



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

**ANÁLISIS NUMÉRICO DE DEBRIS FLOW PARA DEFINIR LAS OBRAS DE CONTROL CONTRA  
INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RÍO HUIXTLA**

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

PRESENTA:

**DANIEL SALMERÓN VERGARA**

TUTOR:

**DR. JESÚS GRACIA SÁNCHEZ**

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX. NOVIEMBRE 2019



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Domínguez Mora Ramón  
Secretario: Dr. Fuentes Mariles Óscar Arturo  
Vocal: Dr. Gracia Sánchez Jesús  
1<sup>er</sup>. Suplente: M.I. Franco Víctor  
2<sup>do</sup>. Suplente: Dr. Pozos estrada Óscar

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

DR. JESÚS GRACIA SÁNCHEZ

-----  
FIRMA

## AGRADECIMIENTOS.

Agradezco a mi familia, amigos, tutores,  
Instituto de Ingeniería UNAM y CONACYT  
por permitirme realizar este trabajo.

## RESUMEN.

En las partes altas de la cuenca del río Huixtla presentan pendientes del terreno muy acentuadas y de manera natural existe una fuerte erosión del suelo en esas zonas.

Aparte de la necesidad de reforestar las cuencas, en este trabajo se presenta el anteproyecto de diseño de obras hidráulicas, para disminuir los riesgos de inundación y problemas de azolvamiento principalmente en la ciudad de Huixtla.

La estrategia general para el diseño de las obras hidráulicas fue la siguiente:

- a) Determinar los planos de las cuencas en estudio a través del empleo de imágenes del sistema LIDAR y de satélite.
- b) Obtener los gastos de diseño asociado a un periodo de retorno de 100 años.
- c) Proponer el anteproyecto hidráulico de las obras de protección (diseño represas SABO).
- d) Simular en modelos numéricos, el comportamiento de las obras hidráulicas propuestas.

Finalmente, con los resultados obtenidos se indica la necesidad de colocar un gran número de represas y será necesario realizar un estudio de factibilidad económica, para determinar que obras serán necesarias.

## ÍNDICE

OBJETIVO.....	7
INTRODUCCIÓN.....	8
CAPÍTULO 1.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	9
CAPÍTULO 2.- ANTECEDENTES.....	10
2.1.- Inestabilidad de laderas.....	10
2.2.1.- Caídos o derrumbes.....	10
2.2.2.- Deslizamientos.....	10
2.2.3.- Expansiones o desplazamientos laterales.....	11
2.2.4.- Flujos.....	11
2.3.- Debris Flow.....	13
2.3.1.- Generación.....	14
2.3.2.- Desarrollo.....	14
2.3.3.- Depósito.....	16
2.1.1.- Fluidos newtonianos.....	17
2.1.2.- Fluidos no newtonianos.....	17
2.4.- Métodos de control.....	28
2.4.1.- Métodos estructurales.....	28
2.4.2.- Métodos no estructurales.....	31
2.5.- Inundaciones en la cuenca del río Huixtla.....	32
CAPÍTULO 3.-METODOLOGÍA.....	35
3.1.- Localización geográfica.....	35
3.2.- Topografía.....	36
3.3.- Hidrología.....	38
3.4.- Granulometría.....	42
3.5.- Sedimentograma.....	42
3.5.- Diseño presas Sabo.....	43
CAPÍTULO 4.-MODELACIÓN MATEMÁTICA.....	49
4.1.- HEC-RAS.....	49
4.1.1.-Hidrodinámica.....	49

4.1.2.- Transporte de sedimentos.....	51
4.1.3.- Debris flow.....	52
4.1.4.- Modelación.....	52
CAPÍTULO 5.-ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	55
5.1.-Gasto base, $Q_b=25 \text{ m}^3/\text{s}$ . ....	55
5.1.1.- Transporte de sedimentos.....	58
5.2.- Gasto huracán Stan; $Q=1400 \text{ m}^3/\text{s}$ . ....	59
5.3.- Gasto de diseño ( $Tr=100$ años); $Q_d=2800 \text{ m}^3/\text{s}$ . ....	62
5.4.- Gasto de diseño ( $Tr=100$ años); $Q_d= 2800 \text{ m}^3/\text{s}$ con presas Sabo.....	64
CAPÍTULO 6.-CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. ....	71
BIBLIOGRAFÍA.....	74
REFERENCIAS.....	75
ANEXOS .....	78
A.1.- Curva granulométrica.....	78
A.2.- Derivación de los parámetros equivalente en HEC-RAS .....	79

## OBJETIVO.

El principal objetivo, es proponer el número y las dimensiones de las estructuras hidráulicas, para disminuir la energía del flujo, retener azolves y reducir la pendiente del fondo de los cauces en la cuenca del río Huixtla. Para disminuir las inundaciones por desbordamiento de este río.

La información topográfica consistió en planos generados a partir de modelos digitales de terreno (LIDAR), que fueron obtenidos en el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI).

La información hidrológica para este trabajo se obtuvo de Dominguez, et al, 2006, la cual forma parte del estudio integral para la protección de la cuenca del río Huixtla; y fue realizado específicamente para determinar los gastos de diseño que drenan en ella.

## INTRODUCCIÓN.

El 17 de septiembre del año 2005, a través de los boletines meteorológicos reportados por la Comisión Nacional del Agua y el Sistema Meteorológico Nacional, dio el seguimiento a una baja presión en el norte de Puerto Rico y República Dominicana hasta alcanzar el 20 de septiembre del año 2005 la categoría de Huracán, ubicándose al sur de la península de Florida, antes de entrar al Golfo de México donde la circulación del Huracán Rita, favoreció su desplazamiento al norte de la zona de convergencia intertropical y su aproximación a la costa del Estado de Chiapas, situación que se combinó con la presencia de la Tormenta Tropical Norma, ubicada en el Océano Pacífico, la cual indujo altos valores de humedad, ocasionando lluvias en el Estado de Chiapas durante los días 24 y 25 de septiembre.

Por otra parte, se observó la probable combinación de la tormenta tropical Stan y una baja presión al sur del Golfo de Tehuantepec, situación que paulatinamente empezó a presentarse e intensificarse, a medida que el fenómeno hidrometeorológico Stan, se movía hacia el oeste ocasionando con ello, la entrada de aire con altos valores de humedad, hacia las costas de Chiapas, el intenso flujo de humedad en referidas costas, ocasionó lluvias torrenciales durante los días del 3 al 6 de Octubre del año 2005, en consecuencia ocasionó derrumbes, deslave e inundaciones, las cuales se derivaron del incremento del flujo en los ríos, con trayectoria en las Regiones Soconusco, Istmo Costa, Centro y Frailesca del Estado.

Por lo anterior, se presentaron afectaciones en los municipios de Escuintla, Acapetahua, Villa Comaltitlan, Acacoyagua, Suchiate, Mapastepec, Huehuetan, Pijijiapan, Mazatan, Motozintla, Tapachula, Huixtla, Tuzantan, Tonalá, Arriaga, Metapa de Domínguez, Unión Juárez, Frontera Hidalgo, Cacahoatan, Tuxtla Chico, El Porvenir, Siltepec, Mazapa de Madero, Bella Vista, Benemérito de las Américas, La Grandeza, Bejucal de Ocampo, Amatenango de la Frontera, Frontera Comalapa, La Concordia, Ángel Albino Corzo, Villa Corzo, Villaflores, Suchiapa, Chiapa de Corzo, Monte Cristo de Guerrero, La Libertad, Catazaja, Chicomuselo, Cintalapa y San Cristóbal de las Casas, mismos que se encuentran referenciados en la Declaratoria de desastres, publicada en el Diario Oficial de la Federación de fecha 2 de Noviembre de 2005.

Con los desastres del año 2005 ocasionados por el huracán Stan, puso de manifiesto la vulnerabilidad en la que se encuentra la ciudad de Huixtla, ya que todas las poblaciones que se encuentran ubicadas cerca de ríos y arroyos, fueron arrasadas y sepultadas. La ciudad no tiene una adecuada red de drenaje pluvial, así como la presencia de azolve por basura en las alcantarillas por basura y asentamientos irregulares sobre las planicies de inundación.

Se ha estudiado y revisado que por sus características geológicas y zona geográfica de la cuenca del río Huixtla, representa una zona altamente vulnerable a inundarse en la planicie ya que presenta inestabilidad de laderas a partir del cambio de pendiente hacia la sierra ya sea asociada al sistema regional de fallas Polochic-Motagua o bien por fracturamiento.

## CAPÍTULO 1.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

El origen del problema puede sintetizarse de la manera siguiente: la cuenca del río Huixtla es una zona donde ocurren altas precipitaciones y tiene pendientes de terreno muy acentuadas. Cuando se presentan precipitaciones extraordinarias en la zona se produce una fuerte erosión del suelo, generando flujos de agua y con altas concentraciones de sedimentos que fluyen en las zonas montañosas, lo que ocasiona daños considerables a su paso, este fenómeno se define como debris flow (flujos de escombros).

Si la mezcla agua-sedimento es relativamente baja (aproximadamente 5% del volumen) su comportamiento se puede estudiar en el campo de la hidráulica fluvial, en cambio el debris flow su relación agua-sedimento es alta (mayor al 5% y aproximadamente hasta 55% del volumen), su comportamiento es el de un flujo hiperconcentrado este se analiza en el campo de la hidráulica torrencial.

El comportamiento del debris flow es similar a un flujo viscoso, cuya resistencia a fluir varía con la rapidez de deformación del material, algunos autores consideran este comportamiento a la forma en que el concreto se mueve cuando se vacía después de haber sido agitado en la revolvedora. Cuando este tipo de flujo se presenta en la cuenca del río Huixtla, se reporta que ha llegado a transportar material sólido mayor a 2.5 metros de diámetro.

Desafortunadamente, en estos sitios donde se han ubicado los centros poblacionales, están expuestos a inundaciones por las zonas de depósito del debris flow, debido a la fuerte erosión de la parte alta de las cuencas, así como a una deforestación acelerada de dichas cuencas, por lo cual el aporte de sedimentos se ha incrementado, se presentan problemas relacionados con inestabilidad de laderas, lo que provoca principalmente afectaciones a vías de comunicación y viviendas, dejando a las poblaciones de la zona incomunicadas.

Además de la necesidad de reforestar las cuencas, se desarrolla el anteproyecto de diseño de obras de presas tipo "Sabo", que tienen como función principal disminuir la energía del flujo, retener azolves y cambiar la pendiente del fondo del cauce. Este tipo de estructuras han sido abundantemente construidas en Japón, debido a su topografía accidentada, ocurrencia de grandes avenidas y transporte de grandes cantidades de sedimento (debris flow).

## CAPÍTULO 2.- ANTECEDENTES

### 2.1.- Inestabilidad de laderas.

La inestabilidad de laderas está determinada, tanto en su origen como en su desarrollo, por diferentes mecanismos. Estos mecanismos sirven a su vez para clasificar los tipos de procesos de ladera existentes. De tal modo que se agrupan en 4 categorías principales y una derivada de la combinación de estas. Los mecanismos básicos son:

- Caídos o derrumbes
- Deslizamientos
- Expansiones o desplazamientos laterales
- Flujos

Cuando el mecanismo inicial de un movimiento se transforma en otro, se dice que es un movimiento complejo.

#### 2.2.1.- Caídos o derrumbes.

Son movimientos repentinos de suelos y fragmentos aislados de rocas que se originan en pendientes abruptas y acantilados, por lo que el movimiento es prácticamente de caída libre, rodando y rebotando (figura 2.1 y 2.2).



Figura 2.1. Caídos carretera Parral-Puerto Sabinal, Chihuahua, México (2015).



Figura 2.2. Caídos en carretera Coochiscuatitla-Cochotla, Hidalgo, México (2017).

#### 2.2.2.- Deslizamientos.

Son movimientos de una masa de materiales térreos pendiente abajo, delimitada por una o varias superficies planas o cóncavas, sobre las que se desliza el material inestable (figuras 2.3 y 2.4).



Figura 2.3. Deslizamiento de tierra en km 93 carretera Tijuana-Ensenada, Baja California, México (2013).



Figura 2.4. Deslizamiento de tierra en autopista Medellín-Bogotá, Colombia (2016).

### 2.2.3.- Expansiones o desplazamientos laterales.

Movimientos de masas de suelos que ocurren en pendientes muy suaves, que dan como resultados desplazamientos casi horizontales. Con frecuencia son causados por licuación, fenómeno en el que los materiales sueltos y saturados, predominantemente arenosos y limosos, adquieren el comportamiento de un fluido como consecuencia de las vibraciones causadas por un sismo (figuras 2.5 y 2.6).



Figura 2.5. Desplazamiento lateral Parque Porritt, Wainoni, Nueva Zelanda (2017).



Figura 2.6. Desplazamiento lateral Valle Waitaki, Nueva Zelanda (2006).

### 2.2.4.- Flujos.

Son movimientos de suelos y/o fragmentos de rocas ladera abajo, en donde sus partículas, grano o fragmentos tienen movimientos relativos dentro de la masa que se mueve o desliza sobre una superficie de falla. Los flujos pueden ser de muy lentos a muy rápidos, así como secos o húmedos. Se clasifican de la siguiente manera:

- **(Mud flow) Flujos de lodo:** Masa de suelo y agua que fluye pendiente abajo muy rápidamente y que contiene por lo menos 50% de granos de arena y limo, y partículas muy arcillosas (figuras 2.7 y 2.8).



Figura 2.7. Mud flow en Monte Elbrús, Rusia (2017)



Figura 2.8. Mud flow en Pians, Austria (2017).

- **Lahares:** Flujo de suelos o detritos que se originan en el talud de un volcán, generalmente disparado por lluvias intensas que erosionan depósitos volcánicos, deshielo repentino por actividad volcánica, por rotura de represas o desbordamiento de agua represada y/o por la ocurrencia de sismos (figuras 2.9 y 2.10).



Figura 2.9. Lahar en el volcán Tungurahua, Ecuador (2015).



Figura 2.10. Lahar en El Ruedo, Guatemala (2018).

- **(debris flow) Flujo o avalancha de detritos:** Movimiento rápido de una mezcla en donde se combinan partículas sueltas, fragmentos de rocas, y vegetación con aire y agua mezclados, formando una masa viscosa o francamente fluida que se mueve pendiente abajo. Estos movimientos también son conocidos como flujo de escombros (figuras 2.11, 2.12, 2.13 y 2.14).



Figura 2.11. Debris flow, Canton del Valais, Suiza (2016).



Figura 2.12. Desarrollo de debris flow.



Figura 2.13. Debris Flow en Colorado, EUA (2007).



Figura 2.14. Vista aérea de la destrucción por debris flow en Caraballeda, Venezuela (2015).

En distintas referencias bibliográficas se hace referencia a este tipo de fenómenos como flujos de barros y escombros en la literatura Latinoamérica, flujo detrítico es un término usado en España y los flujos hiperconcentrados que no necesariamente tienen un origen repentino. Para la elaboración de este trabajo se hace referencia al término debris flow.

### 2.3.- Debris Flow.

Debris flow consiste en una mezcla de agua con sedimentos de varios tamaños, que van desde las arcillas hasta rocas de más de un metro de diámetro, y también pueden incluir vegetación. Su comportamiento está en función de la geometría del cauce, la pendiente la rugosidad y las propiedades físicas del fluido.

Las altas concentraciones de sedimento fino cambian propiedades como la densidad y la viscosidad que hacen que el fluido se comporte como un fluido no newtoniano.

Se identifican básicamente 3 procesos característicos del debris flow, que son:

- Generación
- Desarrollo
- Depósito

### 2.3.1.- Generación.

Uno de los principales factores que desencadenan este tipo de fenómenos es la ocurrencia de una tormenta repentina, donde el flujo depende más de la intensidad de la lluvia y no de la acumulación total de la lluvia precedente.

Por lo tanto, se induce que el debris flow puede iniciarse como un flujo denso de lodo y piedras que conforme va avanzando aumenta su concentración sólida, así como el diámetro del material que acarrea y finalmente se convierte en un flujo completamente desarrollado.

### 2.3.2.- Desarrollo.

En esta etapa se acumulan en frente las rocas de mayor tamaño con muy poca cantidad de agua y conforme avanza el flujo, las rocas van disminuyendo de tamaño y hay mayor contenido de agua, lo que se puede considerar como un flujo de lodo (figura 2.15).

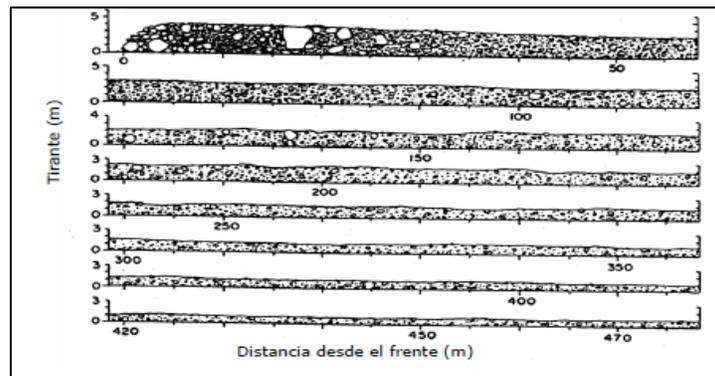


Figura 2.15. Perfil longitudinal de debris flow.

El debris flow puede estar precedido de un flujo lodoso con alto contenido de gravas y arenas, que momentos antes de que aparezca el debris flow disminuye su tirante. Cuando éste aparece, irrumpe de forma abrupta incrementando el tirante, generando gran ruido y vibración del suelo. Una vez que ha pasado el pico de la avenida el flujo vuelve a ser lodoso. En la figura 2.16 se muestran hidrogramas característicos de estos fenómenos.

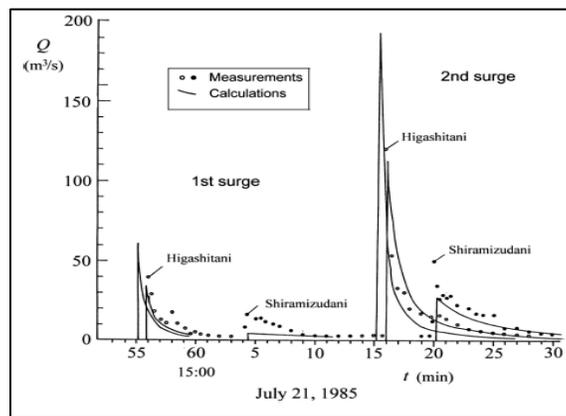


Figura 2.16. Hidrogramas de debris flow.

Las velocidades máximas del flujo se presentan en la parte superior de la cuenca donde se originan y decrece conforme el flujo avanza. En la figura 2.17 se muestra la relación entre el tirante de flujo y la velocidad en el caso de Name River, Japón. Las velocidades mostradas llegan a ser de hasta 15 m/s con tirantes de 4 m.

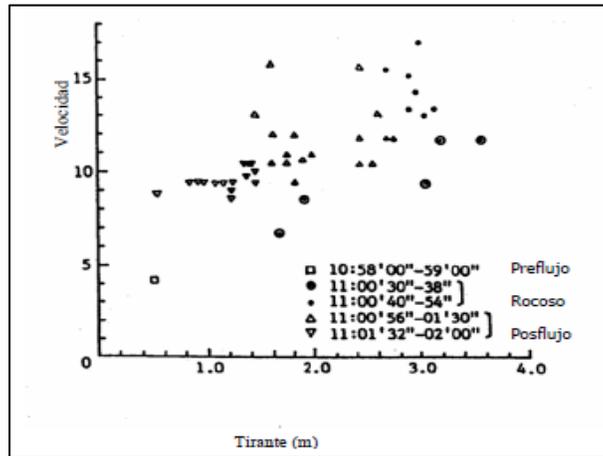


Figura 2.17. Relación entre la velocidad y el tirante de debris flow.

El tamaño del material acarreado por el debris flow puede apreciarse en la figura 2.18, donde las barras indican la frecuencia del número de partículas arrastradas en la parte alta de la cuenca y las líneas la distribución acumulada de tamaños. La línea punteada representa la distribución de tamaños en la parte frontal del flujo.

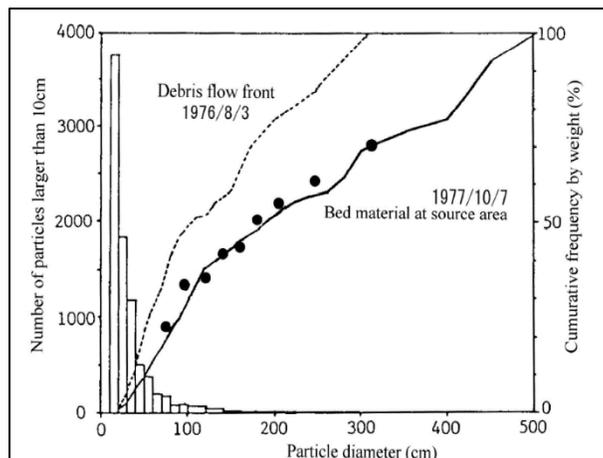


Figura 2.18. Relación entre diámetro del material arrastrado y frecuencia del número de partículas.

