

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

**CAPÍTULO 2**

**CAUSA, MITIGACIÓN Y  
MANEJO DE LA EMERGENCIA  
DURANTE EL CAÍDO**

## **2 CAUSA, MITIGACIÓN Y MANEJO DE LA EMERGENCIA DURANTE EL CAÍDO**

Se comienza por describir el deslizamiento de tierra que bloqueó completamente el cauce del río Grijalva. Iniciando por su ubicación, las causas que dieron lugar a este fenómeno geológico y los daños provocados por éste. Posteriormente los riesgos a los que se enfrentaba la ingeniería mexicana para resolver de la manera más eficiente el problema, teniendo el tiempo como uno de ellos, entre otros, ya que estaba de por medio la cortina de la presa Peñitas y todas las comunidades aguas abajo de ella.

En seguida, se expone el planteamiento del problema para su solución, y el manejo de la emergencia.

Finalmente, se presenta un análisis hidrológico, que se fue realizando en distintas etapas de acuerdo como fue evolucionando el problema del deslizamiento.

### **2.1 Descripción del deslizamiento en San Juan de Grijalva, Chiapas**

En la historia del mundo y de nuestro país, han existido a lo largo del tiempo, un sin número de deslizamientos de tierra, este es un fenómeno geológico que es posible calificar como común.

Sin embargo, en nuestro país, lo ocurrido en Juan del Grijalva es un fenómeno que sale de lo convencional principalmente por tres 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 tapón, debido a la posible ocurrencia de inundaciones; segunda el aspecto económico, ya que imposibilitó la operación normal de las centrales hidroeléctricas Malpaso y Peñitas y finalmente, por la magnitud del deslizamiento (CFE, 2008).

El deslizamiento de tierra sobre el río Grijalva que se produjo el día 4 de noviembre, planteó uno de los mayores retos a la ingeniería mexicana de que se tenga noticia.

#### **2.1.1 Ubicación del deslizamiento**

El 4 de noviembre de 2007, alrededor de las 20:20 hrs., cerca de la comunidad Juan de Grijalva, ubicada a unos 16 km aguas arriba de la C.H. Peñitas y a 56 km aguas abajo de la C.H. Malpaso, se movilizó una falla geológica causada por la saturación del suelo y las particularidades de la estratificación de la roca.

Ello provocó el deslizamiento de más de 20 millones de metros cúbicos de tierra y roca, lo que originó un tapón de 300 m de ancho, 800 m de longitud y 120 m de altura que bloqueó por completo el cauce del río Grijalva, figura 2.1.



Figura 2.1. Ubicación del deslizamiento (CFE, 2008).

Se muestra en la figura 2.2 una composición de imagen con el objeto de presentar la magnitud del deslizamiento.

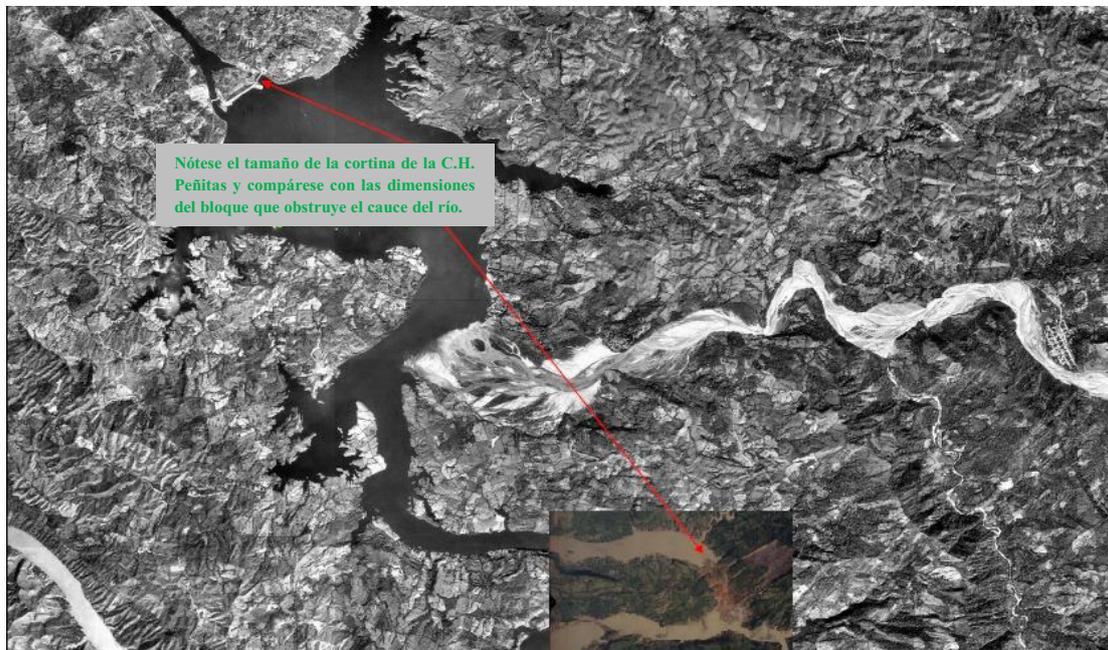


Figura 2.2. Imagen de satélite. Composición para efectos de comparación (Patiño, 2008)

### 2.1.2 Causas del deslizamiento

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 1,077 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) (CFE, 2008).

En el aspecto geológico, un fenómeno que comenzó a gestarse en tiempos no antropológicos (tal vez hace miles de años), lo cual se refiere a la inestabilidad propia del paquete sedimentario deslizado con inclinación hacia el cañón del río Grijalva y que ya había sufrido algún desplazamiento y que corresponde a tiempos anteriores al accidente de Juan del 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 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 (CFE, 2008).

Como se representa en la figura 2.3; el deslizamiento ocurrió cuando, producto de una abundante precipitación, la masa rocosa se saturó, el nivel freático se elevó casi hasta el nivel de la superficie y se produjo el fenómeno de subpresión, el cual empujó la masa rocosa hacia arriba; como consecuencia de este empuje vertical, la masa se movió a través de la capa de arcilla plástica mencionada antes.

El bloque se soltó, que estaba limitado por la falla La Laja y se deslizó por la superficie de falla, flanqueado por un par de fallas de deslizamiento lateral al norte y sur del cuerpo en movimiento.

El bloque se mueve en dirección al río y es detenido por la ladera que forma la margen izquierda de éste. El gran bloque se dividió en tres sub-bloques (figuras 2.4 y 2.5) cuyos límites son también fallas pre-existentes similares a las primeras. El sub-bloque I es el que se ubica más aguas abajo, el II en medio y el III hacia aguas arriba. Estos bloques tuvieron dinámicas diferentes, unos se deslizaron más que otros, debido a la diferente resistencia encontrada (Arvizu, 2009).

De esta forma, los sub-bloques I y III se movieron más, porque encontraron menor resistencia que el sub-bloque II, que se detuvo al tener mayor resistencia por la margen izquierda. Después de que el movimiento del bloque cesó, al encontrar el contrafuerte que lo detuvo, el bloque se relajó y se verificaron un serie de fallas paralelas al antiguo cauce y otras menores de relajación transversales a estas últimas (Arvizu, 2009).

