segundo, los cuales se fueron reduciendo progresivamente en la medida en que la presa misma podía ser operada con los márgenes necesarios de seguridad técnica
- Los bordos perimetrales, que no resistieron el embate de los torrentes
- El tapón hidráulico ocasionado por la marea alta en la desembocadura del Grijalva, que no permitió una salida más rápida de las aguas hacia el Golfo de México por la barra de frontera
- Desección de pantanos y urbanización en zonas que tenían función de vasos reguladores
- Asentamientos irregulares en tierras bajas, que por lo general se inundan en temporada de lluvias
- Falta de un plan hidráulico
- Carencia de un programa social de prevención de inundaciones
- Falta de inversión en estudios hidrológicos y de obras hidráulicas

La confluencia de estos factores sociales, climatológicos, políticos, ambientales y técnicos, provocó que subieran aceleradamente los niveles críticos de los ríos, principalmente el Carrizal, Samaria, Mezcalapa, La Sierra y Grijalva, entre los principales, que provocaron que se saliesen de sus cauces.

Es importante mencionar que en un boletín de prensa emitido por el Colegio de Ingenieros Civiles de México el 6 de noviembre de 2007 se concluyó que gracias a que se contaba con las cuatro presas que controlan el río Grijalva (La Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas) y a que la Comisión Federal de Electricidad llevó a cabo la operación cuidadosa y responsable de ellas, la inundación en la planicie costera de Tabasco no fue más grave.

Por la importancia de las recientes inundaciones en la planicie costera de Tabasco, el Colegio analizó a través de su Comité del Agua y del Comité de Peritos en Ingeniería Hidráulica, la información relacionada con la ocurrencia de este fenómeno. En dicho boletín se menciona que el río Grijalva representa sólo el 27% de la superficie total sujeta a lluvias intensas, mientras que la cuenca del Usumacinta y otros ríos independientes suman el 73% restante.

Por otro lado, se determinó que de los ríos que tributan a la planicie costera de Tabasco, sólo el río Grijalva tiene controlados sus escurrimientos y otros ríos, incluido el Usumacinta y sus afluentes, así como, el río La Sierra no tienen ningún control, descargando libremente a dicha planicie. De esta manera, la mayor contribución de agua que provocó las inundaciones en el estado de Tabasco fue hechas por estos últimos y de los 2 000 m³/s que descargó la presa

Peñitas a través de sus vertedores sólo llegó el 40% a la ciudad de Villahermosa ya que la Comisión Nacional del Agua desvió el 60% del escurrimiento del río Grijalva a través del cauce de alivio Samaria, antes de llegar a la ciudad.

Sin embargo, el taponamiento al río Grijalva provocado por el deslizamiento de tierra representó una serie de riesgos para la seguridad de la presa Peñitas y en consecuencia, de las poblaciones aguas abajo de la presa.

Ante este suceso, la CFE se enfrentó a tres problemáticas que por su índole y por prioridad se deberían atender:

- La primera era la presión creciente del agua en el embalse que se formó entre el desfogue de la presa Malpaso y el deslizamiento de tierra y la continua elevación de la superficie libre del agua del mismo y que en caso de presentarse lluvia abundante en noviembre y diciembre, lo cual es común en esa época, diera lugar a un rompimiento súbito del tapón y que la consiguiente avenida rebasara la capacidad de contención de la presa Peñitas.
- La segunda prioridad, tiene que ver con la necesidad de desaguar las tres presas ubicadas aguas arriba del deslizamiento para estar en condiciones de recibir los escurrimientos de la temporada de lluvias de 2008.
- La tercera, la necesidad de restablecer el cauce del río para hacer frente a posibles avenidas de hasta 3,500 m³/s en el futuro, pues de otra manera estarían de nuevo en peligro la infraestructura de Peñitas y las poblaciones de la cuenca baja del Grijalva.

Estos tres riesgos definieron las acciones de trabajo que, de manera coordinada, han emprendido la CFE, la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), Petróleos Mexicanos (PEMEX), el Ejército Mexicano y los Gobiernos de los estados de Tabasco y Chiapas para enfrentar el problema.

4.4 ACCIONES ANTE LA CONTINGENCIA

Como consecuencia del deslizamiento de tierra, la CFE detuvo la generación en las dos centrales hidroeléctricas: Malpaso y Peñitas. Los niveles de agua aumentaron gradualmente a una velocidad de 10 cm/día en los respectivos embalses. Se midió una diferencia de cotas de aproximadamente 2 m entre el embalse de aguas arriba y aguas abajo del deslizamiento; la elevación del nivel del agua ponía en riesgo a las poblaciones asentadas aguas arriba del deslizamiento de tierra y de la presa Malpaso.

Por lo anterior, la CFE y la CONAGUA, emitieron una declaratoria de emergencia en conjunto, apoyados por PEMEX, el Ejército Mexicano y los Gobiernos de los estados de Tabasco y Chiapas. La CFE a través de su Dirección de Proyectos de Inversión Financiada y de la Subdirección de Proyectos y Construcción decidieron como primera actividad, proyectar un canal en el material deslizado y definir una sección de excavación en la cota más baja posible para provocar el rebosamiento del agua embalsada por el tapón.

Para llevar a cabo los estudios necesarios en la realización de esta obra, se solicitó el apoyo de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC) de la CFE con el objetivo de realizar la selección del trazo del canal más adecuado, la caracterización de los materiales del tapón y el

diseño de taludes de la excavación, así como el reconocimiento geológico de la zona del deslizamiento y la inspección de las laderas del embalse de la Presa Peñitas, para identificar zonas potencialmente inestables. Ante la magnitud del evento, la GEIC trasladó especialistas de sus diversas disciplinas como son: Topografía, Geología, Perforación, Sismotectónica, Geotecnia e Instrumentación.

4.4.1 Primera etapa

Inicialmente se planteó el desafío de excavar antes del 15 de diciembre de 2007 una primera etapa del canal a la cota 100 msnm, de seis metros de ancho, con un volumen de excavación del orden de novecientos mil metros cúbicos. El esfuerzo realizado y la planeación y coordinación de los trabajos de la excavación en tres frentes, permitió llegar a la cota 92 y remover más de un millón doscientos mil metros cúbicos de arcilla y roca en bloques medianos a grandes, logrando la abertura del tapón el 18 de diciembre de 2007.

Para llevar a cabo esta tarea se organizaron tres frentes de trabajo iniciándose a partir del día 10 de noviembre, con la escasa maquinaria con que se contaba en ese momento por la dificultad de acceso al sitio. Se inició así una carrera contra el tiempo en la que el reto consistía en bajar el nivel del canal para comenzar a pasar agua antes de que el volumen acumulado en el embalse detrás del tapón rebasara la capacidad de Peñitas para contenerlo.

Con ello se evitó el riesgo inmediato que planteó el deslizamiento, es decir se alcanzó un nivel del canal que implica que ante la eventualidad de un rompimiento súbito del tapón, la presa de Peñitas cuenta con la capacidad para recibir el agua acumulada en el embalse detrás del tapón de tierra.

En la figura 4-6 se muestra una secuencia de los trabajos de esta primera etapa desde el inicio de la excavación del canal desde los tres frentes hasta el 10 de noviembre de 2007 hasta la apertura del canal el día 18 de diciembre del mismo año.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**



Figura 4-6 Primera etapa de construcción del canal, del 10 de noviembre al 18 de diciembre de 2007, río Grijalva, Chiapas.

4.4.2 Segunda etapa

El segundo reto que se planteó fue lograr que por el canal transite un volumen de agua suficiente para reducir los niveles de las centrales hidroeléctricas Malpaso, Chicoasén y La Angostura a lo establecido en las curvas guía antes del primero de junio de 2008 y poder, en consecuencia, manejar los escurrimientos de la próxima temporada de lluvias. Así, el objetivo

ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA

en esta segunda etapa fue la de ampliar el canal a 70 metros de ancho a la elevación de 85 metros sobre el nivel del mar. Esto supuso recortar los taludes en ambas márgenes removiendo 2 millones de metros cúbicos de material. Otra condición que debía de cumplir la ampliación del canal era la de tener la capacidad de no provocar un remanso que pueda producir el ahogamiento en el desfogue en la C. H. Malpaso durante la operación de las 6 unidades generadoras con un gasto de 1,440 m³/s.



Figura 4-7 Segunda etapa de construcción del canal, del 18 de diciembre de 2007 al 18 de marzo de 2008, río Grijalva, Chiapas.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

De esta manera, adicionales al proyecto original, de un total de 1 889 653 m³ se sumaron 20 000 m³ de material utilizado para la construcción del pre-tapón y ataguía dando un total de volumen a mover de 1 909 653 m³. Los trabajos de ésta segunda etapa se realizaron dentro del periodo comprendido entre el 19 de diciembre al 18 de marzo de 2008. En la Figura 4-7 se muestra una secuencia fotográfica de los trabajos de esta segunda etapa en diferentes fechas de su construcción.

4.4.3 Tercera etapa

En una tercera etapa se decidió construir una galería de drenaje, que abatiera el nivel de aguas freáticas, en caso de que éste alcanzara la superficie del terreno en la próxima época de lluvias. Para construir dicha galería fue necesario hacerlo desde dos frentes uno desde el portal de salida aguas abajo con un equipo minero de perforación Phillips Machine, Modelo 12CM10-9BX y otro desde el portal de salida aguas arriba con un equipo minero de perforación Alpiner Miner, Serie 750, modelo AM50. Finalmente, también se realizaron los trabajos para la construcción de un drenaje superficial que no permitiera la filtración del agua de lluvia que volviera inestable nuevamente el terreno.

En la Figura 4-8 se muestra el trazo de la galería de drenaje, niveles piezométricos medidos al 20 de julio de 2008 y la instrumentación que se implementó en la zona del deslizamiento de tierra. En la Figura 4-9 se muestra una secuencia fotográfica de los trabajos realizados en esta tercera etapa.

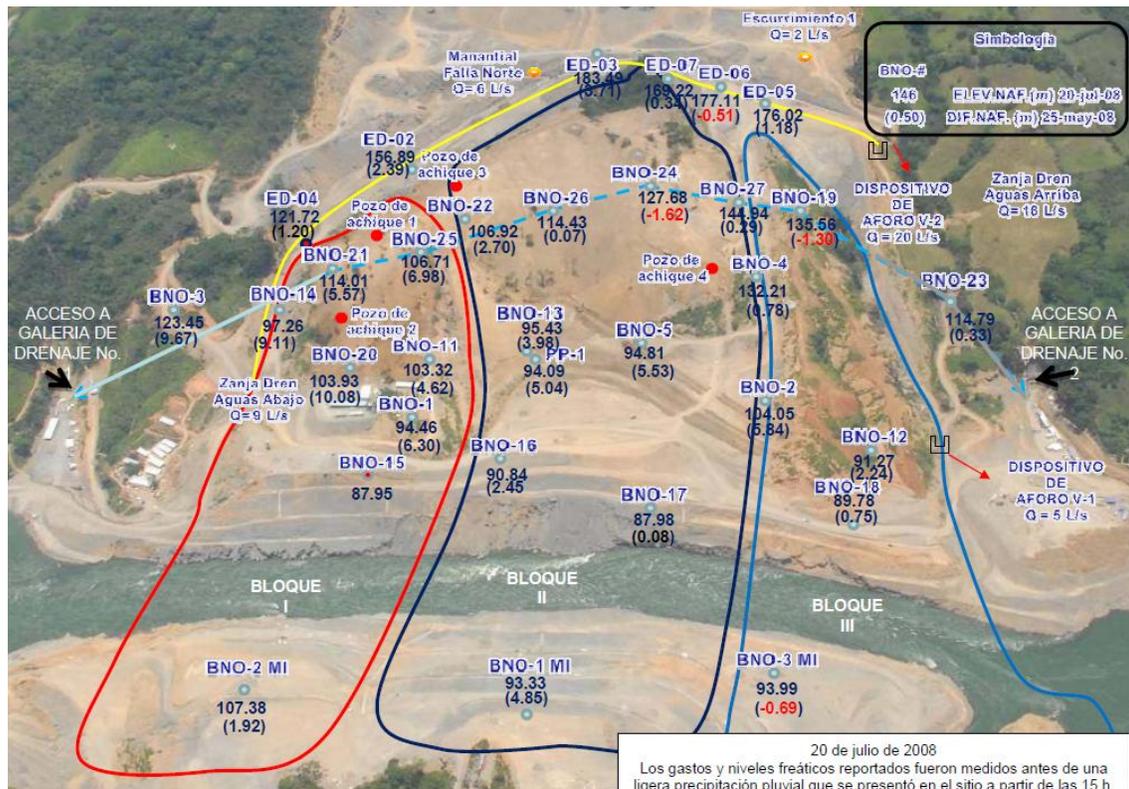


Figura 4-8 Tercera etapa, trazo de la galería de drenaje, curvas de igual nivel piezométrico e instrumentación instalada en la zona del deslizamiento de tierra, río Grijalva, Chiapas.

ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA



Figura 4-9 Tercera etapa, Construcción de la galería de drenaje, río Grijalva, Chiapas.

4.4.4 Cuarta etapa

Como una opción a la excavación del canal y con objeto de realizar una obra definitiva para el desvío del agua que obstruyó el deslizamiento de tierra, se consideró una alternativa de excavación de túneles de conducción en el estrechamiento más angosto que forma el meandro adyacente dicho deslizamiento.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Con la propuesta de los túneles se pretende que el funcionamiento del sistema comprendido por las centrales hidroeléctricas Malpaso-Peñitas se desarrolle de tal forma que no se sobrepase los niveles de desfogue de los gastos generados por la operación de la CH Malpaso. Asimismo, se pretende mantener el flujo del agua en el río Grijalva en caso de que el canal se viera obstruido a causa de un nuevo deslizamiento de tierra provocado por futuras condiciones extremas.

Para tal efecto, el Centro de Anteproyectos del Pacífico Sur (CAPS) en conjunto con la Subgerencia de Diseños ambos de la Gerencia Técnica de la Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos de la CFE iniciaron un análisis para el dimensionamiento y ubicación de los túneles de conducción propuestos.

Se estudiaron cuatro opciones como se muestra en la Figura 4-10, la longitud de las opciones variaron desde los 950 y hasta 1400 m, las secciones revisadas en cada opción fueron desde 8 x 8 m hasta 16 x 16 m, finalmente, las elevaciones del desplante de la plantilla de los mismos fueron desde los 70 msnm hasta los 55 msnm. En cada caso el análisis se realizó para uno, dos o tres túneles.

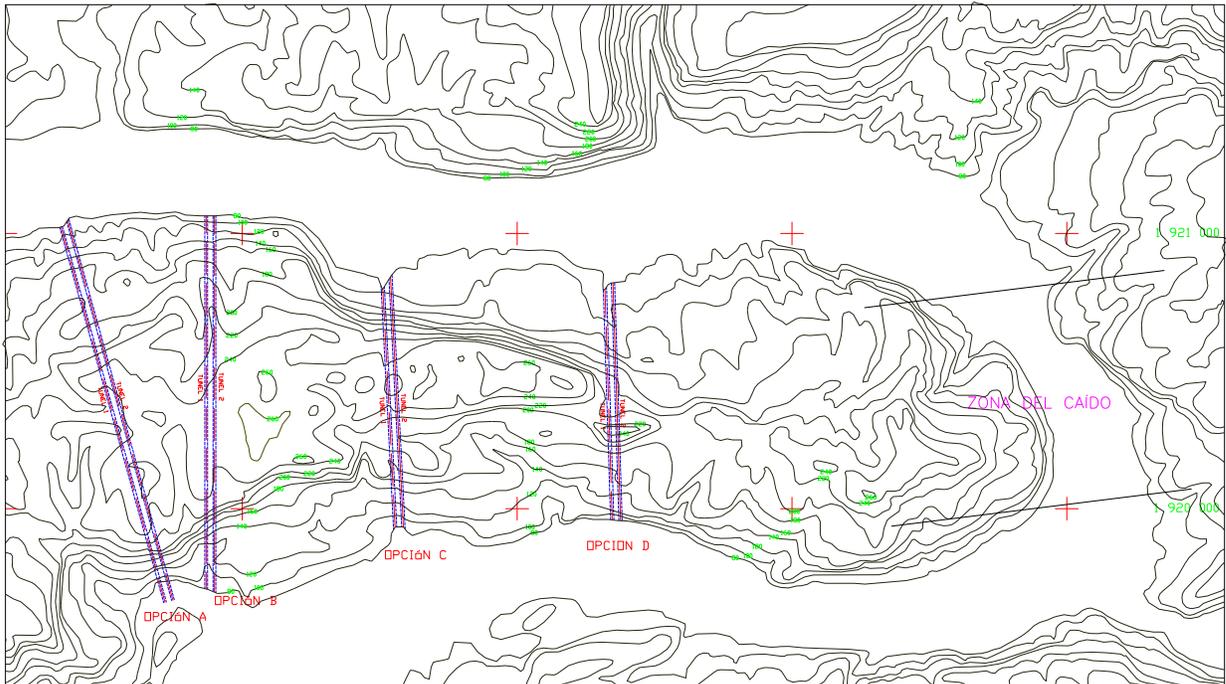


Figura 4-10 Localización del área estudiada para las alternativas del trazo del túnel

Los criterios para la determinación de la mejor opción fueron los siguientes:

- Atender a la geología recaba en el sitio, de manera tal que condicionaría la ubicación y longitud de los túneles.
- Revisión de los ejes propuestos para que junto con el punto anterior se tratara de localizar longitudes de túneles más pequeñas
- Revisión y comparación del funcionamiento hidráulico de cada sección
- Realizar la evaluación económica de la opción seleccionada.

En función de estos cuatro criterios se decidió por la comparación de las tres geometrías más grandes que fueron analizadas: 14, 15 y 16 m y por el diseño de 2 túneles, tomando en cuenta 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.

Referente a las geometrías contempladas para seleccionar una como la óptima, la correspondiente a la de 14 m de ancho de plantilla, contó con una ventaja 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 m y, tres, presentó un buen comportamiento hidráulico durante los escenarios simulados. De esta manera, se decidió por seleccionar dos túneles de sección de medio punto de 14 m de ancho por 14 m de alto.

Por otro lado, la ubicación y longitud de los túneles fue determinada por las condiciones geológicas y topográficas de esta manera las opciones A, C y D se descartaron debido a que representaban un gran volumen de excavación y movimiento de tierra en sus portales de entrada y salida, asimismo, de que se encuentran en zonas inestables que pondrían en gran peligro dichas estructuras. De esta manera, se optó por la opción B con una longitud de túneles de 1 135 m. Finalmente, la elevación de plantilla de 76,50 fue la que presentó las menores pérdidas en el funcionamiento hidráulico.

En resumen la opción óptima de los túneles de conducción fue la opción B para la ejecución del proyecto: dos túneles paralelos con longitud de 1 135 m, sección portal de 14 x 14 m revestidos en su plantilla de concreto armado y sus paredes y bóveda protegidas con tres capas concreto lanzado, reforzado con malla electrosoldada, con elevación de plantilla a la 76,50 msnm. El área que se estudió para la propuesta del trazo de los túneles, se localiza aproximadamente a unos 3 km al oeste del sitio donde ocurrió el taponamiento del río Grijalva; morfológicamente se ubica sobre un cordón topográfico orientado este-oeste de unos 200 m de altura en promedio Figura 4-11.

4.4.5 Quinta etapa

Con las dimensiones y ubicación de los túneles, definidas anteriormente, así como con la geometría del canal, fue necesario realizar un análisis de riesgo de falla ante avenidas en la C. H. Peñitas considerando los dos embalses que se formaron entre las C. H. Malpaso y la C. H. Peñitas a raíz de la obstrucción del río debido al deslizamiento de tierra.

Dicho análisis contempla tres escenarios: el primero, funcionando sólo el canal con la finalidad de revisar las alturas de las ataguías propuestas para la construcción de los túneles de conducción cuidando las descargas que la C. H. Peñitas realice hacia la planicie tabasqueña debidas al tránsito de las avenidas asociadas a los periodos de retorno de 50 y 100 años. Posteriormente a la construcción de los túneles, como segundo escenario, se considera el funcionamiento del canal y los túneles de conducción de manera simultánea, considerando este escenario como el de operación normal en el río Grijalva. Finalmente como tercer escenario, se considera el funcionamiento solamente de los túneles considerando que un nuevo deslizamiento de tierra obstruya el paso del agua por el canal o que los taludes del mismo canal colapsen debido a la erosión que sufran por el paso del agua durante una avenida

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

extraordinaria. En el caso del escenario dos el análisis se realizó considerando una avenida asociada a un periodo de retorno de 10 000 años y en el escenario tres, el análisis se realizó considerando avenidas asociadas a periodos de retorno de 50, 100 y 10 000 años.

A continuación se presenta el análisis de riesgo ante avenidas realizado en esta quinta etapa de acciones ante la contingencia en la cuenca alta del río Grijalva debida al deslizamiento de tierra ocurrido el 4 de noviembre de 2007.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS
CONSIDERANDO EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA
EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

CAPÍTULO 5

**Generalidades de la cuenca del
río Grijalva**

5 GENERALIDADES DE LA CUENCA DEL RÍO GRIJALVA

5.1 DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA

El río Grijalva, se localiza dentro de la región Sureste, en el Sistema Hidrológico Grijalva, al sureste de la República Mexicana, en el estado de Chiapas; entre los paralelos 15° 00' y 18° 45' de latitud Norte y los meridianos 91° 30' y 94° 15' de longitud Oeste del meridiano de Greenwich.

El río tiene una longitud aproximada de 450 km, la abundancia de serranías secundarias en la región explica el gran número de afluentes que el río tiene. Las elevaciones del parteaguas Norte y Noroeste, así como las de la barrera que limita a la cuenca de las áreas costeras del Sureste y Suroeste, están alrededor de 2 500 y 3 000 msnm.

La cuenca del Río Grijalva comprende un área total de 131 157 km², de esta corresponden a México 85 188 km² y 45 969 km² a la República de Guatemala. Su escurrimiento medio anual asciende a 23 000 millones de m³ hasta el sitio de la C.H. Peñitas, Chis.

Sus condiciones fisiográficas han permitido construir la más importante infraestructura hidroeléctrica del país, integrada con cuatro centrales (Figura 5-1): Dr. Belisario Domínguez (presa La Angostura), Ing. Manuel Moreno Torres (presa Chicoasén), Malpaso (presa Nezahualcóyotl) y Ángel Albino Corzo (presa Peñitas).

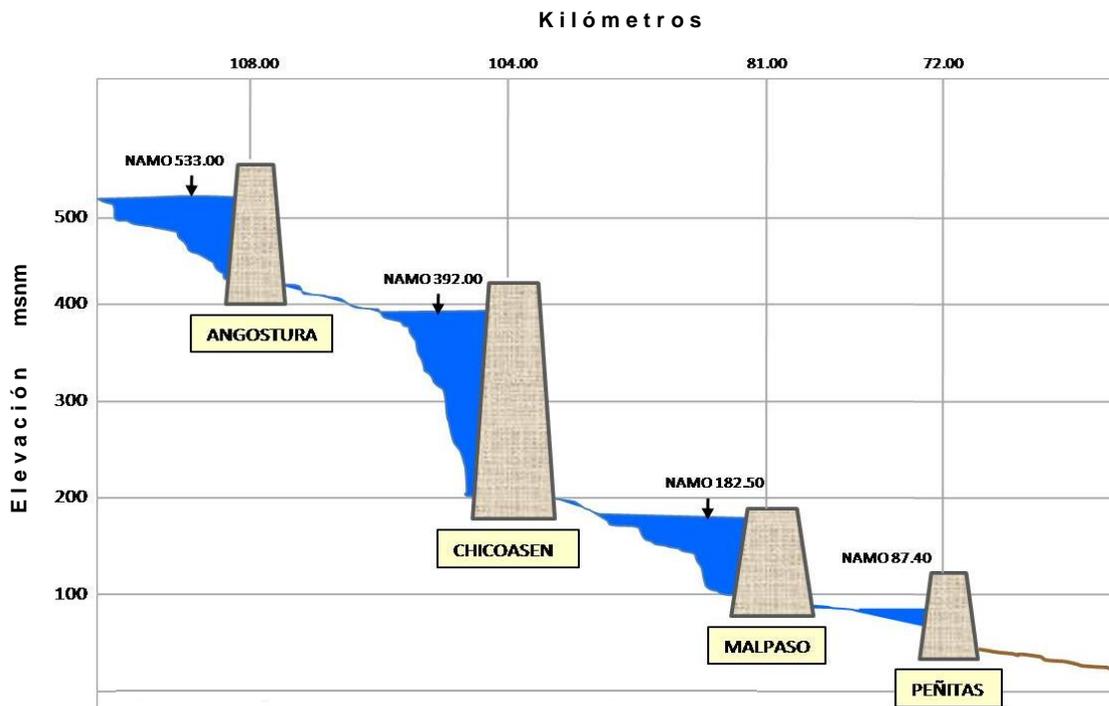


Figura 5-1 Infraestructura hidroeléctrica en la cuenca alta del río Grijalva, Chiapas.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Las elevaciones y capacidades principales en los embalses de cada una de ellas se presentan en la tabla 5-1.

Presas	Angostura	Chicoasen	Malpaso	Peñitas
NAME	539.50	395.00	188.00	93.50
NAMO	533.00	392.00	182.50	87.40
NAMINO	500.00	380.00	144.00	85.00
Elevacion del labio superior de la compuerta	538.60	394.00	183.50	91.13
Elevacion de la cresta del vertedor	519.60	373.00	167.60	76.50
Elevacion de canal de llamada	516.60	370.00	160.00	73.50
Capacidad Total Mm ³	19 736.00	1 443.00	14 058.00	1 485.00
Capacidad de conservación Mm ³	15 548.00	1 372.83	12 373.00	1 091.00
Capacidad al NAMINO Mm ³	2 379.50	1 168.81	3 055.73	960.99

Tabla 5-1 Elevaciones y capacidades principales en los embalses de las presas construidas en la cuenca alta del río Grijalva, Chiapas.

Las condiciones fisiográficas que forman la cuenca la hacen particularmente atractiva, ya que en esta región se concentran precipitaciones muy importantes láminas de lluvia entre los 1 000 y 4 260 mm, esto se asocia a la barrera natural que limita a la cuenca del río, en donde se presentan elevaciones entre los 500 y 3 000 msnm.

Las lluvias más abundantes dentro de la cuenca ocurren en los meses de junio a octubre relacionándose éstas con la época de huracanes del Océano Pacífico. Se presentan durante el año tres climas el tropical lluvioso con lluvias todo el año, el seco y el templado con lluvias todo el año. Las temperaturas registradas oscilan entre los 15 °C y 30 °C.

5.2 FISIOGRAFÍA

La zona de interés formada por los sistemas hidrológicos del Usumacinta y Grijalva en su parte alta, Tacotalpa y parte de la Costa de Chiapas en la región aledaña a la frontera con Guatemala, está según INEGI, conformada dentro de las Provincias Fisiográficas: 14, Sierra de Chiapas y Oaxaca y 15, Cordillera Centroamericana, como se muestra en la Figura 5-2.

La provincia Fisiográfica de la Sierra de Chiapas y Oaxaca se extiende por la parte norte de Chiapas y sur de Tabasco. Incluye a las sierras del noroeste y noreste de Chiapas caracterizadas por altas montañas con elevaciones superiores a los 2 000 msnm, integradas por rocas calizas similares a las de la Sierra Madre Oriental. Abarcando también, al sur del estado la altiplanicie, al noroeste el Cañón del Sumidero por donde fluye el río Grijalva y al centro-sur de la provincia, la Meseta y la Depresión Central de Chiapas, esta última, presenta un rápido descenso topográfico.

La Cordillera Centroamericana ocupa parte de Chiapas y Oaxaca; aunque abarca principalmente los países septentrionales de la América Central, esta provincia tiene una importante extensión en México; se trata de una cadena montañosa formada por un antiguo batolito cuya edad varía del Paleozoico inferior al medio; con elevaciones de 900 a 2 900 msnm, altura que se alcanza en las inmediaciones del volcán de Tacaná (4 117 m) (Figura 5-3).

ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA



Figura 5-2 Provincias fisiográficas 14 y 15

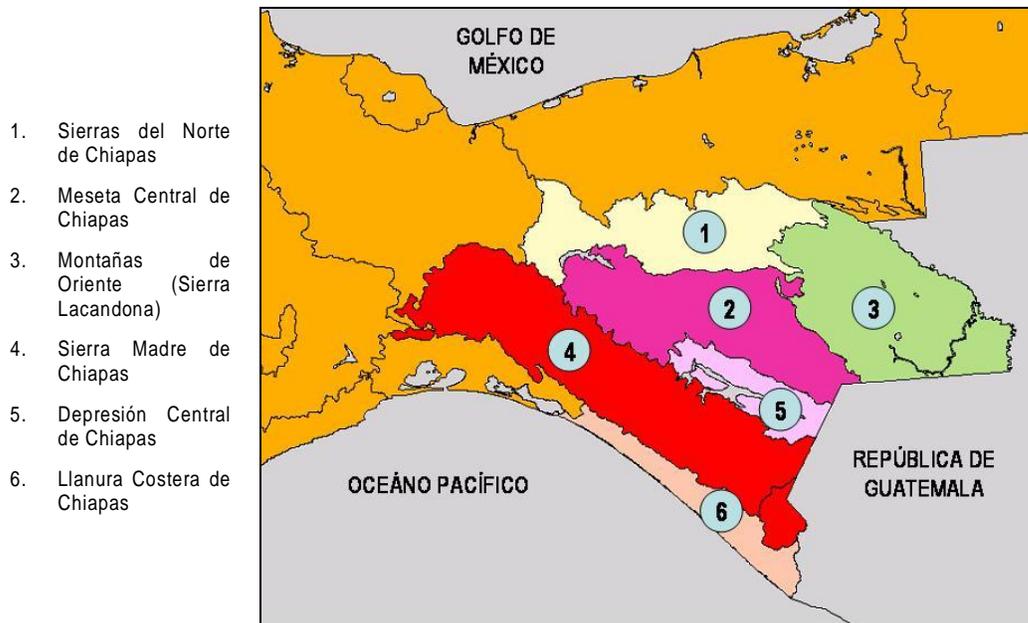


Figura 5-3 Sub-provincias fisiográficas

La porción superior de la litología del basamento está cubierta por rocas de diferentes edades, que varían desde cuarcitas del Paleozoico medio (sur de Tehuantepec) hasta calizas cretácicas (entre La Concordia y Cintalapa, Chiapas).

Al sureste de Tuxtla Gutiérrez, la porción de la Planicie costera de Chiapas está recubierta por aluviones recientes donde es posible encontrar afloramientos aislados de gneis, mármol y esquistos, que han sido intrusionados por rocas graníticas más recientes y cubiertas en parte por rocas volcánicas del Terciario Superior.

Hacia la costa destacan discontinuidades dadas por lagunas costeras separadas del mar mediante una barra (albuferas), así como el depósito de suelos residuales arcilloso-arenosos y orgánicos, arcillas y gravas de río, producto de la alteración de las rocas (disolución) y materia vegetal.

La Cordillera Centroamericana abarca principalmente los países septentrionales de la América Central, tiene una importante extensión en México; ocupa parte de Chiapas y Oaxaca; se trata de una cadena montañosa formada por un antiguo batolito cuya edad varía del Paleozoico inferior al medio; con elevaciones de 900 a 2 900.

5.3 GEOMORFOLOGÍA

Las serranías de la región se encuentran constituidas por una serie de estructuras anticlinales, formadas principalmente por rocas cretácicas carbonatadas. Los valles y altiplanicies se desarrollan sobre estructuras sinclinales, en donde afloran rocas terciarias, principalmente clásticas.

Bajo este esquema, generalmente se presentan corrientes de pendientes fuertes que forman estrechos cañones, razón por la que se pudiera sugerir una morfología en etapa de juventud, a excepción de las zonas donde se presentan superficies de erosión desarrollada.

Hacia la planicie costera se presentan depósitos superficiales del Cuaternario y Plioceno de origen terrestre, lacustre y fluvial. Debajo de estos depósitos, existen rocas como esquistos cristalinos y metamórficos del Precámbrico y parte del Paleozoico.

Debido al régimen de lluvias, a la desembocadura de los ríos, así como los movimientos de las aguas marinas, se forman lagunas salobres y esteros, cuyas zonas adjuntas contienen gran cantidad de islotes, formados por guijarros, suelo escaso y bancos de moluscos bivalvos, así como arenales (Müllerried, 1957).

5.4 HIDROGRAFÍA

Los formadores del río Grijalva nacen en Guatemala y éste toma su nombre, aguas abajo de la confluencia de los ríos San Gregorio y San Miguel. De esta manera, nace en territorio guatemalteco, sierra de los Cuchumatanes, con los afluentes Lagartero, Dolores y Rincón Tigre; estas tres corrientes, en territorio mexicano, se unen para formar el afluente San Gregorio, que se integra con dirección SE-NW al embalse de la presa La Angostura.

El río Blanco se incorpora al embalse de la presa La Angostura proveniente del Noreste al Suroeste. Está formado por los afluentes Salado y San Vicente. También escurren al vaso de la presa La Angostura, aunque provenientes de Suroeste a Noreste, los ríos San Miguel (integrado con los afluentes Cuilco y Amatenango provenientes de Guatemala), Jaltenango, Salinas Grande, La Concordia y El Dorado; como más importantes por su área y desarrollo.

Aguas abajo de la presa La Angostura, los ríos Santo Domingo y Suchiapa, orientados en su desarrollo con dirección SW-NE, se unen para descargar al almacenamiento de la presa Chicoasén con dirección S-N.

También al vaso de Chicoasén por la margen izquierda, se une el río Sabinal, río de reducido desarrollo que pasa cerca de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez; por la margen derecha, el río Zinacantán (Hondo).

Inmediatamente aguas abajo de la presa Chicoasén, por la margen derecha, confluye el río Chicoasén, Bombaná o Chavarría, único afluente en la cuenca propia del proyecto Copainalá con escurrimiento perenne.

Al vaso de la presa Nezahualcóyotl, por la margen izquierda del río Grijalva drenan los ríos La Venta, Encajonado y Negro. Por la margen derecha se incorpora el río Yamonho.

Hacia aguas abajo de la presa Nezahualcóyotl, el río en lugar de Grijalva toma el nombre Mezcalapa y la dirección preferencial de Sur a Norte. Aguas abajo de la presa a 18,8 km confluye por margen derecha el río Tzimbac y aguas abajo del deslizamiento de tierra y 7,2 km antes de la presa Peñitas también por margen derecha, el río Sayula.

Después de recibir el tributo del Pichucalco o Ixtacomitán, el Mezcalapa recibe inmediatamente las contribuciones del río de la Sierra, que nace en la meseta central de Chiapas, y adopta nuevamente el nombre de Grijalva, con el que llega a Villahermosa, para seguir su curso hacia el mar, vuelve a modificar su curso hacia el Norte, conservándolo hasta su desembocadura, en el Golfo de México.

Todavía en este trayecto final recibe la aportación de los ríos Chilapa y Chilapilla, que son dos brazos del río Tepetitlán o Tulijá, el último de los grandes caudales que se incorpora al Grijalva, procedente de las montañas chiapanecas.

Tras la travesía descrita, confluye en Tres Brazos, 84 km después de Villahermosa, con los dos brazos del Usumacinta, 12 km más abajo pasan junto a Frontera y siete kilómetros más adelante desemboca al Golfo de México por la Barra de Frontera.

Los principales afluentes del río Grijalva son: Por la margen izquierda, los ríos Salinas, Concordia, Dorado, Santo Domingo, Suchiapa, Sabinal y de la Venta y por la margen derecha, los ríos Blanco, La Angostura, Hondo, Chicoasén, Tzimbacno, Sayula, Platanar, Pichucalco, de la Sierra, Tacotalpa, Macuspana y Tulijá. El área total de la cuenca del río Grijalva, hasta su confluencia con el río Usumacinta, asciende a 52 600 km² aproximadamente.

5.5 LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La cuenca que se forma entre el desfogue de la C. H. Malpaso y la C. H. Peñitas, tiene un área de aforo de 1 279 km²; sus principales afluentes son: el río Tzimbac, el cual se localiza a 18,8 km aguas abajo de la central Malpaso, y el río Sayula, que tiene su confluencia a 7,2 km aguas arriba de la presa Peñitas, ambos confluyen al río Grijalva por margen derecha (Figura 5-4).

Esta cuenca se localiza en su totalidad en el estado de Chiapas entre la Meseta Cental y Sierra del Norte de Chiapas, al norte colinda con la planicie costera del río Mezcalapa, al este, con el sistema hidrológico Tonalá y al oeste con el sistema hidrológico Tacotalpa.

ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA

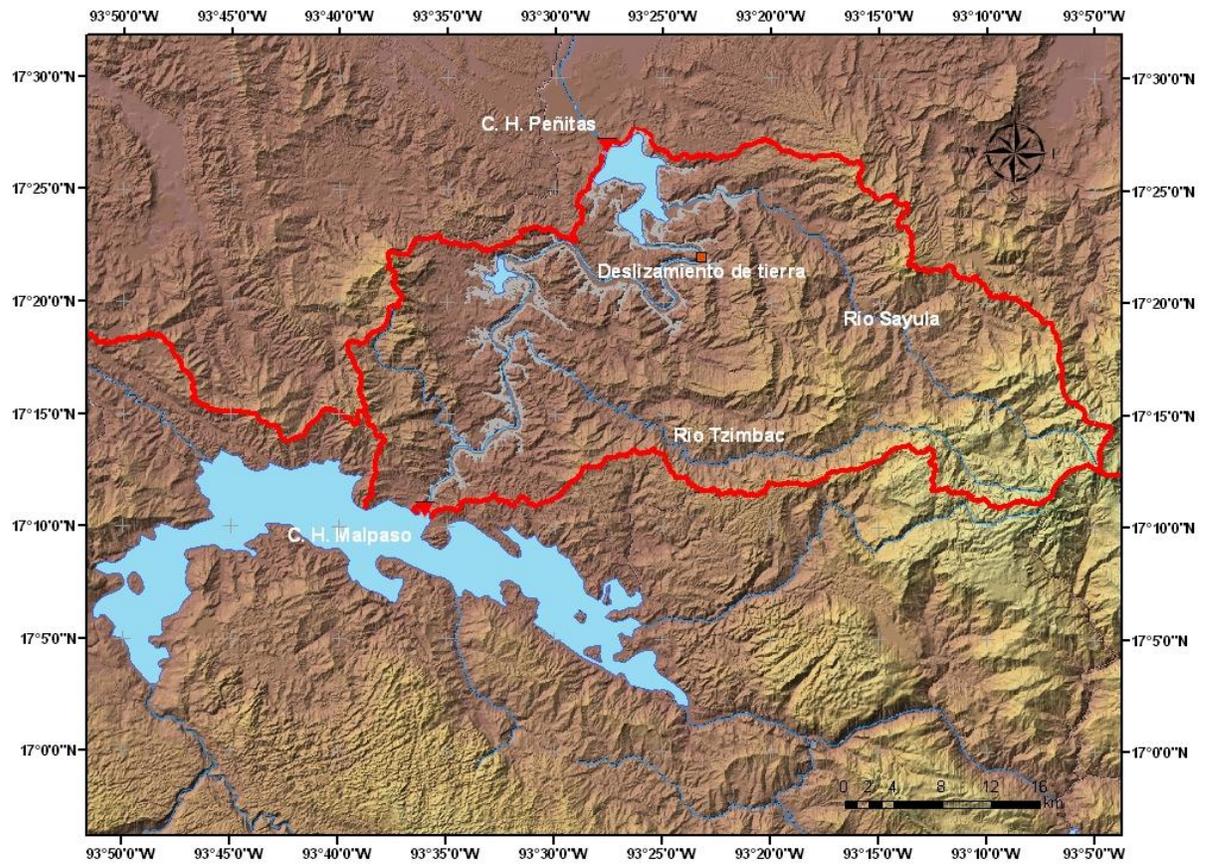


Figura 5-4 Área de estudio en el río Grijalva, Chiapas.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS
CONSIDERANDO EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA
EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

CAPÍTULO 6

Estudio Hidrológico

6 ESTUDIO HIDROLÓGICO

6.1 ANÁLISIS DE GASTOS MÁXIMOS

El deslizamiento de tierra provocó un taponamiento en el cauce del río Grijalva que dio paso a la formación de dos cuencas: la primera comprendida entre la C. H. Peñitas y el tapón provocado por el deslizamiento de tierra y, la segunda, comprendida entre éste último y la C. H. Malpaso (Figura 6-1).

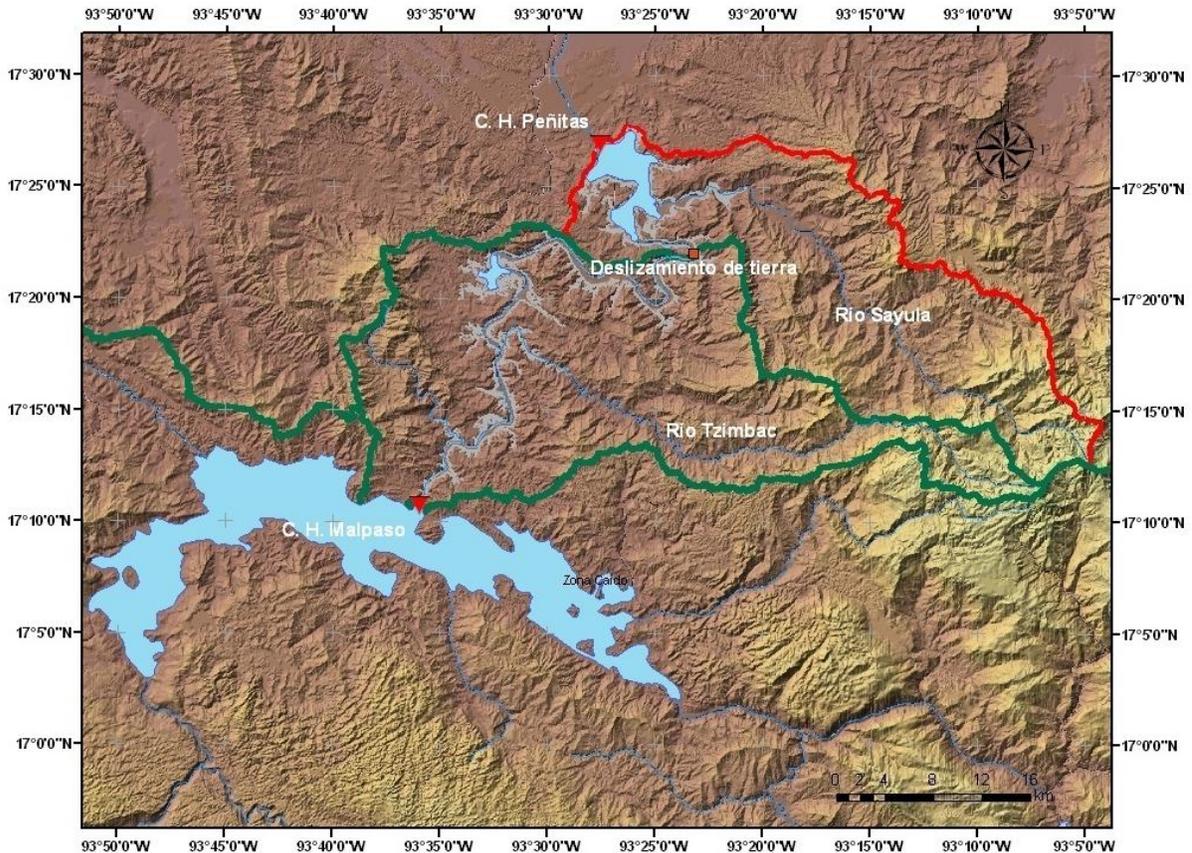


Figura 6-1 Cuencas formadas por el tapón en el río Grijalva, Chiapas.

Para realizar el análisis de riesgo ante avenidas en la C. H. Peñitas fue necesario determinar los gastos máximos que pudieran presentarse en dicho sitio, asimismo, los que pudieran presentarse en la zona donde ocurrió el deslizamiento de tierra a fin de conocer el comportamiento que tendrían el canal y los túneles de conducción ante tales eventos, trabajando tanto aisladamente como de manera conjunta, así como, la influencia que tendrían sobre el tránsito de dichas avenidas en la C. H. Peñitas.

Existen dos estaciones hidrométricas denominadas Sayula, operada por la extinta Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) y Tzimbac, operada por la CFE, ambas ubicadas en los ríos de su mismo nombre antes de la confluencia con el río Grijalva, los cuales, son los principales afluentes aguas abajo y aguas arriba de la zona del deslizamiento de tierra respectivamente.

ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA

La primera estación se utilizó para obtener los gastos máximos en la C. H. Peñitas y la segunda para hacer lo propio en la zona del deslizamiento de tierra. Las áreas de aforo de estas dos estaciones son de 419 km² y 244 km² respectivamente. Descontando el área de aforo de las dos estaciones queda un área sin aforar de 614 km² dividida por el deslizamiento de tierra de la siguiente manera: 118 km² aguas abajo del deslizamiento y 496 km² aguas arriba del mismo (Figura 6-2).

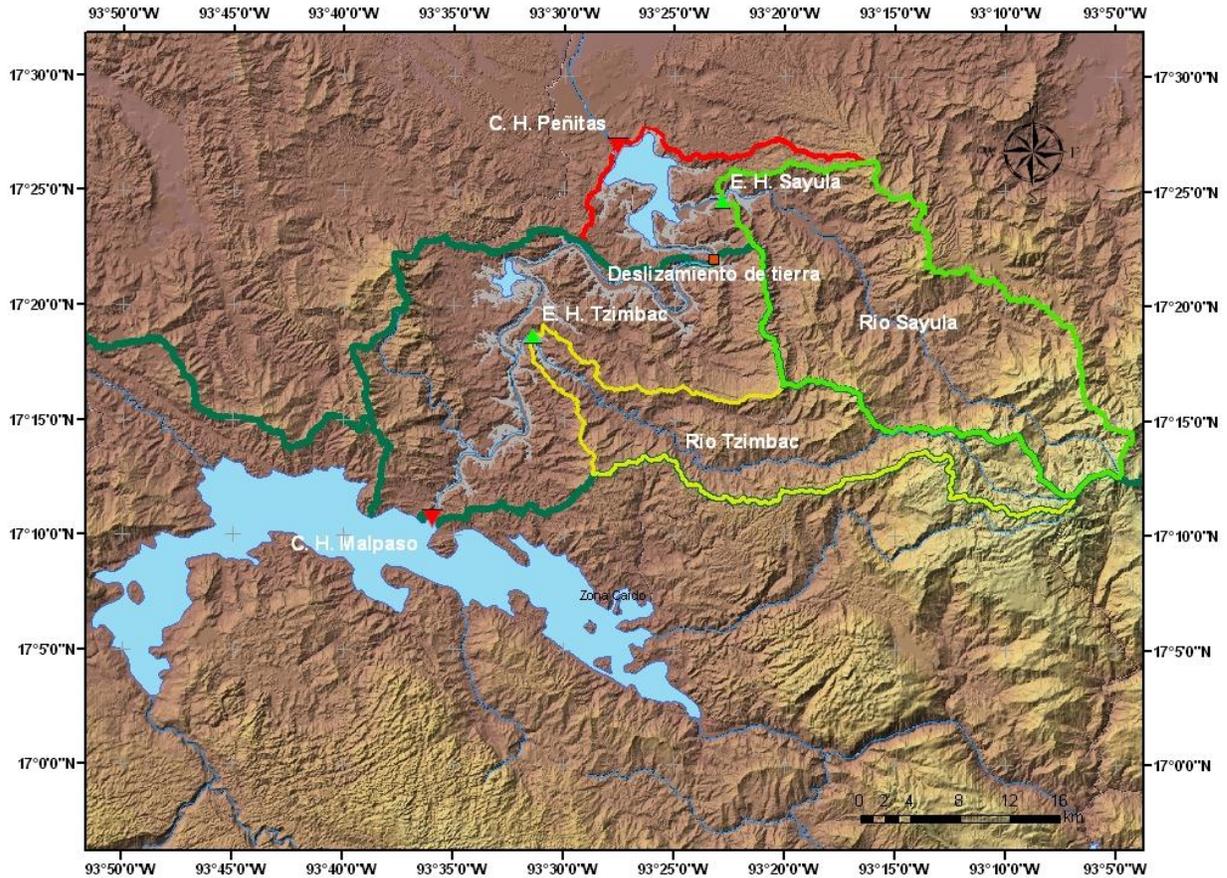


Figura 6-2 Estaciones hidrométricas en la zona de estudio.

La información de los gastos máximos registrados en estas estaciones Sayula y Tzimbac se obtuvieron del programa BANDAS y se muestran en la tabla 6-1 y 6-2 respectivamente.

El periodo de registros obtenido de la estación hidrométrica Sayula fue del año 1960 a 1982 y el obtenido para la estación hidrométrica Tzimbac fue de 1961 a 1985. En el caso del sitio de la estación Sayula el gasto máximo obtenido fue de 3501 m³/s y en la zona del deslizamiento de tierra de 1 150 m³/s.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Año	Gasto m³/s
1960	989
1961	1825
1962	972
1963	874
1964	908
1965	1085
1966	820
1967	2060
1968	932
1969	1069
1970	1406
1971	603
1972	1585
1973	2163
1974	3501
1975	1661
1976	1644
1977	1358
1978	1924
1979	3096
1980	1469
1981	1464
1982	2074

Tabla 6-1 Gastos máximos registrados en la estación hidrométrica Sayula.