En la figura 2.19 se muestra la relación entre el volumen total arrastrado por el debris flow y el pico del hidrograma que lo generó para varios casos citados. Se observa una correlación entre ambas variables donde se observa que la relación puede depender de otros factores como la forma del hidrograma, las condiciones del cauce o las características del flujo.

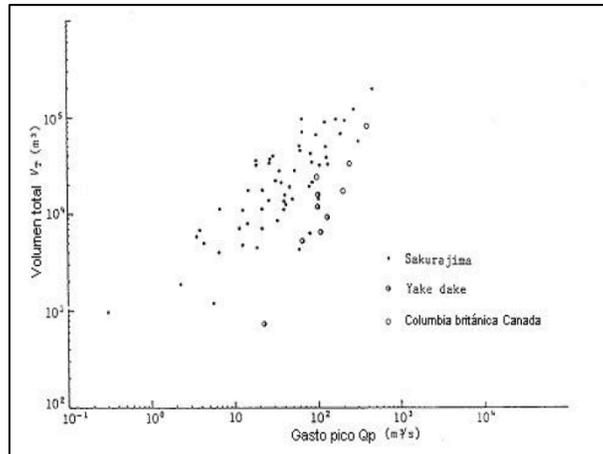


Figura 2.19. Relación entre volumen total de sedimentos y pico del hidrograma.

### 2.3.3.- Depósito

Donde las pendientes son menores, el flujo reduce su velocidad y capacidad de transporte lo que da lugar a procesos de sedimentación. El flujo tiende a distribuirse sobre una superficie mayor aumentando su ancho y disminuyendo sus tirantes.

Por ejemplo, en varios casos en Japón, se efectuaron análisis granulométricos del material depositado y se observó que los sedimentos de la superficie son de mayor tamaño que los de las capas inferiores, lo que reveló una graduación inversa de los sedimento en un flujo de este tipo. También se pudo observar que las rocas de mayor tamaño que caracterizan la parte frontal del flujo son depositadas en las partes altas o medias, mientras que las partículas con menores diámetros se acumularon en las partes bajas.

### 2.2.3.4.- Concentración de sedimentos.

Las concentraciones del material sólido dependen del tipo de sedimento, origen del movimiento, antecedentes de fallas, cementación, etc. Se han encontrado relaciones de la concentración de equilibrio en el frente del debris flow como función de la pendiente, figura 2.20, basadas en trabajo experimental con material de distintos tamaños (ec 2.1).

$$C_v = \frac{\rho \tan \theta}{(\rho_s - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (2.1)$$

Donde:

- $\rho$  Densidad del fluido
- $\rho_s$  Densidad de las partículas
- $\phi$  Ángulo de fricción interna del material
- $\theta$  Ángulo de la pendiente del cauce

La concentración máxima es  $0.9 \cdot C_*$ , donde  $C_*$  es la máxima concentración posible de los sólidos empacado completamente.

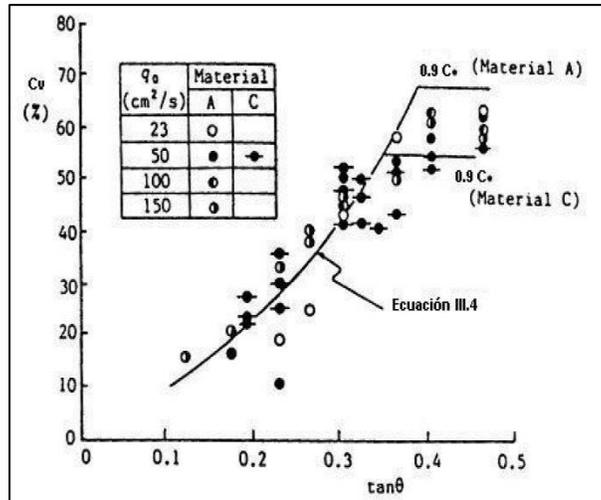


Figura 2.20. Concentración en el frente como función de la pendiente para debris flow.

### 2.2.3.5.- Reología.

La reología comprende el estudio de la transformación de los esfuerzos aplicados a un fluido en deformaciones y viceversa. Los fluidos se pueden dividir básicamente en 2 tipos: fluidos newtonianos y no newtonianos.

#### 2.1.1.- Fluidos newtonianos.

Los fluidos que presentan una resistencia pequeña o nula a ser deformados se les conoce como fluidos newtonianos, la relación entre el esfuerzo cortante y la tasa de deformación es lineal (ec 2.2) como es mostrado en la línea A de la figura 2.21.

$$\tau = \mu \frac{du}{dy} \quad (2.2)$$

#### 2.1.2.- Fluidos no newtonianos.

Son los fluidos que no presentan las características de un fluido newtoniano, es decir, la relación esfuerzo-cortante y la tasa de deformación no es lineal.

- **Pseudoplástico:** Es el fluido en el que disminuye su resistencia al aumentar el esfuerzo. Estos materiales fluyen más rápido cuando el esfuerzo es alto (línea B, figura 2.21).
- **Dilatante:** Aquel fluido en que la resistencia a la deformación aumenta al aumentar el esfuerzo cortante (línea C, figura 2.21).
- **Plástico de Bingham:** El caso límite de sustancia plástica es aquel que requiere un esfuerzo finito antes de comenzar a fluir (línea D, figura 2.21).

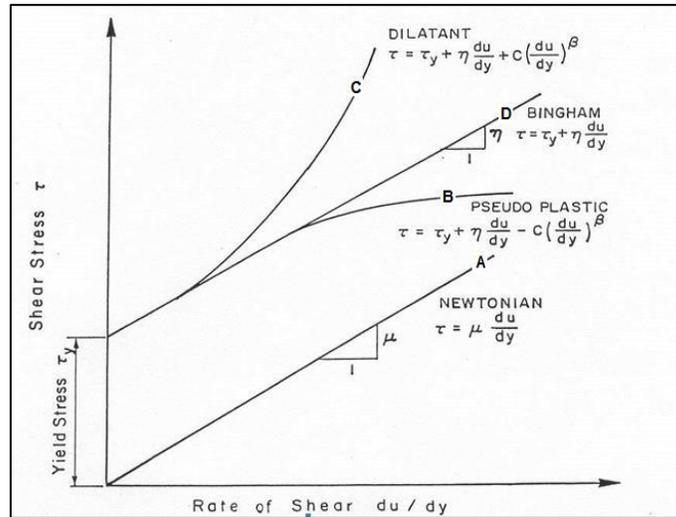


Figura 2.21. Relación entre el esfuerzo cortante y la tasa de deformación

La forma más empleada de la ecuación reológica para analizar el debris flow es la ec 2.3:

$$\tau = \tau_y + \mu_f \frac{du}{dz} + \psi \left(\frac{du}{dz}\right)^2 \quad (2.3)$$

Donde:

- $\tau$  Esfuerzo de fricción total
- $\tau_y$  Esfuerzo de fricción crítico
- $\mu_f$  Viscosidad dinámica
- $\psi$  Parámetro turbulento
- $du/dz$  Tasa de deformación en la que  $u$  denota la velocidad local del fluido

Si en la ec 2.3 el término de  $\psi$  es igual a cero, la ecuación resultante es el modelo de Bingham. Muchas investigaciones concuerdan en que los esfuerzos en el debris flow dentro del rango inercial son proporcionales a la tasa de deformación al cuadrado, mientras que en el rango macroviscoso son proporcionales a la tasa de deformación lineal. Sin embargo, respecto a los coeficientes de proporcionalidad aún no hay un acuerdo y se requiere mayor investigación para establecerlos.

La ec 2.3 está integrada por 3 componentes:

- $\tau_y$  Esfuerzo de fricción crítico
- $\mu_f \frac{du}{dz}$  Esfuerzo viscoso
- $\psi \left(\frac{du}{dz}\right)^2$  Esfuerzo producido por el flujo turbulento

El esfuerzo crítico  $\tau_y$  indica el valor límite a partir del cual los esfuerzos mayores aplicados al fluido dan inicio al movimiento, se considera que  $\tau_y$  está integrado por la suma del esfuerzo de cohesión entre las partículas finas  $\tau_c$  y el esfuerzo friccional de Mohr Coulomb,  $\tau_{mc}$ .

$$\tau_y = \tau_c + \tau_{mc} \quad (2.4)$$

El esfuerzo de Mohr Coulomb es igual a:

$$p_s \tan \phi \quad (2.5)$$

Donde:

$p_s$  Presión entre granos

La cohesión del sedimento fino controla el comportamiento no newtoniano del debris flow.

El segundo término de la ecuación, según los resultados experimentales de Bagnold, el esfuerzo viscoso,  $\tau_v$ , con la concentración volumétrica de sedimentos,  $C_v$ , de la siguiente forma:

$$\tau_v = 2.25\lambda^{\frac{3}{2}}\mu_f \frac{du}{dz} \quad (2.6)$$

Donde:

$\lambda$  Definida por la ec 2.16

Por otra parte, Shibata y Mei, obtuvieron una función independiente de la viscosidad del fluido:

$$\tau_v = \frac{\mu_s}{1 - \frac{C_v}{C_*}} \frac{du}{dz} \quad (2.7)$$

Donde:

$\mu_s$  Incremento en la viscosidad debido a la adición de partículas

Cuando el esfuerzo de fricción crece, debido a las pendientes pronunciadas, se pueden generar esfuerzos turbulentos. En un flujo turbulento, la colisión de las partículas de sedimento agrega una componente al esfuerzo total que es el esfuerzo dispersivo.

El tercer término de la ec 2.3 es igual a la suma del esfuerzo turbulento,  $\tau_t$ , más el esfuerzo dispersivo,  $\tau_d$ . Este término depende de 3 parámetros:

- El cuadrado de la velocidad de deformación.
- El cuadrado del diámetro de las partículas.
- Concentración volumétrica de sedimentos.

Respecto al coeficiente turbulento  $\psi$ , se define como:

$$\psi = \rho_m l^2 + f(\rho_m, C_v) D_s^2 \quad (2.8)$$

Donde:

$\rho_m$	Densidad de la mezcla de agua y sedimentos
$l$	Longitud de la mezcla de Prandtl
$D_s$	Diámetro del sedimento
$f(\rho_m, C_v)$	Función que depende de la concentración volumétrica del sedimento dada por la siguiente relación encontrada por Bagnold:

$$f(\rho_m, C_v) = a_i \rho_m \left[ \left( \frac{C_*}{C_v} \right)^{1/3} - 1 \right] \quad (2.9)$$

Donde:

$a_i$  Coeficiente empírico (generalmente 0.01)

Diferentes estudios demuestran que el debris flow se comporta como un fluido de Bingham. Estos fluidos se encuentran del rango macroviscoso, tienen un comportamiento laminar y responden a altas concentraciones de sedimentos finos. Cuando la concentración disminuye el flujo comienza a ser dominado por los esfuerzos turbulentos.

Para emplear las ecuaciones anteriores en conjunto con las ecuaciones de Saint-Venant es necesario integrarlas sobre la vertical; las relaciones así obtenidas se incluyen en dichas ecuaciones en la pendiente de fricción  $S_f$ .

Se utiliza una aproximación al modelo reológico cuadrático basada en los trabajos de Meyer-Peter y Müller y Einstein, en los que la relación entre los esfuerzos de fricción es escrita en forma de pendiente:

$$S_f = S_y + S_v + S_{td} \quad (2.10)$$

Donde:

$S_f$	Pendiente total de fricción
$S_y$	Pendiente crítica
$S_v$	Pendiente viscosa
$S_{td}$	Pendiente que engloba los términos turbulento y de dispersión

La ecuación se expresa en términos de la velocidad,  $V$ , promediada en la profundidad y se expresa como:

$$S_f = \frac{\tau_y}{\gamma_s} + \frac{K_r \mu_f V}{8 \gamma_s h^2} + \frac{n_{td}^2 V^2}{h^{4/3}} \quad (2.11)$$

Donde:

- $\gamma_s$     Peso específico del sedimento  
 $K_r$     Parámetro de resistencia al flujo  
 $n_{td}$     Coeficiente de resistencia, equivalente a la  $n$  de Manning, que corresponde a la combinación de los esfuerzos turbulento y de dispersión.

El coeficiente  $n_{td}$  toma en cuenta el incremento de la resistencia al flujo generado por los esfuerzos dispersivos cuando existen altas concentraciones de sedimento. Para estimar este incremento, el autor modifica el coeficiente de resistencia debido al flujo turbulento  $n_t$ , mediante una función exponencial que depende de la concentración.

$$n_{td} = n_t b e^{m C_v} \quad (2.12)$$

Donde:

- $b$     Valor igual a 0.0538  
 $m$     Valor igual a 6.0896

La ec 2.12 se resuelve estimando una velocidad del flujo, la cual es empleada después en la solución de la ecuación de cantidad de movimiento.

Para estimar parámetros como el esfuerzo de fricción crítico y la viscosidad, que dependen principalmente de la concentración del sedimento, se proponen las siguientes relaciones empíricas, cuando no se dispone de un análisis reológico del material en estudio:

$$\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v} \quad (2.13)$$

$$\mu_f = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v} \quad (2.14)$$

Donde:

- $\alpha_i$  y  $\beta_i$     Son coeficientes obtenidos mediante experimentos en laboratorio

### 2.2.3.6.- Clasificación

Bagnold definió un parámetro que permite clasificar los flujos. El número de Bagnold se escribe así:

$$N = \frac{\rho_s \lambda^{1/2} D_s^2}{\mu_f} \left( \frac{du}{dz} \right) \quad (2.15)$$

Donde:

$z$  Dirección perpendicular al fondo.  
 $\lambda$  Concentración definida como:

$$\lambda = \left\{ \left( \frac{C_*}{C_v} \right)^{1/3} - 1 \right\}^{-1} \quad (2.16)$$

El número de Bagnold es análogo al número de Reynolds, el cual representa el cociente entre las fuerzas inerciales y las fuerzas viscosas. En la figura 2.22 se presenta una gráfica del número de Bagnold,  $N$ , contra el esfuerzo de fricción adimensional,  $G^2$ , definido como:

$$G^2 = \frac{\tau_f \rho_s D_s^2}{\lambda \mu_f^2} \quad (2.17)$$

Donde:

$\tau_f$  Esfuerzo de fricción entre partículas

Cuando  $N > 450$  el flujo es completamente inercial que cuando  $N < 40$  el flujo está en el rango macroviscoso. Siguiendo esta clasificación se dividen el debris flow en 2 tipos:

- Rango inercial
- Rango macroviscoso

Dentro del rango inercial identifica los flujos rocosos, inmaduros, turbulentos de barros y mezclas de flujos rocosos y de debris.

Además del número de Bagnold, se emplea el número de Savage,  $N_s$ , y de fricción  $N_f$  para hacer una clasificación del debris flow mostrado en la tabla 2.1. El valor límite que se indica en la tabla define cuando se puede considerar preponderante la fuerza representada en el numerador.

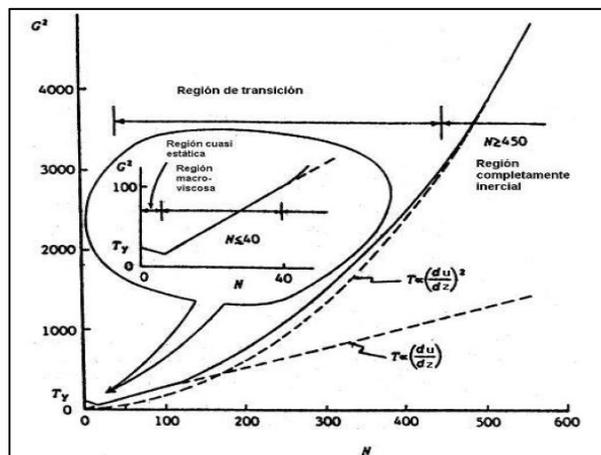


Figura 2.22. Clasificación de debris flow.

Tabla 2.1. Número adimensionales para caracterizar debris flow.

Parámetro	Ecuación	Relación de fuerzas	Valor límite
Número de Bagnold	$N = \frac{C_v \rho_s D_s^2 \gamma}{(1 - C_v) \mu_f}$	$\frac{\text{colisión}}{\text{viscosidad}}$	200
Número de Savage	$N_s = \frac{\rho_s D_s^2 \gamma}{(\rho_s - \rho) g h \tan \phi}$	$\frac{\text{colisión}}{\text{fricción}}$	0.1
Número de fricción	$N_f = \frac{C_v (\rho_s - \rho) g h \tan \phi}{(1 - C_v) \gamma \mu_f}$	$\frac{\text{fricción}}{\text{viscosidad}}$	2000

### 2.2.3.7.- Tipos.

#### Flujos en rango inercial

En la figura 2.23, se muestra gráficamente el dominio de cada uno de los diferentes tipos de flujo en el rango inercial. El dominio de un flujo inmaduro lo delimita mediante la curva B, ec 2.18.

$$\frac{S_0}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)} < 0.15 \quad (2.18)$$

Y la curva A, que representa el esfuerzo de fricción adimensional ec 2.19:

$$\tau_a \geq \cos \theta \left[ \left( C_* + \frac{q_{0*}}{8.5} \right) (\tan \phi - \tan \theta) - \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \tan \theta \right] \quad (2.19)$$

El flujo rocoso se presenta en el rango dado por ec 2.20:

$$\frac{S_0}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)} > 0.15 \quad (2.20)$$

Las curvas C para varias concentraciones en la figura 2.23 están dadas por ec 2.21:

$$\frac{h}{D_s} \approx \frac{[(\rho_s - \rho)/\rho] F^2}{\sin \theta [(\rho_s - \rho)/\rho (1 - \tan \alpha / \tan \theta) C_v + 1]} \quad (2.21)$$

Donde:

- $F$  Función que depende del diámetro de las partículas
- $D_s$  Diámetro de las partículas
- $\nu_0$  Viscosidad cinemática del fluido
- $\tan \alpha$  Constante de proporcionalidad relacionada con el número de Bagnold

El cálculo se hizo empleando  $F^2 = 2/3$ ,  $(\rho_s - \rho)/\rho = 1.6$ ,  $\tan \alpha = 0.6$  y para la figura 2.23b se empleó el valor de  $(\rho_s - \rho)/\rho = 0.8$ .

De acuerdo con la figura 2.23, si el tirante relativo se incrementa gradualmente manteniendo la concentración y la pendiente constante, dentro del rango  $S_0/(\rho_s/\rho - 1) \geq 0.15$ , primero se presentará un flujo rocoso, luego una mezcla de rocas y lodos y finalmente un flujo turbulento del barro, mientras que el rango  $S_0/(\rho_s/\rho - 1) < 0.15$ , se presentará primero un flujo inmaduro, después una mezcla de rocas y lodos, y finalmente un flujo turbulento de barro.

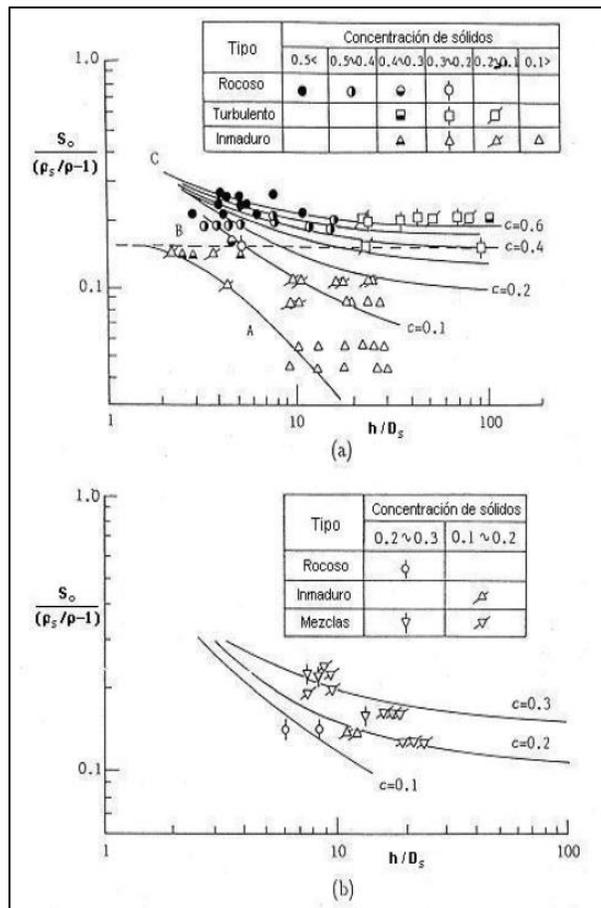


Figura 2.23. Dominio de los distintos tipos de flujo en rango inercial.

### Flujos rocosos

Este tipo de flujo domina el efecto de colisión de partículas. Se proponen 2 aproximaciones para la descripción de este flujo, que se compara con resultados experimentales. La primera considera que el esfuerzo debido a la turbulencia y viscosidad en el fluido es depreciable y que la concentración de sedimentos  $C_v$  y el parámetro  $\tan \alpha$  son constantes

El parámetro  $\tan \alpha$  depende del número de Bagnold y representa la constante de proporcionalidad en la relación entre el esfuerzo de fricción total y el dispersivo.

