

Cuenca del Río Choloma	71.64*	13.6	1/37.8
Río del Zapotal	19.93 (17.92)	9.0	1/6.9
Río Chiquito	9.97 (7.47)	3.9	1/7.3
Río de Armenta	13.88 (9.02)	6.2	1/5.6
Remanentes	0.12	3.8	1/151.2
Cuenca del Río Blanco	43.90*	12.2	1/9.5
Cuenca del Río Santa Ana	37.63* (22.39)	13.4	1/9.0
Río Piedras	20.09 (20.09)	8.5	1/7.4
Qda. Santa Ana	5.48 (5.48)	4.9	1/5.5
Remanentes	5.30	4.7	1/36.0
Cuenca del Río Piedras	30.87*	12.6	1/12.5

Nota: * : Alcance superior del punto de control del diseño
 () : Alcance superior del punto de subcontrol

1.1.2 Punto de Control del Diseño

El punto de control de diseño tiene por finalidad determinar un volumen de diseño de descarga de sedimentos para la planificación de las medidas de control de la erosión y sedimentación, tomando como referencia los registros actuales de los tipos y movimientos de flujos de sedimentos. Los puntos de control de diseño se muestran en la *Figura D.1.1* y se explican a continuación:

1) Cuenca del Río Choloma

Durante el paso del huracán Fifi en el año 1974, se observaron flujos y depósitos de sedimentos en el tramo corriente abajo de la confluencia con el Río La Jutosa y el área urbana de Choloma. Para la protección del área urbana contra los flujos de sedimentos, se planificó un punto de control de diseño en la intersección del río con el puente de la carretera nacional.

Fueron planificados dos puntos de subcontrol ambos en los extremos corriente abajo del Río La Jutosa y del Río Majaine los cuales son desembocaduras topográficas del valle.

2) Cuenca del Río Blanco

Durante el paso del huracán Fifi, también se observaron desastrosos flujos de sedimentos en el tramo desde la desembocadura del valle hasta cerca de la confluencia con el Río Chiquito. Existe un área urbana corriente abajo de la confluencia. Considerando el tratamiento de los flujos de sedimentación y la protección del área

urbana, se planificó un punto de control de diseño en la intersección del río con la carretera nacional.

Puntos de subcontrol fueron planificados en las salidas de los valles del Río de Armenta, el Río del Zapotal y el Río Chiquito, en donde se rebalsaron los flujos de sedimentos durante el paso del huracán Fifi.

3) Cuenca del Río de Santa Ana

El área que rodea a la salida del valle del Río Santa Ana posee una pendiente del lecho del río de cerca de $1/20$ y es aproximadamente equivalente, en términos geográficos, al extremo corriente abajo de la sección del flujo de avalanchas. La pendiente del lecho del río, aproximadamente a 2 Km corriente abajo desde la salida del valle es de cerca de $1/30$ y esta área es la misma que aquella de una sección transitoria que ingresa a un rango de arrastre.

Se puede observar la socavación y la agradación característica del lecho del río en el rango de arrastre. Por lo tanto, tomamos en consideración una medida apropiada para tal variación del lecho del río en el área río abajo de la salida del valle y se designó un punto de control de diseño en la intersección del río con la carretera nacional.

Un punto de subcontrol fue seleccionado a la salida del valle que es considerada el final río abajo de la sección del flujo de avalancha.

4) Cuenca del Río Piedras

En concordancia con la misma medida aplicada al Río Santa Ana, se planificó un punto de control de diseño en la intersección con el puente de la carretera nacional. Fueron seleccionados puntos de subcontrol en la desembocadura del valle de la corriente principal y en la confluencia con la Quebrada Santa Ana se calculó la descarga de sedimentos para las corrientes tributarias.

1.1.3 Características del Sistema de Drenaje y Análisis de las Ordenes de Corriente

1) Características del Sistema de Drenaje

La *Tabla D.1.1* muestra las características de las cuencas de drenaje del Río Choloma y de otras tres (3) cuencas. Cuando el ancho medio de la cuenca ($B=A/L$) es menor que la longitud de la corriente (L), la razón de la forma de la cuenca ($F=B/L$) pasa a ser menor que 1.0. Las cuencas corriente arriba del Río Majaine, el Río La Jutosa y el Río del Zapotal son más largas y estrechas que las otras cuencas.

El índice de la densidad del drenaje indica cuantitativamente la red de drenaje. De acuerdo con Horton, algunos de los factores que afectan la densidad del drenaje son: el clima, la vegetación, las condiciones geológicas, la intensidad de la precipitación y la capacidad de infiltración. En general, un valor bajo de este índice tiende a mostrar un terreno altamente permeable compuesto de arenisca, mientras que este índice tiende a mostrar un alto valor en terrenos impermeables compuestos de lodo, rocas plutónicas, etc. Una cuenca que presente un valor bajo de este índice, también muestra una gran tendencia a tener una cuenca amplia. El índice está relacionado con el ancho promedio de la cuenca. Ya que existe una tendencia generalizada de que un río extenso posee un mayor ancho promedio de cuenca, se considera que la razón de descarga del flujo de un río se incrementa proporcionalmente con la densidad del drenaje.

Debido a que estos cuatro (4) ríos están próximos uno del otro y por lo tanto experimentan el mismo clima e intensidad de precipitaciones y poseen la misma vegetación original, se considera que la diferencia en la densidad del drenaje entre la cuenca del Río Choloma y las cuencas de los otros ríos es causada por la diferencia de las condiciones geológicas y de estructura.

Se puede deducir a partir de estas características básicas que la cuenca del Río Choloma, en comparación con las cuencas de los otros ríos, debe ser más activa en la producción de sedimentos la cual va acompañada de erosión.

2) Análisis de las Ordenes de Corriente

Para la planificación de las instalaciones de control de la erosión y de la sedimentación, las cuencas de drenaje fueron divididas en unidades de cuencas de drenaje. Los análisis de las órdenes de corriente de las cuencas fueron llevados a cabo mediante el Método de Horton-Strahler basado en un mapa topográfico a escala de 1:50,000. Se decidió que el segmento mínimo de las órdenes de corriente para el estudio es de orden de corriente secundario. Los resultados se muestran en las *Figuras D.1.2(1)-(4)* y *D.1.3(1)-(4)*.

1.1.4 Plan y Facilidad Existentes

SECOPT ha planificado una serie de instalaciones para el control de la erosión y la sedimentación para la cuenca del Río Choloma y ha completado una (1) presa de control (Presa Takemoto) en el Río La Jutosa en 1984. La presa de control está localizada efectivamente en el tramo afectado por el flujo de avalancha. SECOPT no tiene planificado instalaciones para las otras cuencas. En las *Figuras D.1.4* y *D.1.5* se muestran el plan de ubicación de la instalación preparada por SECOPT y la presa de control construída.

2 CONDICIONES DE EROSION DE LAS CUENCAS DEL RIO

2.1 Huracán Fifi

El huracán Fifi causó daños extensos de sedimentación. Se ha realizado la interpretación de las fotografías aéreas que fueron tomadas inmediatamente después de la inundación, el análisis de mapas topográficos y los estudios en el campo para investigar un balance de sedimentos para las cuencas del Río Choloma y Río Blanco durante el huracán Fifi. Los datos e información obtenidos a través de dichos análisis y estudios en el campo, son utilizados como datos básicos para el estudio. Los resultados del análisis son discutidos a continuación.

2.1.1 Ocurrencia del Colapso de Pendiente de Colina

La ocurrencia de numerosos colapsos de las pendientes de las colinas y flujos de avalanchas observadas en las cuencas del Río Choloma y del Río Blanco. Se seleccionaron áreas de muestreo en la región en donde fueron tomadas las fotografías aéreas a color (1:20,000) inmediatamente después del paso del huracán Fifi y las respectivas condiciones del colapso fueron examinadas mediante las fotografías aéreas.

Esta área de muestreo está compuesta de dos (2) regiones a lo largo de los bancos montañosos derechos de la cuenca media del Río Choloma y de la cuenca del Río La Jutosa. Una región (1), en donde ocurrieron la mayoría de los colapsos de pendientes de colinas, consiste de vertientes acantiladas y la otra región consiste de valles llanos en los cuales ocurrieron colapsos comparativamente a menor escala.

Las fotografías aéreas de la región (en blanco y negro; 1:20,000) fueron tomadas parcialmente en 1975 (un año después del paso del huracán Fifi) y se utilizaron para examinar las condiciones existentes cuando ocurrieron los colapsos. Los resultados de estos exámenes fueron los siguientes (refiérase a la *Figura D.2.1*):

- 9.68% del área de las pendientes de la colina colapsaron.
- Las profundidades de los colapsos examinados, fueron de decenas de centímetros en la cuenca media del Río Choloma, mientras que alcanzó profundidades de 1~2 metros en la Cuenca del Río La Jutosa profundidad promedio del área de pendiente colapsada fue de cerca de 1 metro.
- La mayoría de los sedimentos producidos por las áreas colapsadas fueron descargadas río abajo mediante flujos de avalancha y flujos de sedimentos. Se apreciaron solo pocos depósitos inestables restantes en las pendientes. Las

condiciones de los colapsos de las pendientes de las colinas ocurridos en 1974 se resumen tal como se muestra a continuación:

Tabla Colapsos Ocurridos durante el paso del huracán Fifi en 1974

As Km ²	Ca m ²	Cr %	Cd m	Rr %
16.4	1,588,300	9.68	1.0	0.0

en donde,

As : Area de muestreo para la interpretación por fotografía aérea

Ca : Area colapsada

Cr : Razón del área colapsada (=Ca/As x 100)

Cd : Profundidad promedio de colapso

Rr : Razón residual de los depósitos de masa colapsada en la pendiente

2.1.2 Fluctuación del Lecho del Río

Las fluctuaciones del lecho del río entre las desembocaduras del valle en las cuencas medias hasta la planicie, causadas por la sedimentación y la socavación fueron estimadas tanto para el Río Choloma como para el Río Blanco a través de las fotografías aéreas. Sin embargo, aquellas para las cuencas superiores de aquellos ríos no fueron estimados, debido a que no se disponían de fotografías aéreas para dicha áreas. Las siguientes fotografías aéreas fueron utilizadas para realizar el cálculo:

- Fotos a color tomadas inmediatamente después de que el huracán Fifi azotara en 1974 (1:20,000)
- Fotos en blanco y negro tomadas en 1975 (1:20,000)
- Fotos en blanco y negro tomadas en 1954 (1:60,000)

Mediante el estudio de las propiedades de las formas de terrenos fluviales tales como los canales de los ríos, planicies aluviales, terrazas de inundaciones y abanicos aluviales, la superficie del terreno previamente afectada por la sedimentación, puede ser aproximada. El espesor de los sedimentos que rebosan fue calculado haciendo referencia a las condiciones de entierro de vegetación y de estructuras hechas por el hombre tales como casas, así como también a los datos de las vistas obtenidas mediante las fotografías aéreas. Los valores así derivados difirieron poco de los espesores de sedimentos obtenidos a partir de los resultados del estudio de los daños ocasionados por las inundaciones. Los resultados se muestran en las *Figuras D.2.2(1) y (2)*.

Las propiedades de las fluctuaciones del lecho del río durante el paso del huracán Fifi, tal como fueron determinadas a partir del análisis de las fotos aéreas y de los estudios en el campo, se listan a continuación.

(1) Areas Afectadas por el Flujo de Avalancha

La ocurrencia de los flujos de avalancha fue observada en casi todas las corrientes de primer y segundo orden.

(2) Acumulación de Sedimentos

a) Cuenca del Río Choloma

(a) Río Majaine

Los depósitos de sedimentos fueron observados en los tramos superior de la confluencia con la Qda. del Ocotillo. Sin embargo, la mayor parte de la sedimentación ocurrió en el tramo entre la confluencia con la Qda. del Ocotillo y un punto corriente abajo de la confluencia con el Río La Jutosa. Los flujos de avalancha se detuvieron en un punto corriente arriba de la confluencia con la Qda. del Ocotillo.

(b) Río La Jutosa

La sedimentación se inició en la vecindad de la confluencia con la Qda. La Danta. Los flujos de avalancha fueron depositados sobre los malecones del flujo de avalancha antiguo cerca de la confluencia con el Río Choloma. La mayor parte de los depósitos de sedimentos fueron observados en la misma área.

(c) Río Choloma (área corriente abajo a partir de la confluencia con el Río La Jutosa y el Río Majaine)

Los sedimentos descargados por las dos tributarias, así como también, por los ramales tales como la Qda. Guana, fueron depositados densamente en una amplia planicie inundada, extendiéndose desde la confluencia con el Río La Jutosa hasta la vecindad del puente del ferrocarril de Choloma y varios kilómetros corriente abajo a lo largo del canal del río que entonces existía. Fueron identificados finos depósitos de sedimentos en un área amplia desde el puente del ferrocarril hasta el Canal San Roque, cerca de 7 km corriente abajo desde el puente del ferrocarril.

b) Cuenca del Río Blanco

(a) Río del Zapotal

Se identificó sedimentación en el curso del río ligeramente corriente arriba de la salida del valle. La descarga de sedimentos fluyó corriente abajo y fue depositada a lo largo del curso del río viejo cerca de la parte superior del abanico aluvial localizado en la salida del valle, pero en el abanico aluvial central, éste fluyó sobre el curso del río y formó depósitos a manera de abanicos.

Los sedimentos inundados convergieron con los sedimentos descargados desde el Río de Armenta, fluyeron río abajo y fueron depositados densamente en un área amplia extendiéndose a la vecindad del puente de la carretera nacional. También se identificaron densos depósitos de sedimentos a lo largo de muchos kilómetros del curso del río que existía en ese momento. Junto con los sedimentos descargados del Río de Armenta, el área de sedimentación fue ampliada en otros 5~6 kilómetros corriente abajo a partir del puente de la carretera nacional hasta la Laguna El Carmen.

(b) Río Chiquito

La sedimentación fue identificada en el curso del río ligeramente corriente arriba a partir de la salida del valle. Esta fluyó y se depositó a lo largo del curso del río hasta que fue bloqueada por los depósitos de sedimento procedentes del Río del Zapotal cambiando luego de dirección, fluyendo corriente abajo en dirección sudeste a lo largo del curso del río que existía en esa época, formando densos abanicos a manera de depósitos. Se identificó finos sedimentos en un área amplia corriente abajo hasta el puente de la carretera nacional.

(c) Río de Armenta

Se identificó que los sedimentos convergieron con los sedimentos descargados desde la Qda. de Penosarea, depositada densamente desde la cabeza del abanico aluvial en la salida del valle hasta la vecindad de la confluencia con el Río del Zapotal. Una parte de los sedimentos fueron depositados en el área plana que se encuentra localizada entre el curso del río en la parte sur del abanico aluvial.

2.1.3 Balance de Sedimentos

Aun no existen puntos clarificados con la cantidad de depósitos de sedimento derivados de las cartas "Espesor de los Sedimentos Desbordados" y la cantidad de sedimentos erosionados de los cursos de los ríos, así como también la producción de sedimentos y

las descargas procedentes de las tributarias no estudiadas. Sin embargo, basado en la razón del área colapsada y en la cantidad de depósitos de sedimentos obtenidas a partir de los resultados indicados arriba, un balance de sedimentación (producción y descarga de sedimentos) durante el paso del huracán Fifi fue estimado para la cuenca del Río Choloma de la manera siguiente:

$$V_{fc} = A \times C_r \times C_d \times D_r$$

en donde,

V_{fc} : Volumen de sedimento producido a partir del área colapsada

A : Área de pendiente de la montaña

C_r : Razón del área colapsada (9.68%)

C_d : Profundidad promedio colapsada (1.0 metro)

D_r : Razón de descarga de los depósitos de masa colapsada (100%)

1) Volumen de la Sedimentación por Erosión del Curso del Río (V_{fe})

V_{fe} es igual a los depósitos inestables del lecho del río en las corrientes de primer, segundo y algunas de tercer orden. Algunos valles de orden terciario fueron omitidos del cálculo de la V_{fe} debido a que fueron clasificados como tramos de sedimentación basados en la interpretación de las fotos aéreas y en los estudios en sitio. Los valores de los depósitos inestables del lecho del río fueron basados en los resultados de los depósitos inestables relacionados con la producción de sedimentos.

2) Volumen de sedimento suministrado (V_{fs})

$$V_{fs} = V_{fc} + V_{fe}$$

en donde,

V_{fs} : Volumen de sedimento suministrado

V_{fc} : Volumen de sedimento producido a partir del área colapsada

V_{fe} : Volumen de sedimento formado por erosión del curso del río

3) Volumen de Sedimento Acumulado (V_{fa})

V_{fa} es igual al volumen de sedimentos rebalsado obtenido a partir de la carta "Espesor de los Sedimentos Desbordados" elaborada mediante la interpretación de las fotografías aéreas.

$$V_{fa} = A_a \times T_a$$

en donde,

Aa : Area con aproximadamente el mismo espesor de sedimentación

Ta : Espesor medio estimado de los depósitos de sedimentación

4) Volumen de Descarga de Sedimentos

$$Vfd = Vfs - Vfa$$

en donde,

Vfd : Volumen de descarga de sedimentos

Vfs : Volumen de sedimento suministrado

Vfa : Volumen de sedimento acumulado

Estos valores son mostrados en la *Figura D.2.3*.

2.2 Depósitos Inestables Relacionados con la Producción de Sedimentos

Depósitos inestables de suelos, producto de las fuentes de descarga de sedimentos, tales como los depósitos en el cauce del río, abanicos aluviales, terrazas y sitios de falla de pendiente, fueron visibles en algunas partes del área del estudio.

Las fotografías aéreas utilizadas en el análisis incluyen las fotos en blanco y negro (1:10,000) tomadas en 1989 para el área de estudio, así como también las fotos en blanco y negro (1:40,000) tomadas en 1992 para las regiones norte del Río Choloma y sur del Río Piedras. Los resultados de este análisis se muestran en las *Figuras D.2.4(1)~(5)*.

Se deberá notar que, aunque algunos deslizamientos de tierra fueron observados en la zona sur de la Cuenca del Río Piedras, estos no son comunes en el área de estudio, además, las áreas de deslizamiento de tierra no suministraron sedimento alguno durante el paso del huracán Fifi. Por lo que estas áreas no fueron incluidas en la estimación de los depósitos inestables de sedimentos.

Un diagrama explicativo de la producción y descarga de sedimentos inestables en y alrededor de un curso de un río, se muestra en la *Figura D.2.5*.

2.2.1 Depósitos Residuales Inestables del Area Existente Colapsada en el Pasado (Vru)

Un total de 646 sitios colapsados en el área de estudio fueron observados a través de la interpretación de las fotografías aéreas (refiérase a la *Tabla D.2.1*). Vru fue calculado utilizando las siguientes ecuaciones:

$$V_{ru} = V_c \times R_r$$

en donde,

V_{ru} : Depósitos residuales inestables del área existente colapsada en el pasado

V_c : Volumen de los depósitos en masa colapsados

R_r : Razón residual

$$V_c = C_a \times C_d$$

en donde,

C_a : Area de pendiente colapsada

C_d : Profundidad promedio colapsada

De acuerdo con las inspecciones en el campo y con los análisis de las fotografías, la profundidad promedio colapsada en las áreas existentes fue de 1.0 metro, mientras que la razón de los residuos (p.e., la razón de los depósitos en masa colapsados que aun permanecen en pendientes) fue de 10.0%. Los resultados de los cálculos se muestran en la *Tabla D.2.2*.

2.2.2 Depósitos Inestables en el Lecho del Río (V_{bu})

La descarga de sedimentos durante el paso del huracán Fifi, consistió casi en su totalidad de flujos de escombros y sedimentos en la corriente de primer y segundo orden, mientras que las descargas de sedimentos como flujos de arrastre pueden ser observadas en las corrientes de tercer a quinto orden. La cantidad total de sedimentos depositados en las corrientes de primer y segundo orden fue utilizada en los cálculos del depósito inestable, mientras que en las corrientes de tercer a quinto orden, sólo aquellos depósitos considerados susceptibles a la erosión secundaria fueron incluidos.

Finalmente, las zonas de sedimentación determinadas a partir de las condiciones topográficas de las planicies conteniendo suaves gradientes del lecho del río fueron excluidas de los cálculos. El V_{bu} fue derivado de la siguiente ecuación:

$$V_{bu} = L_c \times T_d \times W_c$$

en donde,

V_{bu} : Volumen de depósitos inestables en el lecho del río

L_c : Longitud del cauce

T_d : Espesor de los depósitos acumulados o profundidad estimada de la erosión secundaria

W_c : Ancho del cauce

La longitud del cauce fue derivada del análisis del orden de la corriente en los mapas topográficos a escala de 1:50,000. Los valores para el ancho del cauce y el espesor de los depósitos fueron obtenidos de la siguiente manera:

- Para las corrientes de primer y segundo orden:

El ancho de la parte inferior del valle y el espesor de los sedimentos fueron divididos basados en los estudios de los muestreos en el campo, tal como se indica a continuación y estimados tomando en cuenta los análisis de las fotos aéreas y las condiciones topográficas, especialmente el efecto del gradiente del río en la sedimentación (espesor de los sedimentos).