Causa, mitigación y manejo de la emergencia durante el caído

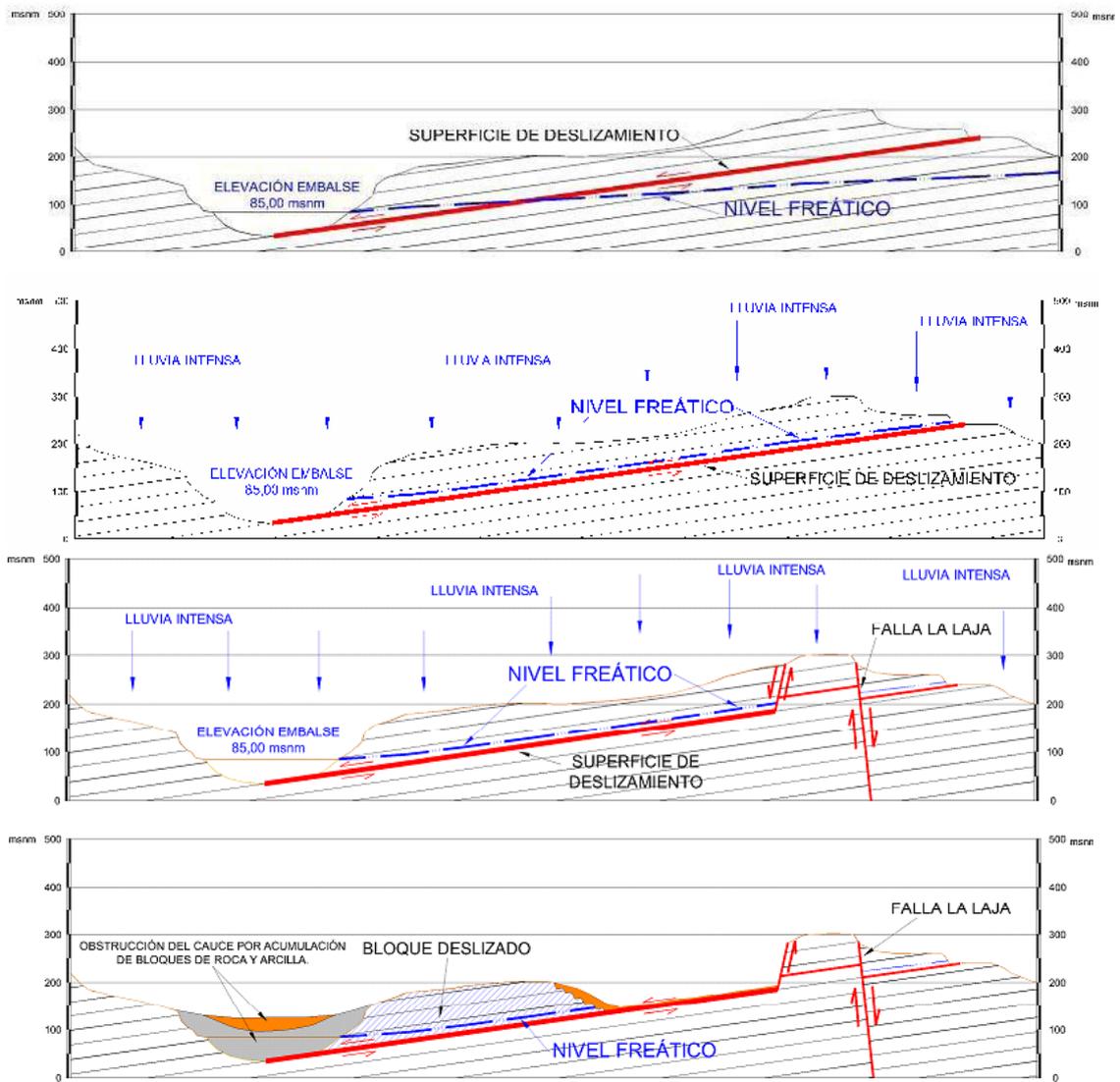


Figura 2.3. Mecanismo de falla del deslizamiento Juan de Grijalva (Arvizu, 2009).

Avenidas de diseño para los túneles de conducción del río Grijalva

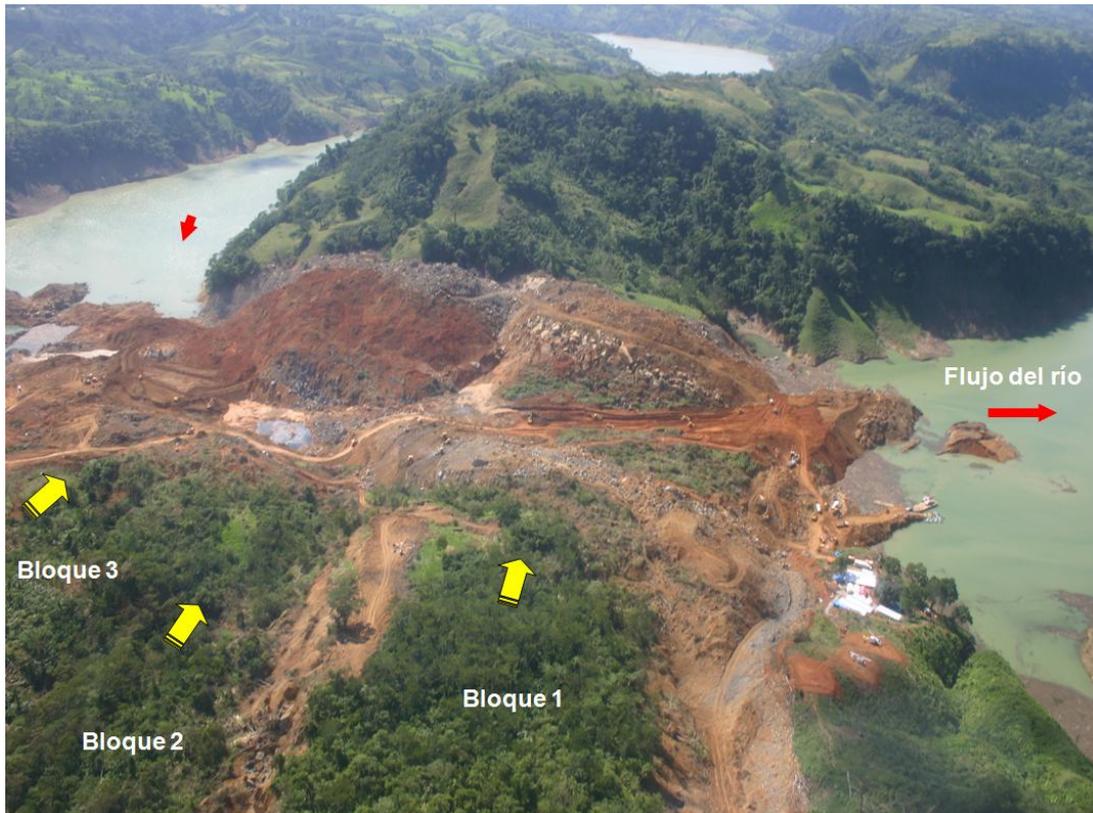


Figura 2.4. Tres bloques del deslizamiento (CFE, 2008).

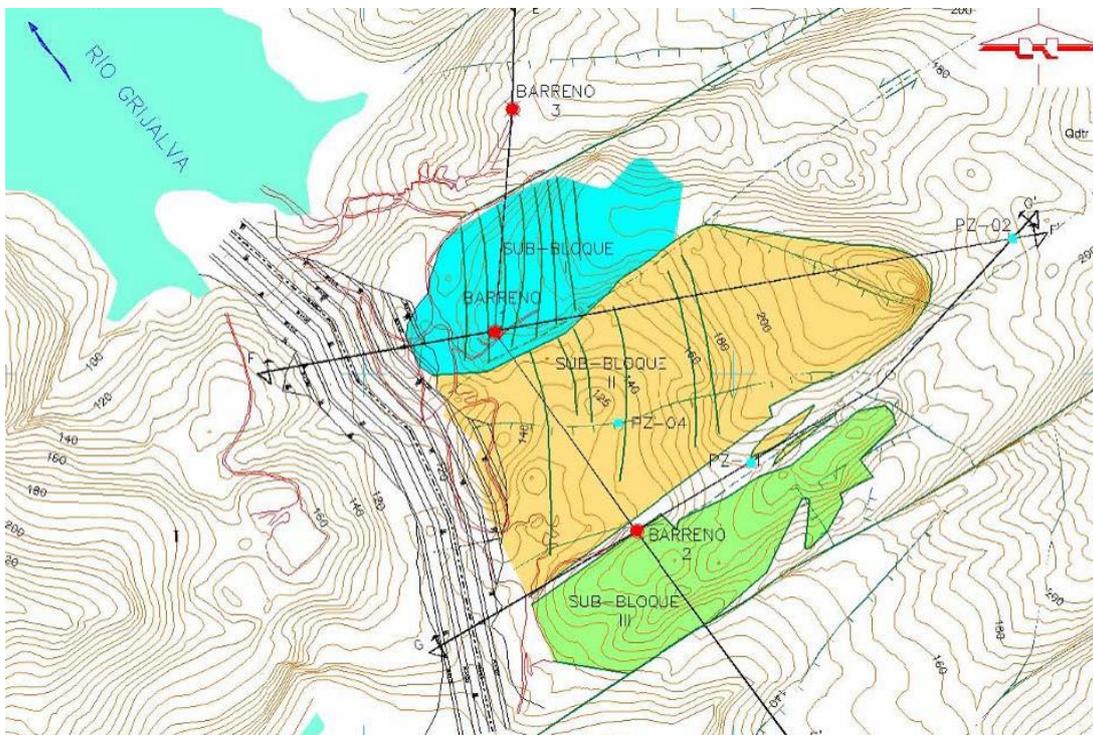


Figura 2.5. Muestra los tres bloques principales en que fue subdividido el deslizamiento (Arvizu, 2009).

La CFE generó un volumen de acuerdo a la topografía antes del derrumbe y a la superficie después del derrumbe, teniendo un volumen desplazado de  $15,186,209 \text{ m}^3$ , con una superficie de falla de 7 grados 6 minutos y un volumen total desde la superficie de falla de  $55,427,105 \text{ m}^3$ , figura 2.6.