La ecuación que obtiene de ésta manera, a partir de la combinación de las ecuaciones de cantidad de movimiento de fase líquida y sólida con el modelo reológico de Bagnold no representa correctamente el comportamiento del flujo cerca del fondo, debido a que no es considerado el grado de saturación del fondo previo al evento.

Para solucionar esta discrepancia se propone una segunda aproximación donde toma en cuenta tanto el esfuerzo de turbulencia y viscosidad como la variabilidad de los parámetros  $C_v$  y  $\tan \alpha$  y el grado de saturación del fondo. Encuentra que el efecto de la turbulencia es pequeño y que la distribución de la concentración depende principalmente de la relación entre el parámetro  $\tan \alpha$  y  $C_v$ .

### Flujos inmaduros

Se considera que existe un valor límite de la concentración,  $C_t$ , por debajo del cual las partículas de sedimento ya no pueden dispersarse a todo lo largo del tirante del flujo  $h$ , sino que se concentran en la parte baja con un tirante  $h_t$ , figura 2.24. Se le denomina capa de mezcla, existe una relación entre los tirantes y las concentraciones de equilibrio  $C_\infty$  y límite  $C_l$ .

$$\frac{h_t}{h} = \frac{C_\infty}{C_l} \quad (2.22)$$

Mediante datos experimentales se estima que la concentración límite está dada por:

$$C_l \approx 0.4C_* \quad (2.23)$$

De acuerdo con la ec 2.1, la concentración depende de la pendiente del cauce, si es pequeña también lo es la concentración. Se determina un valor límite de la pendiente por encima del cual ya no es posible la generación de un flujo inmaduro y se expresa de la siguiente forma:

$$\tan \theta = \frac{C_*(\rho_s - \rho)}{C_*(\rho_s - \rho) + \rho(1 + h_0 a_L^{-1})} \tan \phi \quad (2.24)$$

Donde:

$h_0$  Tirante de la capa de agua sobre la capa de sedimento saturado

$a_L$  Espesor de la capa de sedimento

También se define un rango de esfuerzo de fricción en el que puede presentarse un flujo inmaduro:

$$\tau_a \geq \cos \theta \left[ \left( C_* + \frac{q_0^*}{8.5} \right) (\tan \phi - \tan \theta) - \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \tan \theta \right] \quad (2.25)$$

$$q_0^* = \frac{q_0}{V_* D_s} \quad (2.26)$$

Donde:

$q_0$  Gasto por unidad de ancho

$V_*$  Velocidad al esfuerzo de fricción del flujo

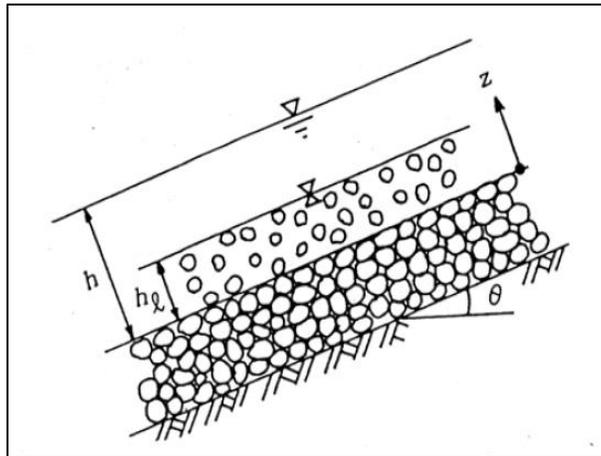


Figura 2.24. Representación esquemática de un flujo inmaduro.

### Flujos turbulentos de barro

Se encuentra que en un flujo turbulento de barro el esfuerzo de fricción total está definido como la suma del esfuerzo inercial de la ecuación reológica de Bagnold más un esfuerzo adicional producido por turbulencia de mayor escala:

$$\tau = \tau_T + \mu_f \frac{du}{dz} \quad (2.27)$$

Donde:

$\tau_T$  Esfuerzo generado por la turbulencia de mayor escala

El término turbulento  $\tau_T$ , se incrementa cuando la relación  $h/D_s$  se incrementa, o cuando disminuye la concentración y la distribución de la velocidad se aproxima a la de un flujo turbulento de agua clara.

### Mezclas de flujos rocosos y de barro

De acuerdo a resultados experimentales, tanto en un flujo rocoso como en uno inmaduro, aparece una región de velocidad aproximadamente uniforme en la parte superior del flujo cuando la pendiente del canal se incrementa, el tirante relativo  $h/D_s$  aumenta o la concentración de sólidos disminuye. La observación detallada de esta región permitió deducir que las partículas eran puestas en suspensión por la acción de la turbulencia, mientras que en la región inferior del flujo el comportamiento correspondía al modelo de Bagnold.

### Flujos en el rango macroviscoso

Al incrementare el número de partículas en el flujo, la viscosidad aumenta; el incremento en este parámetro es representado por  $\mu_s$  y autores como bagnold, Mori y Ototake consideran que la viscosidad del debris flow está dada por:

$$\mu_T = \mu_f + \mu_s \quad (2.28)$$

También se ha considerado que  $\mu_s$  es proporcional a  $\mu_f$ , sin embargo  $\mu_s$  y  $\mu_f$  son independientes y la relación entre ellos la define de la siguiente forma:

$$\mu_s = f(C_v)\mu_c \quad (2.29)$$

Donde:

$\mu_c$  Constante con las mismas dimensiones que la viscosidad

$f(C_v)$  Función que depende de la concentración y es igual a:

$$f(C_v) = \frac{1}{(1/C_v - 1/C_*)} \quad (2.30)$$

De acuerdo con esto, se deduce la ec 2.31 que describe un flujo laminar en el rango viscoso:

$$\frac{V}{V_*^2} = \frac{\rho\tau^2(2h - z)}{2h\left(\mu_f + \frac{\mu_c}{1/C_v - 1/C_*}\right)} \quad (2.31)$$

Debido a que el valor  $\mu_T$  es diferente del obtenido por Bagnold, Takahashi propone un número de Bagnold modificado:

$$N_m = \frac{\rho_s D_s^2 (du/dz)}{\mu_f [1 + (\mu_c/\mu_f) C_*/(C_*/C_v - 1)] [(C_*/C_v)^{1/3} - 1]^2} \quad (2.32)$$

Así como el esfuerzo adimensional modificado:

$$G_m^2 = \frac{\tau \rho_s D_s^2}{\mu_f^2 [1 + (\mu_c / \mu_f) C_* / (C_* / C_v - 1)] [(C_* / C_v)^{1/3} - 1]^2} \quad (2.33)$$

Al reclasificar entonces los flujos, se obtiene que los macroviscosos se presenta cuando  $N_m$  es menor que 30, mientras que los flujos en el rango inercial, si  $N_m$  es mayor que 50. Es necesario contar con más datos experimentales para corroborar estas formulaciones (figura 2.25).

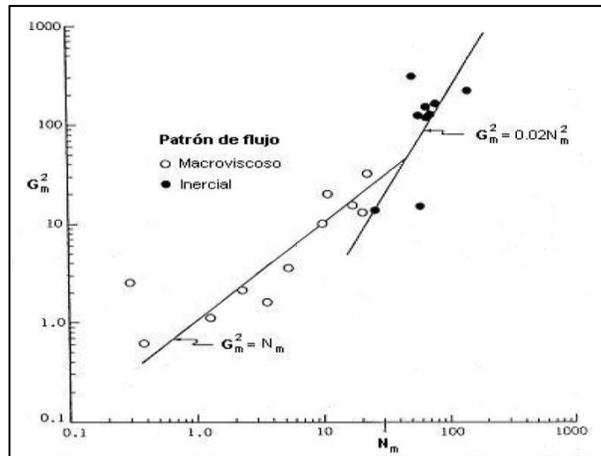


Figura 2.25. Clasificación de flujos considerando  $N_m$  y  $G_m$ .

## 2.4.- Métodos de control.

Los métodos de control diseñados para reducir los desastres provocados por el debris flow son principalmente clasificados en métodos estructurales y no estructurales.

Los métodos estructurales son diseñados para controlar directamente la ocurrencia del fenómeno del debris flow, mientras que los métodos no estructurales son diseñados para mitigar las pérdidas de vidas humanas y materiales a través de sistemas de alerta y evacuación.

### 2.4.1.- Métodos estructurales.

Para disminuir los peligros contra las poblaciones vecinas a los cauces, se propone la construcción de represas denominadas comúnmente "check dams", bajo diferentes variantes. De estas variantes, las represas de tipo "Sabo" son las más adecuadas para los casos estudiados.

Las represas tipo "Sabo" se construyen desde hace más de cien años en Japón. Ello se debe a que dado lo accidentado de su territorio, la ocurrencia de grandes avenidas con importantes cantidades de sedimento es un fenómeno común en aquel país. En realidad, el término Sabo

no se restringe a represas, sino también a diferentes obras que tienen por objeto el control del agua y el sedimento en los ríos; sin embargo, aquí las técnicas Sabo, se usará en lo referentes a las represas.

Las represas tienen como función principal disminuir la energía del flujo, retener azolves y cambiar la pendiente del fondo del cauce. Con ello se logra tener un flujo menos rápido a la salida de la cuenca para evitar un ataque grave contra las poblaciones. Es importante señalar que este tipo de represas no tienen capacidad para retener azolve, por lo cual en pocos años se pueden llenar, o bien con solo una creciente extraordinaria.

Principalmente se clasifican en 2 tipos:

- Presas cerradas
- Presas abiertas

#### 2.4.1.1.- Presas Sabo tipo cerradas.

Las presas Sabo tipo cerradas son diseñadas para controlar o detener el debris flow. Sin embargo, el único inconveniente es cuando hay un aporte constante de sedimento, lo que provoca una disminución en su capacidad de almacenamiento y en consecuencia un control ineficiente cuando se presente el debris flow (figuras 2.26 y 2.27).



Figura 2.26. Presa Sabo tipo cerrada.



Figura 2.27. Presa Sabo tipo cerrada.

#### 2.4.1.2.- Presas Sabo tipo abiertas

Se componen de una malla o estructura de rejilla y el propósito de este tipo de presas es la autolimpieza del sedimento depositado aguas arriba de la presa, donde el flujo aguas arriba y aguas abajo es continuo. La autolimpieza raramente ocurre porque el flujo no es lo suficientemente grande para remover el sedimento depositado (figuras 2.28 y 2.29).



Figura 2.28. Presa Sabo tipo abierta.



Figura 2.29. Presa Sabo tipo abierta.

Generalmente se construyen presas sabo tipo cerradas y en caso muy especiales las de tipo abierta. Las estructuras tipo cerradas de las represas esencialmente constan de una cortina con un vertedor en la parte central y una estructura disipadora al pie de la cortina. El vertedor es de cresta libre y puede tener la particularidad de estar constituido de una sección trapecial que es de cresta muy amplia. La hipótesis principal de funcionamiento radica en suponer que el “debris flow” transita por el vertedor.

El funcionamiento de estas estructuras es el siguiente:

- Con gastos bajos el flujo de agua y sedimento ocurrirá por el vertedor
- Mientras el sedimento no llegue a la cresta del vertedor, la mayor parte de él se depositará en la represa.
- Con gastos extraordinarios el flujo ocurrirá a lo largo de toda la cresta de vertido
- Cuando una represa se llene de sedimento, su efecto será principalmente el de reducir la velocidad del escurrimiento. Esto ocurrirá debido a la disipación de energía aguas abajo de la cortina, y por la disminución de la pendiente longitudinal del tramo del cauce.

En campo, no solamente se instala una presa sino varias con el fin de controlar el debris flow, sin embargo, en la actualidad no se han realizado estudios suficientes que reporten el comportamiento del debris flow para este tipo de arreglo de presas (figuras 2.30 y 2.31).



Figura 2.30. Presas Sabo en serie.



Figura 2.31. Presas Sabo en serie.

En las figuras 2.32 y 2.33 se muestra una vista del transporte de “debris flow” en un vertedor. Se observa que parte del diseño estructural de la cortina deberá considerar la resistencia para soportar el impacto de un flujo con agua y rocas. En cuanto al empotramiento de la cortina, nótese que éste deberá ser suficientemente seguro para resistir el empuje de la masa de agua y las rocas.



Figura 2.32. Vertedor de represa antes del debris flow.



Figura 2.33. Vertedor de represa durante el debris flow.

Existen algunas variantes importantes que dependerán del tipo de cortina seleccionado y de la operación y mantenimiento seleccionado para cada represa. Por ejemplo, sí la represa decide hacerse permeable y se desea retirar regularmente el material depositado, entonces será necesario preparar el acceso de maquinaria y transporte para la limpieza.

#### 2.4.2.- Métodos no estructurales.

Con el propósito de brindar la máxima protección de vidas humanas, es importante establecer medidas no estructurales porque el debris flow no puede ser controlado en su totalidad por medidas estructurales.

Las medidas no estructurales tienen por objetivo mitigar los daños estableciendo sistemas de comunicación contra desastres. Se clasifican en 2 tipos:

- Sistemas de alerta y evacuación (figura 2.34).
- Mapas de peligro (figura 2.35).

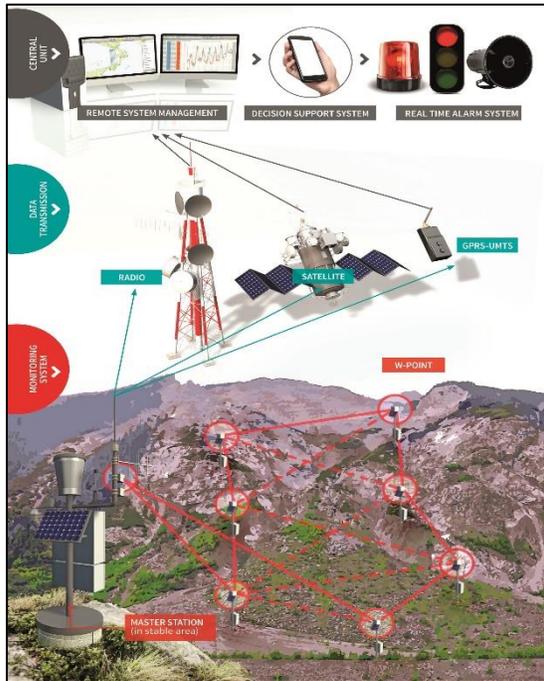


Figura 2.34. Sistema de alerta y evacuación cuando se presente debris flow.

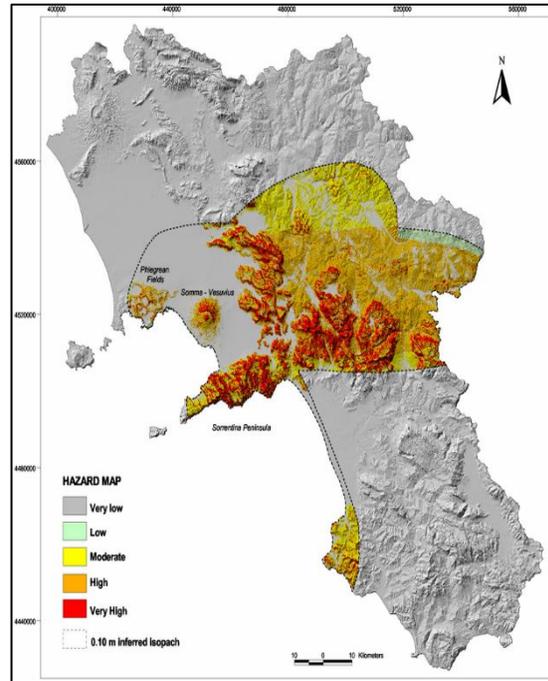


Figura 2.35. Mapas de riesgo para debris flow.

## 2.5.- Inundaciones en la cuenca del río Huixtla.

La cuenca sufre las consecuencias de la presencia de eventos hidrometeorológicos extremos, es necesario contemplar su gestión en los periodos de abundancia y de escasez. Ambas situaciones extremas se presentan en forma recurrente y con diferente grado de afectación dentro de la cuenca.

Fortalecer el ordenamiento de asentamientos humanos en la cuenca del río Huixtla de fundamental importancia para la protección de la población frente a fenómenos hidrometeorológicos, pues a menudo los desastres naturales afectan drásticamente las zonas rurales. Por lo anterior es necesario considerar la delimitación de zonas federales inundables y la construcción de infraestructura de protección en zonas comúnmente afectadas.

La cuenca se ve sujeta frecuentemente a los efectos de los ciclones que se generan en el océano Pacífico, causando daños materiales, por las lluvias torrenciales de 1998, por la tormenta "Larry" en el 2003 y el huracán Stan en 2005, así como, los frentes en 1998 y principalmente en los años 2003, 2005, 2007 y 2008 por ciclones tropicales y lluvias intensas

en los meses de junio a octubre y en ocasiones a finales del mes de mayo como es el caso de la tormenta tropical Bárbara en 2007.

El huracán Stan es el fenómeno meteorológico que ha causado más daños en el estado de Chiapas, por lo que se declararon en desastre 41 de los 119 municipios que posee el estado, siendo los más afectados los municipios de Tapachula, Huixtla y Motozintla (figura 2.36).



Figura 2.36. Imagen satelital de Huixtla después del paso del huracán Stan.

La población afectada fue de más de 162 000 habitantes, 32 000 viviendas y 208 000 hectáreas de cultivo. El total de daños fue de 15 mil millones de pesos. En Huixtla se tiene registro de 3 fallecimientos y más de 1500 viviendas destruidas y se vio mayormente afectada en la infraestructura hidráulica y carreteras federales, como consecuencia del desbordamiento de ríos. Durante el fenómeno se observó que el río Huixtla al norte de la cabecera municipal, incremento su cauce hasta llegar a una amplitud mayor de 1 km transportando rocas bloques mayores a 1.5 metros de diámetro como se muestra en la figura 2.37.



Figura 2.37. Parte norte de la ciudad de Huixtla. La zona de peligro alcanzo una amplitud de 1 km.

Si bien en este trabajo no se tratará el control del sedimento fino, es importante señalar la necesidad de realizar trabajos de terraceo reforestación de las laderas, ya que es el único control verdadero del aporte de sedimento de las cuencas y de los escurrimientos al aumentar la infiltración. Esto se debe a que la vegetación amortigua el impacto de las gotas de lluvia y retiene importantes cantidades de agua. Además los sistemas radiculares retienen al suelo y por lo tanto mejora la infiltración disminuyendo en consecuencia los escurrimientos. En las figuras 2.38 y 2.39 se muestran dos escenarios de la cuenca Huixtla, donde en una prácticamente ya no existe la vegetación natural.



Figura 2.38. Vista panorámica de la cuenca del río Huixtla con gran cantidad de deslizamientos y flujos de material.



Figura 2.39. Vista panorámica de la cuenca del río Huixtla, se aprecia el factor de deforestación-.

## CAPÍTULO 3.-METODOLOGÍA.

### 3.1.- Localización geográfica.

La cuenca del río Huixtla se encuentra ubicada en el estado de Chiapas en la subregión hidrológica costa de Chiapas y en la región Hidrológico-Administrativa (RHA) XI Frontera Sur.

Se localiza en el límite de la Sierra Madre y la Llanura Costera del pacífico; se encuentra contenida principalmente los municipios de Huixtla, Tuzantán, Motozintla, y en menor Proción Villa Comaltitlán, Tapachula, Huehuetán y Mazatán.

Sus coordenadas geográficas son  $15^{\circ} 08' N$  y  $92^{\circ} 28' W$ . Su altitud es de 50 metros. Su extensión territorial es de  $827.312 \text{ km}^2$  que corresponde a un 1.12% de la superficie estatal (figura 3.1).

Administrativamente la cuenca cuenta con 514 localidades, de las cuales 351 cuentan con menos de 100 habitantes. La localidad con mayor población es Huixtla con más de 32 033 habitantes. Abarca parcialmente la superficie de 6 municipios de la región costa de Chiapas, la población y número de localidades por municipio se muestran en la tabla 3.1.