Año	Gasto m³/s
1961	391
1962	200
1963	286
1964	318
1965	375
1966	258
1967	
1968	442
1969	415
1970	652
1971	186
1972	370
1973	759
1974	1150
1975	608
1976	459
1977	433
1978	892
1979	750
1980	350
1981	472
1982	413
1983	252
1984	298
1985	316

Tabla 6-2 Gastos máximos registrados en la estación hidrométrica Tzimbac.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Por su parte el Centro de Anteproyectos del Pacífico Sur de la CFE analizó los eventos extremos que originaron los deslizamientos en el año 2007 para obtener los gastos máximos presentados en esas fechas. Así, los gastos obtenidos en las estaciones hidrométricas Sayula y Tzimbac para ese año fueron de 3 354 m³/s y 1 230 m³/s respectivamente.

Para obtener los gastos máximos en el sitio de la C. H. Peñitas y en la zona del deslizamiento de tierra se trasladaron los gastos máximos registrados en las estaciones hidrométricas a los sitios mencionados mediante un factor de traslación por áreas.

En el caso de la C. H. Peñitas el factor se determinó mediante la relación entre el área comprendida entre ésta y la zona del deslizamiento de tierra que resultó ser de 537 km² y el área de aforo de la estación Sayula que fue de 419 km² siendo el factor resultante de 1.28.

Del mismo modo, mediante la relación entre el área comprendida entre la zona del deslizamiento de tierra y la C. H. Malpaso de 740 km² y el área de aforo de la estación Tzimbac de 244 km² se determinó el factor para determinar los gastos máximos en la zona del deslizamiento de tierra el cual resultó ser de 3.03.

En las tablas 6-3 y 6-4 se muestran los gastos máximos simulados en la C. H. Peñitas y en la zona del deslizamiento de tierra respectivamente, producto de la traslación de los gastos registrados en las estaciones hidrométricas multiplicados por el factor por áreas obtenido. En el caso del sitio de la C. H. Peñitas el gasto máximo obtenido fue de 4 293 m³/s y en la zona del deslizamiento de tierra de 3 729 m³/s.

Año	Gasto m ³ /s	
	Estación hidrométrica Sayula	C. H. Peñitas
1960	989	1266
1961	1825	2336
1962	972	1244
1963	874	1119
1964	908	1162
1965	1085	1389
1966	820	1050
1967	2060	2637
1968	932	1193
1969	1069	1369
1970	1406	1800
1971	603	772
1972	1585	2029
1973	2163	2769
1974	3501	4481
1975	1661	2127
1976	1644	2104
1977	1358	1738
1978	1924	2463
1979	3096	3962
1980	1469	1880
1981	1464	1874
1982	2074	2654
2007	3354	4293
Factor de traslación por áreas		1.28

Tabla 6-3 Gastos máximos trasladados de la estación hidrométrica Sayula hasta la C. H. Peñitas mediante un factor por áreas.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Año	Gasto m ³ /s	
	Estación hidrométrica Tzmbac	Zona Deslizamiento de tierra
1961	391	1185
1962	200	606
1963	286	867
1964	318	964
1965	375	1137
1966	258	782
1968	442	1340
1969	415	1257
1970	652	1977
1971	186	564
1972	370	1122
1973	759	2300
1974	1150	3486
1975	608	1844
1976	459	1391
1977	433	1314
1978	892	2705
1979	750	2274
1980	350	1061
1981	472	1431
1982	413	1251
1983	252	764
1984	298	904
1985	316	958
2007	1230	3729
Factor de traslación por áreas		3.03

Tabla 6-4 Gastos máximos trasladados de la estación hidrométrica Tzmbac hasta la zona del deslizamiento de tierra mediante un factor por áreas.

El cálculo de los gastos máximos de diseño se obtuvieron a través del procesamiento estadístico de los caudales máximos anuales, ajustándose a diferentes funciones de distribución de probabilidad, para obtener valores correspondientes a diferentes períodos de retorno, para ello se empleó el programa AX del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). De este análisis se eligió la función de distribución de probabilidad que presentara el mínimo error cuadrático de manera que fuera la que mejor se ajustara al cúmulo de datos. Dicha función fue la Doble Gumbel para los dos casos la cual se muestra en la ecuación (6.1).

$$F(x) = p \left(e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}} \right) + (1-p) \left(e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}} \right) \quad (6.1)$$

donde

- α y β parámetros estadísticos que dependen de la muestra de datos
- p parámetro de población entre los gastos ciclónicos y no ciclónicos
- x gasto asociado a un periodo de retorno.

De esta manera, los parámetros estadísticos resultantes para la muestra de gastos máximos obtenidos en la C. H. Peñitas, con un error cuadrático de 161.5 m³/s, son los siguientes:

$$\alpha_1 = 0.002011 \qquad \beta_1 = 1441.3739$$

$$\alpha_2 = 0.0008956 \qquad \beta_2 = 3443.5834$$

$$p = 0.86$$

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Del mismo modo, los parámetros estadísticos resultantes para la muestra de gastos máximos obtenidos en la zona del deslizamiento de tierra, con un error cuadrático de 102.621 m³/s, son los siguientes:

$$\alpha_1 = 0.002898 \qquad \beta_1 = 975.1577$$

$$\alpha_2 = 0.0013405 \qquad \beta_2 = 2782.5383$$

$$p = 0.82$$

En la tabla 6-5 se muestran los gastos de diseño asociados a diferentes periodos de retorno obtenidos a partir de la función de distribución de probabilidad Doble Gumbel para los sitios de interés.

Tr	Gasto de diseño m ³ /s	
	C. H. Peñitas	Zona Deslizamiento de tierra
2	1744	1218
5	2625	2076
10	3505	2971
20	4423	3628
50	5547	4380
100	6355	4918
200	7146	5446
500	8180	6135
1000	8958	6654
2000	9733	7173
5000	10758	7857
10000	11532	8374

Tabla 6-5 Gastos máximos de diseño en la C. H. Peñitas y en la zona del deslizamiento de tierra.

6.2 ANÁLISIS BIVARIADO DE GASTOS MÁXIMOS

En vista de que el sistema a estudiar está representado por dos embalses conectados por dos estructuras hidráulicas, que en este caso son el canal y los túneles de conducción en la zona donde ocurrió el deslizamiento de tierra (Figura 6-1), fue necesario determinar las avenidas de diseño para cada uno de dichos embalses que de manera conjunta representaran los periodos de retorno seleccionados para el análisis de riesgo de falla ante avenidas según fuera el escenario a analizar.

Para lograr lo anterior se determinó adoptar la distribución de probabilidad multivariada desarrollada por Ramírez y Aldama (2000) y aplicada por Marengo (2003). La metodología en cuestión se basa en la estimación de la distribución de probabilidad de extremos multivariada de eventos hidrológicos. Cabe mencionar que un análisis multivariado más completo es el consideraría el volumen de cada uno de los hidrogramas asociado a cada gasto máximo registrado, estudio que deberá proponerse en investigaciones posteriores.

Cuando se trata de proyectos aislados, dichas avenidas se estiman mediante el ajuste de los datos históricos máximos anuales a funciones de distribución de probabilidad, obteniéndose con ello los gastos máximos asociados a diferentes periodos de retorno; los cuales, a su vez, son asociados a un hidrograma de diseño característico del sitio donde se ubica la presa en estudio. En este caso la única variable involucrada es el gasto máximo por lo que el análisis se considera univariado. Sin embargo, cuando se trata de varios eventos que pueden incidir sobre

sitios que forman parte de un sistema, es necesario considerar la posible ocurrencia conjunta de los mismos. Al respecto, debe aclararse que no es válido en general suponer que los eventos se pueden superponer y que todos ellos poseen el periodo de retorno de diseño, ya que eso implicaría que el evento conjunto posea un periodo de retorno mucho mayor (Morales, Marengo y Aldama 2010).

A partir de lo anterior, se optó por adaptar éste análisis bivariado a gastos máximos de dos cuencas conectadas mediante una estructura hidráulica a fin de determinar los gastos de diseño a considerar, tanto en el embalse aguas arriba y aguas abajo, formados por el tapón que ocasionó el deslizamiento de tierra y cuyos periodos de retorno representen de manera conjunta el periodo de retorno de diseño para cada uno de los escenarios a analizar.

De esta manera, se siguió la metodología descrita por Aldama (2000) en su libro *Hidrología de avenidas* cambiando solamente la nomenclatura de las variables, dicha metodología se muestra a continuación:

La distribución de probabilidad de extremos bivariada del gasto pico en el embalse de la C. H. Peñitas (Q_P) y el gasto en el embalse del tapón de tierra (Q_T) está dada por la ecuación (6.2).

$$F_{Q_P, Q_T}(Q_P, Q_T) \equiv P(q_P \leq Q_P \cap q_T \leq Q_T) \quad (6.2)$$

donde q_P y q_T son las variables que respectivamente representan posibles valores de gasto en la C. H. Peñitas y en el tapón de tierra respectivamente.

Las distribuciones marginales $F_{q_P}(Q_P)$ y $F_{q_T}(Q_T)$ están dadas por las expresiones (6.3) y (6.4).

$$F_{q_P}(Q_P) \equiv P(q_P \leq Q_P) = \int_{-\infty}^{\infty} F_{q_P, q_T}(Q_P, Q_T) dQ_T \quad (6.3)$$

$$F_{q_T}(Q_T) \equiv P(q_T \leq Q_T) = \int_{-\infty}^{\infty} F_{q_P, q_T}(Q_P, Q_T) dQ_P \quad (6.4)$$

Con lo anterior, es posible definir el periodo de retorno del sistema como el recíproco de la probabilidad de excedencia conjunta de los gastos de cada embalse, ecuación (6.5).

$$T_{Q_P, Q_T} = \frac{1}{P(q_P \leq Q_P \cap q_T \leq Q_T)} \quad (6.5)$$

Expresando el periodo de retorno en términos de la distribución de probabilidad conjunta de Q_P y Q_T y de sus marginales (Aldama, 2000) la ecuación (6.5) queda

$$T_{Q_P, Q_T} = \frac{1}{1 - F_{q_P}(Q_P) - F_{q_T}(Q_T) + F_{Q_P, Q_T}(Q_P, Q_T)} \quad (6.6)$$

Así, $F_{q_P}(Q_P)$ y $F_{q_T}(Q_T)$ son las funciones de distribución univariada de probabilidad de los gastos máximos obtenidos anteriormente para Q_P y Q_T respectivamente, y $F_{Q_P, Q_T}(Q_P, Q_T)$ es la función de distribución de probabilidad conjunta de estas dos variables.

Cabe mencionar que una distribución multivariada de extremos debe de satisfacer las cotas de Fréchet y las condiciones establecidas por el postulado de estabilidad (Galambos, 1978). Gumbel (1960) propuso el modelo logístico que satisface dichas cotas y condiciones. Empleando el modelo logístico, la distribución bivariada de extremos para Q_p y Q_T adquiere la siguiente forma (Aldama, 2000).

$$F_{Q_p Q_T}(Q_p, Q_T) = \exp \left\{ - \left([\ln F_{Q_p}(Q_p)]^m + [\ln F_{Q_T}(Q_T)]^m \right)^{1/m} \right\} \quad (6.7)$$

donde $m \in [1, \infty)$ representa un parámetro de asociación; $m = 1$ es el valor correspondiente a la independencia estadística de Q_p y Q_T , mientras que $m \rightarrow \infty$, el valor correspondiente a su completa dependencia (Aldama, 2000).

El parámetro de asociación m que aparece en la ecuación (6.7) puede calcularse en términos del coeficiente de correlación lineal, ρ , entre los valores de Q_p y Q_T , como se muestra en la ecuación (6.8) (Aldama, 2000).

$$m = \sqrt{\frac{1}{1-\rho}} \quad (6.8)$$

El coeficiente de correlación lineal puede calcularse como se muestra en la ecuación (6.9)

$$\rho = \frac{\text{Cov}(Q_p, Q_T)}{\sigma_p \sigma_T} \quad (6.9)$$

donde $\text{Cov}(Q_p, Q_T)$ es la covarianza entre Q_p y Q_T y se calcula como se muestra en la ecuación (6.10).

$$\text{Cov}(Q_p, Q_T) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Q_{p_i} - \mu_{Q_p})(Q_{T_i} - \mu_{Q_T}) \quad (6.10)$$

Cabe mencionar que cuando el parámetro m es igual a la unidad, la ecuación (6.7) se simplifica como se muestra en la ecuación (6.11).

$$F_{Q_p Q_T}(Q_p, Q_T) = F_{Q_p}(Q_p) * F_{Q_T}(Q_T) \quad (6.11)$$

Finalmente, debido a que existe una infinidad de pares de valores (Q_p, Q_T) que poseen un periodo de retorno conjunto T_{Q_p, Q_T} dado (por ejemplo en las presas medianas y grandes suele especificarse de diez mil años para diseñar la obra de excedencias) es necesario determinar qué conjunto de avenidas de diseño produce los efectos más desfavorables sobre el sistema a analizar. Sea $H_{\text{máx}} = H_{\text{máx}}(Q_p, Q_T)$ la máxima elevación que alcanza el agua en un vaso al transitar una avenida parametrizada en términos del par (Q_p, Q_T) . Entonces, los valores de diseño (Q_{pd}, Q_{Td}) se pueden determinar como la solución del siguiente problema de optimización no lineal (Aldama, 2000):

$$\text{máx}_{(Q_p, Q_T)} H_{\text{máx}} = H_{\text{máx}}(Q_p, Q_T) \quad (6.12)$$

sujeto a:

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

$$T_{Q_P, Q_T} = \frac{1}{1 - F_{Q_P}(Q_P) - F_{Q_T}(Q_T) + F_{Q_P, Q_T}(Q_P, Q_T)} = T_d \quad (6.13)$$

donde T_d es el valor seleccionado del periodo de retorno para fines de diseño. Es muy importante hacer notar que la relación funcional $H_{m\acute{a}x} = H_{m\acute{a}x}(Q_p, Q_T)$ se determina a través del tránsito de avenidas por los vasos, por lo que las características propias de la presa y de las obras hidráulicas en la zona del deslizamiento de tierra, así como su política de operación, su capacidad de descarga y su capacidad de regulación, están directamente involucradas en la determinación de la avenida de diseño de cada uno de los embalses y de todo el sistema.

Con los valores presentados en las tablas 6.3 y 6.4 de gastos máximos en la C. H. Peñitas y en la zona del deslizamiento de tierra se procedió a calcular la media y la desviación estándar de cada una de las muestras para un periodo común de 22 años comprendido entre 1961-1982 y el año 2007 como se muestra en la tabla 6.6.

AÑO	Zona	C. H. Peñitas
	Deslizamiento	
GASTO m ³ /s		
1961	1185	2336
1962	606	1244
1963	867	1119
1964	964	1162
1965	1137	1389
1966	782	1050
1968	1340	1193
1969	1257	1369
1970	1977	1800
1971	564	772
1972	1122	2029
1973	2300	2769
1974	3486	4481
1975	1844	2127
1976	1391	2104
1977	1314	1738
1978	2705	2463
1979	2274	3962
1980	1061	1880
1981	1431	1874
1982	1251	2654
2007	3729	4293
N	22	22
μ	1572	2082
σ	838.76	1011.61

Tabla 6-6 Media y desviación estándar de la muestra de gastos máximos

La covarianza conjunta de la muestra antes mencionada se obtuvo mediante la ecuación 6.10, para ello se obtuvieron las diferencias de los gastos máximos registrados en cada uno de los años con respecto a la media y posteriormente se obtuvo la multiplicación entre los valores correspondientes obtenidos en cada una de las muestras. Lo anterior se puede observar en la tabla 6-7.

Con la sumatoria obtenida en el paso anterior se procedió a determinar la covarianza conjunta de la siguiente manera:

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

$$Cov(Q_P, Q_T) = \frac{16\,386\,088.14}{22} = 744\,822.19$$

A partir de la covarianza conjunta de las muestras y de las desviaciones estándar de las mismas, el valor del coeficiente de correlación lineal, ρ , resultó ser de:

$$\rho = \frac{744\,822.19}{(838.76)(1011.61)} = 0.877808$$

AÑO	Zona Deslizamiento	$(Q_{P_i} - \mu_{QP})$	C. H. Peñitas	$(Q_{T_i} - \mu_{QT})$	$(Q_{P_i} - \mu_{QP})(Q_{T_i} - \mu_{QT})$
1961	1185	-387	2336	254	-98180.70
1962	606	-966	1244	-838	809340.31
1963	867	-705	1119	-963	679303.61
1964	964	-608	1162	-920	559374.73
1965	1137	-435	1389	-693	301715.20
1966	782	-790	1050	-1032	815284.53
1968	1340	-232	1193	-889	206424.98
1969	1257	-315	1369	-713	224552.49
1970	1977	404	1800	-282	-114258.61
1971	564	-1008	772	-1311	1321702.85
1972	1122	-450	2029	-53	24007.23
1973	2300	727	2769	686	499334.74
1974	3486	1914	4481	2399	4592583.48
1975	1844	272	2127	44	12047.12
1976	1391	-181	2104	22	-4017.82
1977	1314	-258	1738	-344	88837.90
1978	2705	1133	2463	381	431156.09
1979	2274	702	3962	1880	1319141.77
1980	1061	-511	1880	-202	103310.76
1981	1431	-141	1874	-208	29370.60
1982	1251	-321	2654	572	-183571.68
2007	3729	2157	4293	2211	4768628.57
Suma =					16386088.15

Tabla 6-7 Procedimiento para obtener la covarianza conjunta de dos muestras

De esta manera, a partir de la ecuación (6.8) se determinó el parámetro m:

$$m = \sqrt{\frac{1}{1 - 0.877808}} = 2.86074$$

El cual muestra que si existe cierta dependencia entre los datos máximos obtenidos para cada uno de los sitios.

A continuación se presenta el procedimiento que se siguió para determinar los pares de valores que proporcionarían un periodo de retorno conjunto de 50 años posteriormente se realizó lo propio para obtener los periodos de retorno conjunto de 100 y 10 000 años.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Mediante aplicaciones de programación de *Visual Basic* contenidas en las hojas de cálculo de Excel se procedió a determinar de manera univariada los gastos asociados a diferentes periodos de retorno con un incremento igual a la unidad comenzando a partir de dos años y hasta 50 años de periodo de retorno mediante las ecuaciones marginales $F_{q_p}(Q_p)$ y $F_{q_T}(Q_T)$ las cuales fueron determinadas como funciones de distribución de probabilidad Doble Gumbel, ecuación (6.1), cuyos parámetros estadísticos se obtuvieron en el punto anterior. Los resultados se muestran en la tabla 6-8.

Zona deslizamiento de tierra			C. H. Peñitas			Zona deslizamiento de tierra			C. H. Peñitas		
Tr años	F(Q)	Q m³/s	Tr años	F(Q)	Q m³/s	Tr años	F(Q)	Q m³/s	Tr años	F(Q)	Q m³/s
2	0.5000	1218	2	0.5000	1744	27	0.9630	3882	27	0.9630	4801
3	0.6667	1517	3	0.6667	2110	28	0.9643	3913	28	0.9643	4846
4	0.7500	1790	4	0.7500	2387	29	0.9655	3942	29	0.9655	4890
5	0.8000	2076	5	0.8000	2625	30	0.9667	3970	30	0.9667	4931
6	0.8333	2340	6	0.8333	2838	31	0.9677	3996	31	0.9677	4972
7	0.8571	2552	7	0.8571	3031	32	0.9688	4022	32	0.9687	5010
8	0.8750	2719	8	0.8750	3205	33	0.9697	4048	33	0.9697	5048
9	0.8889	2856	9	0.8889	3362	34	0.9706	4072	34	0.9706	5084
10	0.9000	2971	10	0.9000	3505	35	0.9714	4095	35	0.9714	5119
11	0.9091	3070	11	0.9091	3634	36	0.9722	4118	36	0.9722	5154
12	0.9167	3158	12	0.9167	3751	37	0.9730	4140	37	0.9730	5187
13	0.9231	3236	13	0.9231	3859	38	0.9737	4162	38	0.9737	5219
14	0.9286	3306	14	0.9286	3958	39	0.9744	4183	39	0.9744	5250
15	0.9333	3370	15	0.9333	4049	40	0.9750	4203	40	0.9750	5281
16	0.9375	3430	16	0.9375	4134	41	0.9756	4223	41	0.9756	5310
17	0.9412	3484	17	0.9412	4213	42	0.9762	4242	42	0.9762	5339
18	0.9444	3535	18	0.9444	4288	43	0.9767	4261	43	0.9767	5367
19	0.9474	3583	19	0.9474	4357	44	0.9773	4279	44	0.9773	5395
20	0.9500	3628	20	0.9500	4423	45	0.9778	4297	45	0.9778	5422
21	0.9524	3670	21	0.9524	4485	46	0.9783	4314	46	0.9783	5448
22	0.9545	3710	22	0.9545	4545	47	0.9787	4331	47	0.9787	5473
23	0.9565	3748	23	0.9565	4601	48	0.9792	4348	48	0.9792	5498
24	0.9583	3784	24	0.9583	4654	49	0.9796	4364	49	0.9796	5523
25	0.9600	3818	25	0.9600	4705	50	0.9800	4380	50	0.9800	5547
26	0.9615	3851	26	0.9615	4754						

Tabla 6-8 Análisis univariado de gastos máximos de diseño en la C. H. Peñitas y en la zona del deslizamiento de tierra.

Como siguiente paso, se procedió a calcular el periodo de retorno conjunto del primer valor de la zona del deslizamiento de tierra con respecto a todos los valores obtenidos en la C. H. Peñitas eligiendo el par de datos que proporcionara el periodo de retorno conjunto de 50 años. Lo anterior se muestra en la tabla 6-9.

En el caso de que ninguno de los pares de valores diera exactamente el periodo de retorno conjunto deseado se interpoló entre la serie de valores obtenidos a fin de determinar los valores exactos que dieran dicho el periodo de retorno. En la tabla 6-10 se muestra el cálculo del periodo de retorno conjunto de 50 años para un $Tr = 25$ años en la zona del deslizamiento de tierra.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Zona deslizamiento de tierra			E. H. Peñitas			T _{QpQt} años
Tr años	F(Q)	Q m ³ /s	Tr años	F(Q)	Q m ³ /s	
2	0.5000	1218	2	0.5000	1744	2.42
2	0.5000	1218	3	0.6667	2110	3.23
2	0.5000	1218	4	0.7500	2387	4.16
2	0.5000	1218	5	0.8000	2625	5.12
2	0.5000	1218	6	0.8333	2838	6.10
2	0.5000	1218	7	0.8571	3031	7.08
2	0.5000	1218	8	0.8750	3205	8.07
2	0.5000	1218	9	0.8889	3362	9.06
2	0.5000	1218	10	0.9000	3505	10.06
2	0.5000	1218	11	0.9091	3634	11.05
2	0.5000	1218	12	0.9167	3751	12.05
2	0.5000	1218	13	0.9231	3859	13.04
2	0.5000	1218	14	0.9286	3958	14.04
2	0.5000	1218	15	0.9333	4049	15.04
2	0.5000	1218	16	0.9375	4134	16.03
2	0.5000	1218	17	0.9412	4213	17.03
2	0.5000	1218	18	0.9444	4288	18.03
2	0.5000	1218	19	0.9474	4357	19.03
2	0.5000	1218	20	0.9500	4423	20.03
2	0.5000	1218	21	0.9524	4485	21.03
2	0.5000	1218	22	0.9545	4545	22.03
2	0.5000	1218	23	0.9565	4601	23.02
2	0.5000	1218	24	0.9583	4654	24.02
2	0.5000	1218	25	0.9600	4705	25.02
2	0.5000	1218	26	0.9615	4754	26.02
2	0.5000	1218	27	0.9630	4801	27.02
2	0.5000	1218	28	0.9643	4846	28.02
2	0.5000	1218	29	0.9655	4890	29.02
2	0.5000	1218	30	0.9667	4931	30.02
2	0.5000	1218	31	0.9677	4972	31.02
2	0.5000	1218	32	0.9687	5010	32.02
2	0.5000	1218	33	0.9697	5048	33.02
2	0.5000	1218	34	0.9706	5084	34.02
2	0.5000	1218	35	0.9714	5119	35.02
2	0.5000	1218	36	0.9722	5154	36.02
2	0.5000	1218	37	0.9730	5187	37.02
2	0.5000	1218	38	0.9737	5219	38.02
2	0.5000	1218	39	0.9744	5250	39.02
2	0.5000	1218	40	0.9750	5281	40.01
2	0.5000	1218	41	0.9756	5310	41.01
2	0.5000	1218	42	0.9762	5339	42.01
2	0.5000	1218	43	0.9767	5367	43.01
2	0.5000	1218	44	0.9773	5395	44.01
2	0.5000	1218	45	0.9778	5422	45.01
2	0.5000	1218	46	0.9783	5448	46.01
2	0.5000	1218	47	0.9787	5473	47.01
2	0.5000	1218	48	0.9792	5498	48.01
2	0.5000	1218	49	0.9796	5523	49.01
2	0.5000	1218	50	0.9800	5547	50.01
Valores interpolados						
2	0.5000	1218	49.99	0.9800	5546.5	50

Tabla 6-9 Cálculo del periodo de retorno conjunto de 50 años para un Tr = 2 años en la zona del deslizamiento de tierra.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Zona deslizamiento de tierra			E. H. Peñitas			T _{QpQt} años
Tr años	F(Q)	Q m ³ /s	Tr años	F(Q)	Q m ³ /s	
25	0.9600	3818	2	0.5000	1744	25
25	0.9600	3818	3	0.6667	2110	25
25	0.9600	3818	4	0.7500	2387	25
25	0.9600	3818	5	0.8000	2625	25
25	0.9600	3818	6	0.8333	2838	25
25	0.9600	3818	7	0.8571	3031	26
25	0.9600	3818	8	0.8750	3205	26
25	0.9600	3818	9	0.8889	3362	26
25	0.9600	3818	10	0.9000	3505	26
25	0.9600	3818	11	0.9091	3634	27
25	0.9600	3818	12	0.9167	3751	27
25	0.9600	3818	13	0.9231	3859	27
25	0.9600	3818	14	0.9286	3958	28
25	0.9600	3818	15	0.9333	4049	28
25	0.9600	3818	16	0.9375	4134	29
25	0.9600	3818	17	0.9412	4213	29
25	0.9600	3818	18	0.9444	4288	30
25	0.9600	3818	19	0.9474	4357	30
25	0.9600	3818	20	0.9500	4423	31
25	0.9600	3818	21	0.9524	4485	32
25	0.9600	3818	22	0.9545	4545	32
25	0.9600	3818	23	0.9565	4601	33
25	0.9600	3818	24	0.9583	4654	33
25	0.9600	3818	25	0.9600	4705	34
25	0.9600	3818	26	0.9615	4754	35
25	0.9600	3818	27	0.9630	4801	36
25	0.9600	3818	28	0.9643	4846	36
25	0.9600	3818	29	0.9655	4890	37
25	0.9600	3818	30	0.9667	4931	38
25	0.9600	3818	31	0.9677	4972	39
25	0.9600	3818	32	0.9687	5010	39
25	0.9600	3818	33	0.9697	5048	40
25	0.9600	3818	34	0.9706	5084	41
25	0.9600	3818	35	0.9714	5119	42
25	0.9600	3818	36	0.9722	5154	43
25	0.9600	3818	37	0.9730	5187	43
25	0.9600	3818	38	0.9737	5219	44
25	0.9600	3818	39	0.9744	5250	45
25	0.9600	3818	40	0.9750	5281	46
25	0.9600	3818	41	0.9756	5310	47
25	0.9600	3818	42	0.9762	5339	48
25	0.9600	3818	43	0.9767	5367	49
25	0.9600	3818	44	0.9773	5395	49
25	0.9600	3818	45	0.9778	5422	50
Valores interpolados						
25	0.9600	3818	44.64	0.9776	5411.95	50

Tabla 6-10 Cálculo del periodo de retorno conjunto de 50 años para un Tr = 25 años en la zona del deslizamiento de tierra.

De esta manera, se obtuvieron todos los pares de puntos posibles, a partir de un incremento en los periodos de retorno univariados igual a la unidad, que dieran un periodo de retorno conjunto de 50 años. Los mismos se presentan en la tabla 6-11.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

En las tablas 6-12 y 6-13 se presentan todos los pares de puntos posibles que dieron periodos de retorno conjunto de 100 y 10 000 años respectivamente.

Zona deslizamiento de tierra			C. H. Peñitas			T _{Qp,Qt} años
Tr años	F(Q)	Q m ³ /s	Tr años	F(Q)	Q m ³ /s	
3	0.6667	1517.06	49.96	0.9800	5545.52	50
5	0.8000	2075.68	49.84	0.9799	5542.72	50
7	0.8571	2551.71	49.65	0.9799	5538.30	50
9	0.8889	2855.84	49.40	0.9798	5532.29	50
11	0.9091	3070.24	49.08	0.9796	5524.70	50
13	0.9231	3235.66	48.69	0.9795	5515.12	50
15	0.9333	3370.48	48.22	0.9793	5503.67	50
17	0.9412	3484.35	47.69	0.9790	5490.34	50
19	0.9474	3582.96	47.07	0.9788	5475.02	50
21	0.9524	3669.93	46.36	0.9784	5456.74	50
23	0.9565	3747.76	45.55	0.9780	5435.93	50
25	0.9600	3818.18	44.64	0.9776	5411.95	50
27	0.9630	3882.49	43.62	0.9771	5384.06	50
29	0.9655	3941.68	42.46	0.9764	5351.86	50
31	0.9677	3996.49	41.15	0.9757	5314.61	50
33	0.9697	4047.54	39.66	0.9748	5270.20	50
35	0.9714	4095.31	37.98	0.9737	5217.77	50
37	0.9730	4140.20	36.05	0.9722	5154.69	50
39	0.9744	4182.53	33.82	0.9704	5077.14	50
41	0.9756	4222.58	31.21	0.9679	4979.64	50
43	0.9767	4260.59	28.08	0.9643	4849.05	50
45	0.9778	4296.76	24.23	0.9587	4665.07	50
47	0.9787	4331.25	19.19	0.9478	4369.50	50
49	0.9796	4364.21	11.40	0.9119	3678.15	50

Tabla 6-11 Cálculo del periodo de retorno conjunto de 50 años.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Zona deslizamiento de tierra			C. H. Peñitas			T _{QpQt} años
Tr años	F(Q)	Q m ³ /s	Tr años	F(Q)	Q m ³ /s	
3	0.6667	1517.06	99.98	0.9900	6354.70	100
5	0.8000	2075.68	99.91	0.9900	6353.97	100
7	0.8571	2551.71	99.81	0.9900	6352.82	100
9	0.8889	2855.84	99.68	0.9900	6351.27	100
11	0.9091	3070.24	99.51	0.9899	6349.34	100
13	0.9231	3235.66	99.31	0.9899	6347.02	100
15	0.9333	3370.48	99.08	0.9899	6344.33	100
17	0.9412	3484.35	98.81	0.9899	6341.22	100
19	0.9474	3582.96	98.51	0.9898	6337.69	100
21	0.9524	3669.93	98.18	0.9898	6333.78	100
23	0.9565	3747.76	97.81	0.9898	6329.46	100
25	0.9600	3818.18	97.41	0.9897	6324.73	100
27	0.9630	3882.49	96.97	0.9897	6319.59	100
29	0.9655	3941.68	96.49	0.9896	6313.89	100
31	0.9677	3996.49	95.98	0.9896	6307.75	100
33	0.9697	4047.54	95.43	0.9895	6301.15	100
35	0.9714	4095.31	94.84	0.9895	6294.03	100
37	0.9730	4140.20	94.21	0.9894	6286.28	100
39	0.9744	4182.53	93.54	0.9893	6278.01	100
41	0.9756	4222.58	92.82	0.9892	6269.14	100
43	0.9767	4260.59	92.05	0.9891	6259.52	100
45	0.9778	4296.76	91.24	0.9890	6249.30	100
47	0.9787	4331.25	90.37	0.9889	6238.24	100
49	0.9796	4364.21	89.45	0.9888	6226.43	100
51	0.9804	4395.77	88.47	0.9887	6213.72	100
53	0.9811	4426.06	87.43	0.9886	6200.09	100
55	0.9818	4455.16	86.33	0.9884	6185.39	100
57	0.9825	4483.16	85.16	0.9883	6169.66	100
59	0.9831	4510.15	83.92	0.9881	6152.56	100
61	0.9836	4536.20	82.60	0.9879	6134.23	100
63	0.9841	4561.37	81.19	0.9877	6114.39	100
65	0.9846	4585.72	79.70	0.9875	6092.77	100
67	0.9851	4609.30	78.10	0.9872	6069.32	100
69	0.9855	4632.15	76.40	0.9869	6043.80	100
71	0.9859	4654.32	74.59	0.9866	6015.87	100
73	0.9863	4675.86	72.64	0.9862	5985.16	100
75	0.9867	4696.79	70.56	0.9858	5951.20	100
77	0.9870	4717.14	68.31	0.9854	5913.45	100
79	0.9873	4736.96	65.89	0.9848	5871.24	100
81	0.9877	4756.26	63.26	0.9842	5823.77	100
83	0.9880	4775.08	60.40	0.9834	5769.39	100
85	0.9882	4793.43	57.26	0.9825	5706.86	100
87	0.9885	4811.35	53.79	0.9814	5633.12	100
89	0.9888	4828.84	49.93	0.9800	5544.85	100
91	0.9890	4845.93	45.55	0.9780	5435.92	100
93	0.9892	4862.64	40.50	0.9753	5295.26	100
95	0.9895	4878.98	34.47	0.9710	5100.59	100
97	0.9897	4894.97	26.86	0.9628	4794.40	100
99	0.9899	4910.63	15.57	0.9356	4095.58	100

Tabla 6-12 Cálculo del periodo de retorno conjunto de 100 años.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Zona deslizamiento de tierra			C. H. Peñitas			T _{Qp,Qt}
Tr	F(Q)	Q	Tr	F(Q)	Q	
años		m ³ /s	años		m ³ /s	años
201	0.9950	5449.45	9997.59	0.9999	11531.61	10 000
401	0.9975	5969.71	9991.23	0.9999	11530.90	10 000
601	0.9983	6273.24	9981.32	0.9999	11529.78	10 000
801	0.9988	6488.38	9968.01	0.9999	11528.28	10 000
1001	0.9990	6655.16	9951.41	0.9999	11526.40	10 000
1201	0.9992	6791.38	9931.55	0.9999	11524.16	10 000
1401	0.9993	6906.53	9908.45	0.9999	11521.56	10 000
1601	0.9994	7006.25	9882.11	0.9999	11518.59	10 000
1801	0.9994	7094.21	9852.51	0.9999	11515.25	10 000
2001	0.9995	7172.87	9819.61	0.9999	11511.54	10 000
2201	0.9995	7244.03	9783.36	0.9999	11507.41	10 000
2401	0.9996	7308.99	9743.69	0.9999	11502.84	10 000
2601	0.9996	7368.74	9700.53	0.9999	11497.87	10 000
2801	0.9996	7424.06	9653.80	0.9999	11492.49	10 000
3001	0.9997	7475.56	9603.41	0.9999	11486.69	10 000
3201	0.9997	7523.73	9549.17	0.9999	11480.32	10 000
3401	0.9997	7568.98	9491.03	0.9999	11473.48	10 000
3601	0.9997	7611.64	9428.87	0.9999	11466.17	10 000
3801	0.9997	7651.99	9362.45	0.9999	11458.26	10 000
4001	0.9998	7690.27	9291.61	0.9999	11449.76	10 000
4201	0.9998	7726.69	9216.27	0.9999	11440.71	10 000
4401	0.9998	7761.40	9136.02	0.9999	11430.90	10 000
4601	0.9998	7794.58	9050.80	0.9999	11420.44	10 000
4801	0.9998	7826.34	8960.29	0.9999	11409.22	10 000
5001	0.9998	7856.80	8864.17	0.9999	11397.16	10 000
5201	0.9998	7886.07	8762.21	0.9999	11384.25	10 000
5401	0.9998	7914.23	8653.96	0.9999	11370.35	10 000
5601	0.9998	7941.37	8539.07	0.9999	11355.41	10 000
5801	0.9998	7967.56	8417.26	0.9999	11339.41	10 000
6001	0.9998	7992.85	8287.61	0.9999	11322.01	10 000
6201	0.9998	8017.32	8150.05	0.9999	11303.33	10 000
6401	0.9998	8041.01	8003.92	0.9999	11283.18	10 000
6601	0.9998	8063.97	7847.95	0.9999	11261.14	10 000
6801	0.9999	8086.25	7681.83	0.9999	11237.21	10 000
7001	0.9999	8107.88	7504.58	0.9999	11211.13	10 000
7201	0.9999	8128.90	7315.06	0.9999	11182.55	10 000
7401	0.9999	8149.34	7111.95	0.9999	11151.09	10 000
7601	0.9999	8169.24	6893.75	0.9999	11116.27	10 000
7801	0.9999	8188.62	6658.71	0.9998	11077.53	10 000
8001	0.9999	8207.52	6404.85	0.9998	11034.20	10 000
8201	0.9999	8225.94	6128.04	0.9998	10984.72	10 000
8401	0.9999	8243.92	5826.56	0.9998	10928.42	10 000
8601	0.9999	8261.48	5494.14	0.9998	10862.68	10 000
8801	0.9999	8278.63	5125.69	0.9998	10785.10	10 000
9001	0.9999	8295.40	4711.75	0.9998	10690.97	10 000
9201	0.9999	8311.80	4239.43	0.9998	10573.00	10 000
9401	0.9999	8327.84	3685.36	0.9997	10416.27	10 000
9601	0.9999	8343.55	3009.95	0.9997	10190.30	10 000
9801	0.9999	8358.94	2103.89	0.9995	9788.72	10 000

Tabla 6-13 Cálculo del periodo de retorno conjunto de 10 000 años.

6.3 HIDROGRAMA DE DISEÑO

El hidrograma de diseño considerado para dar forma a las avenidas a transitar por los vasos de almacenamiento aguas arriba y aguas abajo del deslizamiento de tierra, fue el obtenido por el Dr. Humberto Marengo en su análisis de eventos extremos de 1999 en el sureste mexicano donde actualizó el estudio hidrológico del complejo hidroeléctrico Grijalva en Chiapas (Marengo, 2003).

En la tabla 6-14 y en la figura 6-3 se muestra el hidrograma de unitario de diseño correspondiente a 5 días obtenido en dicho análisis para la C. H. Peñitas.

Es importante mencionar que en el estudio antes mencionado se determinó que el hidrograma fuera de 5 días debido a que el embalse de la C. H. Peñitas no cuenta con una gran capacidad de regulación por lo que es más sensible al gasto pico que al volumen de la avenida.

En el caso de los embalses formados a partir del deslizamiento de tierra se consideró que los mismos mantenían las mismas condiciones de capacidad de regulación por tal razón se decidió utilizar el hidrograma obtenido por el Dr. Marengo.

Días	Horas	Gasto Unitario
0	24	0.12
1	6	0.34
	12	0.56
	18	0.78
	24	1.00
2	6	0.77
	12	0.53
	18	0.30
	24	0.07
3	6	0.07
	12	0.07
	18	0.07
	24	0.07
4	6	0.10
	12	0.12
	18	0.15
	24	0.17
5	6	0.18
	12	0.19
	18	0.21
	24	0.22

Tabla 6-14 Hidrograma unitario.

ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA

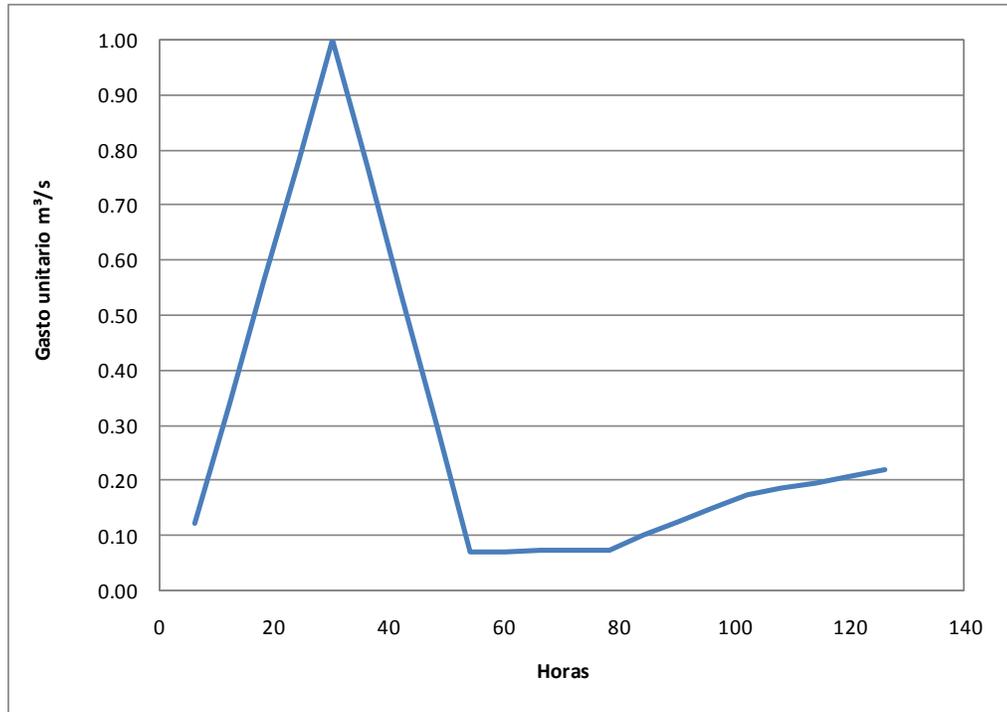


Figura 6-3 Hidrograma unitario.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS
CONSIDERANDO EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA
EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

CAPÍTULO 7

**Funcionamiento hidráulico del
canal y los túneles de
conducción**

7 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL CANAL Y LOS TÚNELES DE CONDUCCIÓN

7.1 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL CANAL

7.1.1 Geometría

Desde que se construyó el canal, en la zona del deslizamiento de tierra, se han realizado batimetrías a lo largo del mismo, esto se realiza cada mes, con la finalidad de obtener la geometría del cauce. Los resultados de dicha batimetría se incorporan a la topografía existente para obtener la configuración completa del canal como se puede observar en la Figura 7-1. Los valores utilizados en este trabajo son los correspondientes a la batimetría levantada el 14 de febrero de 2010.

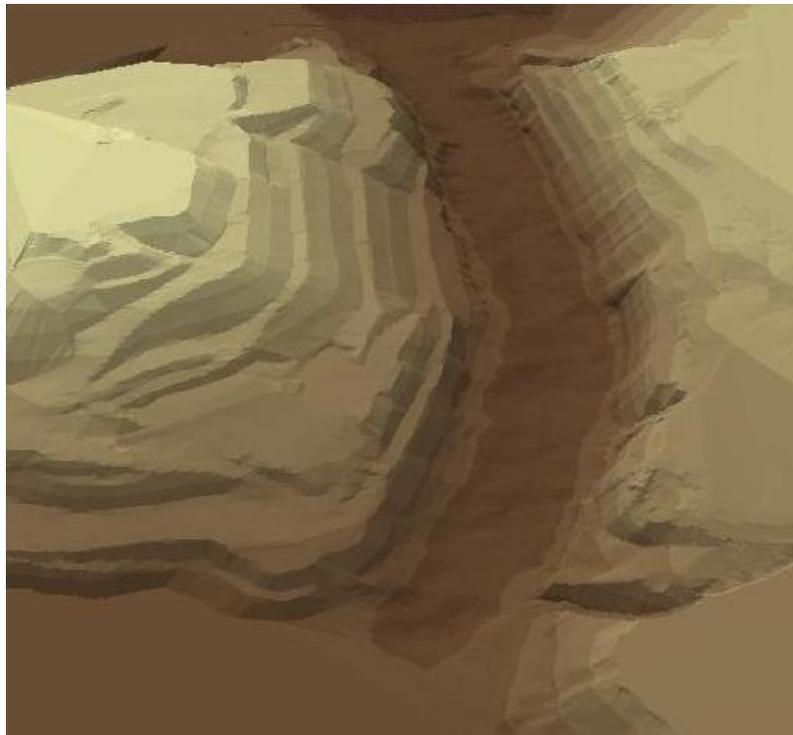


Figura 7-1 Modelado del canal en 3D con la batimetría del 14 de febrero de 2010

A partir del modelado en 3D 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 con una longitud de 150 m a cada lado del eje del canal y se obtuvieron a cada 20 m (Figuras 7-2 y 7-3).

Para considerar la transición por la entrada al canal y determinar la elevación aguas arriba de la misma se consideró una sección más a 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.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

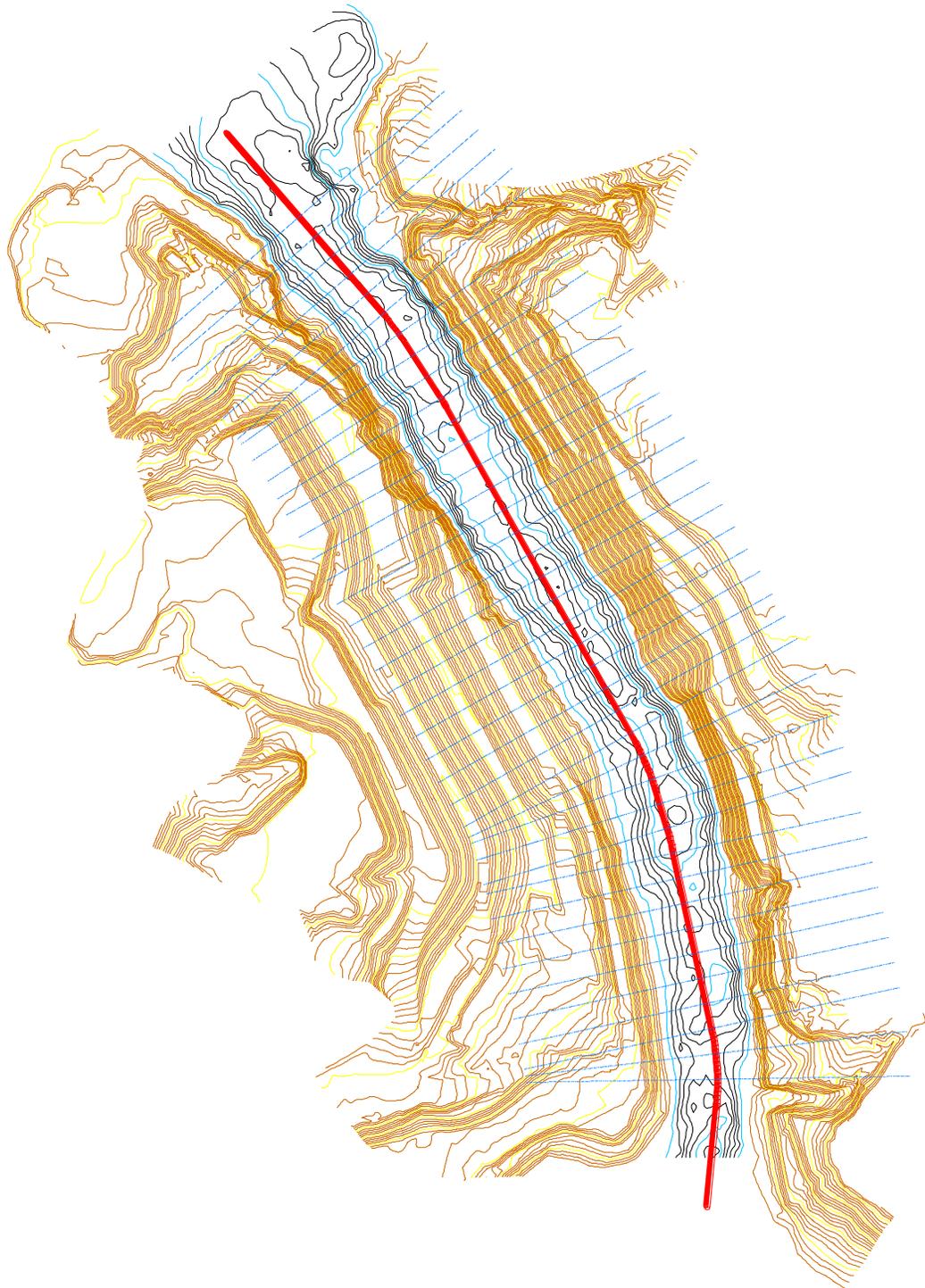


Figura 7-2 Secciones en el canal obtenidas a cada 20 m a partir de la batimetría del 14 de febrero de 2010, vista en planta.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

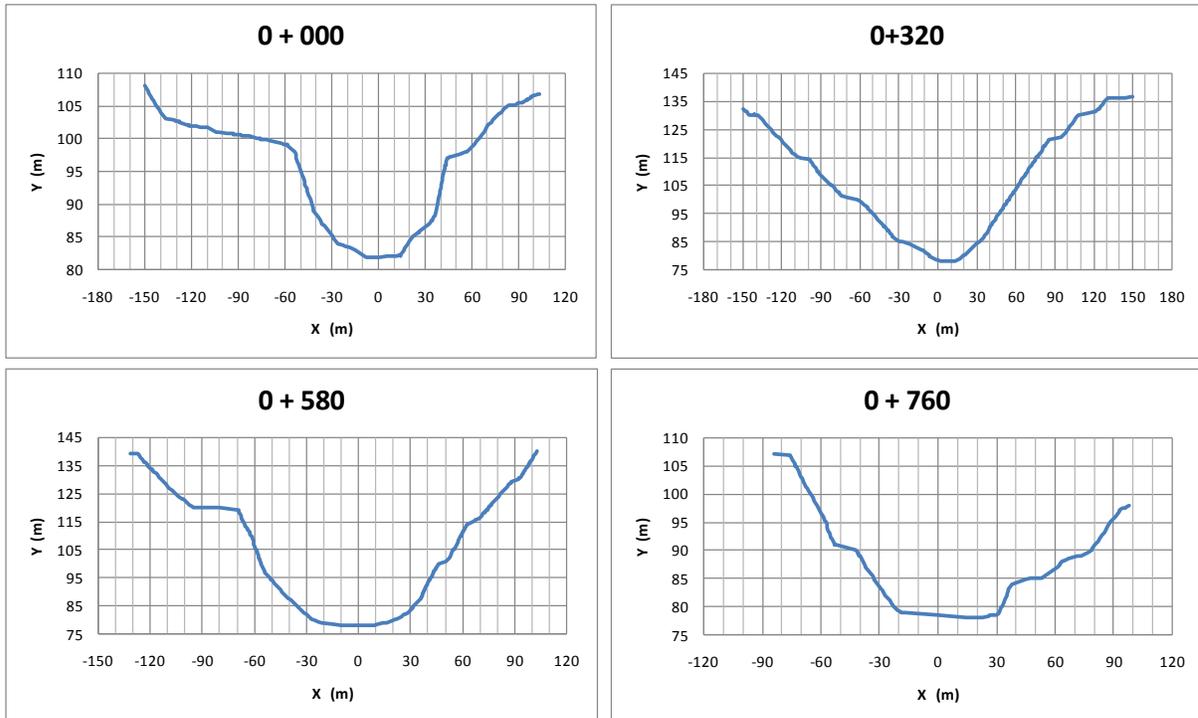


Figura 7-3 Secciones transversales en el canal, obtenidas a partir de la batimetría del 14 de febrero de 2010 en los cadenamientos 0+000, 0+320, 0+580 y 0+760

De esta manera, el canal cuenta, hasta el mes de febrero de 2010, con elevaciones de plantilla de 81.91 y 77.97 msnm a la entrada y salida del mismo y una longitud de 760 m.