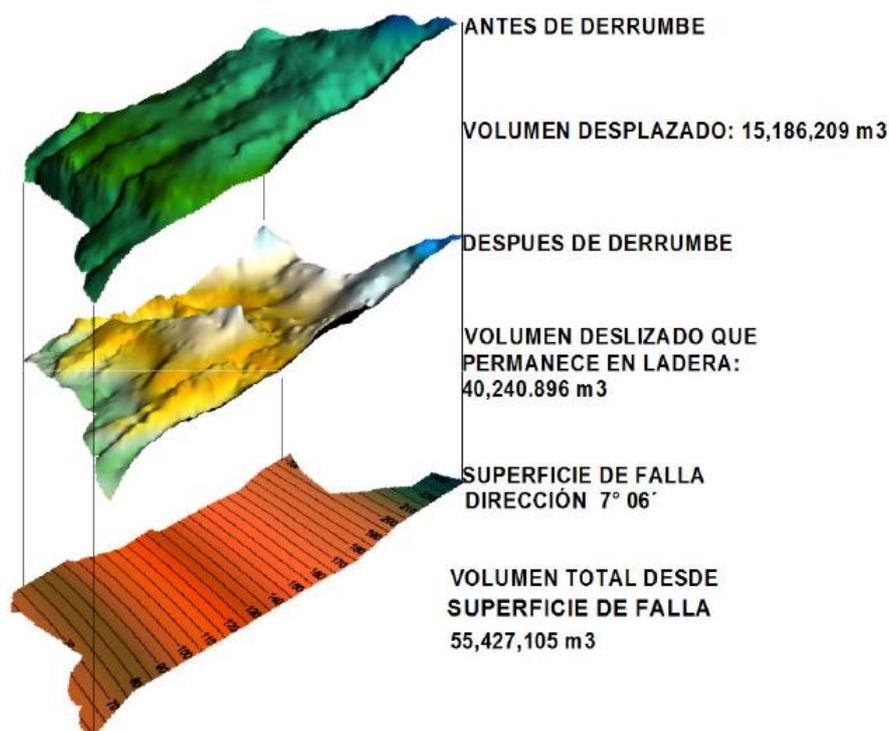


Figura 2.6. Volúmenes del deslizamiento (CFE, 2008).

Después de realizar un análisis de las principales causas que provocaron el deslizamiento (Patiño, 2008), podemos concluir lo siguiente.

- El bloque que obstruyó el río Grijalva a la altura de Juan del Grijalva se desplazó por la activación de una falla normal que había tenido desplazamientos anteriores.
- Las intensas lluvias erosionaron la base que soportaba la secuencia sedimentaria, cuyas capas se encuentran inclinadas a favor de la pendiente. Todo lo anterior aunado a la existencia de horizontes sedimentarios predominantemente arcillosos, que favorecen el deslizamiento, conformó una superficie de falla sobre la que ocurrió el deslizamiento.
- En la trayectoria del río se identifican algunas otras zonas donde existe un riesgo potencial de que se repita este fenómeno.

### 2.1.3 Daños provocados por el deslizamiento

El impacto del volumen deslizado sobre el embalse generó una ola de más de 50 metros de altura que arrasó con la comunidad de Juan de Grijalva localizada en la margen derecha del río, figura 2.7.



Figura 2.7. Comunidad Juan de Grijalva. Cortesía CPH-CFE.

### 2.1.4 Riesgos derivados del deslizamiento

De esta manera se formaron dos vasos de almacenamiento, uno aguas arriba y otro aguas abajo del deslizamiento (figura 2.8). Al suspenderse el paso del agua y formarse estos dos almacenamientos, el nivel del vaso superior empezó a aumentar provocando un gran riesgo, ya que al fallar el deslizamiento el agua almacenada en el vaso superior, podía fluir en corto tiempo hacia el vaso inferior y obligar a descargar caudales muy grandes por el vertedor de la presa Peñitas o peor aún, poner en riesgo la cortina de esta presa. Adicionalmente, el almacenamiento del agua en el vaso superior ocasionaría que se inundara la planta de generación de la presa Malpaso.



Figura 2.8. Zona del deslizamiento entre aguas arriba y aguas abajo. Cortesía CPH-CFE.

Para mitigar el riesgo, el 5 de noviembre se suspendió la operación de las centrales hidroeléctricas Malpaso, Chicoasén y La Angostura y de esta manera se disminuyeron las aportaciones al vaso superior. Era posible sostener esta medida hasta que los aportes a las presas no llegaran a provocar almacenamientos correspondientes a sus niveles máximos extraordinarios, lo cual dependía de las futuras aportaciones durante los meses de noviembre, diciembre y enero que eran el final de la época de lluvias del ciclo 2007.

Las entradas al vaso superior del deslizamiento estaban formadas por las aportaciones del río Tzimbac y cuencas vecinas y las salidas de Malpaso, por las turbinas o por su vertedor de demasías. Tanto la turbinación como el vertido se trataron de evitar en lo posible a partir del 4 de noviembre, pero la posibilidad de lograrlo dependía de los escurrimientos de entrada a Malpaso procedentes de Angostura y de su cuenca propia, la magnitud de estos escurrimientos fue una variable aleatoria que contribuía a incrementar la incertidumbre en la toma de decisiones.

El vaso inferior se extendió hacia aguas abajo del deslizamiento hasta la presa Peñitas. Las entradas a este vaso provenían de los aportes del río Sayula y las posibles transferencias controladas o incontroladas a través del tapón. Esta situación representaba por un lado la posibilidad de inundación de poblaciones situadas aguas arriba del deslizamiento y por otra un riesgo potencial muy alto para la seguridad de la presa Peñitas y de la población asentada aguas abajo de la presa y en la llanura tabasqueña.

## **2.2 Manejo de la emergencia**

Este tapón representaba 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 (CFE, 2008).

La primera era la presión creciente del agua en el embalse que se formó entre el desfogue de la presa Malpaso y el deslizamiento 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 (CFE, 2008).

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 m<sup>3</sup>/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 (CFE, 2008).

Estos tres riesgos definieron las tres etapas de trabajo que, de manera coordinada, emprendieron CFE y la CONAGUA para enfrentar el problema.

### **2.2.1 Excavación de un canal como solución al problema**

Como consecuencia del deslizamiento, la CFE detuvo la generación en las dos centrales: 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 metros 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 tapón y de la presa Malpaso (CFE, 2008).

Por lo anterior, la CFE y la CONAGUA, emitieron una declaratoria de emergencia en conjunto, apoyados por Petróleos Mexicanos (PEMEX), 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 (CFE, 2008).

Para llevar a cabo los estudios necesarios en la realización de esta obra, se solicitó el apoyo de la 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 (CFE, 2008).

La CFE conformó un equipo de expertos de todo el país que determinó que la mejor solución era construir un canal que cruzara el derrumbe y permitiera pasar el agua de manera controlada. Para realizar esto fue necesario construir una infraestructura donde aproximadamente 750 personas trabajaran 24 horas al día, los siete días a la semana con el fin de sacar adelante uno de los proyectos de ingeniería más precisos y riesgosos en tiempo record. En una semana se montó una estructura de construcción que en condiciones normales, requiere cuatro meses para su levantamiento. En la figura 2.9 se pueden ver los trabajos de excavación del canal, la localización de los campamentos donde se alojaba a los trabajadores y la maquinaria trabajando.

Simultáneamente, el Centro Nacional de Control de Energía (CENACE) reorganizó el despacho del sistema eléctrico nacional para poder seguir brindando el servicio eléctrico con normalidad a los más de cien millones de mexicanos.

El proyecto integral de re canalización del río Grijalva constó de 3 etapas. Cada una de ellas con objetivos bien definidos, los cuales se lograron a medida que avanzan los trabajos.



**Figura 2.9. Trabajos de excavación. Cortesía CPH-CFE.**

A continuación se presentan dos fotografías donde se puede ver la zona donde ocurrió el deslizamiento de tierra que obstruyó el río Grijalva, antes y después del deslizamiento, tomadas desde la misma perspectiva con el objetivo de observar la magnitud del volumen deslizado, figuras 2.10 y 2.11. Enseguida se presenta otra con el canal operando, figura 2.12.

Avenidas de diseño para los túneles de conducción del río Grijalva



Figura 2.10. Vista del sitio del deslizamiento días antes. Cortesía CPH-CFE.



Figura 2.11. Vista del sitio del deslizamiento días después. Cortesía CPH-CFE.



Figura 2.12. Vista del sitio del deslizamiento con el canal operando. Cortesía CPH-CFE.

### 2.2.1.1 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, de 6 m de ancho, con un volumen de excavación del orden de 900,000 m<sup>3</sup>. 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 1,200,000 m<sup>3</sup> de arcilla y roca en bloques medianos a grandes, logrando la apertura del tapón el 18 de diciembre de 2007 (CFE, 2008).

Para llevar a cabo esta tarea se organizaron tres frentes de trabajo: aguas arriba, central y aguas abajo (figura 2.13), 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 (CFE, 2008).



Figura 2.13. Tres frentes de trabajo (CFE, 2008).

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 (CFE, 2008).

El día 18 de diciembre de 2007, finalmente se procedió a abrir el canal para el paso del agua, para esto se previó un bordo en la entrada del canal en el cadenamiento 0+040, el cual se retiró con dos excavadoras una en cada margen, abriéndose para así dar paso al embalse del río Grijalva aguas arriba, elevación 96.50 (CFE, 2009).