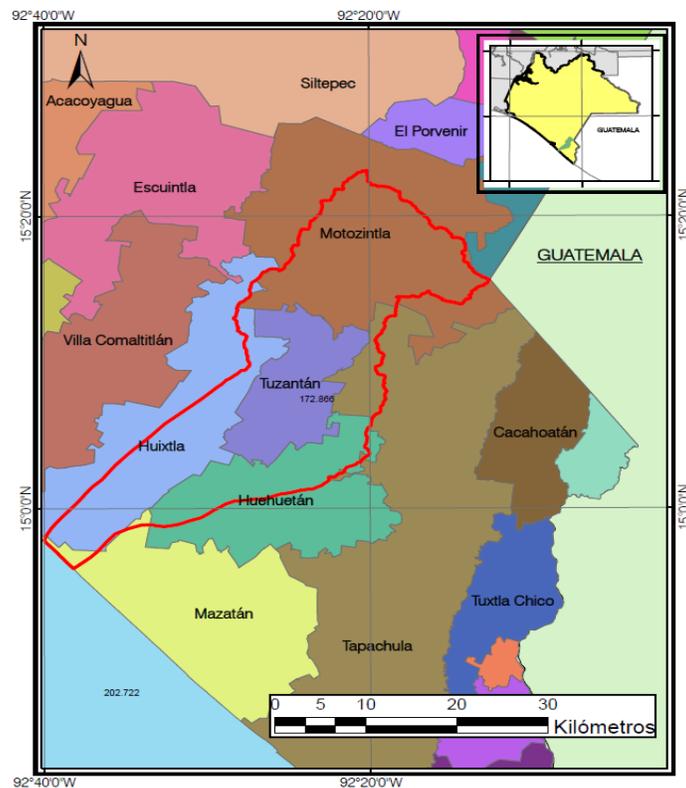


Figura 3.1. Ubicación de la Cuenca del río Huixtla.

Tabla 3.1. Municipios en la cuenca del río Huixtla

Cuenca	Municipios	Número de Localidades	Población
Río Huixtla	Huehuetán	17	1029
	Huixtla	139	47049
	Motozintla	211	24827
	tapachula	23	4428
	Tuzantán	120	28024
	Villa Comaltitlán	4	423
<b>Total</b>		<b>514</b>	<b>105780</b>

### 3.2.- Topografía.

La cuenca se encuentra ubicada dentro de 3 provincias: la llanura costera de Chiapas y Guatemala, Sierras del sur de Chiapas y volcanes de la Costa Golfo Norte.

La cuenca tiene la característica de que el 41% de su superficie se ubica en una altitud entre 0 a 200 msnm, que va desde la zona costera hasta la mitad de la cuenca, esto es en los municipios de Huixtla y Tuzantán. En la parte sur de la cuenca predominan pendientes planas y suavemente inclinadas (1°-3°) y el parte norte existen pendiente medianamente inclinadas (5°-20°).

Se obtuvo la información topográfica de la zona de estudio mediante el Modelo Digital de Elevaciones de alta resolución (LiDAR) obtenidas del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) y la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). Las imágenes LiDAR cuentan con una resolución de 5 metros a una escala de 1:50 000 correspondiente al año 2015 como se muestran en la figura 3.2 y figura 3.3.

El procesamiento consiste en procesar los datos mediante Sistemas de Información Geográfica (SIG) como son ArcGIS y Civil 3D, ello permite obtener información como son el área, la longitud y la pendiente del cauce principal de la cuenca, para su uso en modelos hidráulicos.

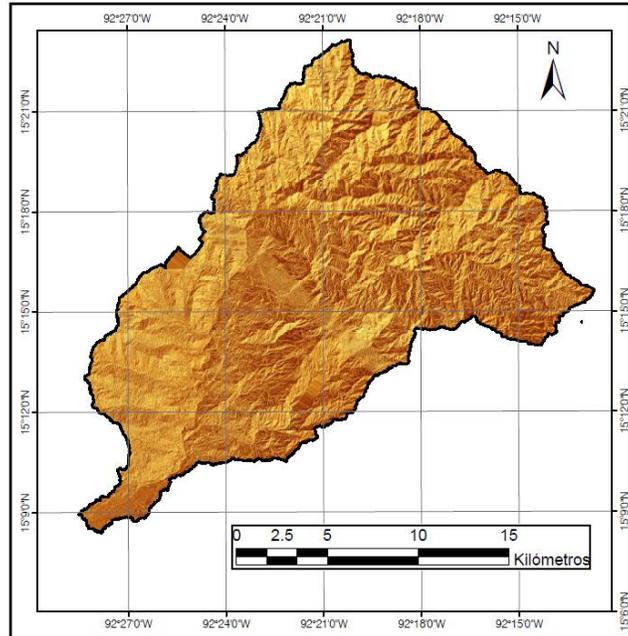


Figura 3.2. Modelo Digital de Elevaciones de la cuenca del río Huixtla

La longitud del cauce principal del río Huixtla de 56 km que va desde las partes altas de la cuenca hasta la ciudad de Huixtla, tiene una elevación máxima de 1650 msnm y mínima de 15 msnm. En la figura 3.3 se muestra el perfil del cauce principal, para el cadenamiento 40+000 al 56+000 tiene una pendiente media de 5° definida como la parte alta de la cuenca, del cadenamiento 40+000 al 20+000 se tiene una pendiente media de 3° definida como la parte media de la cuenca y para el último tramo del cauce tiene aproximadamente una pendiente de 1° que es la parte baja de la cuenca.

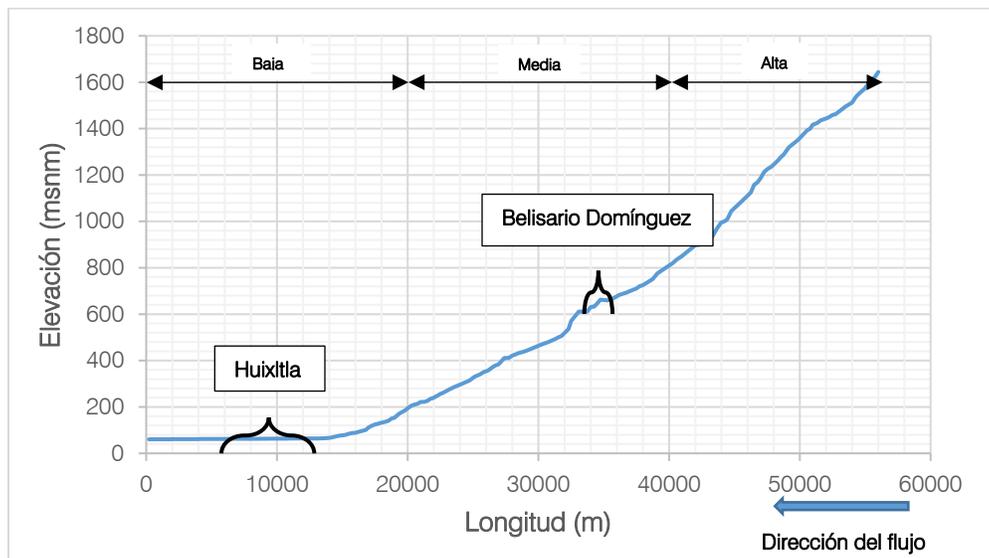


Figura 3.3. Perfil del cauce principal río Huixtla.

### 3.3.- Hidrología.

La cuenca del río Huixtla tiene un área de 820 km<sup>2</sup> como se muestra en la figura 3.1, el periodo de lluvias en la región comprende los meses de junio a septiembre donde la precipitación media anual es cercana a 2900 milímetros anuales, aunque ha llegado a sobrepasar los 3800 milímetros. La cuenca pertenece a la región Hidrológica No.23 Costa de Chiapas.

En la cuenca la corriente principal es el río Huixtla el cual nace en la sierra y desemboca en el océano pacífico y tiene un gasto permanente. Como parte de este estudio, la cuenca del río Huixtla se ha subdividido en 11 subcuencas mostrada en la figura 3.5 y descritas en la tabla 3.1, de las cuales pertenecen a la parte alta y media de la cuenca a excepción de la subcuenca Costa de Huixtla y tiene área aproximadamente de 350 km<sup>2</sup>

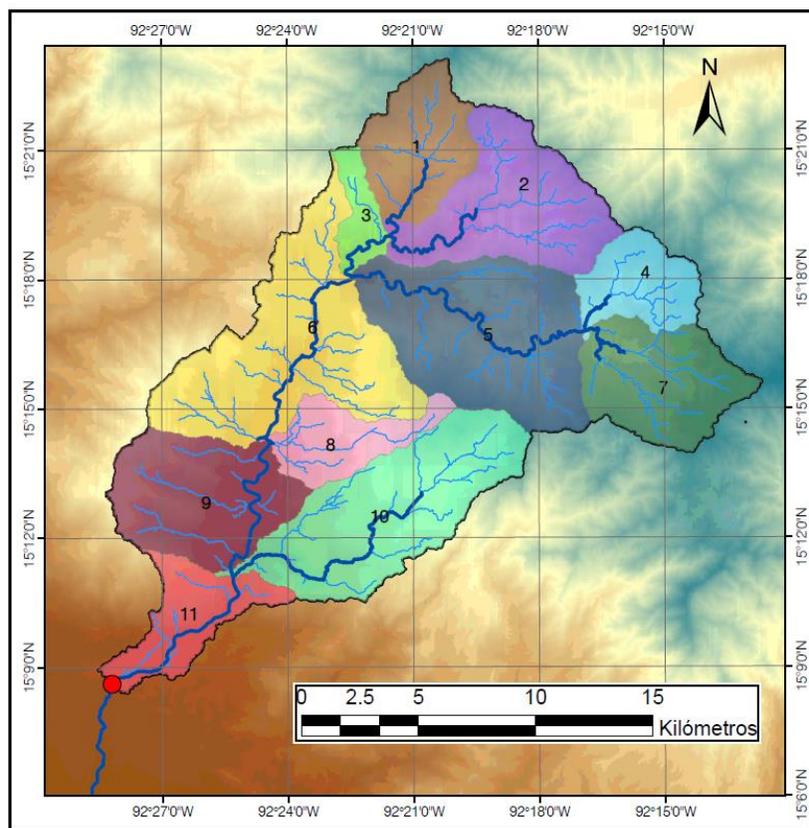


Figura 3.4. Hidrografía de la cuenca del río Huixtla.

Para calcular el gasto base de la cuenca del río Huixtla se obtiene de los registros medidos por la estación hidrométrica con código 23008 de la base de datos de BANDAS, la cual tiene registros de los años de 1957 a 2014. Cabe aclarar que no se tienen los registros suficientes y en algunos datos registrados no son correctos, por ejemplo, hace falta registros del año 2002 al 2009 y periodo en el que se presentó el huracán Stan y otras avenidas extraordinarias que se presentaron en la cuenca. Por ello, en este trabajo no se recomienda efectuar una distribución de probabilidades para obtener la avenida máxima asociada a un periodo de retorno de 100 años.

Tabla 3.1. Subdivisión por subcuencas de la cuenca del río Huixtla.

No.	Nombre	Superficie	Municipio	Población	Localidades	Viviendas
1	Concepción	23.35	Motozintla	858	9	163
2	Toliman	39.01	Motozintla	3607	25	797
3	El Pozolero	7.62	Motozintla	44	2	12
4	El Oriente	16.75	Motozintla	1034	9	263
5	Etzumo	54.76	Motozintla	5851	30	1362
6	Belisario Dominguez	59.62	Huixtla, Motozintla y Tuzatán	5771	884	1356
7	Checute	29.64	Motozintla	2429	14	488
8	Libertad Calera	16.15	Motozintla y Tuzatán	1057	19	190
9	Pedregoso	36.42	Huixtla y Tuzatán	2688	21	649
10	Río negro	49.75	Motozintla y Tuzatán	6053	21	1427
11	Costa de Huixtla	18.79	Huixtla, Tapachula, Huehuetán, Tuzatán y Villa Comaltitlán	76205	279	21825

La figura 3.5, muestra el hidrograma del río Huixtla para el año 2014 que cuenta con registros completos para realizar la separación del escurrimiento base y directo. Se obtiene un gasto base  $Q_b = 25 \text{ m}^3/\text{s}$ , con el fin de disponer de tirantes y velocidades que se presentan normalmente en el cauce y compararlos con gastos extraordinarios.

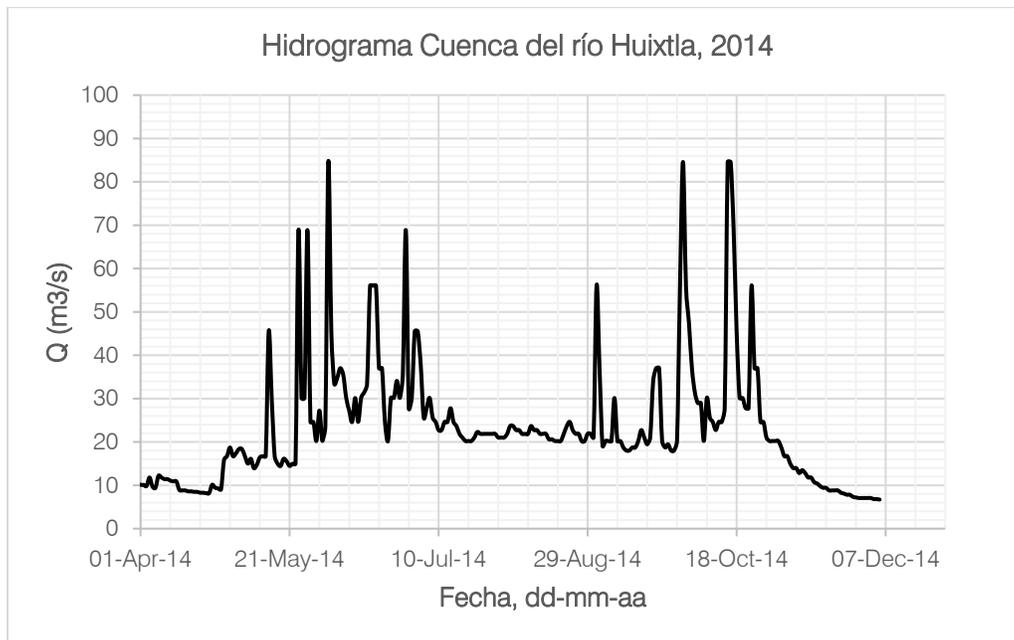


Figura 3.5. Registros de gasto de la cuenca del río Huixtla.

Las estructuras de control se diseñaron para un periodo de retorno de 100 años. El gasto de diseño se obtuvo del estudio hidrológico de Domínguez et. al, 2006, donde se validaron

modelos geomorfológico para estimar las avenidas de diseño para las cuencas del estado de Chiapas, a partir de las precipitaciones estimadas para 100 años de periodo de retorno.

Del el estudio mencionado, del mapa de isoyetas para un periodo de retorno de 100 años se tiene una precipitación diaria de 325 mm para la cuenca de Huixtla. A estas precipitaciones diarias se aplicó una distribución de hietogramas horarios empleado con las tormentas históricas seleccionadas para el análisis del modelo lluvia-escorrimento. El hidrograma de diseño para 100 años de periodo se presenta en la figura 3.6, donde el gasto pico calculado es de:  $Q_p = 2800 \text{ m}^3/\text{s}$ .

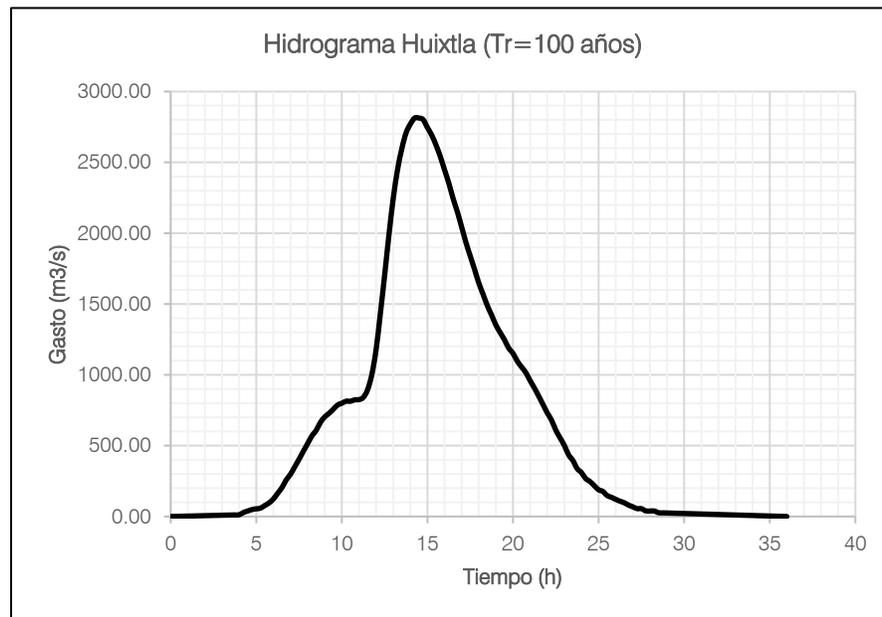


Figura 3.6. Hidrograma de diseño para 100 años de periodo de retorno.

## Erosión

Para evaluar la erosión hídrica provocada por las lluvias extremas provocadas por el huracán Stan, se hace referencia a un estudio desarrollado por Pérez-Nieto. En resumen, se utilizó la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (EUPS) mediante la técnica de álgebra de mapas.

$$P_s = R \cdot K \cdot LS \cdot C \cdot P \quad (3.1)$$

Donde:

- $P_s$  Pérdida de suelo (t/ha/año)
- $R$  Factor de erosividad de la lluvia (MJ mm/ha hr(año))
- $K$  Factor de erosibilidad del suelo (ton hr/MJ mm)
- $LS$  Factor de longitud y grado de la pendiente
- $C$  Factor del manejo de vegetación
- $P$  Factor de prácticas de manejo

Para la clasificación de los resultados de pérdida de suelo se consideraron 7 categorías de erosión hídrica:

Erosión	(t/ha/año)
Incipiente	0 – 5
Ligera	5 – 10
Moderada	10 – 50
Severa	50 – 200
Muy severa	200 – 500
Extrema	500 – 1000
Muy extrema	>1000

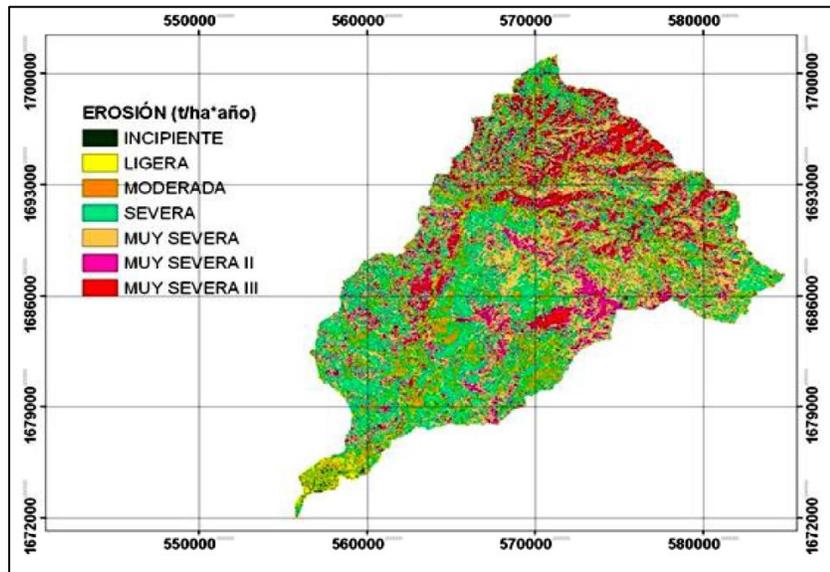


Figura 3.7. Mapa de erosión de la cuenca del río Huixtla.

La mayor parte de la cuenca del río Huixtla, como se observa en la figura 3.8, la erosión en su mayor parte está en la clasificación de muy severa a muy extrema, lo que es de 50 a más de 1000 ton/ha/año. El mayor porcentaje de superficie afectada por erosión se concentra en el rango de severa de 50 a 200 t/ha/año que representa cerca del 40% de la cuenca. Alrededor de una décima parte de la cuenca presenta erosión incipiente. Para valores de pérdidas de suelos mayores de 1000 t/ha/año representa el 14% de la cuenca.

Se observa que el primer escenario presenta una mayor superficie de afectación, con los valores mayores de 200 t/ha/año que representa el 29% de la superficie, mientras que el tercer un 41.37 % de la cuenca presenta valores de pérdida de suelos mayores de 200 t/ha/año.

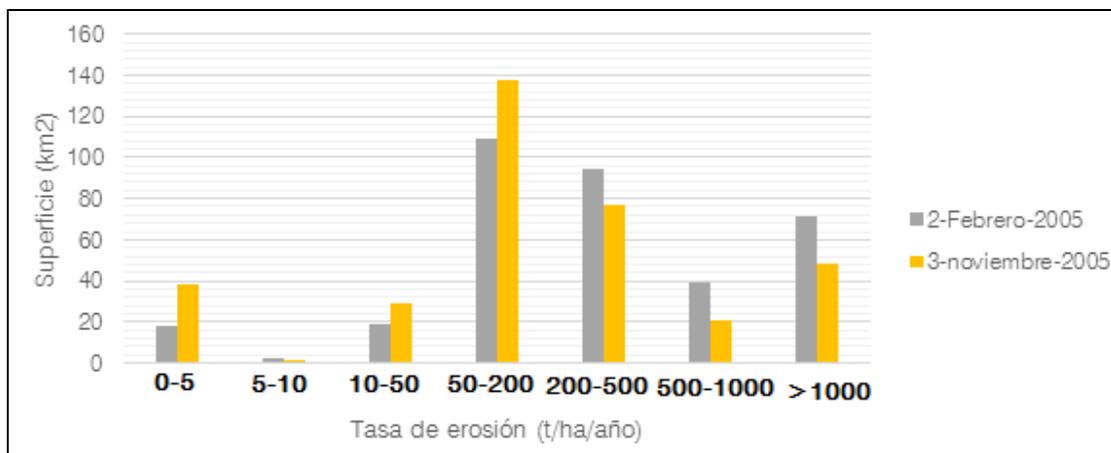


Figura 3.8. Tasa de erosión de la cuenca del río Huixtla.