7.1.2 Análisis hidráulico

Debido a la configuración irregular en la geometría a lo largo del canal se utilizó la metodología 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 con la finalidad de determinar los perfiles hidráulicos en el mismo.

Dicha metodología está basada en una variante del método de Ezra y genera funciones a partir del gasto, la geometría y la rugosidad, de forma tal, que no resulta necesario tantear los valores como en el método gráfico, y permite además, calcular varios remansos en una sola simulación o corrida.

Cabe mencionar que debido a que en general el escurrimiento en cauces naturales es subcrítico, el método empleado únicamente es válido para esta condición.

7.1.2.1 Método modificado de Ezra

El cálculo de remansos en ríos se obtiene resolviendo la ecuación de la energía entre dos secciones (Figura 7-4) como se muestra en la ecuación (7.1).

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

$$y_i + \frac{V_i^2}{2g} + \Delta h_f = \Delta Z_{i+1} + y_{i+1} + \frac{V_{i+1}^2}{2g} \quad (7.1)$$

donde

- ΔZ_{i+1} cota o elevación sobre un plano de referencia, del punto más bajo de la sección transversal i+1, en m
- y_i tirante en la sección transversal i, en m
- y_{i+1} tirante en la sección transversal i+1, en m
- Δh_f pérdida de energía entre las secciones i y i+1, en m
- V_i velocidad media en la sección transversal i, en m/s
- V_{i+1} velocidad media en la sección transversal i+1, en m/s
- g aceleración debida a la gravedad, en m/s²

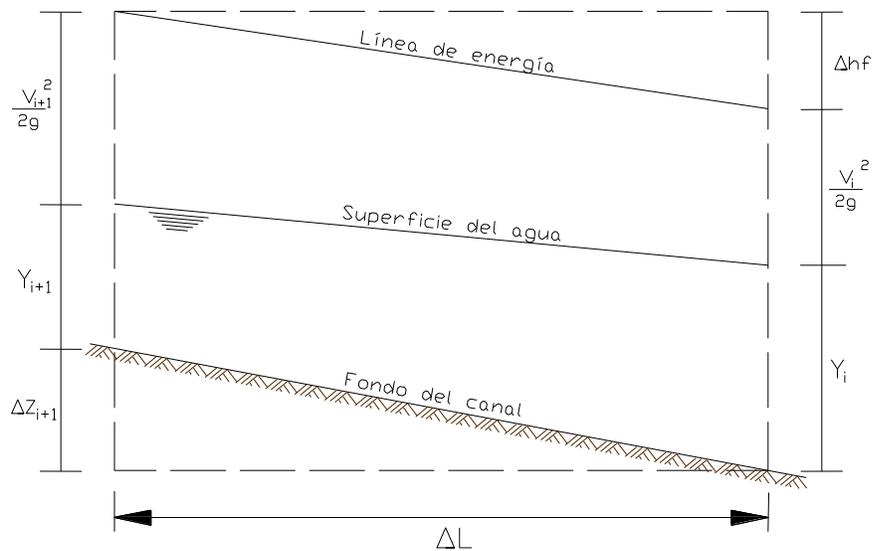


Figura 7-4 Ecuación de la Energía en Secciones i e i+1.

Para este capítulo, la ecuación (7.1) se define como

$$F_A(h_i) = F_B(h_{i+1}) \quad (7.2)$$

Donde

$$F_A(h_i) = h_i + \frac{Q^2}{2gA_i^3} + \frac{1}{2}S_{fi}\Delta x_u \quad (7.3)$$

$$F_B(h_{i+1}) = h_{i+1} + \frac{Q^2}{2gA_{i+1}^3} - \frac{1}{2}S_{fi+1}\Delta x_d \quad (7.4)$$

$$h_i = Z_i + y_i \quad (7.5)$$

$$S_{fi} = \left[\frac{V_i n}{R_{ni}^{2/3}} \right]^2 \quad (7.6)$$

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

- Δx_u distancia entre la sección donde se calcula F_A y la de aguas arriba, en m
- Δx_d distancia entre la sección donde se calcula F_B y la de aguas abajo, en m
- Q gasto, m^3/s
- A_i área de la sección (para la elevación h_i), en m^2
- n coeficiente de Manning
- R_{hi} radio hidráulico (para la elevación h_i), en m
- S_{fi} pendiente hidráulica (para la elevación h_i)
- h_i elevación (sobre un plano de referencia) de la superficie libre del agua en la sección transversal i , en m

Para el gasto Q , con el cual se desea calcular el remanso, se calculan las ecuaciones (7.3) y (7.4) para todas las secciones del cauce a diferentes elevaciones de la superficie libre del agua, h_i . Este cálculo se realiza para un incremento en las elevaciones, DZ , prefijado inicialmente.

En el método de Esra se grafican $h_i + F_A(h_i)$ y $h_i + F_B(h_i)$ contra h_i , para cada sección del cauce. La función $F_A(h_i)$, dada por la ecuación (7.3), se define para la sección aguas abajo de un tramo dado, y $F_B(h_i)$, dada por la ecuación (7.4), se define para la sección aguas arriba de dicho tramo.

Debido a que cada sección será a su vez la de aguas arriba de un tramo y luego la de aguas abajo para el siguiente, las funciones F_A y F_B deben calcularse para cada sección (excepto para la última sección aguas abajo donde únicamente se calcula F_A (Figura 7-5).

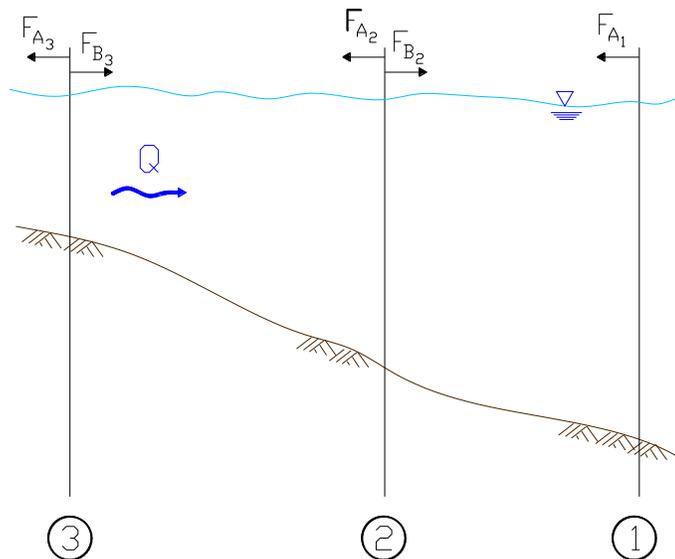


Figura 7-5 Sentido de cálculo de las funciones F_A y F_B , entre sección y sección.

Debe notarse que la distancia (Δx) no es la mismo para cada función F_A o F_B puesto que al calcular F_A se emplea la distancia entre la sección a considerar y la de aguas arriba, y al calcular F_B se emplea la distancia entre dicha sección y la de aguas abajo a excepción de que

las distancias entre las secciones fueran equidistantes. Por ello se le puso el índice u y d a Δx en las ecuaciones (7.3) y (7.4) respectivamente.

Como ejemplo, en la Figura 7-6 se graficó h_i contra $h_i + F_A$ y h_i contra $h_i + F_B$ para las tres primeras secciones de un cauce, contando de aguas abajo hacia aguas arriba. Nótese que, exceptuando la sección 1, existen dos curvas para cada sección: una para $h_i + F_A(h_i)$ y otra para $h_i + F_B(h_i)$. Como el flujo es subcrítico, se hace el cálculo hacia aguas arriba y debe conocerse la elevación del agua en la sección 1 (en este ejemplo 7.0 m), con este valor y el diagrama del lado derecho de la figura 7-6 se obtiene como abscisa (punto A)

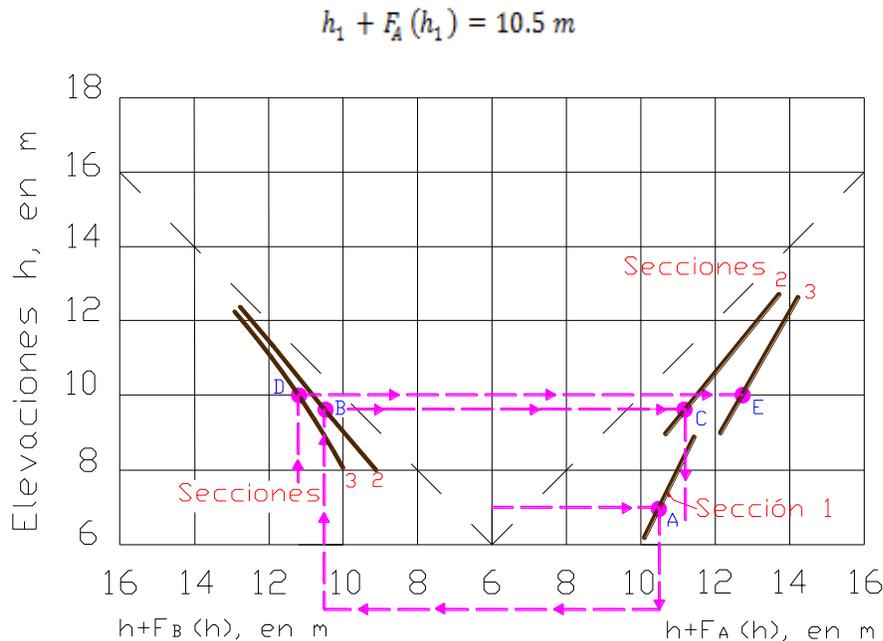


Figura 7-6 Esquema del procedimiento de cálculo del remanso

Para satisfacer la ecuación de la energía (ecuación 7.2)

$$h_1 + F_A(h_1) = h_2 + F_B(h_2) = 10.5 \text{ m}$$

Esto es, la abscisa del punto B para la sección 2 (en el diagrama del lado izquierdo de la Figura 7-6) debe ser 10.5 m. Para esta abscisa, se calcula la elevación del agua en la sección 2 en el eje h (en este caso 9.6 m); esto completa el cálculo entre las secciones 1 y 2.

Para el cálculo de la sección 2 a la 3, se debe de calcular primero $h + F_A(h)$, usando el lado derecho de la figura (punto C) de donde se obtiene la elevación en 2, como abscisa 11.2 m y conservando dicho valor constante se repite el procedimiento a fin de obtener el punto D para la sección 3 y su correspondiente elevación en el eje h . Sucesivamente se realizan los mismos pasos para todas las secciones consideradas.

En la metodología presentada en el Manual de Obras Civiles se sustituye el proceso gráfico por uno de interpolación de tres puntos. Se desarrolla una secuela de cálculo que permite obtener en forma tabular, para todas las secciones del río, las curvas: áreas-elevaciones, perímetro

mojado-elevaciones, radio hidráulico-elevaciones, ancho de superficie libre- elevaciones y gastos críticos-elevaciones; con éstas tablas se evalúan los términos de la ecuación (7-2) para diferentes valores de h, en todas las secciones del río.

Como el valor de h en la última sección aguas abajo es conocido, se calcula $F_A(h_i)$ con la ecuación (7.3). Por tanto, se conoce el término de la izquierda de la ecuación (7.2). A continuación se lleva a cabo un proceso de interpolación para calcular $h_{i+1} + F_B(h_{i+1})$ correspondiente a la sección inmediata aguas arriba, de donde se calcula $F_B(h_{i+1})$ con la ecuación (7.4) y, con este, el valor de h_{i+1} por interpolación.

La ecuación (7.6) se calcula en dos partes, la primera dada por

$$SP = \left[\frac{n}{A R_h^{4/3}} \right]^2 \quad (7.7)$$

Que será un valor constante para cada elevación h en las tablas mencionadas e independiente del gasto a analizar; la segunda parte estará dada por

$$S_f = SP \cdot Q^2 \quad (7.8)$$

donde Q es el gasto por analizar, en m³/s, que es la expresión que finalmente se utiliza en el balance de energía (ecuación 7.2).

7.1.2.2 Interpolación inversa de los tres puntos

La función de interpolación inversa de los tres puntos está definida por la ecuación (7.9)

$$f(Z + p \cdot DZ) = A_1 f_1 + A_2 f_2 + A_3 f_3 \quad (7.9)$$

donde

- $f(Z + p \cdot DZ)$ función valuada en el punto $Z + p \cdot DZ$
- f_1, f_2, f_3 funciones conocidas en los puntos 1, 2, 3, respectivamente
- A_1, A_2, A_3 Coeficientes de interpolación

Para calcular los coeficientes A_1, A_2, A_3 de la ecuación (7.9) y el factor p para la interpolación inversa de tres puntos equidistantes, se emplea la fórmula de Lagrange.

Sea una función f cualquiera definida en tres puntos sucesivos, separados una distancia L. La función, a una distancia p·L de x_0 , se calcula como

$$f(x_0 + p \cdot L) = \frac{(p-1)p}{2} f_{-1} + (1 - p^2) f_0 + \frac{(p+1)p}{2} f_{+1} \quad (7.10)$$

donde

- $0 \leq p \leq 1$ fracción de L a la que se desea calcular la función $f(x_0 + p \cdot L)$
- f_{-1} función valuada en $x_0 - L$
- f_0 función valuada en x_0
- f_{+1} función valuada en $x_0 + L$

Para el caso de estudio, se conoce el valor de la función $f(x_0 + p \cdot L)$ y se desconoce el valor del factor p ; por tanto, despejando p de la ecuación (7.10), se tiene

$$P = \frac{(-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC})}{2A} \quad (7.11)$$

donde

$$A \quad \text{factor de interpolación} \quad (7.12)$$

$$B \quad f_{+1} - f_{-1} \quad (7.13)$$

$$C \quad 2[f_0 - f(x_0 + p \cdot L)] \quad (7.14)$$

Los coeficientes de interpolación A_1 , A_2 y A_3 se obtienen de la forma siguiente

$$A_1 = \frac{p(p-1)}{2} \quad (7.15)$$

$$A_2 = (1 - p^2) \quad (7.16)$$

$$A_3 = \frac{p(p+1)}{2} \quad (7.17)$$

7.1.2.3 Cálculo del perfil hidráulico en un canal de sección transversal irregular

De esta manera, el procedimiento de cálculo es el siguiente: Se calculan todas las características geométricas e hidráulicas de las secciones en forma tabular; los cálculos de dichas tablas se hacen con un incremento DZ en las elevaciones, así mismo, dichas características se obtienen tomando como base las coordenadas de los puntos que definen las secciones transversales.

Después, se calculan las condiciones del régimen crítico y las funciones ECA y ECD de la energía crítica para el cálculo hacia aguas arriba y aguas abajo, respectivamente. El cálculo se hace para todas las secciones en estudio, lo que permite localizar una posible sección de control durante el cálculo del remanso.

Para el gasto Q en estudio, se obtiene la elevación correspondiente a la energía específica mínima utilizando la interpolación inversa de tres puntos, la cual se menciona más adelante. Una vez calculado el factor p de DZ de la interpolación, se calcula la elevación del tirante crítico como

$$EC_N = h_N^I + p \cdot DZ \quad (7.18)$$

donde

EC_N elevación del nivel del agua correspondiente al tirante crítico en la sección N

h_N^I elevación del nivel del agua hasta el punto I en la sección N

p factor de DZ de la interpolación

DZ incremento en la elevación vertical

Se calculan además los parámetros geométricos, área crítica, radio hidráulico crítico y factor de fricción crítico, utilizando la función de interpolación inversa de tres puntos.

La velocidad crítica se calcula como

$$VC_N = \frac{Q_k}{AC_N} \quad (7.19)$$

donde

VC_N velocidad crítica en la sección N, en m/s

Q_k gasto del k-ésimo remanso, en m³/s

AC_N área en condiciones críticas, en m²

Con todo lo anterior se obtiene la energía crítica en la sección N, que para el cálculo hacia aguas arriba es

$$ECA_N = EC_N + \frac{VC_N^3}{2g} + Q_k^2 \cdot SP \cdot \frac{\Delta X_N}{2} \quad (7.20)$$

donde

ΔX_N distancia entre la sección N y la inmediata aguas arriba, en m

SP factor de fricción, ecuación (7.7), en s²/m⁶

Si el cálculo es hacia aguas abajo, la energía crítica en la sección N es

$$ECD_N = EC_N + \frac{VC_N^3}{2g} - Q_k^2 \cdot SP \cdot \frac{\Delta X_A}{2} \quad (7.21)$$

donde ΔX_A es la distancia entre la sección N y la inmediata, aguas abajo, en m

Por otro lado se obtienen los valores de las funciones de energía F_A y F_B , ecuaciones (7.3) y (7.4) respectivamente. Estas funciones se calculan para todas las elevaciones (según el incremento vertical DZ) en cada una de las secciones del río. Para la primera sección sólo se calcula la función F_A ; para las demás secciones se calcula F_A y F_B (Figura 7-5).

Finalmente, con las funciones de energía F_A y F_B , se obtiene la elevación h_{i+1} considerando que la elevación h_i es conocida.

Como ejemplo del procedimiento antes descrito, a continuación se presentan los cálculos realizados y los resultados obtenidos del análisis hidráulico del canal correspondientes a un gasto de 1 000 m³/s

Como condiciones iniciales se consideró una rugosidad de Manning de 0.045, una elevación en la última sección aguas abajo del canal de 85 msnm, un incremento Dz igual a 0.26 m y una separación entre secciones de 20 m.

Las características principales de todas secciones a lo largo del canal se presentan en la tabla 7-1.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Cadenamiento m	Número de puntos que definen la geometría	Elevación del punto más bajo m	Elevación del punto más alto m	Dist. a la sección inmediata Aguas Arriba m
0+760	146	77.97	97.84	20
0+740	185	78.00	99.30	20
0+720	234	77.98	101.88	20
0+700	300	77.97	106.32	20
0+680	276	77.94	103.87	20
0+660	438	77.78	115.00	20
0+640	312	77.30	124.07	20
0+620	357	77.88	135.86	20
0+600	320	77.95	138.56	20
0+580	301	78.00	139.00	20
0+560	312	78.95	139.09	20
0+540	278	79.13	139.74	20
0+520	284	79.74	140.81	20
0+500	285	79.01	135.72	20
0+480	314	79.00	131.50	20
0+460	289	78.97	132.11	20
0+440	248	78.23	132.30	20
0+420	294	77.24	131.99	20
0+400	305	77.71	132.36	20
0+380	277	77.94	132.95	20
0+360	280	78.04	132.54	20
0+340	245	78.00	132.43	20
0+320	263	78.00	132.19	20
0+300	282	79.00	131.87	20
0+280	290	79.00	131.36	20
0+260	323	78.99	131.00	20
0+240	309	78.96	130.77	20
0+220	292	78.04	128.95	20
0+200	250	77.21	127.63	20
0+180	240	78.21	125.40	20
0+160	253	80.03	123.98	20
0+140	240	80.97	120.06	20
0+120	219	80.00	117.07	20
0+100	236	80.00	115.31	20
0+800	237	79.00	112.94	20
0+600	285	79.93	112.31	20
0+400	251	80.03	111.41	20
0+200	307	81.00	111.04	20
0+000	218	81.91	106.73	200
0-200	16	55.00	120.00	

Tabla 7-1 Características principales de todas secciones a lo largo del canal.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Como primer paso, se obtuvieron las características geométricas e hidráulicas a partir de las coordenadas de los puntos que definen las secciones transversales, lo anterior se realizó para todas las secciones a lo largo del canal. En la tabla 7-2 se presentan dichos valores para la sección ubicada en el cadenamamiento 0 + 760 m.

Elevación m	A m ²	P m	Rh m	B m	Qc m ³ /s	SP s ² /m ⁶	Elevación m	A m ²	P m	Rh m	B m	Qc m ³ /s	SP s ² /m ⁶
78.23	2.91	17.98	0.16	17.97	3.67	2.715E-03	88.11	702.65	107.37	6.54	102.85	5752.48	3.351E-10
78.49	9.37	32.67	0.29	32.62	15.74	1.218E-04	88.37	729.72	110.11	6.63	105.49	6011.26	3.055E-10
78.75	19.15	42.68	0.45	42.58	40.24	1.606E-05	88.63	757.50	112.87	6.71	108.16	6278.84	2.788E-10
79.01	31.47	51.04	0.62	50.87	77.53	3.896E-06	88.89	785.97	115.61	6.80	110.80	6556.42	2.545E-10
79.27	44.88	52.57	0.85	52.28	130.25	1.241E-06	89.15	815.33	119.41	6.83	114.51	6814.06	2.352E-10
79.53	58.64	53.88	1.09	53.48	192.31	5.261E-07	89.41	845.38	121.66	6.95	116.68	7127.05	2.137E-10
79.79	72.69	55.16	1.32	54.64	262.62	2.652E-07	89.67	876.00	123.78	7.08	118.72	7452.80	1.942E-10
80.05	87.05	56.39	1.54	55.75	340.71	1.498E-07	89.93	907.10	125.64	7.22	120.50	7795.08	1.764E-10
80.31	101.65	57.33	1.77	56.53	426.92	9.134E-08	90.19	938.73	128.29	7.32	123.07	8120.23	1.618E-10
80.57	116.44	58.23	2.00	57.25	520.10	5.929E-08	90.45	971.14	131.63	7.38	126.33	8433.64	1.495E-10
80.83	131.45	59.36	2.21	58.23	618.55	4.060E-08	90.71	1004.42	135.04	7.44	129.66	8756.04	1.382E-10
81.09	146.72	60.49	2.43	59.22	723.32	2.887E-08	90.97	1038.57	138.44	7.50	132.98	9090.68	1.278E-10
81.35	162.23	61.53	2.64	60.10	834.86	2.112E-08	91.23	1073.34	139.83	7.68	134.24	9505.90	1.161E-10
81.61	177.97	62.53	2.85	60.93	952.63	1.585E-08	91.49	1108.37	140.95	7.86	135.23	9938.53	1.054E-10
81.87	193.91	63.47	3.06	61.70	1076.70	1.215E-08	91.75	1143.65	142.03	8.05	136.17	10380.93	9.593E-11
82.13	210.05	64.42	3.26	62.49	1206.23	9.493E-09	92.01	1179.17	143.08	8.24	137.08	10832.05	8.749E-11
82.39	226.41	65.40	3.46	63.30	1341.11	7.544E-09	92.27	1214.93	144.10	8.43	137.95	11292.71	7.995E-11
82.65	242.97	66.38	3.66	64.11	1481.46	6.081E-09	92.53	1250.91	145.14	8.62	138.83	11760.47	7.323E-11
82.91	259.75	67.42	3.85	64.99	1626.40	4.969E-09	92.79	1287.12	146.19	8.80	139.74	12235.17	6.723E-11
83.17	276.77	68.47	4.04	65.91	1776.36	4.106E-09	93.05	1323.57	147.22	8.99	140.62	12718.59	6.183E-11
83.43	294.02	69.51	4.23	66.80	1931.99	3.424E-09	93.31	1360.23	148.15	9.18	141.38	13214.76	5.693E-11
83.69	311.51	70.54	4.42	67.70	2092.94	2.880E-09	93.57	1397.09	149.06	9.37	142.10	13720.45	5.250E-11
83.95	329.23	71.70	4.59	68.72	2257.00	2.448E-09	93.83	1434.11	149.85	9.57	142.70	14239.76	4.846E-11
84.21	347.39	74.30	4.68	71.24	2402.76	2.146E-09	94.09	1471.29	150.65	9.77	143.30	14765.66	4.481E-11
84.47	366.28	77.21	4.74	74.07	2551.20	1.893E-09	94.35	1508.63	151.48	9.96	143.94	15297.49	4.152E-11
84.73	385.91	80.12	4.82	76.90	2707.72	1.672E-09	94.61	1546.16	152.44	10.14	144.73	15828.42	3.858E-11
84.99	406.48	87.81	4.63	84.52	2792.09	1.588E-09	94.87	1583.90	153.45	10.32	145.58	16363.36	3.592E-11
85.25	428.90	90.46	4.74	87.08	2981.31	1.382E-09	95.13	1621.86	154.46	10.50	146.44	16905.59	3.348E-11
85.51	451.76	92.21	4.90	88.74	3192.44	1.193E-09	95.39	1660.04	155.49	10.68	147.31	17454.10	3.126E-11
85.77	475.05	93.98	5.05	90.42	3410.43	1.034E-09	95.65	1698.47	156.57	10.85	148.25	18006.26	2.923E-11
86.03	498.78	95.75	5.21	92.10	3635.57	9.014E-10	95.91	1737.13	157.65	11.02	149.19	18565.91	2.737E-11
86.29	522.94	97.51	5.36	93.77	3867.89	7.888E-10	96.17	1776.05	158.79	11.19	150.20	19128.50	2.566E-11
86.55	547.54	99.28	5.52	95.45	4107.44	6.932E-10	96.43	1815.24	159.96	11.35	151.25	19696.29	2.410E-11
86.81	572.57	101.04	5.67	97.12	4354.27	6.114E-10	96.69	1854.70	161.11	11.51	152.28	20273.43	2.265E-11
87.07	598.03	102.61	5.83	98.58	4613.40	5.398E-10	96.95	1894.41	162.14	11.68	153.15	20868.18	2.128E-11
87.33	623.79	103.71	6.01	99.55	4890.74	4.757E-10	97.21	1934.35	163.23	11.85	154.10	21464.95	2.003E-11
87.59	649.80	104.85	6.20	100.57	5173.43	4.213E-10	97.47	1974.64	165.43	11.94	155.20	21989.93	1.904E-11
87.85	676.09	106.03	6.38	101.63	5461.79	3.747E-10	97.73	2015.60	167.99	12.00	158.67	22500.75	1.815E-11

Tabla 7-2 Características geométricas e hidráulicas calculadas para la sección ubicada en el cadenamamiento 0+760 m

Para el gasto de 1 000 m³/s se obtuvo la energía específica mínima mediante la interpolación inversa de los tres puntos. De esta manera, se obtuvo el valor del factor de interpolación p resolviendo la ecuación (7.11). Para ello, se puede observar en la tabla 7-2 que los valores de f₋₁, f₀ y f₊₁ son de 834.86, 952.63 y 1076.70 m³/s respectivamente. Con estos valores se determinaron los coeficientes A, B y C a partir de las ecuaciones (7.12), (7.13) y (7.14).

$$A = 834.86 + 952.63 - 2(1\ 076.70) = 6.31\ m^3/s$$

$$B = 1\ 076.70 - 834.86 = 241.83\ m^3/s$$

$$C = 2(952.63 - 1\ 000) = -94.74\ m^3/s$$

Resolviendo la ecuación (7.11) se tiene que

$$P = \frac{(-241.83 \pm \sqrt{(241.83)^2 - 4(6.31)(-94.74)})}{2(6.31)} = 0.3878$$

Asimismo, los coeficientes de interpolación A_1 , A_2 y A_3 están dados por las ecuaciones (7.15), (7.16) y (7.17)

$$A_1 = \frac{0.3878(0.3878 - 1)}{2} = -0.1187$$

$$A_2 = (1 - (0.3878)^2) = 0.8495$$

$$A_3 = \frac{0.3878(0.3878 + 1)}{2} = 0.2691$$

Así, la elevación crítica del agua quedó determinada por la ecuación (7.18)

$$EC_N = 81.61 + 0.3878 \cdot 0.26 = 81.71\ msnm$$

Siendo el valor de 81.61 m la elevación correspondiente a la condición de gasto f_0 como se puede observar en la tabla 7-2.

Con los coeficientes de interpolación determinados se pueden obtener los parámetros geométricos, área crítica, radio hidráulico crítico y factor de fricción crítico de la sección mediante la interpolación inversa de los tres puntos presentada en la ecuación (7.9).

$$AC_N(81.71) = -0.1187(162.23) + 0.8495(177.97) + 0.2691(193.91) = 184.12\ m^2$$

$$R_N C_N(81.71) = -0.1187(2.64) + 0.8495(2.85) + 0.2691(3.06) = 2.92\ m$$

$$SPC_N(81.71) = -0.1187(2.11 \times 10^{-8}) + 0.8495(1.58 \times 10^{-8}) + 0.2691(1.21 \times 10^{-8}) = 1.44 \times 10^{-8}\ s^2/m^6$$

La velocidad crítica está dada por la ecuación (7.19)

$$VC_N = \frac{1\ 000}{184.12} = 5.43\ m/s$$

Finalmente, el valor de la función ECA de la energía crítica resultó ser: (ecuación 7.20)

$$ECA_N = 81.71 + \frac{5.43^2}{2(9.81)} + 1\ 000^2 \cdot 1.44 \times 10^{-8} \cdot \frac{20}{2} = 83.35\ msnm$$

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Se realiza el mismo procedimiento para obtener los valores de las condiciones críticas para todas las secciones obtenidas a lo largo del canal. En la tabla 7-3 se presentan los valores de las condiciones del régimen crítico y de las funciones ECA y ECD de la energía crítica para el cálculo hacia aguas arriba y aguas abajo, respectivamente, de todas las secciones a lo largo del canal para un gasto de 1 000 m³/s.

Cadenamiento m	Ecrit msnm	Acrit m ²	Rcrit m	Vcrit m/s	SP s ² /m ⁶	ECAcrit msnm	ECDcrit msnm
0+760	81.711	184.127	2.927	5.431	1.441E-08	83.358	
0+740	82.000	187.552	2.860	5.332	1.431E-08	83.592	83.306
0+720	82.462	181.489	3.042	5.510	1.404E-08	84.149	83.869
0+700	82.620	175.887	3.216	5.685	1.384E-08	84.406	84.129
0+680	82.010	182.702	2.999	5.473	1.417E-08	83.679	83.396
0+660	81.865	181.898	3.012	5.498	1.419E-08	83.547	83.263
0+640	81.577	180.341	3.070	5.545	1.409E-08	83.285	83.003
0+620	81.754	183.706	2.970	5.443	1.411E-08	83.406	83.123
0+600	82.118	179.912	3.084	5.558	1.395E-08	83.832	83.553
0+580	82.067	180.530	3.063	5.539	1.410E-08	83.772	83.490
0+560	82.613	185.329	2.915	5.396	1.420E-08	84.239	83.955
0+540	83.094	188.649	2.816	5.301	1.443E-08	84.670	84.382
0+520	83.457	191.224	2.756	5.229	1.447E-08	84.995	84.706
0+500	83.057	187.788	2.844	5.325	1.442E-08	84.646	84.358
0+480	83.236	184.499	2.948	5.420	1.419E-08	84.875	84.591
0+460	83.482	185.870	2.907	5.380	1.427E-08	85.100	84.814
0+440	83.128	181.788	3.030	5.501	1.405E-08	84.811	84.530
0+420	82.663	176.509	3.192	5.665	1.389E-08	84.438	84.160
0+400	82.791	174.364	3.269	5.735	1.383E-08	84.606	84.330
0+380	83.223	177.976	3.147	5.619	1.395E-08	84.972	84.693
0+360	83.747	178.101	3.134	5.615	1.393E-08	85.493	85.214
0+340	83.347	172.478	3.328	5.798	1.378E-08	85.198	84.923
0+320	83.561	169.083	3.436	5.914	1.373E-08	85.481	85.207
0+300	84.273	176.609	3.184	5.662	1.393E-08	86.046	85.767
0+280	84.104	182.721	2.976	5.473	1.426E-08	85.773	85.488
0+260	84.231	181.512	3.006	5.509	1.424E-08	85.921	85.636
0+240	83.487	179.779	3.083	5.562	1.406E-08	85.205	84.924
0+220	82.773	176.915	3.185	5.652	1.388E-08	84.540	84.262
0+200	82.078	177.034	3.173	5.649	1.396E-08	83.844	83.565
0+180	82.940	181.159	3.042	5.520	1.407E-08	84.633	84.352
0+160	84.466	191.147	2.757	5.232	1.437E-08	86.004	85.717
0+140	85.378	188.581	2.826	5.303	1.428E-08	86.954	86.668
0+120	85.017	184.761	2.921	5.412	1.430E-08	86.653	86.367
0+100	84.651	183.460	2.958	5.451	1.422E-08	86.308	86.024
0+800	84.422	180.364	3.009	5.544	1.440E-08	86.132	85.845
0+600	84.093	182.017	2.993	5.494	1.417E-08	85.773	85.490
0+400	84.616	185.806	2.897	5.382	1.436E-08	86.236	85.949
0+200	85.552	187.761	2.839	5.326	1.445E-08	87.143	86.854
0+000	86.287	185.306	2.916	5.396	1.424E-08	89.195	87.629
0-200	56.885	266.628	1.433	3.751	1.811E-08	57.602	55.790

Tabla 7-3 Condiciones del régimen crítico para todas las secciones a lo largo del canal.

A continuación se presentan los cálculos realizados entre la última sección aguas abajo del canal (cadenamiento 0+760) y las dos secciones siguientes aguas arriba de la misma (cadenamientos 0+740 y 0+720, respectivamente) para determinar el perfil del agua en las mismas.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

En el caso de la sección correspondiente al cadenamiento 0+760 m se realiza el cálculo solamente de la función de energía F_A .

Para llevar a cabo lo anterior, se determina la velocidad para la elevación de la condición f_0

$$VC_N = \frac{1\ 000}{177.97} = 5.61\ m/s$$

Y se determina el valor de F_A a partir de la ecuación (7.3)

$$F_A(h_i) = 81.61 + \frac{5.61^2}{2(19.62)} + \frac{1}{2}(1\ 000)(1.58 \times 10^{-8})(20) = 83.37\ msnm$$

Se realiza el mismo procedimiento para todas las elevaciones subsecuentes a la elevación de 81.61 msnm correspondiente a la condición f_0 como se muestra en la tabla 7-4 para todos los incrementos DZ de la sección ubicada en el cadenamiento 0+760 m. Cabe recordar que como ésta sección es la última sección aguas abajo del canal sólo se calculan los valores de F_A no así para las demás secciones en las cuales se calculan los valores de F_A y F_B , este último a partir de la ecuación (7.4), como se muestra en las tablas 7-5 y 7.6 para las secciones ubicadas en los cadenamientos 0+740 y 0+720 m, respectivamente.

Elevación msnm	V m/s	F_A msnm	Elevación msnm	V m/s	F_A msnm	Elevación msnm	V m/s	F_A msnm
81.61	5.619	83.38	87.07	1.672	87.22	92.53	0.799	92.56
81.87	5.157	83.35	87.33	1.603	87.47	92.79	0.777	92.82
82.13	4.761	83.38	87.59	1.539	87.71	93.05	0.756	93.08
82.39	4.417	83.46	87.85	1.479	87.97	93.31	0.735	93.34
82.65	4.116	83.57	88.11	1.423	88.22	93.57	0.716	93.60
82.91	3.850	83.72	88.37	1.370	88.47	93.83	0.697	93.86
83.17	3.613	83.88	88.63	1.320	88.72	94.09	0.680	94.11
83.43	3.401	84.05	88.89	1.272	88.98	94.35	0.663	94.37
83.69	3.210	84.24	89.15	1.227	89.23	94.61	0.647	94.63
83.95	3.037	84.44	89.41	1.183	89.48	94.87	0.631	94.89
84.21	2.879	84.65	89.67	1.142	89.74	95.13	0.617	95.15
84.47	2.730	84.87	89.93	1.102	89.99	95.39	0.602	95.41
84.73	2.591	85.09	90.19	1.065	90.25	95.65	0.589	95.67
84.99	2.460	85.31	90.45	1.030	90.51	95.91	0.576	95.93
85.25	2.332	85.54	90.71	0.996	90.76	96.17	0.563	96.19
85.51	2.214	85.77	90.97	0.963	91.02	96.43	0.551	96.45
85.77	2.105	86.01	91.23	0.932	91.28	96.69	0.539	96.71
86.03	2.005	86.24	91.49	0.902	91.53	96.95	0.528	96.96
86.29	1.912	86.48	91.75	0.874	91.79	97.21	0.517	97.22
86.55	1.826	86.73	92.01	0.848	92.05	97.47	0.506	97.48
86.81	1.747	86.97	92.27	0.823	92.31	97.73	0.496	97.74

Tabla 7-4 Valores de F_A para la sección ubicada en el cadenamiento 0+760 m

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Elevación msnm	V m/s	F_A msnm	F_B msnm	Elevación msnm	V m/s	F_A msnm	F_B msnm
81.90	5.522	83.61	83.30	90.74	1.008	90.79	90.79
82.16	5.051	83.58	83.34	91.00	0.979	91.05	91.05
82.42	4.646	83.61	83.43	91.26	0.951	91.31	91.31
82.68	4.293	83.69	83.54	91.52	0.924	91.56	91.56
82.94	3.985	83.81	83.69	91.78	0.899	91.82	91.82
83.20	3.712	83.95	83.85	92.04	0.875	92.08	92.08
83.46	3.470	84.11	84.03	92.30	0.852	92.34	92.34
83.72	3.254	84.29	84.23	92.56	0.831	92.60	92.59
83.98	3.060	84.49	84.43	92.82	0.810	92.85	92.85
84.24	2.883	84.69	84.64	93.08	0.790	93.11	93.11
84.50	2.722	84.90	84.86	93.34	0.771	93.37	93.37
84.76	2.574	85.12	85.08	93.60	0.753	93.63	93.63
85.02	2.438	85.34	85.31	93.86	0.735	93.89	93.89
85.28	2.314	85.57	85.54	94.12	0.718	94.15	94.15
85.54	2.199	85.80	85.78	94.38	0.702	94.41	94.40
85.80	2.092	86.03	86.01	94.64	0.687	94.66	94.66
86.06	1.994	86.27	86.25	94.90	0.672	94.92	94.92
86.32	1.903	86.51	86.50	95.16	0.658	95.18	95.18
86.58	1.818	86.76	86.74	95.42	0.644	95.44	95.44
86.84	1.740	87.00	86.99	95.68	0.631	95.70	95.70
87.10	1.667	87.25	87.24	95.94	0.618	95.96	95.96
87.36	1.598	87.49	87.49	96.20	0.606	96.22	96.22
87.62	1.534	87.74	87.74	96.46	0.594	96.48	96.48
87.88	1.474	87.99	87.99	96.72	0.582	96.74	96.74
88.14	1.418	88.25	88.24	96.98	0.571	97.00	97.00
88.40	1.364	88.50	88.49	97.24	0.560	97.26	97.26
88.66	1.315	88.75	88.75	97.50	0.550	97.52	97.52
88.92	1.268	89.00	89.00	97.76	0.540	97.78	97.77
89.18	1.223	89.26	89.25	98.02	0.530	98.03	98.03
89.44	1.182	89.51	89.51	98.28	0.521	98.29	98.29
89.70	1.143	89.77	89.76	98.54	0.511	98.55	98.55
89.96	1.106	90.02	90.02	98.80	0.502	98.81	98.81
90.22	1.072	90.28	90.28	99.06	0.493	99.07	99.07
90.48	1.039	90.54	90.53				

Tabla 7-5 Valores de F_A y F_B para la sección ubicada en el cadenamamiento 0+740 m

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Elevación msnm	V m/s	F _A msnm	F _B msnm	Elevación msnm	V m/s	F _A msnm	F _B msnm
82.40	5.622	84.16	83.86	92.28	0.888	92.32	92.32
82.66	5.175	84.14	83.91	92.54	0.863	92.58	92.58
82.92	4.784	84.18	83.99	92.80	0.840	92.84	92.84
83.18	4.440	84.26	84.11	93.06	0.818	93.09	93.09
83.44	4.136	84.37	84.25	93.32	0.797	93.35	93.35
83.70	3.865	84.51	84.41	93.58	0.777	93.61	93.61
83.96	3.622	84.67	84.59	93.84	0.758	93.87	93.87
84.22	3.404	84.85	84.78	94.10	0.739	94.13	94.13
84.48	3.206	85.03	84.97	94.36	0.722	94.39	94.39
84.74	3.025	85.23	85.18	94.62	0.705	94.65	94.64
85.00	2.860	85.44	85.40	94.88	0.689	94.90	94.90
85.26	2.709	85.65	85.62	95.14	0.673	95.16	95.16
85.52	2.568	85.87	85.84	95.40	0.659	95.42	95.42
85.78	2.438	86.10	86.07	95.66	0.644	95.68	95.68
86.04	2.317	86.33	86.30	95.92	0.631	95.94	95.94
86.30	2.204	86.56	86.54	96.18	0.618	96.20	96.20
86.56	2.099	86.79	86.77	96.44	0.605	96.46	96.46
86.82	2.001	87.03	87.02	96.70	0.593	96.72	96.72
87.08	1.909	87.27	87.26	96.96	0.581	96.98	96.98
87.34	1.817	87.52	87.50	97.22	0.569	97.24	97.24
87.60	1.732	87.76	87.75	97.48	0.558	97.50	97.50
87.86	1.651	88.00	87.99	97.74	0.548	97.76	97.76
88.12	1.576	88.25	88.24	98.00	0.538	98.01	98.01
88.38	1.506	88.50	88.49	98.26	0.528	98.27	98.27
88.64	1.442	88.75	88.74	98.52	0.518	98.53	98.53
88.90	1.382	89.00	88.99	98.78	0.509	98.79	98.79
89.16	1.327	89.25	89.25	99.04	0.500	99.05	99.05
89.42	1.276	89.51	89.50	99.30	0.491	99.31	99.31
89.68	1.228	89.76	89.75	99.56	0.482	99.57	99.57
89.94	1.184	90.01	90.01	99.82	0.473	99.83	99.83
90.20	1.142	90.27	90.26	100.08	0.464	100.09	100.09
90.46	1.103	90.52	90.52	100.34	0.455	100.35	100.35
90.72	1.067	90.78	90.78	100.60	0.445	100.61	100.61
90.98	1.032	91.04	91.03	100.86	0.436	100.87	100.87
91.24	1.000	91.29	91.29	101.12	0.426	101.13	101.13
91.50	0.970	91.55	91.55	101.38	0.416	101.39	101.39
91.76	0.941	91.81	91.80	101.64	0.406	101.65	101.65
92.02	0.914	92.06	92.06				

Tabla 7-6 Valores de F_A y F_B para la sección ubicada en el cadenamiento 0+720 m

Obtenidas las características geométricas, hidráulicas, las condiciones críticas y los valores de las funciones F_A y F_B se precedió a calcular el perfil del remanso en el canal para el gasto determinado de 1 000 m³/s.

De esta manera, se verificó el valor de la energía en el embalse de la C. H. Peñitas, de 85 msnm fijado como condición inicial, con la energía crítica en la última sección aguas abajo del canal ubicada en el cadenamiento 0+760 m, siendo éste valor de 81.71 msnm obtenido de la Tabla 7-3, con la finalidad de conocer la elevación con la que se debía iniciar el cálculo del remanso. En este caso, la elevación dominante fue la del embalse de 85 msnm.

Se determinó el tirante de agua a partir del punto más bajo de la sección, en este caso 77.97 msnm, de manera que

$$y_n = 85 - 77.97 = 7.03 \text{ m}$$

Por otro lado se interpoló de la tabla 7-4, el valor de F_A correspondiente a la elevación inicial de 85 msnm, siendo este valor de 85.3230 msnm. El valor de F_A obtenido se comparó con la elevación de la energía crítica (ECD) en la misma sección, dicho valor se obtiene de la tabla 7-3 y resultó ser de 83.3062 msnm. La finalidad de esta comparación es para verificar si existe un control en dicha sección. Como $F_A > ECD$, se continúa el cálculo con el valor de 85.3230. En el caso de que $ECD > F_A$ se considera a la sección como de control y se continúa el cálculo del perfil con el valor de ECD.

De esta manera, se igualó al valor de F_A con el de F_B de la sección inmediata aguas arriba, cadenamiento 0+740, y se interpoló el valor de F_A en la tabla 7-5, para ésta nueva sección.

La interpolación se realiza mediante la interpolación inversa de los tres puntos. Para ello, se consideran los valores de f_{-1} , f_0 y f_{+1} como 85.0801, 85.3080 y 85.5398 msnm respectivamente, correspondientes a los valores de F_B de la tabla 7-5. Con estos valores se determinaron los coeficientes A, B y C a partir de las ecuaciones (7.12), (7.13) y (7.14).

$$A = 85.5398 + 85.0801 - 2(85.3080) = 0.0040017 \text{ msnm}$$

$$B = 85.545398 - 85.0801 = 0.45965 \text{ msnm}$$

$$C = 2(85.3080 - 85.3230) = -0.0301 \text{ msnm}$$

Se verificó que el valor absoluto de la relación entre A y B sea mayor que 0.02 para comprobar que los valores no están alineados.

$$ABS\left(\frac{A}{B}\right) = ABS\left(\frac{0.0040017}{0.45965}\right) = 0.0087 < 0.02$$

Debido a lo anterior, se considera que los puntos están alineados, de esta manera la interpolación se realizó linealmente. Es importante mencionar que en el caso de que $ABS(A/B) > 0.02$, la interpolación se realiza mediante la interpolación inversa de los tres puntos. Considerando lo anterior

$$P = \frac{-C}{B} = \frac{-(-0.0301)}{0.45965} = 0.06549$$

Así, los coeficientes de interpolación A_1 , A_2 y A_3 están dados por

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = 1 - P = 1 - 0.06549 = 0.9345$$

$$A_3 = P = 0.06549$$

De esta manera, se calculó la elevación del agua en la sección ubicada en el cadenamiento 0+740 a partir de la ecuación (7.18)

$$E = 85.02 + 0.06549 \cdot 0.26 = 85.037 \text{ msnm}$$

Con los coeficientes de interpolación, antes obtenidos, se obtienen los valores del tirante del agua, F_A , área, radio hidráulico y velocidad a partir de la ecuación 7.9 y de los valores de la Tabla 7-5.

$$y_n = 85.037 - 78 = 7.037 \text{ m}$$

$$F_A(85.037) = 0.9345(85.3379) + 0.06549(85.5657) = 85.3528 \text{ m}$$

$$A(85.037) = 0.9345(410.1449) + 0.06549(432.2258) = 411.5910 \text{ m}^2$$

$$R_h(85.037) = 0.9345(4.7744) + 0.06549(4.9132) = 4.7835 \text{ m}$$

$$V = \frac{1000}{411.5910} = 2.4295 \text{ m/s}$$

Se realizó el mismo procedimiento entre ésta última sección y la inmediata, aguas arriba, es decir entre las secciones ubicadas en los cadenamientos 0+740 y 0+720 m respectivamente.

Se verificó el valor de F_A , de la sección ubicada en el cadenamiento 0+740 m, de 85.3528 msnm, con la elevación de la energía crítica (ECD) de la sección inmediata aguas arriba, cadenamiento 0+720 m, para verificar un posible control. De la Tabla 7-5 se puede observar que, para la sección 0+720 m, ECD = 83.8686 msnm. En este caso, la elevación dominante fue la del embalse de 85.3528 msnm.