Tabla Relación entre el Ancho del Valle y el Espesor de los Sedimentos

	Valle de Primer Orden		Valle de Segundo Orden		
Wv (m)	3	5	3	5	7
Ts (m)	0.5, 1.0, 1.5	0.5, 0.8, 1.5	0.8, 1.0	0.8, 1.0	1.0, 1.5

Nota :

Wv : Ancho de la parte inferior del Valle (m)

Ts : Espesor de los depósitos inferiores del valle (m)

- Para las corrientes de tercer a quinto orden:

Las inspecciones en campo mostraron la profundidad de los depósitos inestables del lecho del río, los cuales fueron considerados susceptibles a la erosión secundaria, a 1 - 2 metros. Las profundidades de los depósitos inestables del lecho del río en el área no inspeccionada fueron estimadas a través de las fotografías aéreas.

Los resultados de las estimaciones son mostradas en la *Tabla D.2.3*.

2.2.3 Depósitos Inestables a lo largo del Curso del Río (Vcu)

Las terrazas y planicies inferiores del valle (planicies aluviales) se han formado por sedimentos depositados y también por suelos descargados. Algunos de estos terrenos son estables, no afectados por inundaciones, mientras que otros se vuelven inestables al cambiar los cursos de los ríos, suministrando una gran cantidad de sedimentos a sus corrientes inferiores. Los depósitos de terrazas inferiores, depósitos de taludes, depósitos de abanicos aluviales a lo largo del curso del río y los depósitos del lecho del río que pueden rebalsarse durante las inundaciones, consideran susceptibles a un proceso de desestabilización - de erosión secundaria.

Vcu fue derivado de la siguiente ecuación:

$$Vcu = Lu \times Wu \times Tu$$

en donde,

Vcu : Depósitos inestables a lo largo del curso del río

Lu : Longitud del área de depósitos inestables a lo largo del río

Wu : Ancho del área de los depósitos inestables

Tu : Espesor estimado de los depósitos inestables

Los valores de Lu y Wu fueron derivados de la lectura del Mapa de Distribución de los sedimentos inestables existentes. El Tu se refiere al espesor de los depósitos inestables que fueron susceptibles a la erosión secundaria, estimada a partir de la investigación en campo y el análisis de las fotografías. Aquí se excluyeron las zonas que se solapaban con las zonas de cálculo de los depósitos inestables del lecho del río. Los resultados del cálculo se muestran en la *Tabla D.2.4*. Cada volumen de los depósitos inestables están resumidos en la *Tabla D.2.5*.

3 PLAN DE CONTROL DE LA EROSION Y DE LA SEDIMENTACION

3.1 Area de Proyecto para el Control de la Erosión y Escala de Cálculo de la Descarga de Sedimentos

3.1.1 Area de Proyecto para el Control de la Erosión

Cuatro (4) cuencas de drenaje; del Río Choloma, Río Blanco, Río Santa Ana y del Río Piedras fueron seleccionadas como área de estudio de los proyectos de control de la erosión y sedimentación.

3.1.2 Escala de Cálculo de la Descarga de Sedimentos

Durante el desastre, extremadamente serio, de sedimentación acarreado por el huracán Fifi, la descarga de sedimentación fue causada principalmente por los flujos de escombros. En general es un problema el predecir la cantidad de descarga de sedimentos iniciada por los flujos de escombros. No es seguro predecir la presencia o ausencia de flujos de escombros a una hora dada.

Es, por lo tanto, es difícil determinar en la actualidad la presencia y extensión de la descarga de sedimentos en una etapa intermedia. Por consiguiente, para el diseño se

asumió la descarga de sedimentos del año 1974, máximo valor en términos de volumen de flujo de escombros.

3.2 Cálculo de Volumen Básico de Sedimento

3.2.1 Cálculo de Producción de Sedimentos (V10)

V10 es el volumen de sedimentos resultante del colapso nuevo y en expansión de la ladera y de los bancos de los ríos a partir de los sedimentos inestables remanentes de las áreas existentes en pendientes colapsadas en el pasado y de los sedimentos que han sido depositados en los cursos de los ríos los cuales también están sujetos a erosión secundaria.

En este punto, el V10 es definido como la suma de los siguientes cuatro (4) volúmenes de sedimentos basados en las condiciones de erosión ocasionadas por la inundación de 1974 y el estado actual de los sedimentos inestables (refiérase a la *Figura D.3.1*).

$$V10 = V1 + V2 + V3 + V4$$

en donde,

V10 : Cálculo de la producción de sedimentos

V1 : Producción de sedimentos del área colapsada recientemente y en expansión

V2 : Producción de sedimentos residuales de colapsados pasados existentes

V3 : Producción de sedimentos de áreas de lecho de río adyacente

V4 : Producción de sedimentos debido a la erosión del banco del río

1) Producción de sedimentos del área colapsada recientemente y en expansión (V1)

(a) Cuencas del Río Choloma y del Río Blanco

Ya que ambas cuencas, la del Río Choloma y la del Río Blanco poseen una condición geológica similar y ambas experimentaron descargas de sedimentación extremadamente densas en las inundaciones del año 1974, especificamos el mismo potencial para la producción de sedimentos de las áreas recientemente colapsadas y la producción de sedimentos en expansión de las áreas colapsadas en el pasado.

V1 fue derivada de las siguientes expresiones:

$$V1 = a1 \times d1$$

en donde,

a1 : Área recientemente colapsada (m²)

d1 : Profundidad promedio colapsada de pendientes (m)

$$a1 = A \times r1$$

en donde,

A : Area de superficie de montaña (m²)

r1 : Razón del área colapsada (1/S)

La razón de la ocurrencia de colapso (r1) es establecida en un valor igual a 9.68% del huracán Fifi y el promedio de la profundidad del colapso en 1.0 metro basado en las inspecciones en el campo.

(b) Cuencas del Río Santa Ana y del Río Piedras

Ya que no existen fotografías aéreas tomadas en estas cuencas inmediatamente después del paso del huracán Fifi, es difícil obtener información de sus áreas colapsadas recientes y en expansión de dicho momento.

Se puede considerar que éstas cuencas son diferentes de las cuencas del Río Choloma y del Río Blanco no sólo geológicamente y en sus condiciones forestales, sino también en sus características de colapso. Además, en éstas cuencas, no existen reportes de desastres de sedimentos distintivos por flujo de escombros, o algo similar, lo cual ocurrió durante el paso del huracán Fifi. También el terreno montañoso en la cuenca indica unas condiciones geológica y forestales relativamente estables. Por lo tanto, la potencialidad de la producción de sedimentos por colapso es considerada baja cuando se compara con las cuencas del Río Choloma y del Río Blanco.

Ya que las montañas indican condiciones geológicas y forestales relativamente estables en adición a un bajo registro de colapsos, consideramos la probabilidad de colapso en la cuenca del Río Santa Ana y en la cuenca del Río Piedras igual a la de las corrientes de orden cero y definidos los depósitos inestables de corrientes de orden cero como V1 nuevas.

$$V1 = L0 \times W0 \times d0$$

en donde,

L0 : longitud del valle de orden cero

W0 : ancho del valle de orden cero

d0 : espesor de los depósitos del valle de orden cero

El L0 fue tomado del mapa topográfico a escala de 1/50,000. El W0 y el d0 fueron determinados refiriéndonos al ancho del valle, al espesor de los depósitos de las corrientes de primer orden y a la inspección en campo. La *Tabla D.3.1* muestra los resultados de los cálculos presentados arriba.

- 2) Producción de sedimentos residuales colapsados en las áreas colapsadas en el pasado (V2)

El V_{ru} previamente mencionado, es decir, el volumen de sedimentos remanentes en las pendientes colapsadas fue utilizado como V2.

- 3) Producción de sedimentos en el área adyacente del lecho del río (V3)

La cantidad total del V_{bu} previamente mencionado fue utilizado como V3.

- 4) La producción de sedimentos debido a la erosión del banco del río (V4)

V4 se determinó utilizando los resultados de las inspecciones de las condiciones de la erosión en la cuenca de drenaje. Cuando las fuentes de sedimentos inestables (p.e., taludes, depósitos de abanico y terraza) están ampliamente distribuídas a lo largo de la corriente, están probablemente sujetas a erosión lateral durante las crecientes. Por lo tanto, las zonas en las cuales se hallan dichos sedimentos, son los objetivos para el cálculo de la erosión del banco.

En las otras zonas, el volumen de los depósitos inestables en el lecho del río mencionados previamente es utilizado como volumen de erosión lateral. El V4 se deriva de la siguiente ecuación. Las condiciones erosivas de los bancos del río son estudiados mediante la comparación del ancho del lecho del río a niveles comunes de agua con el ancho del lecho del río durante la crecida estimado basado en la teoría del régimen que un ancho de canal es regulado por el flujo de la corriente.

$$V4 = (W_f - W_o) \times L_z \times H_b$$

en donde,

V4 : Producción de sedimento debido a la erosión del banco del río

W_f : Ancho del lecho del río durante las crecidas es derivado de la teoría del régimen y la descarga del flujo es derivado mediante la distribución proporcional de los valores de acuerdo a la extensión del área de las cuencas de drenaje pertinentes (refiérase a la *Tabla D.3.2*)

W_o : Ancho del lecho del río obtenido por la interpretación de las fotos y por las inspecciones realizadas en campo a niveles comunes de agua .

L_z : Longitud de zona derivada del mapa de distribución de sedimento inestable

H_b : Altura del banco del río estimado a partir del análisis de las fotos aéreas y por las inspecciones realizadas en el campo

La teoría del Régimen es la siguiente:

$$Wf = \alpha \cdot \sqrt{Q}$$

en donde,

α : Coeficiente

Q : Volumen de descarga

El valor de V4 puede ser calculado si $Wf > Wo$ y no si $Wo > Wf$.

En las zonas de flujo de escombros derivadas de las inspecciones en el campo, el análisis de las fotos aéreas y la lectura de mapas de los gradientes del lecho del río, el coeficiente es igual a 3. Los coeficientes para las otras zonas fueron determinados de la *Figura D.3.2*. Los resultados de los cálculos se muestran en la *Tabla D.3.3*.

Los resultados de la tabulación indicada arriba se muestran en la *Tabla D.3.4*.

3.2.2 Cálculo de la Descarga de Sedimentos (V30)

V30 es una parte del V10 que es transportada al punto de control de diseño por los flujos de escombros o fuerza de arrastre de la corriente de agua. El V10 que está solo temporalmente almacenada en el canal del río es evaluado mientras que se descargan sedimentos controlados naturalmente (V20).

El V30 es generalmente calculado utilizando la siguiente expresión:

$$V30 = V10 - V20$$

en donde,

V30 : Cálculo de descarga de sedimento

V10 : Cálculo de producción de sedimentos

V20 : Cálculo de sedimentos controlada naturalmente

Sin embargo, un método general para el cálculo del V20 es estimarlo a partir de las condiciones convencionales de almacenamiento de sedimentos en el canal (refiérase a la *Figura D.3.3*).

Se considera generalmente que las características de los sedimentos varían con el gradiente del lecho del río, θ , tal como se muestra a continuación:

Cuando,

20 grados $(1/3) < \theta$: Sección en donde ocurre el flujo de escombros

- 15 grados $(1/4) < \theta < 20$ grados $(1/3)$: Sección en donde ocurren los flujos de escombros y el lavado
- 10 grados $(1/6) < \theta < 15$ grados $(1/4)$: Sección en donde se lavan y depositan los flujos de escombros, ocurre el flujo de lavado de sedimentos
- 3 grados $(1/19) < \theta < 10$ grados $(1/6)$: Sección en donde se depositan los flujos de sedimentos y de escombros
- $\theta < 3$ grados $(1/19)$: Sección en donde se realiza el transporte de arrastre de fondo

Por lo tanto, el V20 fue calculado para una sección con una pendiente más suave que el del punto en el cual se da inicio al depósito del flujo de escombros ($\theta < 15$ $(1/4)$). Para calcular el V20, fue elegido una capacidad de almacenamiento refiriéndonos a los resultados de la inspección en campo y a la interpretación de las fotos aéreas. En base al huracán Fifi, la siguiente expresión fue adoptada para calcular la capacidad de almacenamiento de V20 para cada sección.

$$V20 = l \times b \times d$$

en donde,

- l : Longitud de la sección de almacenamiento
- b : Ancho de la sección de almacenamiento
- d : Espesor del depósito (altura de los depósitos de escombros o de la terraza de inundación)

La *Tabla D.3.5* muestra los resultados de los cálculos del V20. Se muestra el volumen de V30 en la *Tabla D.3.6*.

3.2.3 Cálculo de la Descarga Permisible de Sedimento (V40)

V40 es considerado inofensivo y necesario para la zona corriente abajo del río desde el punto de control de diseño. Un valor igual al 10% del V30 fue elegido para el V40. Los resultados del cálculo se muestran en la *Tabla D.3.6*.

3.2.4 Cálculo de la Descarga de Sedimento en Exceso (V50)

V50 es el volumen de sedimentos a tratar a través de la ejecución del plan del control de la erosión y es por lo tanto el volumen obtenido mediante la sustracción del V40 a partir del V30 en cada punto de control del diseño.

Esto es : $V50 = V30 - V40$

Los resultados de los cálculos se muestran en la *Tabla D.3.6*.

3.3 Plan de la Facilidad de Control de la Erosión

3.3.1 Política Básica para el Plan de Control de la Erosión

El plan para la instalación de control de la erosión está básicamente destinado a reducir el exceso de la descarga de sedimento (V50) al nivel de la descarga permisible de sedimentos (V40) suprimiendo la de producción de sedimentos, así como también suprimiendo y controlando la descarga de sedimentos.

1) Porcentaje Objetivo de Instalación de la Facilidad

Ya que el presente plan de control de la erosión es el plan maestro, el objetivo para la instalación de la facilidad fue fijado en 100% (Cálculo de la Descarga de sedimento en exceso sin instalación opuesta = capacidad efectiva de la instalación).

2) Política Concreta para el Plan

Las características que afectan la producción y descarga de sedimentos en el área inspeccionada fueron consideradas tal como se indica a continuación:

- No existen muchas áreas colapsadas aunque la frecuente ocurrencia de inundaciones puede causar el colapso de nuevas áreas.
- En la sección con un gradiente de canal cercano a 1/30, el almacenamiento de sedimentos es distinto, mientras que el almacenamiento de los sedimentos por fuerza de arrastre puede observarse en la sección corriente abajo.
- Luego, el almacenamiento de sedimentos en el canal, lo cual se considera que ocurrió cuando pasó el huracán Fifi puede ser observado en la sección corriente abajo. Esta área, en la cual una inundación de sedimentos fue causada por el huracán Fifi, es considerada área de almacenamiento natural de sedimentos.

Sin embargo, el área afectada por la inundación de sedimentos producido por el huracán Fifi es utilizada en la actualidad principalmente como pastizal (utilización del terreno). En base a la totalidad de situaciones dadas hasta este punto del reporte, planificamos las instalaciones de control de erosión y sedimentos bajo las siguientes políticas:

- En un área de producción de sedimentos se puede considerar la supresión básica de la misma mediante el uso de medidas directas para la paralización de la producción de nuevas formaciones de sedimentos provenientes de las fuentes localizadas en las pendientes de las colinas o del movimiento de los sedimentos existentes. Sin embargo, ya que el área de producción de sedimentos que es causada por la propagación de las inundaciones sobre un vasto rango, es difícil pronosticar muchas de las ubicaciones en donde pueden ocurrir los colapsos.

Por lo tanto, mediante la construcción de presas de control se controlarán y suprimirán los flujos de escombros que acompañan a las inundaciones. Las presas de control, con la finalidad de utilizar su capacidad de control de sedimento, van a ser construídas en un gradiente del canal más suave que $1/6$ en el cual los flujos de sedimentos en forma de flujos de escombros pueden ser controlados.

- Ya que se espera que las presas de control diseñadas posean un efecto de control permanente de la descarga de sedimentos, ellas deberán ser consideradas en principio llenas de sedimentos.
- En el área en que desgastes y depósitos de sedimentos distintos son observados a menudo en las secciones con un gradiente de canal que fluctúan desde $1/30$ a $1/100$, los sedimentos almacenados deberán estar protegidos para que no sean retransportados.
- Algunas de las áreas de sedimentación creadas por el huracán Fifi, deberán ser utilizadas como área de retardamiento de arena.

3.3.2 Selección de las Instalaciones Propuestas de Control de la Erosión

Las ubicaciones y los tipos de las instalaciones apropiadas para el control de la erosión y sedimentos fueron seleccionados de acuerdo con los resultados de las investigaciones en el campo o mediante el estudio de los mapas topográficos. El concepto de selección, la escala y la capacidad efectiva de las instalaciones son las siguientes:

1) Presa de control

Las presas de control tienen por finalidad el controlar los sedimentos descargados en las cuencas montañosas, captando los flujos de escombros y protegiendo los sedimentos existentes en los lechos y bancos de los ríos para que no sean descargados.

- Sitio de la presa:

El sitio de la presa fue determinado de acuerdo a las inspecciones en campo y a los mapas topográficos.

- Altura de la presa:

Ya que no son claras las condiciones geológicas de cada sitio de la presa, se incrementa el costo requerido para la construcción de una presa alta. La mayoría de las presas que están localizadas en áreas propensas a ser afectadas por el flujo de escombros necesitan hacerles frente a estos flujos de escombros. La altura de presa máxima deseable fue en principio de 15 metros. Aunque una presa más elevada puede ser más efectiva en la retención de sedimentos, la altura planificada de la presa es de 14 metros.

- Otras dimensiones:

Las otras dimensiones fueron decididas de acuerdo con las mediciones en el mapa topográfico.

- Efectividad de la instalación:

La efectividad de la capacidad de una presa está definida por la capacidad controlada de descarga de sedimentos (V_{c2}) y por la capacidad de supresión de descarga de sedimentos (V_r). Estos están referidos de aquí en adelante como factores de capacidad efectiva.

Además, para la presa abierta, se considera también como capacidad de la presa a la capacidad de retención de sedimentos (V_{c1}). Estos factores de la capacidad efectiva de la presa fueron estimados utilizando las siguientes expresiones simplificadas, así como el gradiente de diseño de los sedimentos acumulados, fijado en 1/2 del gradiente original del lecho del río (refiérase a la *Figura D.3.4*).

$$V_{c1} = N \times B^2 \times h^2$$

$$V_{c2} = 0.1 \times V_{c1}$$

$$V_r = L_c \times (h \times d^2 + B_1 \times d_1)$$

$$L_c = 2 \times N \times h$$

en donde,

Vc1 : Capacidad de retención de sedimento

Vc2 : Capacidad controlada de descarga de sedimentos

Vr : Capacidad de supresión de la descarga de sedimentos

Lc : Longitud del área de sedimentación

h : Altura efectiva de la presa

1/N : Gradiente del lecho del río

B1 : Ancho del lecho del río

B2 : Ancho promedio del área de sedimentación

d1 : Espesor de los depósitos del lecho del río

d2 : Espesor de los sedimentos en la pendiente del banco del río

En la *Figura D.3.5* se muestra un perfil básico de la presa de control .

2) Trabajos de Consolidación

La construcción de los trabajos de consolidación fue planificada para prevenir la erosión vertical, con la finalidad de estabilizar el lecho del río. Otras funciones incluyen un efecto para estabilizar los depósitos del canal del río y del lecho del río. Para la sección uno (1), con la finalidad de mejorar el efecto de mantenimiento del canal, se planificó la ejecución de un grupo de presas de consolidación.

- Efectividad de la instalación:

Ya que el propósito de la instalación es el de estabilizar los sedimentos de los lechos del río para que no sean descargados, la capacidad de supresión de la producción de sedimentos fue definida como un factor de capacidad efectiva para los trabajos de consolidación.

$$Vr = Lc \times B1 \times d1$$

Cuando se planificó un grupo de presas de consolidación, el Lc indicado arriba fue considerado como representativo de su longitud total.

En la *Figura D.3.6* se muestra un diseño básico de presa de consolidación propuesto utilizando gavión .

3) Trabajos en las Cauces

Los trabajos en las cauces fueron propuestos para controlar la dirección del flujo con la finalidad de proteger el canal contra daños debidos a flujos turbulentos y para controlar

el gradiente de la pendiente vertical y lateral para proteger el banco del río de daños causados por la erosión vertical y lateral.

Además, ya que la sección planificada para los trabajos en las cauces contaban con trabajos de muros de contención, los trabajos de consolidación y cerco del lecho del río van a ser adicionados a los trabajos en las cauces en el canal existente de la sección.

- Efecto de la instalación:

El mismo método que fue utilizado para los trabajos de consolidación, fue aplicado a los trabajos en las cauces para estimar una capacidad efectiva.

4) Area de Retardamiento de Arena

En base a los registros de los flujos de sedimentos causados por el huracán Fifi, se determina el rango de área de retardamiento de arena.

- Efecto de la instalación:

Ya que el volumen de los sedimentos depositados en el área de retardamiento de sedimentos es tomada en consideración como la descarga de sedimento controlada en el canal, la descarga de sedimento depositada aquí no es tomada en consideración como un factor de capacidad efectiva del área de retardamiento de sedimento.