### 3.4.- Granulometría.

No se contaron con los suficientes datos granulométricos en la zona de depósito de la cuenca del río Huixtla, pero en base a varios estudios e informes de rectificación del canal y de zonas de depósito en otras zonas se determina que el diámetro medio para este tipo de fenómenos en la cuenca del río Huixtla es  $D_{50} = 0.025 \text{ m}$  y una desviación estándar  $\sigma_g = 15$ , como se muestra en la figura 3.9.

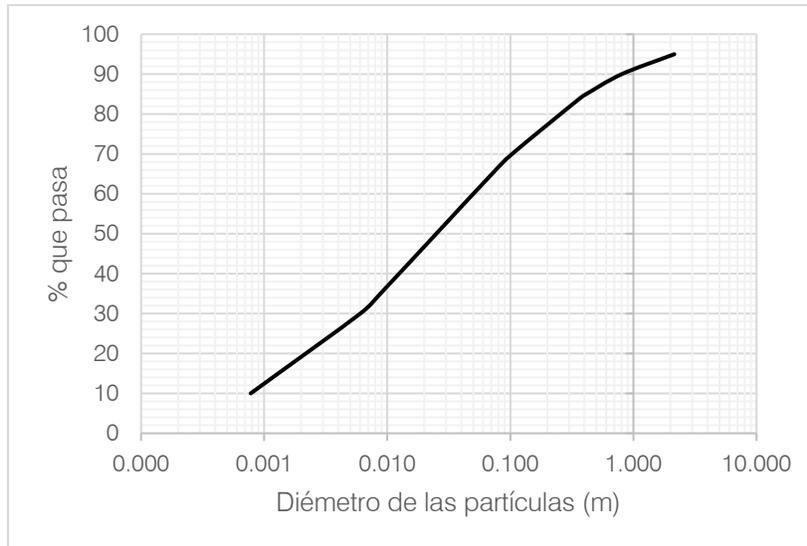


Figura 3.9. Curva granulométrica.

### 3.5.- Sedimentograma.

Para estimar el volumen potencial de arrastre de debris flow de la cuenca del río Huixtla se utiliza la metodología propuesta por O'Brien (2000), señala que para estimar el hidrograma de debris flow se parte del hidrograma de flujo agua multiplicado por un factor que es función de la concentración volumétrica de debris flow. Las ecuaciones utilizadas son la ec 3.2 y 3.3:

$$Q_s = BF \cdot Q \quad (3.2)$$

$$BF = \frac{1}{1 - C_v} \quad (3.3)$$

Donde:

- $Q_s$  Gasto total de debris flow
- $Q$  Gasto líquido
- $BF$  Factor de volumen (Bulking Factor)
- $C_v$  Concentración volumétrica de debris flow

Para el debris flow el  $C_v$  varía entre 0.20 y 0.40. Para las simulaciones en HEC-RAS este valor llega a ser como máximo de 0.25, combinando el flujo de sedimentos con el flujo de agua se presentaría como se muestra en la figura 3.10.

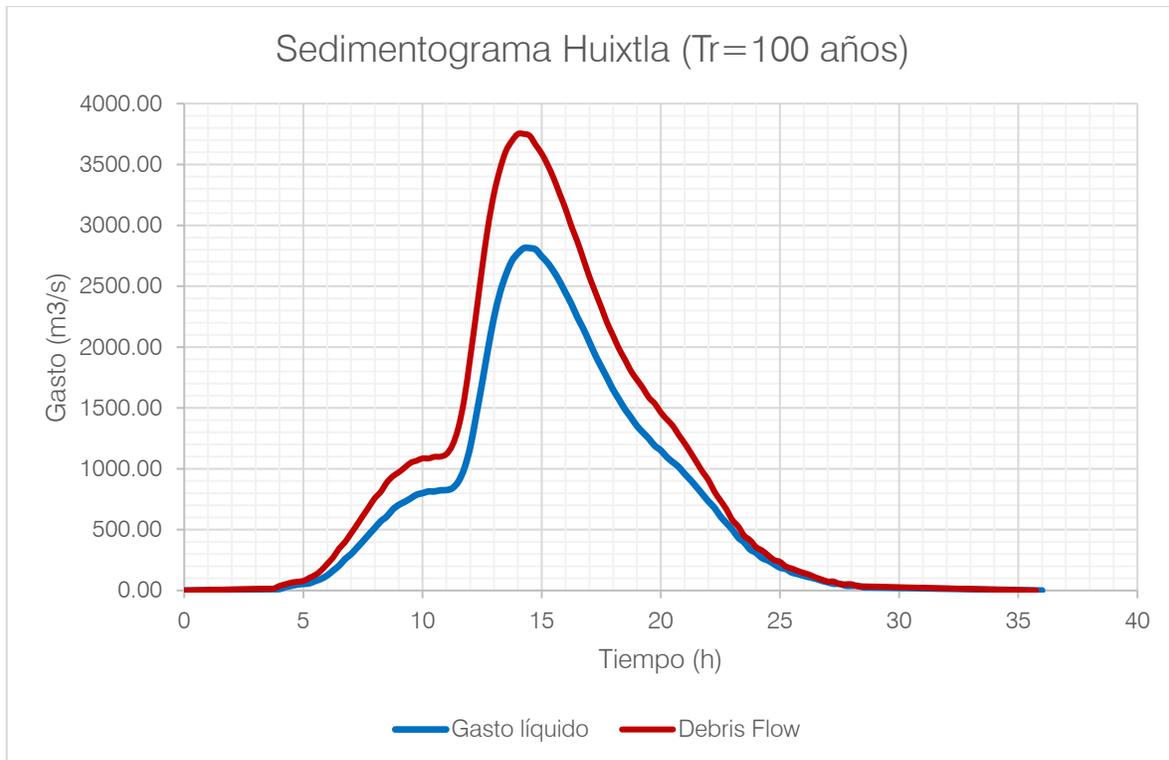


Figura 3.10. Concentración volumétrica del debris flow.

### 3.5.- Diseño presas Sabo.

De acuerdo con la revisión bibliográfica revisada se ha utilizado el siguiente criterio para realizar el diseño de las obras de protección, en la cuenca del río Huixtla:

- La cuenca del río Huixtla es una zona de precipitaciones altas; cuando se presentan precipitaciones extraordinarias, se producen importantes aportes de sedimento fino y grueso. Éste último a través del fenómeno denominado debris flow, que es el aporte de cantidades importantes de sedimento grueso por el fondo.
- Los grandes aportes de sedimento (grueso y fino) se deben especialmente a la deforestación de las cuencas. Esto ha causado el aumento de los escurrimientos y el transporte del material sólido, además de la falla de taludes en las laderas.
- El sedimento fino se mueve y sale con la avenida; sin embargo, el material grueso se deposita en los sitios donde existen cambios importantes de la pendiente del cauce. Dado que las poblaciones se encuentran comúnmente en esas partes donde la pendiente se vuelve más baja, ahí ocurren los principales desbordamientos.

- Durante las avenidas normales existe movimiento del sedimento acorde con los escurrimientos, sin embargo, durante las avenidas extraordinarias, se mueven también cantidades extraordinarias de sedimento de grandes dimensiones (debris flow).

Con toda la información anterior es posible hacer una preselección de los sitios donde se considera que pueden construir las represas para retener el debris flow.

Esta primera selección, se hace tomando en cuenta que las primeras represas deberán ser construidas a la salida de cada una de las subcuencas, además que hacia aguas arriba del sitio seleccionado la pendiente del cauce sea pequeña y se disponga de una superficie de inundación adecuada para la regulación.

El diseño de las estructuras se basa en los manuales elaborados por Japan International Cooperation Agency (JICA), para las medidas de control del debris flow.

En el diseño de las presas Sabo hay algunos factores que determinar. Estos factores son el gasto de descarga ( $Q_p$ ), la concentración volumétrica de sedimento del debris flow en movimiento ( $C_d$ ) y la descarga pico del debris flow ( $Q_{sp}$ ).

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot r \cdot A \quad (3.4)$$

Donde:

- $f$  Coeficiente de escurrimiento (generalmente;  $f = 0.75$ )  
 $r$  Intensidad de la lluvia media (mm/hr) dentro del tiempo de concentración  
 $A$  Área de captación (km<sup>2</sup>)

En caso de que no se disponga de una intensidad de lluvia media en el área del proyecto, la descarga máxima,  $Q_p$ , puede ser calculada de la siguiente manera:

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot r \cdot A \quad (3.5)$$

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A \quad (3.6)$$

$$r_e = \left( \frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \times \left( \frac{24 \times f^2}{\frac{c}{60} \times A^{0.22}} \right)^{0.606} \quad (3.7)$$

Donde:

- $c$  Coeficiente de área de drenaje (generalmente;  $c = 120$ )

El 50% de la mezcla de sedimentos se agrega generalmente a la descarga máxima ( $Q_p$ ) en Japón, la  $Q$  se calcula con la ec 3.8:

$$Q = 1.5 \times Q_p \quad (3.8)$$

Para determinar la concentración volumétrica de sedimento del debris flow en movimiento ( $C_d$ ), se utiliza la ec 3.9:

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (3.9)$$

Donde:

- $\sigma$  Densidad de las gravas (2.6 t/m<sup>3</sup>)
- $\rho$  Densidad del lahar (1.2 t/m<sup>3</sup>)
- $\phi$  Ángulo de fricción interna del sedimento depositado
- $\theta$  Gradiente del fondo del río

Sin embargo, de acuerdo a “Technical Standard for the Measures Against Debris Flow”, esta ecuación se utiliza solamente si el gradiente está entre 10° - 20°. Si el valor calculado de  $C_d$  llegará a ser mayor que  $0.9C^*$  ( $C_d < 0.9C^*$ ), entonces el valor de  $C_d$  a ser usado será  $0.9C^*$ , ( $C_d = 0.9C^*$ ) y si el valor calculado es menor que 0.3, ( $C_d < 0.3$ ) entonces  $C_d$  será 0.3, ( $C_d = 0.3$ ).

Para obtener la descarga pico del debris flow, se utiliza la ec 3.10:

$$Q_{sp} = \frac{C^*}{C^* - C_d} Q_p \quad (3.10)$$

Donde:

- $C^*$  Concentración volumétrica del sedimento depositado (similar a 0.6)
- $C_d$  Concentración volumétrica del debris flow en movimiento
- $Q_p$  Gasto de descarga

Nota: Los cálculos mencionados anteriormente, solamente se aplicarán cuando:

- Se desconozca la intensidad de lluvia media
- No se cuenten con registros de gastos de la cuenca
- La cuenca sea menor a 10 km<sup>2</sup>.

Debido a que el gasto pico de la cuenca puede ser mucho mayor y en consecuencia las sobrediseñar las obras hidráulicas.

Para calcular la base del debris flow se utiliza:

$$B = \alpha \cdot Q^{1/2} \quad (3.11)$$

Donde:

- $B$  Ancho del flujo (m)  
 $\alpha$  Factor de área (generalmente 2.5)  
 $Q$  Gasto para un periodo de retorno de 100 años

Para calcular el tirante del debris flow se utiliza la ecuación de Manning:

$$h = \frac{Q_{sp}}{B \cdot U} = \left[ \frac{n \cdot Q_{sp}}{B(\sin \theta)^{0.5}} \right]^{3/5} \quad (3.12)$$

Donde:

- $h$  Tirante del debris flow (m)  
 $U$  Velocidad del debris flow (m/s)  
 $\theta$  Gradiente de diseño  
 $n$  Coeficiente de rugosidad

Para calcular la velocidad:

$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad (3.13)$$

### Diseño del vertedor

Para determinar el bordo libre se hace uso de "Technical Standard for the Measure Against Debris Flow" como se muestra en la tabla 3.2:

Tabla 3.2. Rangos para determinar bordo libre del vertedor

$Q_{sp}$ (m <sup>3</sup> /s)	Bordo libre (m)
Menor a 200	0.6
Entre 200-500	0.8
Mayor a 500	1.0

La pendiente de la sección del vertedor es de 1:0.5, el esquema general del vertedor de las represas se muestra en la figura 3.11.

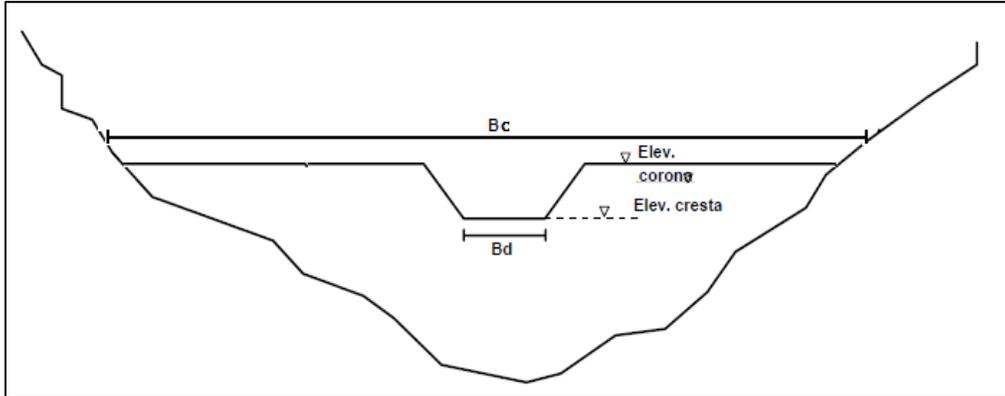


Figura 3.11. Vertedor de represas Sabo.

En la figura 3.12 se indican los sitios donde se han colocado las represas Sabo para el control de escurrimientos y de sedimento, se han propuesto 80 represas. En la tabla 3.3, se presentan las características y dimensiones de las represas principales.

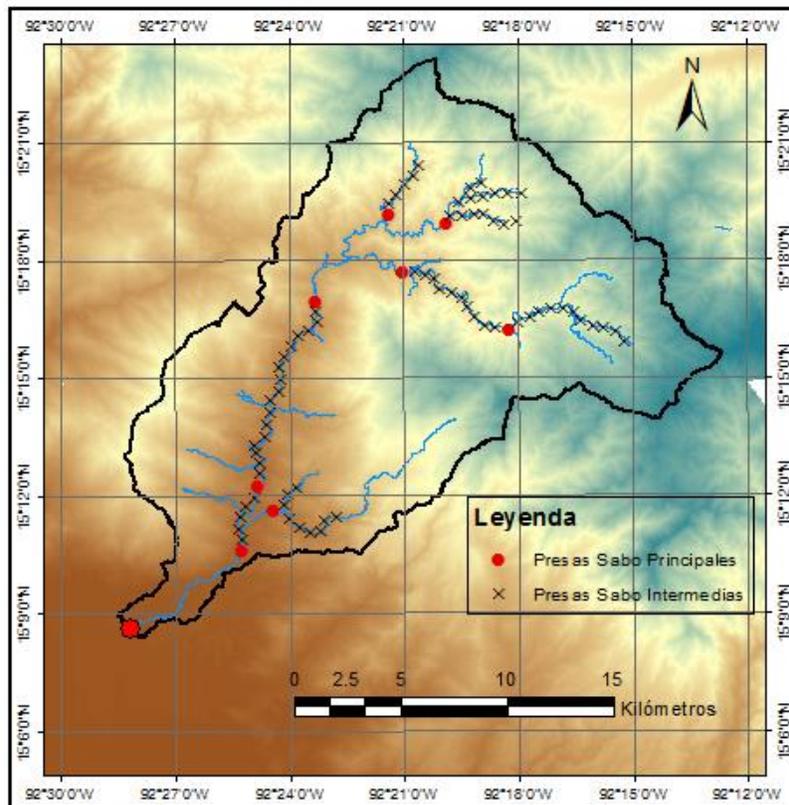


Figura 3.12. Ubicación de las represas Sabo en la Cuenca del río Huixtla.

Tabla 3.3. Tabla de resultados de diseño.

Nombre	PS-1	PS-2	PS-3	PS-4	PS-5	PS-6	PS-7	PS-8
X (UTM)	562170	562882	565621	569035	571540	569641	574671	563787
Y (UTM)	1677884	1680090	1689315	1693646	1693222	1690974	1688368	1679840
Z (UTM)	126	222	600	844	1014	842	1288	252
Lcp (km)	40.41	36.75	25.56	8.84	8.84	18.93	12.4	15.83
Sc (grado)	3.72	3.9	4.76	10.77	8.77	5.67	6.53	8.37
Sd (grado)	2	2	1.6	2.5	2.5	1.5	8	1.5
Bd (m)	60.75	27.27	45.55	16.78	19.14	24.29	19.39	22.57
Elv. cresta	134	230	608	852	1022	850	1296	260
Elv. corona	138.26	235.86	611.81	853.86	1024.01	853.72	1298.02	262.56
Anec (m2)	144.96	104.96	103.1	12.56	16.57	53.22	16.94	29.19

Donde:

X, Y            Coordenadas UTM  
Z                elevación del terreno  
Lcp             Longitud del cauce principal  
Sc              pendiente promedio de la cuenca.  
Sd              pendiente modificada.  
Bd              Ancho de la base del vertedor.  
Elv             Elevación de la cresta del vertedor  
Elv corona    Elevación de la corona del vertedor  
Anec           Área del vertedor

## CAPÍTULO 4.-MODELACIÓN MATEMÁTICA

### 4.1.- HEC-RAS.

El modelo hidrodinámico que se aplicará para el análisis de este trabajo es el HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) es un modelo de dominio público desarrollado por U.S. Army Corps of Engineers donde se calculan perfiles de flujo. Está compuesto por 4 tipos de análisis en ríos:

- Modelado de flujo unidimensional en régimen permanente
- Modelado de flujo unidimensional y bidimensional en régimen no permanente
- Modelado de transporte de sedimentos
- Análisis de calidad de aguas

#### 4.1.1.-Hidrodinámica.

Los perfiles de la superficie libre pueden ser calculados para régimen de flujo subcrítico, supercrítico o mixto y considera los efectos causados por obstáculos en el fondo del ríos tales como puentes, alcantarillas, vertedores y otras estructuras.

Los perfiles de la superficie libre son calculados de una sección transversal a otra resolviendo la ecuación de la energía por medio de iteraciones con el método del paso estándar. Se describirá dicho procedimiento de cálculo del programa HEC-RAS de una sección  $Y_1$  a otra sección  $Y_2$ .

1. En la sección conocida se calcula el área ( $A$ , en  $m^2$ ), perímetro ( $P$ , en  $m$ ), radio hidráulico ( $R = A/P$ , en  $m$ ), velocidad ( $V = Q/A$ , en  $m/s$ ). La cota de la línea de energía está dada por la ec 4.1:

$$H_1 = Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \quad (4.1)$$

Donde:

- $H_1$  Energía total o línea de energía en un punto uno, en  $m$ .  
 $Z_1$  Carga de posición en el punto uno, en  $m$ .  
 $Y_1$  Carga de presión o tirante del agua en el punto uno, en  $m$ .  
 $V_1$  Velocidad en la sección en el punto uno, en  $m/s$ .  
 $g$  Aceleración de gravedad, en  $m/s^2$ .

En seguida se calcula la pendiente de la línea de energía:

$$S_{f_1} = \left( \frac{V_1 \cdot n}{R_1^{2/3}} \right)^2 \quad (4.2)$$

Donde:

- $V_1$  Velocidad en la sección uno, en  $m/s$ .  
 $R_1$  Radio hidráulico en la sección uno, en  $m$ .  
 $n$  Coeficiente de rugosidad de Manning.

2. En la sección 2, se calcula el nivel de fondo del canal. Si la pendiente es constante:

$$Z_2 = Z_1 + S_0 \cdot \Delta_x \cdot X_{1-2} \quad (4.3)$$

Se supone un tirante  $Y_2$ , con el cual se calcula el área  $A_2$ , el perímetro  $P_2$ , el radio  $R_2$ , la velocidad  $V_2 = Q/A_2$ . Se calcula:

$$H_2 = Z_2 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad (4.4)$$

Donde:

- $H_2$  Energía total o línea de energía en un punto dos, en  $m$ .  
 $Z_2$  Carga de posición en el punto dos, en  $m$ .  
 $Y_2$  Carga de presión o tirante de la gua en el punto dos, en  $m$ .  
 $V_2$  Velocidad en la sección en el punto dos, en  $m/s$ .  
 $g$  Aceleración de gravedad, en  $m/s^2$ .