La apertura resultó satisfactoria y el canal comenzó a operar el mismo 18 de diciembre, con lo que se logró restablecer el paso del río con un caudal de 150 m<sup>3</sup>/s en los primeros días, y hasta alcanzar máximos de 500 m<sup>3</sup>/s (CFE, 2009).

Por otra parte, la apertura del canal permitió bajar el nivel en la presa Malpaso y el embalse superior, y transitar este volumen controladamente al embalse de Peñitas, sin riesgo alguno para la población de Villahermosa. Por lo que se considera que el funcionamiento hidráulico del canal fue satisfactorio (CFE, 2009).

En la figura 2.14 se presenta una vista aérea del canal listo para proceder a la abertura.



Figura 2.14. Panorámica Aérea del Canal 16-dic-2007. Cortesía CPH-CFE.

### 2.2.1.2 Segunda Etapa

El objetivo de esta etapa fue garantizar la conducción adecuada del caudal en condiciones normales de operación del sistema hidroeléctrico del río Grijalva, así como reducir los niveles de los embalses de las presas situadas aguas arriba, ante la próxima temporada de lluvias.

Las premisas consideraron lograr que el canal conduzca el caudal correspondiente a la operación de las seis unidades turbogeneradoras de la central Malpaso ( $1,440 \text{ m}^3/\text{s}$ ) y que tenga un funcionamiento satisfactorio para un caudal de  $2,700 \text{ m}^3/\text{s}$  que corresponde un periodo de retorno de 10,000 años en la cuenca propia del deslizamiento.

Las obras consistieron en ampliar la plantilla del canal de 6 a 70 m de ancho en la elevación 85 msnm, ello implicó la excavación adicional de casi  $1,900,000 \text{ m}^3$  de material, con alturas de corte en las laderas y banquetas hasta de 70 m.

En esta etapa se excavó en ambas márgenes del tapón, se continuó con la misma fuerza de trabajo, maquinaria y mano de obra desde la elevación 160 a la 85 msnm, con los taludes y bermas que garantizaran la estabilidad. En esta etapa de excavación se construyó una ataguía en la entrada del canal que permitió mantener seca el área de trabajo, de la elevación 92.00 a la elevación 85.00.

Se tenía contemplado que esta etapa concluyera en la segunda quincena de marzo, para bajar controlada y oportunamente el nivel de las presas de aguas arriba antes de la época de lluvias, lo cual se logró de manera satisfactoria. Una vez que fue concluida la excavación, se procedió a la apertura del río el 11 de marzo del 2008, logrando los objetivos planteados, con un gasto inicial del orden de  $3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Avenidas de diseño para los túneles de conducción del río Grijalva

En las siguientes imágenes (figuras 2.15 y 2.16) se muestra el canal operando y una perspectiva aérea del canal en operación.



**Figura 2.15. Canal operando. Cortesía CPH-CFE.**



**Figura 2.16. Panorámica aérea del canal operando. Cortesía CPH-CFE.**

### 2.2.1.3 Tercera Etapa

Concluida la segunda etapa, la CFE, (CFE, 2009) inició las obras complementarias para la estabilización de los taludes tanto en la margen derecha como en la margen izquierda, que consistió en la remoción de 500,000 m<sup>3</sup> para reducir la inclinación de los taludes y mejorar la estabilidad del canal. Se planeó el diseño de estructuras permanentes que permitan el manejo del río en caso de otra contingencia en la zona del deslizamiento. Entre las medidas permanentes adoptadas destacan:

- **La construcción de obras de drenaje**

Se realizó un par de obras de drenaje: una zanja-dren para captar los escurrimientos del área más lejana del canal mediante una zanja de 1,080 metros y una galería de drenaje, de sección herradura de 3 metros de diámetro que abata el nivel de aguas freáticas, si se comprobara si éste alcanzaría la superficie del terreno en la próxima época de lluvias. En los párrafos siguientes se detallan ambas estructuras. En la figura 2.17 se ve el trazo propuesto para la construcción de la zanja-dren y la galería de drenaje.

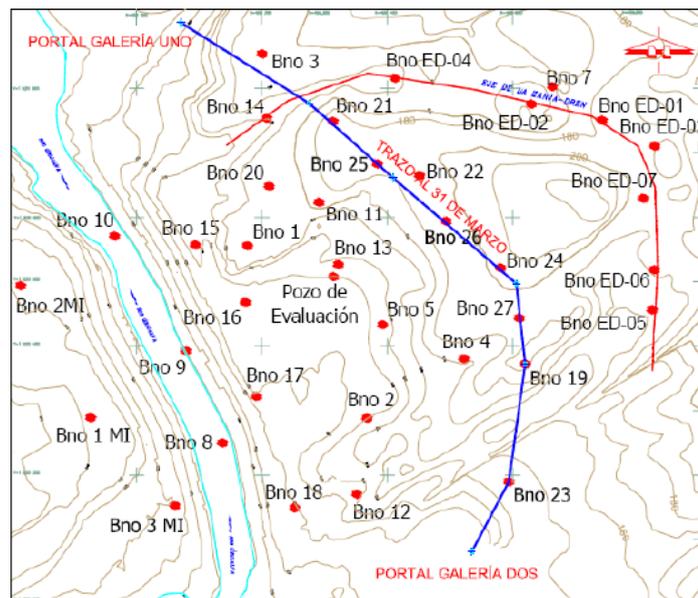


Figura 2.17. En color azul se muestra el trazo de la galería de drenaje, en color rojo, el trazo de la zanja dren y los barrenos ejecutados (Arvizu, 2009).

#### **Zanja dren (drenaje superficial)**

Se realizó y concluyó de manera general un estudio hidrológico que nos indicó, que parte del agua de lluvia se escurría por la superficie (otra parte se infiltraba) plana (aunque con inclinación hacia el río) hasta llegar a la zona de los bloques en donde debido al abundante fracturamiento de éstos, se infiltraba rápidamente. (Arvizu, 2009)

Por lo anterior, se decidió construir una zanja-dren perimetral en la parte posterior del deslizamiento, con la finalidad de evitar que esta agua de lluvia se infiltrara en la masa rocosa.

A base de una trinchera en donde se alojaron dos tubos ranurados con una cubierta con materiales pétreos bien graduados (filtro invertido) que descargara hacia aguas arriba y hacia aguas abajo de la zona deslizada, asimismo sellando la superficie de deslizamiento con arcilla compactada canalizando el flujo de agua hacia la zanja dren (CFE, 2009).

Una vez que se construyó esta, la información de la instrumentación mostró un descenso importante en los niveles piezométricos de la zona, aunque no lo suficiente.

Por lo que para evitar que el efecto del agua sobre la masa rocosa, incidiera directamente en el movimiento del mismo y para reforzar la zanja-dren, se tomó la decisión de construir una galería de drenaje por debajo del plano de falla Juan de Grijalva, la cual captaría agua que escurría sobre la superficie, entre la zanja dren y los sub-bloques y el agua de lluvia que cae directamente sobre de estos, con la finalidad de liberar la presión hidráulica subterránea sobre los mismos, evitando que el nivel freático subiera como para crear el fenómeno de subpresión (Arvizu, 2009).

### **Galería de drenaje y pozos de achique**

A efecto de garantizar la reducción de la saturación en la zona deslizada, se tomó la decisión de construir una galería de drenaje por debajo del plano de falla con una sección de 4.3 x 4.8 m y una longitud del orden de 1,100 m, el cual atravesaba un sistema de fracturas y cuatro fallas importantes, consideradas como zonas críticas, el objetivo de dicha galería fue captar y desalojar el agua que se infiltra al medio deslizado, así como el agua que fluye por medio de fracturas o agua existente del acuíferos (CFE, 2009).

El criterio para ubicar la galería se obtuvo de las observaciones piezométricas con cuya información se observó que en los barrenos de sub-bloques I y II (sobre todo cerca de la frontera entre estos) con la lluvia el nivel freático subía rápidamente y tardaba más tiempo que en los otros barrenos en descender, por lo que se decidió que el paso de la galería era obligado por debajo de esta zona (figuras 2.18 y 2.19). Para la excavación de la galería, debido a la importancia de los trabajos, se abrieron dos frentes de trabajo; el primero, se ubicó aguas abajo de tapón y se le denominó galería 1; mientras que hacia aguas arriba se abrió el frente denominado galería 2. Debido a las condiciones geológico-estructurales, únicamente se obtuvo agua en la galería 1, con gasto máximo de 54 litros por segundo, cuando se atravesó el plano de falla por donde deslizó la masa rocosa.

Para cumplir con el objetivo de la galería de drenaje, se proyectó una aureola de barrenos ascendentes de 3” de diámetro y 30 m de longitud, con 3 hileras y 3 barrenos por nicho formando aureolas a cada 50m ubicadas en nichos de drenaje para tal fin. Asimismo se realizaron cinco barrenos a lo largo de la galería desde superficie de 12” de diámetro y 5 pozos de achique de 2” de diámetro (CFE, 2009).