5) Malecón

Un malecón fue planificado para controlar y dirigir la dirección de los flujos de escombros, limitar el rango de depósitos de sedimentos y contraer la corriente de la creciente hacia el canal corriente abajo.

- Efecto de la instalación:

Ya que no se espera que el malecón tenga ningún efecto cuantitativo, el factor de la capacidad efectiva de la instalación del malecón no fue tomada en consideración.

Un diseño básico propuesto del malecón se muestra en la *Figura D.3.7*.

3.3.3 Plan de las Instalaciones

1) Cuenca del Río Choloma

- Es difícil ejecutar trabajos en las laderas sobre un rango amplio de áreas colapsadas recientes o en expansión, con la finalidad de detener directamente la producción de sedimentos sobre tal área. Con la finalidad de ejecutar las facilidades de control de

la erosión y de sedimentos utilizando solo presas de control, son necesarios instalaciones efectivas.

- De conformidad, proponemos un plan de control de la erosión que está compuesto de presas de control, presas de consolidación y áreas de retardamiento de arenas para controlar la descarga de sedimentación. El plan de las instalaciones propuestas están esbozados tal como se indica a continuación:

(a) Río Choloma

- El área de retardamiento de arena será el tramo corriente abajo del punto de confluencia con el Río Majaine y el Río La Jutosa, en donde un gradiente del lecho del río que varía desde $1/140$ a $1/100$. Además, con la finalidad de asegurar la seguridad de la Ciudad de Choloma, un malecón está planificado para la ribera derecha del extremo corriente abajo del área de retardamiento de arena.
- Ya que los sedimentos de arena y grava en este tramo son acumulados por el arrastre del flujo del río y el gradiente del lecho del río es suave, en el rango de $1/100$ a $1/140$, el serpenteo del canal ocasiona la erosión del banco. Este tramo es considerado como una de las fuentes principales de sedimentación corriente abajo del Río Choloma, descargada por crecientes de mediana y pequeña escala. Una (1) serie de presas de consolidación están planificadas para reducir la producción de los sedimentos provenientes del área.

(b) Corriente abajo del Río Majaine

- El gradiente del lecho del río entre la confluencia con el Río la Jutosa y la confluencia con el Río Ocotillo fluctúa en el rango de $1/50$ y $1/60$. Ya que es probable que el curso del río cambie debido a una combinación de los depósitos de arrastre de fondo consistentes de arena y grava y la consiguiente erosión vertical, una (1) serie de trabajos de consolidación son planificados para estabilizar el curso del río.

(c) Corriente arriba del Río Majaine y Río del Ocotillo

- Están planificadas cuatro (4) presas de control para el Río Majaine. Ellas están ubicadas en el tramo superior de los trabajos de consolidación y los gradientes del lecho del río fluctúan entre $1/36$ y $1/15$.
- Otras tres (3) presas de control están planificadas para la cuenca del Río del Ocotillo, en donde el gradiente del lecho del río varía desde $1/27$ a $1/14$, con

la finalidad de controlar la descarga de sedimentos y para suprimir el flujo de los depósitos del lecho del río mediante el ajuste de la descarga de los sedimentos para cumplir con la capacidad permisible de diseño de la corriente abajo.

(d) Río La Jutosa

- Aunque se considera que la presa Takemoto es efectiva contra las descargas de sedimentos tales como los flujos de escombros, dos (2) presas de control están planificadas corriente abajo de la presa Takemoto en donde los gradientes del lecho del río varían desde $1/24$ a $1/17$. También en la Qda. La Danta, en donde existe una gran tributaria, está planificada una presa de control para mejorar la efectividad del control de los sedimentos. El gradiente del lecho del río del sitio de la presa es de aproximadamente $1/10$. Corriente abajo, una serie de trabajos de consolidación están planificados para estabilizar los depósitos de sedimentos producidos por los flujos de escombros durante el paso del huracán Fifi.

Las descargas de sedimento diseñadas en los puntos de subcontrol en el Río Majaine y en el Río La Jutosa están arregladas en el mismo nivel.

Tal como se indica arriba, un total de 10 presas de control, 3 lugares para trabajos de consolidación y un área de retención de arena (incluyendo malecones) están diseñadas para asegurar el objetivo del 100% de asentamiento de los sedimentos. Las ubicaciones de estas instalaciones propuestas se muestran en las *Figuras D.3.8(1)* y *D.3.9(1)*.

2) Cuenca del Río Blanco

a) Área de abanico aluvial

Las inundaciones causadas por el paso del huracán Fifi resultaron en un depósito severo de sedimentos sobre las cuencas, especialmente desde el punto de subcontrol en donde el gradiente del lecho del río es de aproximadamente $1/25$, bajando cerca de 4 Km corriente abajo. Ya que existe área urbana cerca a la carretera nacional, se planea utilizar el área del abanico aluvial como un área de retardamiento de arena para depositar la escorrentería de sedimentos.

El abanico aluvial ubicado corriente abajo desde el punto de subcontrol, consiste principalmente de depósitos de flujos de escombros con una dimensión máxima de 1.0 metro de diámetro.

Esta situación es considerablemente diferente de aquella del Río Choloma en donde los depósitos de arrastre de fondo están distribuidos uniformemente. Para este tipo de abanico aluvial, es necesario estabilizar el canal del río y también es necesario guiar los flujos de inundación hacia el curso del río corriente abajo, sin inundar más allá del abanico aluvial.

En este plan, los malecones tienen por finalidad guiar los flujos de sedimentos sin inundar más allá del abanico aluvial y proteger los depósitos a lo largo del curso del río para que no se inunden. El plan de la instalación propuesta está indicada a continuación:

- En la parte superior del abanico aluvial del Río del Zapotal, el gradiente del lecho del río es de 1/25. Una serie de trabajos de consolidación están planificados para controlar la dirección de los flujos de escombros.
- Los malecones están planificados a lo largo de la ribera izquierda del Río del Zapotal para guiar los flujos de inundación del Río Blanco.
- También están planificados malecones a lo largo de la ribera derecha del Río del Zapotal para evitar la inundación de sedimentos en el Río de Armenta y para asegurar un área transversal suficiente en este río con la finalidad de mejorar su capacidad de transporte de sedimentos.
- Los trabajos de consolidación están planificados en el área corriente abajo del Río Chiquito para controlar la dirección del flujo.
- Cerca a la salida del valle del Río de Armenta, no existe actualmente diferencia de altura entre el lecho del río existente y el banco del río. Ya que el huracán Fifi causó la inundación de los flujos de sedimentos hacia la ribera derecha, es necesario planificar un malecón para evitar las inundaciones desde dicha ribera derecha.
- Con la finalidad de estabilizar el curso del Río Blanco en la sección corriente abajo desde la confluencia del Río el Zapotal y el Río de Armenta, se planifica un trabajo de consolidación en el punto de control de diseño. También están planificados trabajos en las cauces en el curso del río, corriente abajo de este trabajo de consolidación, con la finalidad de estabilizar el curso del río.

b) **Áreas Montañosas**

En las áreas montañosas corriente arriba de los puntos de subcontrol, se planifican presas de control para controlar la producción de sedimento y la descarga desde los

depósitos del lecho del río con la finalidad de evitar depósitos de sedimentos anormales en los abanicos aluviales de estos ríos.

(a) Río del Zapotal

En el área corriente arriba a partir del punto de subcontrol, están planificadas cinco (5) presas de control en los tramos en los cuales los gradientes de los lechos del río varían desde $1/19$ a $1/10$.

(b) Río de Armenta

En el área corriente arriba desde el punto de subcontrol, están planificadas cuatro (4) presas de control en el tramo en el cual los gradientes del lecho del río están en el rango de $1/19$ a $1/13$.

(c) Río Chiquito

No se planifica presas de control, ya que este río produce menos sedimentos y el abanico aluvial corriente abajo del río es lo suficientemente grande para balancear la producción de sedimento y la descarga desde la cuenca.

Como se indicó arriba en forma individual, nueve (9) presas de control, trabajos de consolidación y malecones están planificados para asegurar el objetivo del 100% de depósito de los sedimentos calculados. Las ubicaciones de estas instalaciones están mostradas en las *Figuras* de D.3.8(2) y D.3.9(2).

3) Cuenca del Río Santa Ana

El plan de la instalación propuesta para esta cuenca se resume a continuación:

a) Área de Planicie

- El área corriente abajo a partir del punto de subcontrol del Río Santa Ana, es la sección erosionada y depositada repetidamente. En esta sección se requerirán trabajos de consolidación y de cercado del lecho del río junto con los muros de contención, considerando el gradiente actual. Está planificado un (1) trabajo en las cauces para mantener el curso actual del río.

b) Área Montañosa

- En el área corriente arriba del punto de subcontrol, con la finalidad de asegurar el depósito de sedimentos en más de 50%, siete (7) presas de control están

planificadas en los tramos en los cuales los gradientes del lecho del río varían de 1/20 a 1/11.

Como se indicó arriba, un total de siete (7) presas de control junto con los trabajos en las cauces están planificados para obtener 100% del depósito de los sedimentos calculados. La ubicación de las instalaciones propuestas están mostradas en las Figuras D.3.8(3) y D.3.9(3).

4) Cuenca del Río Piedras

El plan de las instalaciones para esta cuenca está resumido a continuación:

a) Area de planicie

- El área corriente abajo del punto de subcontrol, tiene un gradiente de lecho de río que varía de 1/30 a 1/100 y el canal del río en esta área es erosionado y sedimentado repetidamente. En esta sección, presas de consolidación y cercos de los lechos de río están planificados para soportar los trabajos de muros de contención existentes, así como también están planificados trabajos en las cauces para mantener el curso del río considerando el gradiente actual de su lecho.

b) Area Montañosa

- En el área corriente arriba a partir del punto de subcontrol, con la finalidad de asegurar un depósito de sedimento mayor de 50%, están planificadas cinco (5) presas de control en el tramo en el cual los gradientes del lecho de río varían de 1/19 a 1/15.
- Para las dos (2) tributarias de la Qda. de Palmeras y la Qda. Santa Ana, el abanico aluvial ha desarrollado tanto que pueden ocurrir desastres de sedimento. Para mitigar estos probables desastres, se planifica una (1) presa de control contra los flujos de escombros en cada salida de valle de las tributarias.

Como se indicó arriba siete (7) presas de control y trabajos en las cauces están planificados para cumplir con el 100% de depósito de las cantidades calculadas de sedimento. Las ubicaciones de estas instalaciones están mostradas en las Figuras D.3.8(4) y D.3.9(3).

El balance de sedimento de las instalaciones propuestas para estas cuatro (4) cuencas están resumidas y mostradas en la Tabla D.3.7 y los datos de las instalaciones propuestas y existentes están mostradas en las Tablas D.3.8(1)~(4) y D.3.9.

3.3.4 Secuencia de las Prioridades de Construcción de las Instalaciones

Las prioridades de las instalaciones propuestas fueron determinadas como sigue. La secuencia de prioridad de cada instalación propuesta está clasificada en tres (3) rangos, siendo la superior la A, intermedia B e inferior C.

a) La Prioridad A implica lo siguiente:

- La construcción de la presa de control principal cerca de la salida del valle tendrá prioridad sobre las otras presas, debido a su efectividad en hacer frente a los flujos de escombros para una cuenca de drenaje más amplia. Además, tanto en el Río Choloma como en el Río Blanco, la efectividad del área de retardamiento de arena de la sección corriente abajo es mejorada aun más con la construcción de esta presa de control principal.
- Las construcciones de algunas presas de consolidación son requeridas para controlar la descarga de sedimento a las áreas corriente abajo.
- Las construcciones de algunos malecones son requeridas para controlar el torrente del flujo de sedimento y la inundación de agua.

b) Prioridad B implica lo siguiente:

- Tanto en la cuenca del Río Choloma como en la cuenca del Río Blanco en donde no están planificados los trabajos en las cauces, el número de presas de control que pueden conjuntamente hacerse cargo de un 30% (incluyendo la capacidad de atrapar sedimentos) del total del volumen de descarga de sedimentos calculado está planificado secuencialmente empezando por la presa inferior. Se considera que este conjunto de presas de control puede controlar la porción mayor del flujo de escombros.
- Tanto en la cuenca del Río Santa Ana como del Río Piedra en donde los trabajos en las áreas de la planicie están planificados parcialmente, el número de presas de control que conjuntamente pueden hacerse cargo del 50% (incluyendo la capacidad de atrapar sedimentos) del volumen total calculado de descarga de sedimento, un criterio para el inicio de ejecución de los trabajos en las cauces, es planificada secuencialmente empezando por la presa inferior.

c) Prioridad C implica lo siguiente:

- Todas aquellas instalaciones que no han sido mencionadas anteriormente están en el rango de la Prioridad C.

Las prioridades para las instalaciones propuestas están listadas en las Figuras D.3.8 (1)~(4).

4. AREAS CON PELIGRO POTENCIAL DE FLUJO DE ESCOMBROS

4.1 Topografía Azotada

El cono aluvial, la pendiente coluvial, el cono de talud y los abanicos aluviales existentes en la vecindad de los límites de las formas de terreno que dividen la región montañosa y las planicies, son formas de terrenos que han sido o están siendo labrados en las faldas de las montañas y en planicies aluviales mediante el movimiento de sedimentos procedentes de las montañas.

Parte de los conos aluviales actualmente formados y de los abanicos, son realmente sedimentos inundados llevados por el flujo de escombros y depositados en las desembocaduras de los valles, etc., en donde se declinan los gradientes del río.

Podemos decir que ésta es una evidencia considerable del lavado y depósito de flujo de escombros y/o desastres de sedimentos ocurridos en el pasado. Ya que la ocurrencia del flujo de escombros, etc., se repite cada cierto período de tiempo, las áreas alrededor de estas formas de terreno probablemente continuarán experimentando los mismos casos. A partir de tales factores de formación del paisaje, se pueden determinar los movimientos pasados de los flujos de escombros y de sedimentos. Consecuentemente, usos adecuados del terreno pueden ser recomendados para reducir el riesgo de futuros desastres de sedimentos.

4.2 Area en Peligro por el Flujo Potencial de Escombros

A partir de las fotografías aéreas en blanco y negro (1:40,000) tomadas en 1992, se puede predecir el alcance de los flujos de escombros futuros y se pueden indicar en mapas topográficos las áreas en peligro (refiérase a la Figura D.4.1(1)~(4)).

En este documento, las áreas en peligro fueron identificadas haciendo referencia a los datos obtenidos de las formas de los terrenos y también al método utilizado en Japón para identificar las áreas con peligro de flujo de escombros. A continuación se presenta un resumen de los métodos de designación.

1) Regiones con Registros Pasados de Flujos de Escombros

Las áreas con peligro de flujos de escombros pueden ser estimadas mediante la referencia de los registros pasados de inundaciones y sedimentación.

2) Regiones sin Registros Pasados

Las áreas con peligro para las regiones sin registros pasados pueden estimarse a través de comparaciones con regiones cercanas similares que cuentan con dichos registros. Además, las áreas con peligro pueden ser establecidas por división de las formas de terrenos en planicies inferiores del valle y abanicos aluviales.

(a) Planicie inferior del valle

- Puntos de origen de la inundación:

La confluencia de las tributarias, punto en donde se ensanchan los canales de corriente que forman un cuello de botella, punto de cambio de gradiente, curvas en los canales de corriente. La sedimentación se inicia probablemente a un gradiente del lecho del río de 8 grados o menos.

- Punto en donde finaliza la sedimentación:

Gradiente de 3 grados (cerca de 1/20) en superficie con forma original del terreno.

- Espesor de sedimento inundado:

Dependiendo de la escala del flujo de escombros y del ancho del lecho de la corriente, los depósitos pueden tener un espesor de hasta 10 metros aunque usualmente tienen de 5~6 metros de espesor.

- Areas con peligro:

Todas las superficies de terrenos entre el punto de origen de la inundación y el punto en donde finaliza la sedimentación que son susceptibles a la acumulación de sedimento (refiérase a la *Figura D.4.2*).

(b) Abanicos Aluviales

- Los puntos de inicio de sedimentación en la desembocadura del valle, parte superior del abanico, puntos en donde cambia el gradiente, curvas en los canales de la corriente. La sedimentación se inicia posiblemente en gradientes de lecho de ríos de 10 grados o menos.

- Los puntos en donde finaliza la sedimentación poseen un gradiente de 3 grados.
- El espesor de sedimento desbordado es de 3~5 metros para el flujo de escombros, 2~3 metros o menos para el flujo de sedimento.
- Las áreas con peligro son, en términos de la dirección longitudinal, las áreas entre los puntos de inicio de la sedimentación y el punto en donde finaliza la sedimentación. En una superficie plana, el área está determinada por su topografía, pero se considera usualmente que forma un arco de cerca de 40 grados o menos a partir de la desembocadura del valle. Sin embargo, existe también muchas instancias en las cuales la totalidad de la superficie aluvial se encuentra en una zona con peligro. Conociendo la cantidad del flujo de escombros, podemos estimar su ancho corriente abajo y consecuentemente, el área con peligro, el cual tendrá cerca de 10 veces este ancho.

5 ESTUDIO DE FACTIBILIDAD EN EL RIO CHOLOMA

5.1. Generalidades

El estudio de factibilidad ha sido realizado para la cuenca del Río Choloma. Los resultados del Estudio del Plan Maestro fueron investigados a fondo. Las medidas urgentes fueron estudiadas y los diseños preliminares fueron llevados a cabo.

Como medidas urgentes están planificadas las dos (2) presas de control en las corrientes media e inferior del Río Majaine y Río La Jutosa, y las dos (2) presas de consolidación están planificadas en la planicie inundada. Una está ubicada ligeramente corriente abajo de la confluencia del Río Majaine y el Río La Jutosa y la otra está cerca corriente arriba del puente de la carretera nacional.

El huracán Fifi depositó en 1974 voluminosos sedimentos en esta planicie inundada. La formación de un curso lineal de agua en esta planicie luego de las inundaciones de 1974 ha resultado en el serpenteo gradual del curso del río. En esta planicie inundada existen huellas de erosión de río probablemente causadas por el huracán Fifi. Además, también se observan recientes áreas erosionadas por el serpenteo.

Granito, rocas graníticas gneis y depósitos de terraza de la era Holocena yacen en la sección que abarca desde la corriente media hacia el área corriente abajo tanto del Río Majaine como del Río La Jutosa. Depósitos de terraza, depósitos en el lecho del río y en planicies inundadas, yacen en el área del Río Choloma en donde los trabajos de consolidación están planificados y principalmente las rocas graníticas gneis son observadas en áreas montañosas en ambas riberas.

5.2 Instalaciones de Control de Erosión

5.2.1 Plan de la Instalación

El plan adaptado de la instalación contra la erosión se muestra en la *Tabla D.5.2* y en las *Figuras D.5.1* y *D.5.2(1)~(3)* y el balance de sedimentos en la *Tabla D.5.1* y en la *Figura D.5.3*. Las condiciones siguientes fueron consideradas durante el cálculo de la instalación de control de la erosión.

1) Río Choloma (área corriente abajo de la confluencia del Río Majaine y el Río La Jutosa)

a) Condiciones del Río Choloma

A partir del análisis de las fotos aéreas y de las investigaciones en el sitio, las características de este río pueden ser resumidas de la manera siguiente:

- La región a lo largo del Río Choloma en la vecindad del puente de la carretera nacional es un área urbana, mientras que la mayor parte del área corriente arriba, es utilizada para el pastizaje.
- En 1954, el curso del agua era muy serpenteado con agua corriendo a lo largo de la ribera derecha.
- El curso del agua desde el paso del huracán Fifi ha sido mantenido hasta la actualidad casi en la misma posición.

Las condiciones de esta región dañada por el huracán Fifi son las siguientes:

- El canal del río, el cual existía antes de 1974 (el cual puede decirse que es el mismo que el de 1974), fue enterrado casi completamente bajo los sedimentos descargados.
- Los sedimentos durante las inundaciones cubrieron la totalidad de la terraza inferior en el lado norte de la carretera que conecta la ciudad de Choloma con la Nueva Jutosa. La acumulación de sedimento en la ribera izquierda del canal del río en 1974, fue casi de una profundidad uniforme de 1.0 metro y menos de 0.5 metros de profundidad en la ribera derecha.
- La confluencia del canal del río antes de 1974 y el canal recientemente formado por las inundaciones (el mismo que el actual canal del río) puede ser hallada en un área de alrededor de 18.885 Km que es la distancia figurativa del canal de río diseñado (igual que arriba).

- Ya que el cieno y la arena fina, superpuestas a los depósitos de la planicie inundada, están distribuidas desde el puente de la carretera nacional hasta un máximo de 19.195 Km, se considera que casi toda la planicie inundada puede ser sumergida como resultado del efecto contracorriente del puente de la carretera nacional por la inundación debido al paso del huracán Fifi.

Desde que el huracán Fifi ocasionó la acumulación de sedimentos con una profundidad casi uniforme en esta región, cambios en los relieves topográficos y en los gradientes no han sido observados en esta área en comparación con las condiciones antes del paso del huracán. Por esa razón, mientras se mantenga la presente topografía en esta región, es posible el almacenamiento de sedimento. Sin embargo, la experiencia ganada por las inundaciones muestran un influjo posible de los sedimentos descargados hacia el área urbana de la ciudad Choloma.