3. Calcular la pendiente de la línea de energía en el punto 2:

$$S_{f_2} = \left( \frac{V_2 \cdot n}{R_2^{2/3}} \right)^2 \quad (4.5)$$

Donde:

- $V_2$  Velocidad en la sección dos, en  $m/s$ .  
 $R_2$  Radio hidráulico en la sección dos, en  $m$ .  
 $n$  Coeficiente de rugosidad de Manning.

Calcular la media de la  $S_{f_1}$  y  $S_{f_2}$

$$S_{f_{1-2}} = \frac{S_{f_1} + S_{f_2}}{2} \quad (4.6)$$

$$H_2 = H + S_{f_{1-2}} \cdot \Delta_x \cdot he \quad (4.7)$$

Se compara  $H_1$  con  $H_2$  deben ser iguales. Si en el caso que no lo sean, se aplica una corrección al tirante.

4. Se calcula la corrección,  $\Delta Y_2$ :

$$\Delta Y_2 = \frac{H_1 - H_2}{1 - Fr_2^2 + \frac{3}{2} \cdot \frac{S_{f_2} \cdot \Delta x}{R_2}} \quad (4.8)$$

Iterando:

$$Y_2(i) = Y_2(i - 1) - \Delta Y_2(i - 1) \quad (4.9)$$

Donde:

$i$  Es el número de iteración.

$Fr_2$  Número de Froude.

#### 4.1.2.- Transporte de sedimentos.

El modelado de transporte de sedimentos es notoriamente difícil. Las informaciones necesarias para predecir los cambios en el lecho son altamente inciertas, la teoría empleada es empírica y con una gran variedad de variables físicas por definir, sin embargo, con los datos apropiados, se obtiene un modelo calibrado del transporte de sedimentos útil para predecir las tendencias a largo plazo para planificar y evaluar alternativas de proyecto.

En HEC-RAS se incluyen 8 funciones de transporte:

- Ackers y White
- England y Hansen
- Laursen
- Meyer y Peter and Müller
- Toffaleti
- MPM-Toffaletti
- Yang (ecuaciones para gravas y arenas)
- Wilcock y Crowe

Para este caso de estudio del río Huixtla, se utiliza la fórmula de Meyer-Peter y Müller, con el objetivo de calcular el arrastre de fondo, fue una de las primeras ecuaciones desarrolladas y es aún una de las más utilizadas. Es una simple relación de exceso de esfuerzo cortante. Es estrictamente una ecuación de carga de lecho desarrollada con experimentos de aforación para arena y grava bajo condiciones de lecho plano.

$$q_b^* = 8(\tau^* - \tau_c^*)^{3/2} \quad (4.10)$$

Donde.

- $q_b^*$  Carga de fondo  
 $\tau^*$  Esfuerzo cortante  
 $\tau_c^*$  Esfuerzo cortante crítico

#### 4.1.3.- Debris flow.

Las propiedades de los fluidos y las características del transporte de sedimentos cambian bajo un flujo hiperconcentrado, ya que transportan grandes cantidades de sedimento a través de la columna de agua y dicha mezcla ya no se comporta como un fluido newtoniano. Sin embargo, es una práctica común utilizar las ecuaciones estándar de transporte de sedimentos e hidráulicos basadas en el fluido newtoniano para un flujo hiperconcentrado. El debris flow suelen ser completamente fluidos no newtonianos y por lo tanto las ecuaciones no son aplicables., dicho esto es común que se utilice HEC-RAS para modelar el debris flow con concentraciones volumétricas de hasta 20%. Varios autores han modificado los coeficientes de entrada para tener en cuenta altas viscosidades y densidades con relación al agua, como se muestra a continuación:

$$\text{Coeficientes de Expansión/Contracción: } c_{df} = 0.0001 \cdot v_{df}^{2/3} C \quad (4.11)$$

$$\text{Valor de Manning para flujo turbulento: } n_{df} = 4.63 \cdot v_{df}^{1/9} \cdot n \quad (4.12)$$

$$\text{Valor de Manning para flujo laminar: } n_{db} \approx 0.74 \sqrt{\frac{v_{db}}{Q_{db}}} \sqrt{a_{db}} \quad (4.13)$$

Donde:

- $df$  Subíndice que denota debris flow.  
 $\nu$  Viscosidad cinemática (m<sup>2</sup>/s).  
 $n$  Coeficiente de rugosidad

Estas conversiones pueden ser adecuadas para el estado más simple y estable de flujos hiperconcentrados, sin embargo para grandes cantidades de material puedan ser erróneos. Dado esto, se recomienda que lleven a cabo investigaciones adicionales como la aplicación e HEC-Ras para este tipo de fluidos.

#### 4.1.4.- Modelación.

La geometría en un modelo hidráulico en HEC-RAS se define mediante secciones del terreno transversales al flujo. El proceso se realiza en el programa ArcGIS con la extensión HEC-GeoRAS primero se deberá contar con una fotografía aérea georreferenciada de la zona del modelo, cuya información servirá para ubicar con mayor criterio las secciones que conformarán el modelo, así como identificar los elementos existentes que pueden representar perturbaciones en el flujo.

Se deberá disponer del Modelo Digital de Elevaciones para generar el Modelo Digital de Elevaciones Triangulado (TIN) como se muestra en la figura 4.1, después se definirán los ejes del cauce principales como tributarios, las alineaciones de los bordes del cauce, las alineaciones de las planicies de inundación, secciones transversales, obstrucciones, áreas de almacenamiento de flujos y distribución de la rugosidad como se muestra en la figura 4.2.

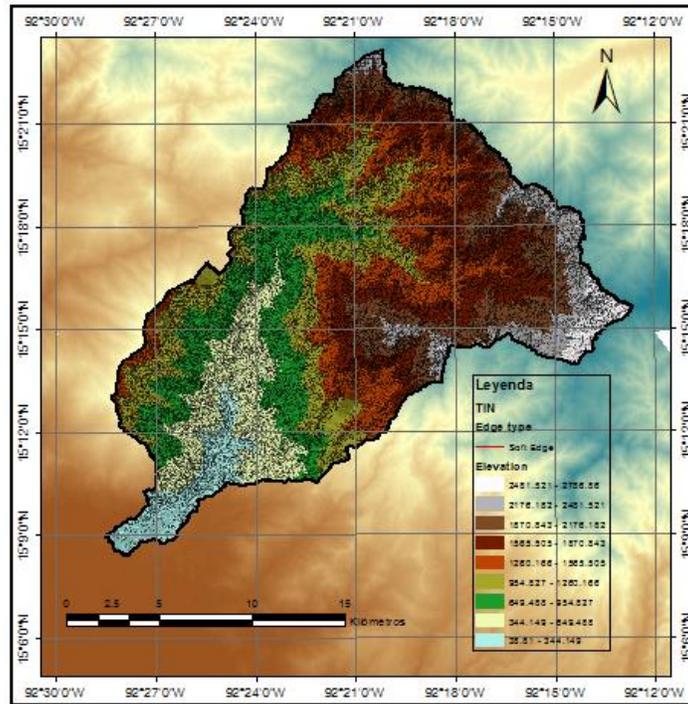


Figura 4.1. Modelo Digital de Elevaciones Triangulado (TIN) de la cuenca del río Huixtla.

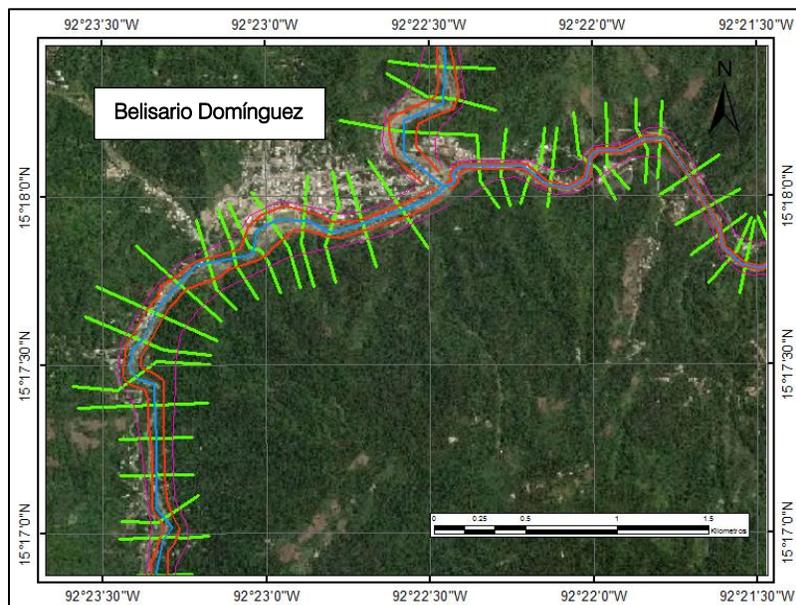


Figura 4.2. Definición del cauce del río Huixtla en ArcGIS.

Una vez creados estos elementos, se les debe asignar los atributos para su exportación y posterior importación a HEC-RAS. Para que la geometría quede correctamente definida, en el programa HEC-Ras se deben efectuar ediciones, actualizaciones y ajustes de información para que la geometría sea validada, por ejemplo, secciones con demasiados puntos, geometrías de estructuras, obstrucciones, etc.

Posteriormente se realizan las simulaciones para el gasto base, gasto del huracán Stan y el gasto correspondiente al período de retorno de 100 años. Obtenidos los resultados de cada simulación, estos se exportan mediante la herramienta GIS y se generan representaciones de las simulaciones como se muestra en la figura 4.3.

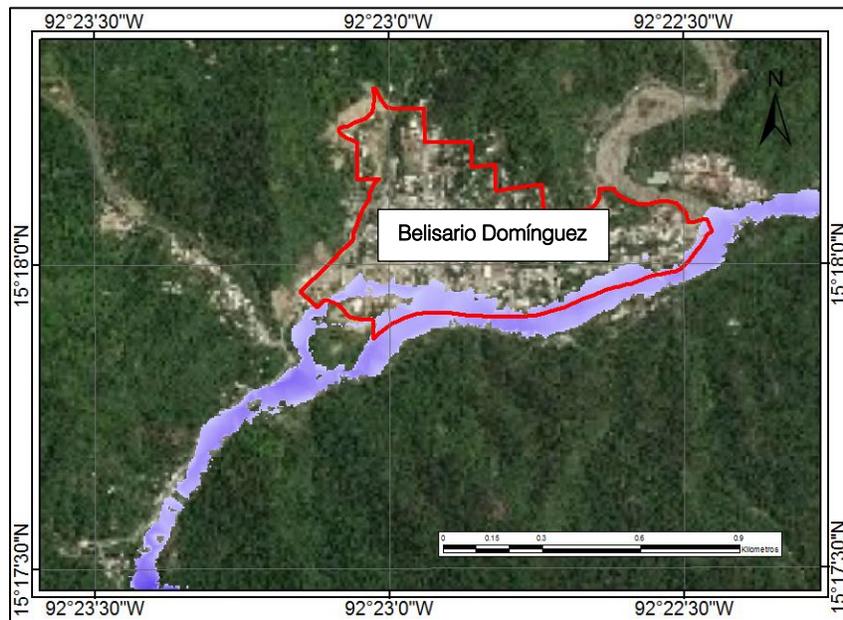


Figura 4.3. Resultados de simulación del río Huixtla en HEC-RAS.

La calibración del modelo se realizó con el gasto base  $Q_b = 25 \text{ m}^3/\text{s}$  para obtener los tirantes y velocidades del agua que comúnmente se presentan en la cuenca, además se calibró el modelo con el gasto del huracán Stan  $Q = 1400 \text{ m}^3/\text{s}$ , con el fin de predecir el comportamiento que tendrá la cuenca para un gasto de diseño igual a  $Q = 2800 \text{ m}^3/\text{s}$

Para las calibraciones del modelo numérico, se utilizaron los valores registrados de la estación hidrométrica de Huixtla y de los informes que ha realizado el centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), el Instituto de Ingeniería, UNAM, con el fin de conocer la vulnerabilidad de zonas de gran influencia de ciclones tropicales.

## CAPÍTULO 5.-ANÁLISIS DE RESULTADOS.

Se analizan 2 condiciones del terreno, la primera condición es analizar de forma natural el comportamiento de los cauces principales de la cuenca de Huixtla y la segunda condición es analizar el comportamiento de los mismos cauces, pero con la construcción las presas retenedoras de azolve propuestas.

Bajo estas 2 condiciones de terreno se analizaron 3 escenarios:

- Gasto base;  $Q_b=25 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Gasto huracán Stan;  $Q=1400 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Gasto de diseño  $T_r=100$  años;  $Q_d=2800 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Se analizan los tirantes y velocidades así como, las zonas de depósito y erosión de sedimentos, para el control de inundaciones dentro de la cuenca.

### 5.1.-Gasto base, $Q_b=25 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Para la zona de estudio se utiliza el gasto base para calibrar el modelo con el propósito de obtener tirantes y velocidades que se presentan normalmente en el cauce y compararlos con gastos extraordinarios.

Para calibrar el modelo se utilizaron imágenes satelitales así como informes sobre niveles de aguas que se presentan en algunas secciones del cauce. En la figura 5.1, se muestra el los tirantes de agua calculados en la ciudad de Huixtla, los tirantes que pasan por la ciudad de Huixtla son de 2.5 metros, en la figura 5.2 se muestran las velocidades que en promedio son de 1.5 m/s.

En la ciudad de Belisario Domínguez los tirantes de agua calculados son iguales a 2.3 metros (figura 5.3) y las velocidades promedio son de 5 m/s (figura 5.4).

En general, la parte alta de la cuenca se calculan tirantes y velocidades máximos de 0.7 metros y 7 m/s, en la parte media dela cuenca se presentan tirantes máximos de 2.2 metros y las velocidades se calculan entre 3 y 4 m/s.

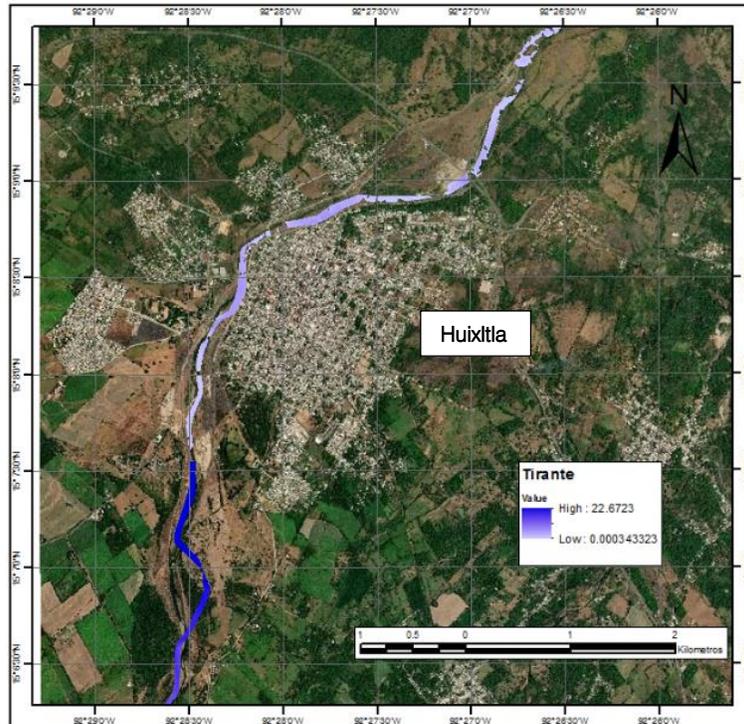


Figura 5.1. Niveles del agua para gasto base en ciudad de Huixtla.

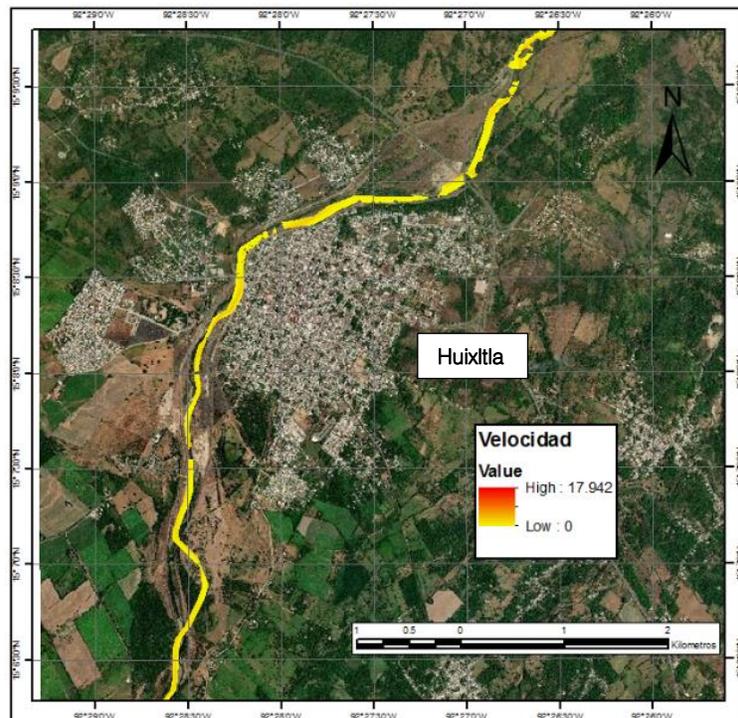


Figura 5.2. Velocidades del agua para gasto base en ciudad de Huixtla.

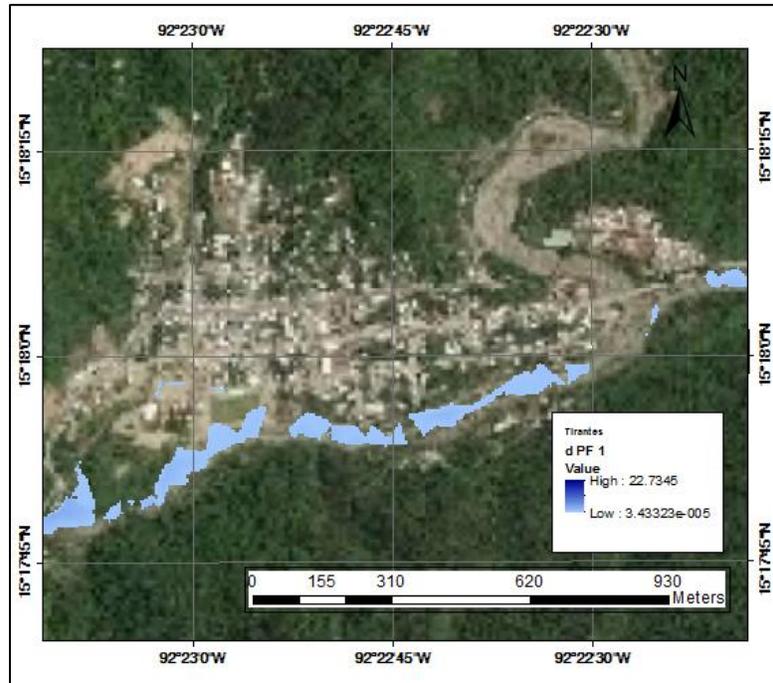


Figura 5.3. Tirantes de agua para gasto base en ciudad de Huixtla.

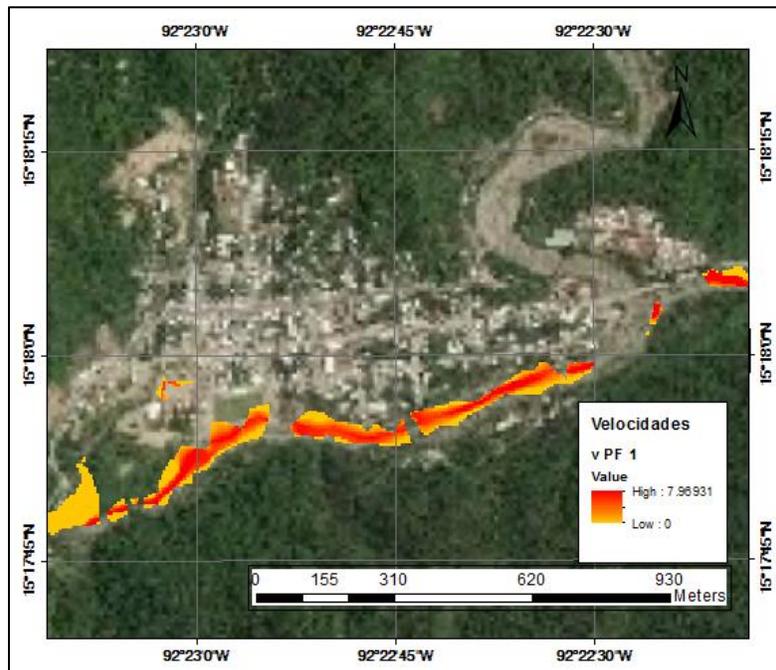


Figura 5.4. Velocidades del flujo para gasto base en ciudad de Huixtla.

### 5.1.1.- Transporte de sedimentos.

Así mismo, se simula el transporte de sedimentos a lo largo del cauce principal para observar las zonas con mayor depósito y erosión de sedimentos con el gasto base  $Q_b = 25 \text{ m}^3/\text{s}$ . Se realizaron simulaciones con el fin de encontrar el gasto sólido de equilibrio, se utilizó la ecuación de transporte de sedimento de Meyer-Peter y Müller y el tiempo de simulación es de 5 años.