Así, los valores de f_{-1} , f_0 y f_{+1} fueron 84.9741, 85.1811 y 85.3953 msnm (Tabla 7-6), respectivamente. Con estos valores se determinaron los coeficientes A, B y C.

$$A = 85.3953 + 84.9741 - 2(85.1811) = 0.0070774 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 85.3953 - 84.9741 = 0.42121 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C = 2(85.1811 - 85.3528) = -0.34342 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se verificó que

$$ABS\left(\frac{0.0070774}{0.42121}\right) = 0.016802 < 0.02$$

Por lo tanto, se considera que los puntos están alineados, de esta manera la interpolación se realizó linealmente.

$$P = \frac{-C}{B} = \frac{-(-0.34342)}{0.42121} = 0.81533$$

Así, los coeficientes de interpolación A_1 , A_2 y A_3 están dados por

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = 1 - P = 1 - 0.81533 = 0.18466$$

$$A_3 = P = 0.81533$$

La elevación del agua en la sección ubicada en el cadenamamiento 0+720 resultó ser de

$$E = 84.74 + 0.81533 \cdot 0.26 = 84.95198 \text{ msnm}$$

Los valores del tirante del agua, F_A , área, radio hidráulico y velocidad fueron

$$y_n = 84.95198 - 77.98 = 6.97198 \text{ m}$$

$$F_A(84.95198) = 0.18466(85.2317) + 0.81533(85.4386) = 85.4004 \text{ m}$$

$$A(84.95198) = 0.18466(330.5472) + 0.81533(349.6120) = 346.0914 \text{ m}^2$$

$$R_h(84.95198) = 0.18466(4.4511) + 0.81533(4.5962) = 4.5694 \text{ m}$$

$$V = \frac{1000}{346.0914} = 2.8894 \text{ m/s}$$

El procedimiento continúa para todas las secciones restantes.

En la tabla 7-7 se muestran los resultados obtenidos de las elevaciones del agua, tirante, área, radio hidráulico y velocidad de todas las secciones a lo largo del canal para un gasto de 1 000 m³/s y una elevación en la última sección aguas abajo del canal de 85 msnm. Los valores que están en rojo muestran las secciones en las que se presentó un control.

En la Figura 7-7 se muestra el perfil del agua resultante.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Sección m	Cadenamiento m	Tirante m	Elevación agua msnm	Área m ²	Radio m	Velocidad m/s
39	0 + 760.000	7.030	85.000			
38	0 + 740.000	7.037	85.037	411.591	4.784	2.430
37	0 + 720.000	6.972	84.952	346.091	4.569	2.889
36	0 + 700.000	6.932	84.902	311.414	4.582	3.211
35	0 + 680.000	7.194	85.134	388.683	5.233	2.573
34	0 + 660.000	7.407	85.187	403.489	5.269	2.478
33	0 + 640.000	7.940	85.240	421.994	5.521	2.370
32	0 + 620.000	7.384	85.264	421.783	5.519	2.371
31	0 + 600.000	7.280	85.230	380.950	5.180	2.625
30	0 + 580.000	7.267	85.267	383.514	5.334	2.607
29	0 + 560.000	6.316	85.266	365.864	4.784	2.733
28	0 + 540.000	6.127	85.257	342.368	4.412	2.921
27	0 + 520.000	5.518	85.258	323.139	4.085	3.095
26	0 + 500.000	6.377	85.387	351.599	4.554	2.844
25	0 + 480.000	6.369	85.369	326.221	4.455	3.065
24	0 + 460.000	6.419	85.389	314.891	4.271	3.176
23	0 + 440.000	7.282	85.512	339.127	4.562	2.949
22	0 + 420.000	8.361	85.601	358.363	5.006	2.790
21	0 + 400.000	7.893	85.603	342.549	4.947	2.919
20	0 + 380.000	7.688	85.628	334.508	4.499	2.989
19	0 + 360.000	7.520	85.560	295.110	4.049	3.389
18	0 + 340.000	7.685	85.685	311.632	4.447	3.209
17	0 + 320.000	7.664	85.664	289.241	4.281	3.457
16	0 + 300.000	6.561	85.561	252.621	3.899	3.959
15	0 + 280.000	6.886	85.886	301.771	4.055	3.314
14	0 + 260.000	6.962	85.952	300.276	3.887	3.330
13	0 + 240.000	7.243	86.203	369.454	4.487	2.707
12	0 + 220.000	8.287	86.327	423.264	4.959	2.363
11	0 + 200.000	9.195	86.405	471.135	5.562	2.123
10	0 + 180.000	8.150	86.360	413.506	5.183	2.418
9	0 + 160.000	6.172	86.202	318.868	4.021	3.136
8	0 + 140.000	4.679	85.649	206.614	3.021	4.840
7	0 + 120.000	6.280	86.280	266.342	3.855	3.755
6	0 + 100.000	6.541	86.541	308.515	4.214	3.241
5	0 + 080.000	7.643	86.643	321.630	4.400	3.109
4	0 + 060.000	6.854	86.784	356.947	4.827	2.802
3	0 + 040.000	6.735	86.765	331.052	4.438	3.021
2	0 + 020.000	5.517	86.517	252.947	3.537	3.953
1	0 + 000.000	4.377	86.287	185.306	2.916	5.396
0	0 - 200.000	34.195	89.195	12793.730	25.708	0.078

Tabla 7-7 Elevaciones del agua, tirante, área, radio hidráulico y velocidad de todas las secciones a lo largo del canal para un gasto de 1 000 m³/s y una elevación en la última sección aguas abajo del canal de 85 msnm.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

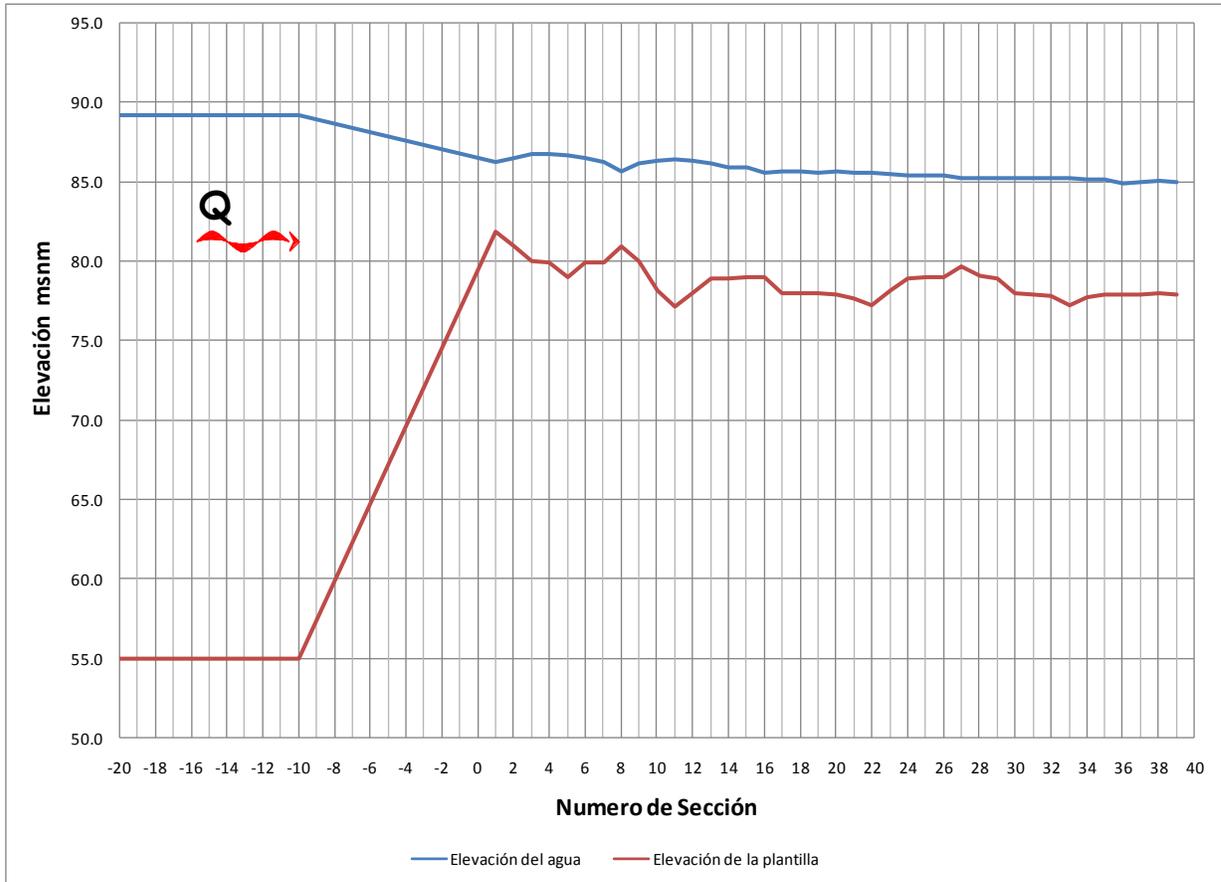


Figura 7-7 Perfil del agua sobre el canal para un gasto de 1 000 m³/s y una elevación en la última sección aguas abajo del canal de 85 msnm.

7.1.2.4 Familia de curvas Elevaciones en el embalse vs Gastos de descarga del el canal

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 de tierra y la C. H. Peñitas se conceptualizó la obtención de una familia de curvas Elevaciones en el embalse-Gastos de descarga para diferentes niveles del embalse antes mencionado y para diferentes gastos de entrada.

El motivo de lo anterior se refiere a la necesidad de considerar la influencia que tendría el embalse aguas abajo del deslizamiento de tierra sobre el embalse aguas arriba y viceversa a lo largo del tiempo en los tránsitos de avenidas integrales de la cuenca al cambiar, en cada intervalo de tiempo, el régimen de descarga de las estructuras hidráulicas involucradas.

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 m³/s con incrementos a cada 200 m³/s, lo cual representó realizar 2 400 análisis de curvas de remanso en el canal.

En la figura 7-8 se muestra la familia de curvas obtenida. Se puede observar en dicha figura que para gastos mayores o iguales a los 8 000 m³/s, la elevación en la que se encuentre el embalse aguas abajo del Caído deja de influir en la elevación obtenida en el embalse aguas arriba al hacer el análisis de remanso.

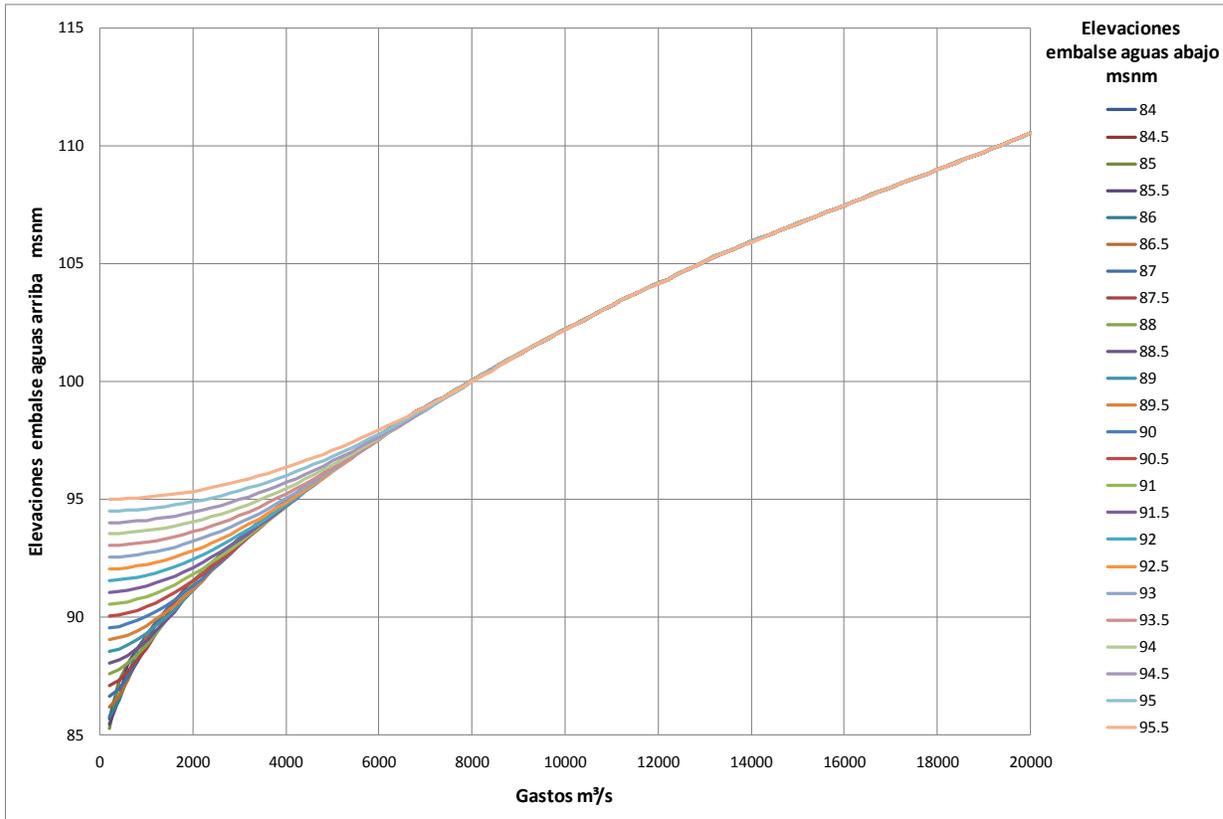


Figura 7-8 Curva Elevaciones en el embalse vs Gastos de descargas correspondientes al funcionamiento hidráulico del Canal, río Grijalva, Chiapas.

7.2 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LOS TÚNELES DE CONDUCCIÓN

7.2.1 Geometría

Los túneles de conducción se diseñaron con una sección transversal tipo baúl, la cual se compone de las características geométricas siguientes: 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 como se puede observar en la Figura 7-7 (Marengo, 2005).

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

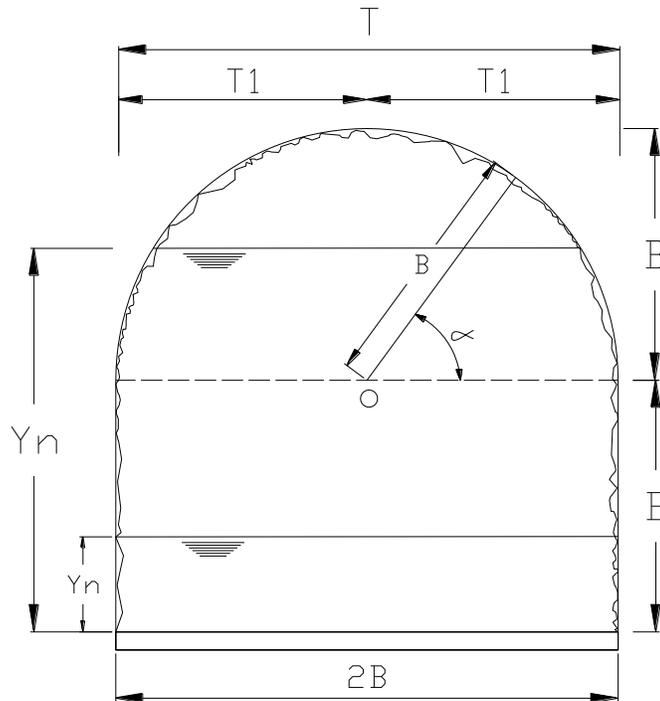


Figura 7-9 Sección típica de una sección tipo baúl.

De esta manera, 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.

Dichos túneles consideran una rugosidad compuesta de concreto lanzado en las paredes y bóveda y concreto hidráulico en la plantilla, para determinar la rugosidad equivalente de los mismos se utilizó la ecuación de Felkel (Ecuación 7.22).

$$n_{eq} = \frac{P}{\sum \left(\frac{P_i}{n_i} \right)} \quad (7.22)$$

Se consideró ésta ecuación debido a que después de un análisis hidráulico experimental en modelos de túneles de conducción, encabezada por el Dr. Marengo (2005), donde se consideraron rugosidades compuestas y 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.

Para el cálculo de flujo uniforme con este tipo de secciones, debe señalarse lo realizado por Gómez Niño (1980), quien propone una serie de tablas y gráficas para el cálculo de los elementos geométricos de este tipo de secciones (Marengo, 2005).

Los elementos geométricos (Figura 7-7) de esta sección para el flujo como canal con $y_n > B$ son los siguientes (Marengo, 2005):

$$\alpha = \operatorname{angsen} \left[\frac{y_n - B}{B} \right] \quad (7.23)$$

$$A = B^2(2 + \alpha + \operatorname{sen}\alpha \operatorname{cos}\alpha) \quad (7.24)$$

$$P = B(4 + 2\alpha) \quad (7.25)$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{B(2 + \alpha + \operatorname{sen}\alpha \operatorname{cos}\alpha)}{4 + 2\alpha} \quad (7.26)$$

$$T_1 = B \operatorname{cos}\alpha \quad \Rightarrow \quad T = 2T_1 = 2B \operatorname{cos}\alpha \quad (7.27)$$

Debe considerarse que si $y < B$; $\alpha = 0$ y las ecuaciones (7.23) a (7.27) se convierten en el escurrimiento de una sección rectangular. Para lo cual se cuenta con las siguientes ecuaciones:

$$A = B y_n \quad (7.28)$$

$$P = B + 2y_n \quad (7.29)$$

$$R_h = \frac{B y_n}{B + 2y_n} \quad (7.30)$$

$$T = 2B \quad (7.31)$$

7.2.2 Análisis hidráulico

Para determinar los perfiles hidráulicos en los túneles de conducción, se comenzó considerando un régimen lento y se plantearon los posibles casos de análisis de manera que se supusieron gastos pequeños inicialmente, lo cual propició que los túneles tuvieran un funcionamiento como canal, y se fueron aumentando gradualmente de manera que las condiciones fueran cambiando a una entrada ahogada para finalmente tener una salida también ahogada.

Esta secuela tuvo por finalidad el que se pudieran ir determinando la curva elevaciones en el embalse vs gastos de descarga de los túneles, comenzando con gastos y cargas pequeñas, continuando con gastos y cargas medias y determinando finalmente los valores máximos.

En todos los casos se supuso que el río aguas arriba de los túneles tenía régimen lento; esta suposición es quizá la más común.

Por otro lado, debido a que los dos túneles mantienen características similares de sección transversal y pendiente, el análisis sólo se realizó considerando un túnel por lo que el gasto considerado fue la mitad del gasto total de descarga. Como pérdidas solamente se consideraron la debidas a la fricción y a la entrada. En el caso de la pérdida local por entrada se consideró un valor de 0.5. Asimismo las pérdidas por fricción se calcularon a partir de la ecuación (7.32)

$$h_f = \left[\frac{V_m n}{R_m^{2/3}} \right]^2 L \quad (7.32)$$

Se utilizó la metodología para el cálculo del perfil hidráulico en túneles de desvío, presentado en el Manual de Diseño de Obras Civiles – Hidrotecnia - A.2.12 Obras de Desvío – CFE – IIE – 1983 con la finalidad de determinar los perfiles hidráulicos en el mismo.

A continuación se presentan los procedimientos realizados para determinar los perfiles del agua en cada una de las condiciones planteadas anteriormente.

7.2.2.1 Funcionamiento hidráulico como canal

Como se mencionó anteriormente, debido a que los dos túneles mantienen características similares de sección transversal y pendiente, el análisis sólo se realizó considerando un túnel por lo que el gasto considerado fue la mitad del gasto total de diseño. En este caso se determinó hacer el análisis hidráulico solamente por el túnel de conducción 1.

Como los túneles de conducción tienen una pendiente en la plantilla igual a cero se consideró un perfil H2 (Figura 7-10). De esta manera, se utilizó el método del paso directo para el cálculo del flujo gradualmente variado, aplicando las ecuaciones de continuidad y de Bernoulli (Figura 7-4), iniciando a partir de la sección a la salida del túnel 1 y hacia aguas arriba del mismo, considerando un régimen subcrítico (ecuación 7.33).

$$Y_e + \frac{Q^2}{2gA_e^2} = Y_n + \frac{Q^2}{2gA_n^2} + \left[\frac{V_m n}{R_m^{2/3}} \right]^2 \Delta \ell \quad (7.33)$$

donde

- Y_e tirante inmediatamente aguas arriba de la sección fija, en m
- Y_n tirante en la sección fija, en m
- Q gasto considerado en el análisis, en m^3/s
- g aceleración debida a la gravedad, m/s^2
- A_e área hidráulica correspondiente al tirante Y_e , en m^2
- A_n área hidráulica correspondiente al tirante Y , en m^2
- V_m velocidad promedio entre las velocidades de la sección fija y la inmediata, aguas arriba, en m/s
- n_{eq} rugosidad equivalente de Manning
- R_m radio hidráulico promedio entre los radios hidráulicos de la sección fija y la inmediata, aguas arriba, en m
- $\Delta \ell$ longitud entre la sección fija y la inmediata, aguas arriba, en m

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

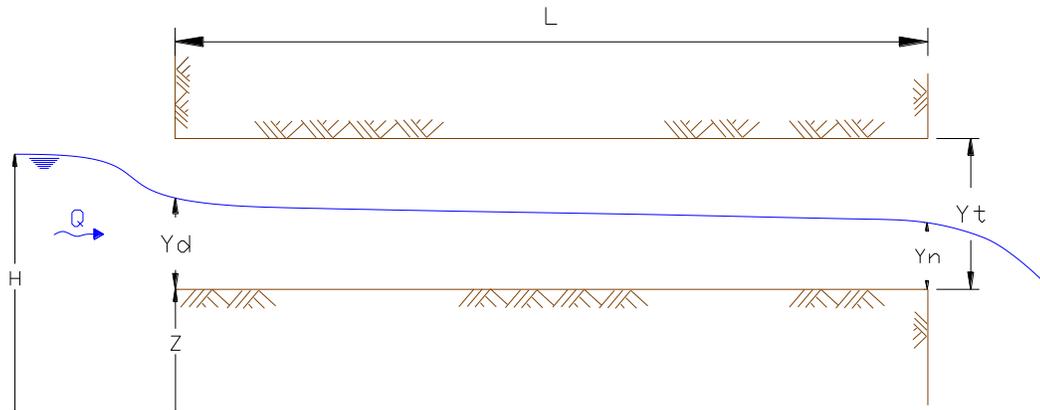


Figura 7-10 Perfil del agua en un túnel con funcionamiento hidráulico como canal

Para comenzar el cálculo, el tirante inicial considerado a la salida del túnel 1, en cada uno de los gastos considerados, estuvo condicionado al nivel del embalse formado entre el tapón provocado por el deslizamiento de tierra y la C. H. Peñitas, de tal manera que, si el tirante del embalse resultaba mayor que el tirante crítico el cálculo comenzaba a partir de dicho nivel, en caso contrario, se comenzó el cálculo a partir del tirante crítico considerando una descarga libre. Es decir, en el caso de que el tirante crítico a la salida de dicho túnel fuese mayor que el tirante aguas abajo de la misma; el tirante, Y_n , de la sección fija considerada en la ecuación (7.33) correspondería al tirante crítico de la sección.

Cabe mencionar que, considerando la longitud de los túneles, se aplicaron dichas ecuaciones sucesivamente entre dos secciones separadas por una longitud $\Delta l = 39.14$ m para un total de 29 secciones.

Obtenido el perfil hidráulico a lo largo del canal, se determinaron las características hidráulicas del túnel en la sección inmediata aguas arriba después de la entrada, la cual se ubicó a 200 m de distancia de la misma debido a que se consideró que a esa distancia el agua mantiene un régimen lento. Lo anterior con la finalidad de considerar la transición por la entrada del agua a los túneles y determinar la elevación aguas arriba de la misma.

Para conocer la elevación en el embalse aguas arriba de la entrada de los túneles (Figura 7-10) se utilizó la ecuación (7.34).

$$H = Y_d + (1 + K_d) \frac{Q^2}{2gA_d^2} + z \quad (7.34)$$

donde

- H elevación en el embalse aguas arriba de la entrada de los túneles, en msnm
- Y_d tirante a la entrada del túnel, en m
- K_d pérdida por entrada, en este caso 0.5
- Q gasto considerado en el análisis, en m^3/s
- g aceleración debida a la gravedad, m/s^2
- A_d área hidráulica correspondiente al tirante Y_e , en m^2
- z elevación de la plantilla del túnel, en msnm

Por otro lado, las condiciones teóricas en que se desarrolla el régimen crítico están dadas por la ecuación (7.35) (Sotelo, 1989).

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{A_c^{3/2}}{B_c^{1/2}} \quad (7.35)$$

La ecuación (7.35) indica que dada la forma de la sección transversal del túnel y el gasto, existe un tirante crítico único y viceversa. Como un criterio general, dicho tirante queda definido al satisfacer dicha ecuación, cualquiera que sea la forma de la sección (Sotelo, 1989).

A continuación, se presenta el procedimiento de cálculo para la determinación del perfil hidráulico correspondiente a un gasto igual a 1 000 m³/s y una elevación en el embalse, aguas abajo de la salida del túnel, de 85 msnm.

Como primer paso, de manera iterativa se obtuvo el tirante crítico a la salida del túnel mediante la ecuación (7.35). Los resultados se muestran en la tabla 7-8.

$Q_{\text{diseño}}$ m ³ /s	$Q_{\text{túnel 1}}$ m ³ /s	B m	α rad	$A_{\text{baúl}}$ m ²	Yc m	Yc msnm
1000	500	7	0.15	112.59	8.05	84.55

Tabla 7-8 Condiciones críticas a la salida del túnel 1 para un gasto de 500 m³/s

La elevación del tirante crítico, en msnm, se obtuvo sumándole a dicho tirante la elevación de la plantilla del túnel de 76.5 msnm.

Obtenido el tirante crítico a la salida del túnel 1, se realizó la comparación con la elevación aguas abajo de la misma, fijado inicialmente, de 85 msnm. Como éste último valor es mayor, se comenzaron los cálculos del perfil hidráulico a partir de ésta elevación.

De esta manera, el tirante a la salida del túnel es

$$Y_n = 85 - 76.5 = 8.5 \text{ m}$$

Con dicho tirante se obtienen las características geométricas e hidráulicas de la sección a partir de las ecuaciones (7.23) a (7.26).

$$\alpha = \text{angsen} \left[\frac{8.5-7}{7} \right] = 0.216 \text{ rad}$$

$$A = (7)^2 [2 + 0.216 + \text{sen}(0.216)\cos(0.216)] = 118.84 \text{ m}^2$$

$$P = 7[4 + 2(0.216)] = 31.02 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{118.84}{31.02} = 3.83 \text{ m}$$

La rugosidad equivalente de la sección transversal del túnel, considerando una rugosidad de 0.014 para el revestimiento con concreto hidráulico y de 0.026 para concreto lanzado, se obtuvo a partir de la ecuación (7.22)

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

$$n_c = \frac{31.02}{\frac{14}{0.014} + \frac{17.02}{0.026}} = 0.0187$$

Considerando que los túneles no mantienen una sección con rugosidad compuesta en la totalidad de su longitud debido a que la entrada, la salida y algunos tramos a lo largo de los túneles están revestidos por marcos metálicos para la seguridad estructural de los mismos, se consideró la obtención de una rugosidad equivalente que considere dichas características.

De esta manera, se utilizó nuevamente la ecuación (7.22) sustituyendo los valores del perímetro por las longitudes con diferentes revestimientos. Así, la longitud de revestimiento con marcos metálicos considerada fue de 190 m con una rugosidad de 0.014 y la longitud revestida con rugosidad compuesta en la sección transversal fue de 945 m con una rugosidad de 0.0187 obtenida anteriormente.

Por lo que la rugosidad equivalente a utilizar en los cálculos fue de

$$n_{eq} = \frac{1135}{\frac{190}{0.014} + \frac{945}{0.0187}} = 0.01774$$

La velocidad es

$$V = \frac{500}{118.84} = 4.207 \text{ m/s}$$

En la tabla 7-9 se muestran las características geométricas e hidráulicas de la sección a la salida del túnel 1 para un tirante Y_n .

Y_n m	α rad	P_n m ²	A_n m ²	R_n m	n_c	n_{eq}	V_n m/s
8.50	0.216	31.02	118.84	3.83	0.01875	0.01774	4.21

Tabla 7-9 Características geométricas e hidráulicas de la sección a la salida del túnel 1 para un tirante Y_n y un gasto de 500 m³/s.

Mediante un proceso iterativo, se obtuvo el tirante en la sección inmediata aguas arriba del mismo a partir de la ecuación (7.33) donde

$$Y_e + \frac{(500)^2}{2(9.81)A_e^2} = 8.5 + \frac{(500)^2}{2(9.81)(118.84)^2} + \left[\frac{V_m n_m}{R_m^{2/3}} \right]^2 \quad (39.14)$$

donde A_e , V_e , n_m y R_m están en función de Y_e . En la tabla 7-10 se muestran las características geométricas e hidráulicas de la sección inmediata aguas arriba de la salida del túnel 1.

Y_e m	α rad	P_e m ²	A_e m ²	R_e m	n_{eq}	V_e m/s	ΔL m	V_m m/s	$R_m^{2/3}$ m	n_m
8.55	0.22	31.12	119.46	3.84	0.017753	4.19	39.14	4.20	2.45	0.017747

Tabla 7-10 Características geométricas e hidráulicas de la sección inmediata aguas arriba de la salida del túnel 1.

ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA

Y_n m	α rad	P_n m^2	A_n m^2	R_n m	n_c	n_{req}	V_n m/s	Y_e m	α rad	P_e m^2	A_e m^2	R_e m	n_c	n_{req}	V_e m/s	ΔL m	V_m m/s	$R_m^{2/3}$ m	n_m
8.50	0.216	31.02	118.84	3.83	0.01875	0.01774	4.21	8.55	0.223	31.12	119.46	3.84	0.01876	0.01775	4.19	39.14	4.20	2.45	0.01775
8.55	0.223	31.12	119.46	3.84	0.01876	0.01775	4.19	8.59	0.229	31.21	120.07	3.85	0.01878	0.01776	4.16	78.28	4.17	2.45	0.01776
8.59	0.229	31.21	120.07	3.85	0.01878	0.01776	4.16	8.63	0.236	31.30	120.67	3.86	0.01879	0.01778	4.14	117.41	4.15	2.46	0.01777
8.63	0.236	31.30	120.67	3.86	0.01879	0.01778	4.14	8.68	0.242	31.39	121.26	3.86	0.01881	0.01779	4.12	156.55	4.13	2.46	0.01778
8.68	0.242	31.39	121.26	3.86	0.01881	0.01779	4.12	8.72	0.248	31.48	121.84	3.87	0.01882	0.01780	4.10	195.69	4.11	2.46	0.01779
8.72	0.248	31.48	121.84	3.87	0.01882	0.01780	4.10	8.76	0.255	31.56	122.41	3.88	0.01884	0.01781	4.08	234.83	4.09	2.47	0.01780
8.76	0.255	31.56	122.41	3.88	0.01884	0.01781	4.08	8.80	0.261	31.65	122.97	3.89	0.01885	0.01782	4.07	273.97	4.08	2.47	0.01781
8.80	0.261	31.65	122.97	3.89	0.01885	0.01782	4.07	8.84	0.267	31.73	123.52	3.89	0.01887	0.01783	4.05	313.10	4.06	2.47	0.01782
8.84	0.267	31.73	123.52	3.89	0.01887	0.01783	4.05	8.89	0.273	31.82	124.07	3.90	0.01888	0.01784	4.03	352.24	4.04	2.48	0.01783
8.89	0.273	31.82	124.07	3.90	0.01888	0.01784	4.03	8.92	0.279	31.90	124.61	3.91	0.01889	0.01785	4.01	391.38	4.02	2.48	0.01784
8.92	0.279	31.90	124.61	3.91	0.01889	0.01785	4.01	8.96	0.284	31.98	125.14	3.91	0.01891	0.01786	4.00	430.52	4.00	2.48	0.01785
8.96	0.284	31.98	125.14	3.91	0.01891	0.01786	4.00	9.00	0.290	32.06	125.66	3.92	0.01892	0.01787	3.98	469.66	3.99	2.48	0.01786
9.00	0.290	32.06	125.66	3.92	0.01892	0.01787	3.98	9.04	0.296	32.14	126.17	3.93	0.01893	0.01788	3.96	508.79	3.97	2.49	0.01787
9.04	0.296	32.14	126.17	3.93	0.01893	0.01788	3.96	9.08	0.302	32.22	126.68	3.93	0.01894	0.01789	3.95	547.93	3.95	2.49	0.01788
9.08	0.302	32.22	126.68	3.93	0.01894	0.01789	3.95	9.12	0.307	32.30	127.18	3.94	0.01896	0.01790	3.93	587.07	3.94	2.49	0.01789
9.12	0.307	32.30	127.18	3.94	0.01896	0.01790	3.93	9.15	0.313	32.38	127.67	3.94	0.01897	0.01791	3.92	626.21	3.92	2.49	0.01790
9.15	0.313	32.38	127.67	3.94	0.01897	0.01791	3.92	9.19	0.318	32.46	128.16	3.95	0.01898	0.01791	3.90	665.34	3.91	2.50	0.01791
9.19	0.318	32.46	128.16	3.95	0.01898	0.01791	3.90	9.23	0.324	32.53	128.64	3.95	0.01899	0.01792	3.89	704.48	3.89	2.50	0.01792
9.23	0.324	32.53	128.64	3.95	0.01899	0.01792	3.89	9.26	0.329	32.61	129.12	3.96	0.01901	0.01793	3.87	743.62	3.88	2.50	0.01793
9.26	0.329	32.61	129.12	3.96	0.01901	0.01793	3.87	9.30	0.335	32.68	129.59	3.96	0.01902	0.01794	3.86	782.76	3.87	2.50	0.01794
9.30	0.335	32.68	129.59	3.96	0.01902	0.01794	3.86	9.33	0.340	32.76	130.05	3.97	0.01903	0.01795	3.84	821.90	3.85	2.51	0.01795
9.33	0.340	32.76	130.05	3.97	0.01903	0.01795	3.84	9.37	0.345	32.83	130.51	3.98	0.01904	0.01796	3.83	861.03	3.84	2.51	0.01795
9.37	0.345	32.83	130.51	3.98	0.01904	0.01796	3.83	9.40	0.350	32.90	130.96	3.98	0.01905	0.01797	3.82	900.17	3.82	2.51	0.01796
9.40	0.350	32.90	130.96	3.98	0.01905	0.01797	3.82	9.44	0.356	32.98	131.41	3.98	0.01906	0.01797	3.80	939.31	3.81	2.51	0.01797
9.44	0.356	32.98	131.41	3.98	0.01906	0.01797	3.80	9.47	0.361	33.05	131.85	3.99	0.01907	0.01798	3.79	978.45	3.80	2.51	0.01798
9.47	0.361	33.05	131.85	3.99	0.01907	0.01798	3.79	9.50	0.366	33.12	132.29	3.99	0.01909	0.01799	3.78	1017.59	3.79	2.52	0.01799
9.50	0.366	33.12	132.29	3.99	0.01909	0.01799	3.78	9.54	0.371	33.19	132.72	4.00	0.01910	0.01800	3.77	1056.72	3.77	2.52	0.01800
9.54	0.371	33.19	132.72	4.00	0.01910	0.01800	3.77	9.57	0.376	33.26	133.15	4.00	0.01911	0.01801	3.76	1095.86	3.76	2.52	0.01800
9.57	0.376	33.26	133.15	4.00	0.01911	0.01801	3.76	9.60	0.381	33.33	133.58	4.01	0.01912	0.01802	3.74	1135.00	3.75	2.52	0.01801

Tabla 7-11 Resultados del cálculo del perfil hidráulico para un gasto de diseño de 1 000 m²/s y una elevación aguas abajo de la salida del canal de 85 msnm

Para el siguiente cálculo, los valores mostrados en la tabla 7-9 fueron los correspondientes a la sección fija de la ecuación (7.33) y con ellos se obtuvieron los correspondientes a la sección inmediata aguas arriba de la misma, ubicada a una distancia Δl .

En la tabla 7-11 se muestran los resultados del cálculo del perfil hidráulico para un gasto de diseño de 1 000 m³/s y una elevación aguas abajo de la salida del túnel 1 de 85 msnm.

En la tabla 7-11 se puede observar que el tirante a la entrada del túnel es de 9.60 m. Una vez determinado éste, se calculó el nivel en el embalse aguas arriba del mismo mediante la ecuación (7.34). Así

$$H = 9.60 + (1 + 0.5) \frac{(500)^2}{2(9.81)(133.58)^2} + 76.5 = 87.17 \text{ msnm}$$

Se realizó el mismo procedimiento para gastos de 200 m³/s hasta 1 600 m³/s a cada 200 m³/s. Los resultados se presentan en la tabla 7-12.

Q _b m ³ /s	Y _c msnm	Elev. Aguas abajo msnm	Y _e msnm	Elev. Aguas arriba msnm	Funcionamiento Hidráulico
200	79.25	85.00	85.04	85.10	Canal
400	80.87	85.00	85.17	85.38	Canal
600	82.22	85.00	85.39	85.83	Canal
800	83.43	85.00	85.70	86.44	Canal
1 000	84.55	85.00	86.10	87.17	Canal
1 200	85.61	85.00	86.99	88.30	Canal
1 400	86.68	85.00	88.19	89.69	Canal
1 600	87.79	85.00	89.48	91.18	Canal

Tabla 7-12 Elevaciones a la entrada y salida de los túneles y elevación en el embalse para diferentes gastos de diseño. Funcionamiento hidráulico como canal.

7.2.2.2 Funcionamiento hidráulico como tubo lleno

Cuando el nivel en el embalse aguas abajo de la salida de los túneles es igual al tirante crítico y éstos a su vez son iguales a la altura de los túneles, $Y_n = Y_c = Y_t$, por hipótesis se consideró que el túnel está totalmente ahogado (Figura 7-11). Para determinar el nivel en el embalse aguas arriba de la entrada de los túneles se utilizó la ecuación (7.36)

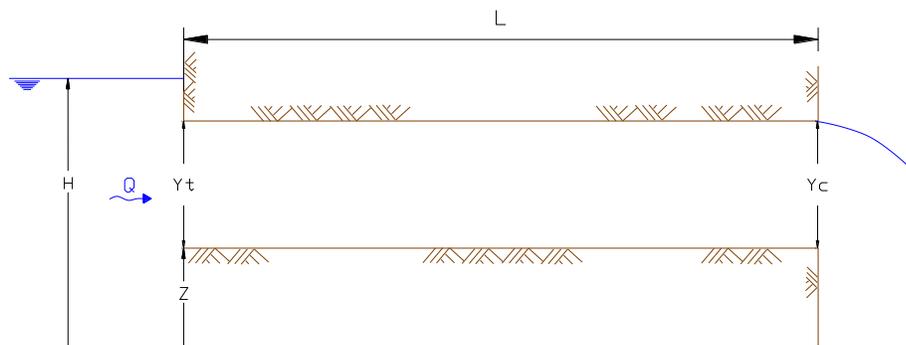


Figura 7-11 Perfil del agua en un túnel con funcionamiento hidráulico como tubo lleno.

$$H = Y_t + (1 + K_d) \frac{Q^2}{2g A_t^2} + \left[\frac{V_t n_{eq}}{R_t^{2/3}} \right]^2 L_t + z \quad (7.36)$$

donde

H	elevación en el embalse aguas arriba de la entrada de los túneles, en msnm
Q	gasto considerado en el análisis, en m ³ /s
g	aceleración debida a la gravedad, m/s ²
Y _t	Altura total del túnel, en m
K _d	pérdida por entrada, en este caso 0.5
A _t	área hidráulica total de la sección transversal del túnel, en m ²
V _t	velocidad promedio del túnel, en m/s
n _{eq}	rugosidad equivalente de Manning
R _t	radio hidráulico de la sección transversal del túnel, en m
L _t	longitud total del túnel, en m
z	elevación de la plantilla de los túneles, en msnm

A continuación, se presenta el procedimiento de cálculo para la determinación del nivel aguas arriba de la entrada de los túneles correspondiente a un gasto igual a 3 000 m³/s y una elevación en el embalse, aguas abajo de la salida del túnel, de 85 msnm.

Del mismo modo que en el funcionamiento hidráulico como canal, se hace el análisis para un sólo túnel. De esta manera, se calculan las características geométricas e hidráulicas del mismo a partir de las ecuaciones (7.23) a (7.26).

$$\alpha = \text{angsen} \left[\frac{14-7}{7} \right] = 1.5708 \text{ rad}$$

$$A = (7)^2 [2 + 1.5708 + \text{sen}(1.5708)\text{cos}(1.5708)] = 174.969 \text{ m}^2$$

$$P = 7[4 + 2(1.5708)] = 49.99 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{174.969}{49.99} = 3.49 \text{ m}$$

La rugosidad equivalente de la sección transversal del túnel, considerando una rugosidad de 0.014 para el revestimiento con concreto hidráulico y de 0.026 para concreto lanzado, se obtuvo a partir de la ecuación (7.22)

$$n_c = \frac{49.99}{\frac{14}{0.014} + \frac{35.99}{0.026}} = 0.02097$$

De acuerdo a las consideraciones mencionadas en el funcionamiento hidráulico como canal, se utilizó nuevamente la ecuación (7.22) sustituyendo los valores del perímetro por las longitudes con diferentes revestimientos.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Así, la longitud de revestimiento con marcos metálicos considerada fue de 190 m con una rugosidad de 0.014 y la longitud revestida con rugosidad compuesta en la sección transversal fue de 945 m con una rugosidad de 0.02097 obtenida anteriormente.

Por lo que la rugosidad equivalente a utilizar en los cálculos fue de

$$n_{eq} = \frac{1135}{\frac{190}{0.014} + \frac{945}{0.02097}} = 0.01935$$

La velocidad es

$$V = \frac{1500}{174.969} = 8.573 \text{ m/s}$$

En la tabla 7-13 se muestran las características geométricas e hidráulicas de la sección a la salida del túnel 1 para un tirante Y_t .

Y_t m	α rad	P_t m ²	A_t m ²	R_t m	n_c	n_{eq}	V_t m/s	L_t m
14.00	1.571	49.99	174.97	3.50	0.02097	0.01935	8.57	1135

Tabla 7-13 Características geométricas e hidráulicas de la sección a la salida del túnel 1 para un funcionamiento hidráulico como tubo lleno.

Con los valores anteriores se obtiene el nivel en el embalse aguas arriba de la entrada de los túneles a partir de la ecuación (7.36)

$$H = 14 + (1 + 0.5) \frac{(1500)^2}{2(9.81)(174.97)^2} + \left[\frac{(8.57)(0.01935)}{(3.5)^{2/3}} \right]^2 (1135) + 76.5 = 102 \text{ msnm}$$

Se realizó el mismo procedimiento para gastos de 2 000 m³/s hasta 4 200 m³/s a cada 200 m³/s. Los resultados se presentan en la tabla 7-14.

Q_b m ³ /s	Y_c msnm	Elev. Aguas abajo msnm	Y_t msnm	Elev. Aguas arriba msnm	Funcionamiento Hidráulico
2 000	90.50	85.00	90.50	95.61	Tubo lleno
2 200	90.50	85.00	90.50	96.68	Tubo lleno
2 400	90.50	85.00	90.50	97.86	Tubo lleno
2 600	90.50	85.00	90.50	99.14	Tubo lleno
2 800	90.50	85.00	90.50	100.52	Tubo lleno
3 000	90.50	85.00	90.50	102.00	Tubo lleno
3 200	90.50	85.00	90.50	103.58	Tubo lleno
3 400	90.50	85.00	90.50	105.27	Tubo lleno
3 600	90.50	85.00	90.50	107.06	Tubo lleno
3 800	90.50	85.00	90.50	108.95	Tubo lleno
4 000	90.50	85.00	90.50	110.94	Tubo lleno
4 200	90.50	85.00	90.50	113.04	Tubo lleno

Tabla 7-14 Elevaciones a la entrada y salida de los túneles y elevación en el embalse para diferentes gastos de diseño. Funcionamiento hidráulico como tubo lleno.

7.2.2.3 Funcionamiento hidráulico en la transición canal-tubo lleno

Como se puede observar en la tabla 7-12, la elevación del agua en el embalse aguas arriba de los túneles sobrepasó la altura de los mismo, la cual es de 90.5 msnm, para un gasto de 1 600 m³/s. Del mismo modo, en la tabla 7-14 se observa que el túnel mantiene un funcionamiento hidráulico como tubo lleno a partir de los 2 000 m³/s.

Lo anterior muestra que entre los 1 600 y 2 000 m³/s los túneles comenzaron a trabajar semiahogados, es decir, parte de su longitud mantiene un funcionamiento hidráulico como canal y la parte restante como tubo lleno (Figura 7-12).

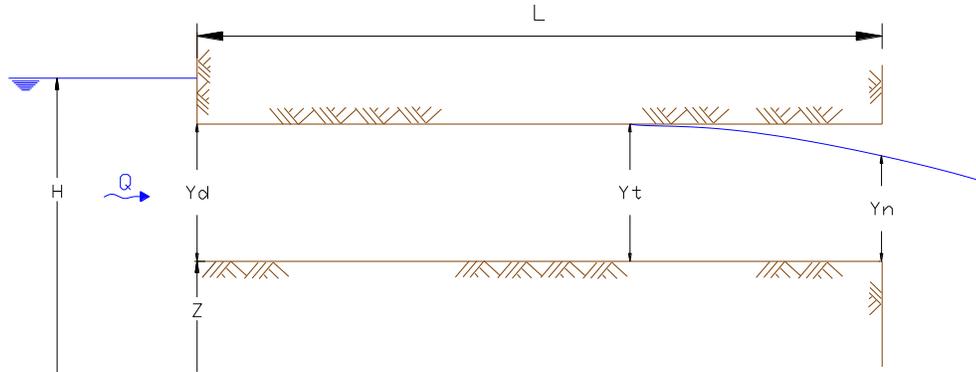


Figura 7-12 Perfil del agua en un túnel con funcionamiento hidráulico en la transición canal-tubo lleno.

Para determinar el nivel en el embalse aguas arriba de los túneles se comenzó a realizar el cálculo del perfil hidráulico para un funcionamiento como canal, ecuación (7.33), hasta el momento en que la Y_e calculada fuera igual a la altura del túnel (Y_t). A partir de esa longitud, el cálculo se continuó mediante la ecuación (7.36) considerando, ya, un funcionamiento hidráulico como tubo lleno.

A continuación, se presenta el procedimiento de cálculo para la determinación del nivel aguas arriba de la entrada de los túneles correspondiente a un gasto igual a 1 800 m³/s y una elevación en el embalse, aguas abajo de la salida de los túneles de 85 msnm.

Siguiendo el procedimiento descrito para el funcionamiento como canal las condiciones críticas, a la salida del túnel, se muestran en la tabla 7-15

$Q_{\text{diseño}}$ m ³ /s	$Q_{\text{túnel 1}}$ m ³ /s	B m	α rad	$A_{\text{baúl}}$ m ²	Y_c m	Y_c msnm
1800	900	7	0.92	166.60	12.56	89.06

Tabla 7-15 Condiciones críticas a la salida del túnel 1 para un gasto de 1 800 m³/s

Obtenido el tirante crítico a la salida del túnel 1, se realizó la comparación con la elevación aguas abajo de la misma, fijado inicialmente, de 85 msnm. De esta manera, se comenzaron los cálculos del perfil hidráulico a partir de la elevación del tirante crítico.

En la tabla 7-16 se muestran los resultados del cálculo del perfil hidráulico para un gasto de diseño de 1 800 m³/s y una elevación aguas abajo de la salida del túnel 1 de 85 msnm.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Y_n m	α rad	P_n m^2	A_n m^2	R_n m	n_c	n_{eq}	V_n m/s	Y_e m	α rad	P_e m^2	A_e m^2	R_e m	n_c	n_{eq}	ΔL m	n_m
12.56	0.92	40.84	166.60	4.08	0.0201	0.01873	5.402	12.63	0.9344	41.0813	167.205	4.07	0.02012	0.01875	39.14	0.01874
12.63	0.93	41.08	167.21	4.07	0.02012	0.01875	5.38	12.70	0.95	41.33	167.79	4.06	0.02015	0.01877	78.28	0.01876
12.70	0.95	41.33	167.79	4.06	0.02015	0.01877	5.36	12.77	0.97	41.57	168.36	4.05	0.02018	0.01879	117.41	0.01878
12.77	0.97	41.57	168.36	4.05	0.02018	0.01879	5.35	12.84	0.99	41.83	168.92	4.04	0.02020	0.01881	156.55	0.01880
12.84	0.99	41.83	168.92	4.04	0.02020	0.01881	5.33	12.91	1.01	42.09	169.45	4.03	0.02023	0.01883	195.69	0.01882
12.91	1.01	42.09	169.45	4.03	0.02023	0.01883	5.31	12.98	1.03	42.35	169.97	4.01	0.02026	0.01885	234.83	0.01884
12.98	1.03	42.35	169.97	4.01	0.02026	0.01885	5.30	13.05	1.04	42.62	170.46	4.00	0.02029	0.01887	273.97	0.01886
13.05	1.04	42.62	170.46	4.00	0.02029	0.01887	5.28	13.12	1.06	42.90	170.94	3.98	0.02032	0.01889	313.10	0.01888
13.12	1.06	42.90	170.94	3.98	0.02032	0.01889	5.26	13.19	1.09	43.19	171.40	3.97	0.02035	0.01891	352.24	0.01890
13.19	1.09	43.19	171.40	3.97	0.02035	0.01891	5.25	13.26	1.11	43.49	171.84	3.95	0.02038	0.01893	391.38	0.01892
13.26	1.11	43.49	171.84	3.95	0.02038	0.01893	5.24	13.33	1.13	43.81	172.26	3.93	0.02041	0.01896	430.52	0.01895
13.33	1.13	43.81	172.26	3.93	0.02041	0.01896	5.22	13.40	1.15	44.13	172.66	3.91	0.02044	0.01898	469.66	0.01897
13.40	1.15	44.13	172.66	3.91	0.02044	0.01898	5.21	13.46	1.18	44.48	173.04	3.89	0.02048	0.01900	508.79	0.01899
13.46	1.18	44.48	173.04	3.89	0.02048	0.01900	5.20	13.53	1.20	44.85	173.39	3.87	0.02051	0.01903	547.93	0.01902
13.53	1.20	44.85	173.39	3.87	0.02051	0.01903	5.19	13.60	1.23	45.24	173.72	3.84	0.02055	0.01906	587.07	0.01904
13.60	1.23	45.24	173.72	3.84	0.02055	0.01906	5.18	13.67	1.26	45.68	174.03	3.81	0.02059	0.01909	626.21	0.01907
13.67	1.26	45.68	174.03	3.81	0.02059	0.01909	5.17	13.74	1.30	46.15	174.31	3.78	0.02063	0.01912	665.34	0.01910
13.74	1.30	46.15	174.31	3.78	0.02063	0.01912	5.16	13.81	1.34	46.70	174.55	3.74	0.02069	0.01915	704.48	0.01914
13.81	1.34	46.70	174.55	3.74	0.02069	0.01915	5.16	13.88	1.38	47.37	174.76	3.69	0.02074	0.01920	743.62	0.01918
13.88	1.38	47.37	174.76	3.69	0.02074	0.01920	5.15	13.95	1.45	48.28	174.91	3.62	0.02082	0.01925	782.76	0.01922

Tabla 7-16 Resultados del cálculo del perfil hidráulico para un gasto de diseño de 1 800 m²/s y una elevación aguas abajo de la salida del canal de 85 msnm

Se puede observar que el último tirante Y_e calculado en la tabla 7-16 resultó ser de 13.95 m debido a que en el cálculo siguiente el tirante sobrepasó la altura del túnel, de esta manera el túnel comienza a trabajar como tubo lleno entre los cadenamientos 0+782.76 y 0+821.90 m. En este caso se consideró que 13.95 m \approx 14 m por lo que se realizó el cálculo como tubo lleno a partir del cadenamiento 0+782.76 m.