Las condiciones presentes del río son las siguientes:

- En el área corriente abajo de la confluencia del río La Jutosa y el Río Majaine se observó serpenteo debido a la confluencia del Río La Jutosa.
- A una distancia alrededor de 21.5 Km el curso del agua está orientado hacia la ribera derecha (hacia el lado del antiguo canal del río) indicando tendencias de inundaciones hacia el antiguo canal del río.
- En el área a 20.5 Km corriente abajo, se pueden observar serpenteos relativamente regulares a intervalos de 350 - 700 metros.

La *Figura D.5.4* muestra un diagrama del historial de los cursos de la corriente principal desarrollado mediante el análisis de las fotografías aéreas.

b) Medidas para el Río Choloma

Para el plan de control de erosión y sedimentos, las políticas básicas se resumen a continuación:

- Ya que el área cubierta por los depósitos de sedimento durante el paso del huracán Fifi podría ser afectado nuevamente por los flujos de sedimento, el área está planificada como un área de retardamiento de sedimento para los sedimentos desbordados.
- Un malecón es planificado en la sección corriente arriba del área urbana Choloma para proteger dicha área urbana de las inundaciones y flujos de sedimento.

- Será necesaria la reubicación de algunas personas y propiedades hacia el lado corriente arriba de los malecones.
- Los trabajos de consolidación se planifican para los siguientes propósitos:
 - (1) Para mantener el curso actual, previniendo el serpenteo y la turbulencia.
 - (2) Para prevenir la erosión fijando el curso de agua
 - (3) Para asegurar la capacidad de almacenamiento de sedimentos manteniendo las condiciones topográficas actuales de la planicie inundada.
 - (4) El propósito de la instalación inferior corriente abajo, la presa de consolidación No.1 tiene por finalidad el suavizar los desbordamientos de agua directos hacia el puente de la carretera nacional que es un paso estrecho.
- Mantener la capacidad de descarga existente en el curso de agua del plan.

(a) Malecón

Considerando la posibilidad de que un curso de agua pueda cambiar, se determinó la ubicación del malecón y los resultados fueron mostrados en la *Figura D.5.5 (1)*. El contenido y detalles del plan de disposición de los malecones son los siguientes:

- El extremo corriente abajo del malecón fue planificado para estar localizado en la presa de consolidación No.1, el cual es la presa de consolidación más lejana corriente arriba. En este sitio es donde convergen subcursos de agua dispersados de la planicie inundada. Este también es la sección superior corriente arriba especificada en el plan de ríos.
- El alineamiento del malecón y el mecanismo de flujo de inundación fue formado en un ángulo exacto para mantener el malecón a salvo de ser atacado directamente por las inundaciones y para dirigir el agua inundada suavemente corriente abajo.
- El extremo corriente arriba del malecón está planificado en el lado corriente abajo de la intersección de la ribera derecha de la tributaria, Qda. del Dante y el camino que conecta la ciudad de Choloma a la Nueva Jutosa, debido a que es preferible tratar con la descarga de sedimentos procedentes de la Qda. del Dante.

(b) Trabajos de Consolidación

A continuación se explican los puntos resaltantes de los trabajos de consolidación (refiérase a las Figuras D.5.5(1)~(3) y D.5.6):

- Los trabajos de consolidación están planificados para ser realizados en la corriente superior del área urbana de Choloma, desde la distancia de 18.885 Km hasta la distancia de 21.235 Km con la finalidad de controlar la producción y descarga de sedimento.

La ubicación de los trabajos de consolidación no está afectada por la turbulencia causada por la confluencia del Río La Jutosa y es positivamente una zona segura para los trabajos de consolidación. El extremo superior de los trabajos de consolidación se inicia en donde el movimiento del curso de agua resultante de la confluencia del Río La Jutosa pasa a ser uniforme.

- Los trabajos de consolidación están alineados de tal forma que las presas de consolidación adyacentes están alineadas una con la otra. Se considera que la erosión del banco puede ser protegida por el efecto del control del ángulo y no se requieren trabajos de muros de contención. Sin embargo, el canal del río deberá ser excavado parcialmente por motivo de mantenimiento, luego de la implementación.
- El gradiente de diseño del lecho del río es fijado en 1/180. El gradiente promedio del lecho del río de la sección de diseño relevante es de 1/120. Ya que el gradiente de diseño es comúnmente tomado entre 1/2 - 2/3 del gradiente original del lecho del río, el gradiente de diseño del lecho del río relevante fue estimado como 1/240 - 1/180.

Para prevenir la descarga de sedimentos debido a inundaciones medianas o de pequeña escala procedentes del área de los trabajos de consolidación propuestos, el así llamado equilibrio estático del gradiente del lecho del río es estudiado y aplicado para el área con la finalidad de prevenir la destrucción de la capa de blindaje.

Mediante el cálculo de la fuerza de arrastre crítico de la grava del lecho del río utilizando la fórmula de Iwagaki y asumiendo que la profundidad media hidráulica es cercanamente igual a la profundidad del agua, el equilibrio estático de la gradiente del lecho del río puede ser obtenido de la manera siguiente:

$$U^2 = U^*C^2$$

$$g \times h \times I = 80.9 \times d$$

Por lo tanto, $I = ((80.9 \times d)/(g \times 10^2))^{10/7} \times (B/(n \times Q))^{6/7}$

en donde,

- U*2 : Velocidad de fricción
- U*C2 : Velocidad de fricción crítica
- g : Aceleración de la gravedad
- h : Profundidad del agua
- I : Gradiente del lecho del río
- d : Diámetro del grano
- B : Ancho del río
- n : Coeficiente de rugosidad
- Q : Descarga de agua

Se asumió una descarga de agua igual al resultado durante un período de retorno de cinco (5) años, es decir, de 300 metros cúbicos por segundo (m^3/s). El ancho del río fue fijado en 150 metros equivalente al ancho actual del río. El coeficiente de rugosidad fue fijado en 0.04 y el diámetro del grano fue fijado en un valor de 0.07 metros, el cual es el diámetro de grano de 90% de la grava considerada que está formada con capa protectora (refiérase a "Resultados del Análisis del Tamaño de la Partícula de los Materiales del Lecho del Río en el Río Choloma" en el Informe Suplementario E para SEDIMENTOLOGY).

El gradiente de equilibrio estático resultante del lecho del río que puede ser obtenido a partir de la fórmula mostrada arriba es de 1/180.

- Un total de siete (7) presas de consolidación adyacentes fueron tendidas a intervalos de 350 metros. Ya que estos intervalos buscan en primer lugar el estabilizar el serpenteo del canal del río en la sección de arrastre, se considera la construcción de lechos fijos a intervalos menores que la longitud de onda promedio del serpenteo actual para contribuir con la estabilización del canal del río.
- Tipo de presa de consolidación

La presa de consolidación en el extremo corriente arriba está amenazada con ser golpeada por los flujos de escombros procedentes del área corriente arriba, por lo que se considera apropiada el uso de una presa de concreto de tipo de gravedad el cual posee una resistencia altamente confiable.

Un gradiente de diseño del lecho del río es fijado en este plan, pero la fluctuación futura del lecho del río es difícil de predecir. Por lo tanto, las presas de consolidación

requieren flexibilidad. De conformidad se planea una estructura de tipo gavión para las otras presas de consolidación, No.2 a No.6.

2) Río Majaine

(1) Corriente abajo de la confluencia con el Río del Ocotillo

La medida básica para esta sección es la construcción de una presa de control principal para controlar la descarga de sedimentos de tal forma que puedan ser transportados en forma segura corriente abajo. Sin embargo, el lado corriente abajo de esta sección no posee las condiciones topográficas adecuadas para el sitio de la presa.

Además, cuando una presa de gran escala es construída en esta sección, una influencia negativa acompañada por los depósitos de sedimentos se extenderá hacia las casas vecinas. Por lo tanto, en esta sección, es difícil construir cualquier presa de control que tenga un efecto suficiente de control de sedimento. Con la finalidad de proteger ésta sección de los desgastes del lecho del río causada por las crecidas, una serie de presas de consolidación son planificadas para suprimir el retransporte de depósitos inestables en el lecho del río. Los contenidos y detalles de este plan son los siguientes:

- Ya que un abanico aluvial está localizado a una distancia de alrededor de 23.0 Km, la zona corriente abajo de aquel punto es considerada área de sedimento depositado. Por lo tanto, es necesario consolidar los depósitos de sedimento distribuídos en la parte superior del abanico. El fijar un curso del río en la parte superior del abanico también será efectivo en la supresión de la fluctuación horizontal en el curso del río en los abanicos aluviales.

Ya que los tamaños de los granos en los depósitos del lecho del río en esta sección son relativamente finos, se considera la medida contra la erosión secundaria.

- Dos (2) presas de consolidación son planificadas para esta sección.
- Debido a que el método general para la construcción de presas de consolidación indica que "el intervalo apropiado para las presas de consolidación adyacentes se encuentran en el rango de 1.5 a 2 veces el ancho del río", esta sección puede requerir tres (3) presas de consolidación.

Sin embargo, ya que la cresta de la presa es de cerca de dos (2) metros, hay menos mérito en planificar tres (3) presas en esta sección.

- El gradiente del lecho del río está diseñado en 1/100 que es cerca de la mitad (1/2) del gradiente del lecho del río existente.

(2) Corriente Arriba de la Confluencia con el Rfo del Ocotillo

En esta sección, tanto el Rfo Majaine como el Rfo del Ocotillo son rfos característicamente montañosos. Sus condiciones presentes y el plan de instalaciones propuestas están escritas a continuación:

a) Rfo del Ocotillo

- El Rfo del Ocotillo posee una suave gradiente de lecho del río, excluyendo la vecindad de la confluencia del Rfo Majaine y las huellas existentes que indican transporte de sedimento son sólo depósitos de viejo flujos de escombros. Con la finalidad de controlar el flujo de escombros, están planificadas tres (3) presas de control cerca de la confluencia en donde los gradientes del lecho del río, fluctúan entre 1/27 a 1/14.

b) Rfo Majaine

- Las características topográficas y las condiciones geológicas actuales del Rfo Majaine son tan pobres como las del Rfo La Jutosa en donde avanza la devastación. Está pronosticado que la devastación del Rfo Majaine empeore en el futuro. Además, las huellas de los sedimentos descargados son nuevas y se piensan que son actualmente una fuente importante de sedimentos hacia la corriente abajo.

Está planificado una presa de control principal en la vecindad de la confluencia para controlar la descarga de sedimento.

También las otras tres presas de control están planificadas corriente arriba de la presa principal en donde los gradientes del lecho del río fluctúan de 1/36 a 1/15. Un total de cuatro (4) presas de control están planificadas para asegurar el mismo porcentaje de establecimiento de sedimentos que para el Rfo La Jutosa.

- La presa de control principal está planificada a una distancia de 25.72 Km para asegurar el control de sedimento tanto como sea posible con la finalidad de estabilizar los depósitos del lecho del río distribuidos en el área vecina y ligeramente corriente arriba de la confluencia en donde el ancho del valle se expande y controla la descarga de sedimento procedentes de la cuenca.

3) Río La Jutosa

(1) Área Corriente Abajo del Río La Jutosa

El plan de las instalaciones para ésta sección tiene por finalidad prevenir el transporte de los depósitos de sedimento causados por el huracán Fifi. Ya que esta área no posee ningún sitio adecuado para una presa de control grande y elevar el lecho del río puede ejercer una influencia negativa en la Nueva Jutosa, los trabajos de consolidación están planificados tal como se describe a continuación. Este plan se muestra en las Figuras D.5.7 y D.5.8.

- Ya que la sección elegida para los trabajos de consolidación se encuentra en el área en cuya parte superior se encuentran los depósitos de escombros originados por el paso del huracán Fifi, está planificada entre las distancia de 23.835 Km y 24.8 Km del Río, en donde también es requerida la corrección angular del curso del río.
- El gradiente del lecho del río está diseñado en 1/60, el cual es cerca de la mitad (1/2) del gradiente del lecho del río existente. El gradiente de diseño de 1/60 también es el gradiente para detener el flujo de escombros.
- Las presas de consolidación están planificadas a cada 100 metros reflejando un intervalo apropiado de cerca de 1.5~2 veces del ancho del río.

(2) Área desde la corriente media hasta la corriente superior del Río La Jutosa

En el área corriente arriba de los trabajos de consolidación, están planificadas presas de control para elevar el efecto de control de los sedimentos en la vecindad del punto inicial en donde se desbordan los flujos de escombros.

- Está planificado una (1) presa de control principal a 26.535 Km en donde pueda obstruir la descarga de los depósitos de flujos de escombros distribuidos en la parte inferior del valle y en donde la presa principal con una altura posible puede ser construída para obtener mayor efecto de control de sedimento.

Como está indicado arriba, un total de 10 presas de control, trabajos de consolidación, área de retardamiento de arena incluyendo un (1) malecón, están planeados para asegurar el 100% del objetivo de establecimientos de sedimentos.

5.2.2 Prioridad de la Construcción de las Instalaciones

El concepto básico de la prioridad está descrita en el párrafo 3.3.4. La ubicación de estas instalaciones propuestas y sus prioridades se muestran en la Figura D.5.1.

5.3 Diseño de las Instalaciones

5.3.1 Selección de las instalaciones urgentemente requeridas

Las instalaciones que requieren una pronta implementación, son las siguientes:

a) Malecón

Un malecón es indispensable para proteger la ciudad Choloma de los desastres de sedimento.

b) Presas de Control Principal

Debido a que el porcentaje de depósitos de sedimentos acumulados hasta la fecha en la cuenca del Rfo Choloma es tan bajo como 2%, esta área requiere urgentemente la construcción de una presa de control de sedimentos. Se ha planificado una (1) presa de control principal de gran escala en cada uno de los puntos inferiores corriente abajo del Rfo Majaine y del Rfo La Jutosa, llamadas respectivamente presa de control Majaine (presa de control No.1) y presa de control La Jutosa (presa de control No.9).

c) Presa de Consolidación No.1

La presa de consolidación No.1 es necesaria para satisfacer el plan de canalización de ríos corriente abajo, con el objeto de dirigir suavemente el flujo de agua proveniente del área corriente arriba hacia las áreas corriente abajo dirigidas al puente de la carretera nacional; prevenir la socavación del lecho del río; mantener la capacidad de almacenamiento de sedimentos y convertirse en la instalación principal de los trabajos de consolidación.

d) Presa de consolidación No.7

Esta instalación es necesaria para mantener el curso presente en el área de retardamiento de arena y para ejecutar el control de angularidad.

El porcentaje de establecimiento de sedimento que puede ser obtenida mediante la construcción de éstas instalaciones urgentemente requeridas es de 34%. Esto es mostrado en detalle en la *Tabla D.5.3.*

5.3.2 Resultados de la Inspección Geológica

1) Reseña de la inspección

Con la finalidad de obtener los datos necesarios para el diseño de las instalaciones de control de erosión, se llevaron a cabo inspecciones de rutas y perforaciones geológicas en los cuatro (4) sitios propuestos para la construcción de instalaciones principales. Estas áreas fueron propuestas basadas en el Estudio de Planificación Maestro. Los sitios de perforación son mostrados en las *Figuras D.5.9(1)~(4)*.

Tabla Instalaciones Inspeccionadas

Instalación	Río	Profundidad y Cantidad
Presa de control No.1	Río Majaine	10 metros x 4
Presa de control No.9	Río La Jutosa	10 metros x 4
Presa de consolidación No.1	Río Choloma	10 metros x 1
Presa de consolidación No.7	Río Choloma	10 metros x 1

Nota: Las pruebas estándar de penetración fueron conducidas en cada metro.

2) Resultados de las inspecciones en sitio

(1) Presa de control No.1 (Presa Majaine) en el Río Majaine

a) Condiciones topográficas y geológicas

La elevación de este sitio es de 135 metros. Está localizado es una sección corriente abajo. El ancho del valle en las inmediaciones del sitio propuesto es de cerca de 100~130 metros y se pueden observar varias superficies de terrazas. Una terraza media se extiende hacia la ribera izquierda y está cubierta de conos aluviales formados por sedimento provenientes de las tributarias de la ribera izquierda.

Las pendientes de las laderas en la ribera derecha presentan una suave pendiente de talud en la sección inferior y vertientes acantiladas con una gradiente de aproximadamente 40 grados desde la sección superior. En la ribera derecha de la sección corriente arriba del sitio se encuentra una terraza baja y un área plana desarrollada a partir del resultado de la erosión de dicha terraza baja. La sección corriente arriba de esta área es un desfiladero.

El área de inspección está por debajo de los depósitos Cuaternarios consistentes en depósitos de terraza, depósitos de talud, depósitos de cono aluvial y los depósitos existentes en el lecho del río que se superponen a las rocas del lecho. Las rocas del

lecho principalmente distribuidas en las pendientes montañosas están compuestas de granodiorite y granito de la era Cretácea al Neógeno. Los depósitos Cuaternarios pueden ser observados en la parte inferior del valle. Los resultados de la inspección de la ruta son mostrados en la *Figura D.5.9(1)*.

b) Perforación exploratoria

La perforación exploratoria fue realizada en cuatro (4) puntos: en el centro del eje de la presa principal, en las riberas tanto derecha como izquierda del eje de la presa y en el centro del eje de la subpresa. Los resultados de la inspección se muestran en la *Figura D.5.10(1)*.

El perfil geológico sintético del Río Majaine es mostrado en la *Figura D.5.11(1)*.

c) Comentarios

(a) Estrato de soporte

La capacidad de soporte del lecho de rocas del sitio inspeccionado compuesto por granodiorite y granito, habilita su utilización como estrato de soporte. Sin embargo, ya que la presa principal no estará en contacto con el lecho de rocas, el lecho de grava que forma los depósitos del lecho del río y los depósitos de las terrazas será utilizado como el estrato de soporte para la presa principal. Ya que la presa secundaria también no estará en contacto con la roca del lecho, la capa de arena y grava será utilizada como el estrato de soporte para la presa secundaria.

(b) Penetración del flanco

Ya que los afloramientos de granito se producen en la ribera izquierda en donde está la sección del flanco de la presa principal, el flanco del lado izquierdo penetrará en la roca granítica. Y debido a que los depósitos del talud que cubren los depósitos de la terraza baja yacen en la ribera derecha, la punta del flanco del lado derecho sólo puede alcanzar la roca del lecho granodiorite si el flanco penetra 3 - 4 metros en los depósitos.

Sin embargo, ya que la distancia horizontal desde la sección del flanco a las rocas de los lechos es de alrededor de 5~7 metros, el flanco podrá penetrar en el cieno guijoso y arena formando depósitos de taludes.

El flanco de la presa secundaria puede penetrar el sedimento formando depósitos de taludes en la ribera derecha y el lecho de grava que forma los depósitos de terraza media, en la ribera izquierda.

(c) Trabajos de protección de lecho

Ya que el lecho del río entre la presa principal y la presa secundaria consiste de arena y grava y no tiene resistencia contra los desgastes, es necesario planificar un entablado frontal. Asimismo, ya que las paredes laterales tanto en las secciones de la ribera derecha e izquierda son de arena y grava y, por lo tanto, ambas carecen de resistencia contra la erosión lateral, es necesario planificar paredes de protección lateral.

La sección corriente abajo de la presa secundaria posee depósitos densos de arena y grava. Para proteger la sección corriente abajo contra el desgaste, es necesario planificar trabajos de protección del lecho utilizando bloques de concreto.

(d) Estabilidad de la pendiente periférica contra la sedimentación.

Fijando el gradiente de diseño de sedimentación-gradiente de sedimentos acumulados-en $1/28.6$ será posible producir una longitud de área de sedimentación en el intervalo de 658 metros corriente arriba desde la presa de control. El área de sedimentación pronosticada está mostrada en la *Figura D.5.12(1)*.

La socavación resultante de la sedimentación no causará deslizamientos de tierras o colapso de pendientes periféricas al área de sedimentación. La acumulación no acarreará problemas topográficos.

(2) Presa de control No.9 (Presa Jutosa) en el Río La Jutosa

a) Condiciones Topográficas y Geológicas

Este sitio de inspección yace en el área de la corriente media del Río La Jutosa y su altura es de unos 215 metros. El ancho del valle en las inmediaciones del sitio propuesto es de unos 200 metros y la superficie de la terraza y risco cada uno de los cuales está dividido en superficie de terrazas y riscos baja, media y alta, pueden observarse en la parte inferior del valle. La superficie del valle es plana y suavemente escarpada. Una depresión con un ancho de unos 20 metros, el cual se piensa que es el canal de un viejo río, es observado en la superficie de la terraza alta en el lado de la ribera izquierda.

El canal del río existente corre corriente abajo a lo largo de la ribera derecha del valle y a lo largo del canal existente del río, se puede observar un risco acantilado, que se eleva unos 2~5 metros sobre el nivel del agua. A lo largo de las cauces torrenciales se puede observar las huellas de colapsos y desgastes debido a la erosión causada por las inundaciones.

Las pendientes de las laderas en la ribera derecha poseen gradientes que fluctúan entre 35 y 40 grados y con una altura de 40 a 50 metros sobre el nivel del agua. Las pendientes de las laderas en la ribera izquierda poseen gradientes que varían desde 35 a 40 grados.