El funcionamiento de la galería y de los barrenos desde la terminación parcial de cada barreno se aforó para medir los gastos y el efecto en la variación en los niveles piezométricos, donde se pudo constatar que fueron satisfactorios y una decisión acertada la construcción de la galería.

Causa, mitigación y manejo de la emergencia durante el caído

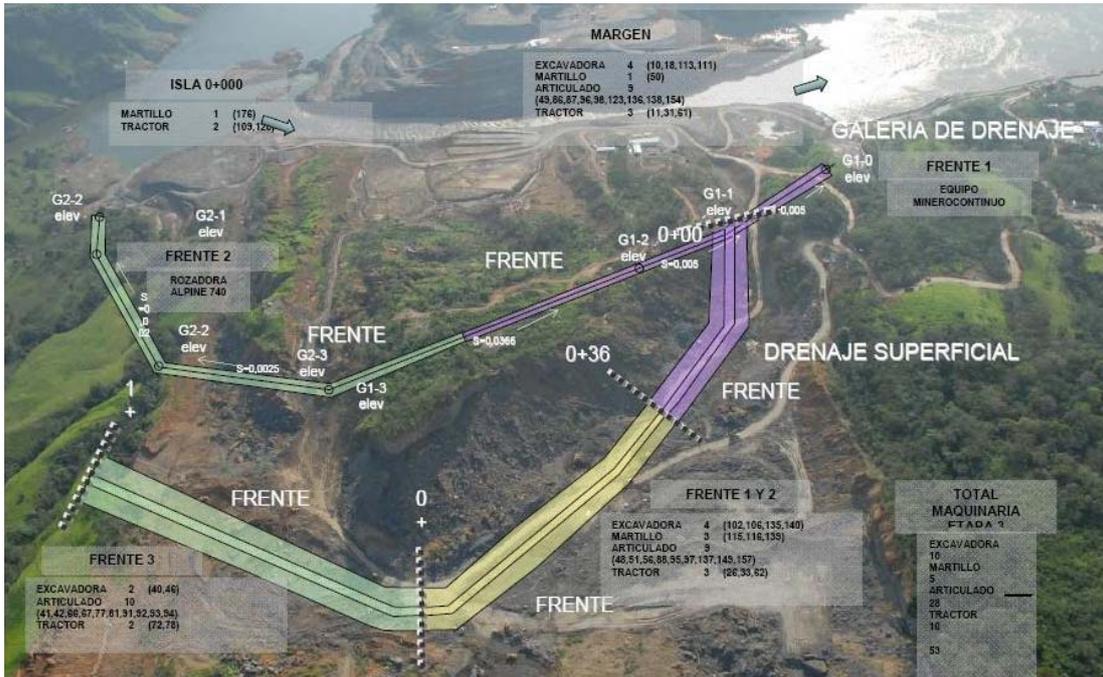


Figura 2.18. Zanja-dren y galería de drenaje. Cortesía CPH-CFE.

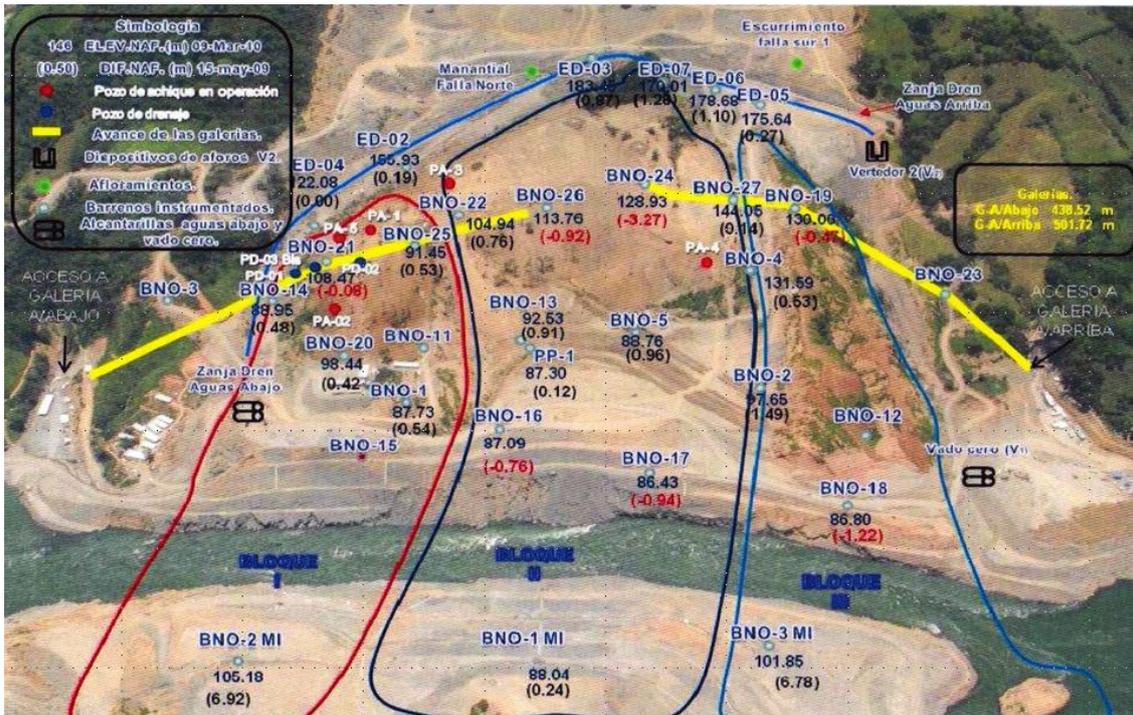


Figura 2.19. Zanja-dren, galería de drenaje y barrenos. Cortesía CPH-CFE.

Actualmente la CFE sigue monitoreando las márgenes del deslizamiento: se aforan barreros de achique y de captación de los barrenos ascendentes en la galería y los niveles piezométricos con resultados satisfactorios (CFE, 2009).

Se puede observar en la figura 2.20, los niveles piezométricos en el sub -bloque 1, se ven influenciados por el agua de infiltración proveniente de la parte superior de la ladera; entre las fechas del 01 de diciembre al 17 de mayo de 2008, los niveles dentro de la masa rocosa se encontraban altos y al iniciar la temporada de lluvias, estos se incrementaron. Con la construcción de la zanja- dren el día 22 de mayo de 2008 los niveles paulatinamente fueron descendiendo. Para reforzar el funcionamiento de la zanja se procedió a regularizar el terreno en la parte superior compactando la superficie, con la finalidad de que los escurrimientos corrieran con mayor velocidad y se infiltraran lo menos posible, y con ello abatir los incrementos de niveles en los sub-bloques, debido a que la galería llevaría un tiempo para su construcción. Adicionalmente se perforaron 5 pozos de achique, los cuales sirvieron para abatir los niveles hidráulicos de la masa rocosa. Mediante este conjunto de obras, fue posible mantener estable los niveles en tanto se construía la galería (Arvizu, 2009).

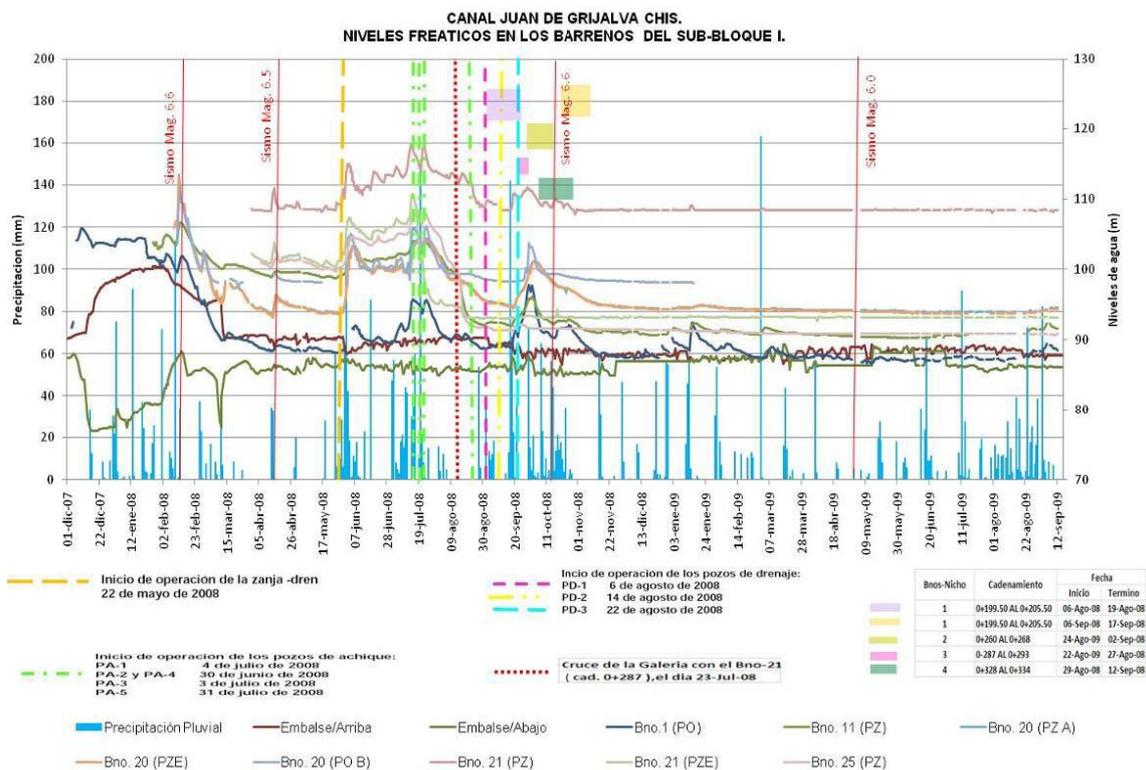


Figura 2.20. Niveles piezométricos. Cortesía CPH-CFE.