Cabe señalar que para determinar la ubicación exacta en la que el agua toca el techo del túnel sería necesario reducir la longitud de $\Delta \ell$, otra manera, sería despejar dicho valor de la ecuación (7.33) realizando el balance de energías entre la salida del túnel y dicha sección, haciendo $Y_e = 14$ m.

Por otro lado, Francis Henderson (1966), en su libro Open Chanel Flow, propone un método para determinar con mayor precisión la distancia $\Delta \ell$, considerando que para las secciones próximas al ahogamiento del tubo se presentan presiones menores a la atmósfera cerca de la clave, provocadas por la fluctuación de los tirantes y la falta de ventilación, lo cual, hace que el perfil del agua se sobre-eleve por encima del teórico calculado y aumente la longitud del ahogamiento del tubo.

Sin embargo, se consideró innecesario éste cálculo debido a que la variación en el resultado de la elevación en el embalse aguas arriba de la entrada de los túneles no resultó significativa.

De esta manera, la longitud en la que los túneles trabajan como tubo lleno fue

$$L = 1135 - 782.76 = 352.24 \text{ m}$$

En la tabla 7-17 se muestran las características geométricas e hidráulicas de la sección a la salida del túnel 1 para un tirante Y_t .

Y_t m	α rad	P_t m^2	A_t m^2	R_t m	n_c	n_{eq}	V_t m/s	L_t m
14.00	1.571	49.99	174.97	3.50	0.02097	0.01935	5.14	352.24

Tabla 7-17 Características geométricas e hidráulicas de la sección transversal del túnel 1 para un gasto de diseño de 1 800 m³/s y una elevación aguas abajo de la salida del canal de 85 msnm.

Finalmente, se utilizó la ecuación (7.36) para obtener la elevación en el embalse aguas arriba de la entrada de los túneles

$$H = 14 + (1 + 0.5) \frac{(900)^2}{2(9.81)(174.97)^2} + \left[\frac{(5.14)(0.01935)}{(3.5)^{2/3}} \right]^2 (352.24) + 76.5 = 94.64 \text{ msnm}$$

Se realizó el mismo procedimiento para gastos de 1 750 m³/s hasta 1 900 m³/s a cada 50 m³/s. Los resultados se presentan en la tabla 7-18.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Esta circunstancia se tuvo cuando el nivel en el embalse aguas abajo de la salida de los túneles sobrepasó la altura de los mismos, 90.50 msnm.

A continuación, se presenta el procedimiento de cálculo para la determinación del nivel aguas arriba de la entrada de los túneles correspondiente a un gasto igual a 3 000 m³/s y una elevación en el embalse, aguas abajo de la salida de los túneles de 92 msnm.

En este caso se tomaron las características geométricas e hidráulicas de la sección a la salida del túnel 1 para un funcionamiento hidráulico como tubo lleno, mostradas en la tabla 7-13. Dichos valores se sustituyen en la ecuación (7.37) para obtener el nivel en el embalse aguas arriba de la entrada de los mismos.

$$H = 92 + (1 + 0.5) \frac{(1500)^2}{2(9.81)(174.97)^2} + \left[\frac{(8.57)(0.01935)}{(3.5)^{2/3}} \right]^2 (1135) = 103.5 \text{ msnm}$$

7.2.2.5 Familia de curvas Elevaciones en el embalse vs Gastos de descarga de los túneles de conducción

Así, uniendo las tablas 7-12, 7-14 y 7-18 se obtiene la curva elevaciones en el embalse vs gastos de descarga de los túneles de conducción para una elevación en el embalse aguas abajo de la salida de los mismos de 85 msnm, tabla 7-19, para gastos de 200 m³/s hasta 4 200 m³/s, considerando el funcionamiento hidráulico como canal, como tubo lleno y la transición entre ambos.

Q ₀ m ³ /s	Y _c msnm	Elev. Aguas abajo msnm	Y _d msnm	Elev. Aguas arriba msnm	Funcionamiento Hidráulico
200	79.25	85.00	85.04	85.10	Canal
400	80.87	85.00	85.17	85.38	Canal
600	82.22	85.00	85.39	85.83	Canal
800	83.43	85.00	85.70	86.44	Canal
1 000	84.55	85.00	86.10	87.17	Canal
1 200	85.61	85.00	86.99	88.30	Canal
1 400	86.68	85.00	88.19	89.69	Canal
1 600	87.79	85.00	89.48	91.18	Canal
1 750	88.71	85.00	95.50	94.41	Transición
1 800	89.06	85.00	95.50	94.64	Transición
1 850	89.44	85.00	95.50	94.87	Transición
1 900	89.91	85.00	95.50	95.11	Transición
2 000	90.50	85.00	90.50	95.61	Tubo lleno
2 200	90.50	85.00	90.50	96.68	Tubo lleno
2 400	90.50	85.00	90.50	97.86	Tubo lleno
2 600	90.50	85.00	90.50	99.14	Tubo lleno
2 800	90.50	85.00	90.50	100.52	Tubo lleno
3 000	90.50	85.00	90.50	102.00	Tubo lleno
3 200	90.50	85.00	90.50	103.58	Tubo lleno
3 400	90.50	85.00	90.50	105.27	Tubo lleno
3 600	90.50	85.00	90.50	107.06	Tubo lleno
3 800	90.50	85.00	90.50	108.95	Tubo lleno
4 000	90.50	85.00	90.50	110.94	Tubo lleno
4 200	90.50	85.00	90.50	113.04	Tubo lleno

Tabla 7-19 Curva elevaciones en el embalse vs gastos de descarga de los túneles de conducción para una elevación en el embalse aguas abajo de la salida de los mismos de 85 msnm.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Del mismo modo que para el análisis del canal para los túneles de conducción se determinó una familia de curvas Elevaciones en el embalse vs Gastos de descarga 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 m³/s con incrementos a cada 200 m³/s, lo cual representó realizar 2 400 análisis de curvas de remanso en el canal.

En la figura 7-10 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 Caído si influye de manera considerable en la elevación obtenida en el embalse aguas arriba al hacer el análisis de remanso.

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 1800 m³/s, la elevación en la que se encuentre el embalse aguas abajo del Caído 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 caído.

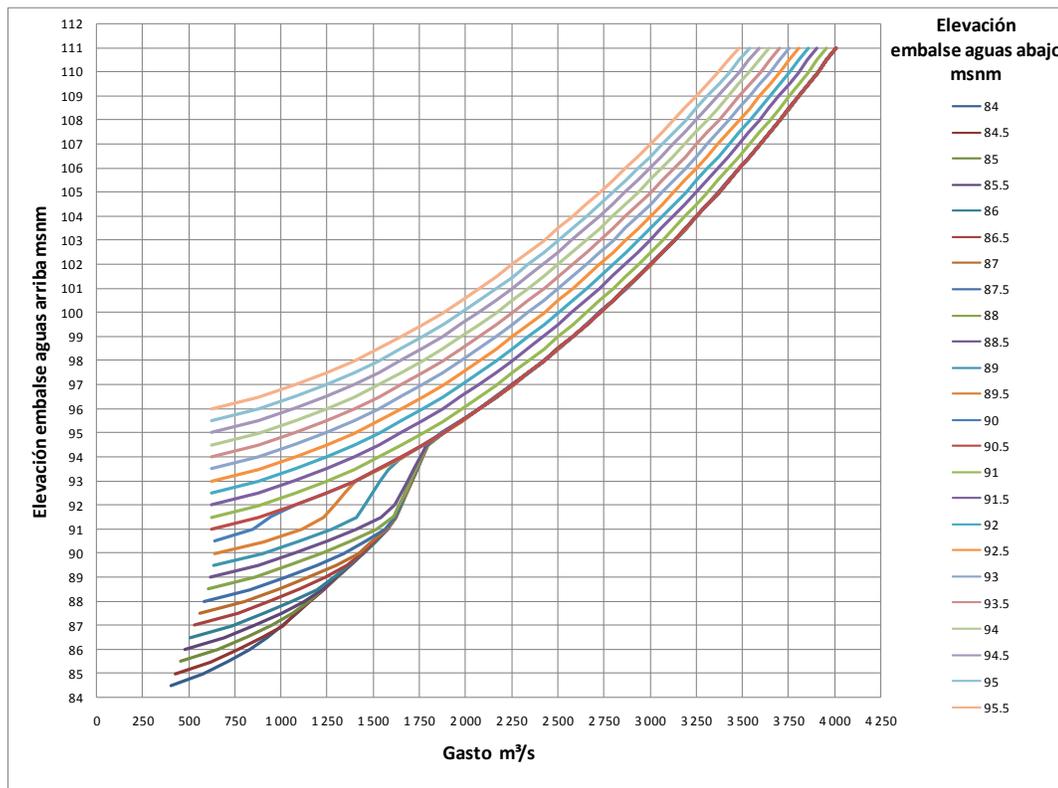


Figura 7-14 Curva Elevaciones en el embalse vs Gastos de descargas correspondientes al funcionamiento hidráulico del Canal, río Grijalva, Chiapas.

7.3 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO CONJUNTO CANAL - TÚNELES DE CONDUCCIÓN

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 Caído 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.

De esta manera, se interpolaron dichos valores de las curvas Elevaciones en el embalse vs Gastos de descarga tanto del canal como de los túneles de conducción y se sumaron entre sí para obtener la correspondiente al funcionamiento conjunto entre las dos estructuras.

En la tabla 7-20 se muestran los resultados obtenidos para un nivel en el embalse aguas abajo del canal y los túneles de conducción de 85 msnm y para elevaciones aguas arriba de los mismos de 85.5 hasta 111 msnm.

Elevación en el embalse aguas arriba	Gasto m ³ /s			Elevación en el embalse aguas arriba	Gasto m ³ /s		
	Canal	Túneles	Canal + Túneles		Canal	Túneles	Canal + Túneles
85.5	0.00	453.22	453.22	98.5	6 648.00	2 500.25	9 148.25
86	306.42	654.60	961.03	99	7 086.96	2 578.52	9 665.48
86.5	398.17	816.09	1 214.25	99.5	7 542.86	2 652.58	10 195.44
87	467.12	952.65	1 419.77	100	7 981.82	2 725.05	10 706.87
87.5	535.62	1 057.84	1 593.45	100.5	8 427.27	2 797.52	11 224.79
88	609.38	1 146.37	1 755.75	101	8 876.19	2 865.16	11 741.35
88.5	765.63	1 228.51	1 994.13	101.5	9 345.45	2 932.63	12 278.08
89	934.48	1 300.81	2 235.29	102	9 819.05	3 000.09	12 819.14
89.5	1 116.98	1 373.12	2 490.10	102.5	10 310.00	3 063.21	13 373.21
90	1 316.67	1 442.20	2 758.87	103	10 790.91	3 126.33	13 917.24
90.5	1 530.43	1 509.38	3 039.81	103.5	11 280.00	3 189.45	14 469.45
91	1 761.90	1 576.56	3 338.46	104	11 835.29	3 249.38	15 084.67
91.5	2 010.26	1 618.79	3 629.04	104.5	12 380.95	3 308.67	15 689.62
92	2 268.42	1 647.65	3 916.07	105	12 911.11	3 367.96	16 279.07
92.5	2 538.89	1 676.50	4 215.39	105.5	13 500.00	3 425.70	16 925.70
93	2 823.53	1 705.36	4 528.89	106	14 128.57	3 481.60	17 610.17
93.5	3 117.65	1 734.22	4 851.87	106.5	14 760.00	3 537.51	18 297.51
94	3 425.00	1 763.08	5 188.08	107	15 413.33	3 593.41	19 006.74
94.5	3 741.94	1 791.94	5 533.87	107.5	16 075.00	3 646.65	19 721.65
95	4 066.67	1 874.20	5 940.87	108	16 720.00	3 699.53	20 419.53
95.5	4 400.00	1 977.18	6 377.18	108.5	17 385.71	3 752.41	21 138.13
96	4 751.72	2 072.53	6 824.25	109	18 050.00	3 805.02	21 855.02
96.5	5 107.14	2 165.70	7 272.85	109.5	18 712.50	3 855.19	22 567.69
97	5 476.92	2 253.76	7 730.68	110	19 350.00	3 905.36	23 255.36
97.5	5 853.85	2 338.83	8 192.67	110.5	19 975.00	3 955.54	23 930.54
98	6 248.00	2 421.99	8 669.99	111	20 000.00	4 005.43	24 005.43

Tabla 7-20 Funcionamiento hidráulico conjunto del canal y los túneles de conducción.

ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA

Finalmente, a partir de los resultados de la tabla 7-20 correspondientes a la suma de los gastos del canal más los túneles de conducción se realizó nuevamente una interpolación para determinar las elevaciones aguas arriba de la entrada de los mismos para un mismo gasto y una misma elevación en el embalse aguas abajo de la salida de dichas estructuras.

Lo anterior se realizó para cada una de las elevaciones en el embalse aguas abajo de las estructuras de 84 hasta 95.5 msnm. En la Figura 7-21 se muestra la familia de curvas obtenida.

Se puede observar en la Figura 7-21 que la elevación en la que se encuentre el embalse aguas abajo del deslizamiento de tierra si influye, de manera considerable, en la elevación obtenida en el embalse aguas arriba del mismo al hacer el análisis del funcionamiento hidráulico del canal y los túneles de conducción.

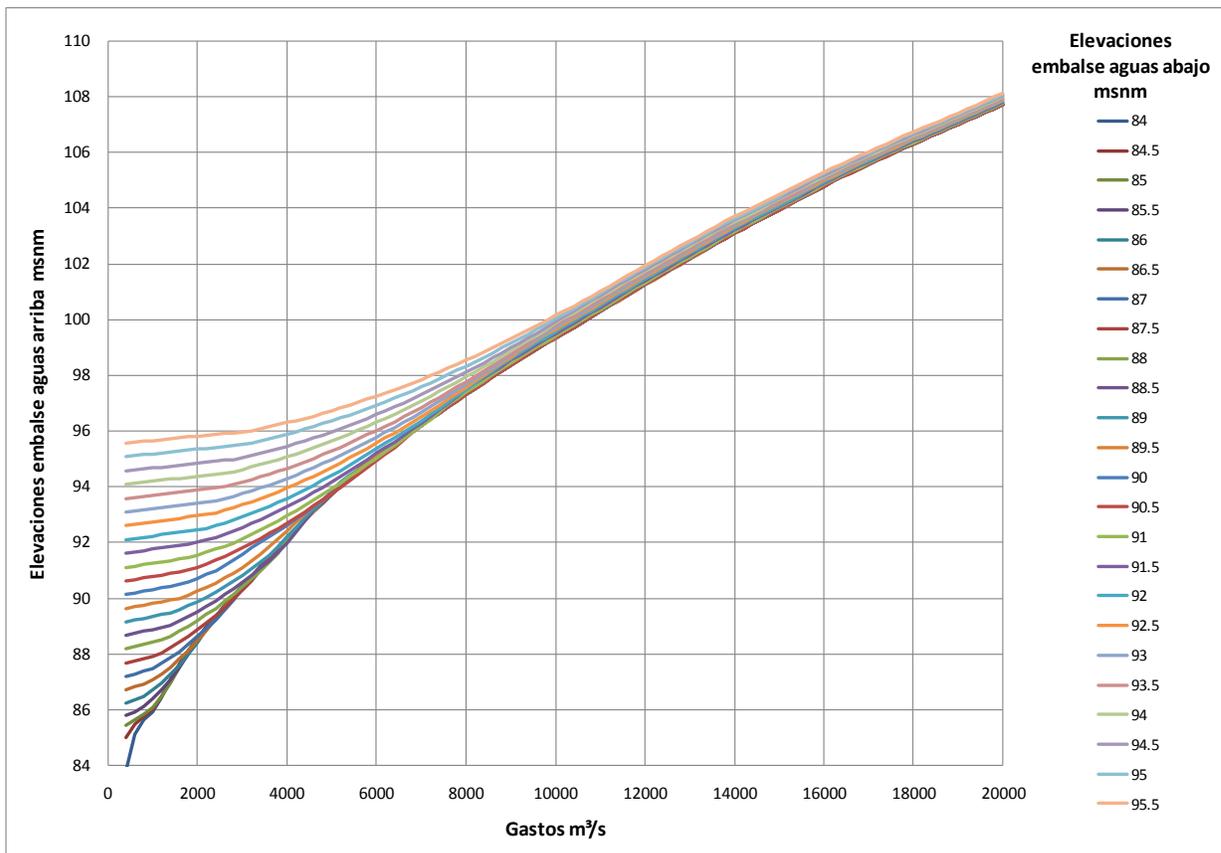


Figura 7-15 Curva Elevaciones en el embalse vs Gastos de descargas correspondientes al funcionamiento hidráulico conjunto del canal y los túneles de conducción, río Grijalva, Chiapas.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS
CONSIDERANDO EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA
EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

CAPÍTULO 8

Tránsito de Avenidas

8 TRÁNSITO DE AVENIDAS

Cuando el volumen del escurrimiento que ingresa a un vaso o almacenamiento es mayor que el caudal de descarga, el nivel de la superficie del agua en el embalse se eleva. En este caso, la magnitud del gasto de salida guarda una relación respecto del nivel del agua en el vaso puesto que la descarga se realiza a través de una estructura tal como un vertedor, una compuerta o túneles de desvío y se establece una relación matemática precisa entre ambos.

Antes de que ocurra una tormenta se considera que el régimen existente es de tipo permanente ya que el gasto que entra es igual al gasto que sale. Después, una vez iniciado el proceso de escurrimiento, el nivel del agua empieza a subir y el gasto de salida se incrementa.

Si la estructura de descarga tiene una apertura infinita, el flujo de salida siempre será igual al gasto de entrada y no existirá incremento en el nivel del embalse. Por otra parte, si la respuesta del gasto de salida es apenas sensible respecto del nivel del agua entonces el flujo adicional produce un incremento en el nivel del embalse.

De lo anterior se puede decir que transitar una avenida en un vaso significa determinar el hidrograma de salida de una presa dado un hidrograma particular de entrada correspondiente a una tormenta o avenida (Contreras, 2004).

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.

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 de conducción 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 de tierra se encuentran conectados por dichas estructuras.

De esta manera, se puede considerar que el nivel del embalse aguas arriba del deslizamiento de tierra 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 en el embalse de la central hidroeléctrica se tiene una curva Elevaciones en el embalse vs Gastos de descarga diferente y por consiguiente un nivel diferente en el embalse aguas arriba del deslizamiento de tierra.

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 como el HEC-RAS, HEC-HMS, Flow 2D o el Flow 3D, entre otros, que pueden interconectar una serie de embalses mediante estructuras hidráulicas y realizar los tránsitos correspondientes, tienen el inconveniente de que su modelado se vuelve muy complejo, algunos requieren una gran capacidad de almacenaje de datos y la mayoría de ellos no contienen la sección tipo portal dentro de sus secciones prefijadas ocasionando que el modelado se lleve a cabo mediante una sección equivalente.

Debido a lo anterior, resultó necesario determinar una metodología que pudiera considerar los ingresos de avenidas en cada uno de los embalses, la regulación en los dos vasos de

almacenamiento, las descargas en la C. H. Peñitas y que tuviera la capacidad de introducirse a la familia de curvas Elevaciones en el embalse vs Gastos de descarga, obtenidas en el capítulo anterior, para utilizar la curva correspondiente al nivel en el embalse de la C. H. Peñitas en cada Δt del hidrograma, tanto del canal como de los túneles de conducción o en su conjunto, según fuese el caso, y todo esto de manera simultánea, con la finalidad de considerar el cambio en el nivel del embalse de la C. H. Peñitas, en cada Δt considerado en los hidrogramas, debida a la regulación del volumen ingresado, el cual influye en el resultado del nivel del embalse aguas arriba del deslizamiento de tierra.

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 hidráulicas del deslizamiento de tierra 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 intervalo de 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.

Por todo lo anterior, se elaboró un programa en Excel con aplicaciones en VBA tomando como base el método de Puls, el cual fue modificado para que contemplara el tránsito de avenidas integral en los embalses formados por el deslizamiento de tierra. A continuación se presenta el método de Puls y posteriormente las modificaciones realizadas al mismo.

8.1 MÉTODO GRÁFICO DE PULS

En forma gráfica, haciendo referencia a la Figura 8-1, antes del tiempo t_0 el hidrograma de entrada a la presa era igual al de salida, a partir de t_0 , se empieza a recibir los escurrimientos provenientes de la avenida y como dichos escurrimientos son mayores que el gasto de salida, el agua se empieza a acumular dentro del vaso. Entre el tiempo t_0 y t_1 , como se va incrementando el volumen del vaso, se va incrementando también el nivel del agua, cuando esto ocurre el gasto de salida (hidrograma de salida) se incrementa hasta llegar a un flujo máximo en el tiempo t_1 . A partir de este momento, el flujo de salida es mayor que el de entrada y el volumen disminuye gradualmente hasta llegar a su valor inicial (Contreras, 2004).

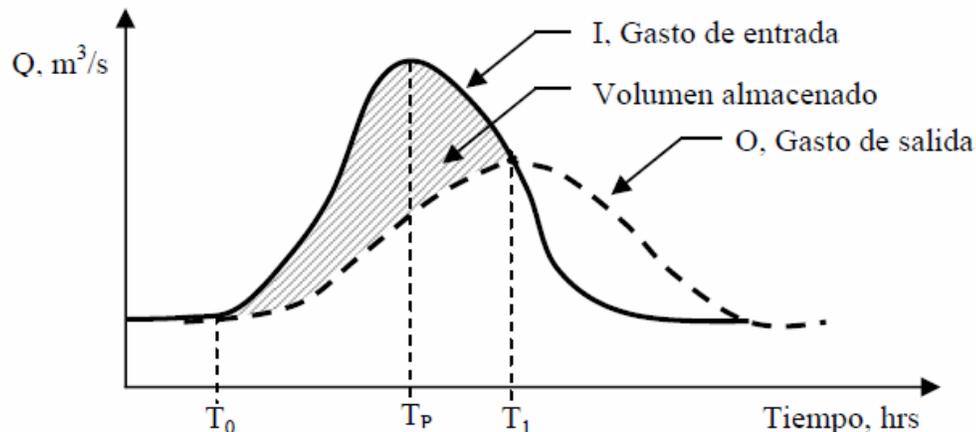


Figura 8-1 Comportamiento del gasto de entrada y del gasto de salida durante en tránsito de una avenida por un vaso

El volumen almacenado se puede obtener a través de la ecuación de continuidad:

$$\frac{dV}{dt} = I - O \quad (8.1)$$

donde

O gasto de salida, en m³/s

I gasto de entrada, en m³/s

$\frac{dV}{dt}$ cambio en el volumen de almacenamiento, en m³

Si se integra la ecuación (8.1) de t₀ a t₁ se obtiene el volumen total del almacenamiento

$$V = \int_{t_0}^{t_1} (I - O) dt \quad (8.2)$$

El método gráfico de Puls para el tránsito de avenidas en embalses es ciertamente sencillo, rápido y aproximado para resolver la ecuación de continuidad (8.1) antes descrita.

De esta manera, la ecuación de continuidad se puede expresar también mediante diferencias finitas como:

$$\frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} = \frac{I_{i+1} + I_i}{2} - \frac{O_{i+1} + O_i}{2} \quad (8.3)$$

Así, la ecuación (8.3) puede transformarse en (Saravia, 2002)

$$V_{i+1} + \frac{O_{i+1}}{2} \Delta t = \frac{I_{i+1} + I_i}{2} \Delta t + \left(V_i - \frac{O_i}{2} \Delta t \right) \quad (8.4)$$

Para poder realizar el tránsito de avenidas mediante la metodología presentada es necesario contar con las curva Elevaciones vs Capacidades en el embalse, Elevaciones en el embalse vs Gastos de descarga de la estructura hidráulica propuesta para tal efecto y el hidrograma de entrada de la avenida en estudio.

Por otro lado, se deben calcular las curvas $V - \frac{O}{2} \Delta t$ y $V + \frac{O}{2} \Delta t$ para diferentes elevaciones en el embalse a partir de las curvas antes mencionadas con los volúmenes como eje horizontal y con el gasto de salida como eje vertical como se muestra en la Figura 8-2.

Obtenidos los datos anteriores se procede a transitar el hidrograma de la avenida en estudio de la siguiente manera.

Se propone una elevación de partida E_i y un intervalo de tiempo Δt , con los cuales se calcula O_i, dicho valor se ubica en la Figura 8-2 sobre la curva $V - \frac{O}{2} \Delta t$, punto A. Después, se suma al punto A el valor de $\frac{I_{i+1} + I_i}{2} \Delta t$ para obtener el punto B. Se traza una vertical a partir del punto B hasta intersecar la curva $V + \frac{O}{2} \Delta t$, punto C. Después, se prolonga una línea horizontal hasta el

eje vertical para determinar el valor de O_{i+1} . Finalmente, con éste último valor se determina la elevación en el embalse E_{i+1} . Lo anterior se muestra en la Figura 8-2. El proceso se repite para todos los gastos del hidrograma considerando O_{i+1} como el gasto inicial en el cálculo siguiente.

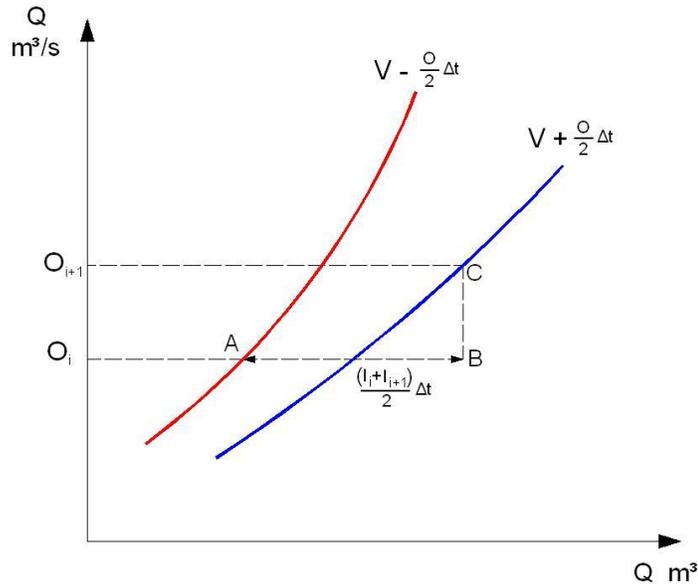


Figura 8-2 Procedimiento gráfico del método de Puls.

8.2 MÉTODO MODIFICADO DE PULS

El Ing. Javier Contreras (2004) de la Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos de la CFE, presentó un método numérico basado en el método gráfico de Puls, antes descrito, para determinar el tránsito de una avenida. En el presente trabajo se modificó dicha metodología para poder realizar el tránsito de avenidas integral en los embalses formados por el deslizamiento de tierra.

Es importante mencionar que una hipótesis importante que considera esta metodología es que las avenidas se presentan de manera simultánea en los dos embalses, tanto aguas arriba como aguas abajo del deslizamiento de tierra, iniciando el cálculo en el mismo tiempo t_0 e incrementos Δt iguales. De esta manera, dicho procedimiento se muestra a continuación.

De la ecuación de diferencias finitas (8.3) se conoce tanto el valor inicial de la entrada, la salida y el volumen en la presa (I_i , O_i y V_i) y como resultado del tránsito de la avenida se desea conocer, para los siguientes incrementos en la entrada, I_{i+1} , el valor de la salida y el volumen acumulado, O_{i+1} y V_{i+1} respectivamente.

El primer paso consiste, primeramente, en convertir todos los valores a volumen y después en despejar, de la ecuación de continuidad, las incógnitas quedando la ecuación (8.5)

$$(I_{i+1} + I_i)\Delta t + (2V_i - O_i\Delta t) = 2V_{i+1} + O_{i+1}\Delta t \quad (8.5)$$

donde los términos del lado izquierdo de la ecuación (8.5), I_i , I_{i+1} , V_i y O_i , son conocidos y los del lado derecho, V_{i+1} y O_{i+1} , son desconocidos.

Igual que en el método gráfico, para poder realizar el tránsito de avenidas mediante la metodología presentada es necesario contar con las curvas Elevaciones vs Capacidades, Elevaciones vs Gastos de descarga de la estructura hidráulica propuesta para tal efecto y el hidrograma de entrada de la avenida en estudio para cada uno de los embalses en estudio.

Por otro lado, se deben calcular las tablas de valores $2V - O\Delta t$ y $2V + O\Delta t$ para diferentes elevaciones en el embalse, a partir de las curvas mencionadas en el párrafo anterior. Lo anterior se realiza para cada uno de los embalses en estudio, en el caso del embalse aguas arriba se considerará un subíndice a , $2V_a - O_a\Delta t$ y $2V_a + O_a\Delta t$, y en el caso del embalse aguas abajo se considerará un subíndice b , $2V_b - O_b\Delta t$ y $2V_b + O_b\Delta t$.

Es importante mencionar que en el caso del embalse aguas arriba se requiere obtener una tabla por cada curva Elevaciones en el embalse vs Gastos de descarga de cada familia de curvas determinada.

Como siguiente paso, se proponen las elevaciones de partida E_{ai} y E_{bi} para el embalse aguas arriba y aguas abajo del deslizamiento de tierra, respectivamente, así como, un intervalo de tiempo Δt , con los cuales se calculan V_{ai} , O_{ai} y V_{bi} , O_{bi} . Obtenidos estos valores se calcula $2V_{ai} - O_{ai}\Delta t$ y $2V_{bi} - O_{bi}\Delta t$ respectivamente.

Se comienza el tránsito de la avenida primero en el embalse aguas arriba del deslizamiento de la siguiente manera:

A partir de los dos primeros gastos del hidrograma de entrada del embalse aguas arriba del deslizamiento, I_{ai} e I_{ai+1} , y el intervalo de tiempo Δt , se obtiene el valor de la expresión $(I_{ai} + I_{ai+1})\Delta t$.

Éste último valor se suma a $2V_{ai} - O_{ai}\Delta t$, obtenido previamente, obteniendo de ésta manera el valor de $2V_{ai+1} + O_{ai+1}\Delta t$. Resolviendo así la ecuación (8.4) para el embalse aguas arriba.

Con el valor de $2V_{ai+1} + O_{ai+1}\Delta t$ se interpola el valor de $2V_{ai+1} - O_{ai+1}\Delta t$ correspondiente, en las tablas obtenidas anteriormente. La tabla seleccionada para dicha interpolación deberá ser la correspondiente al nivel en el embalse aguas abajo del deslizamiento de tierra, E_{bi} , propuesto inicialmente. En el caso de que dicha elevación ser encuentre intermedio entre dos elevaciones prefijadas, E_b , es necesario interpolar una nueva tabla $2V_a - O_a\Delta t$ y $2V_a + O_a\Delta t$ correspondiente al valor en el embalse E_{bi} y con dichos valores se procede a la interpolación de $2V_{ai+1} - O_{ai+1}\Delta t$ a partir del valor $2V_{ai+1} + O_{ai+1}\Delta t$.

Finalmente, se procede de la manera siguiente para determinar los gastos de salida y el volumen almacenado, O_{ai+1} y V_{ai+1} respectivamente.

Para obtener el gasto de salida se hace

$$O_{ai+1} = \frac{(2V_{ai+1} + O_{ai+1}\Delta t) - (2V_{ai+1} - O_{ai+1}\Delta t)}{2\Delta t} \quad (8.6)$$

Para obtener el volumen almacenado

$$V_{ai+1} = \frac{(2V_{ai+1} + O_{ai+1}\Delta t) + (2V_{ai+1} - O_{ai+1}\Delta t)}{4} \quad (8.7)$$

Con el volumen V_{ai+1} se interpola el valor de la elevación en el embalse E_{ai+1} a partir de la curva Elevaciones vs Capacidades del embalse aguas arriba del deslizamiento de tierra.

Para continuar con el tránsito en el embalse aguas abajo, se suma el gasto descargado O_{ai+1} , obtenido a partir de la ecuación (8.6), al primer gasto del hidrograma de entrada del embalse aguas abajo del deslizamiento de tierra, I_{b1} . Así

$$I_{bi} = I_{b1} + O_{ai+1} \quad (8.8)$$

De esta manera, se obtiene la expresión $(I_{bi} + I_{bi+1})\Delta t$.

Éste último valor se suma a $2V_{bi} - O_{bi}\Delta t$, obtenido previamente, obteniendo de ésta manera el valor de $2V_{bi+1} + O_{bi+1}\Delta t$.

Resolviendo así la ecuación (8.4) para el embalse aguas abajo. Con el valor de $2V_{bi+1} + O_{bi+1}\Delta t$ se interpola el valor de $2V_{bi+1} - O_{bi+1}\Delta t$ correspondiente, en la tabla obtenida anteriormente para la C. H. Peñitas.

Finalmente, se procede de la manera siguiente para determinar los gastos de salida y el volumen almacenado, O_{bi+1} y V_{bi+1} respectivamente.

Para obtener el gasto de salida se hace

$$O_{bi+1} = \frac{(2V_{bi+1} + O_{bi+1}\Delta t) - (2V_{bi+1} - O_{bi+1}\Delta t)}{2\Delta t} \quad (8.9)$$

Para obtener el volumen almacenado

$$V_{bi+1} = \frac{(2V_{bi+1} + O_{bi+1}\Delta t) + (2V_{bi+1} - O_{bi+1}\Delta t)}{4} \quad (8.10)$$

Con el volumen V_{bi+1} se interpola el valor de la elevación en el embalse E_{bi+1} a partir de la curva Elevaciones vs Capacidades del embalse aguas abajo del deslizamiento de tierra.

Para el siguiente cálculo los valores finales obtenidos en el cálculo anterior serán los iniciales en el cálculo presente.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Lo importante de esta metodología es que, en cada intervalo de tiempo Δt , la ley de descargas de las estructuras hidráulicas cambia dependiendo del nivel en el embalse aguas abajo del deslizamiento de tierra.

Es por lo anterior, que surge la necesidad de construir una familia de curvas Elevaciones en el embalse vs Gastos de descarga y la correspondiente a los valores $2V - 0\Delta t$ y $2V + 0\Delta t$ para el canal, los túneles de conducción y del funcionamiento hidráulico de ambas estructuras.

Lo anterior permite una interacción semidinámica y continua entre los dos embalses debido a que se contempla la influencia que tiene el embalse aguas abajo sobre el embalse aguas arriba del deslizamiento de tierra y viceversa, en cada intervalo de tiempo Δt , a partir de la familia de valores mencionados anteriormente.

A continuación se presenta el desarrollo para los tres primeros cálculos del tránsito integral correspondiente a una avenida con gasto pico de 3747.76 m³/s asociado a un periodo de retorno de 23 años para el embalse aguas arriba y una avenida con gasto pico de 5434.93 m³/s asociado a un periodo de retorno de 45.55 años, los cuales en su conjunto están asociados a un periodo de retorno de 50 años.

A partir de los valores presentados en la tabla 6-14 se obtuvieron los hidrogramas correspondientes a los gastos pico, antes mencionados. Dichos hidrogramas se presentan en la tabla 8-1.

Embalse		Aguas arriba	Aguas abajo
Tr (años)		23.0	45.55
Días	Horas	Qp (m ³ /s)	
0	24	374.78	543.49
1	6	445.05	645.40
	12	1270.72	1842.78
	18	2096.40	3040.16
	24	2922.08	4237.55
2	6	3747.76	5434.93
	12	2874.82	4169.01
	18	2001.88	2903.09
	24	1128.95	1637.18
3	6	256.01	371.26
	12	260.13	377.24
	18	264.26	383.22
	24	268.38	389.20
4	6	272.50	395.18
	12	364.80	529.02
	18	457.09	662.86
	24	549.38	796.70
5	6	641.67	930.54
	12	685.96	994.77
	18	730.25	1059.00
	24	774.54	1123.23

Tabla 8-1 Hidrograma correspondiente a los embalses aguas arriba y aguas abajo del deslizamiento de tierra.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Como condiciones iniciales se consideran las elevaciones E_{ai} y E_{bi} de 89.0 y 86.5 msnm respectivamente. Se consideraron dichas elevaciones debido a que son las elevaciones promedio que se han presentando a lo largo del año 2009. El intervalo de tiempo Δt es de 6 horas.

Por otro lado, se considera una operación máxima de las 6 turbinas de la C. H. Malpaso para un gasto total de 1 440 m³/s. Asimismo, se considera una operación de sólo 3 turbinas para la C. H. Peñitas para un gasto de 1 080 m³/s, éste último gasto sólo se considera hasta que el vertedor entra en operación.

Las curvas Elevaciones vs Capacidades de los dos embalses, aguas arriba y aguas abajo del deslizamiento de tierra, fueron proporcionadas por la Subdirección de Generación de la CFE y se muestran en las tablas 8-2 y 8-3 respectivamente.

Elevación msnm	Volumen Hm ³	Elevación msnm	Volumen Hm ³
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		

Tabla 8-2 Curva Elevaciones vs Capacidades en el embalse aguas arriba del deslizamiento de tierra.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Elevación msnm	Volumen Hm³	Elevación msnm	Volumen Hm³
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		

Tabla 8-3 Curva Elevaciones vs Capacidades en el embalse aguas abajo del deslizamiento de tierra.

La política del vertedor se obtuvo del Manual de Procedimientos de la Unidad de Ingeniería y Construcción con la Clave UIC – 13 – 13 emitido oficialmente en 1999 en conjunto con Gerencia de Generación Hidroeléctrica de la CFE. En la tabla 8-4 se presenta dicha política.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Elevación en el embalse msnm	Gasto por vertedor C. H. Peñitas m ³ /s
87.40	0
87.45	1 870
87.55	2 700
87.70	3 620
87.90	4 465
88.20	5 540
88.50	6 292
88.90	7 332
89.30	8 112
89.80	8 940
90.25	9 928
90.70	10 864
91.15	11 752
91.70	12 596
92.25	14 480
92.85	15 320
94.00	15 760
94.50	16 500
95.00	17 220
95.50	18 000

Tabla 8-4 Política del vertedor de la C. H. Peñitas.

Como se mencionó anteriormente, el tránsito de la avenida comienza en el embalse aguas arriba del deslizamiento de tierra.

Para ello, se calcularon las tablas de valores $2V - O\Delta t$ y $2V + O\Delta t$ para diferentes elevaciones en el embalse y para cada una de las elevaciones en el embalse aguas abajo del deslizamiento de tierra.

De esta manera, la tabla comienza a construirse a partir de la elevación mínima y hasta la elevación máxima de la curva Elevaciones vs Gastos de descarga correspondiente. En este caso se interpolan los volúmenes correspondientes a cada elevación en el embalse de la curva Elevaciones vs Capacidades en el embalse aguas arriba.

En la tabla 8-5 se muestra el cálculo de las tablas $2V - O\Delta t$ y $2V + O\Delta t$ para el canal correspondientes a la elevación en el embalse aguas abajo de 86.5 msnm.

Para las elevaciones iniciales de 89 y 86.5 msnm en el embalse aguas arriba y aguas abajo respectivamente, el gasto de salida del canal es de 1 043.478 m³/s (Tabla 8-5), convirtiendo dicho valor a volumen se tiene que

$$O_{ai} \Delta t = 1043.48 * 0.0036 * 6 = 22.54 \text{ Hm}^3$$

El volumen en el embalse para esa misma elevación es de 497.12 Hm³ (Tabla 8-2) de esta manera

$$2V_{ai} - O_{ai} \Delta t = 2(497.12) - 22.54 = 971.70 \text{ Hm}^3$$

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Elevación msnm	O m ³ /s	O*Δt Hm ³	V Hm ³	2 V + O*Δt Hm ³	2 V - O*Δt Hm ³
85.15	200	4.32	382.48	769.27	760.63
87.25	400	8.64	445.01	898.66	881.38
87.97	600	12.96	466.45	945.86	919.94
88.61	800	17.28	485.50	988.29	953.73
89.19	1 000	21.60	502.78	1 027.15	983.95
89.72	1 200	25.92	518.56	1 063.04	1 011.20
90.20	1 400	30.24	535.16	1 100.56	1 040.08
90.66	1 600	34.56	554.17	1 142.91	1 073.79
91.08	1 800	38.88	571.53	1 181.95	1 104.19
91.48	2 000	43.20	588.07	1 219.33	1 132.93
91.87	2 200	47.52	604.18	1 255.89	1 160.85
92.25	2 400	51.84	619.89	1 291.62	1 187.94
92.61	2 600	56.16	634.77	1 325.70	1 213.38
92.96	2 800	60.48	649.24	1 358.95	1 237.99
93.30	3 000	64.80	663.29	1 391.38	1 261.78
93.64	3 200	69.12	677.34	1 423.80	1 285.56
93.96	3 400	73.44	690.57	1 454.57	1 307.69
94.28	3 600	77.76	703.79	1 485.34	1 329.82
94.59	3 800	82.08	716.61	1 515.29	1 351.13
94.90	4 000	86.40	729.42	1 545.24	1 372.44
95.20	4 200	90.72	741.82	1 574.35	1 392.91
95.50	4 400	95.04	754.22	1 603.47	1 413.39
95.78	4 600	99.36	765.79	1 630.94	1 432.22
96.07	4 800	103.68	777.78	1 659.23	1 451.87
96.35	5 000	108.00	789.35	1 686.70	1 470.70
96.63	5 200	112.32	800.92	1 714.16	1 489.52
96.90	5 400	116.64	812.08	1 740.80	1 507.52
97.16	5 600	120.96	822.83	1 766.61	1 524.69
97.43	5 800	125.28	833.99	1 793.25	1 542.69
97.69	6 000	129.60	844.73	1 819.06	1 559.86
97.94	6 200	133.92	855.06	1 844.05	1 576.21
98.19	6 400	138.24	865.40	1 869.03	1 592.55
98.44	6 600	142.56	875.73	1 894.02	1 608.90
98.69	6 800	146.88	886.06	1 919.01	1 625.25
98.93	7 000	151.20	895.98	1 943.16	1 640.76
99.07	7 200	155.52	901.77	1 959.06	1 648.02
99.30	7 400	159.84	911.27	1 982.39	1 662.71
99.61	7 600	164.16	924.09	2 012.33	1 684.01
99.78	7 800	168.48	931.11	2 030.71	1 693.75
100.00	8 000	172.80	940.21	2 053.21	1 707.61
100.31	8 200	177.12	956.86	2 090.85	1 736.61
100.46	8 400	181.44	964.92	2 111.29	1 748.41
100.67	8 600	185.76	976.21	2 138.18	1 766.66
100.92	8 800	190.08	989.64	2 169.37	1 789.21
101.12	9 000	194.40	1 000.39	2 195.18	1 806.38
101.43	9 200	198.72	1 017.05	2 232.82	1 835.38
101.65	9 400	203.04	1 028.87	2 260.78	1 854.70
101.86	9 600	207.36	1 040.15	2 287.67	1 872.95
102.07	9 800	211.68	1 051.44	2 314.56	1 891.20
102.27	10 000	216.00	1 062.19	2 340.37	1 908.37

Tabla 8-5 Tablas en el embalse aguas arriba correspondientes a una elevación en el embalse aguas abajo de 86.5 msnm.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Debido a que se consideran los gastos de generación de la C. H. Malpaso de 1 440 m³/s constantes en el tiempo, el hidrograma del embalse aguas arriba queda como se muestra en la tabla 8-6.

Días	Horas	Gasto entrada	Generación C. H. Peñitas	Gasto total
		Q (m ³ /s)		
0	24	374.78	1 440	1 814.78
1	6	445.05	1 440	1 885.05
	12	1 270.72	1 440	2 710.72
	18	2 096.40	1 440	3 536.40
	24	2 922.08	1 440	4 362.08
2	6	3 747.76	1 440	5 187.76
	12	2 874.82	1 440	4 314.82
	18	2 001.88	1 440	3 441.88
	24	1 128.95	1 440	2 568.95
3	6	256.01	1 440	1 696.01
	12	260.13	1 440	1 700.13
	18	264.26	1 440	1 704.26
	24	268.38	1 440	1 708.38
4	6	272.50	1 440	1 712.50
	12	364.80	1 440	1 804.80
	18	457.09	1 440	1 897.09
	24	549.38	1 440	1 989.38
5	6	641.67	1 440	2 081.67
	12	685.96	1 440	2 125.96
	18	730.25	1 440	2 170.25
	24	774.54	1 440	2 214.54

Tabla 8-6 Hidrograma total de entrada al embalse aguas arriba del deslizamiento de tierra.

A partir de los dos primeros gastos del hidrograma total de entrada del embalse aguas arriba (Tabla 8-6) de determina

$$(I_{ai+1} + I_{ai})\Delta t = (1885.05 + 1814.78) * 0.0036 * 6 = 79.92 \text{ Hm}^3$$

Resolviendo la ecuación (8.5)

$$2V_{ai+1} + O_{ai+1}\Delta t = 79.92 + 971.70 = 1051.62 \text{ Hm}^3$$

Con el resultado anterior se determina el valor de $2V_{ai+1} - O_{ai+1}\Delta t$, interpolando en la tabla 8-5. De esta manera

$$2V_{ai+1} - O_{ai+1}\Delta t = 1 001.44 \text{ Hm}^3$$

Mediante las ecuaciones (8.6) y (8.7) se tiene que

$$O_{ai+1} = \frac{1051.62 - 1001.44}{2(0.0036)(6)} = 1 161.35 \text{ m}^3/\text{s}$$

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

$$V_{ai+1} = \frac{1051.62 + 1001.44}{4} = 513.27 \text{ m}^3/\text{s}$$

Finalmente, con V_{ai+1} se obtiene el nivel del embalse aguas arriba, interpolando en la tabla 8-2. Así

$$E_{ai+1} = 89.54 \text{ msnm}$$

Continuando con el tránsito de la avenida en el embalse aguas abajo, para el mismo intervalo, se obtiene la tabla $2V - O\Delta t$ y $2V + O\Delta t$. Los resultados se muestran en la Tabla 8-7.

Elevación msnm	O m ³ /s	O*Δt Hm ³	V Hm ³	2 V + O*Δt Hm ³	2 V - O*Δt Hm ³
85.00	1 080	23.33	614.00	1 251.33	1 204.67
86.00	1 080	23.33	637.32	1 297.97	1 251.31
87.40	1 080	23.33	668.30	1 359.94	1 313.28
87.45	1 870	40.39	669.32	1 379.03	1 298.24
87.55	2 700	58.32	671.34	1 401.01	1 284.37
87.70	3 620	78.19	674.38	1 426.96	1 270.57
87.90	4 465	96.44	678.43	1 453.31	1 260.42
88.20	5 540	119.66	684.42	1 488.51	1 249.18
88.50	6 292	135.91	690.37	1 516.64	1 244.83
88.90	7 332	158.37	698.30	1 554.96	1 238.22
89.30	8 112	175.22	705.87	1 586.96	1 236.52
89.80	8 940	193.10	715.19	1 623.49	1 237.29
90.25	9 928	214.44	727.80	1 670.05	1 241.16
90.70	10 864	234.66	743.79	1 722.24	1 252.91
91.15	11 752	253.84	759.62	1 773.09	1 265.40
91.70	12 596	272.07	778.62	1 829.31	1 285.17
92.25	14 480	312.77	797.37	1 907.51	1 281.98
92.85	15 320	330.91	817.51	1 965.93	1 304.10
94.00	15 760	340.42	855.12	2 050.66	1 369.83
94.50	16 500	356.40	870.92	2 098.25	1 385.45
95.00	17 220	371.95	886.73	2 145.40	1 401.50
95.50	18 000	388.80	902.03	2 192.87	1 415.27

Tabla 8-7 Tablas en el embalse aguas abajo.