El lecho de rocas en esta área está compuesto por granodiorite de la era Cretácea y Neógena, tanto con granito y porphyrite ambos mezclándose con el granodiorite. Los depósitos de terraza, depósitos de taludes, depósitos de conos aluviales y depósitos de lecho del río existentes de la era cuaternaria, todos los cuales se sobreponen al lecho de rocas yacen en este sitio de inspección. El lecho de rocas se extiende a través del área montañosa y los depósitos Cuaternarios están densamente distribuidos en las parte inferior del valle. Los resultados de la inspección de la ruta se muestran en la *Figura D.5.9(2)*.

b) Perforación exploratoria

Fueron realizados perforaciones exploratorias en cuatro (4) puntos: en el centro del eje de la presa principal, en ambas riberas derecha e izquierda del eje de la presa principal y en el centro del eje de la subpresa. Los resultados de las inspecciones se muestran en la *Figura D.5.10(2)*. El perfil geológico resumido se muestra en la *Figura D.5.11(2)*.

c) Comentario

(a) Estrato de soporte

Ya que las rocas del lecho de este sitio inspeccionado consiste de grano diorite, granito y porphyrite, la capacidad de soporte permitirá el uso de rocas de lecho como capa de soporte. Sin embargo, ya que las presas principal y secundaria no estarán en contacto con las rocas del lecho, el lecho de grava que yace en la roca del lecho será utilizada como estrato de soporte para ambas presas.

(b) Penetración del flanco

Ya que el granito y porphyrite del lecho de roca están expuestas al despeñadero de la sección del flanco de la ribera derecha de la presa principal, el flanco penetrará en la roca del río. Los depósitos de taludes que cubren los depósitos

de la terraza alta yacen en la ribera izquierda. Sin embargo el flanco en la ribera izquierda sólo puede alcanzar las rocas del lecho de granodiorite si penetra de 2~3 metros en los depósitos.

El flanco de la ribera derecha de la presa secundaria puede penetrar en el granodiorite del lecho de rocas mientras que el flanco de la ribera izquierda puede penetrar en la capa de arena y grava de los depósitos de arena y grava.

(c) Trabajos de protección del lecho

Ya que la sección del lecho del río entre la presa principal y la presa secundaria consiste de arena y grava y no posee resistencia contra los desgastes, es necesario planificar un entablado frontal. Ya que las paredes laterales tanto en la sección de la ribera derecha como de la izquierda son de arena y grava y por lo tanto ambas carecen de resistencia contra la erosión lateral, es necesario planificar paredes de protección lateral.

La sección corriente abajo de la presa secundaria posee depósitos densos de arena y grava. Para proteger la sección corriente abajo del desgaste, es necesario planificar los trabajos de protección del lecho utilizando bloques de concreto.

(d) Estabilidad de la pendiente periférica contra la sedimentación

Fijando el gradiente de diseño de sedimentación en 1/23 posiblemente producirá una longitud del área de sedimentación que fluctúa desde 515 metros corriente arriba a partir de la presa de control. El área pronosticada de sedimentación se muestra en la *Figura D.5.12(2)*.

La socavación resultante de la sedimentación no causará el colapso de las pendientes perisféricas del área de sedimentación ni un deslizamiento de tierra. La acumulación no acarreará problemas topográficos.

(3) Presa de consolidación No.1 en el área corriente abajo del Río Choloma

a) Condiciones topográficas y geológicas

Este sitio de inspección está localizado en una sección ligeramente corriente arriba del Puente Choloma. Una vasta planicie inundada yace en esta área, con un ancho aproximado de 1 Km y una elevación de unos 35~40 metros. El curso actual del río corre corriente abajo y serpentea a lo largo de la ribera izquierda. La ribera derecha es una terraza baja que forma una vasta planicie inundada.

El lecho de rocas en el sitio de inspección consiste de granodiorite de la era Cretácea y Neógena. Depósitos de terraza, depósitos de taludes y depósitos existentes en el lecho del río existente cubren el lecho de roca en este sitio de inspección. En la *Figura D.5.9(3)* se muestra el mapa geológico de la subsuelo.

b) Perforación exploratoria

La perforación exploratoria es llevada a cabo en el centro del eje de la presa principal. Los resultados de la perforación exploratoria se muestran en la *Figura D.5.10(3)*. El perfil geológico sintético es mostrado en la *Figura D.5.11(3)*.

c) Comentario

(a) Estrato de soporte

Ya que el lecho de roca en este sitio inspeccionado consiste de granodiorite, la capacidad de soporte permitirá el uso del lecho de roca como un estrato de soporte. Sin embargo, ya que la presa no estará en contacto con este lecho de roca, el lecho de grava que yace sobre el lecho de rocas será utilizado como el estrato de soporte para la presa.

(b) Penetración del flanco

Ya que tanto las secciones de la ribera derecha como izquierda de la presa yacen bajo la capa de arena y grava, los flancos penetrarán el lecho de arena y grava.

(4) Presa de consolidación No.7 en el área corriente arriba del Río Choloma

a) Condiciones topográficas y geológicas

Este sitio de inspección es una amplia planicie inundada que se extiende desde una sección ligeramente corriente abajo de la confluencia del Río Majaine y el Río La Jutosa hasta la intersección del Río Choloma y el Río Quebrada Guano. La altura del sitio inspeccionado es de aproximadamente 55-60 metros y el ancho de la planicie inundada es de 600~700 metros. El curso de agua existente corre ligeramente cerca a la ribera izquierda.

La geología de este sitio muestra que el lecho de rocas consiste de granodiorite y diorite de la era Cretácea - era Neógena y que los depósitos de terraza, depósitos de taludes y depósitos de lecho de río existente sobresalen el lecho de rocas. La geología indicada arriba es mostrada en la *Figura D.5.9(4)*.

b) Perforación exploratoria

La perforación exploratoria es conducida en el centro del eje de la presa. Los resultados se muestran en la *Figura D.5.10(4)*. El perfil geológico sintético es mostrado en la *Figura D.5.11(4)*.

c) Comentario

(a) Estrato de soporte

Ya que la presa no puede alcanzar este lecho de rocas, la capa de arena y grava que yace sobrepuesta a éste se utiliza como el estrato de soporte para la presa.

(b) Penetración del flanco

La sección de la ribera izquierda de la presa puede alcanzar fácilmente el lecho de rocas compuesto de granodiorite que está distribuída sólo 1~2 metros desde la superficie del risco acantilado de la ribera izquierda. La estructura planificada de la presa muestra que la sección de la ribera derecha de la presa estará ubicada sobre la capa de arena y grava.

5.3.3 Diseño de la Instalación de Control de la Erosión

1) Cálculo de la Descarga de la Instalación de Control de Erosión

La descarga de diseño (utilizado para el diseño de la instalación, antes mencionado) de la instalación de control de la erosión fue calculada basada en el método examinado en el Informe Suplementario A para HYDROLOGY. La descarga de diseño y la descarga pico fueron calculados utilizando la siguiente expresión.

$$Q = (1 + \alpha) \cdot Q_p$$

En donde,

Q : Descarga de diseño (m^3/s)

Q_p : Descarga pico (m^3/s)

α : Razón de concentración de sedimento

a) Descarga pico para el diseño de la instalación de control de la erosión

La descarga de diseño para las instalaciones (p.e. trabajo en las presas) influenciarán fuertemente su seguridad; por ello en adición a la escala de sedimentación diseñada para el plan de control de la erosión, es necesario determinar la escala de las precipitaciones para el diseño.

La descarga de diseño está basado en las fuertes lluvias ocurridas en un período de retorno de 100 años y la más fuerte precipitación en el pasado. Ya que se desconoce el máximo valor registrado de un corto período de lluvias, el cual es importante para el cálculo de la tasa de descarga pico, el cálculo fue efectuado a partir del registro máximo de precipitación en 24 horas (340 mm) y el valor resultante fue comparado con la descarga pico con un probabilidad en exceso de 100 años.

La expresión de la intensidad de las precipitaciones utilizada aquí para estimar la intensidad de la precipitación en un período arbitrario a partir de la precipitación máxima registrada durante 4 horas adoptó la fórmula Iizuka, ya que el tiempo de inspección de la concentración de crecidas en ésta cuenca fue menor de dos (2) horas. Ya que la descarga pico obtenida utilizando la fórmula de Iizuka a partir de la precipitación máxima registrada durante 24 horas fue menor que la descarga pico con una precipitación con probabilidad en exceso de 100 años, la carta fue adoptada como la escala de precipitación para este plan (refiérase a la *Tabla D.5.4*).

Los métodos para determinar el coeficiente de escorrentía mencionada, la fórmula del tiempo de concentración y de la intensidad de las precipitaciones están señaladas en el Informe Suplementario A para HYDROLOGY.

b) Razón de concentración de sedimentos

La razón de concentración de sedimentos fue establecida en 0.2, la cual es utilizada como un valor estándar en las secciones de arrastre en donde las obras de control de erosión aun no han sido implementadas. La descarga de diseño para cada instalación planificada es mostrada en la *Tabla D.5.5*.

2) Cálculo del flujo no uniforme

Con la finalidad de examinar las condiciones actuales del Río Choloma, la influencia de las instalaciones urgentemente requeridas en las condiciones del río y la influencia de los efectos contra corriente del puente de la carretera nacional en las condiciones del río, se llevó a cabo el cálculo del flujo no uniforme.

El cálculo fue realizado para tres (3) casos: descarga de crecida, descarga intermedia y descarga de niveles bajos de agua. Para el nivel inicial de agua, dos (2) casos fueron adoptados: el nivel del agua calculado cuando se planifica el curso del agua y el nivel del agua (EL.38.0 metros) que resultaría si el puente Choloma es obstruido. Los resultados del examen se indican a continuación:

a) Las condiciones presentes del Río Choloma muestran tendencias normales de tener baja descarga de agua.

- Cuando la descarga de nivel bajo de agua fluye normalmente.
- Cuando ocurre crecidas, el gradiente de la superficie del aguas empinado cerca al puente de la carretera nacional. Por lo tanto, es necesario considerar contra medidas en la planificación del río para hacer frente a estos problemas de gradientes.

b) La influencia de la presa de consolidación No.1 (asumiendo que la sección corriente abajo de la presa de consolidación No.1 adopta la corriente de diseño).

- Mediante el empleo del canal de diseño en la sección corriente abajo, el gradiente de la superficie de agua cercano al puente de la carretera nacional es mejorada.
- En la presa de consolidación No.1, el nivel del agua entre el canal de diseño y el canal existente cae en 1.0 metro. Por lo tanto, la altura mínima requerida de la presa es de 1 metro.
- Asumiendo que la cabeza es de 1.0 metro en la presa de consolidación No.1, la descarga de diseño es un flujo subcrítico en este punto. Sin embargo, es un flujo supercrítico entre 18,955 Km y 19,195 Km, corriente arriba de la presa de consolidación No.1.
- Asumiendo que la cabeza es de 2.0 metros en el mismo lugar, la descarga de diseño se convierte en un flujo supercrítico. Sin embargo, es un flujo subcrítico en el 18,995 Km que está localizado corriente arriba desde esta presa.
- La influencia de la presa de consolidación No.1 se extiende hasta una distancia de 19.195 Km , no existiendo diferencias en la longitud de las secciones influenciadas por la cabeza de la presa.
- Si la cabeza de la presa No.1 esta diseñada para que sea de 2.0 metros, el régimen de flujo de la sección corriente arriba de la presa es mejorada.
- Aun si la cabeza de la presa No.1 fuera diseñada de 2.0 metros, el nivel del agua en la sección corriente arriba de la presa no alcanzaría el nivel actual.

c) La influencia de la presa de consolidación No.7 (asumiendo que la cabeza de la presa de consolidación No.1 es de 2.0 metros).

Si la cabeza de la presa de consolidación No.7 fuera diseñada de 1.0 ó 2.0 metros, la influencia de la presa se extendería hasta la sección comprendida entre 21.045 Km y

21.835 Km. La diferencia en el nivel de agua es pequeña entre el nivel del agua actual y los niveles de agua de diseño, aun cuando la cabeza este fijada en 1.0 ó 2.0 metros.

d) La influencia de la contracorriente del puente de la carretera nacional

- La sección afectada por la contracorriente del puente está estimada entre 18.885 Km y 19.195 Km. Las longitudes afectadas estimadas en base al canal actual y los canales diseñados son casi los mismos. Existe una capa fina de sedimento observada en esta sección. Es posible que esta fina capa de sedimento se haya desarrollado por el efecto de contracorriente del puente de la carretera nacional durante el paso del huracán Fifi. El puente colapsó durante la inundación.
- Si el puente de la carretera nacional se obstaculizara durante una inundación, la presa de consolidación No.1 se sumergiría por la contracorriente.

Los resultados son mostrados en la *Figura D.5.13 y D.5.14 (1) ~ (3)*.

3) Diseño preliminar de las instalaciones

(1) Malecón

El malecón tiene por finalidad proteger el área urbana de la ciudad de Choloma de los flujos de sedimento e inundaciones. Por ello, las aguas desbordadas y los flujos de sedimento no podrán inundar el malecón.

(a) La ubicación y alineación del malecón

- El extremo corriente abajo del malecón está localizado en la presa de consolidación No.1.
- El extremo corriente arriba del malecón esta planificado para que coincida con el lado en donde la quebrada del barrial, el cual fluye en la ribera derecha del Río Choloma, intercepte el camino a La Nueva Jutosa. Este arreglo también permitiría que el malecón se hiciera cargo de la descarga de sedimento procedente de la tributaria en el terreno aledaño al río.
- El alineamiento del malecón está planificado de tal manera que forme un ángulo agudo con la dirección del flujo descendente, para prevenir que el malecón sea golpeado directamente por la creciente de agua y para guiar suavemente el flujo de agua desbordada corriente abajo.

(b) El perfil longitudinal del malecón

El perfil longitudinal fue diseñado para satisfacer los siguientes tres (3) puntos:

- La altura del malecón iguala la altura del nivel de agua máximo registrado y obra muerta. La altura del extremo corriente abajo del malecón fue diseñado para que sea de 39.1 metros s.n.m.
- El gradiente longitudinal está diseñado para que cumpla con el gradiente de la creciente-el gradiente del lecho del río creado temporalmente por la inundación. A partir de las inspecciones en campo, el gradiente de la creciente cercana al sitio propuesto está determinado en 1/150.
- El malecón esta diseñado para prevenir inundaciones aun cuando la fluctuación del curso del agua en la sección corriente arriba provoque que la totalidad del agua desbordada se concentre en el malecón. La altura relativa entre la cima del malecón y el nivel del terreno de la planicie inundada en la sección corriente arriba del malecón está determinada como base del cálculo de la profundidad de agua mediante pruebas y errores bajo este requerimiento.

La profundidad de la inundación fue calculada a partir de la siguiente expresión:

$$h = (Q \times n)/(B \times i \times 0.5)^{0.6}$$

en donde,

h : Profundidad de la inundación (m)

Q : Descarga de diseño (=830 m³/s)

n : Coeficiente de rugosidad (=0.04)

i : Gradiente del lecho del río (=1/200: promedio actual del gradiente del lecho del río)

B : Ancho del río (m)

Ya que el sitio propuesto es plano, el valor de B puede ser obtenido a partir de la teoría de Régimen (refiérase al Párrafo 3.2.1) asumiendo el valor de α como 5 tal como se indica a continuación:

$$\begin{aligned} B &= \alpha \cdot \sqrt{Q} && \dots\dots\dots \text{Fórmula de la teoría del régimen} \\ &= 5 \times 830^{0.5} \\ &= 144 \text{ (m)} \end{aligned}$$

Por lo tanto, $h \cong 2$

Dado una obra muerta de 1.0 metro, la altura requerida sería de 3.0 metros. Además, tomando un radio de curvatura de flujo superior a 700 metros, el incremento en el nivel del agua (elevación calculada en el nivel del agua es de 0.2 metros) debido a la curvatura sería insignificante.

(c) La sección transversal estándar del malecón

El cuerpo del malecón está hecho de relleno de tierra. Debido a que el malecón está planificado en una ubicación en donde no estará golpeada directamente por el flujo de escombros, un relleno de tierra es apropiado y económico. Sin embargo, el extremo corriente abajo del malecón cerca a la presa de consolidación No. 1 es planificado para que sea protegida del desgaste mediante gavión. El alineamiento, el perfil longitudinal y la sección transversal estándar del malecón son mostrados en la *Figura D.5.15*. Las dimensiones principales son las siguientes:

Longitud del malecón	:	1,325.0 metros
Nivel de la Cima	:	EL 39.1 ~ 47.9 metros
Pendiente de la Cima	:	1/150

(2) Presa de consolidación No. 1

a) Ubicación

La ubicación de la instalación está planificada a una distancia de 18.885 Km. El cálculo del flujo no uniforme mostró que al ubicar los trabajos de consolidación a dicho punto, se contribuye a estabilizar el régimen de río en la sección comprendida entre 19.2 Km y 19.4 Km.

b) Altura de la presa

Ya que el cálculo del flujo no uniforme muestra que la cabeza de agua de 2.0 metros entre la presa de consolidación y la corriente inferior del lecho del río diseñado puede mejorar el régimen del río en su corriente superior, la cabeza está diseñada para que tenga dicha dimensión. Tomando en cuenta la fijación de la cabeza en 2.0 metros y luego considerando el espesor requerido para el entablado frontal y la conexión con el plan del río corriente abajo desde los trabajos de consolidación, la altura de la presa fue diseñada en 3.4 metros.

c) Aliviadero

La sección transversal del aliviadero fue diseñado para que posea una estructura compuesta de sección transversal para cumplir con la sección transversal de diseño de la

corriente abajo del canal. El centro del aliviadero fue planificado considerando las fluctuaciones del curso previo del río (refiérase a la *Figura D.5.16*) de tal forma que el aliviadero pueda cubrir la mayor parte de dichos cursos.

- La razón de la descarga de diseño del canal de agua de bajo nivel requerida para cumplir con el plan fluvial, fue fijada en $300 \text{ m}^3/\text{s}$, con un período de retorno de 5 años.
- El nivel de agua bajo del canal debe ser diseñado de acuerdo a una sección aguas abajo del cauce del río. El nivel de agua bajo del río es determinada en 40 metros de ancho y 2.6 metros de profundidad. El canal de agua de bajo nivel está localizado en un área que cubre las fluctuaciones del curso del río (refiérase a la *Figura D.5.16*).

Sin embargo, ya que el curso del río en esta área puede aun fluctuar sobre un ancho de cerca de 150 metros, se prevee que un canal de agua de bajo nivel con un ancho estrecho de aproximadamente 40 metros no sea lo suficientemente ancho para dirigir suavemente corriente abajo los flujos de bajo nivel.

Eventualmente, el ancho del canal de agua de nivel bajo será fijado en 150 metros, el cual es lo suficientemente ancho para cubrir todos los cursos pasados y presentes del río y así permitir la guía del flujo de agua aun cuando ocurran fluctuaciones en su curso.

- El ancho del canal de agua de nivel alto será fijada en 300 metros en conformidad con la topografía actual del sitio.
- La profundidad de diseño de la inundación es calculada utilizando la fórmula para el vertedero. Ya que esta facilidad no está en la sección de trabajos en las cauces, la profundidad de diseño de inundación es calculada utilizando el mismo método utilizado para una presa de control.

d) Estructura principal

La estructura principal es básicamente la misma que la de los trabajos de desembocadura de los ríos por las siguientes razones:

- Ya que los materiales del lecho del río consisten principalmente de arena en el sitio propuesto, las circunstancias son generalmente similares a aquellas de los otros ríos comunes.

- Los trabajos de carrera inferior para los ríos son más ventajosos para el mantenimiento del río que las presas de consolidación comunes.

A partir de las razones arriba expuestas, la estructura de la estructura principal es determinada de la siguiente forma:

- La pendiente corriente abajo debe ser igual a la razón de 1:1 que es la pendiente límite superior de un vertedero común. Ya que la estructura principal actúa como un vertedero sumergido durante la inundación, posee una pendiente ligera corriente abajo de tal forma que el flujo de agua pueda correr corriente abajo tan suavemente como sea posible.
- La estabilidad de la estructura principal está calculada para obtener la sección transversal que cumple con la estabilidad requerida.
- En los cálculos de estabilidad, la estabilidad contra las inundaciones y los terremotos es analizada utilizando los parámetros siguientes: peso muerto, fuerza de inercia durante un terremoto, presión de la tierra, presión hidrostática y presión de empuje, los cuales son generalmente aplicados cuando se calcula la estabilidad de los trabajos de la carrera inferior.

e) Trabajos de amortiguamiento del agua

Ya que los sedimentos del lecho del río en el sitio propuesto consisten principalmente de arena gruesa que es, por lo general, similar a la arena encontrada en los ríos comunes, el estrato de soporte puede amenazar con retirarse o sólo la grava gruesa del suelo de fundación puede permanecer, resultando el retiro de materiales finos. Por lo tanto, se requieren medidas de aislamiento apropiadas contra la pérdida de material.