Para esta simulación se analizan 2 zonas principales del cauce, en la figura 5.5 se observa el perfil del terreno de la sección 50+000 al 54+000 correspondiente a la parte alta de la cuenca, se observa erosión del terreno con una longitud de 10 metros, está erosión se observa del cadenamiento 54+000 al 40+000 y esto se relaciona al aporte constante de sedimento en el cauce.

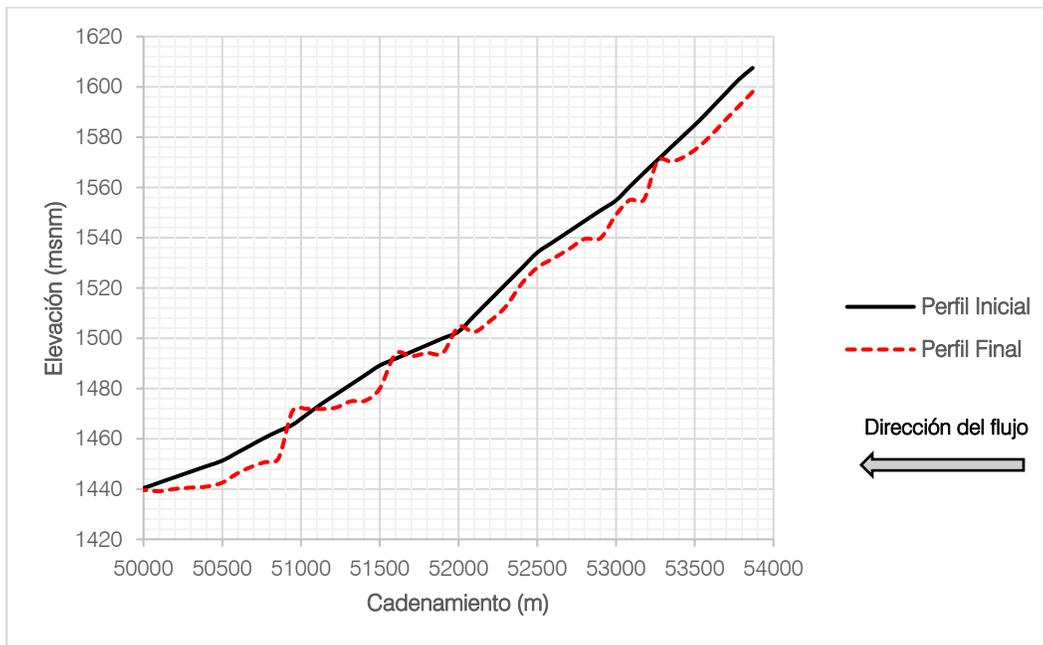


Figura 5.5. Comparación del perfil del terreno.

La ciudad de Belisario Domínguez que abarca de 33+000 al 36+000 se presentan erosiones del terreno con depósito de 4 metros. En el tramo del cauce de 20+000 al 21+400 de la figura 5.6, se observa una acumulación de material depositado hasta llegar alcanzar una altura de 12 metros mayor al nivel original del terreno, y este material se extiende aproximadamente 1.5 kilómetros.

En la ciudad de Huixtla se presentan depósitos de sedimentos con alturas de 3 metros como máximo, al 11+000 al 5+500.

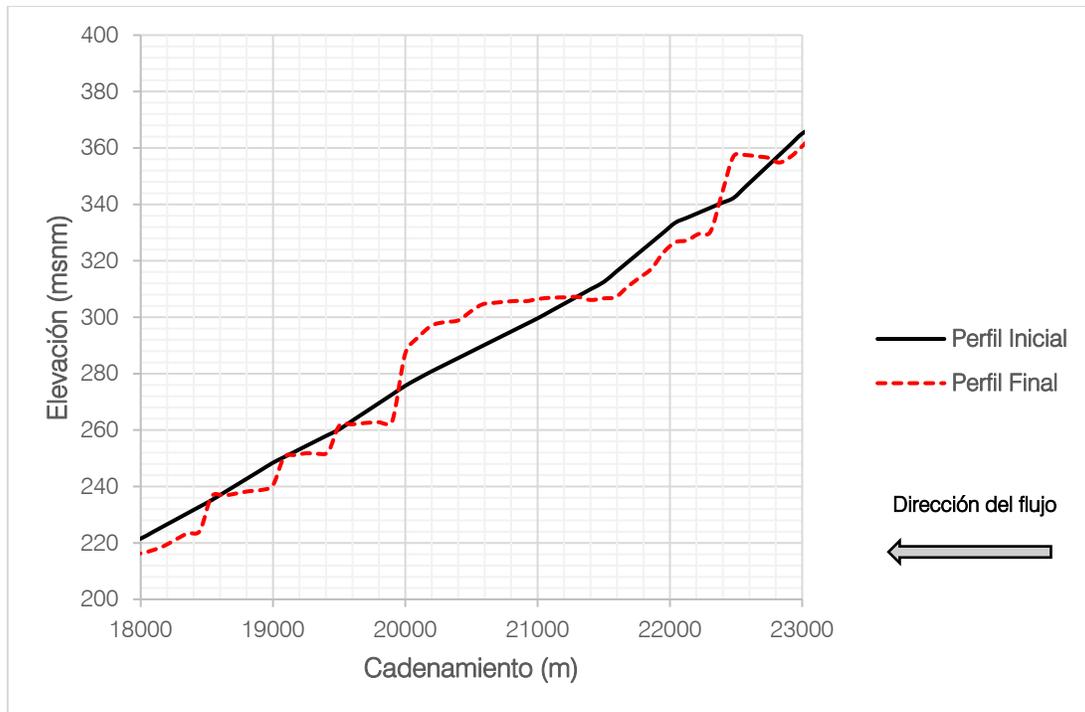


Figura 5.6. Comparación del perfil del terreno.

## 5.2.- Gasto huracán Stan; $Q=1400 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Se simuló con el gasto máximo del huracán Stan con  $Q = 1400 \text{ m}^3/\text{s}$  y concentración del 25% de sedimentos. En la figura 5.7 y 5.8 se muestran los niveles de agua y velocidades calculadas en la ciudad de Huixtla. Se obtuvieron tirantes máximos de 7 metros asociados a velocidades de 6 m/s. La planicie de inundación calculada es de  $4\,600\,00 \text{ m}^2$ .

Con respecto a la ciudad de Belisario Domínguez los tirantes de agua calculados son de 4.5 metros mostrados en la figura 5.9 con velocidades máximas de 8 m/s mostradas en la figura 5.10. La planicie de inundación calculada es de  $280\,000 \text{ m}^2$ .

En la parte alta de la cuenca se calculan tirantes máximos 4.5 metros y las velocidades con valores de 18 m/s, en la parte media de la cuenca se presentan tirantes máximos de 5 metros y velocidades de 12 m/s.

Se realiza la comparación de las zonas de inundación con la imagen satelital de Huixtla (figura 2.36) con las calculadas. Se presenta una gran similitud de la planicie de inundación con la cual es validado el modelo numérico.

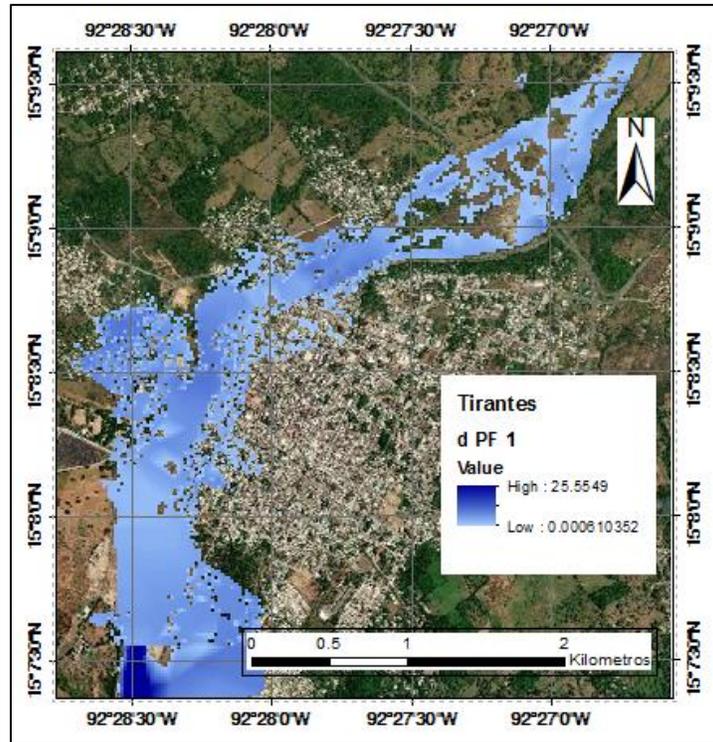


Figura 5.7. Niveles del agua para el gasto del huracán Stan en la ciudad de Huixtla.

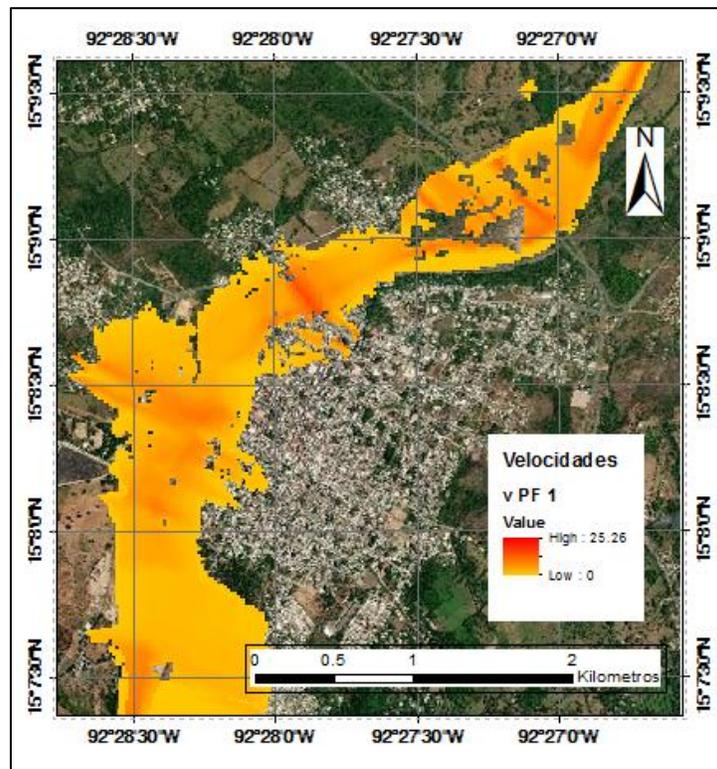


Figura 5.8. Niveles del agua para el gasto del huracán Stan en Belisario Domínguez..

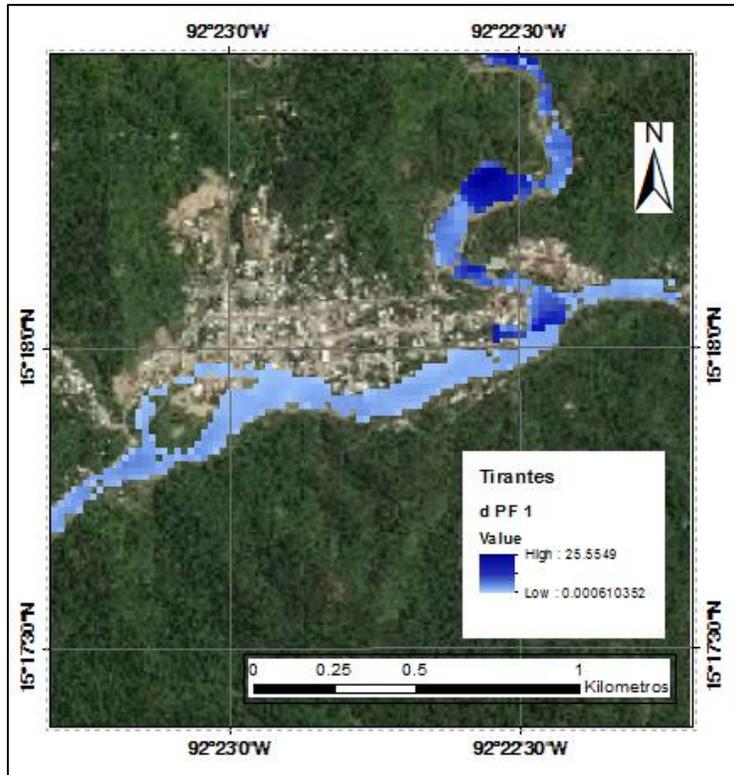


Figura 5.9. Niveles del agua para el gasto del huracán Stan en la ciudad de Huixtla.

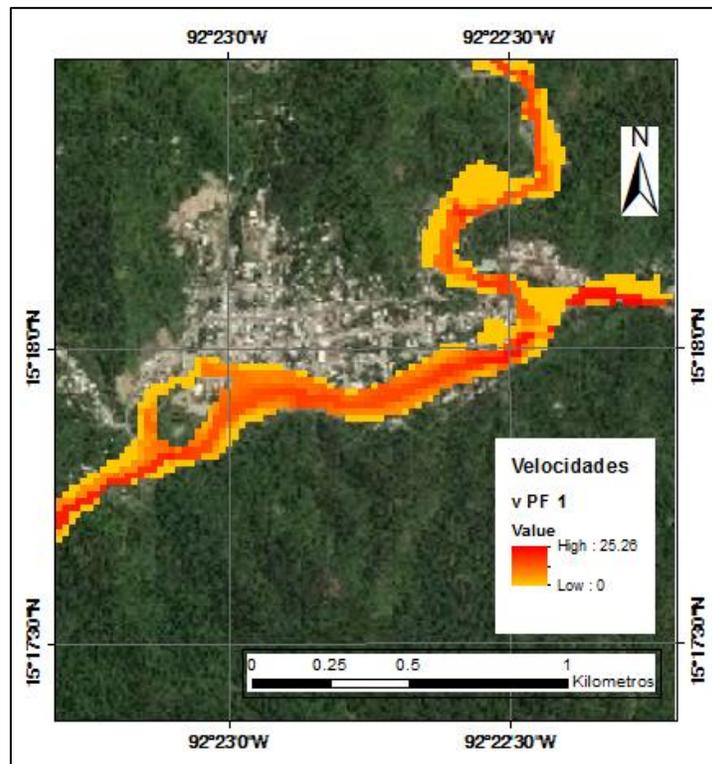


Figura 5.10. Niveles del agua para el gasto del huracán Stan en Belisario Domínguez..

### 5.3.- Gasto de diseño ( $T_r=100$ años); $Q_d=2800$ m<sup>3</sup>/s.

Se obtuvieron los siguientes resultados con las simulaciones realizadas con el gasto de diseño para 100 años de periodo de retorno y concentración del 25% de sedimentos. En la figura 5.11 y 5.12 se muestran los niveles de agua y velocidades calculadas en la ciudad de Huixtla. Se obtuvieron tirantes máximos de 8 metros asociados a velocidades de 10 m/s. La planicie de inundación calculada es de 6 100 00 m<sup>2</sup>.

Con respecto a la ciudad de Belisario Domínguez los tirantes de agua calculados son de 6 metros mostrados en la figura 5.9 con velocidades máximas de 13 m/s mostradas en la figura 5.10. La planicie de inundación calculada es de 335 500 m<sup>2</sup>.

En la parte alta de la cuenca se calculan tirantes máximos 7.5 metros y las velocidades con valores de 30 m/s, en la parte media de la cuenca se presentan tirantes máximos de 8 metros y velocidades de 17 m/s.

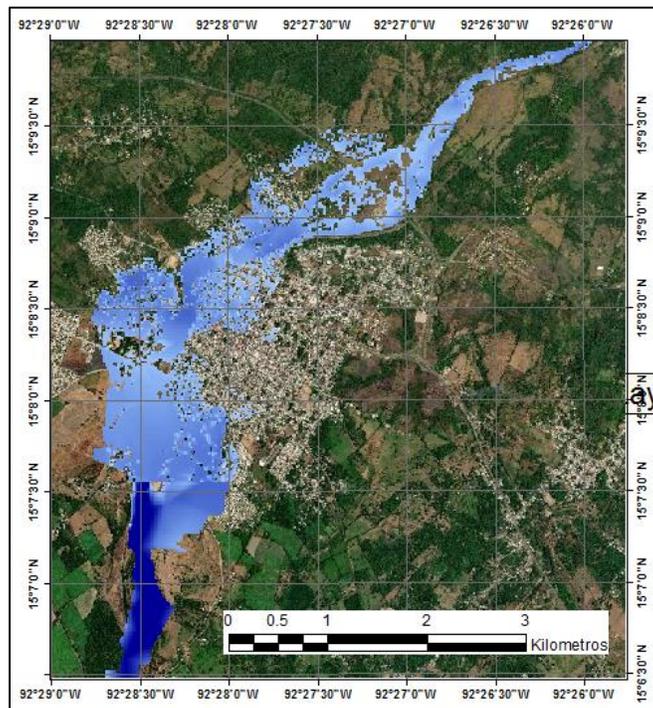


Figura 5.11. Niveles del agua para gasto de diseño en ciudad de Huixtla.

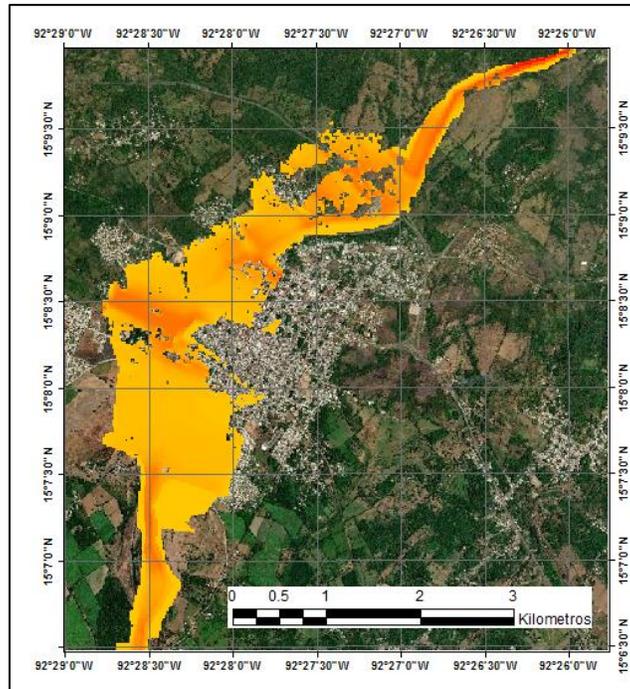


Figura 5.12. Velocidades del agua para gasto de diseño en Ciudad de Huixtla.

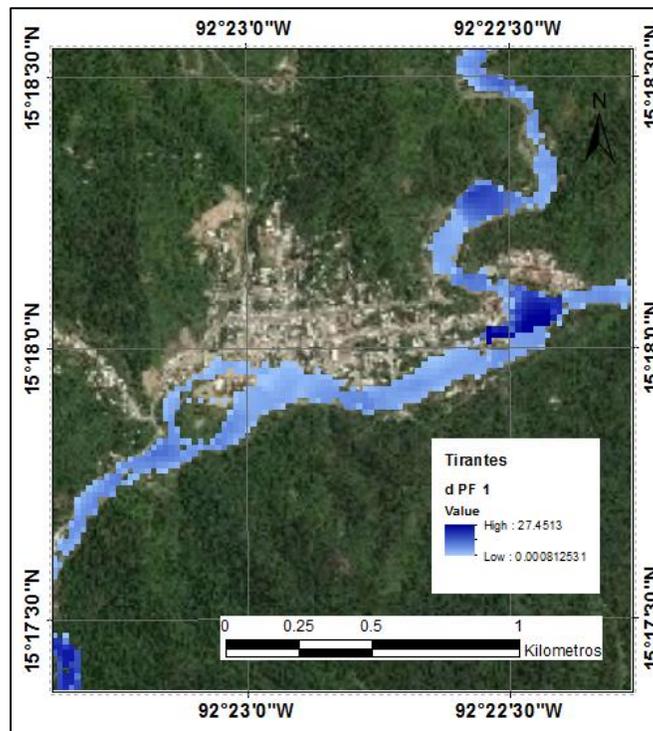


Figura 5.11. Niveles del agua para gasto de diseño en ciudad de Huixtla.