La figura 2.21 muestra los gastos sobre la galería de drenaje, la zanja-dren y los escurrimientos superficiales, donde se observa que en la galería de aguas abajo es donde se obtienen los mayores gastos, dado que cuando llueve se registran inmediatamente un incremento en los gastos, lo que es indicativo que la galería se encuentra trabajando eficientemente (Arvizu, 2009).

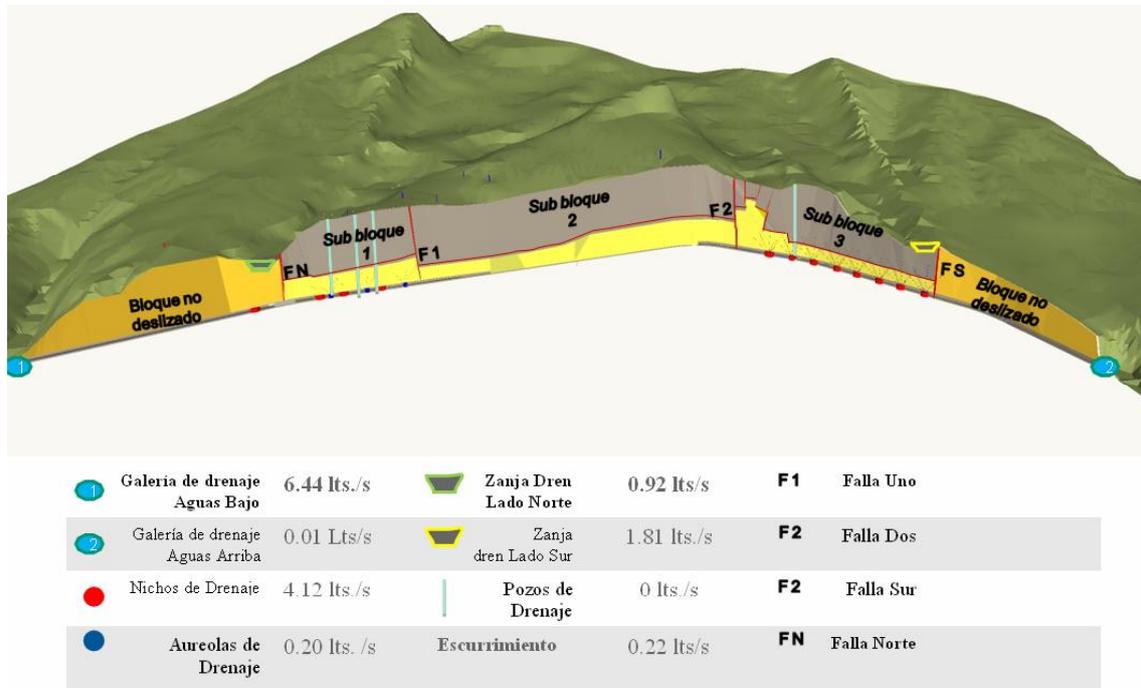


Figura 2.21. Gastos aforados en los diferentes sistemas. Cortesía CPH-CFE.

Gastos aforados en diferentes sistemas de drenaje (9 de marzo de 2010):

- El registro de los escurrimientos superficiales lados Norte y Sur fueron de 0.0 y 0.25 l/s, respectivamente.
- Los escurrimientos en la zanja-dren fueron de 1.13 y 2.42 l/s, lados Norte y Sur, respectivamente.
- En las galerías de drenaje los gastos registrados fueron de 6.97 y 0.02 l/s, respectivamente.
- En total, por el lado Norte se aforaron 8.10 l/s y por el Lado Sur, 2.69 l/s.
- La precipitación anual acumulada (01/Ene a 09/Mar) es de 514.0 mm.
- Se aprecia una respuesta casi inmediata con respecto a la precipitación pluvial.

### ▪ Instrumentación

Se implementaron diferentes tipos de instrumentación, se colocaron referencias superficiales para medir desplazamientos de la masa rocosa mediante triangulaciones topográficas, al mismo tiempo, se procedió a aprovechar los barrenos de la exploración geológica para instrumentarlos, con la finalidad en primera instancia, de conocer los niveles piezométricos de la masa rocosa deslizada, donde como característica principal se observó, que los piezómetros de la parte alta de la ladera en la zona del deslizamiento, tenían una respuesta proporcional a las lluvias registradas; sismología con acelerógrafos, en donde se instalaron acelerógrafos para detectar vibraciones del terreno asociadas a movimiento de bloques.

Como parte de la planeación, se instalaron inclinómetros en ambas márgenes del río, colocados con longitudes hasta de 80 m para medir desplazamientos de la ladera por rangos de profundidad, esta información, nos permitió conocer que aún después del deslizamiento principal, había movimientos residuales de los sub-bloques, captura y proceso de datos, que consiste en estaciones enlazadas vía Internet, en Villahermosa, Peñitas, Malpaso y campamento en obra. Para tener una mayor certeza de la cuantificación de estos movimientos, se buscó una tercera alternativa de medición de mayor precisión, determinando que se colocaran aparatos tipo Sistema de Posición Global (GPS), los cuales medían en tiempo real, los desplazamientos tanto en el sentido horizontal y vertical obteniendo coordenadas en X, Y, y Z a cada instante, durante las 24 hrs del día, de estos equipos se colocaron 20 estaciones; 4 en margen izquierda y 16 en la margen derecha. (Arvizu, 2009)

Conviene resaltar que con cada tipo de instrumento (referencias topográficas, GPS e inclinómetros) buscábamos conocer si había o no movimientos a diferentes niveles, así las referencias topográficas nos indicaban si a nivel de superficie había o no movimientos, los aparatos GPS se colocaron sobre bases que estaban hincadas entre 10 y 15 m y los inclinómetros quedaron instalados por debajo y encima del plano de falla.

En la figura 2.22 se presenta el tipo de instrumentación que fue instalado en la zona.