- Se requieren medidas de aislamiento para los trabajos de entablado y de aislamiento de las aguas.
- El entablado frontal está diseñado para que sea lo suficientemente grueso para protegerla de la ruptura mediante la presión de filtración de agua.
- Los trabajos de protección de la pared vertical y del lecho están planificadas para proteger el extremo corriente abajo del entablado frontal contra el desgaste.
- El canal de agua de bajo nivel está asegurado mediante paredes laterales. Las paredes laterales están diseñadas de concreto de gravedad para proteger el lecho del río contra el desgaste.

f) Lecho principal

- Con la finalidad de estabilizar las condiciones del canal corriente abajo durante las crecidas es necesario que el lecho principal tenga el mismo gradiente que el de los lechos secundarios. Por ello, el lecho principal será estructurado con una altura de caída similar a la del lecho secundario. Además, el lecho principal está planificado con un entablado frontal, trabajos de aislamiento, paredes verticales y trabajos de protección del lecho.

La estructura de la presa de consolidación No.1 se muestra en la *Figura D.5.17*. La reseña de esto está resumida a continuación:

Altura	:	3.4 metros (altura efectiva : 2.0 metros)
Longitud	:	395.0 metros
Nivel de cresta	:	EL.34.80

(3) Presa de consolidación No.7

a) Ubicación

El sitio de la instalación fue planificada a una distancia de 21.235 Km tal como se describe en el párrafo 5.2.1

b) Altura de la Presa

Los resultados del cálculo del flujo no uniforme indican que una cabeza inferior es más deseable. Ya que ésta instalación tiene por finalidad mejorar la angularidad, la altura de la presa se fija en 3 metros, la cual es la altura mínima requerida para la descarga de creciente recolectada en el aliviadero sin escavar el lado corriente arriba de la presa No.7.

c) Aliviadero

- La sección transversal del aliviadero corresponde a la descarga de diseño y su ancho está determinado en 150 metros.
- Ya que ésta presa no se encuentra en la región de los trabajos de canal, la profundidad de la inundación de diseño está calculada mediante el mismo método aplicado para la presa de control.

d) Estructura principal

Ya que las condiciones en el lecho del río en el sitio seleccionado para la instalación son similares a las de las otras instalaciones de control de erosión, la estructura principal está diseñada basada en el mismo método que las presas de control. El nivel del agua está basada en la descarga de diseño. El ancho de la cima está designada en 2.0 metros.

e) Trabajos de amortiguamiento de agua

- En el diseño de los trabajos de amortiguamiento de agua, se aplica el concepto de la presa de consolidación común. Con la finalidad de proteger la corriente descendente procedente del entablado frontal contra el desgaste, se diseñan paredes verticales y revestimientos. Para la pared vertical se considera una profundidad de penetración de cerca de 3 metros. La longitud de los trabajos de muros de contención está diseñada para una longitud igual que el entablado frontal.

El diseño preliminar de la presa de consolidación No.7 se muestra en la *Figura D.5.18*.

La reseña de la presa de consolidación es mostrada a continuación:

Altura (altura efectiva)	:	3.0 metros (1.5 metros)
Longitud	:	528.0 metros
Nivel de cresta	:	EL54.74 metros

(4) Presas de control

a) Ubicación de la presa

- Presa de control No.1 (Presa Majaine):

El sitio de la presa está localizado a 25.620 Km en donde relativamente una gran escala de las descargas de sedimento ambas procedentes de la corriente principal y de un ramal de la ribera izquierda pueden ser controladas.

- Presa de control No.9 (Presa Jutosa):

El sitio de la presa está ubicado a 26.535 Km en donde es posible estabilizar una gran escala de depósitos de escombros a lo largo del curso existente del río. Asimismo, una presa de control de gran escala es efectiva para controlar la producción y descarga de sedimento procedente de la cuenca.

b) Tipo de presa de control

- Dado que los resultados de la investigación geológica muestran que ambos estratos de fundación de las dos presas son de lecho de grava y no de roca, las presas son diseñadas como presas de gravedad del tipo flotante.

c) Altura de la presa

- Ambas presas son las instalaciones principales de las cuencas. La altura de la presa está planificada en 14 metros, la cual es en general la máxima altura de una presa de control de tipo flotante, con la finalidad de obtener la mayor efectividad posible.

d) Estructura principal

- El diámetro de los cantos rodados en el sitio de presa Majaine es menor de 1 metro. El ancho de la cresta está diseñada en una dimensión estándar de 2 metros. Sin embargo, para la presa Jutosa, el ancho de la cresta está calculada en una dimensión de 2.5 metros que aproximadamente duplica el diámetro de los cantos rodados, ya que el diámetro máximo de los cantos rodados en la presa Jutosa es de 1 metro o más.
- El gradiente de la pendiente corriente abajo en la presa principal está diseñada generalmente para tener un valor de 1:0.2 y el del lado superior está diseñado para cumplir con los resultados del análisis de estabilidad.

e) Trabajos de amortiguamientos de agua

- Las dos presas de control, No.1 y No.9 están planificadas en los sitios compuestos del lecho de grava los cuales son vulnerables al desgaste. Con la finalidad de proteger las presas corriente abajo contra el desgaste, se asignan la subpresa, el entablado frontal y las paredes laterales como trabajos de amortiguamiento para cada presa contra el desgaste debido a las caídas de agua.

Los diseños preliminares de las dos presas de control se muestran en la *Figura D.5.19* y D.5.20. Las reseñas de las mismas son mostradas a continuación:

Tabla Dimensiones Generales de la Presa de Control

Presa de Control	Altura	Longitud	Nivel de Cresta
Presa Majaine (1)	14.0 m (11.5 m)	197.0 m	EL.139.60 m
Presa Jutosa (9)	14.0 m (11.2 m)	209.0 m	EL.220.90 m

Nota: 14.0 m (11.5 m): altura de presa (altura efectiva)

5.4 Plan de Control de Erosión Local

1) Corriente montañosa sujeta a erosión local

Corrientes montañosas que pueden causar flujos de escombros están reportadas en "El reporte sobre la inspección de las corrientes montañosas dañinas y regiones afectadas por los flujos de escombros". Los resultados extraídos son mostrados en la *Figura D.5.21*.

2) Contramedida contra la corriente montañosa dañina

Las contramedidas contra las corriente montañosas dañinas están clasificadas en dos (2): estructurales y no estructurales. Las contramedidas estructurales involucran la construcción de instalaciones tales como presas de control, para proteger el área en peligro de los desastres de sedimento. Una de las contramedidas no estructurales es el sistema de alarma de inundaciones de escombros para notificar a los residentes locales con anticipación para que se refugien en un lugar seguro.

La construcción de contramedidas estructurales tales como, presas de control son costosas y algunas veces difíciles de completar a tiempo. Además, cuando un desastre de sedimento a escala es inesperadamente grande y excede lejos la escala diseñada de las contramedidas, las vidas de los residentes locales pueden ser amenazadas y sus propiedades serían dañadas. Por ello, es indispensable establecer contramedidas no estructurales para la supuesta área en peligro.

Ya que las contramedidas no estructurales están explicadas en el Capítulo 11 del Reporte Principal, sólo las contramedidas estructurales examinadas están escritas a continuación:

3) Política para las contramedidas estructurales

Las políticas básicas para las contramedidas estructurales son las siguientes:

- Descargas de sedimento están planificadas para ser interceptadas en la corriente superior de aquellas corrientes.
- Ya que el huracán Fifi produjo una gran cantidad de escombros en la cuenca del Río Choloma, la cantidad de descargas de sedimento está planificada en la misma escala que la descarga de sedimento ocasionada por el huracán Fifi.

- Debido a que es difícil predecir exactamente la fuente y suministro de sedimento, las instalaciones planificadas consisten principalmente en presas de control para interceptar los flujos de escombros.
- El efecto de la presa de control está evaluada basada en el volumen de descarga de sedimento controlada y el volumen de sedimento atrapada.
- Ya que es exactamente aceptado que el gradiente de sedimentos acumulados sea 2/3 del gradiente del lecho del río existente para una corriente montañosa pequeña con un gradiente de pendiente relativamente empinada, el efecto de la presa de control está estimada en base al gradiente de sedimento acumulado.

$$V_h = 1.5 \times N \times B \times h_2$$

en donde,

V_h : Capacidad de retención de flujos de escombros

$1/N$: Gradiente original del lecho del río

B : Ancho promedio del área de sedimento

h_2 : Altura efectiva de la presa

- El área amenazada con ser inundada o sumergida está planeada para estar equipada con trabajos en las cauces.

4) Plan de instalación

Las instalaciones propuestas del plan de control de erosión local están mostradas en la *Figura D.5.21 y Tabla D.5.6.*

TABLAS

TABLA D.1.1 CARACTERISTICAS DEL SISTEMA DE DRENAJE

River Basin	A km ²	L km	EL km	A/L ²	H/L	N/A	EL/A	H	N	L/SL	A/L
Rio Choloma	71.64	22.350	189.200	0.14	0.042	4.55	2.64	939	326	0.12	3.21
Rio Majaine upstream †	12.91	11.350	42.200	0.10	0.077	6.12	3.27	871	79	0.27	1.14
Rio del Ocotillo	13.51	7.080	47.400	0.27	0.103	6.74	3.51	731	91	0.15	1.91
Remains	8.21	2.550	15.800	0.13	-	2.80	1.92	-	23	0.16	3.22
Rio Majaine	34.63	13.900	105.400	0.18	0.065	5.57	3.04	900	193	0.13	2.49
Rio La Jutosa	20.39	17.750	67.750	0.06	0.050	5.59	3.32	895	114	0.26	1.15
Remains	16.62	4.600	16.050	0.78	-	1.14	0.97	-	19	0.28	3.61
Rio Blanco	43.90	14.150	92.070	0.22	0.099	1.91	2.10	1395	84	0.15	3.10
Rio del Zapotal	19.93	14.050	36.800	0.10	0.099	1.51	1.84	1395	30	0.38	1.42
Rio de Armenta	13.88	9.150	28.350	0.17	0.130	1.51	2.04	1190	21	0.32	1.52
Rio Chiquito	9.97	5.200	26.800	0.37	0.071	3.31	2.69	370	33	0.19	1.92
Remains	0.12	0.120	0.120	-	-	-	-	-	-	-	1.00
Rio Santa Ana	37.63	13.850	49.300	0.20	0.109	1.20	1.31	1510	45	0.28	2.72
Rio Santa Ana	22.39	10.400	41.150	0.21	0.140	1.34	1.86	1460	30	0.25	2.15
Remains	15.24	6.750	13.150	0.33	-	0.98	0.86	-	15	0.51	2.26
Rio Piedras	30.87	13.650	50.600	0.17	0.093	1.23	1.64	1275	38	0.27	2.26
Rio Piedras †	20.09	8.950	35.100	0.25	0.134	1.49	1.75	1195	30	0.26	2.24
Remains	2.43	2.500	2.500	0.39	-	0.82	1.03	610	2	1.00	0.97
Qda. Santa Ana	5.48	5.100	8.300	0.21	0.225	1.09	1.51	1150	6	0.61	1.07
Remains	2.78	4.700	4.700	-	-	-	-	-	-	1.00	0.59

Note / Nota : These values were derived from the 1:2,000 scale topographic maps / Estos valores fueron derivados utilizando mapas topograficos en escala 1:2,000

† : Upper reaches of the confluence of Rio del Ocotillo / Tramo superior de la confluencia del Rio del Ocotillo
 ‡ : Upper reaches of the valley mouth / Tramo superior de la semboCADURA del valle

A : Drainage area / Area de cuenca

L : Main stream length / Longitud principal del cauce

EL : Total stream length / Longitud total del cauce

A/L² : Basin form ratio / Proporción de forma de cuenca

H/L : Average bed slope gradient / Pendiente promedio del lecho

N/A : Valley density / Densidad de valle

EL/A : Drainage density / Densidad de drenaje

H : Difference of elevation / Diferencia de elevación

N : Number of valley / Numero del valle

A/L : Mean basin width / Anchura promedio de cuenca

TABLA 6.2 PORCENTAJE DE AREA COLAPSADAS EXISTENTES

Drainage Basin Control point	D.A km ²	A km ²	Ca x10 ³ m ²	Rr %
① Rio Majaine	34.63	33.49	163.73	0.48
② Rio La Jutosa	20.39	18.29	67.32	0.36
Remains	16.62	10.04	25.71	0.26
△ Rio Choroma Total	71.64	61.82	256.76	0.41
① Rio del Zapotal	17.92	17.92	165.75	0.92
② Rio de Armenta	9.02	9.02	47.45	0.52
③ Rio Chiquito	7.47	6.98	2.70	0.03
Remains	9.49	5.29	3.10	0.06
△ Rio Blanco Total	43.90	39.21	219.00	0.55
Rio Santa Ana	9.44	9.44	89.45	0.95
① Rio Santa Ana	12.95	12.95	36.18	0.28
Remains	15.24	6.20	5.25	0.08
△ Rio Santa Ana Total	37.63	28.59	130.88	0.46
① Rio Piedras	20.09	20.09	16.40	0.08
Remains	10.78	6.68	1.20	0.02
△ Rio Piedras Total	30.87	26.77	17.60	0.07

Note/Nota :

Drainage basin : Cuenca de drenaje

△ : Design control point / Punto de control para diseño

① : Sub-control point and Number / Punt de sub-control y Numero

Remains : Remains of drainage area / Restos en area de cuenca

D.A : Drainage area / Area de cuenca

A : Mountain slope area / Area de montañosa

Ca : Collapsed slope area / Area colapsada

Rr : Ratio of collapsed slope area / Porcentaje de area de colapsos
(= Ca/A×100)

TABLA D.2.2 DERRUMBAMIENTOS EXISTENTES

River Basin Name, Stream Order and Number C.P Nombre del Rio, Orden de La Corriente y Numero de Cuenca	Drainage Area		Collapse /		Derrumbamiento	
	Drainage Area (DA) km ²	Mountain Slope Area (A) km ²	Collapsed Slope Area (Ca) m ²	Occupied Ratio (Cr) %	Volume (Vc) m ³	Residual Volume (Vru) m ³
① Rio Majaine 5-1-1	34.63	33.49	163730	0.48	163730	16373
② Rio La Jutosa 4-3	20.39	18.29	67320	0.36	67320	6732
Remains	16.62	10.04	25710	0.26	25710	2571
△ Rio Choloma Basin	71.64	61.82	256760	0.41	256760	25676
① Rio del Zapotal 4-1-1	17.92	17.92	165750	0.92	165750	16575
② Rio de Armenta 3-3-1	9.02	9.02	47450	0.52	47450	4745
③ Rio Chiquito 3-5,3-6	7.47	6.98	2700	0.03	2700	270
Remains	9.49	5.29	3100	0.06	3100	310
△ Rio Blanco Baisin	43.90	39.21	219000	0.55	219000	21900
① Rio Santa Ana 4-1-1	22.39	22.39	125630	0.56	125630	12563
Remains	15.24	6.20	5250	0.08	5250	525
△ Rio Santa Ana Basin	37.63	28.59	130880	0.46	130880	13088
① Rio Piedras 3-1-2	20.09	20.09	16400	0.08	16400	1640
Remains	10.78	6.68	1200	0.02	1200	120
△ Rio Piedras Basin	30.87	26.77	17600	0.07	17600	1760

Note/Nota :

Average collapsed depth / Profundidad promedio de derrumbamiento=1.0m

Residual ratio of collapsed mass deposits on the slope / Porcentaje remanente de derrumbamiento=10%

C.P, △ : Design control point / Punto de control de diseño

① : Sub-control point & Number / Punto de sub-control y numer

Remains : Remains of drainage area / Restos en area de cuenca

DA : Area de cuenca

A : Area de montañosa

Ca : Collapsed slopa Area / Area de cuesta derrumbada

Cr : Radio ocupado (=Ca/A×100)

Vc : Volume of collapsed mass deposits / Volumen de depositos masa de derrumbamiento (=Ca×1.0m)

Vru : Residual unstable deposits of existing past collapsed area (=Vc×10%)

Depositos residuales inestables existentes del area derrumbada anteriormente

TABLA D.2.3 DEPOSITOS EN EL CAUCE DEL RIO

River Basin Name , Stream Order and Number C.P Nombre del Rio , Orden de La Corriente y Numero de Cuenca	Drainage Area (DA) km ²	Riverbed Deposits (Vbu) m ²
① Rio Majaine 5-1-1	34.63	483535
② Rio La Jutosa 4-3	20.39	352345
Remains	16.62	149315
△ Rio Choloma Baisn	71.64	985195
① Rio del Zapotal 4-1-1	17.92	212305
② Rio de Armenta 3-3-1	9.02	88520
③ Rio Chiquito 3-5,3-6	7.47	105020
Remains	9.49	32680
△ Rio Blanco Basin	43.90	438525
① Rio Santa Ana 4-1-1	22.39	325740
Remains	15.24	92775
△ Rio Santa Ana Basin	37.63	418515
① Rio Piedras 3-1-2	20.09	266820
Remains	10.78	60540
△ Rio Piedras Basin	30.87	327360

Note/Nota :

C.P, △ : Design control point / Punto de control de diseño

① : Sub-control point & number / Punto de sub-control y numero

Remains : Remains of drainage area / Restos en area de cuenca

DA : Area de cuenca

Vbu : Unstable riverbed deposits

Depositos inestables en el lecho del rio

TABLA D.2.4 DEPOSITOS INESTABLES A LO LARGO DEL CURSO DEL RIO

River Basin Name , Stream Order and Number C.P Nombre del Rio , Orden de La Corriente y Numero de Cuenca	Drainage Area (DA) km ²	Unstable Dep. along the River Course (Vcu) m ³
① Rio Majaine 5-1-1	34.63	1644404
② Rio La Jutosa 4-3	20.39	4762845
Remains	16.62	7173159
△ Rio Choloma Baisn	71.64	13580408
① Rio del Zapotal 4-1-1	17.92	725490
② Rio de Armenta 3-3-1	9.02	104700
③ Rio Chiquito 3-5,3-6	7.47	135250
Remains	9.49	6370125
△ Rio Blanco Basin	43.90	7335565
① Rio Santa Ana 4-1-1	22.39	157245
Remains	15.24	472505
△ Rio Santa Ana Basin	37.63	629750
① Rio Piedras 3-1-2	20.09	878650
Remains	10.78	798100
△ Rio Piedras Basin	30.87	1676750

Note / Nota :

C.P, △ : Design control point / Punto de control de diseño

① : Sub-control point & number / Punto de sub-control y numero

Remains : Remains of drainage area / Restos en area de cuenca

DA : Area de cuenca

Vcu : Unstable deposits along the river course

Depositos inestables a lo largo del curso del rio

TABLA D.2.5 VOLUMEN DE DEPOSITOS INESTABLES

River Basin Name , Stream Order and Number C.P Nombre del Rio , Orden de La Corriente y Numero de Cuenca	DA km	Vru x10 ³ m ²	Vbu x10 ³ m ³	Vcu x10 ³ m ³
① Rio Majaine 5-1-1	34.63	16.8	483.6	1644.4
② Rio La Jutosa 4-3 Remains	20.39	6.8	352.2	4760.4
△ Rio Choloma Basin	16.62	2.5	149.3	7168.1
① Rio del Zapotal 4-1-1	71.64	26.1	985.1	13572.9
② Rio de Armenta 3-3-1	17.92	16.5	212.2	725.5
③ Rio Chiquito 3-5,3-6 Remains	9.02	4.8	88.5	97.5
△ Rio Blanco Basin	7.47	0.3	105.1	112.8
① Rio Santa Ana 4-1-1	9.49	0.4	32.7	6370.1
Remains	43.90	22.0	438.5	7305.9
△ Rio Santa Ana Basin	22.39	12.5	325.9	157.2
① Rio Piedras 3-1-2	15.24	0.5	92.9	472.5
Remains	37.63	13.0	418.8	629.7
△ Rio Piedras Basin	20.09	1.6	266.8	878.7
	10.78	0.2	50.6	798.1
	30.87	1.8	327.4	1676.8

Note/Nota : C.P, △ : Design control point / Punto de control de diseño
 ① : Sub-control point & number / Punto de sub-control y numero
 Remains : Remains of drainage area / Restos en area de cuenca
 DA : Drainage area / Area de cuenca
 Vru : Residual unstable deposits of existing past collapsed area
 Depositos residuales inestables existentes del area derrumbada anteriormente
 Vbu : Unstable riverbed deposits
 Depositos inestables en el lecho del rio
 Vcu : Unstable deposits along the river course
 Depositos inestables a lo largo del curso del rio

TABLA D.3.1 PRODUCCION DE SEDIMENTOS DE AREAS NUEVAS Y AREAS DERRUMBADAS EN EXPANSION

C.P	Drainage Basin Cuenca de Drenaje	D.A km ²	A km ²	rl %	dl m	L0 m	W0 m	d0 m	V1 x10 ³ m ³
	Rio Choloma Basin								
①	Rio Majaine	34.63	33.49	9.68	1.0				3241.7
②	Rio La Jutosa	20.39	18.29	9.68	1.0				1770.5
	Remains	16.62	10.04	9.68	1.0				972.0
△	Rio Choloma (Total)	71.64							5984.2
	Rio Blanco Basin								
①	Rio del Zapotal	17.92	17.92	9.68	1.0				1734.5
②	Rio de Armenta	9.02	9.02	9.68	1.0				873.1
③	Rio Chiquito	7.47	6.98	9.68	1.0				675.7
	Remains	9.49	5.29	9.68	1.0				512.2
△	Rio Blanco (Total)	43.90	39.21						3795.5
	Rio Santa Ana Basin								
①	Rio Santa Ana	22.39	22.39			33760	2	1	67.4
	Remains	15.24	6.02			13500	2	1	27.0
△	Rio Santa Ana (Total)	37.63	28.59			47260	2	1	94.4
	Rio Piedras								
①	Rio Piedras	20.09	20.09			25470	2	1	51.0
	Remains	10.78	6.68			10680	2	1	21.4
△	Rio Piedras (Total)	30.87	26.77			36150	2	1	72.4