Se puede apreciar en la tabla 8-7, que los valores de $2V - O\Delta t$ disminuyen cuando se sobrepasa la elevación 87.40 msnm, esto es debido a que a esa elevación se abren las compuertas para comenzar a descargar por el vertedor y se cierran las turbinas disminuyendo completamente la descarga por generación. De esta manera, la descarga es mayor descontando así una mayor cantidad al valor del volumen.

Por otro lado, se obtienen el valor de V_{bi} a partir de la elevación $E_{bi} = 86.5 \text{ msnm}$ propuesta en un inicio (Tabla 8-3). Así

$$V_{bi} = 648.76 \text{ Hm}^3$$

Debido a que el vertedor comienza a funcionar después de la elevación 87.4 msnm, se considera como descarga solamente el gasto debido a la generación en la C. H. Peñitas el cual es de 1 080 m³/s. De esta manera

$$O_{bi} \Delta t = 1\,080 * 0.0036 * 6 = 23.33 \text{ Hm}^3$$

Con los valores anteriores se tiene que

$$2V_{bi+1} - O_{bi+1}\Delta t = 2(648.76) - 23.33 = 1274.19 \text{ Hm}^3$$

Por otro lado, se suma el gasto de salida, O_{ai} , al primer gasto del hidrograma de entrada de dicho embalse. Así

$$I_{bi} = 543.49 + 1043.48 = 1586.97 \text{ m}^3/\text{s}$$

Del mismo modo, se suma el gasto de salida, O_{ai+1} , al segundo gasto del hidrograma de entrada de dicho embalse. Así

$$I_{bi+1} = 645.40 + 1161.35 = 1806.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con el gasto anterior y con el segundo gasto del hidrograma de entrada del embalse aguas abajo (Tabla 8-1) se tiene que

$$(I_{bi+1} + I_{bi})\Delta t = (1586.97 + 1806.75) * 0.0036 * 6 = 73.30 \text{ Hm}^3$$

Resolviendo la ecuación (8.5)

$$2V_{bi+1} + O_{bi+1}\Delta t = 73.30 + 1274.19 = 1347.50 \text{ Hm}^3$$

Con el resultado anterior se determina el valor de $2V_{bi+1} - O_{bi+1}\Delta t$, interpolando en la tabla 8-7. De esta manera

$$2V_{bi+1} - O_{bi+1}\Delta t = 1300.84 \text{ Hm}^3$$

Mediante las ecuaciones (8.6) y (8.7) se tiene que

$$O_{bi+1} = \frac{1347.50 - 1300.84}{2(0.0036)(6)} = 1080 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{bi+1} = \frac{1347.50 + 1300.84}{4} = 662.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

Finalmente, con V_{bi+1} se obtiene el nivel del embalse aguas arriba, interpolando en la tabla 8-3. Así

$$E_{bi+1} = 87.09 \text{ msnm}$$

Se puede observar que como la elevación en el embalse no ha rebasado la elevación de abertura de las compuertas de los vertedores el gasto de descarga sigue siendo el correspondiente al gasto por generación de la C. H. Peñitas.

Para el siguiente cálculo los valores finales obtenidos en el cálculo anterior serán los iniciales en el cálculo presente. Así, los valores de E_{ai} y E_{bi} son 89.54 y 87.09 msnm respectivamente y

$$2V_{ai} - O_{ai}\Delta t = 1001.44 \text{ Hm}^3$$

Para seguir con el cálculo fue necesario calcular una nueva tabla $2V_a - O_a\Delta t$ y $2V_a + O_a\Delta t$ correspondiente al nivel en el embalse aguas abajo de 87.09 msnm. Los resultados se presentan en la tabla 8-8.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Elevación msnm	O m³/s	O*Δt Hm³	V Hm³	2 V + O*Δt Hm³	2 V - O*Δt Hm³
87.17	200	4.32	442.52	889.36	880.72
87.39	400	8.64	449.05	906.73	889.45
87.73	600	12.96	459.23	931.42	905.50
88.18	800	17.28	472.64	962.55	927.99
88.70	1 000	21.60	488.32	998.23	955.03
89.30	1 200	25.92	506.03	1 037.97	986.13
89.80	1 400	30.24	520.83	1 071.91	1 011.43
90.61	1 600	34.56	551.94	1 138.44	1 069.32
91.08	1 800	38.88	571.53	1 181.95	1 104.19
91.48	2 000	43.20	588.07	1 219.33	1 132.93
91.87	2 200	47.52	604.18	1 255.89	1 160.85
92.25	2 400	51.84	619.89	1 291.62	1 187.94
92.61	2 600	56.16	634.77	1 325.70	1 213.38
92.96	2 800	60.48	649.24	1 358.95	1 237.99
93.30	3 000	64.80	663.29	1 391.38	1 261.78
93.64	3 200	69.12	677.34	1 423.80	1 285.56
93.96	3 400	73.44	690.57	1 454.57	1 307.69
94.28	3 600	77.76	703.79	1 485.34	1 329.82
94.59	3 800	82.08	716.61	1 515.29	1 351.13
94.90	4 000	86.40	729.42	1 545.24	1 372.44
95.20	4 200	90.72	741.82	1 574.35	1 392.91
95.50	4 400	95.04	754.22	1 603.47	1 413.39
95.78	4 600	99.36	765.79	1 630.94	1 432.22
96.07	4 800	103.68	777.78	1 659.23	1 451.87
96.35	5 000	108.00	789.35	1 686.70	1 470.70
96.63	5 200	112.32	800.92	1 714.16	1 489.52
96.90	5 400	116.64	812.08	1 740.80	1 507.52
97.16	5 600	120.96	822.83	1 766.61	1 524.69
97.43	5 800	125.28	833.99	1 793.25	1 542.69
97.69	6 000	129.60	844.73	1 819.06	1 559.86
97.94	6 200	133.92	855.06	1 844.05	1 576.21
98.19	6 400	138.24	865.40	1 869.03	1 592.55
98.44	6 600	142.56	875.73	1 894.02	1 608.90
98.69	6 800	146.88	886.06	1 919.01	1 625.25
98.93	7 000	151.20	895.98	1 943.16	1 640.76
99.07	7 200	155.52	901.77	1 959.06	1 648.02
99.30	7 400	159.84	911.27	1 982.39	1 662.71
99.61	7 600	164.16	924.09	2 012.33	1 684.01
99.78	7 800	168.48	931.11	2 030.71	1 693.75
100.00	8 000	172.80	940.21	2 053.21	1 707.61
100.31	8 200	177.12	956.86	2 090.85	1 736.61
100.46	8 400	181.44	964.92	2 111.29	1 748.41
100.67	8 600	185.76	976.21	2 138.18	1 766.66
100.92	8 800	190.08	989.64	2 169.37	1 789.21
101.12	9 000	194.40	1 000.39	2 195.18	1 806.38
101.43	9 200	198.72	1 017.05	2 232.82	1 835.38
101.65	9 400	203.04	1 028.87	2 260.78	1 854.70
101.86	9 600	207.36	1 040.15	2 287.67	1 872.95
102.07	9 800	211.68	1 051.44	2 314.56	1 891.20
102.27	10 000	216.00	1 062.19	2 340.37	1 908.37

Tabla 8-8 Tabla en el embalse aguas arriba correspondientes a una elevación en el embalse aguas abajo de 87.09 msnm.

De la tabla 8-6 se obtiene

$$(I_{ai+1} + I_{ai}) \Delta t = (2710.72 + 1885.05) * 0.0036 * 6 = 99.27 \text{ Hm}^3$$

Resolviendo la ecuación (8.5)

$$2V_{ai} + O_{ai} \Delta t = 99.27 + 1001.44 = 1100.71 \text{ Hm}^3$$

Interpolando en la tabla 8-8

$$2V_{ai+1} - O_{ai+1} \Delta t = 1036.06 \text{ Hm}^3$$

Igualmente, mediante las ecuaciones (8.6) y (8.7) se tiene que

$$O_{ai+1} = \frac{1100.71 - 1036.06}{2(0.0036)(6)} = 1496.52 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ai+1} = \frac{1100.71 + 1036.06}{4} = 534.19 \text{ m}^3/\text{s}$$

Finalmente, interpolando en la tabla 8-2

$$E_{ai+1} = 90.18 \text{ msnm}$$

Continuando con el embalse aguas abajo y haciendo que los valores finales del cálculo anterior sean los iniciales en el cálculo presente se tiene que

$$2V_{bi} - O_{bi} \Delta t = 1300.84 \text{ Hm}^3$$

Sumando el gasto descargado O_{ai+1} , al gasto correspondiente para obtener, I_{bi+1} , se tiene que

$$I_{bi+1} = 1842.78 + 1496.52 = 3339.30 \text{ m}^3/\text{s}$$

Así

$$(I_{bi+1} + I_{bi}) \Delta t = (3339.30 + 1806.75) * 0.0036 * 6 = 111.15 \text{ Hm}^3$$

Del mismo modo

$$2V_{bi+1} + O_{bi+1} \Delta t = 111.15 + 1300.84 = 1411.99 \text{ Hm}^3$$

Interpolando en la tabla 8-7

$$2V_{bi+1} - O_{bi+1} \Delta t = 1278.52 \text{ Hm}^3$$

Así

$$O_{bi+1} = \frac{1411.99 - 1278.52}{2(0.0036)(6)} = 3089.59 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{bi+1} = \frac{1411.99 + 1278.52}{4} = 672.63 \text{ m}^3/\text{s}$$

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Finalmente, interpolando en la tabla 8-3

$$E_{bi+1} = 87.61 \text{ msnm}$$

El procedimiento continúa hasta haber transitado toda la avenida en estudio. En la tabla 8-9 se muestran los resultados completos del tránsito de las avenidas antes mencionadas.

Embalse aguas arriba Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra								Embalse aguas arriba Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas						
TR VERTEDOR MALPASO: 0 años			TURBINAS MALPASO: 6			TR MALPASO-CAÍDO: 23 años		TR CAÍDO-PEÑITAS: 45.55 años				TURBINAS PEÑITAS: 0		
Día	Hora	Gasto turbinado C. H. Malpaso m ³ /s	Hidrograma avenida m ³ /s	Hidrograma total de entrada m ³ /s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ /s	Día	Hora	Hidrograma Avenida m ³ /s	Hidrograma de total entrada m ³ /s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ /s
0	24	1440.00	374.78	1 814.78	89.00	497.12	1 043.48	0	24	543.49	1 586.97	86.50	648.76	1 080.00
1	6	1440.00	445.05	1 885.05	89.54	513.26	1 161.35	1	6	645.40	1 806.75	87.09	662.08	1 080.00
1	12	1440.00	1270.72	2 710.72	90.18	534.19	1 496.52	1	12	1 842.78	3 339.30	87.61	672.63	3 089.60
1	18	1440.00	2096.40	3 536.40	90.95	566.17	1 789.41	1	18	3 040.16	4 829.57	87.91	678.72	4 515.45
1	24	1440.00	2922.08	4 362.08	91.96	607.88	2 247.10	1	24	4 237.55	6 484.65	88.37	687.76	5 961.83
2	6	1440.00	3747.76	5 187.76	93.11	655.54	2 889.78	2	6	5 434.93	8 324.71	89.04	701.10	7 612.60
2	12	1440.00	2874.82	4 314.82	93.95	690.25	3 398.95	2	12	4 169.01	7 567.96	89.23	704.48	7 966.62
2	18	1440.00	2001.88	3 441.88	94.17	699.13	3 535.94	2	18	2 903.09	6 439.03	88.74	695.08	6 910.55
2	24	1440.00	1128.95	2 568.95	93.93	689.34	3 381.43	2	24	1 637.18	5 018.60	88.20	684.40	5 536.09
3	6	1440.00	256.01	1 696.01	93.37	666.05	3 039.38	3	6	371.26	3 410.64	87.73	675.05	3 759.13
3	12	1440.00	260.13	1 700.13	92.76	640.91	2 684.91	3	12	377.24	3 062.15	87.59	672.25	2 973.25
3	18	1440.00	264.26	1 704.26	92.31	622.40	2 433.70	3	18	383.22	2 816.92	87.59	672.08	2 921.61
3	24	1440.00	268.38	1 708.38	91.98	608.60	2 256.26	3	24	389.20	2 645.46	87.54	671.16	2 625.41
4	6	1440.00	272.50	1 712.50	91.73	598.20	2 127.88	4	6	395.18	2 523.06	87.53	671.00	2 558.29
4	12	1440.00	364.80	1 804.80	91.55	591.15	2 042.04	4	12	529.02	2 571.06	87.53	670.95	2 539.97
4	18	1440.00	457.09	1 897.09	91.47	587.50	1 997.65	4	18	662.86	2 660.51	87.55	671.25	2 663.64
4	24	1440.00	549.38	1 989.38	91.44	586.44	1 987.32	4	24	796.70	2 784.02	87.56	671.53	2 755.65
5	6	1440.00	641.67	2 081.67	91.46	587.34	1 999.90	5	6	930.54	2 930.44	87.58	672.04	2 911.23
5	12	1440.00	685.96	2 125.96	91.51	589.30	2 026.30	5	12	994.77	3 021.07	87.60	672.37	3 010.05
5	18	1440.00	730.25	2 170.25	91.57	591.62	2 055.12	5	18	1 059.00	3 114.12	87.61	672.66	3 098.18
5	24	1440.00	774.54	2 214.54	91.63	594.25	2 086.63	5	24	1 123.23	3 209.85	87.63	672.98	3 195.90

Tabla 8-9 Tránsito de avenidas: Qp = 3747.76 m³/s y Tr = 23 años para el embalse aguas arriba y Qp = 5434.93 m³/s y Tr = 45.55 años para el embalse aguas abajo. Tr conjunto = 50 años.

8.3 TRÁNSITO INTEGRAL DE LA CUENCA C.H. MALPASO - DESLIZAMIENTO DE TIERRA - C. H. PEÑITAS

8.3.1 Sin considerar operación del vertedor de la C. H. Malpaso

Considerando el procedimiento anterior, para realizar el análisis de riesgo se realizaron los 366 tránsitos de avenidas, correspondientes a cada uno de los valores de las tablas 6-11, 6-12 y 6-13 para periodos de retorno conjunto de 50, 100 y 10 000 años respectivamente. Dichos tránsitos se realizaron para el canal, los túneles de conducción y para el funcionamiento conjunto de las dos estructuras.

Cabe mencionar que cada familia de curvas, obtenidas en el capítulo anterior para el canal, los túneles de conducción y del funcionamiento conjunto de ambas estructuras hidráulicas, está conformada por 24 curvas Elevaciones en el embalse vs Gastos de descargas las cuales dependen del nivel del embalse aguas abajo del deslizamiento de tierra.

De esta manera, resultó necesario determinar 24 tablas correspondientes a las elevaciones comprendidas en el intervalo de 84 y 95.5 msnm, a cada 0.5 m, para cada una de las estructuras hidráulicas antes mencionadas y del funcionamiento conjunto de las mismas, de tal manera, se obtuvieron 72 tablas $2V - 0\Delta t$ y 72 tablas $2V + 0\Delta t$. Cuando fue necesario obtener

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

valores de una elevación en el embalse aguas abajo, intermedia entre las tablas obtenidas, se realizó una interpolación múltiple entre las mismas. Del mismo modo, se calculó una tabla $2V - O\Delta t$ y una $2V + O\Delta t$ para el vertedor de la C. H. Peñitas.

Los resultados de los tránsitos de avenidas por el Canal se muestran en las tablas 8-10, 8-11 y 8-12 para los periodos de retorno conjuntos mencionados en el párrafo anterior.

Asimismo, en las tablas 8-13, 8-14 y 8-15 se muestran los resultados correspondientes a los tránsitos de avenidas por los túneles de conducción.

Finalmente en las tablas 8-16, 8-17 y 8-18 se muestran los resultados de los tránsitos de avenidas realizados a través del funcionamiento conjunto de ambas estructuras.

Embalse aguas arriba					Embalse aguas abajo				
Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr años	Hidrograma total de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s	tr años	Hidrograma de total entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
3	2 957.06	91.58	592.07	2 213.05	49.96	7 487.80	88.75	695.41	6 953.60
5	3 515.68	92.24	619.30	2 525.99	49.84	7 692.41	88.85	697.35	7 208.18
7	3 991.71	92.80	642.46	2 802.07	49.65	7 868.89	88.94	699.18	7 419.38
9	4 295.84	93.16	657.48	2 950.64	49.40	7 985.23	89.01	700.50	7 550.73
11	4 510.24	93.42	668.11	3 082.78	49.08	8 062.75	89.06	701.36	7 639.93
13	4 675.66	93.61	675.93	3 198.46	48.69	8 119.03	89.09	702.05	7 712.23
15	4 810.48	93.75	681.83	3 287.23	48.22	8 175.78	89.13	702.70	7 780.78
17	4 924.35	93.87	686.81	3 360.01	47.69	8 220.09	89.16	703.23	7 835.69
19	5 022.96	93.97	691.06	3 421.74	47.07	8 254.71	89.18	703.66	7 881.28
21	5 109.93	94.06	694.83	3 475.52	46.36	8 281.10	89.20	704.01	7 917.07
23	5 187.76	94.14	698.17	3 522.32	45.55	8 299.50	89.21	704.26	7 943.89
25	5 258.18	94.22	701.17	3 563.97	44.64	8 310.43	89.22	704.45	7 962.90
27	5 322.49	94.28	703.92	3 602.02	43.62	8 314.43	89.230	704.56	7 974.85
29	5 381.68	94.34	706.41	3 640.92	42.46	8 311.60	89.232	704.61	7 980.01
31	5 436.49	94.40	708.72	3 676.97	41.15	8 301.55	89.231	704.59	7 978.20
33	5 487.54	94.45	710.87	3 710.53	39.66	8 282.51	89.226	704.49	7 967.96
35	5 535.31	94.50	712.88	3 741.91	37.98	8 253.84	89.22	704.31	7 948.88
37	5 580.20	94.55	714.76	3 771.15	36.05	8 213.11	89.20	704.02	7 918.62
39	5 622.53	94.59	716.52	3 798.71	33.82	8 156.69	89.18	703.59	7 873.27
41	5 662.58	94.63	718.20	3 824.83	31.21	8 079.23	89.14	702.97	7 808.42
43	5 700.59	94.67	719.79	3 849.65	28.08	7 967.74	89.10	702.09	7 716.71
45	5 736.76	94.70	721.30	3 873.33	24.23	7 802.06	89.03	700.89	7 591.01
47	5 771.25	94.74	722.76	3 896.01	19.19	7 524.08	88.92	698.75	7 376.34
49	5 804.21	94.77	724.15	3 917.79	11.40	6 849.75	88.69	694.14	6 786.84

Tabla 8-10 Tránsito de avenidas por el canal para un periodo de retorno conjunto de 50 años.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Embalse aguas arriba					Embalse aguas abajo				
Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr años	Hidrograma total de entrada m³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm³	Descarga m³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm³	Descarga m³ / s
5	3 515.68	92.20	617.81	2 538.08	99.91	8 538.22	89.21	704.22	7 939.11
9	4 295.84	93.10	655.01	3 011.13	99.68	8 826.07	89.41	707.96	8 297.80
13	4 675.66	93.54	673.36	3 248.54	99.31	8 956.27	89.51	709.85	8 465.63
17	4 924.35	93.82	684.76	3 387.31	98.81	9 076.35	89.59	711.30	8 593.80
21	5 109.93	94.03	693.30	3 501.03	98.18	9 161.04	89.65	712.31	8 683.59
25	5 258.18	94.19	699.98	3 591.52	97.41	9 223.62	89.69	713.07	8 751.16
29	5 381.68	94.32	705.49	3 669.52	96.49	9 271.05	89.72	713.66	8 803.88
33	5 487.54	94.43	710.19	3 740.39	95.43	9 308.11	89.74	714.13	8 845.45
37	5 580.20	94.53	714.24	3 798.77	94.21	9 339.39	89.76	714.53	8 881.33
41	5 662.58	94.62	717.71	3 846.71	92.82	9 363.44	89.78	714.90	8 913.99
45	5 736.76	94.69	720.85	3 888.95	91.23	9 380.32	89.80	715.18	8 938.94
49	5 804.21	94.76	723.71	3 926.52	89.45	9 390.94	89.81	715.36	8 959.64
53	5 866.06	94.83	726.33	3 960.40	87.43	9 394.35	89.81	715.47	8 972.13
57	5 923.16	94.88	728.74	3 991.31	85.16	9 393.12	89.818	715.52	8 978.43
61	5 976.20	94.94	730.93	4 024.39	82.59	9 384.49	89.817	715.50	8 976.47
65	6 025.72	94.99	732.96	4 057.09	79.69	9 368.41	89.81	715.42	8 966.56
69	6 072.15	95.03	734.85	4 087.65	76.40	9 343.43	89.80	715.26	8 947.48
73	6 115.86	95.07	736.63	4 116.38	72.64	9 307.30	89.79	714.97	8 919.81
77	6 157.14	95.12	738.32	4 143.54	68.30	9 256.65	89.76	714.52	8 880.00
81	6 196.26	95.15	739.91	4 169.17	63.26	9 186.52	89.73	713.88	8 822.97
83	6 215.08	95.19	741.57	4 196.03	60.40	9 170.04	89.72	713.74	8 810.63
85	6 233.43	95.21	742.32	4 208.15	57.26	9 117.23	89.70	713.24	8 766.40
87	6 251.35	95.23	743.06	4 220.01	53.79	9 053.03	89.66	712.63	8 712.09
89	6 268.84	95.25	743.78	4 231.65	49.93	8 974.18	89.62	711.87	8 644.81
91	6 285.93	95.26	744.49	4 243.08	45.55	8 874.57	89.57	710.96	8 563.90
93	6 302.64	95.28	745.19	4 254.35	40.50	8 743.19	89.51	709.77	8 458.62
95	6 318.98	95.30	745.88	4 265.53	34.47	8 557.90	89.42	708.09	8 309.21
97	6 334.97	95.32	746.58	4 276.77	26.86	8 261.46	89.28	705.42	8 065.31
99	6 350.63	95.33	747.31	4 288.59	15.57	7 573.68	88.98	699.91	7 490.80

Tabla 8-11 Tránsito de avenidas por el canal para un periodo de retorno conjunto de 100 años.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Embalse aguas arriba					Embalse aguas abajo				
Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr años	Hidrograma total de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
201	6 889.45	95.71	762.89	4 654.11	9 997.59	15 346.11	92.24	796.97	14 439.38
401	7 409.71	96.22	784.07	5 037.26	9 991.23	15 599.50	92.37	801.33	14 645.18
601	7 713.24	96.52	796.20	5 255.65	9 981.32	15 765.36	92.45	803.99	14 755.91
801	7 928.38	96.72	804.48	5 404.34	9 968.01	15 891.57	92.50	805.87	14 834.49
1001	8 095.16	96.88	811.21	5 523.40	9 951.41	15 963.13	92.54	807.17	14 888.70
1201	8 231.38	97.01	816.76	5 621.85	9 931.55	16 016.31	92.57	808.19	14 931.47
1401	8 346.53	97.12	821.37	5 702.78	9 908.45	16 059.43	92.60	809.07	14 968.09
1601	8 446.25	97.22	825.38	5 773.89	9 882.11	16 095.32	92.62	809.82	14 999.11
1801	8 534.21	97.31	828.97	5 836.68	9 852.51	16 130.02	92.64	810.44	15 025.35
2001	8 612.87	97.38	832.07	5 890.79	9 819.61	16 168.63	92.66	811.04	15 050.00
2201	8 684.03	97.45	834.89	5 940.18	9 783.36	16 202.82	92.67	811.56	15 071.78
2401	8 748.99	97.51	837.47	5 985.62	9 743.69	16 233.26	92.69	812.02	15 091.15
2601	8 808.74	97.57	839.81	6 027.63	9 700.53	16 260.51	92.70	812.45	15 108.96
2801	8 864.06	97.62	841.93	6 067.27	9 653.80	16 284.96	92.71	812.85	15 125.52
3001	8 915.56	97.67	843.91	6 104.00	9 603.41	16 307.56	92.72	813.21	15 140.62
3201	8 963.73	97.71	845.75	6 138.30	9 549.17	16 327.98	92.73	813.54	15 154.27
3401	9 008.98	97.76	847.49	6 170.50	9 491.03	16 346.31	92.74	813.83	15 166.61
3601	9 051.64	97.80	849.13	6 200.84	9 428.87	16 362.74	92.75	814.10	15 177.76
3801	9 091.99	97.83	850.71	6 226.77	9 362.45	16 377.29	92.76	814.34	15 187.78
4001	9 130.27	97.87	852.18	6 249.78	9 291.61	16 390.05	92.76	814.57	15 197.42
4201	9 166.69	97.90	853.54	6 271.23	9 216.27	16 401.22	92.77	814.79	15 206.73
4401	9 201.40	97.93	854.83	6 291.80	9 136.02	16 410.69	92.77	814.99	15 214.98
4601	9 234.58	97.96	856.07	6 311.55	9 050.80	16 418.66	92.78	815.17	15 222.30
4801	9 266.34	97.99	857.25	6 330.51	8 960.29	16 425.08	92.78	815.32	15 228.67
5001	9 296.80	98.02	858.38	6 348.74	8 864.17	16 429.93	92.79	815.45	15 234.09
5201	9 326.07	98.05	859.47	6 366.26	8 762.21	16 433.28	92.79	815.56	15 238.61
5401	9 354.23	98.07	860.52	6 382.73	8 653.96	16 435.03	92.79	815.64	15 242.18
5601	9 381.37	98.10	861.54	6 398.28	8 539.07	16 435.13	92.796	815.70	15 244.78
5801	9 407.56	98.12	862.52	6 413.21	8 417.26	16 433.58	92.797	815.74	15 246.42
6001	9 432.85	98.14	863.46	6 427.53	8 287.61	16 430.15	92.7979	815.76	15 246.99
6201	9 457.32	98.17	864.38	6 441.27	8 150.05	16 424.98	92.7975	815.75	15 246.57
6401	9 481.01	98.19	865.26	6 455.35	8 003.92	16 417.91	92.796	815.71	15 245.07
6601	9 503.97	98.21	866.10	6 469.93	7 847.95	16 408.55	92.79	815.65	15 242.29
6801	9 526.25	98.23	866.92	6 483.95	7 681.83	16 396.92	92.79	815.55	15 238.26
7001	9 547.88	98.25	867.72	6 497.41	7 504.58	16 382.79	92.79	815.42	15 232.85
7201	9 568.90	98.26	868.49	6 510.35	7 315.06	16 365.82	92.78	815.25	15 225.89
7401	9 589.34	98.28	869.25	6 522.77	7 111.95	16 345.66	92.78	815.04	15 217.19
7601	9 609.24	98.30	869.98	6 534.64	6 893.75	16 322.01	92.77	814.79	15 206.54
7801	9 628.62	98.32	870.70	6 545.96	6 658.71	16 294.33	92.76	814.48	15 193.67
8001	9 647.52	98.34	871.40	6 556.78	6 404.85	16 261.77	92.75	814.11	15 178.18
8201	9 665.94	98.35	872.09	6 567.23	6 128.04	16 222.79	92.74	813.66	15 159.28
8401	9 683.92	98.37	872.75	6 577.95	5 826.56	16 176.76	92.72	813.11	15 136.62
8601	9 701.48	98.38	873.41	6 587.81	5 494.14	16 121.04	92.70	812.45	15 108.82
8801	9 718.63	98.40	874.05	6 596.69	5 125.69	16 053.27	92.67	811.63	15 074.63
9001	9 735.40	98.42	874.70	6 604.33	4 711.75	15 968.73	92.64	810.59	15 031.56
9201	9 751.80	98.43	875.35	6 610.34	4 239.43	15 860.16	92.60	809.26	14 975.79
9401	9 767.84	98.45	876.01	6 613.89	3 685.36	15 712.66	92.55	807.43	14 899.47
9601	9 783.55	98.46	876.65	6 617.76	3 009.95	15 495.77	92.47	804.60	14 781.38

Tabla 8-12 Tránsito de avenidas por el canal para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Embalse aguas arriba					Embalse aguas abajo				
Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr	Hidrograma total de entrada	Elevación en el vaso	Volumen en el vaso	Descarga	tr	Hidrograma de total entrada	Elevación en el vaso	Volumen en el vaso	Descarga
años	m³ / s	m	Hm³	m³ / s	años	m³ / s	m	Hm³	m³ / s
3	2 957.06	92.66	636.88	1 683.74	49.96	7 113.13	88.62	692.77	6 607.58
5	3 515.68	93.74	681.38	1 746.93	49.84	7 170.83	88.65	693.27	6 672.98
7	3 991.71	94.66	719.59	1 804.64	49.65	7 197.96	88.66	693.59	6 714.67
9	4 295.84	95.19	741.43	1 913.46	49.40	7 213.31	88.667	693.68	6 726.25
11	4 510.24	95.55	756.08	1 986.49	49.08	7 220.88	88.6690	693.72	6 731.31
13	4 675.66	95.82	767.54	2 039.44	48.69	7 223.04	88.6691	693.72	6 731.75
15	4 810.48	96.05	777.15	2 082.77	48.22	7 221.19	88.668	693.70	6 728.69
17	4 924.35	96.25	785.21	2 119.09	47.69	7 216.00	88.666	693.65	6 722.68
19	5 022.96	96.42	792.19	2 150.56	47.07	7 207.74	88.66	693.58	6 713.92
21	5 109.93	96.57	798.34	2 178.30	46.36	7 195.70	88.66	693.49	6 701.72
23	5 187.76	96.70	803.85	2 202.86	45.55	7 180.48	88.65	693.38	6 686.62
25	5 258.18	96.82	808.85	2 223.43	44.64	7 161.56	88.64	693.24	6 668.11
27	5 322.49	96.93	813.41	2 242.22	43.62	7 138.30	88.64	693.06	6 645.58
29	5 381.68	97.03	817.61	2 259.50	42.46	7 110.36	88.63	692.86	6 618.70
31	5 436.49	97.13	821.51	2 275.56	41.15	7 077.05	88.61	692.62	6 587.74
33	5 487.54	97.22	825.18	2 290.65	39.66	7 036.30	88.60	692.36	6 553.38
35	5 535.31	97.30	828.61	2 304.78	37.98	6 987.29	88.59	692.05	6 513.20
37	5 580.20	97.38	831.83	2 318.03	36.05	6 927.42	88.57	691.69	6 465.61
39	5 622.53	97.45	834.86	2 330.51	33.82	6 852.89	88.54	691.23	6 404.59
41	5 662.58	97.52	837.72	2 342.28	31.21	6 758.24	88.51	690.62	6 325.28
43	5 700.59	97.59	840.42	2 353.41	28.08	6 630.35	88.47	689.77	6 215.79
45	5 736.76	97.65	842.98	2 363.93	24.23	6 448.93	88.41	688.59	6 067.04
47	5 771.25	97.71	845.38	2 373.81	19.19	6 155.78	88.31	686.69	5 827.27
49	5 804.21	97.76	847.56	2 382.79	11.40	5 466.43	88.11	682.68	5 224.08

Tabla 8-13 Tránsito de avenidas por túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 50 años.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Embalse aguas arriba					Embalse aguas abajo				
Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr años	Hidrograma total de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
3	2 957.06	92.78	641.72	1 690.03	99.98	7 889.10	88.90	698.37	7 339.79
5	3 515.68	93.84	685.48	1 752.50	99.91	7 974.47	88.94	699.18	7 419.51
7	3 991.71	94.73	722.27	1 818.00	99.81	8 006.30	88.97	699.60	7 460.82
9	4 295.84	95.23	742.94	1 921.01	99.68	8 027.14	88.97	699.75	7 475.30
11	4 510.24	95.57	757.07	1 991.40	99.51	8 041.07	88.98	699.85	7 484.87
13	4 675.66	95.84	768.18	2 042.31	99.31	8 051.01	88.98	699.92	7 491.59
15	4 810.48	96.07	777.59	2 084.75	99.08	8 058.35	88.98	699.97	7 496.39
17	4 924.35	96.26	785.64	2 121.02	98.81	8 063.74	88.986	700.00	7 499.76
19	5 022.96	96.43	792.60	2 152.43	98.51	8 067.59	88.987	700.02	7 502.00
21	5 109.93	96.58	798.75	2 180.13	98.18	8 070.18	88.9878	700.04	7 503.30
23	5 187.76	96.71	804.25	2 204.51	97.81	8 071.69	88.9881	700.04	7 503.79
25	5 258.18	96.83	809.24	2 225.06	97.41	8 072.24	88.9880	700.04	7 503.56
27	5 322.49	96.94	813.80	2 243.84	96.97	8 071.91	88.9875	700.03	7 502.64
29	5 381.68	97.04	818.00	2 261.11	96.49	8 070.65	88.987	700.01	7 501.01
31	5 436.49	97.14	821.91	2 277.20	95.98	8 068.62	88.986	699.99	7 498.78
33	5 487.54	97.23	825.58	2 292.32	95.43	8 065.85	88.98	699.96	7 495.98
35	5 535.31	97.31	829.02	2 306.46	94.84	8 062.31	88.98	699.93	7 492.57
37	5 580.20	97.39	832.24	2 319.75	94.21	8 057.92	88.98	699.89	7 488.50
39	5 622.53	97.46	835.29	2 332.29	93.54	8 052.82	88.98	699.84	7 483.86
41	5 662.58	97.53	838.17	2 344.14	92.82	8 046.96	88.98	699.79	7 478.61
43	5 700.59	97.60	840.90	2 355.40	92.05	8 040.19	88.97	699.72	7 472.64
45	5 736.76	97.66	843.50	2 366.10	91.24	8 032.68	88.97	699.66	7 466.06
47	5 771.25	97.72	845.98	2 376.30	90.37	8 024.20	88.96	699.58	7 458.69
49	5 804.21	97.78	848.35	2 386.06	89.45	8 014.85	88.96	699.51	7 451.91
51	5 835.77	97.83	850.62	2 395.40	88.47	8 004.50	88.96	699.46	7 446.30
53	5 866.06	97.89	852.81	2 404.04	87.43	7 993.13	88.96	699.39	7 439.67
55	5 895.16	97.94	854.92	2 412.03	86.33	7 980.63	88.95	699.31	7 431.91
57	5 923.16	97.99	856.95	2 419.72	85.16	7 967.01	88.95	699.22	7 423.03
59	5 950.15	98.03	858.90	2 427.13	83.92	7 951.94	88.94	699.12	7 412.75
61	5 976.20	98.08	860.75	2 434.11	82.60	7 938.17	88.94	699.01	7 402.39
63	6 001.37	98.12	862.51	2 440.78	81.19	7 923.93	88.93	698.90	7 391.04
65	6 025.72	98.16	864.21	2 447.23	79.70	7 907.73	88.92	698.76	7 377.90
67	6 049.30	98.20	865.86	2 453.47	78.10	7 889.53	88.92	698.61	7 362.96
69	6 072.15	98.24	867.45	2 459.52	76.40	7 869.08	88.91	698.45	7 347.39
71	6 094.32	98.28	869.00	2 465.39	74.59	7 846.10	88.90	698.29	7 330.89
73	6 115.86	98.31	870.51	2 471.10	72.64	7 820.18	88.89	698.13	7 309.67
75	6 136.79	98.35	871.98	2 476.66	70.56	7 790.88	88.88	697.94	7 285.33
77	6 157.14	98.38	873.42	2 482.10	68.31	7 757.66	88.87	697.73	7 257.38
79	6 176.96	98.42	874.82	2 487.40	65.89	7 719.85	88.86	697.48	7 225.40
81	6 196.26	98.45	876.18	2 492.57	63.26	7 676.66	88.84	697.20	7 188.71
83	6 215.08	98.48	877.51	2 497.60	60.40	7 626.45	88.83	696.88	7 145.85
85	6 233.43	98.51	878.80	2 502.50	57.26	7 567.97	88.81	696.49	7 095.74
87	6 251.35	98.54	880.07	2 507.29	53.79	7 498.18	88.79	696.04	7 035.70
89	6 268.84	98.57	881.30	2 511.97	49.93	7 413.80	88.76	695.48	6 962.88
91	6 285.93	98.60	882.51	2 516.53	45.55	7 308.63	88.72	694.79	6 871.88
93	6 302.64	98.63	883.68	2 520.96	40.50	7 171.61	88.68	693.88	6 753.01
95	6 318.98	98.66	884.81	2 525.26	34.47	6 980.43	88.61	692.59	6 583.74
97	6 334.97	98.69	885.90	2 529.37	26.86	6 677.51	88.51	690.53	6 312.99
99	6 350.63	98.71	886.89	2 533.12	15.57	5 981.38	88.26	685.62	5 691.31

Tabla 8-14 Tránsito de avenidas por túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 100 años.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Embalse aguas arriba					Embalse aguas abajo				
Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr años	Hidrograma total de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
201	6 889.45	99.80	932.07	2 694.30	9 997.59	13 552.14	91.37	767.21	12 089.20
401	7 409.71	100.56	970.27	2 794.51	9 991.23	13 658.65	91.42	769.11	12 173.52
601	7 713.24	100.98	992.81	2 848.80	9 981.32	13 718.49	91.46	770.19	12 221.50
801	7 928.38	101.28	1008.84	2 889.11	9 968.01	13 757.52	91.48	770.92	12 253.97
1001	8 095.16	101.51	1021.28	2 920.38	9 951.41	13 786.32	91.49	771.47	12 278.38
1201	8 231.38	101.70	1031.46	2 945.97	9 931.55	13 809.13	91.51	771.90	12 297.37
1401	8 346.53	101.86	1040.07	2 967.61	9 908.45	13 827.69	91.52	772.25	12 312.82
1601	8 446.25	102.00	1047.58	2 986.49	9 882.11	13 843.05	91.52	772.51	12 324.60
1801	8 534.21	102.12	1054.24	3 003.02	9 852.51	13 855.88	91.53	772.72	12 334.07
2001	8 612.87	102.23	1060.21	3 017.09	9 819.61	13 866.63	91.53	772.90	12 341.99
2201	8 684.03	102.33	1065.61	3 029.80	9 783.36	13 875.57	91.54	773.05	12 348.60
2401	8 748.99	102.42	1070.51	3 041.34	9 743.69	13 882.80	91.54	773.18	12 354.13
2601	8 808.74	102.51	1075.02	3 051.95	9 700.53	13 888.68	91.545	773.28	12 358.66
2801	8 864.06	102.59	1079.19	3 061.78	9 653.80	13 893.28	91.548	773.36	12 362.29
3001	8 915.56	102.66	1083.08	3 070.95	9 603.41	13 896.11	91.549	773.42	12 364.85
3201	8 963.73	102.73	1086.72	3 079.53	9 549.17	13 897.81	91.550	773.46	12 366.58
3401	9 008.98	102.79	1090.14	3 087.58	9 491.03	13 898.56	91.5512	773.48	12 367.60
3601	9 051.64	102.85	1093.36	3 095.16	9 428.87	13 898.42	91.5514	773.49	12 367.95
3801	9 091.99	102.91	1096.41	3 102.33	9 362.45	13 897.29	91.5512	773.48	12 367.59
4001	9 130.27	102.96	1099.29	3 109.13	9 291.61	13 895.22	91.550	773.45	12 366.52
4201	9 166.69	103.01	1102.04	3 115.58	9 216.27	13 892.29	91.549	773.42	12 364.83
4401	9 201.40	103.06	1104.65	3 121.73	9 136.02	13 888.31	91.548	773.36	12 362.38
4601	9 234.58	103.11	1107.14	3 127.59	9 050.80	13 883.42	91.546	773.29	12 359.27
4801	9 266.34	103.15	1109.52	3 133.20	8 960.29	13 877.54	91.54	773.21	12 355.43
5001	9 296.80	103.19	1111.80	3 138.57	8 864.17	13 870.59	91.54	773.10	12 350.81
5201	9 326.07	103.23	1113.99	3 143.72	8 762.21	13 862.60	91.54	772.98	12 345.36
5401	9 354.23	103.27	1116.10	3 148.67	8 653.96	13 853.43	91.53	772.84	12 339.08
5601	9 381.37	103.31	1118.12	3 153.43	8 539.07	13 843.05	91.53	772.68	12 331.92
5801	9 407.56	103.35	1120.07	3 158.01	8 417.26	13 831.44	91.52	772.49	12 323.88
6001	9 432.85	103.38	1121.95	3 162.42	8 287.61	13 818.30	91.52	772.29	12 314.73
6201	9 457.32	103.42	1123.76	3 166.67	8 150.05	13 803.72	91.51	772.06	12 304.57
6401	9 481.01	103.45	1125.51	3 170.78	8 003.92	13 787.55	91.50	771.81	12 293.26
6601	9 503.97	103.48	1127.20	3 174.73	7 847.95	13 769.36	91.49	771.52	12 280.51
6801	9 526.25	103.51	1128.83	3 178.56	7 681.83	13 749.18	91.49	771.20	12 266.34
7001	9 547.88	103.54	1130.40	3 182.25	7 504.58	13 726.72	91.47	770.84	12 250.54
7201	9 568.90	103.57	1131.92	3 185.81	7 315.06	13 701.67	91.46	770.45	12 232.89
7401	9 589.34	103.60	1133.39	3 189.25	7 111.95	13 673.64	91.45	770.00	12 213.11
7601	9 609.24	103.62	1134.82	3 192.58	6 893.75	13 642.16	91.44	769.51	12 191.14
7801	9 628.62	103.65	1136.20	3 195.81	6 658.71	13 606.67	91.42	768.96	12 166.99
8001	9 647.52	103.67	1137.53	3 198.91	6 404.85	13 566.51	91.40	768.35	12 139.62
8201	9 665.94	103.70	1138.81	3 202.33	6 128.04	13 520.11	91.38	767.63	12 107.65
8401	9 683.92	103.72	1140.04	3 207.44	5 826.56	13 466.83	91.36	766.80	12 070.91
8601	9 701.48	103.74	1141.22	3 212.86	5 494.14	13 404.02	91.33	765.83	12 027.57
8801	9 718.63	103.76	1142.34	3 218.66	5 125.69	13 329.31	91.30	764.66	11 975.99
9001	9 735.40	103.78	1143.41	3 223.46	4 711.75	13 237.98	91.25	763.24	11 912.89
9201	9 751.80	103.80	1144.42	3 225.70	4 239.43	13 122.75	91.20	761.45	11 833.25
9401	9 767.84	103.82	1145.33	3 227.71	3 685.36	12 968.70	91.13	759.09	11 721.75
9601	9 783.55	103.83	1146.08	3 229.36	3 009.95	12 745.35	91.04	755.85	11 536.68

Tabla 8-15 Tránsito de avenidas por túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Embalse aguas arriba					Embalse aguas abajo				
Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr	Hidrograma total de entrada	Elevación en el vaso	Volumen en el vaso	Descarga	tr	Hidrograma de total entrada	Elevación en el vaso	Volumen en el vaso	Descarga
años	m³ / s	m	Hm³	m³ / s	años	m³ / s	m	Hm³	m³ / s
3	2 957.06	90.06	529.33	2 464.55	49.96	7 778.59	88.87	697.79	7 265.06
5	3 515.68	90.47	546.52	2 769.57	49.84	8 132.52	89.02	700.57	7 557.30
7	3 991.71	90.86	562.46	3 017.09	49.65	8 360.56	89.12	702.55	7 764.31
9	4 295.84	91.11	572.76	3 171.34	49.40	8 501.97	89.21	704.14	7 931.20
11	4 510.24	91.30	580.42	3 297.83	49.08	8 598.38	89.26	705.21	8 042.92
13	4 675.66	91.44	586.43	3 394.76	48.69	8 675.13	89.31	706.06	8 128.97
15	4 810.48	91.56	591.36	3 472.28	48.22	8 734.68	89.35	706.77	8 192.22
17	4 924.35	91.66	595.66	3 529.18	47.69	8 781.94	89.38	707.33	8 241.83
19	5 022.96	91.76	599.52	3 583.21	47.07	8 818.33	89.40	707.76	8 279.39
21	5 109.93	91.84	602.89	3 631.99	46.36	8 844.96	89.42	708.09	8 308.69
23	5 187.76	91.91	605.89	3 675.84	45.55	8 863.69	89.43	708.34	8 331.23
25	5 258.18	91.98	608.57	3 716.27	44.64	8 875.74	89.44	708.52	8 347.45
27	5 322.49	92.03	610.99	3 754.01	43.62	8 881.07	89.448	708.63	8 357.41
29	5 381.68	92.09	613.20	3 789.45	42.46	8 879.96	89.451	708.68	8 361.52
31	5 436.49	92.14	615.20	3 822.70	41.15	8 871.79	89.449	708.66	8 359.30
33	5 487.54	92.18	617.04	3 854.07	39.66	8 854.10	89.44	708.54	8 349.10
35	5 535.31	92.22	618.72	3 884.47	37.98	8 825.95	89.43	708.33	8 330.31
37	5 580.20	92.26	620.26	3 913.86	36.05	8 786.07	89.42	708.02	8 302.48
39	5 622.53	92.29	621.65	3 942.58	33.82	8 730.93	89.39	707.58	8 263.40
41	5 662.58	92.32	622.88	3 971.14	31.21	8 655.29	89.36	706.95	8 207.95
43	5 700.59	92.35	623.91	4 000.59	28.08	8 546.51	89.31	706.03	8 126.27
45	5 736.76	92.37	624.74	4 031.45	24.23	8 385.17	89.24	704.75	7 994.40
47	5 771.25	92.38	625.32	4 070.98	19.19	8 100.58	89.12	702.53	7 762.80
49	5 804.21	92.39	625.70	4 124.83	11.40	7 411.66	88.85	697.40	7 213.90

Tabla 8-16 Tránsito de avenidas por canal y túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 50 años.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Embalse aguas arriba					Embalse aguas abajo				
Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr años	Hidrograma total de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
3	2 957.06	90.22	535.80	2 559.95	99.98	8 526.65	89.20	703.91	7 907.39
5	3 515.68	90.62	552.73	2 825.38	99.91	8 879.46	89.35	706.76	8 190.56
7	3 991.71	91.00	568.05	3 056.73	99.81	9 115.65	89.47	709.04	8 393.44
9	4 295.84	91.25	578.60	3 229.34	99.68	9 268.71	89.57	710.94	8 562.32
11	4 510.24	91.44	586.57	3 354.80	99.51	9 376.30	89.64	712.19	8 673.13
13	4 675.66	91.59	592.76	3 450.86	99.31	9 464.00	89.69	713.19	8 761.72
15	4 810.48	91.72	597.84	3 529.75	99.08	9 535.50	89.74	714.00	8 834.31
17	4 924.35	91.82	602.14	3 596.44	98.81	9 595.30	89.77	714.67	8 893.54
19	5 022.96	91.91	605.86	3 640.58	98.51	9 642.95	89.80	715.23	8 943.58
21	5 109.93	91.99	609.08	3 674.07	98.18	9 683.71	89.82	715.65	8 993.45
23	5 187.76	92.06	611.93	3 703.93	97.81	9 719.35	89.84	716.03	9 037.86
25	5 258.18	92.12	614.48	3 730.96	97.41	9 750.87	89.86	716.36	9 077.55
27	5 322.49	92.18	616.79	3 755.53	96.97	9 778.91	89.88	716.67	9 113.63
29	5 381.68	92.23	618.90	3 777.98	96.49	9 803.94	89.89	716.95	9 146.42
31	5 436.49	92.27	620.83	3 798.59	95.98	9 826.30	89.91	717.20	9 176.25
33	5 487.54	92.32	622.61	3 817.75	95.43	9 845.69	89.92	717.43	9 203.26
35	5 535.31	92.36	624.27	3 835.68	94.84	9 862.91	89.93	717.64	9 227.78
37	5 580.20	92.39	625.82	3 852.66	94.21	9 878.11	89.94	717.82	9 249.01
39	5 622.53	92.43	627.27	3 872.84	93.54	9 891.58	89.95	717.98	9 267.82
41	5 662.58	92.46	628.64	3 901.48	92.82	9 901.54	89.96	718.12	9 284.51
43	5 700.59	92.49	629.96	3 929.26	92.05	9 908.08	89.96	718.24	9 299.02
45	5 736.76	92.52	631.21	3 955.86	91.24	9 913.26	89.97	718.35	9 311.99
47	5 771.25	92.55	632.40	3 981.53	90.37	9 916.93	89.97	718.45	9 323.11
49	5 804.21	92.58	633.53	4 006.13	89.45	9 919.23	89.98	718.53	9 332.68
51	5 835.77	92.61	634.61	4 028.88	88.47	9 920.09	89.98	718.60	9 340.70
53	5 866.06	92.63	635.65	4 050.82	87.43	9 919.52	89.985	718.65	9 347.15
55	5 895.16	92.66	636.65	4 072.04	86.33	9 917.20	89.988	718.69	9 351.94
57	5 923.16	92.68	637.61	4 092.55	85.16	9 913.33	89.989	718.72	9 355.18
59	5 950.15	92.70	638.52	4 112.36	83.92	9 907.73	89.9898	718.73	9 356.66
61	5 976.20	92.72	639.40	4 131.53	82.60	9 900.60	89.9897	718.73	9 356.56
63	6 001.37	92.74	640.26	4 150.19	81.19	9 891.70	89.989	718.72	9 354.53
65	6 025.72	92.76	641.08	4 168.35	79.70	9 880.75	89.987	718.68	9 350.32
67	6 049.30	92.78	641.88	4 185.94	78.10	9 867.75	89.98	718.62	9 343.22
69	6 072.15	92.80	642.64	4 202.96	76.40	9 852.45	89.98	718.53	9 332.90
71	6 094.32	92.82	643.38	4 219.35	74.59	9 834.56	89.97	718.42	9 319.78
73	6 115.86	92.84	644.09	4 235.20	72.64	9 813.74	89.97	718.28	9 303.50
75	6 136.79	92.85	644.78	4 250.54	70.56	9 789.49	89.96	718.11	9 283.60
77	6 157.14	92.87	645.45	4 265.36	68.31	9 761.35	89.95	717.91	9 259.57
79	6 176.96	92.88	646.09	4 279.64	65.89	9 728.72	89.93	717.66	9 230.78
81	6 196.26	92.90	646.71	4 293.36	63.26	9 690.83	89.92	717.37	9 196.47
83	6 215.08	92.91	647.30	4 306.51	60.40	9 646.11	89.90	717.02	9 155.02
85	6 233.43	92.93	647.88	4 319.07	57.26	9 593.37	89.88	716.60	9 105.19
87	6 251.35	92.94	648.42	4 330.94	53.79	9 529.67	89.85	716.08	9 043.99
89	6 268.84	92.95	648.94	4 342.07	49.93	9 451.85	89.81	715.43	8 968.16
91	6 285.93	92.96	649.42	4 352.35	45.55	9 354.01	89.76	714.52	8 880.23
93	6 302.64	92.97	649.84	4 361.27	40.50	9 225.51	89.70	713.26	8 768.49
95	6 318.98	92.98	650.10	4 367.02	34.47	9 044.96	89.60	711.50	8 612.31
97	6 334.97	92.98	650.12	4 372.76	26.86	8 757.08	89.45	708.73	8 365.64
99	6 350.63	92.97	649.67	4 396.65	15.57	8 069.22	89.14	702.83	7 794.04