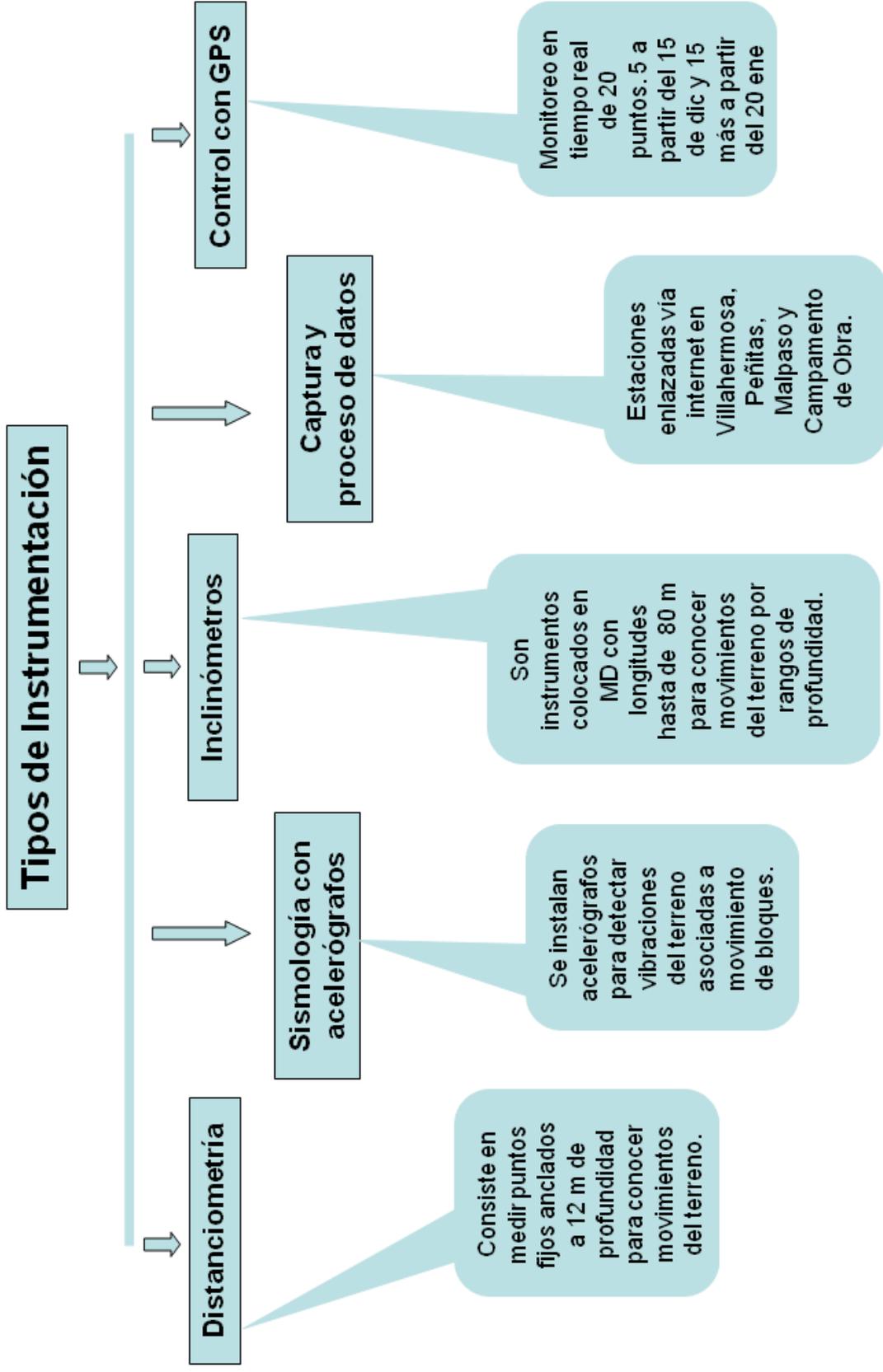


Figura 2.22. Tipos de Instrumentación. CPH-CFE.

### ▪ **La construcción de dos túneles intercomunicadores**

La zona en la que se encuentra el deslizamiento, obviamente está sujeta a fuertes avenidas, además de sismos de gran intensidad, ya que la placa de Cocos en la zona del pacífico muestra una gran actividad tectónica a unos cuantos cientos de kilómetros.

Para garantizar que el embalse de la presa Peñitas pueda funcionar a largo plazo y con el objeto de eliminar el riesgo de que otros deslizamientos (aunque no de la misma magnitud) puedan obstruir el paso del agua y como consecuencia se afecte la generación eléctrica en el sistema Grijalva, se planteó como solución definitiva, además del canal existente, construir 2 túneles de 14 x 14 m sección portal de 1,140 metros de longitud cada uno y capaces de transitar avenidas de 2,700 m<sup>3</sup>/s que están asociadas a periodos de retorno de 10,000 años por cuenca propia, cuyo principal objetivo es permitir el paso del flujo que se produce en la presa de Malpaso, (CFE, 2009).

Estos túneles se están construyendo a la fecha.

## **2.3 Análisis hidrológico**

Los estudios hidrológicos se realizaron de acuerdo con las características que fue tomando el problema del deslizamiento en sus distintas etapas: desde que ocurrió el deslizamiento hasta que se logró excavar un primer tajo; desde que se construyó una ataguía para secar el tajo y trabajar en seco para ampliarlo, y desde que se terminó la ampliación del tajo.

### **2.3.1 Llenado del vaso superior**

En las primeras etapas se presentó el problema de definir, en términos de probabilidades, la velocidad de llenado del vaso superior (arriba del deslizamiento) dado que, en el momento en el que el nivel del agua en el vaso alcanzara al del tajo en construcción, el volumen almacenado podría trasladarse bruscamente al vaso inferior, formado por la presa Peñitas, y provocar daños en dicha presa y/o obligarla a descargar gastos importantes hacia aguas abajo que dañarían la zona baja, incluyendo Villahermosa (González, 2007).

Para estudiar la velocidad de llenado del vaso superior fue necesario considerar dos escenarios:

- a) La posibilidad de que los ingresos a Malpaso obligaran a que dicha presa tuviera que descargar excedentes por su obra de toma, los cuales ingresarían al vaso superior.
- b) El llenado del vaso superior debido a los escurrimientos en su cuenca propia conducidos principalmente por el río Tzimbac.

### **2.3.2 Llenado de Malpaso**

Se estudiaron los escurrimientos máximos registrados entre 1959 y 2006, en los meses de noviembre y diciembre, para la cuenca comprendida entre las presas de Angostura y Malpaso. A partir de dicho análisis se seleccionaron los años de 1959, 1961, 1998, 1964, 1958 y 1990 y se estimaron los volúmenes de ingreso a Malpaso desde una fecha determinada hasta el 10, el 15 o el 20 de diciembre de 2007.

En las tablas 2.1 y 2.2 se muestran los resultados obtenidos al tomar como fechas de cálculo el 26 de noviembre y el 1° de diciembre de 2007, respectivamente.

**Tabla 2.1. Volúmenes de ingreso a Malpaso (González, 2007).**

<b>Volúmenes acumulados en años de escurrimiento máximo (Mm<sup>3</sup>)</b>			
Resumen 26 de noviembre			
Malpaso	al 10 de diciembre	al 15 de diciembre	al 20 de diciembre
1959	491.3	587.4	683.5
1961	377.5	419.3	461.1
1998	354.7	417.2	479.8
1964	464.7	654.4	844.0
1958	493.0	665.6	838.2
1990	408.5	556.2	704.0

**Tabla 2.2. Volúmenes de ingreso a Malpaso (González, 2007).**

<b>Volúmenes acumulados en años de escurrimiento máximo (Mm<sup>3</sup>)</b>				
Resumen 1° de diciembre				
Malpaso	al 10 de diciembre	al 15 de diciembre	al 20 de diciembre	al 30 de diciembre
1959	192.3	288.4	384.5	576.8
1961	83.5	125.3	167.1	250.6
1998	125.2	187.7	250.3	375.5
1964	379.4	569.0	758.7	1138.1
1958	345.2	517.7	690.3	1035.5
1990	295.5	443.2	591.0	886.5

Para el llenado por cuenca propia del vaso superior, e inclusive del vaso inferior se hicieron estimaciones semejantes pero utilizando los años que resultaron críticos para esas cuencas. En las tablas 2.3 y 2.4 se muestran los resultados correspondientes.

**Tabla 2.3. Acumulados en Malpaso y Peñitas (González, 2007).**

<b>Volúmenes acumulados en años de escurrimiento máximo (Mm<sup>3</sup>)</b>			
Resumen 26 de noviembre			
Malpaso-Peñitas			
Aguas arriba	al 10 de diciembre	al 15 de diciembre	al 20 de diciembre
1973	206.0	236.2	266.4
1980	107.7	131.8	156.0
2003	104.0	128.8	153.7
1979	178.0	245.3	312.7
1990	124.8	168.5	212.2

Avenidas de diseño para los túneles de conducción del río Grijalva

1976	119.4	159.8	200.3
<b>Aguas abajo</b>	al 10 de diciembre	al 15 de diciembre	al 20 de diciembre
1973	284.4	326.1	367.9
1980	148.8	182.1	215.4
2003	143.6	177.9	212.2
1979	245.8	338.8	431.8
1990	172.3	232.6	293.0
1976	164.9	220.7	276.6

Tabla 2.4. Acumulados en Malpaso y Peñitas (González, 2007).

<b>Volúmenes acumulados en años de escurrimiento máximo (Mm<sup>3</sup>)</b>			
Resumen 1° de diciembre			
Malpaso-Peñitas			
<b>Aguas arriba</b>	al 10 de diciembre	al 15 de diciembre	al 20 de diciembre
1973	206.0	236.2	266.4
1980	107.7	131.8	156.0
2003	104.0	128.8	153.7
1979	178.0	245.3	312.7
1990	124.8	168.5	212.2
1976	119.4	159.8	200.3
<b>Aguas abajo</b>	al 10 de diciembre	al 15 de diciembre	al 20 de diciembre
1973	284.4	326.1	367.9
1980	148.8	182.1	215.4
2003	143.6	177.9	212.2
1979	245.8	338.8	431.8
1990	172.3	232.6	293.0
1976	164.9	220.7	276.6

Para las cuencas propias de los vasos superior e inferior, también se hicieron estimaciones probabilísticas basadas en lo registrado históricamente en las estaciones Tzimbac y Sayula.

Como el área controlada por dichas estaciones es sólo una parte del área que aporta a los vasos superior e inferior (aproximadamente el 30 y el 70 %, respectivamente) se realizó una calibración apoyada en los registros de la cuenca total de Peñitas. De esa forma, se calculó que las aportaciones al vaso superior pueden obtenerse multiplicando los gastos registrados en Tzimbac por 3 y las del vaso inferior multiplicando los registrados en Sayula por 1.4. Los volúmenes de aportación para duraciones de 1, 5, 10, 20 y 30 días se muestran en la tabla 2.5.