Note/Nota :

C.P, △ : Design control point / Punto de control de diseño
 ① : Sub-control point and number / Punto de sub-control y numero

Remains : Remains of drainage area / Restos en area de cuenca

D.A : Drainage area / Area de cuenca

A : Mountain slope area / Area montañosa

rl : Ratio of collapsed area occurred in 1974
 / Porcentaje de area de derrumbamiento ocurrio en 1974

dl : Average collapsed depth
 / Profundidad promedio de pendiente derrumbadas

L0 : Zero order valley length / Longitud del valle de orden cero

W0 : Zero order valley width / Ancho del valle de orden cero

d0 : Thickness of zero order valley deposits
 / Espesor de depositos en el valle de orden cero

V1 : Sediment yield of newly and expanding collapsed area
 / Produccion de sedimentos en areas nuevas y areas derrumbados en expansion

Value of L0, W0, and d0 have been estimated based on aerial photo-interpretation and field investigations

[Rio Choloma and Rio Blanco]

$$V1 = A \times rl \times dl$$

[Rio Santa Ana and Rio Piedras]

$$V1 = L0 \times W0 \times d0$$

TABLA D.3.2 CALCULO DE DESCARGA DE INUNDACION

River Basin River Name	Stream Order	A	Main Stream			W	T ₀	T ₁	T	R _{2.1}	r	f	Q
			H ₁	H ₂	H								
Rio Choloma Basin													
Rio Majaine 4-1		12.91	317	103	214	5560	26	30	56	340	68	0.73	178
Rio del Ocotillo 4-2		13.51	377	103	274	3200	12	30	45	340	71	0.70	187
Rio Choloma 4-1, 4-2		26.42											365
			103	75	28	1530	55	7					
Rio Choloma 5-1-1		34.63	75	68	7	2020	289	16	79	340	63	0.67	406
Rio La Jutosa 4-3		20.39	549	68	481	8650	18	30	71	340	65	0.67	247
Rio Choloma 4-3, 5-1-1		55.02											653
			68	65	3	690	200	5					
Rio Choloma		71.64	65	31	34	4050	119	23	107	340	58	0.64	739
Rio Blanco													
Rio Armenta 3-3-1		9.02	500	120	380	2000	5	30	40	340	72	0.80	144
Rio Armenta 3-3		9.31	120	76	44	1980	45	9	49	340	70	0.80	145
Rio del Zapotal 4-1-1		17.92	940	160	780	4500	6	30	51	340	69	0.80	275
Rio del Zapotal 4-1		19.93	160	76	84	3600	43	17	68	340	66	0.80	292
Rio Chiquito 3-5, 3-6		7.47	240	160	80	2000	25	10	40	340	72	0.80	120
Rio Chiquito 4-3		9.97	160	60	100	4000	40	19	59	340	68	0.80	151
Rio Santa Ana													
Rio Santa Ana 4-1-1		22.39	1200	150	1050	8200	8	30	69	340	65	0.80	323
Rio Santa Ana 4-1		37.63	150	64	86	4200	49	20	89	340	61	0.80	510
Rio Piedras													
Rio Piedras 3-1-1, 3-1-2		20.09	1000	69	931	7500	8	36	66	340	66	0.80	295
Rio Piedras 4-1		30.87	69	66	3	4600	1533	37	103	340	58	0.80	398

Note:

A (km²) = Catchment area / Area de cuenca

H₁ (m) = Highest elevation(segment) / Elevacion mas alta

H₂ (m) = Lowest elevation(segment) / Elevacion mas bajo

H = H₁ - H₂

L (m) = Length of watercourse(segment) / Longitud del canal

W = Average flood velocity / Velocidad media del flujo (3.5=(L/H≤100), 3.0=(200≥L/H>100), 2.1=(L/H>200))

T₀ (min) = Arrival time from a upstream point to the calculation point along the river (L/W)

T₁ (min) = Arrival time of flood concentration from at a rainfall point on mountainous slope to the river course

T (min) = Arrival time of flood concentration to the calculation point

R_{2.1} (mm/24 hour) = Maximum recorded 24-hour rainfall / Lluvia maxima recuerda de diaria

r = Average rainfall intensity within the time of flood concentration / Intensidad media de lluvia

f = Run-off coefficient / Coeficiente de escorrentia

Q (cu.m/sec) = Peak discharge / Descarga pico, Q = 0.2778 · f · r · A (Rational formula)

TABLA D.3.3 PRODUCCION DE SEDIMENTOS DEBIDO A LA EROSION DE LAS RIBERA DEL RIO

River Basin Name, Stream Order and Number C.P Nombre del Rio, Orden de La Corriente y Numero de Cuenca	D.A km ²	Lz m	Wo m	Wf m	Hb m	V4 m ³
① Rio Majaine 5-1-1	34.63	-	-	-	-	246360
② Rio La Jutosa 4-3	20.39	-	-	-	-	212480
Remains	16.62	-	-	-	-	598570
△ Rio Choloma Basin	71.64	-	-	-	-	1057410
① Rio del Zapotal 4-1-1	17.92	-	-	-	-	67872
② Rio de Armenta 3-3-1	9.02	-	-	-	-	6200
③ Rio Chiquito 3-5, 3-6	7.47	-	-	-	-	39300
Remains	9.49	-	-	-	-	325760
△ Rio Blanco Baisin	43.90	-	-	-	-	439132
① Rio Santa Ana 4-1-1	22.39	-	-	-	-	5000
Remains	15.24	-	-	-	-	181350
△ Rio Santa Ana Basin	37.63	-	-	-	-	186350
① Rio Piedras 3-1-2	20.09	-	-	-	-	84624
Remains	10.78	-	-	-	-	91600
△ Rio Piedras Basin	30.87	-	-	-	-	176224

Note/Nota :

C.P, △ : Design control point / Punto de control de diseño

① : Sub-control point & number / Punto de sub-control y numero

Remains : Remains of drainage area / Restos en area de cuenca

D.A : Drainage area / Area de cuenca

Lz : Length of unstable deposits area along the river
/ Longitud de area de depositos inestables a lo largo del rio

Wo : River width of ordinary water level / Ancho normal del nivel de agua del rio

Wf : River width of high water level / Ancho del nivel de agua alta en el rio

Hb : Eroded depth of river bank / Profundidad de las riberas

V4 : Sediment yield due to river bank erosion

/ Produccion de sedimentos debido a la erosion de la ribera del rio

TABLA D.3.4 PRODUCCION DE SEDIMENTOS DE DISEÑO

C.P	Drainage Basin Cuenca de Drenaje	D.A km ²	V1 x10 ³ m ³	V2 x10 ³ m ³	V3 x10 ³ m ³	V4 x10 ³ m ³	V10 x10 ³ m ³
	Rio Choloma Basin						
①	Rio Majaine	34.63	3241.7	16.8	483.6	246.4	3988.5
②	Rio La Jutosa	20.39	1770.5	6.8	352.2	212.5	2342.0
	Remains	16.62	972.0	2.5	149.3	598.8	1722.6
△	Rio Choloma (Total)	71.64	5984.2	26.1	985.1	1057.7	8053.1
	Rio Blanco Basin						
①	Rio del Zapotal	17.92	1734.5	16.5	212.2	67.9	2031.1
②	Rio de Armenta	9.02	873.1	4.8	88.5	6.2	972.6
③	Rio Chiquito	7.47	675.7	0.3	105.1	39.3	820.4
	Remains	9.49	512.2	0.4	32.7	287.8	833.1
△	Rio Blanco (Total)	43.90	3795.5	22.0	438.5	401.2	4657.2
	Rio Santa Ana Basin						
①	Rio Santa Ana	22.39	67.4	12.5	325.7	5.0	410.8
	Remains	15.24	27.0	0.5	92.8	181.4	301.8
△	Rio Santa Ana (Total)	37.63	94.4	13.0	418.5	186.4	712.6
	Rio Piedras						
①	Rio Piedras	20.09	51.0	1.6	266.8	84.6	404.0
	Remains	10.78	21.4	0.2	60.6	91.6	173.8
△	Rio Piedras (Total)	30.87	72.4	1.8	327.4	176.2	577.8

Note/Nota :

C.P, △ : Design control point / Punto de control de diseño

① : Sub-control point and number / Punto de sub-control y numero

Remains : Remains of drainage area / Restos en area de cuenca

D.A : Drainage area / Area de cuenca

V1 : Sediment yield of newly and expanding collapsed area

Produccion de sedimentos en areas nuevas y areas derrumbados en expansion

V2 : Residual collapsed sediment yield of existing past collapsed area

Produccion de sedimentos residuales existentes debido a areas derrubadas anteriormente

V3 : Sediment yield of surrounding riverbed area

Produccion de sedimentos alrededor en el area de lecho del rio

V4 : Sediment yield due to river bank erosion

Produccion de sedimentos debido a la erosion de la ribera del rio

V10 : Design sediment yield (V10=V1+V2+V3+V4)

Produccion de sedimentos de diseño

**TABLA D.3.5 DESCARGA DE SEDIMENTOS CONTROLADA
NATURALMENTE**

River Name , Stream Order and Number C.P Nombre de Rio , Orden de La Corriente Numero de Cuenca	D, A km ²	le m	b m	R, A m ²	d m	V20 x10 ³ m ³
Rio Choloma Basin						
① Rio Majaine 5-1-1	34.63	-	-	-	-	2696.0
② Rio La Jutosa 4-3	20.39	-	-	-	-	1379.9
Remains	16.62	-	-	-	-	2548.9
△ Rio Choloma (Total) 5-1	71.64	-	-	-	-	6624.8
Rio Blanco Basin						
① Rio del Zapotal (upstream) 4-1-1	17.92	-	-	-	-	357.7
Rio del Zapotal (Sub-total) 4-1	19.93	-	-	-	-	1550.5
② Rio de Armenta (upstream) 3-3-1	9.02	-	-	-	-	197.2
Rio de Armenta (Sub-total) 4-2	13.88	-	-	-	-	1092.1
③ Rio Chiquito (upstream) 3-5, 3-6	7.47	-	-	-	-	586.1
Rio Chiquito (Sub-total) 4-3	9.97	-	-	-	-	1102.8
Remains	0.12	-	-	-	-	111.2
△ Rio Blanco (Total) 5-1	43.90	-	-	-	-	3856.6
Rio Santa Ana Basin						
① Rio Santa Ana 4-1-1	22.39	-	-	-	-	20.0
Remains	15.24	-	-	-	-	286.6
△ Rio Santa Ana (Total)	37.63	-	-	-	-	306.6
Rio Piedras						
① Rio Piedras 3-1-1, 3-1-2	20.09	-	-	-	-	40.0
② Rio Piedras 3-1	22.52	-	-	-	-	127.2
③ Qda. Santa Ana 3-2	5.48	-	-	-	-	24.0
Remains	2.87	-	-	-	-	96.0
△ Rio Piedras (Total)	30.87	-	-	-	-	247.2

Note/Nota :

C.P, △ : Design control point / Punto de control de diseño

 ① : Sub-control point & number / Punto de sub-control y numero

Remains : Remains of drainage area / Restos en area de cuenca

D, A : Drainage area / Area de cuenca

le : Storage section length along the river course
/ Longitud de la seccion de almacenaje a lo largo del curso del rio

b : Storage section width / Anchura de la seccion de almacenaje

R, A : Storage area / Area de almacenaje (=le × b)

d : Deposit thickness / Espesol del depositos

V20 : Naturally controlled sediment discharge along the river course

/ Descarga de sedimento controlada naturalmente a lo largo de los cursos del rio

TABLA D.3.6 SEDIMENTOS BASICOS DE DISEÑO

C.P	Drainage Basin Cuenca de Drenaje	D.A km ²	V10 x10 ³ m ³	V20 x10 ³ m ³	V30 x10 ³ m ³	V40 x10 ³ m ³	V50 x10 ³ m ³
Rio Choloma Basin							
①	Rio Majaine	34.63	3988.5	2696.0	1292.5	0.0	1292.5
②	Rio La Jutosa	20.39	2342.0	1379.9	962.1	0.0	962.1
	Remains	16.62	1722.6	2548.9			
△	Rio Choloma (Total)	71.64	8053.1	6624.8	1428.3	142.8	1285.5
Rio Blanco Basin							
①	Rio del Zapotal	17.92	2031.1	357.7	1673.4	0.0	1673.4
②	Rio de Armenta	9.02	972.6	197.0	775.6	0.0	775.6
③	Rio Chiquito	7.47	820.4	586.1	234.3	0.0	234.3
	Remains	9.49	833.1	2715.8			
△	Rio Blanco (Total)	43.90	4657.2	3856.6	800.6	80.1	720.5
Rio Santa Ana Basin							
①	Rio Santa Ana	22.39	410.8	20.0	390.8	0.0	390.8
	Remains	15.24	301.8	286.6			
△	Rio Santa Ana (Total)	37.63	712.6	306.6	406.0	40.6	365.4
Rio Piedras							
①	Rio Piedras	20.09	404.0	40.0	364.0	0.0	364.0
	Remains	10.78	173.8	207.2			
△	Rio Piedras (Total)	30.87	577.8	247.2	330.6	33.1	297.5

Nota/Nota :

△ : Design control point / Punto de control de diseño

① : Sub-control point and number / Punto de sub-control y numero

Remains : Remains of drainage area / Restos en area de cuenca

D.A : Drainage area / Area de cuenca

V10 : Design sediment yield / Produccion de sedimentos de diseño

V20 : Naturally controlled sediment discharge along the river course

/ Descarga de sedimento controlada naturalmente a lo largo de los cursos del rio

V30 : Design sediment discharge / Descarga de sedimentos de diseño

V40 : Design allowable sediment discharge / Descarga de sedimentos permisible de diseño

V50 : Design excess sediment discharge / Descarga de sedimentos exceso de diseño

TABLA D.3.7 BALANCE DE SEDIMENTOS PROPUESTO

C.P	D.N	D.A	V10 x10 ³ m ³	V20 x10 ³ m ³	V30 x10 ³ m ³	V40 x10 ³ m ³	V50 x10 ³ m ³	E1 x10 ³ m ³	E2 x10 ³ m ³	E1+E2 x10 ³ m ³	P1 %	P2 %
Rio Choloma Basin												
①	Rio Majaine	34.63	3988.5	2696.0	1292.5	-	1292.5	0.0	348.6	348.6	0	27
②	Rio La Jutosa	20.39	2342.0	1379.9	962.1	-	962.1	20.9	260.8	281.7	2	29
	Remains	16.62	1722.6	2548.9				0.0	655.2	655.2		
△	Rio Choloma (Total)	71.64	8053.1	6624.8	1428.3	142.8	1285.5	20.9	1264.6	1285.5	2	100
Rio Blanco Basin												
①	Rio del Zapotal	17.92	2031.1	357.7	1673.4	-	1673.4	0.0	604.0	604.0	0	36
②	Rio de Armenta	9.02	972.6	197.0	775.6	-	775.6	0.0	116.7	116.7	0	15
③	Rio Chiquito	7.47	820.4	586.1	234.3	-	234.3	0.0	0.0	0.0	0	0
	Remains	9.49	833.1	2715.8				0.0	0.0	0.0		
△	Rio Blanco (Total)	43.90	4657.2	3856.6	800.6	80.1	720.5	0.0	720.7	720.7	0	100
Rio Santa Ana Basin												
①	Rio Santa Ana	22.39	410.8	20.0	390.8	-	390.8	2.3	202.0	204.3	1	2
	Remains	15.24	301.8	286.6				0.0	160.9	160.9		
△	Rio Santa Ana (Total)	37.63	712.6	306.6	406.0	40.6	365.4	2.3	362.9	365.2	1	100
Rio Piedras												
①	Rio Piedras	20.09	404.0	40.0	364.0	-	364.0	1.1	202.6	203.7	0	56
	Remains	10.78	173.8	207.2				0.0	95.2	95.2		
△	Rio Piedras (Total)	30.87	577.8	247.2	330.6	33.1	297.5	1.1	297.8	298.9	0	100

Note/Nota :

△ : Design control point / Punto de control de diseño

① : Sub-control point and number / Punto de sub-control y numero

Remains : Remains of drainage area / Restos en area de cuenca

D.N : Drainage name / Nombre de cuanca

D.A : Drainage area / Area de cuenca

V10 : Design sediment yield / Produccion de sedimentos de diseño

V20 : Naturally controlled sediment discharge along the river courses

/ Descarga de sedimento controlada naturalmente a lo largo de los cursos del rio

V30 : Design sediment discharge / Descarga de sedimentos de diseño

V40 : Design allowable sediment discharge / Descarga de sedimentos permisible de diseño

V50 : Design excess sediment discharge / Descarga de sedimentos exceso de diseño

E1 : Facilities effect(Existing) / Instalaciones efectivas(Existentes)

E2 : Facilities effect(Plan) / Instalaciones efectivas(Propuesta)

P1 : Sediment control ratio(Existing) (=100x E1/V50)

/ Porcentaje de control de sedimentos(Existentes)

P2 : Sediment control ratio(Plan) (=100x (E1+E2)/V50)

/ Porcentaje de control de sedimentos(Propuesta)

TABLA D.3.8 (1) ESTRUCTURAS PROPUESTAS (RIO CHOLOMA)

D.N	T.F.	H	h	L	Bl	32	d1	d2	I/N	ALF	Lc	Vc1	Vc2	Vr	Vd	Ve
R4-1-1	D-1	14.0	11.0	103	20	50	2.0	2.0	21.0	0.05	462	127050	12710	28640		39920
R4-1-1	D-2	14.0	11.0	78	20	40	2.0	2.0	18.0	0.05	396	87120	8710	24550		32030
R4-1-1	D-3	14.0	12.0	98	25	45	2.0	2.0	14.0	0.05	336	90720	9070	24860		32690
R4-1-1	D-4	14.0	11.5	51	15	25	2.0	2.0	12.0	0.05	276	39680	3970	14630		17870
R4-1-1	D-5	14.0	11.0	66	20	40	2.0	2.0	11.0	0.05	242	53240	5320	15000		19570
R4-1-1	D-6	14.0	12.0	57	25	35	2.0	2.0	15.0	0.05	360	75600	7560	26640		32870
R4-1-1	D-7	14.0	11.0	51	22	35	2.0	2.0	15.0	0.05	330	63530	6350	21780		27040
R4-1-1	(Sub-total)											536940	53690	156100		201990
TOTAL (Rio Santa Ana)																
R4-1-2	CH.W				65		1.5			0.34	2500			243750		160880
R4-1-2	(Sub-total)													243750		160880
TOTAL (Rio Santa Ana)																

Note / Nota :

D.N : Stream order and drainage number / Orden de la corriente y número de cuenca R : Remains of drainage area / Restos en area de cuenca

T.F : Facility type / Tipo de estructuras

D : Check dam(Sabo dam) / Presa de retención

CH.W : Channel works / Trabajos en los cauces

CO.W : Consolidation works / Trabajos de consolidación

H : Dam height / Altura de presa

L : Dam length / Longitud de presa

B2 : Average width of sedimentation area / Anchura promedio del área de sedimentación

d1 : Thickness of riverbed deposits / Espesor de sedimentos en el cauce del río

d2 : Thickness of sediments at river bank slope / Espesor de sedimentos en la ribera del Río

I/N : Riverbed gradient / Inclinación del cauce del río

ALF : Portion of V20 at calculation point to total volume of V10 at calculation point and V30 at the upper reaches of calculation point

Porcion en los V20 en punto de calculacion por totalidad volumen de V10 en punto de calculacion y V30 en area de parte mas alta del rio

Lc : Length of sedimentation area / Longitud de area de sedimentacion(=2XNKh)

Vc1 : Sediment trap capacity / Capacidad de la trampa de sedimentos(=NXB2XHF)

Vc2 : Contorlled sediment discharge capability / Capacidad de descarga de sedimentos controlados(0.1xVc1)

Vr : Sediment discharge suppression capability / Capacidad de descarga de sedimentos represiro(=Lcx(hxq2+B1xd1))

Vd : Deposit volume / Volumen de depósitos(=0.8XVc1)

Ve : Effective sedimentation capacity / Capacidad de sedimentacion efectiva(=Vr(1-ALF)+Vd)

OD : Open type dam / Tipo de presa de retención abierta

G : Consolidation dam / Presa consolidación

TL : Trainning levee / Dique de guía

h : Effective dam height / Altura efectiva de presa

Bl : Riverbed width / Ancho del lecho del río

TABLA D.3.8 (2) ESTRUCTURAS PROPUESTAS (RIO BLANCO)