Tabla 8-17 Tránsito de avenidas por canal y túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 100 años.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Embalse aguas arriba					Embalse aguas abajo				
Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr años	Hidrograma total de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
201	6 889.45	94.05	694.10	4 540.79	5 449.45	15 493.51	92.23	796.59	14 399.93
401	7 409.71	94.42	709.49	4 792.37	5 969.71	15 821.99	92.38	801.68	14 659.54
601	7 713.24	94.64	718.73	5 017.12	6 273.24	16 012.40	92.47	804.83	14 791.29
801	7 928.38	94.80	725.36	5 192.99	6 488.38	16 147.82	92.54	807.09	14 885.26
1001	8 095.16	94.93	730.57	5 322.93	6 655.16	16 252.60	92.59	808.77	14 955.30
1201	8 231.38	95.03	734.84	5 430.66	6 791.38	16 335.27	92.63	810.12	15 011.84
1401	8 346.53	95.12	738.46	5 522.71	6 906.53	16 404.12	92.66	811.26	15 059.48
1601	8 446.25	95.19	741.59	5 601.84	7 006.25	16 463.22	92.69	812.24	15 100.24
1801	8 534.21	95.26	744.36	5 670.33	7 094.21	16 514.73	92.72	813.08	15 135.43
2001	8 612.87	95.32	746.81	5 731.80	7 172.87	16 560.16	92.74	813.83	15 166.63
2201	8 684.03	95.37	749.03	5 787.19	7 244.03	16 600.47	92.76	814.50	15 194.37
2401	8 748.99	95.42	751.07	5 837.74	7 308.99	16 636.37	92.78	815.09	15 219.26
2601	8 808.74	95.47	752.94	5 884.62	7 368.74	16 668.26	92.79	815.63	15 241.76
2801	8 864.06	95.51	754.66	5 928.36	7 424.06	16 696.70	92.81	816.12	15 262.21
3001	8 915.56	95.55	756.26	5 969.13	7 475.56	16 722.45	92.82	816.57	15 280.86
3201	8 963.73	95.59	757.77	6 007.32	7 523.73	16 745.67	92.83	816.98	15 297.86
3401	9 008.98	95.62	759.18	6 043.37	7 568.98	16 766.50	92.85	817.35	15 313.40
3601	9 051.64	95.65	760.52	6 077.47	7 611.64	16 785.30	92.86	817.74	15 322.70
3801	9 091.99	95.68	761.78	6 109.73	7 651.99	16 802.12	92.87	818.15	15 327.28
4001	9 130.27	95.71	762.98	6 140.00	7 690.27	16 817.06	92.88	818.51	15 331.40
4201	9 166.69	95.74	764.12	6 168.52	7 726.69	16 830.31	92.89	818.83	15 335.11
4401	9 201.40	95.77	765.20	6 195.56	7 761.40	16 841.79	92.90	819.12	15 338.43
4601	9 234.58	95.79	766.23	6 221.47	7 794.58	16 851.72	92.91	819.39	15 341.41
4801	9 266.34	95.81	767.21	6 246.36	7 826.34	16 860.06	92.91	819.62	15 344.05
5001	9 296.80	95.84	768.14	6 270.33	7 856.80	16 866.75	92.92	819.82	15 346.36
5201	9 326.07	95.86	769.03	6 293.48	7 886.07	16 871.92	92.92	820.00	15 348.36
5401	9 354.23	95.88	769.89	6 315.85	7 914.23	16 875.46	92.93	820.14	15 350.03
5601	9 381.37	95.90	770.70	6 337.48	7 941.37	16 877.37	92.93	820.26	15 351.36
5801	9 407.56	95.92	771.49	6 358.44	7 967.56	16 877.65	92.93	820.35	15 352.38
6001	9 432.85	95.94	772.24	6 378.78	7 992.85	16 876.04	92.936	820.40	15 353.02
6201	9 457.32	95.95	772.96	6 398.61	8 017.32	16 872.53	92.9370	820.43	15 353.31
6401	9 481.01	95.97	773.65	6 417.97	8 041.01	16 866.99	92.9368	820.42	15 353.22
6601	9 503.97	95.99	774.31	6 436.84	8 063.97	16 859.15	92.935	820.37	15 352.68
6801	9 526.25	96.00	774.95	6 455.27	8 086.25	16 849.05	92.93	820.29	15 351.72
7001	9 547.88	96.02	775.55	6 473.29	8 107.88	16 836.44	92.93	820.16	15 350.28
7201	9 568.90	96.03	776.13	6 490.95	8 128.90	16 821.02	92.92	819.99	15 348.32
7401	9 589.34	96.04	776.68	6 508.22	8 149.34	16 802.42	92.92	819.77	15 345.76
7601	9 609.24	96.06	777.20	6 525.26	8 169.24	16 780.13	92.91	819.48	15 342.52
7801	9 628.62	96.07	777.69	6 542.11	8 188.62	16 753.69	92.90	819.13	15 338.52
8001	9 647.52	96.08	778.15	6 558.80	8 207.52	16 722.47	92.89	818.71	15 333.65
8201	9 665.94	96.09	778.58	6 575.41	8 225.94	16 684.95	92.87	818.18	15 327.63
8401	9 683.92	96.10	778.98	6 591.66	8 243.92	16 640.49	92.85	817.54	15 320.32
8601	9 701.48	96.11	779.35	6 608.00	8 261.48	16 586.53	92.83	816.92	15 295.28
8801	9 718.63	96.12	779.67	6 624.56	8 278.63	16 520.73	92.81	816.16	15 263.61
9001	9 735.40	96.12	779.93	6 641.61	8 295.40	16 438.45	92.78	815.20	15 223.54
9201	9 751.80	96.13	780.13	6 658.35	8 311.80	16 332.56	92.74	813.93	15 170.69
9401	9 767.84	96.13	780.24	6 673.85	8 327.84	16 188.48	92.69	812.15	15 096.60
9601	9 783.55	96.13	780.25	6 694.40	8 343.55	15 966.86	92.61	809.48	14 985.08

Tabla 8-18 Tránsito de avenidas por canal y túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años.

8.3.2 Considerando operación del vertedor de la C. H. Malpaso

Considerando que se presenta la condición más extrema en el sistema analizado se realizó el tránsito de avenidas en la C. H. Malpaso, con la finalidad de obtener el hidrograma de gastos de descarga por el vertedor correspondiente a un periodo de retorno de 10 000 años. Dicho hidrograma se adicionó a cada uno de los hidrogramas de la serie de pares de gastos de la cuenca formada entre el deslizamiento de tierra y la C. H. Malpaso mostrados en la tabla 6-13, los cuales corresponden a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años.

La metodología utilizada para dicho tránsito fue la correspondiente al método modificado de Puls para un solo embalse. De esta manera, en la tabla 8-19 se muestra la curva Elevaciones-Capacidades en el embalse. Asimismo, en la tabla 8-20 se muestra la política de operación de los vertedores de la C. H. Malpaso. Finalmente, en la tabla 8-21 y en la figura 8-3 se muestra el hidrograma de 60 días con un gasto pico de 17 739 m³/s considerado (Marengo, 2003).

Elevación msnm	Volumen Hm ³
80	0.00
126	986.00
130	1 315.90
132	1 607.33
140	2 403.00
145	3 218.90
147	3 603.30
150	4 179.90
152	4 598.20
156	5 451.70
160	6 355.50
164	7 323.05
166	7 821.90
170	8 849.70
171	9 605.00
176	10 489.80
179	11 342.75
184	12 820.70
186	13 431.50
188	14 031.00

Tabla 8-19 Curva Elevaciones – Capacidades en el embalse C. H. Malpaso

ELEV. EN EMBALSE msnm	VERTEDOR DE SERVICIO S5, S6 Y S7		VERTEDOR EMERGENCIA E1, E2, E3 Y E4		GASTO TOTAL DESCARGADO POR VERTEDORES m ³ /s
	APERTURA m	GASTO m ³ /s	APERTURA m	GASTO m ³ /s	
182.5	2	1000	--	--	1000
182.6	4	1980	--	--	1980
182.8	6.5	3000	--	--	3000
183.1	9.5	4000	--	--	4000
183.5	12	4725	--	--	4725
184.0	TOTAL	5950	--	--	5950
184.5	TOTAL	6200	--	--	6200
185.2	TOTAL	6500	2.1	1600	8100
186.0	TOTAL	7000	3	2300	9300
186.8	TOTAL	8250	TOTAL	10650	18900

Tabla 8-20 Política de operación de los vertedores de la C. H. Malpaso

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Días	Horas	Gasto de entrada m ³ /s	Días	Horas	Gasto de entrada
1	24	360	31	744	739
2	48	360	32	768	981
3	72	360	33	792	1 242
4	96	360	34	816	1 386
5	120	360	35	840	854
6	144	360	36	864	979
7	168	360	37	888	2 270
8	192	360	38	912	1 570
9	216	360	39	936	1 546
10	240	360	40	960	1 675
11	264	912	41	984	1 750
12	288	912	42	1008	1 423
13	312	961	43	1032	2 026
14	336	961	44	1056	1 966
15	360	1 328	45	1080	1 365
16	384	1 328	46	1104	1 299
17	408	1 328	47	1128	1 545
18	432	2 770	48	1152	1 086
19	456	2 753	49	1176	1 283
20	480	6 604	50	1200	2 115
21	504	17 739	51	1224	2 115
22	528	12 479	52	1248	2 115
23	552	7 070	53	1272	2 115
24	576	3 116	54	1296	2 115
25	600	3 926	55	1320	2 115
26	624	3 347	56	1344	2 115
27	648	12 611	57	1368	2 115
28	672	4 740	58	1392	2 115
29	696	2 455	59	1416	2 115
30	720	1 399	60	1440	2 115

Tabla 8-21 Hidrograma de entrada al vaso de la C. H. Malpaso con duración de 60 días.

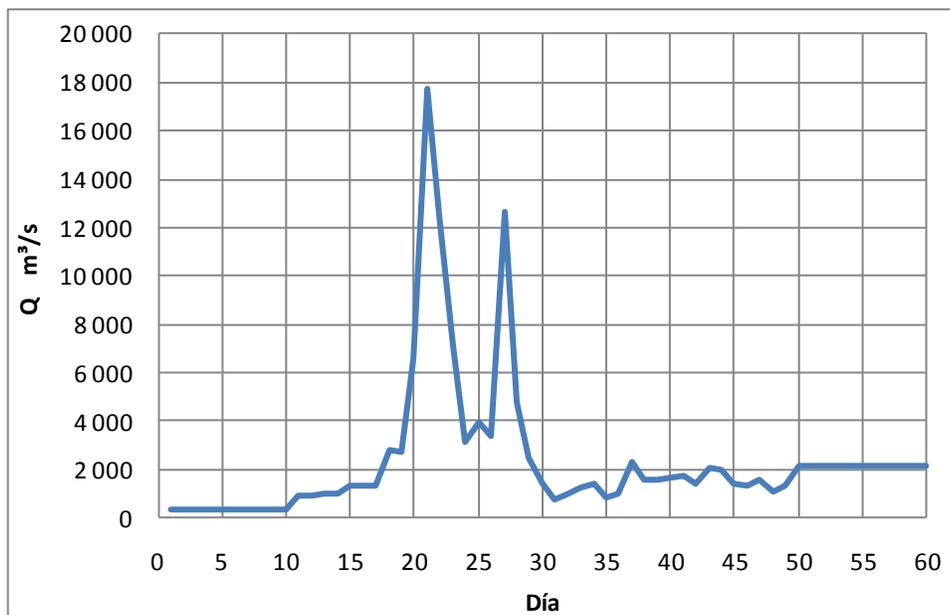


Figura 8-3 Hidrograma de entrada al vaso de la C. H. Malpaso con duración de 60 días.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

El tránsito de avenidas se realizó considerando dos elevaciones iniciales en el embalse 171.50 msnm correspondiente a las condiciones normales en las que se encuentra operando la presa y 182.50 msnm valor del NAMO. En la tabla 8-22 se muestran los valores máximos resultado de los tránsitos de avenidas realizados para la C.H. Malpaso.

Duración del hidrograma días	Elevación inicial en el embalse msnm	Gasto de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
60	171.5	17 739	184.62	13 010.39	6 528.72
60	182.5	17 739	186.29	13 522.22	12 786.59

Tabla 8-22 Resultados del tránsito de avenidas para diferentes elevaciones en el embalse en la C. H. Malpaso.

Para considerar la situación más extrema se consideró la simultaneidad de los gastos máximos de entrada al vaso comprendido entre el deslizamiento de tierra y la C. H. Malpaso correspondientes a los periodos de retorno bivariados mostrados en la tabla 6-13 y las descargas de esta última correspondientes a un periodo de retorno de 10 000 años y una elevación en el embalse a la 171.50 msnm. En la tabla 8-23 se muestran los gastos resultantes.

Asimismo, en la tabla 8-24 se muestran los resultados correspondientes a la integración de los gastos máximos antes mencionados y una elevación inicial en el embalse de la C. H. Malpaso de 182.50 msnm.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Cuenca Zona deslizamiento de tierra				Cuenca C. H. Peñitas		T _{Q_{pr}Qt} años
Tr años	Q m ³ /s	Q C. H. Malpaso Tr = 10 000 años	Q total m ³ /s	Tr años	Q m ³ /s	
201	5449.45	6529	11978.18	9997.59	11531.61	10 000
401	5969.71	6529	12498.43	9991.23	11530.90	10 000
601	6273.24	6529	12801.96	9981.32	11529.78	10 000
801	6488.38	6529	13017.10	9968.01	11528.28	10 000
1001	6655.16	6529	13183.88	9951.41	11526.40	10 000
1201	6791.38	6529	13320.10	9931.55	11524.16	10 000
1401	6906.53	6529	13435.25	9908.45	11521.56	10 000
1601	7006.25	6529	13534.98	9882.11	11518.59	10 000
1801	7094.21	6529	13622.93	9852.51	11515.25	10 000
2001	7172.87	6529	13701.60	9819.61	11511.54	10 000
2201	7244.03	6529	13772.76	9783.36	11507.41	10 000
2401	7308.99	6529	13837.71	9743.69	11502.84	10 000
2601	7368.74	6529	13897.47	9700.53	11497.87	10 000
2801	7424.06	6529	13952.79	9653.80	11492.49	10 000
3001	7475.56	6529	14004.28	9603.41	11486.69	10 000
3201	7523.73	6529	14052.46	9549.17	11480.32	10 000
3401	7568.98	6529	14097.70	9491.03	11473.48	10 000
3601	7611.64	6529	14140.36	9428.87	11466.17	10 000
3801	7651.99	6529	14180.72	9362.45	11458.26	10 000
4001	7690.27	6529	14219.00	9291.61	11449.76	10 000
4201	7726.69	6529	14255.41	9216.27	11440.71	10 000
4401	7761.40	6529	14290.13	9136.02	11430.90	10 000
4601	7794.58	6529	14323.30	9050.80	11420.44	10 000
4801	7826.34	6529	14355.06	8960.29	11409.22	10 000
5001	7856.80	6529	14385.52	8864.17	11397.16	10 000
5201	7886.07	6529	14414.79	8762.21	11384.25	10 000
5401	7914.23	6529	14442.96	8653.96	11370.35	10 000
5601	7941.37	6529	14470.09	8539.07	11355.41	10 000
5801	7967.56	6529	14496.28	8417.26	11339.41	10 000
6001	7992.85	6529	14521.58	8287.61	11322.01	10 000
6201	8017.32	6529	14546.05	8150.05	11303.33	10 000
6401	8041.01	6529	14569.74	8003.92	11283.18	10 000
6601	8063.97	6529	14592.70	7847.95	11261.14	10 000
6801	8086.25	6529	14614.97	7681.83	11237.21	10 000
7001	8107.88	6529	14636.60	7504.58	11211.13	10 000
7201	8128.90	6529	14657.62	7315.06	11182.55	10 000
7401	8149.34	6529	14678.07	7111.95	11151.09	10 000
7601	8169.24	6529	14697.97	6893.75	11116.27	10 000
7801	8188.62	6529	14717.35	6658.71	11077.53	10 000
8001	8207.52	6529	14736.24	6404.85	11034.20	10 000
8201	8225.94	6529	14754.66	6128.04	10984.72	10 000
8401	8243.92	6529	14772.64	5826.56	10928.42	10 000
8601	8261.48	6529	14790.20	5494.14	10862.68	10 000
8801	8278.63	6529	14807.35	5125.69	10785.10	10 000
9001	8295.40	6529	14824.12	4711.75	10690.97	10 000
9201	8311.80	6529	14840.52	4239.43	10573.00	10 000
9401	8327.84	6529	14856.57	3685.36	10416.27	10 000
9601	8343.55	6529	14872.28	3009.95	10190.30	10 000
9801	8358.94	6529	14887.66	2103.89	9788.72	10 000

Tabla 8-23 Gastos de entrada al vaso superior considerando las descargas de la C. H. Malpaso para una elevación inicial de 171.50 msnm.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Cuenca Zona deslizamiento de tierra				Cuenca C. H. Peñitas		T _{Qp,Qt} años
Tr años	Q m ³ /s	Q C. H. Malpaso Tr = 10 000 años	Q total m ³ /s	Tr años	Q m ³ /s	
201	5449.45	12787	18236.04	9997.59	11531.61	10 000
401	5969.71	12787	18756.30	9991.23	11530.90	10 000
601	6273.24	12787	19059.83	9981.32	11529.78	10 000
801	6488.38	12787	19274.96	9968.01	11528.28	10 000
1001	6655.16	12787	19441.74	9951.41	11526.40	10 000
1201	6791.38	12787	19577.97	9931.55	11524.16	10 000
1401	6906.53	12787	19693.11	9908.45	11521.56	10 000
1601	7006.25	12787	19792.84	9882.11	11518.59	10 000
1801	7094.21	12787	19880.79	9852.51	11515.25	10 000
2001	7172.87	12787	19959.46	9819.61	11511.54	10 000
2201	7244.03	12787	20030.62	9783.36	11507.41	10 000
2401	7308.99	12787	20095.58	9743.69	11502.84	10 000
2601	7368.74	12787	20155.33	9700.53	11497.87	10 000
2801	7424.06	12787	20210.65	9653.80	11492.49	10 000
3001	7475.56	12787	20262.15	9603.41	11486.69	10 000
3201	7523.73	12787	20310.32	9549.17	11480.32	10 000
3401	7568.98	12787	20355.57	9491.03	11473.48	10 000
3601	7611.64	12787	20398.23	9428.87	11466.17	10 000
3801	7651.99	12787	20438.58	9362.45	11458.26	10 000
4001	7690.27	12787	20476.86	9291.61	11449.76	10 000
4201	7726.69	12787	20513.27	9216.27	11440.71	10 000
4401	7761.40	12787	20547.99	9136.02	11430.90	10 000
4601	7794.58	12787	20581.16	9050.80	11420.44	10 000
4801	7826.34	12787	20612.92	8960.29	11409.22	10 000
5001	7856.80	12787	20643.39	8864.17	11397.16	10 000
5201	7886.07	12787	20672.66	8762.21	11384.25	10 000
5401	7914.23	12787	20700.82	8653.96	11370.35	10 000
5601	7941.37	12787	20727.96	8539.07	11355.41	10 000
5801	7967.56	12787	20754.14	8417.26	11339.41	10 000
6001	7992.85	12787	20779.44	8287.61	11322.01	10 000
6201	8017.32	12787	20803.91	8150.05	11303.33	10 000
6401	8041.01	12787	20827.60	8003.92	11283.18	10 000
6601	8063.97	12787	20850.56	7847.95	11261.14	10 000
6801	8086.25	12787	20872.84	7681.83	11237.21	10 000
7001	8107.88	12787	20894.47	7504.58	11211.13	10 000
7201	8128.90	12787	20915.49	7315.06	11182.55	10 000
7401	8149.34	12787	20935.93	7111.95	11151.09	10 000
7601	8169.24	12787	20955.83	6893.75	11116.27	10 000
7801	8188.62	12787	20975.21	6658.71	11077.53	10 000
8001	8207.52	12787	20994.10	6404.85	11034.20	10 000
8201	8225.94	12787	21012.53	6128.04	10984.72	10 000
8401	8243.92	12787	21030.51	5826.56	10928.42	10 000
8601	8261.48	12787	21048.06	5494.14	10862.68	10 000
8801	8278.63	12787	21065.22	5125.69	10785.10	10 000
9001	8295.40	12787	21081.98	4711.75	10690.97	10 000
9201	8311.80	12787	21098.38	4239.43	10573.00	10 000
9401	8327.84	12787	21114.43	3685.36	10416.27	10 000
9601	8343.55	12787	21130.14	3009.95	10190.30	10 000
9801	8358.94	12787	21145.52	2103.89	9788.72	10 000

Tabla 8-24 Gastos de entrada al vaso superior considerando las descargas de la C. H. Malpaso para una elevación inicial de 182.50 msnm.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Finalmente, se realizaron los tránsitos de avenidas considerando los dos embalses formados por el deslizamiento de tierra, tanto para el canal, los túneles de conducción y el funcionamiento conjunto del canal y los túneles. En las tablas 8-25 a la 8-27 se muestran los resultados de los tránsitos para un gasto vertido en la C. H. Malpaso de 6 529 m³/s, respectivamente. Asimismo, en las tablas 8-28 a la 8-30 se muestran los tránsitos correspondientes para un gasto vertido de 12 787 m³/s.

Embalse aguas arriba					Embalse aguas abajo				
Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr años	Hidrograma total de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
201	11 978.18	99.68	927.15	7 687.81	9 997.59	17 471.39	93.51	839.20	15 573.04
401	12 498.43	100.08	944.24	8 048.45	9 991.23	17 784.79	93.76	847.29	15 667.96
601	12 801.96	100.31	957.06	8 204.93	9 981.32	17 967.34	93.89	851.57	15 718.22
801	13 017.10	100.45	964.23	8 382.81	9 968.01	18 095.55	94.04	856.42	15 820.93
1001	13 183.88	100.55	970.01	8 484.64	9 951.41	18 194.25	94.11	858.75	15 929.79
1201	13 320.10	100.65	974.98	8 576.26	9 931.55	18 274.23	94.17	860.54	16 013.73
1401	13 435.25	100.73	979.29	8 645.87	9 908.45	18 341.94	94.22	861.98	16 080.95
1601	13 534.98	100.80	983.19	8 703.93	9 882.11	18 401.35	94.25	863.12	16 134.54
1801	13 622.93	100.86	986.63	8 755.14	9 852.51	18 453.03	94.28	864.12	16 181.30
2001	13 701.60	100.92	989.70	8 801.01	9 819.61	18 498.22	94.31	865.00	16 222.54
2201	13 772.76	100.97	992.17	8 846.97	9 783.36	18 553.99	94.34	865.82	16 261.19
2401	13 837.71	101.01	994.26	8 885.84	9 743.69	18 610.43	94.36	866.59	16 297.14
2601	13 897.47	101.04	996.15	8 921.08	9 700.53	18 661.46	94.39	867.30	16 330.11
2801	13 952.79	101.07	997.96	8 954.75	9 653.80	18 702.89	94.41	867.94	16 360.37
3001	14 004.28	101.11	999.77	8 988.51	9 603.41	18 729.86	94.42	868.55	16 388.75
3201	14 052.46	101.14	1001.54	9 013.78	9 549.17	18 754.15	94.44	869.06	16 412.49
3401	14 097.70	101.17	1003.23	9 034.12	9 491.03	18 776.10	94.45	869.49	16 433.05
3601	14 140.36	101.20	1004.93	9 054.47	9 428.87	18 795.94	94.47	869.85	16 449.92
3801	14 180.72	101.24	1006.60	9 074.52	9 362.45	18 813.72	94.48	870.15	16 463.87
4001	14 219.00	101.27	1008.19	9 093.59	9 291.61	18 829.71	94.48	870.42	16 476.42
4201	14 255.41	101.29	1009.71	9 111.86	9 216.27	18 843.26	94.49	870.66	16 487.68
4401	14 290.13	101.32	1011.22	9 130.03	9 136.02	18 850.78	94.50	870.87	16 497.61
4601	14 323.30	101.35	1012.67	9 147.39	9 050.80	18 856.88	94.50	871.06	16 506.20
4801	14 355.06	101.37	1014.05	9 164.01	8 960.29	18 861.51	94.51	871.22	16 513.53
5001	14 385.52	101.40	1015.38	9 179.95	8 864.17	18 864.65	94.51	871.36	16 519.64
5201	14 414.79	101.42	1016.65	9 195.27	8 762.21	18 866.35	94.52	871.46	16 524.58
5401	14 442.96	101.44	1017.84	9 213.47	8 653.96	18 866.51	94.52	871.57	16 529.43
5601	14 470.09	101.47	1018.97	9 232.58	8 539.07	18 865.12	94.52	871.66	16 533.54
5801	14 496.28	101.49	1020.06	9 251.03	8 417.26	18 862.18	94.525	871.72	16 536.37
6001	14 521.58	101.51	1021.12	9 268.85	8 287.61	18 857.42	94.526	871.75	16 537.75
6201	14 546.05	101.52	1022.11	9 285.61	8 150.05	18 850.95	94.5266	871.76	16 538.27
6401	14 569.74	101.54	1023.02	9 301.07	8 003.92	18 842.63	94.5265	871.76	16 538.17
6601	14 592.70	101.56	1023.91	9 316.05	7 847.95	18 832.05	94.525	871.72	16 536.29
6801	14 614.97	101.57	1024.77	9 330.59	7 681.83	18 819.25	94.52	871.64	16 532.68
7001	14 636.60	101.59	1025.60	9 344.70	7 504.58	18 803.96	94.52	871.52	16 527.15
7201	14 657.62	101.60	1026.39	9 357.97	7 315.06	18 787.98	94.51	871.35	16 519.39
7401	14 678.07	101.62	1027.09	9 369.94	7 111.95	18 773.16	94.51	871.12	16 508.99
7601	14 697.97	101.63	1027.78	9 381.59	6 893.75	18 754.54	94.50	870.84	16 495.84
7801	14 717.35	101.64	1028.45	9 392.94	6 658.71	18 731.58	94.49	870.48	16 479.43
8001	14 736.24	101.65	1029.10	9 404.15	6 404.85	18 703.58	94.47	870.06	16 459.47
8201	14 754.66	101.67	1029.74	9 415.34	6 128.04	18 669.01	94.46	869.53	16 434.90
8401	14 772.64	101.68	1030.35	9 426.27	5 826.56	18 627.27	94.44	868.90	16 405.17
8601	14 790.20	101.69	1030.95	9 436.94	5 494.14	18 575.75	94.41	868.11	16 368.39
8801	14 807.35	101.70	1031.54	9 447.37	5 125.69	18 512.07	94.38	867.14	16 322.87
9001	14 824.12	101.71	1032.12	9 457.56	4 711.75	18 431.52	94.34	865.91	16 265.23
9201	14 840.52	101.72	1032.68	9 467.54	4 239.43	18 326.86	94.29	864.31	16 190.25
9401	14 856.57	101.73	1033.23	9 477.30	3 685.36	18 183.17	94.22	862.11	16 087.28
9601	14 872.28	101.74	1033.77	9 486.87	3 009.95	17 969.99	94.09	857.83	15 886.73
9801	14 887.66	101.75	1034.30	9 496.18	2 103.89	17 581.03	93.79	848.38	15 680.76

Tabla 8-25 Tránsito de avenidas por canal para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y un gasto vertido en la C. H. Malpaso de 6 529 m³/s.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Embalse aguas arriba					Embalse aguas abajo				
Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr años	Hidrograma total de entrada m³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm³	Descarga m³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm³	Descarga m³ / s
201	11 978.18	105.45	1233.28	3 375.69	9 997.59	14 213.62	91.71	779.11	12 644.50
401	12 498.43	106.20	1273.43	3 457.85	9 991.23	14 285.19	91.74	780.14	12 746.26
601	12 801.96	106.64	1297.03	3 505.19	9 981.32	14 320.78	91.76	780.68	12 800.49
801	13 017.10	106.95	1313.79	3 538.85	9 968.01	14 344.21	91.77	781.05	12 837.39
1001	13 183.88	107.19	1326.83	3 564.97	9 951.41	14 361.24	91.78	781.33	12 864.62
1201	13 320.10	107.39	1337.48	3 586.80	9 931.55	14 374.44	91.78	781.54	12 885.93
1401	13 435.25	107.56	1346.49	3 605.36	9 908.45	14 384.88	91.79	781.72	12 903.07
1601	13 534.98	107.71	1354.30	3 620.88	9 882.11	14 393.21	91.79	781.86	12 916.86
1801	13 622.93	107.83	1361.20	3 634.58	9 852.51	14 399.84	91.80	781.97	12 928.02
2001	13 701.60	107.95	1367.37	3 646.83	9 819.61	14 405.05	91.80	782.06	12 937.10
2201	13 772.76	108.05	1372.95	3 657.90	9 783.36	14 408.98	91.80	782.13	12 944.34
2401	13 837.71	108.15	1378.04	3 668.01	9 743.69	14 411.77	91.80	782.19	12 949.94
2601	13 897.47	108.24	1382.72	3 677.31	9 700.53	14 413.57	91.80	782.23	12 954.14
2801	13 952.79	108.32	1387.06	3 685.91	9 653.80	14 414.47	91.805	782.26	12 957.01
3001	14 004.28	108.39	1391.10	3 693.94	9 603.41	14 414.54	91.8059	782.28	12 958.64
3201	14 052.46	108.46	1394.88	3 701.44	9 549.17	14 413.65	91.8060	782.28	12 958.98
3401	14 097.70	108.53	1398.43	3 708.48	9 491.03	14 411.97	91.8057	782.27	12 958.22
3601	14 140.36	108.59	1401.77	3 715.11	9 428.87	14 409.52	91.805	782.25	12 956.43
3801	14 180.72	108.65	1404.93	3 721.38	9 362.45	14 406.21	91.80	782.22	12 953.49
4001	14 219.00	108.70	1407.92	3 727.32	9 291.61	14 402.06	91.80	782.18	12 949.43
4201	14 255.41	108.76	1410.77	3 732.97	9 216.27	14 397.16	91.80	782.13	12 944.37
4401	14 290.13	108.81	1413.48	3 738.36	9 136.02	14 391.30	91.80	782.07	12 938.07
4601	14 323.30	108.86	1416.07	3 743.49	9 050.80	14 384.62	91.80	781.99	12 930.67
4801	14 355.06	108.90	1418.55	3 748.41	8 960.29	14 377.01	91.80	781.91	12 922.08
5001	14 385.52	108.95	1420.92	3 753.11	8 864.17	14 368.42	91.79	781.81	12 912.21
5201	14 414.79	108.99	1423.19	3 757.63	8 762.21	14 358.84	91.79	781.70	12 901.07
5401	14 442.96	109.03	1425.38	3 761.97	8 653.96	14 348.15	91.79	781.57	12 888.49
5601	14 470.09	109.07	1427.49	3 766.15	8 539.07	14 336.30	91.78	781.43	12 874.44
5801	14 496.28	109.11	1429.52	3 770.17	8 417.26	14 323.28	91.78	781.27	12 858.87
6001	14 521.58	109.14	1431.47	3 774.05	8 287.61	14 308.76	91.77	781.09	12 841.40
6201	14 546.05	109.18	1433.36	3 777.80	8 150.05	14 292.86	91.77	780.90	12 822.14
6401	14 569.74	109.21	1435.19	3 781.42	8 003.92	14 275.41	91.76	780.69	12 800.89
6601	14 592.70	109.24	1436.95	3 784.91	7 847.95	14 255.98	91.75	780.45	12 777.15
6801	14 614.97	109.28	1438.66	3 788.30	7 681.83	14 234.59	91.75	780.18	12 750.91
7001	14 636.60	109.31	1440.31	3 791.57	7 504.58	14 210.96	91.74	779.89	12 721.85
7201	14 657.62	109.34	1441.91	3 794.74	7 315.06	14 184.64	91.73	779.56	12 689.46
7401	14 678.07	109.37	1443.46	3 797.81	7 111.95	14 155.35	91.72	779.20	12 653.34
7601	14 697.97	109.39	1444.96	3 800.74	6 893.75	14 122.65	91.70	778.79	12 612.91
7801	14 717.35	109.42	1446.40	3 804.39	6 658.71	14 085.98	91.69	778.22	12 578.11
8001	14 736.24	109.45	1447.79	3 808.65	6 404.85	14 044.66	91.67	777.49	12 545.95
8201	14 754.66	109.47	1449.12	3 812.96	6 128.04	13 997.13	91.64	776.66	12 508.88
8401	14 772.64	109.49	1450.41	3 817.38	5 826.56	13 942.75	91.62	775.79	12 470.24
8601	14 790.20	109.52	1451.65	3 822.05	5 494.14	13 878.88	91.59	774.77	12 424.97
8801	14 807.35	109.54	1452.83	3 827.07	5 125.69	13 803.13	91.55	773.56	12 371.34
9001	14 824.12	109.56	1453.95	3 832.59	4 711.75	13 710.78	91.51	772.14	12 308.17
9201	14 840.52	109.58	1455.00	3 838.86	4 239.43	13 594.54	91.46	770.35	12 228.59
9401	14 856.57	109.60	1455.95	3 846.38	3 685.36	13 439.52	91.39	767.94	12 121.43
9601	14 872.28	109.61	1456.72	3 856.05	3 009.95	13 215.21	91.29	764.44	11 965.91

Tabla 8-26 Tránsito de avenidas por los túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y un gasto vertido en la C. H. Malpaso de 6 529 m³/s.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Embalse aguas arriba					Embalse aguas abajo				
Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr años	Hidrograma total de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
201	11 978.18	97.46	835.42	7 863.77	9 997.59	18 064.42	93.90	851.77	15 720.58
401	12 498.43	97.89	852.84	8 242.99	9 991.23	18 350.45	94.12	858.79	15 931.60
601	12 801.96	98.13	862.74	8 464.47	9 981.32	18 522.20	94.23	862.46	16 103.51
801	13 017.10	98.29	869.68	8 624.19	9 968.01	18 642.77	94.31	865.07	16 225.87
1001	13 183.88	98.43	875.39	8 749.84	9 951.41	18 735.92	94.38	867.10	16 321.06
1201	13 320.10	98.54	879.87	8 854.38	9 931.55	18 818.65	94.43	868.84	16 402.23
1401	13 435.25	98.63	883.64	8 945.64	9 908.45	18 888.69	94.48	870.38	16 474.48
1601	13 534.98	98.71	886.90	9 023.96	9 882.11	18 948.52	94.53	871.95	16 546.97
1801	13 622.93	98.78	889.78	9 092.67	9 852.51	19 000.63	94.58	873.33	16 609.57
2001	13 701.60	98.84	892.36	9 153.69	9 819.61	19 046.56	94.61	874.54	16 664.62
2201	13 772.76	98.90	894.70	9 208.45	9 783.36	19 087.39	94.65	875.61	16 713.40
2401	13 837.71	98.95	896.84	9 257.64	9 743.69	19 123.96	94.68	876.56	16 756.82
2601	13 897.47	99.00	898.81	9 302.50	9 700.53	19 156.70	94.71	877.42	16 795.85
2801	13 952.79	99.04	900.63	9 343.43	9 653.80	19 186.18	94.73	878.19	16 830.90
3001	14 004.28	99.08	902.33	9 380.96	9 603.41	19 212.84	94.75	878.88	16 862.42
3201	14 052.46	99.12	903.92	9 415.87	9 549.17	19 236.89	94.77	879.50	16 890.78
3401	14 097.70	99.16	905.42	9 448.54	9 491.03	19 258.67	94.79	880.06	16 916.45
3601	14 140.36	99.19	906.83	9 479.42	9 428.87	19 278.39	94.81	880.57	16 939.72
3801	14 180.72	99.22	908.16	9 508.71	9 362.45	19 296.10	94.82	881.03	16 960.67
4001	14 219.00	99.26	909.42	9 536.58	9 291.61	19 311.95	94.83	881.45	16 979.47
4201	14 255.41	99.28	910.62	9 563.18	9 216.27	19 326.10	94.84	881.82	16 996.30
4401	14 290.13	99.31	911.77	9 588.64	9 136.02	19 338.46	94.85	882.14	17 011.07
4601	14 323.30	99.34	912.86	9 613.30	9 050.80	19 349.34	94.86	882.43	17 024.18
4801	14 355.06	99.36	913.90	9 637.02	8 960.29	19 358.64	94.87	882.68	17 035.48
5001	14 385.52	99.39	914.90	9 659.89	8 864.17	19 366.33	94.88	882.88	17 044.92
5201	14 414.79	99.41	915.85	9 682.13	8 762.21	19 372.34	94.88	883.05	17 052.65
5401	14 442.96	99.43	916.76	9 703.53	8 653.96	19 376.65	94.888	883.18	17 058.52
5601	14 470.09	99.45	917.63	9 724.20	8 539.07	19 379.44	94.891	883.27	17 062.58
5801	14 496.28	99.47	918.47	9 744.25	8 417.26	19 380.59	94.892197	883.32	17 064.76
6001	14 521.58	99.49	919.28	9 763.76	8 287.61	19 379.83	94.892196	883.32	17 064.76
6201	14 546.05	99.51	920.05	9 782.74	8 150.05	19 377.31	94.891	883.27	17 062.75
6401	14 569.74	99.53	920.79	9 802.39	8 003.92	19 372.88	94.888	883.19	17 058.94
6601	14 592.70	99.55	921.50	9 822.17	7 847.95	19 366.18	94.88	883.05	17 052.72
6801	14 614.97	99.56	922.18	9 841.55	7 681.83	19 357.23	94.88	882.86	17 043.95
7001	14 636.60	99.58	922.84	9 860.60	7 504.58	19 345.78	94.87	882.61	17 032.35
7201	14 657.62	99.60	923.47	9 879.46	7 315.06	19 331.55	94.86	882.28	17 017.63
7401	14 678.07	99.61	924.08	9 898.04	7 111.95	19 314.18	94.85	881.88	16 999.34
7601	14 697.97	99.62	924.67	9 916.41	6 893.75	19 293.23	94.83	881.39	16 977.00
7801	14 717.35	99.64	925.24	9 934.62	6 658.71	19 268.17	94.81	880.83	16 951.16
8001	14 736.24	99.65	925.78	9 952.66	6 404.85	19 238.38	94.80	880.43	16 932.94
8201	14 754.66	99.66	926.30	9 970.59	6 128.04	19 202.46	94.78	879.92	16 909.69
8401	14 772.64	99.68	926.79	9 988.57	5 826.56	19 159.73	94.76	879.28	16 880.98
8601	14 790.20	99.69	927.26	10 006.80	5 494.14	19 107.62	94.74	878.49	16 844.83
8801	14 807.35	99.70	927.70	10 025.45	5 125.69	19 043.83	94.71	877.50	16 799.48
9001	14 824.12	99.71	928.12	10 043.71	4 711.75	18 963.82	94.67	876.33	16 746.29
9201	14 840.52	99.72	928.49	10 062.37	4 239.43	18 860.59	94.62	874.84	16 678.51
9401	14 856.57	99.72	928.81	10 082.48	3 685.36	18 719.74	94.56	872.78	16 584.44
9601	14 872.28	99.73	929.04	10 105.50	3 009.95	18 511.52	94.46	869.70	16 442.75

Tabla 8-27 Tránsito de avenidas por el canal y los túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y un gasto vertido en la C. H. Malpaso de 6 529 m³/s.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Embalse aguas arriba					Embalse aguas abajo				
Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr años	Hidrograma total de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
201	18 236.04	103.98	1154.26	11 815.95	9 997.59	21 036.79	97.43	959.32	18 363.75
401	18 756.30	104.30	1171.44	12 192.06	9 991.23	21 312.87	97.98	975.08	18 467.38
601	19 059.83	104.50	1182.17	12 392.85	9 981.32	21 479.16	98.28	983.37	18 523.67
801	19 274.96	104.64	1189.66	12 539.16	9 968.01	21 593.90	98.49	989.33	18 564.21
1001	19 441.74	104.75	1195.57	12 655.04	9 951.41	21 680.41	98.66	993.91	18 595.45
1201	19 577.97	104.84	1200.17	12 745.15	9 931.55	21 764.98	98.80	997.67	18 621.05
1401	19 693.11	104.90	1203.67	12 813.68	9 908.45	21 857.59	98.91	1000.89	18 642.93
1601	19 792.84	104.96	1206.85	12 875.89	9 882.11	21 931.46	99.01	1003.63	18 661.67
1801	19 880.79	105.02	1209.85	12 934.81	9 852.51	21 978.31	99.10	1005.97	18 678.15
2001	19 959.46	105.07	1212.58	12 988.30	9 819.61	22 019.50	99.18	1008.03	18 692.70
2201	20 030.62	105.11	1215.05	13 036.69	9 783.36	22 055.97	99.24	1009.87	18 705.68
2401	20 095.58	105.16	1217.31	13 080.85	9 743.69	22 088.47	99.31	1011.52	18 717.32
2601	20 155.33	105.20	1219.44	13 122.50	9 700.53	22 114.68	99.36	1013.00	18 727.79
2801	20 210.65	105.23	1221.44	13 161.75	9 653.80	22 136.20	99.41	1014.34	18 737.26
3001	20 262.15	105.27	1223.30	13 198.28	9 603.41	22 155.43	99.46	1015.57	18 745.90
3201	20 310.32	105.30	1224.91	13 235.28	9 549.17	22 170.33	99.50	1016.74	18 754.21
3401	20 355.57	105.33	1226.38	13 269.44	9 491.03	22 182.59	99.54	1017.81	18 761.76
3601	20 398.23	105.35	1227.76	13 301.65	9 428.87	22 193.29	99.58	1018.79	18 768.67
3801	20 438.58	105.38	1229.07	13 332.11	9 362.45	22 202.41	99.61	1019.68	18 774.95
4001	20 476.86	105.40	1230.31	13 361.01	9 291.61	22 210.06	99.64	1020.49	18 780.67
4201	20 513.27	105.42	1231.50	13 388.50	9 216.27	22 216.38	99.67	1021.23	18 785.87
4401	20 547.99	105.44	1232.60	13 416.34	9 136.02	22 221.23	99.70	1021.92	18 790.70
4601	20 581.16	105.46	1233.64	13 443.93	9 050.80	22 225.31	99.72	1022.57	18 795.32
4801	20 612.92	105.48	1234.66	13 470.93	8 960.29	22 230.42	99.74	1023.19	18 799.68
5001	20 643.39	105.50	1235.66	13 497.57	8 864.17	22 240.07	99.76	1023.75	18 803.65
5201	20 672.66	105.52	1236.62	13 523.17	8 762.21	22 255.77	99.78	1024.25	18 807.15
5401	20 700.82	105.53	1237.55	13 547.80	8 653.96	22 269.74	99.80	1024.67	18 810.15
5601	20 727.96	105.55	1238.44	13 571.54	8 539.07	22 282.02	99.81	1025.03	18 812.65
5801	20 754.14	105.57	1239.30	13 594.44	8 417.26	22 292.64	99.82	1025.31	18 814.67
6001	20 779.44	105.58	1240.16	13 614.20	8 287.61	22 299.06	99.829	1025.49	18 815.91
6201	20 803.91	105.60	1241.00	13 632.55	8 150.05	22 303.08	99.83235	1025.58	18 816.57
6401	20 827.60	105.61	1241.81	13 650.31	8 003.92	22 305.38	99.83225	1025.58	18 816.55
6601	20 850.56	105.63	1242.60	13 667.53	7 847.95	22 305.69	99.829	1025.48	18 815.86
6801	20 872.84	105.64	1243.36	13 684.23	7 681.83	22 304.04	99.82	1025.30	18 814.56
7001	20 894.47	105.66	1244.10	13 700.45	7 504.58	22 300.25	99.81	1025.02	18 812.58
7201	20 915.49	105.67	1244.82	13 716.21	7 315.06	22 294.09	99.80	1024.63	18 809.87
7401	20 935.93	105.68	1245.52	13 731.54	7 111.95	22 285.29	99.78	1024.13	18 806.32
7601	20 955.83	105.69	1246.21	13 746.56	6 893.75	22 273.60	99.75	1023.49	18 801.82
7801	20 975.21	105.71	1246.88	13 761.26	6 658.71	22 258.58	99.72	1022.70	18 796.24
8001	20 994.10	105.72	1247.53	13 775.58	6 404.85	22 239.66	99.69	1021.74	18 789.46
8201	21 012.53	105.73	1248.17	13 789.54	6 128.04	22 215.67	99.64	1020.55	18 781.08
8401	21 030.51	105.74	1248.79	13 803.17	5 826.56	22 186.11	99.59	1019.12	18 770.94
8601	21 048.06	105.75	1249.40	13 816.46	5 494.14	22 148.98	99.52	1017.33	18 758.38
8801	21 065.22	105.77	1250.00	13 829.55	5 125.69	22 102.56	99.44	1015.13	18 742.83
9001	21 081.98	105.78	1250.60	13 842.65	4 711.75	22 043.46	99.34	1012.35	18 723.19
9201	21 098.38	105.79	1251.18	13 855.47	4 239.43	21 965.78	99.20	1008.72	18 697.60
9401	21 114.43	105.80	1251.75	13 868.01	3 685.36	21 858.10	99.01	1003.74	18 662.42
9601	21 130.14	105.81	1252.31	13 880.29	3 009.95	21 697.04	98.75	996.32	18 611.83