Tabla 2.5. Volúmenes (González, 2007).

Volumen en millones de m <sup>3</sup>					
	Cuenca	Cuenca		Cuenca	Cuenca
1 día			5 días		
Período de retorno	Vaso superior	Vaso inferior	Período de retorno	Vaso superior	Vaso inferior
	nov y dic	nov y dic		nov y dic	nov y dic
2	44.1	65.2	2	98.5	141.5
5	63.2	98.5	5	141.3	200.8
10	73.6	118.7	10	165.9	241.3
50	92.0	159.3	50	212.5	332.0
100	98.8	175.5	100	230.7	372.0
10 días			20 días		
Período de retorno	Vaso superior	Vaso inferior	Período de retorno	Vaso superior	Vaso inferior
	nov y dic	nov y dic		nov y dic	nov y dic
2	132.2	189.9	2	181.4	273.4
5	181.4	258.9	5	248.8	377.4
10	210.0	304.8	10	290.3	435.5
50	264.4	405.2	50	368.1	541.9
100	282.5	447.6	100	399.2	580.6
30 días					
Período de retorno	Vaso superior	Vaso inferior	Suma	Porcentajes	
	nov y dic	nov y dic		Vaso superior	Vaso inferior
2	217.7	341.1	558.8352	39.0	61.0
5	311.0	475.4	786.4128	39.6	60.4
10	365.5	555.2	920.6784	39.7	60.3
50	474.3	707.6	1,181.952	40.1	59.9
100	521.0	769.3	1,290.2976	40.4	59.6

### 2.3.3 Operación del Sistema de presas

Desde que inició el problema de la cuenca baja y hasta que se terminó la canalización a través del deslizamiento, las presas de Angostura y Malpaso estuvieron almacenando los escurrimientos para evitar que esta última descargara. Se llegó entonces a una condición inusual de almacenamiento en ambas presas que obliga a una operación especial que permita manejar los escurrimientos de la temporada de lluvias de 2008. Para apoyar la toma de las decisiones correspondientes a esta situación, se elaboró la tabla siguiente en la que se muestran las sumas de los ingresos históricos de las cuencas propias de Angostura,

Chicoasen, Malpaso y Peñitas para todos los años de registro, desde 1959 hasta 2007, en la época de lluvias (desde abril hasta diciembre, hasta noviembre y hasta octubre).

En la tabla 2.6 se muestra, para cada caso, el volumen acumulado en millones de m<sup>3</sup>, su equivalencia en m<sup>3</sup>/s y estos últimos valores ordenados de mayor a menor. Estos resultados muestran claramente la necesidad de que las presas, y en particular Peñitas, descarguen gastos muy importantes durante toda la época considerada, para evitar que los almacenamientos alcancen valores críticos.

**Tabla 2.6. Volumen acumulado y gasto promedio (González, 2007).**

Cuenca Total								
Σ abr-dic	m <sup>3</sup> /s	ordenados	Σ abr-nov	m <sup>3</sup> /s	ordenados	Σ abr-oct	m <sup>3</sup> /s	ordenados
16515.8	698.3	1257.2	15248.2	725.3	1336.3	12619.4	686.0	1310.0
20763.5	877.9	1117.0	19308.8	918.4	1188.7	16707.2	908.2	1290.7
15984.3	675.8	1112.1	14891.1	708.3	1181.7	11436.8	621.7	1207.7
20630.1	872.2	1102.5	19697.9	936.9	1155.6	18048.9	981.1	1204.2
20138.8	851.5	1084.4	18771.8	892.9	1153.5	16757.3	910.9	1200.0
19552.6	826.7	1080.8	17802.7	846.8	1149.7	16530.0	898.6	1195.8
20621.5	871.9	950.4	19035.2	905.4	1014.8	16741.8	910.1	1083.3
21119.2	892.9	907.5	19853.0	944.3	965.5	17798.0	967.5	1016.9
13378.7	565.6	906.1	12094.7	575.3	947.2	10690.7	581.1	1015.6
15795.2	667.8	902.9	14633.0	696.0	944.3	13065.0	710.2	990.5
26419.9	1117.0	892.9	24843.9	1181.7	942.9	22216.9	1207.7	981.1
25648.8	1084.4	877.9	24294.8	1155.6	936.9	21997.8	1195.8	967.5
18172.2	768.3	872.2	17036.9	810.4	918.4	15187.9	825.6	942.5
12068.1	510.2	871.9	10973.4	521.9	910.6	9935.7	540.1	910.9
29736.0	1257.2	853.0	28095.0	1336.3	905.4	24098.0	1310.0	910.1
10907.8	461.2	851.5	10223.6	486.3	892.9	9270.6	503.9	909.3
13217.6	558.8	850.5	12064.9	573.9	874.3	10151.1	551.8	908.2
17686.8	747.8	828.9	16121.7	766.8	868.1	14544.4	790.6	899.6
20174.7	853.0	826.7	18250.2	868.1	855.7	16310.3	886.6	898.6
19126.0	808.6	808.6	17989.9	855.7	852.5	16549.0	899.6	886.6
26076.3	1102.5	801.9	24250.8	1153.5	849.5	22151.6	1204.2	883.0
19606.2	828.9	801.0	18380.4	874.3	846.8	16243.4	883.0	852.2
18327.6	774.9	782.2	17188.9	817.6	817.6	15676.9	852.2	846.0
26302.8	1112.1	774.9	24992.1	1188.7	816.2	23744.2	1290.7	841.0
17020.8	719.6	768.3	15710.7	747.3	813.9	14444.2	785.2	825.6
15202.9	642.8	758.4	14310.0	680.7	810.4	13233.6	719.4	807.8
13670.5	578.0	747.8	13036.0	620.1	768.6	12183.3	662.3	790.6
21465.3	907.5	733.6	20298.7	965.5	766.8	18683.8	1015.6	785.2
21431.8	906.1	719.6	19824.2	942.9	747.3	18222.0	990.5	749.5
15323.2	647.9	698.3	13201.6	627.9	725.3	11419.8	620.8	719.4
12281.7	519.3	675.8	10908.8	518.9	708.3	9180.4	499.0	710.2
14906.7	630.3	667.8	14139.2	672.5	696.0	12750.2	693.1	693.1
17937.4	758.4	647.9	17110.6	813.9	680.7	15470.9	841.0	686.0
9056.5	382.9	642.8	8650.6	411.5	672.5	8047.0	437.4	662.3
22478.4	950.4	637.3	21334.5	1014.8	663.3	19929.0	1083.3	657.4

### Causa, mitigación y manejo de la emergencia durante el caído

20116.2	850.5	630.3	19143.7	910.6	627.9	17338.9	942.5	621.7
15072.3	637.3	578.0	13945.4	663.3	620.1	12094.0	657.4	620.8
18946.4	801.0	565.6	17923.7	852.5	575.3	14860.6	807.8	581.1
25562.0	1080.8	558.8	24172.0	1149.7	573.9	22075.1	1200.0	566.5
18965.5	801.9	540.7	17859.5	849.5	559.2	16726.9	909.3	554.5
12787.9	540.7	519.3	11756.7	559.2	543.5	10420.6	566.5	551.8
12188.5	515.3	516.0	11100.2	528.0	528.0	9440.6	513.2	540.1
17350.6	733.6	515.3	16159.4	768.6	521.9	13787.6	749.5	513.2
12204.4	516.0	510.2	11427.4	543.5	518.9	10201.3	554.5	503.9
21355.4	902.9	461.2	19914.5	947.2	486.3	18706.1	1016.9	499.0
18499.8	782.2	382.9	17160.0	816.2	411.5	15562.2	846.0	437.4

#### 2.3.4 Manejo de escurrimientos

En lo referente a los escurrimientos generados en las subcuencas que conforman las grandes cuencas de los ríos Grijalva y Usumacinta, se puede observar que las grandes avenidas en dichas corrientes alcanzaron su cresta, precisamente durante los tres eventos meteorológicos, como son los frentes fríos No. 2 y 4, así como el reforzamiento de este último por la masa polar e interacción con la tormenta tropical “Noel”, superando, por lo tanto, los gastos medios para períodos de 50 a 60 años, (González, 2007).

#### 2.3.5 Evolución de almacenamiento en Peñitas

Las lluvias registradas durante los frentes fríos No. 2 y 4 ocasionaron que la elevación del almacenamiento de la presa variara de la elevación 85.34 a 89.14 msnm, 1.74 m arriba de su nivel de aguas máximas ordinarias, por lo que el CTOOHR se acordó establecer una extracción de 500 m<sup>3</sup>/s, a efecto de manejar los escurrimientos de los ríos del bajo Grijalva y lograr dar capacidad al almacenamiento de la presa, manteniendo a la presa Nezahualcóyotl (Malpaso), sin operar. Para la tormenta tropical “Noel”, el nivel se incrementó nuevamente y fue necesario operar el vertedor con descargas de hasta 2,000 m<sup>3</sup>/s.