D.N	T.F.	H	h	L	B1	B2	d1	d2	L/N	ALF	lc	Vc1	Vc2	Vr	Vd	Ve	Rio Blanco
		m	m	m	m	m	m	m			m	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	
R3-1-2	D-5	14.0	11.0	58	20	35	2.0	2.0	9.0	0.03	198	38120	3810	12280		15110	
R3-1-2	(TOTAL)											38120	3810	12280		15110	
R4-1-1	D-1	14.0	12.0	122	35	60	2.0	2.0	25.6	0.16	614	221180	22120	57720	167380	70600	
R4-1-1	OD-2	11.0	9.0	193	30	90	2.0	2.0	28.7	0.16	517	209220	20920	40330		222180	
R4-1-1	OD-3	14.0	12.0	117	25	55	2.0	2.0	17.6	0.16	422	139390	13940	31230	111510	151680	
R4-1-1	D-4	14.0	11.0	82	22	50	2.0	2.0	10.1	0.16	292	61110	6110	14650		18420	
R4-1-1	CO.W				150		2.0			0.16	500			150000		126000	
R4-1-1	(Sub-total)											630900	63090	143930	278890	588880	
Total (Rio del Zapotal)																	
R3-3-1	D-6	11.0	9.0	55	20	40	2.0	2.0	20.0	0.20	360	64800	6480	20880		23180	
R3-3-1	D-7	14.0	12.0	95	30	60	2.0	2.0	15.0	0.20	360	129600	12960	30240		37150	
R3-3-1	D-8	14.0	12.0	83	25	55	2.0	2.0	14.0	0.20	336	110880	11090	24860		30980	
R3-3-1	D-9	14.0	11.0	61	25	45	2.0	2.0	14.0	0.20	308	76230	7620	22180		25360	
R3-3-1	DC			500												0	
R3-3-1	(Sub-total)											381510	38150	98160		116670	
Total (Rio de Armenta)																	
R4-1-2	DC			430												0	
R4-1-2	DC			420												0	
R4-1-2	DC			650												0	
R4-1-2	DC			1050												0	
R4-1-2	DC			500												0	
R4-1-2	DC			400												0	
R4-1-2	(Sub-total)															0	
2-14	DC			110												0	
2-14	(Sub-total)															0	
R4-3	G	3.0		120												0	
Total (Rio Chiquito)																	
R5-1	G	3.0		150												0	
R5-1	CH.W										1650					0	
R5-1	(Sub-total)															0	
Total (Rio Blanco)																	

Note / Nota : Refer to the note of table for the Rio Santa Ana
Referirse a la nota de la tabla para el Rio Santa Ana

TABLA D.3.8 (3) ESTRUCTURAS PROPUESTAS (RIO SANTA ANA)

D.N	T.F	H	h	L	B1	B2	d1	d2	1/N	ALF	Lc	Vc1	Vc2	Vr	Vd	Ve
R4-1-1	D-1	14.0	11.0	103	20	50	2.0	2.0	21.0	0.05	462	127050	12710	28640		39920
R4-1-1	D-2	14.0	11.0	78	20	40	2.0	2.0	18.0	0.05	396	87120	8710	24550		32030
R4-1-1	D-3	14.0	12.0	98	25	45	2.0	2.0	14.0	0.05	336	90720	9070	24860		32690
R4-1-1	D-4	14.0	11.5	51	15	25	2.0	2.0	12.0	0.05	276	39680	3970	14630		17870
R4-1-1	D-5	14.0	11.0	66	20	40	2.0	2.0	11.0	0.05	242	53240	5320	15000		19570
R4-1-1	D-6	14.0	12.0	57	25	35	2.0	2.0	15.0	0.05	360	75600	7560	26640		32870
R4-1-1	D-7	14.0	11.0	51	22	35	2.0	2.0	15.0	0.05	330	63530	6350	21780		27040
TOTAL	(Sub-total)											536940	53690	156100		201990
	(Rio Santa Ana)															
R4-1-2	CH.W				65		1.5			0.34	2500			243750		160380
R4-1-2	(Sub-total)													243750		160380
TOTAL	(Rio Santa Ana)															160380

Note / Nota :

- D.N : Stream order and drainage number / Orden de la corriente y numero de cuenca R : Remains of drainage area / Restos en area de cuenca
T.F : Facility type / Tipo de estructuras
D : Check dam(Sabo dam) / Presa de retencion OD : Open type dam / Tipo de presa de retencion abierto
CH.W : Channel works / Trabajos en los cauces G : Consolidation dam / Presa consolidacion
CO.W : Consolidation works / Trabajos de consolidacion TL : Training levee / Dique de guia
H : Dam height / Altura de presa h : Effective dam height / Altura efectiva de presa
L : Dam length / Longitud de presa B1 : Riverbed width / Anchura del lecho del rio
B2 : Average width of sedimentation area / Anchura promedio de la area de sedimentacion B1 : Riverbed width / Anchura del lecho del rio
d1 : Thickness of riverbed deposits / Espesor de sedimentos en el cauce del rio
d2 : Thickness of sediments at river bank slope / Espesor de sedimentos en la ribera del Rio
1/N : Riverbed gradient / Inclinacion del cauce del rio
ALF : Portion of V20 at calculation point to total volume of V10 at calculation point and V30 at the upper reaches of calculation point
Porcion en los V20 en punto de calculacion por totalidad volumen de V10 en punto de calculacion y V30 en area de parte mas alta del rio
Lc : Length of sedimentation area / Longitud de area de sedimentacion(=2NXh)
Vc1 : Sediment trap capacity / Capacidad de la trampa de sedimentos(=NB2XH²)
Vc2 : Contorlled sediment discharge capability / Capacidad de descarga de sedimentos controlada(0.1XVc1)
Vr : Sediment discharge suppression capability / Capacidad de descarga de sedimentos represiro(=LcX(hXd2+B1Xd1))
Vd : Deposit volume / Volumen de depositos(=0.8XVc1)
Ve : Effective sedimentation capacity / Capacidad de sedimentacion efectiva(=Vr(1-ALF)+Vd)

TABLA D.3.8 (4) ESTRUCTURAS PROPUESTAS (RIO PIEDRAS)

														Rio Piedras		
D.N	I.F	H	h	L	B1	B2	d1	d2	L/N	ALF	Lc	Vc1	Vc2	Vr	Vd	Ve
		m	m	m	m	m	m	m			m	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²
R3-1-2	D-1	14.0	11.5	71	25	50	2.0	2.0	19.0	0.10	437	125640	12560	31900		41270
R3-1-2	D-2	14.0	11.0	93	30	55	2.0	2.0	16.0	0.10	352	106430	10650	28860		36620
R3-1-2	D-3	14.0	11.0	107	45	60	2.0	2.0	16.0	0.10	352	116160	11620	39420		47100
R3-1-2	D-4	14.0	11.0	99	40	60	2.0	2.0	15.0	0.10	330	108900	10890	33660		41180
R3-1-2	D-5	14.0	11.0	69	35	50	2.0	2.0	15.0	0.10	330	90750	9080	30360		36400
R3-1-2	(Sub-total)											547930	54800	164200		202570
Total (Rio Piedras)																
R3-2	D-6	14.0	11.5	86	20	35	2.0	2.0	8.0	0.06	184	37030	3700	11590		14590
R3-2	(Sub-total)											37030	3700	11590		14590
2-9	D-7	10.0	8.0	57	15	25	2.0	2.0	7.0	0.00	112	11200	1120	5150		6270
2-9	(Sub-total)											11200	1120	5150		6270
R3-1-3	CH.W				35		1.0			0.20	1500			52500		42000
R3-1-3	(TOTAL)													52500		42000
R4-1	CH.W				35		1.5			0.23	800			42000		32340
R4-1	(Sub-total)													42000		32340
TOTAL (Rio Piedras)																

Note / Nota : Refer to the note of table for the Rio Santa Ana
 Referirse a la nota de la tabla para el Rio Santa Ana

TABLA D.3.9 ESTRUCTURAS EXISTENTES

D.N	T.F	H	h	L	B1	B2	d1	d2	L/N	ALF	lc	Vc1	Vc2	VR	Vd	Ve
		m	m	m	m	m	m	m			m	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
Rio Choloma																
R3-8-2	D *	11.0	8.5	84	25	55	2.0	2.0	16.0	0.20	272	63580	6350	18220		20936
TOTAL												63580	6350	18220		20936
Rio Santa Ana																
R4-1-1	W **		3.0	30	20	25	1.0	1.0	15.0	0.05	90	3380	340	2070		2310
TOTAL												3380	340	2070		2310
Rio Piedras																
R3-1-2	W **	0.0	3.0	20	15	18	1.0	1.0	11.0	0.10	66	1780	180	1190	0	1250
TOTAL												1780	180	1190	0	1250

Note/Nota :

D.N : Stream order and drainage number / Orden de la corriente y numero de cuenca

R : Remains of drainage area / Restos en area de cuenca

T.F : Facility type / Tipo de estructuras

D : Check dam(Sabo dam) / Presa de retencion

CH,W : Channel works / Trabajos en los cauces

CO,W : Consolidation works / Trabajos de consolidacion

D * : TAKEMOTO check dam / Presa TAKEMOTO

H : Dam height / Altura de presa

h : Effective dam height / Altura efectiva de presa

L : Dam length / Longitud de presa

B1 : Riverbed width / Anchura del lecho del rio

B2 : Average width of sedimentation area / Anchura promedio de la area de sedimentacion

d1 : Thickness of riverbed deposits / Espesor de sedimentos en del cauce del rio

d2 : Thickness of sediments at river bank slope / Espesor de sedimentos en la ribera del Rio

L/N : Riverbed gradient / Inclinacion del cauce del rio

ALF : Portion of V20 at calculation point to total volume of V10 at calculation point and V30 at the upper reaches of calculation point

Porcion en los V20 en punto de calculacion por totalidad volumen de V10 en punto de calculacion y V30 en area de parte mas alta del rio

Lc : Length of sedimentation area / Longitud de area de sedimentacion(=2XNXh)

Vc1 : Sediment trap capacity / Capacidad de la trampa de sedimentos(=NXB2XH²)

Vc2 : Contorlled sediment discharge capability / Capacidad de descarga de sedimentos controlada(0.1XVc1)

Vr : Sediment discharge suppression capability / Capacidad de descarga de sedimentos represiro(=Lcx(hxd2+B1xd1))

Vd : Deposit volume / Volumen de depositos(=0.8XVc1)

Ve : Effective sedimentation capacity / Capacidad de sedimentacion efectiva(=Vr(1-ALF)+Vd)

OD : Open type dam / Tipo de presa de retencion abierto

G : Consolidation dam / Presa consolidacion

TL : Training levee / Dique de guia

W ** : Water intake / Tomado agua

TABLA D.5.1 BALANCE DE SEDIMENTOS PROPUESTOS (CUENCA DEL RIO CHOLOMA)

Drainage Basin	D.A km ²	V10 1000m ³	V20 1000m ³	V30 1000m ³	V40 1000m ³	V50-Non 1000m ³	E1 1000m ³	V50-Exi 1000m ³	E2 1000m ³	E1+E2 1000m ³	V50-Pla 1000m ³	PI %	P2 %
Rio Majaine upstream	12.91	1448.2	585.0	863.2	-	863.2	0.0	863.2	178.8	178.8	684.4	0	21
Rio del Ocotillo	13.51	1544.4	366.5	1177.9	-	1177.9	0.0	1177.9	93.0	93.0	1084.9	0	8
Remain	8.21	995.9	1744.5	-	-	-	0.0	-	76.8	76.8	-	-	-
Rio Majaine	34.63	3988.5	2696.0	1292.5	-	1292.5	0.0	1292.5	348.6	348.6	943.9	0	27
Rio La Jutosa	20.39	2342.0	1379.9	962.1	-	962.1	20.9	941.2	260.8	281.7	680.4	2	29
Remain	16.62	1722.6	2548.9	-	-	-	0.0	-	655.2	655.2	-	-	-
Rio Choloma	71.64	8053.1	6624.8	1428.3	142.8	1285.5	20.9	1264.6	1264.6	1285.5	0.0	2	100

Note / Nota :

Remains : Remains of drainage area / Restos en area de cuenca

D.A : Drainage area / Area de cuenca

V10 : Design sediment yield / Produccion de sedimentos de diseño

V20 : Naturally controlled sediment discharge along the river course

/ Descarga de sedimento controlada naturalmente a lo largo de los cursos del rio

V30 : Design sediment discharge / Descarga de sedimentos de diseño

V40 : Design allowable sediment discharge / Descarga de sedimentos permisible de diseño

V50-Non : Design excess discharge (Without structures) / Descarga de sedimentos exceso de diseño (Sin estructuras)

V50-Exi : Design excess discharge (Existing Conditions) / Descarga de sedimentos exceso de diseño (Condiciones existentes)

V50-Pla : Design excess discharge (Plan) / Descarga de sedimentos exceso de diseño (Propuesta)

E1 : Facilities effect (Existing Conditions) / Instalaciones efectivas (Condiciones existentes)

E2 : Facilities effect (Plan) / Instalaciones efectivas (Propuesta)

PI : Sediment control ratio (Existing Conditions)

P2 : Sediment control ratio (Plan)

TABLA D.5.2 ESTRUCTURAS PROPUESTAS DE CONTROL DE LA EROSION (CUENCA DEL RIO CHOLOMA)

D.N	T.F	H	h	L	BI	B2	d1	d2	1/N	ALF	lc	Vc1	Vc2	Vr	Vd	Ve
		m	m	m	m	m	m	m			m	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
R4-1	D-1	14.0	11.5	197	50	55	2.0	2.0	28.6	0.37	658	208030	20800	89930		71790
R4-1	D-2	14.0	11.5	78	30	40	2.0	2.0	31.7	0.37	729	167690	16770	60510		54890
R4-1	D-3	14.0	11.5	76	27	35	2.0	2.0	24.0	0.37	552	111090	11110	42500		37890
R4-1	D-4	10.0	8.0	71	25	35	2.0	2.0	16.0	0.37	256	35840	3580	16900		14230
R4-1	(Sub-total)											522650	52260	200840		178800
R4-2	D-5	12.0	10.0	190	20	70	2.0	2.0	26.5	0.14	530	185500	18550	31800		45900
R4-2	D-6	14.0	11.0	84	20	50	2.0	2.0	15.0	0.14	330	90750	9080	20460		26680
R4-2	(Sub-total)											276250	27630	52260		72580
R3-5	D-7	14.0	11.0	97	10	40	2.0	2.0	15.0	0.05	330	72600	7260	13860		20430
R3-5	(Sub-total)											72600	7260	13860		20430
R5-1-1	C No1		2.5		150		2.0			0.52	200	0	0	60000		28800
R5-1-1	C No2		3.0		100		2.0			0.52	500	0	0	100000		48000
R5-1-1	(Sub-total)											0	0	160000		76800
Total (Rio Majaine)																348610
2-30	D-8	10.0	8.0	121	20	55	2.0	2.0	14.5	0.17	232	51040	5100	12990		15880
2-30	(Sub-total)											51040	5100	12990		15880
R4-3	D-9	14.0	11.2	209	50	55	2.0	2.0	23.0	0.49	515	158680	15870	63040		48020
R4-3	D-10	14.0	11.0	123	30	40	2.0	2.0	20.0	0.49	440	96800	9680	36080		28080
R4-3	C No1		3.0		250		2.0			0.49	100			50000		25500
R4-3	C No2		3.0		250		2.0			0.49	100			50000		25500
R4-3	C No3		2.0		200		2.0			0.49	205			82000		41820
R4-3	C No4		2.0		200		2.0			0.49	95			38000		19380
R4-3	C No5		2.5		150		2.0			0.49	100			30000		15300
R4-3	C No6		2.5		150		2.0			0.49	100			30000		15300
R4-3	C No7		2.0		150		2.0			0.49	100			30000		15300
R4-3	C No8		1.5		150		2.0			0.49	70			21000		10710
R4-3	C total										870			331000		168810
R4-3	(Sub-total)											255480	25550	430120		244910
Total (Rio La Jutosa)												306520	30650	443110		260790

TABLA D.5.2 ESTRUCTURAS PROPUESTAS DE CONTROL DE LA EROSION (CUENCA DEL RIO CHOLOMA)

(Continued)

D.N	T.F	H	h	L	B1	B2	d1	d2	L/N	ALF	lc	Vc1	Vc2	Vr	Vd	Ve
		m	m	m	m	m	m	m			m	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
R5-1-2	C No.1	3.4	2.0	395	300		2.0			0.58	700			420000		176400
R5-1-2	C No.2		1.2		300		2.0			0.58	350			210000		88200
R5-1-2	C No.3		1.0		300		2.0			0.58	350			210000		88200
R5-1-2	C No.4		1.0		200		2.0			0.58	350			140000		58800
R5-1-2	C No.5		1.0		200		2.0			0.58	350			140000		58800
R5-1-2	C No.6		1.2		200		2.0			0.58	350			140000		58800
R5-1-2	C No.7	3.0	1.5	528	300		2.0			0.58	500			300000		126000
R5-1-2	C total										2950			1560000		655200
R5-1-2	TL			1325												0
R5-1-2	(Sub-total)													1560000		655200
Total	(Rio Choloma)													1560000		655200

Note / Nota :

- D.N : Stream order and drainage number / Orden de la corriente y número de cuenca R : Remains of drainage area / Restos en area de cuenca
T.F : Facility type / Tipo de estructuras C : Consolidation dam / Presa de consolidación TL : Training levee / Dique de guía
H : Dam height / Altura de presa
h : Effective dam height / Altura efectiva de presa
L : Dam length / Longitud de presa
B1 : Riverbed width / Ancho del lecho del río
B2 : Average width of sedimentation area / Ancho promedio del área de sedimentación
d1 : Thickness of riverbed deposits / Espesor de sedimentos en el cauce del río
d2 : Thickness of sediments at river bank slope / Espesor de sedimentos en la ribera del Río
L/N : Riverbed gradient / Inclinación del cauce del río
ALF : Portion of V20 at calculation point to total volume of V10 at calculation point and V30 at the upper reaches of calculation point
Porcion en los V20 en punto de calculación por totalidad volumen de V10 en punto de calculación y V30 en área de parte mas alta del río
Lc : Length of sedimentation area / Longitud de área de sedimentación(=2NXh)
Vc1 : Sediment trap capacity / Capacidad de la trampa de sedimentos(=NXB2XH)
Vc2 : Contorlled sediment discharge capability / Capacidad de descarga de sedimentos controlados(0.1xVc1)
Vr : Sediment discharge suppression capability / Capacidad de descarga de sedimentos represiro(=Lcx(hxd2+B1xd1))
Vd : Deposit volume / Volumen de depositos(=0.8xVc1)
Ve : Effective sedimentation capacity / Capacidad de sedimentación efectiva(=Vr(I-ALF)+Vd)

TABLA D.5.3 BALANCE DE SEDIMENTOS DE LAS ESTRUCTURAS URGENTES

Basin name	D.A km ²	V10 1000 m ³	V20 1000 m ³	V30 1000 m ³	V40 1000 m ³	V50-Non 1000 m ³	E1 1000 m ³	V50-Exi 1000 m ³	E2 1000 m ³	E1+E2 1000 m ³	V50-Pla 1000 m ³	P1 %	P2 %
Rio Majaine upstream	12.91	1448.2	585.0	863.2	-	863.2	0.0	863.2	71.8	71.8	791.4	0	8
Rio del Ocotillo	13.51	1544.4	366.5	1177.9	-	1177.9	0.0	1177.9	0.0	0.0	1177.9	0	0
Remain	8.21	995.9	1744.5	-	-	-	0.0	-	0.0	0.0	-	-	-
Rio Majaine	34.63	3988.5	2696.0	1292.5	-	1292.5	0.0	1292.5	71.8	71.8	1220.7	0	6
Rio La Jutosa	20.39	2342.0	1379.9	962.1	-	962.1	20.9	941.2	48.0	68.9	893.2	2	7
Remain	16.62	1722.6	2548.9	-	-	-	0.0	-	302.4	302.4	-	-	-
Rio Choloma	71.64	8053.1	6624.8	1428.3	142.8	1285.5	20.9	1264.6	422.2	433.1	842.4	2	34

Note / Nota :

Remains : Remains of drainage area / Restos en area de cuenca

D.A : Drainage area / Area de cuenca

V10 : Design sediment yield / Produccion de sedimentos de diseño

V20 : Naturally controlled sediment discharge along the river course

/ Descarga de sedimento controlada naturalmente a lo largo de los cursos del rio

V30 : Design sediment discharge / Descarga de sedimentos de diseño

V40 : Design allowable sediment discharge / Descarga de sedimentos permisible de diseño

V50-Non : Design excess discharge (Without structures) / Descarga de sedimentos exceso de diseño (Sin estructuras)

V50-Exi : Design excess discharge (Existing Conditions) / Descarga de sedimentos exceso de diseño (Condiciones existentes)

V50-Pla : Design excess discharge (Plan) / Descarga de sedimentos exceso de diseño (Propuesta)

E1 : Facilities effect (Existing Conditions) / Instalaciones efectivas (Condiciones existentes)

E2 : Facilities effect (Plan) / Instalaciones efectivas (Propuesta)

P1 : Sediment control ratio (Existing Conditions)

P2 : Sediment control ratio (Plan)