Tabla 8-28 Tránsito de avenidas por canal para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y un gasto vertido en la C. H. Malpaso de 12 787 m³/s.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Embalse aguas arriba					Embalse aguas abajo				
Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr años	Hidrograma total de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
201	18 236.04	114.86	1727.15	4 329.45	9 997.59	14 906.11	92.02	789.74	13 700.75
401	18 756.30	115.67	1768.78	4 403.91	9 991.23	14 956.47	92.05	790.51	13 779.96
601	19 059.83	116.14	1792.99	4 445.45	9 981.32	14 984.07	92.06	790.94	13 823.51
801	19 274.96	116.48	1810.24	4 475.03	9 968.01	15 003.05	92.07	791.24	13 853.68
1001	19 441.74	116.74	1823.60	4 497.97	9 951.41	15 017.06	92.07	791.46	13 876.17
1201	19 577.97	116.95	1834.52	4 516.70	9 931.55	15 027.78	92.08	791.63	13 893.62
1401	19 693.11	117.13	1843.75	4 532.54	9 908.45	15 036.14	92.08	791.76	13 907.45
1601	19 792.84	117.28	1851.75	4 546.27	9 882.11	15 042.69	92.086	791.87	13 918.36
1801	19 880.79	117.42	1858.82	4 558.38	9 852.51	15 047.74	92.089	791.95	13 926.93
2001	19 959.46	117.54	1865.13	4 569.22	9 819.61	15 051.54	92.091	792.02	13 933.66
2201	20 030.62	117.66	1870.84	4 579.01	9 783.36	15 054.20	92.092	792.07	13 938.76
2401	20 095.58	117.76	1876.05	4 587.95	9 743.69	15 055.83	92.093	792.10	13 942.40
2601	20 155.33	117.85	1880.85	4 596.18	9 700.53	15 056.57	92.0937	792.13	13 944.76
2801	20 210.65	117.94	1885.28	4 603.63	9 653.80	15 056.46	92.09408	792.14	13 945.90
3001	20 262.15	118.02	1889.41	4 610.42	9 603.41	15 055.58	92.09409	792.14	13 945.94
3201	20 310.32	118.09	1893.27	4 616.76	9 549.17	15 053.80	92.0938	792.13	13 944.77
3401	20 355.57	118.16	1896.90	4 622.73	9 491.03	15 051.29	92.093	792.11	13 942.58
3601	20 398.23	118.23	1900.32	4 628.34	9 428.87	15 048.05	92.092	792.08	13 939.41
3801	20 438.58	118.29	1903.55	4 633.66	9 362.45	15 043.99	92.091	792.03	13 935.13
4001	20 476.86	118.35	1906.61	4 638.69	9 291.61	15 039.14	92.089	791.98	13 929.78
4201	20 513.27	118.41	1909.52	4 643.48	9 216.27	15 033.57	92.088	791.92	13 923.46
4401	20 547.99	118.46	1912.30	4 648.04	9 136.02	15 027.07	92.085	791.85	13 915.92
4601	20 581.16	118.51	1914.95	4 652.40	9 050.80	15 019.78	92.08	791.76	13 907.33
4801	20 612.92	118.56	1917.49	4 656.57	8 960.29	15 011.46	92.08	791.66	13 897.46
5001	20 643.39	118.61	1919.93	4 660.58	8 864.17	15 002.15	92.08	791.56	13 886.31
5201	20 672.66	118.66	1922.27	4 664.42	8 762.21	14 991.89	92.07	791.43	13 873.90
5401	20 700.82	118.70	1924.51	4 668.11	8 653.96	14 980.54	92.07	791.30	13 860.06
5601	20 727.96	118.74	1926.68	4 671.67	8 539.07	14 968.06	92.06	791.15	13 844.75
5801	20 754.14	118.78	1928.76	4 675.10	8 417.26	14 954.42	92.06	790.98	13 827.94
6001	20 779.44	118.82	1930.78	4 678.41	8 287.61	14 939.32	92.05	790.80	13 809.22
6201	20 803.91	118.86	1932.72	4 681.60	8 150.05	14 922.86	92.05	790.60	13 788.73
6401	20 827.60	118.90	1934.60	4 684.68	8 003.92	14 904.85	92.04	790.38	13 766.28
6601	20 850.56	118.93	1936.42	4 687.67	7 847.95	14 884.89	92.03	790.14	13 741.36
6801	20 872.84	118.97	1938.17	4 690.55	7 681.83	14 862.99	92.03	789.87	13 713.95
7001	20 894.47	119.00	1939.88	4 693.35	7 504.58	14 838.86	92.02	789.57	13 683.68
7201	20 915.49	119.03	1941.53	4 696.05	7 315.06	14 812.19	92.01	789.24	13 650.15
7401	20 935.93	119.06	1943.12	4 698.68	7 111.95	14 782.58	92.00	788.87	13 612.99
7601	20 955.83	119.09	1944.67	4 701.21	6 893.75	14 749.56	91.98	788.46	13 571.89
7801	20 975.21	119.12	1946.17	4 703.67	6 658.71	14 712.58	91.97	788.00	13 525.78
8001	20 994.10	119.15	1947.62	4 706.05	6 404.85	14 670.96	91.96	787.47	13 473.81
8201	21 012.53	119.18	1949.03	4 708.35	6 128.04	14 623.15	91.94	786.87	13 414.02
8401	21 030.51	119.20	1950.38	4 710.57	5 826.56	14 568.48	91.92	786.18	13 345.59
8601	21 048.06	119.23	1951.69	4 712.70	5 494.14	14 504.33	91.90	785.37	13 265.19
8801	21 065.22	119.25	1952.94	4 714.75	5 125.69	14 428.31	91.87	784.41	13 169.82
9001	21 081.98	119.28	1954.14	4 716.70	4 711.75	14 335.69	91.83	783.23	13 053.52
9201	21 098.38	119.30	1955.27	4 718.53	4 239.43	14 219.21	91.79	781.76	12 907.11
9401	21 114.43	119.32	1956.30	4 720.20	3 685.36	14 063.93	91.73	779.79	12 711.79
9601	21 130.14	119.34	1957.15	4 721.53	3 009.95	13 839.39	91.64	776.42	12 498.47

Tabla 8-29 Tránsito de avenidas por los túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y un gasto vertido en la C. H. Malpaso de 12 787 m³/s.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Embalse aguas arriba					Embalse aguas abajo				
Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr años	Hidrograma total de entrada m³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm³	Descarga m³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm³	Descarga m³ / s
201	18 236.04	101.90	1042.10	12 045.81	9 997.59	22 042.68	98.16	980.01	18 500.77
401	18 756.30	102.23	1059.91	12 400.32	9 991.23	22 335.44	98.68	994.60	18 600.13
601	19 059.83	102.42	1070.43	12 614.80	9 981.32	22 496.37	99.00	1003.21	18 658.76
801	19 274.96	102.56	1077.82	12 771.10	9 968.01	22 609.74	99.23	1009.36	18 702.10
1001	19 441.74	102.67	1083.49	12 896.12	9 951.41	22 696.73	98.08	977.74	18 485.35
1201	19 577.97	102.75	1088.12	12 998.59	9 931.55	22 767.13	98.16	980.00	18 500.72
1401	19 693.11	102.83	1092.03	13 085.16	9 908.45	22 825.86	98.22	981.89	18 513.59
1601	19 792.84	102.89	1095.41	13 160.13	9 882.11	22 876.04	98.28	983.51	18 524.61
1801	19 880.79	102.94	1098.40	13 225.53	9 852.51	22 919.64	98.33	984.90	18 534.12
2001	19 959.46	102.99	1101.09	13 282.47	9 819.61	22 958.06	98.38	986.07	18 542.06
2201	20 030.62	103.04	1103.53	13 334.09	9 783.36	22 991.60	98.41	987.10	18 549.09
2401	20 095.58	103.08	1105.76	13 380.88	9 743.69	23 021.40	98.45	988.02	18 555.36
2601	20 155.33	103.12	1107.82	13 423.37	9 700.53	23 048.04	98.48	988.85	18 560.96
2801	20 210.65	103.15	1109.74	13 462.24	9 653.80	23 071.46	98.50	989.58	18 565.94
3001	20 262.15	103.19	1111.54	13 498.87	9 603.41	23 091.49	98.53	990.23	18 570.40
3201	20 310.32	103.22	1113.23	13 533.17	9 549.17	23 109.33	98.55	990.82	18 574.41
3401	20 355.57	103.25	1114.82	13 565.66	9 491.03	23 124.64	98.57	991.35	18 578.02
3601	20 398.23	103.28	1116.32	13 596.37	9 428.87	23 138.12	98.58	991.83	18 581.24
3801	20 438.58	103.30	1117.74	13 625.43	9 362.45	23 149.88	98.60	992.24	18 584.07
4001	20 476.86	103.33	1119.08	13 653.04	9 291.61	23 160.04	98.61	992.62	18 586.61
4201	20 513.27	103.35	1120.36	13 679.33	9 216.27	23 168.75	98.62	992.95	18 588.88
4401	20 547.99	103.38	1121.58	13 704.45	9 136.02	23 175.90	98.63	993.24	18 590.87
4601	20 581.16	103.40	1122.74	13 728.51	9 050.80	23 181.67	98.64	993.50	18 592.60
4801	20 612.92	103.42	1123.85	13 751.60	8 960.29	23 186.01	98.65	993.71	18 594.08
5001	20 643.39	103.44	1124.92	13 773.80	8 864.17	23 188.88	98.66	993.89	18 595.30
5201	20 672.66	103.46	1125.94	13 795.18	8 762.21	23 190.36	98.66	994.04	18 596.28
5401	20 700.82	103.47	1126.91	13 817.21	8 653.96	23 190.33	98.668	994.15	18 597.09
5601	20 727.96	103.49	1127.84	13 838.59	8 539.07	23 188.81	98.671	994.24	18 597.64
5801	20 754.14	103.51	1128.73	13 859.27	8 417.26	23 185.82	98.67240	994.28	18 597.94
6001	20 779.44	103.52	1129.59	13 879.42	8 287.61	23 181.04	98.67241	994.28	18 597.94
6201	20 803.91	103.54	1130.42	13 898.99	8 150.05	23 174.61	98.671	994.24	18 597.66
6401	20 827.60	103.55	1131.23	13 918.02	8 003.92	23 166.37	98.668	994.15	18 597.09
6601	20 850.56	103.57	1132.00	13 936.55	7 847.95	23 155.92	98.66	994.02	18 596.14
6801	20 872.84	103.58	1132.75	13 954.63	7 681.83	23 143.31	98.66	993.83	18 594.85
7001	20 894.47	103.60	1133.48	13 972.28	7 504.58	23 128.26	98.65	993.58	18 593.16
7201	20 915.49	103.61	1134.18	13 989.54	7 315.06	23 110.49	98.64	993.26	18 591.00
7401	20 935.93	103.62	1134.86	14 006.57	7 111.95	23 089.61	98.62	992.86	18 588.26
7601	20 955.83	103.63	1135.52	14 023.55	6 893.75	23 065.18	98.60	992.37	18 584.95
7801	20 975.21	103.65	1136.15	14 040.26	6 658.71	23 036.67	98.58	991.79	18 580.97
8001	20 994.10	103.66	1136.76	14 056.76	6 404.85	23 003.43	98.56	991.09	18 576.21
8201	21 012.53	103.67	1137.35	14 073.01	6 128.04	22 964.17	98.53	990.24	18 570.45
8401	21 030.51	103.68	1137.90	14 089.19	5 826.56	22 918.51	98.49	989.21	18 563.41
8601	21 048.06	103.69	1138.42	14 105.71	5 494.14	22 863.79	98.44	987.89	18 554.47
8801	21 065.22	103.70	1138.91	14 122.41	5 125.69	22 797.45	98.38	986.29	18 543.52
9001	21 081.98	103.71	1139.37	14 139.53	4 711.75	22 714.96	98.31	984.26	18 529.76
9201	21 098.38	103.71	1139.78	14 157.37	4 239.43	22 609.58	98.22	981.65	18 511.94
9401	21 114.43	103.72	1140.12	14 176.57	3 685.36	22 466.87	98.09	978.07	18 487.58
9601	21 130.14	103.72	1140.36	14 198.48	3 009.95	22 257.44	99.53	1017.59	18 760.15

Tabla 8-30 Tránsito de avenidas por el canal y los túneles de conducción para un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y un gasto vertido en la C. H. Malpaso de 12 787 m³/s.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS
CONSIDERANDO EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA
EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

CAPÍTULO 9

**Escenarios de riesgo de falla
ante avenidas en la C. H.
Peñitas**

9 ESCENARIOS DE RIEGO DE FALLA ANTE AVENIDAS EN LA C. H. PEÑITAS.

Se revisaron varias alternativas en este análisis de riesgo considerando tres escenarios los cuales se muestran a continuación.

9.1 ESCENARIO 1: SEGURIDAD EN LA CORTINA DE LA C. H. PEÑITAS

El primer escenario consideró como elevaciones críticas en el embalse aguas arriba la elevación 100 msnm debido a que hasta esta elevación se realizó la indemnización por parte de la CFE y la elevación 105 msnm que es la elevación donde se comenzaría a inundar la casa de máquinas de la C. H. Malpaso y se cuidó, al mismo tiempo, la seguridad de la C. H. Peñitas ante un desbordamiento considerando el NAME a la elevación 95.5 msnm y la elevación de la corona de la cortina a la cota 98 msnm.

Para este escenario se tomó en cuenta la avenida asociada a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años, en este caso se consideró que la C. H. Malpaso deja pasar un gasto turbinado de 1 440 m³/s. Este escenario se revisó considerando el funcionamiento solamente del canal y el funcionamiento conjunto del canal y los túneles de conducción. Los resultados se presentan en la tabla 9-1.

Estructura en la zona del deslizamiento	Embalse aguas arriba Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Embalse aguas abajo Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
	Tr	Hidrograma total de entrada	Elevación en el vaso	Volumen en el vaso	Descarga	Tr	Hidrograma de total entrada	Elevación en el vaso	Volumen en el vaso	Descarga
	años	m ³ / s	m	Hm ³	m ³ / s	años	m ³ / s	m	Hm ³	m ³ / s
Canal	6 001	9 432.85	98.14	863.46	6 427.53	8 287.61	16 430.15	92.80	815.76	15 246.99
Canal + Túneles	6 201	9 457.32	95.95	772.96	6 398.61	8 150.05	16 872.53	92.94	820.43	15 353.31

Tabla 9-1 Condiciones críticas en la C. H. Peñitas para una avenida asociada a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años transitada por el canal y por el canal y los túneles de conducción.

Se puede observar en los tránsitos realizados, tablas 8-10 a la 8-12 para el canal y 8-16 a la 8-18 para el funcionamiento conjunto del canal y los túneles de conducción, que a medida que el gasto pico de la avenida de entrada en el embalse aguas arriba aumenta, la elevación máxima en el mismo también aumenta, de tal manera que el nivel crítico en dicho embalse se presenta cuando la mayor parte de la avenida escurre en esa parte de la cuenca. Sin embargo, la diferencia promedio de esta sobreelevación es en promedio de 25 cm, por lo que se considera como elevación crítica en el embalse aguas arriba para este escenario la correspondiente a la elevación crítica presentada en el embalse aguas abajo del deslizamiento de tierra. Caso contrario cuando se transita solamente por los túneles de conducción lo cual se analiza en el escenario 2.

Por otro lado, para la avenida asociada a un periodo conjunto de 10 000 años, también se consideró la posibilidad de que el vertedor de la C. H. Malpaso funcionara descargando lo correspondiente al mismo periodo de retorno, cerrando el paso del agua por las turbinas mientras ocurriera el evento. Cabe mencionar que, el análisis se realizó con los gastos

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

descargados mostrados en la tabla 8-22 para diferentes elevaciones iniciales en el embalse. En las tablas 9-2 y 9-3 se muestran los resultados correspondientes.

Elevación inicial en la C.H Malpaso msnm	Embalse aguas arriba Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Embalse aguas abajo Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
	Tr	Hidrograma total de entrada	Elevación en el vaso	Volumen en el vaso	Descarga	Tr	Hidrograma de total entrada	Elevación en el vaso	Volumen en el vaso	Descarga
	años	m ³ / s	m	Hm ³	m ³ / s	años	m ³ / s	m	Hm ³	m ³ / s
171.5	6201	14 546.05	101.52	1022.11	9 285.61	8 150.05	18 850.95	94.53	871.76	16 538.27
182.5	6201	20 803.91	105.60	1241.00	13 632.55	8 150.05	22 303.08	99.83	1025.58	18 816.57

Tabla 9-2 Condiciones críticas en la C. H. Peñitas para una avenida asociada a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y descargas en la C. H. Malpaso transitadas por el canal.

Elevación inicial en la C.H Malpaso msnm	Embalse aguas arriba Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Embalse aguas abajo Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
	Tr	Hidrograma total de entrada	Elevación en el vaso	Volumen en el vaso	Descarga	Tr	Hidrograma de total entrada	Elevación en el vaso	Volumen en el vaso	Descarga
	años	m ³ / s	m	Hm ³	m ³ / s	años	m ³ / s	m	Hm ³	m ³ / s
171.5	5801	14 496.28	99.47	918.47	9 744.25	8 417.26	19 380.59	94.89	883.32	17 064.76
182.5	6001	20 779.44	103.52	1129.59	13 879.42	8 287.61	23 181.04	98.67	994.28	18 597.94

Tabla 9-3 Condiciones críticas en la C. H. Peñitas para una avenida asociada a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y descargas en la C. H. Malpaso transitadas por el canal y túneles de conducción.

Se puede observar en la tabla 9-1 que, al transitar una avenida asociada a un periodo de retorno de 10 000 años y manteniendo una operación máxima de las turbinas correspondiente a un gasto de 1 440 m³/s, el nivel máximo en el embalse aguas arriba del deslizamiento de tierra se mantendría por debajo de la zona indemnizada. Asimismo, el nivel máximo en el embalse aguas abajo estaría por debajo del NAME de la C. H. Peñitas. De esta manera, se considera que ante este escenario la C. H. Peñitas es segura y no se tienen afectaciones mayores a las consideradas inicialmente en el embalse aguas arriba del deslizamiento.

En el caso de ser necesario descargar por el vertedor de la C. H. Malpaso las condiciones cambiarían. Considerándose solamente el desahogo del agua por el canal y en el caso de que el nivel del embalse de la C. H. Malpaso se mantenga a la elevación 171.50 msnm, se tendrían afectaciones en el embalse aguas arriba correspondientes a 1.52 m por arriba de la zona indemnizada, en cambio, el nivel máximo en la C. H. Peñitas se mantendría por debajo del NAME, lo que mantendría la seguridad de la presa. En el caso de que el nivel en el embalse de la C. H. Malpaso estuviera al nivel del NAMO, de 182.50 msnm, se tendrían afectaciones en el embalse aguas arriba correspondientes a 5.60 m por arriba de la zona indemnizada al mismo tiempo en el que habría comenzado a inundarse la Casa de Máquinas, del mismo modo, la C. H. Peñitas habría fallado por desbordamiento (Tabla 9-2).

Por otro lado, considerándose el desahogo por medio del canal y los túneles de conducción y manteniéndose el nivel en la C. H. Malpaso a la elevación 171.50 msnm, los niveles en el embalse aguas arriba del deslizamiento de tierra se mantendrían por debajo de la zona indemnizada, así como, el nivel en el embalse aguas abajo estaría por debajo del NAME de la C. H. Peñitas, considerándose de esta manera, que la presa no desbordaría. En cambio, si el nivel inicial en el embalse de la C. H. Malpaso estuviera en la elevación 182.50 msnm, se

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

tendrían afectaciones en el embalse aguas arriba correspondientes a 3.52 m por arriba de la zona indemnizada, del mismo modo, la C. H. Peñitas habría fallado por desbordamiento (Tabla 9-3).

9.2 ESCENARIO 2: OBSTRUCCIÓN DEL CANAL DEBIDO A UN NUEVO DESLIZAMIENTO DE TIERRA

El segundo escenario contempla que debido a las lluvias intensas un nuevo deslizamiento se presente nuevamente 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, 10 000 años, en cada caso se consideró que la C. H. Malpaso dejaba pasar un gasto turbinado de 1 440 m³/s. Los resultados se presentan en la tabla 9-4.

Embalse aguas arriba Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra						Embalse aguas abajo Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr conjunto años	Tr años	Hidrograma total de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
50	13	4 675.66	95.82	767.54	2 039.44	48.69	7 223.04	88.67	693.72	6 731.75
100	23	5 187.76	96.71	804.25	2 204.51	97.81	8 071.69	88.99	700.04	7 503.79
10 000	3601	9 051.64	102.85	1093.36	3 095.16	9 428.87	13 898.42	91.55	773.49	12 367.95

Tabla 9-4 Condiciones críticas en la C. H. Peñitas para avenidas asociadas a periodos de retorno conjunto de 50, 100 y 10 000 años transitadas por los túneles de conducción.

En este caso, como se puede observar en los resultados de los tránsitos mostrados en las tablas 8-13 a la 8-15, el aumento de la elevación en el embalse aguas arriba a medida que el gasto pico de la avenida de entrada aumenta si es de considerarse, de tal manera que el nivel crítico en dicho embalse se presenta cuando la mayor parte de la avenida escurre en esa parte de la cuenca. De esta manera, en la tabla 9-5 se muestran dichas elevaciones máximas alcanzadas cuando el pico de la avenida de entrada en el embalse aguas arriba es mayor que el de aguas abajo.

Embalse aguas arriba Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra						Embalse aguas abajo Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr conjunto años	Tr años	Hidrograma total de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
50	49	5 804.21	97.76	847.56	2 382.79	11.40	5 466.43	88.11	682.68	5 224.08
100	99	6 350.63	98.71	886.89	2 533.12	15.57	5 981.38	88.26	685.62	5 691.31
10 000	9801	9 798.94	103.84	1146.46	3 230.21	2 103.89	12 346.33	90.88	750.11	11 215.09

Tabla 9-5 Condiciones críticas en el embalse aguas arriba para avenidas asociadas a periodos de retorno conjunto de 50, 100 y 10 000 años transitadas por los túneles de conducción considerando un gasto de entrada mayor en el embalse aguas arriba.

Debido a que en el caso de la avenida de 10 000 años el nivel máximo alcanzado sobrepasa el nivel indemnizado de 100 msnm se realizaron los tránsitos correspondientes considerando que la C. H. Malpaso cerraría el paso del gasto por las turbinas mientras ocurriera el evento. Los resultados se presentan en la tabla 9-6.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Embalse aguas arriba Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra						Embalse aguas abajo Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr conjunto años	Tr años	Hidrograma total de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
10 000	4001	7 690.27	99.33	912.35	2 627.36	9 291.61	13 352.00	91.29	764.48	11 967.72

Tabla 9-6 Condiciones críticas en el embalse aguas arriba para una avenida asociada a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años transitada por los túneles de conducción sin considerar el gasto turbinado por la C. H. Malpaso.

Los resultados de los niveles máximos alcanzados en el embalse aguas arriba al no considerar el gasto turbinado en la C. H. Malpaso se presentan en la tabla 9-7.

Embalse aguas arriba Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra						Embalse aguas abajo Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr conjunto años	Tr años	Hidrograma total de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
10 000	9 801	8 358.94	100.28	955.18	2 765.43	2 103.89	11 824.80	90.66	742.47	10 787.16

Tabla 9-7 Condiciones críticas en el embalse aguas arriba para una avenida asociada a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años transitada por los túneles de conducción sin considerar el gasto turbinado por la C. H. Malpaso y considerando un gasto de entrada mayor en el embalse aguas arriba.

Del mismo modo que en el escenario anterior, para la avenida asociada a un periodo conjunto 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 agua por las turbinas mientras ocurriera el evento. En la tabla 9-8 se muestran los resultados correspondientes.

Elevación inicial en la C.H Malpaso msnm	Embalse aguas arriba Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra					Embalse aguas abajo Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
	Tr años	Hidrograma total de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
171.5	3201	14 052.46	108.46	1394.88	3 701.44	9 549.17	14 413.65	91.81	782.28	12 958.98
182.5	3001	20 262.15	118.02	1889.41	4 610.42	9 603.41	15 055.58	92.09	792.14	13 945.94

Tabla 9-8 Condiciones críticas en la C. H. Peñitas para una avenida asociada a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y descargas en la C. H. Malpaso transitadas por el canal y túneles de conducción.

Se puede observar, de las tablas 9-4 y 9-5, que los niveles máximos en el embalse de la C. H. Peñitas se mantienen por debajo del nivel del NAME en todos los caso por lo cual se considera que para este escenario la cortina de la C. H. Peñitas es segura ante dichas avenidas.

En el caso del embalse aguas arriba, se puede observar que los niveles máximos correspondientes a las avenidas asociadas a los periodos de retorno conjunto de 50 y 100 años se mantienen por debajo de la zona indemnizada, no así para la avenida asociada a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años en la cual se presentarían afectaciones

correspondientes a 3.84 m por arriba de dicha zona, manteniéndose por otro lado la seguridad de la casa de máquinas de la C. H. Malpaso. Dichas afectaciones podrían mitigarse cerrando el paso del agua por las turbinas de la C. H. Malpaso al presentarse la avenida de 10 000 años. En este caso, las elevaciones máximas alcanzadas en el embalse aguas arriba no sobrepasarían la zona indemnizada.

En el caso de ser necesario descargar por el vertedor de la C. H. Malpaso, se puede observar en la tabla 9-8 que del mismo modo la C. H. Peñitas es segura, sin embargo, en el embalse aguas arriba se presentarían afectaciones muy por arriba de la zona indemnizada, así como, la inundación de la casa de máquinas de la C. H. Malpaso.

9.3 ESCENARIO 3: SEGURIDAD DE LAS ATAGUÍAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS TÚNELES DE CONDUCCIÓN

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 cuidando simultáneamente las descargas que la C. H. Peñitas realizará a la cuenca baja del río Grijalva, lo anterior se realizó considerando avenidas asociadas a periodos de retorno de 50 y 100 años siendo éste último el periodo considerado para el diseño de los túneles de conducción.

Cabe mencionar que la elevación de la ataguía aguas arriba considerada es a la cota 96 msnm y la elevación de la ataguía aguas abajo considerada es a la cota 92 msnm.

En este caso se consideró que la C. H. Malpaso dejara pasar un gasto turbinado de 1 440 m³/s. Este escenario se revisó considerando solo el funcionamiento del canal. Los resultados se muestran en la tabla 9-9.

Embalse aguas arriba						Embalse aguas abajo				
Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra						Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr conjunto años	Tr años	Hidrograma total de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
50	29	5 381.68	94.34	706.41	3 640.92	42.46	8 311.60	89.23	704.61	7 980.01
100	57	5 923.16	94.88	728.74	3 991.31	85.16	9 393.12	89.82	715.52	8 978.43

Tabla 9-9 Elevaciones máximas para avenidas asociadas a periodos de retorno conjunto de 50 y 100 años transitadas por el canal.

Se puede observar en la tabla 9-9 que en ninguno de los casos están en riesgo las ataguías por lo que se considera que el sistema es seguro ante desbordamiento en el periodo de construcción de los túneles de conducción.

Por otro lado las descargas presentadas pueden representar sucesos devastadores en la planicie tabasqueña.

De esta manera, se optó por revisar el tránsito de las avenidas cerrando el paso del agua por las turbinas mientras ocurriera el evento. Los resultados se muestran en la tabla 9-10.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Embalse aguas arriba						Embalse aguas abajo				
Cuenca C. H. Malpaso - Deslizamiento de tierra						Cuenca Deslizamiento de tierra - C. H. Peñitas				
Tr conjunto años	Tr años	Hidrograma total de entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s	Tr años	Hidrograma de total entrada m ³ / s	Elevación en el vaso m	Volumen en el vaso Hm ³	Descarga m ³ / s
50	27	3 882.49	91.78	600.38	2 300.90	43.62	7 260.78	88.71	694.48	6 831.30
100	55	4 455.16	92.41	626.59	2 644.73	86.33	8 290.46	89.15	703.01	7 813.23

Tabla 9-10 Elevaciones máximas para avenidas asociadas a periodos de retorno conjunto de 50 y 100 años transitadas por el canal sin considerar el gasto turbinado en la C. H. Malpaso.

Haciendo la consideración anterior se puede observar que los gastos descargados por el vertedor de la C. H. Malpaso se ven disminuidos en 1 150 m³/s aunque los gastos resultantes aún se pueden considerar muy alto para los conductos hídricos de la planicie tabasqueña por lo que aún se tendrían daños mayores en la zona.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS
CONSIDERANDO EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA
EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

CAPÍTULO 10

Conclusiones

10 CONCLUSIONES

Muchos han sido los deslizamientos de tierra que han ocurrido sobre ríos alrededor del mundo sin embargo ninguno con las condiciones como el ocurrido en el río Grijalva.

Uno de los casos hasta entonces más sonados mundialmente fue el ocurrido en Ecuador, en el río Paute, conocido como el deslizamiento de tierra "La Josefina". En este evento, la falta de atención y prevención de las autoridades involucradas, las condiciones meteorológicas, la intervención humana, la falta de organización para la atención del desastre, el conflicto de mando para poner en marcha las soluciones propuestas por los especialistas fueron los detonantes que ocasionaron los efectos desastrosos en las poblaciones aguas arriba y aguas abajo del deslizamiento. Por otro lado, la intervención militar, la construcción de un canal y la buena operación de la central hidroeléctrica Pauté ayudaron a mitigar en mucho los efectos desastrosos de dicho evento.

En el caso de México, lo ocurrido en el río Grijalva fue un acontecimiento sin precedentes, el cual tuvo una respuesta organizada y efectiva por parte de las entidades gubernamentales, asociaciones civiles y empresas privadas como la CFE y la CONAGUA apoyados por PEMEX, el Ejército Mexicano y los Gobiernos de los estados de Tabasco y Chiapas, el Colegio de Ingenieros Civiles de México, el Instituto de Ingeniería de la UNAM, la constructora ICA, entre otras.

Todo lo anterior permitió que los efectos destructivos del deslizamiento de tierra se vieran mitigados sustancialmente y no se presentaran otros más catastróficos como el rompimiento del mismo dique que pusiera gravemente en peligro a la estructura de la C. H. Peñitas, así como, a toda la planicie tabasqueña por una falla por desbordamiento de la misma.

Por otro lado, en cuanto a los análisis presentados en el este trabajo se puede comentar que cuando se requiera realizar análisis de gastos máximos de un sistema que interactúa entre sí es necesario considerar una metodología multivariada que permita obtener toda una combinación de escenarios que en su conjunto resulte el periodo de retorno deseado.

Lo anterior permitirá no sobreestimar el comportamiento del sistema además de que proporcionará la condición más desfavorable que se pueda presentar, entre una serie de combinaciones, considerando las características propias de dicho sistema.

En el caso de que los gastos máximos se hubieran obtenido mediante un análisis univariado, el cual consideraría cada caso de manera independiente, los resultados, al combinarse, hubieran proporcionado periodos de retorno mayores al periodo de retorno deseado y por lo tanto una sobreestimación de dichos gastos.

Tal es el caso de los gastos máximos para un periodo de retorno de 50 años mostrados en la tabla 6-5. Si se hubieran considerado los resultados del análisis univariado la combinación resultante hubiera sido de 4 380 m³/s para la zona del deslizamiento de tierra y de 5 547 m³/s para la C. H. Peñitas los cuales al combinarse hubieran representando un gasto de 9 927 m³/s el cual hubiera estado asociado a un periodo de retorno conjunto de 68.56 años.

El mismo caso resultaría para un periodo de retorno de 100 años cuya combinación resultante sería de 4 918 m³/s y 6 355 m³/s respectivamente los cuales al combinarse también, hubieran representado un gasto de 11 273 m³/s asociado a un periodo de retorno conjunto de

137.44 años. Asimismo, sólo se hubiera tenido una sola combinación de gastos para realizar el tránsito de dichas avenidas por los embalses para cada uno de los periodos de retorno analizados limitando así la toma de decisiones a dicha opción.

En el caso de un análisis bivariado, se puede observar en las tablas 6-11 y 6-12, para periodos de retorno conjuntos de 50 y 100 años respectivamente, que el comportamiento de los gastos máximos calculados en la zona del deslizamiento de tierra y en la C. H. Peñitas, representativos de cada periodo de retorno bivariado, tienen un comportamiento inversamente proporcional entre sí.

Lo anterior representa toda la serie de combinaciones posibles que se pueden presentar para dicho evento, de tal manera, que se pueden determinar los escenarios más desfavorables para cada uno de los sitios que conforman el sistema.

De esta manera, se obtiene la sensibilidad de la respuesta de los embalses ante diferentes escenarios para un mismo periodo de retorno conjunto al realizar los tránsitos correspondientes, coadyuvando así, a una mejor toma de decisiones.

Por otro lado, las combinaciones de gastos obtenidas para los diferentes periodos de retorno conjuntos están relacionadas con el parámetro de asociación m , el cual proporciona el grado de dependencia o independencia que existe entre las muestras de datos registrados de cada uno de los sitios. De esta manera, queda representada la interacción de los eventos que inciden sobre los componentes del sistema en marco de un análisis bivariado.

Con respecto al análisis de riesgo ante avenidas realizado en este trabajo para la C. H. Peñitas se puede concluir que la presa es segura ante desbordamiento para una avenida asociada a un periodo de retorno de 10 000 años, si la C. H. Malpaso mantiene sus niveles de manera que no se presenten descargas en su vertedor, aún cuando esta última, mantenga una generación máxima con un gasto turbinado de 1 440 m³/s. Asimismo, el nivel en el embalse aguas arriba del deslizamiento de tierra no alcanzaría a afectar la zona no indemnizada, así como, la casa de Máquinas de la C. H. Malpaso. Las elevaciones máximas alcanzadas serían de 92.80 msnm y 98.14 msnm, respectivamente, para el funcionamiento del canal y de 92.94 msnm y 95.95 msnm, respectivamente, para el funcionamiento conjunto del canal y los túneles de conducción. Sin embargo, el gasto descargado por la C. H. Peñitas sería considerablemente peligroso para la planicie tabasqueña al ser de 15 247 m³/s para el funcionamiento del canal y de 15 353 m³/s para el funcionamiento conjunto del canal y los túneles de conducción (tabla 9-1).

En el caso de un evento extraordinario, que origine las descargas por el vertedor de la C. H. Malpaso, se podría mantener la seguridad de la C. H. Peñitas, de la zona no indemnizada y de la Casa de Máquinas de la C. H. Malpaso, si se mantiene el nivel del embalse de esta última a la cota 171.5 msnm y se cuente con el funcionamiento conjunto del canal y los túneles de conducción. En este escenario los túneles de conducción toman un papel importante debido a que ayudarían considerablemente a bajar los niveles máximos alcanzados al presentarse la avenida asociada a un periodo de retorno de 10 000 años y las descargas por el vertedor de la C. H. Malpaso que si se contara solamente con el canal, al pasar de una elevación máxima de 101.52 msnm a 99.47 msnm para el embalse aguas arriba, evitando así, sobrepasar el límite de la zona indemnizada. En el caso del embalse aguas abajo, la C. H. Peñitas se mantiene

segura al no presentarse elevaciones mayores a su NAME. Es debido a todo lo anterior que la construcción de los túneles de conducción resulta necesaria para la seguridad de la zona. Sin embargo, del mismo modo que en el escenario anterior, la descarga por el vertedor de la C. H. Peñitas presentaría un escenario completamente desfavorable para la planicie tabasqueña al descargar 17 064 m³/s.

Del mismo modo, en el caso de que el nivel inicial en la C. H. Malpaso estuviera al nivel del NAMO, 182.5 msnm, el contar con los túneles de conducción permitiría evitar la inundación de la Casa de Maquinas de la C. H. Malpaso al pasar de una elevación de 105.6 msnm a 103.52 msnm en el embalse aguas arriba aunque con esto se tendrían afectaciones correspondientes a 3.52 m por arriba de la zona indemnizada. En el caso del embalse aguas abajo, la C. H. Peñitas habría fallado por desbordamiento ocasionando una catástrofe en la planicie tabasqueña (Tablas 9-2 y 9-3).

Otra ventaja de contar con los túneles de conducción es que en el caso de que se presente un nuevo deslizamiento que obstruya el paso del agua por el canal, estos mantendrían el flujo del río evitando un posible desbordamiento del tapón por la acumulación del agua en el embalse aguas arriba manteniendo la seguridad en la presa Peñitas en todo momento hasta para una avenida asociada a un periodo de retorno de 10 000 años. En el caso de las avenidas asociadas a periodos de retorno de 50 y 100 años las descargas por el vertedor de la C. H. Peñitas no representarían riesgo a la planicie tabasqueña al estar del orden de 5 224 m³/s y de 5 691 m³/s, respectivamente. Del mismo modo, los niveles en el embalse aguas arriba no sobrepasarían la zona indemnizada al alcanzar una elevación máxima de 95.82 msnm y 96.71 msnm, respectivamente (Tabla 9-4).

En el caso de la avenida asociada a un periodo de retorno de 10 000 años las afectaciones no se presentarían si se cierra el paso del agua por las turbinas de la C. H. Malpaso alcanzándose una elevación máxima de 99.33 msnm aunque la descarga hacia la planicie tabasqueña sería de 11 968 m³/s.

En el caso de que el vertedor de la C. H. Malpaso presentara descargas por su vertedor, la C. H. Peñitas seguiría siendo segura ante desbordamiento, sin embargo, la Casa de Máquinas de la C. H. Malpaso habría sido inundada durante el evento al presentarse una elevación máxima de 108.46 msnm aún cuando se manejaran niveles bajos en el embalse de esta última presa al inicio del evento. Del mismo modo, la descarga por el vertedor de la C. H. Peñitas presentaría un peligro para la planicie tabasqueña al ser descargados 12 959 m³/s (Tabla 9-8).

Finalmente, al revisar el riesgo por desbordamiento de las ataguías para la construcción de los túneles de conducción para avenidas asociadas a periodos de retorno de 50 y 100 años considerando solamente el funcionamiento del canal se puede concluir que éstas son seguras ante desbordamiento aun considerando un gasto turbinado por la C. H. Malpaso de 1 440 m³/s.

Por otro lado, la descarga por el vertedor de la C. H. Peñitas de 7 980 m³/s, nuevamente representaría un riesgo para la planicie tabasqueña. En el caso de que se cerraran las turbinas en la C. H. Malpaso dicho gasto disminuiría a 6 831 m³/s aunque el riesgo seguiría estando presente.

En resumen, se puede concluir que es necesaria la construcción de los túneles de construcción conceptualizados para el mejor funcionamiento integral de la cuenca C. H. Malpaso – C. H. Peñitas. Del mismo modo, es necesario realizar obras de infraestructura hidráulica en la planicie tabasqueña que permitan controlar y encauzar las descargas que realizara el vertedor de la C. H. Peñitas con la finalidad de disminuir los efectos catastróficos que estas ocasionarían en la zona y sobre todo a la ciudad de Villahermosa. Finalmente, los eventos catastróficos podrían presentarse cuando sea necesario el funcionamiento de los vertedores de la C. H. Malpaso al presentarse una avenida asociada a un periodo de retorno de 10 000 años, en los cuales podría inundarse la Casa de Máquinas de ésta última, desbordar la cortina de la C. H. Peñitas, inundarse la zona no indemnizada aguas arriba de la zona del deslizamiento de tierra y ocasionar un desastre de grandes magnitudes en la planicie tabasqueña.

Con respecto al presente trabajo se incorporaron metodologías desarrolladas recientemente como el cálculo de los gastos máximos para diferentes periodos de retorno conjuntos considerando el análisis bivariado (Aldama 2000) y la modificación al método de Esra para el cálculo de los perfiles en el canal. Asimismo, se incorporaron modificaciones metodológicas para para el tránsito de las avenidas considerando los dos vasos de almacenamiento mediante la modificación al método gráfico de Puls, para éste último se conceptualizó la determinación de una familia de curvas que representara el funcionamiento hidráulico del canal, de los túneles de conducción y del funcionamiento conjunto del canal y los túneles de conducción en base al nivel en el embalse aguas abajo de la zona del deslizamiento de tierra con la finalidad de que permitiera un análisis semidinámico a la hora de realizar los tránsitos de avenidas.

Las metodologías y consideraciones realizadas permitieron hacer análisis más apegados a la hidrodinámica que presentan las condiciones actuales en la cuenca en estudio al considerar una combinación de gastos asociados a diferentes periodos de retorno que en su conjunto determinan el periodo de retorno deseado en cada caso, al considerar también, de manera simultánea, la operación de la C. H. Malpaso, el flujo a través del canal y los túneles de conducción, las fluctuaciones en el embalse y la operación de la C.H. Peñitas. De esta manera se consideraron todas las influencias que presentan todos estos factores entre sí obteniéndose, en cada caso, las condiciones más desfavorables para el escenario en estudio.

Es importante mencionar que los resultados obtenidos no representan completamente el fenómeno en estudio, sin embargo, se pueden considerar confiables para la toma de decisiones preliminares. Para que dichos resultados representen mejor los fenómenos físicos integrales del sistema se propone que los estudios futuros incluyan un análisis de erosionabilidad del canal que interactúe de manera dinámica con el tránsito de la avenida.

En el presente trabajo se manejó que el canal mantenía sus dimensiones y su forma durante todos los tránsitos de avenidas, situación que en realidad no sucede debido a que al considerar avenidas de grandes dimensiones la erosión pasa a ser un factor importante que puede ocasionar una mayor sección a medida que va pasando la avenida lo cual ocasionaría un mayor paso de agua al embalse aguas abajo que podría poner en peligro la cortina de la C. H. Peñitas e incluso podría ocasionar un nuevo deslizamiento en el canal que lo obstruya nuevamente. De esta manera, es conveniente revisar también un escenario donde pasara esto último considerando un posible rompimiento del tapón formado por el nuevo deslizamiento de tierra y los efectos que tuviera aguas abajo del mismo.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Por otro lado, se debe de realizar un análisis que no sólo considere el gasto pico sino que también considere el volumen de los hidrogramas de manera que en vez de realizar un análisis bivariado se realice un análisis tetravariado de gastos y volúmenes determinando el escenario más desfavorable. Finalmente, habría que actualizar los datos hidrológicos para manejar información más actual.

Como conclusiones finales de este trabajo se puede mencionar que en la actualidad, las condiciones hidrometeorológicas han cambiado, los huracanes son más recurrentes, las lluvias son más intensas y duraderas y las afectaciones socioambientales son mayores.

Por lo anterior, dichos fenómenos deben ser analizados en forma sistémica, considerando la mayor cantidad posible de escenarios, de tal manera que los ingenieros puedan tener mejores elementos para la toma de decisiones.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS
CONSIDERANDO EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA
EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

CAPÍTULO 11

Bibliografía

11 BIBLIOGRAFÍA

Aldama, A., 2000. Hidrología de avenidas. Conferencia Enzo Levi 1998. Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XV, Núm. 3, II Época, septiembre - diciembre, México.

Becerril, C., 2005. Desastres naturales en México. Página web: <http://www.elmundonepaper.com/news.php?nid=2267&pag=2>.

Beltrán, G., 1993. Deslizamiento en los ríos Paute y Jadán. Ponencia presentada en el Coloquio Científico El Deslizamiento de La Josefina, EPN, Quito, 21-23 de julio.

Borja, R., 1993. La Josefina ¿Por qué se vino el cerro abajo?. Centro para el Desarrollo Social, Quito.

Bonachea, Pico Jaime, 2006, Desarrollo, aplicación y validación de procedimientos y modelos para la evaluación de amenazas, vulnerabilidad y riesgo debidos a procesos geomorfológicos”, Tesis Doctoral, Facultad de Ciencias, Universidad de Cantabria.

CFE, IIE, IIUNAM Manual de obras civiles, sección Hidrotecnia, Hidráulica, A.2.12. Obras de desvío”. México.

CFE, IIE, IIUNAM Manual de obras civiles, sección Hidrotecnia, Hidráulica, A.2.10. Obras de Excedencias”. México.

CFE, IIE, IIUNAM Manual de obras civiles, sección Hidrotecnia, Hidrología, A.1.8. Tránsito de avenidas en vasos”. México.

CFE, IIE, IIUNAM Manual de obras civiles, sección Hidrotecnia, Hidráulica, A.2.16. Métodos numéricos. México.

Colegio de Ingenieros Civiles de México, 2007, Inundaciones en la planicie costera de los estados de Tabasco y Chiapas en octubre y noviembre de 2007, Boletín de prensa, D. F., México.

Cruz, M., 1993. Evaluación de daños. Defensa Civil. Ponencia presentada en el Coloquio Científico El Deslizamiento de La Josefina, EPN, Quito, 21-23 de julio.

Cuanalo O., Quezada P, Aguilar A, Olivan A, Barona E, 2006, Sismos y lluvias, factores detonantes de deslizamientos de laderas en las regiones montañosas de puebla, México. Revista electrónica e-Gnosis vol. 4 art. 13, Universidad de Guadalajara, Guadalajara, México.

DeGraff, J.V., and Romesburg, H.C. Regional Landslide-Susceptibility Assessment for Wildland Management: A Matrix Approach in D.R. Coates, and J. Vitek (eds.), Thresholds in Geomorphology (Boston: George Alien & Unwin, 1980), pp. 401-414.

Departamento de Desarrollo Regional y Medio, 1993, Manual sobre el manejo de peligros naturales en la planificación para el desarrollo regional integrado, Washington, D. C., EE UU.

Echarri, Prim Luis, 1998, Ciencias de la Tierra y del Medio Ambiente, Libro electrónico: Ciencias de la Tierra y del Medio ambiente, Ed. Teide, página web: <http://www.tecnun.es/Asignaturas/Ecologia/Hipertexto/indice.html>

Equipo Editorial Explorando México, 2009, Los Peores Desastres Naturales en México, página web: <http://www.explorandomexico.com.mx/about-mexico/4/17/>.

Esra, A., 1954. A direct step method for computing water surface profiles. Transactions, American Society of Civil Engineers, v 119.

Esquivel, L. y Mora, R., 1993. Informe sobre la Situación del Deslizamiento en la Laguna de Arancibia. Comisión Nacional de Emergencia, Escuela Centroamericana de Geología-UCR. Informe no publicado, 4 p.p.

James, M. y otros (1993) Informe de Resultados de los Modelos Matemáticos.

Jerves, L. (1993) "Efecto del tránsito de la crecida por desbordamiento de La Josefina, en el embalse Amaluza." Ponencia presentada en el Coloquio Científico El Deslizamiento de La Josefina. EPN. Quito, 21-23 de Julio.

Plaza, G. y Zevallos, O., 1994. La Josefina: Lecciones aprendidas en Ecuador. Red de Estudios Sociales en Prevención de Desastres en América Latina. ago.-dic. 1994. Bogotá. Colombia.

Galambos, J., 1978. The asymptotic theory of extreme order statistics, John Wiley and Sons, Nueva York.

González, Gracia José L., 1987, El deslizamiento de tierras de Olivares (Granada), Cuadernos de Protección Civil No 29, Granada, España.

Gumbel. E., 1958. Statistics of Extremes, Columbia University Press, Irvington, Nueva York.

Harp E., Hagaman K., Held M., McKenna J., 2002, Inventario digital de deslizamientos de tierra y los depósitos provocados por éstos que causó el paso del huracán Mitch en Honduras, Servicio Geológico de los Estados Unidos, Denver, Colorado, EE UU.

Henderson, F. M., 1966, Open Channel Flow, ed. Prentice Hall, U. S. A.

Marengo M., H., 1994, Análisis de riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento ante avenidas. Tesis doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería de la UNAM, México D. F.

Marengo M., H., 2000. Análisis de riesgo de falla por desbordamiento del proyecto hidroeléctrico Infiernillo. Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XV, Núm. 1, pp. 73-99, enero-abril, México.

Marengo M., H., 2001. Curso de obra de excedencias y obra de desvío. Centro de Actualización Profesional e Innovación Tecnológica del Colegio de Ingenieros Civiles de México A. C., Asociación Mexicana de Hidráulica A. C., octubre, México D. F.

Marengo M., H., 2003, Eventos extremos de 1999 en el sureste mexicano. Actualización del análisis hidrológico del complejo hidroeléctrico Grijalva, en Chiapas, México. Ingeniería Hidráulica en México, vol. XVIII, núm. 4, pp. 87-118, octubre-diciembre, México.

Marengo M., H., 2005, Cálculo Hidráulico de Túneles de Conducción en Sección Baúl Considerando Rugosidades Compuestas, libro impreso por Fundación ICA, Registro ISBN 968-5520-14-3, México D. F.

Marengo M., H., Contreras W, F. y Rivero A, J., 2005. Transito de una avenida por un vaso. Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos, CFE, México D. F.

Mora, R y Rojas, W, 1988. Informe sobre los Deslizamientos en la Cuenca Superior del Río Aranjuez, Norte de Miramar. Comisión Nacional de Emergencia, Escuela Centroamericana de Geología-UCR. Informe no publicado, 6 p.p.

Mora, R, 2000. El deslizamiento de Las Lagunas de Arancibia, Costa Rica: Un desastre dos veces anunciado, Escuela Centroamericana de Geología, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

**ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN LA C. H. PEÑITAS CONSIDERANDO
EL DESLIZAMIENTO DE TIERRA EN SAN JUAN DE GRIJALVA**

Morales V., 2006, Tesis de licenciatura "Análisis de riesgo de falla ante avenidas en el proyecto hidroeléctrico El Cajón", director de tesis Dr. Humberto Marengo Mogollón, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Morales V., Marengo H., Aldama, A., 2010, Análisis bivariado de gastos máximos, caso de aplicación: deslizamiento de tierra en la cuenca alta del río Grijalva, Chiapas. Ponencia presentada en el XXI Congreso Nacional de Hidráulica, Guadalajara, México.

Obando, Rivera Tupak E., 2009. Prevención de riesgo por movimientos del terreno, jugando un papel destacado, página web: <http://blogs.monografias.com/geologia-peligros-naturales-geotecnologia/tag/inestabilidad-del-terreno/>

Plaza, G. y A. Egüez, 1993. Consideraciones Geológicas-Geotécnicas sobre el Deslizamiento La Josefina. Ponencia presentada en el Coloquio Científico El Deslizamiento de La Josefina. EPN, Quito, 21-23 de julio.

Saravia, G, 2002, Método directo para el tránsito de avenidas en embalses, Proyecto de grado, Universidad Privada Boliviana, Cochabamba, Bolivia.

Schuster Robert L. Bucknam Robert C., Mota Manuel A., 2001, "Evaluación de la estabilidad de un dique de deslizamiento de tierra inducido por el huracán Mitch en el río La Lima, Sierra de las minas, Guatemala oriental", Servicio Geológico de los Estados Unidos, Denver, Colorado, Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, Guatemala, Guatemala.

Servicio Geológico Nacional de El Salvador, 2004, "Generalidades acerca de deslizamientos de tierra", pág web: <http://www.snet.gob.sv/Geologia/Deslizamientos/Info-basica/3-generalidades.htm>.

Sharpe, C.F.S. Landslides and Related Phenomena (New York: Columbia University Press, 1938).

Sotelo A., G., 1979. Hidráulica General, Vol. I. Editorial Limusa. México D. F.

Sotelo A., G., 1989. Apuntes de Hidráulica II. Facultad de Ingeniería. UNAM, pp 115, México.

Suárez, Díaz J, 2006, "Respuesta hidrogeológica de los deslizamientos de tierra", II Congreso Colombiano de Hidrogeología, Bucaramanga, Colombia.

Tusa, R. Y J. Ampuero, 1991. Informe Técnico sobre la reubicación de las canteras del sector el Tahuall-La Josefina. INEMIN, Quito.

Varnes, D.J. Slope Movement Types and Processes in R.L. Schuster and R.J. Krizek (eds.), Landslides, Analysis, and Control, Special Report 176 (Washington, D.C.: Transportation Research Board, 1978), pp. 12-33.

Zevallos, O., 1993. El deslizamiento La Josefina -Evaluación Hidráulica. Ponencia presentada en el Coloquio Científico El Deslizamiento de La Josefina, EPN, Quito, 21-23 de julio.