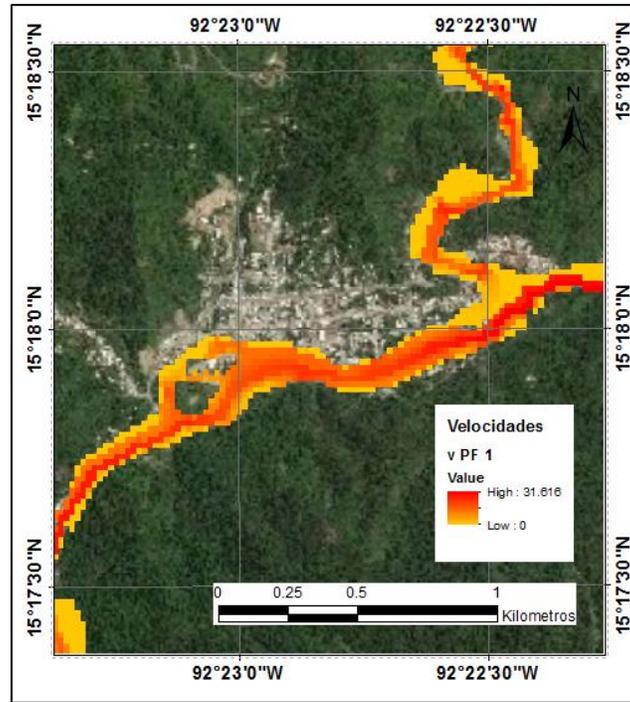


Figura 5.12. Velocidades del agua para gasto de diseño en Ciudad de Huixtla.

#### 5.4.- Gasto de diseño ( $T_r=100$ años); $Q_d= 2800 \text{ m}^3/\text{s}$ con presas Sabo.

En la figura 5.13 se muestra la imagen en planta del cauce principal en la cuenca media de Huixtla. Ubicada entre el kilómetro 20+200 y 21+800, se observa el paso del agua para el gasto pico de diseño y la figura 5.14 muestra el mismo cadenamiento pero con el funcionamiento de 2 presas Sabo ubicadas en el kilómetro 20+500 y 21+500, se aprecia con claridad que el funcionamiento de estas presas es retener volúmenes de agua y sedimento.

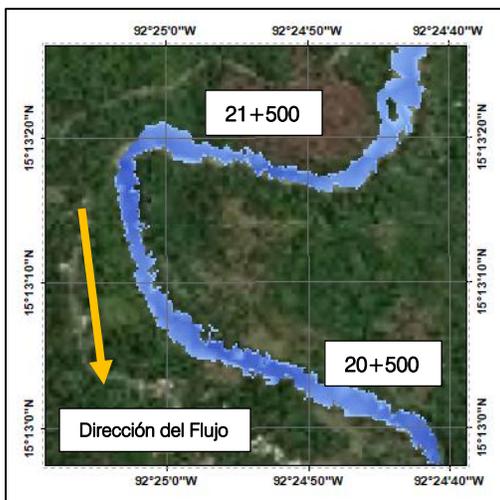


Figura 5.13. Vista en planta sin presas Sabo.

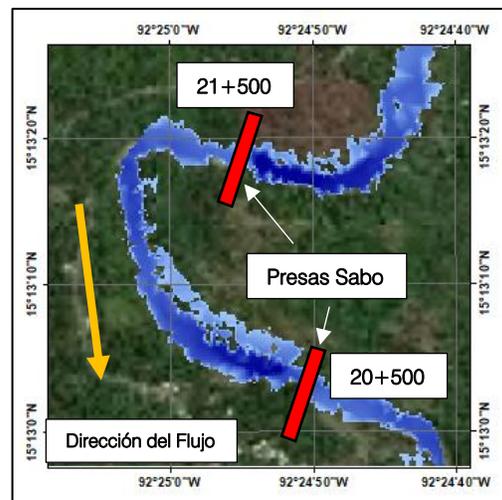


Figura 5.14. Vista en planta con presas Sabo.

En la figura 5.15 se muestra la planicie inundación de la ciudad de Huixtla con el funcionamiento de las presas Sabo durante el paso del gasto extraordinario, se observa que en la parte norte y oeste de la ciudad se calculan pequeñas llanuras de inundación y para resolver este problema se propone la construcción de bordos perimetrales que protejan esas zonas de la ciudad, éstas deberán tener una altura mínima de 2.5 m.

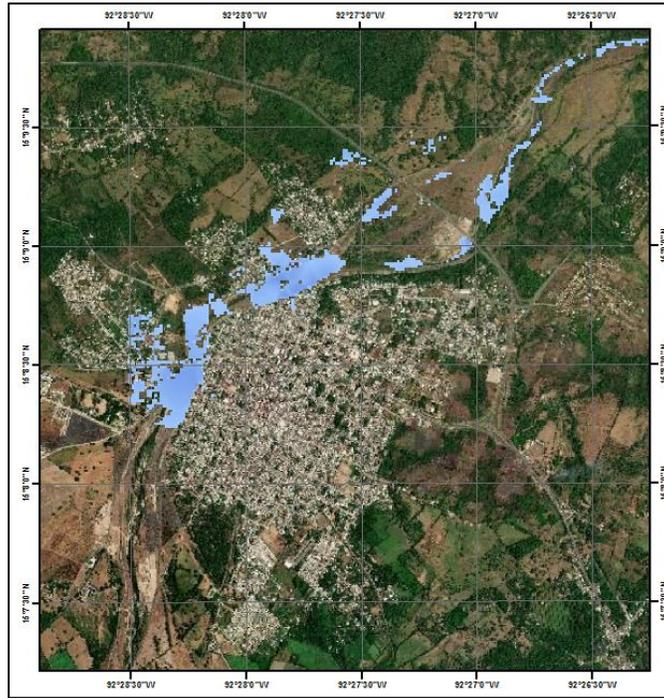


Figura 5.14. Planicie de inundación de la ciudad de Huixtla con el funcionamiento de las presas Sabo..

La vista de perfil del funcionamiento de las presas Sabo se muestra en la figura 5.15 durante el paso del gasto extraordinario el flujo ocurrirá a lo largo de toda la cresta del vertedor, y la mayor parte del sedimento se depositará en la presa, al momento que se llene la represa su efecto será de reducir la velocidad del flujo. Esto ocurre debido a la disipación de energía aguas abajo de la cortina y por la disminución de la pendiente longitudinal del cauce.

Se analiza el tamaño del sedimento depositado en las presas, este depósito se divide en 3 partes como se muestra en la figura 5.15.

- Punto A: Inicio del depósito (justo antes de la cortina).
- Punto B: Mitad del depósito.
- Punto C: Final del depósito

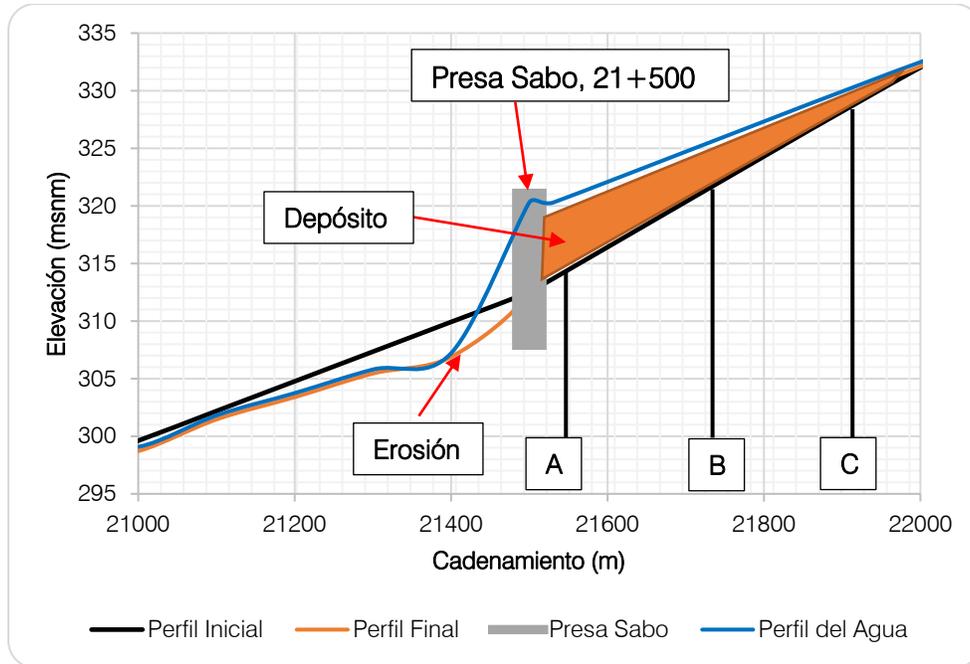
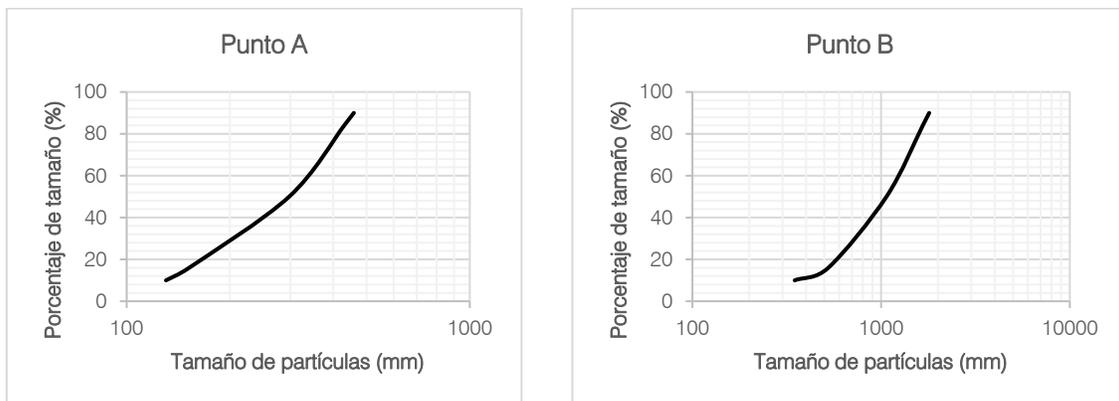


Figura 5.15. Vista en perfil de presa Sabo ubicada en el kilómetro 21+500.

Para las presas Sabo ubicadas en la parte alta de la cuenca (aguas arriba de Belisario Domínguez), la longitud de depósitos de sedimento después del paso del gasto extraordinario se calculan menores a 200 metros y alturas junto a la cortina de la presa máximas de 5 metros. Las erosiones al pie de las cortinas de las presas se calculan menos a 3.5 metros. Se presentan las siguientes granulometrías en la figura 5.16, para el punto A se muestra un  $d_{50}$  igual 298 mm, a medida que se acerca al delta del depósito el diámetro medio aumenta hasta llegar a un  $d_{50}$  igual a 750 mm. En el delta del embalse que forma la presa Sabo, el  $d_{90}$  del sedimento varía entre 1800 y 2000 mm.



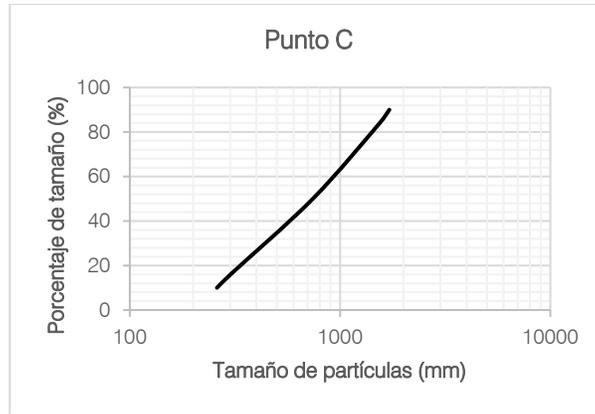
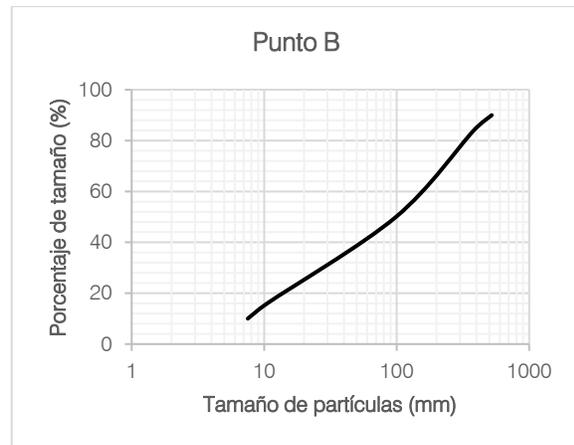
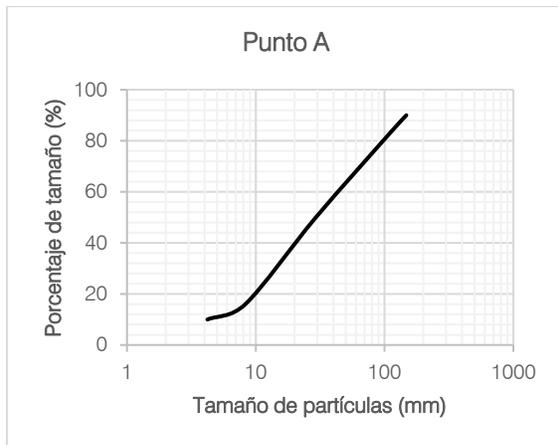


Figura 5.16. Curvas granulométricas de la presa Sabo ubicada en el kilómetro 44+780.

Para las presas Sabo ubicadas en la parte media de la cuenca (aguas abajo de Belisario Domínguez y aguas arriba de la ciudad de Huixtla), la longitud del depósito de sedimento se calcula mayores a 300 metros con alturas hasta 8 metros. La erosión al pie de las cortinas de las presas se calcula entre 3 y 4 metros de altura. Se calculan las siguientes granulometrías en los 3 puntos, para el punto A se muestra un  $d_{50}$  igual a 30 mm con un  $d_{90}$  de 150 mm, en el punto B un  $d_{50}$  de 100 mm, y en el punto C un  $d_{50}$  430 mm. El diámetro de mayor tamaño calculados en estos depósitos varía entre 800 mm y 1100 mm.



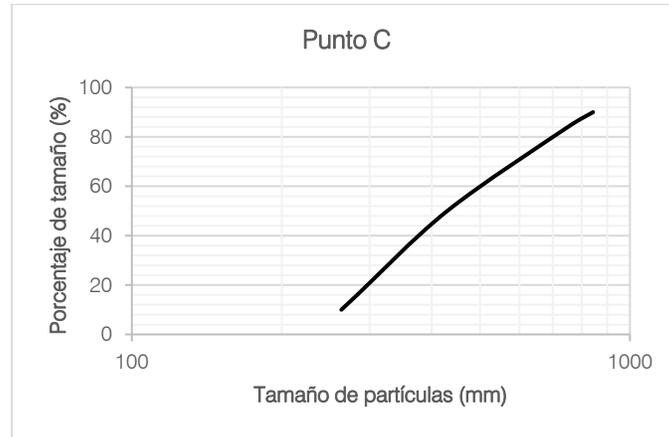


Figura 5.17. Curvas granulométricas de la presa Sabo ubicada en el kilómetro 21+500.

En la figura 5.18 se presenta el volumen del material retenido por las presas Sabo a lo largo del cauce, se observa que para las presas ubicadas en la parte alta de la cuenca el volumen total de retención de sedimentos es de 200,000 m<sup>3</sup>, para la cuenca media hay una retención de sedimentos de 615,000 m<sup>3</sup> y en la parte baja, se tiene como resultado un depósito de sedimento retenido cercano a 45,000 m<sup>3</sup>.

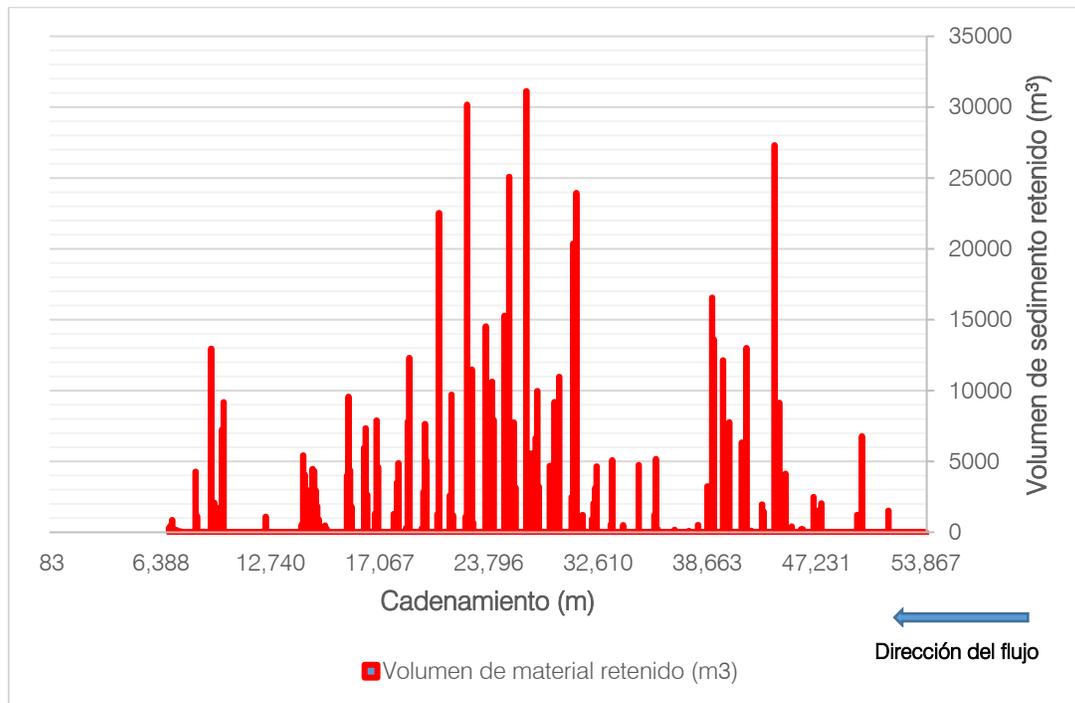


Figura 5.18. Volumen retenido por las presas Sabo en el cauce del río Huixtla.

En la figura 5.19, se presenta el perfil del cauce principal del río Huixtla, con las velocidades máximas correspondientes al gasto pico de diseño, se observa que, para la parte media y alta de la cuenca, sin represas Sabo, las velocidades del flujo es de 15 a 30 m/s son similares a las velocidades registradas cuando se genera el debris flow, y la parte baja de la cuenca son menores a 10 m/s.

Estas velocidades se comparan con la presencia de las represas Sabo, para la parte alta y media de la cuenca se hace notar una considerable atenuación de la velocidad, aproximadamente la mitad, presentándose valores máximos de 13 m/s, en la parte media de la cuenca los valores son entre 10 a 5 m/s y finalmente en la parte baja velocidades menores a los 5 m/s.

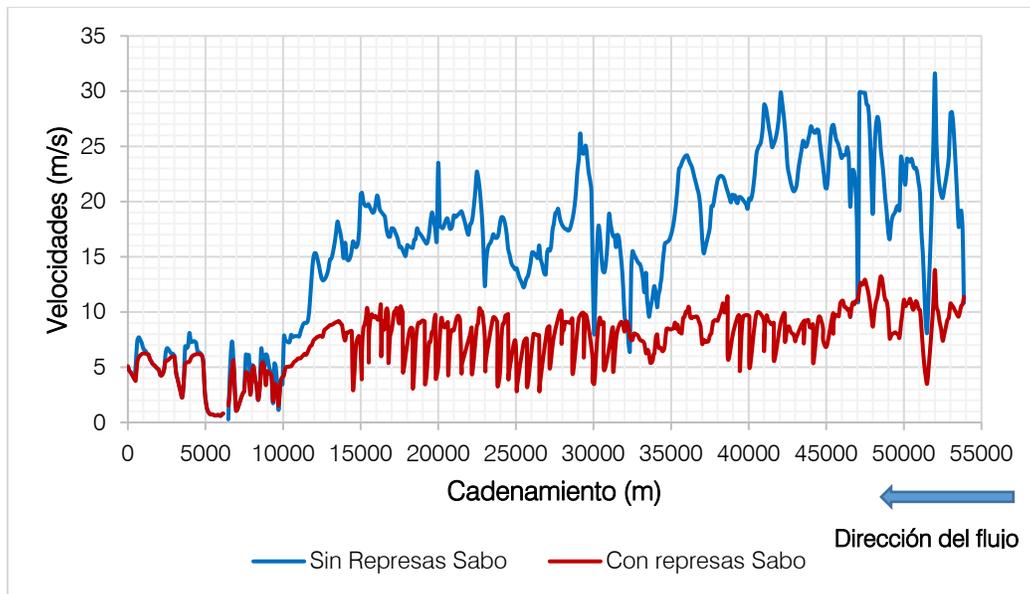


Figura 5.19. Comparación de velocidades del cauce principal de la cuenca del río Huixtla.

Se comparan los números de Froude calculados a lo largo del cauce principal durante el paso del gasto máximo de diseño con y sin la ubicación de las presas Sabo, representados en la figura 5.19. Sin la presencia de las presas Sabo los números de Froude para las parte alta y media de la cuenca llegan alcanzar valores de hasta 5, que indican que hay flujo supercrítico a lo largo del cauce, en cambio cuando se colocan las presas Sabo, se ve reflejado una disminución de estos valores, donde se observa que en algunos puntos del cauce por ejemplo del kilómetro 12+000 al 31+000 y del 38+000 al 45+000 se comporta como un flujo subcrítico.

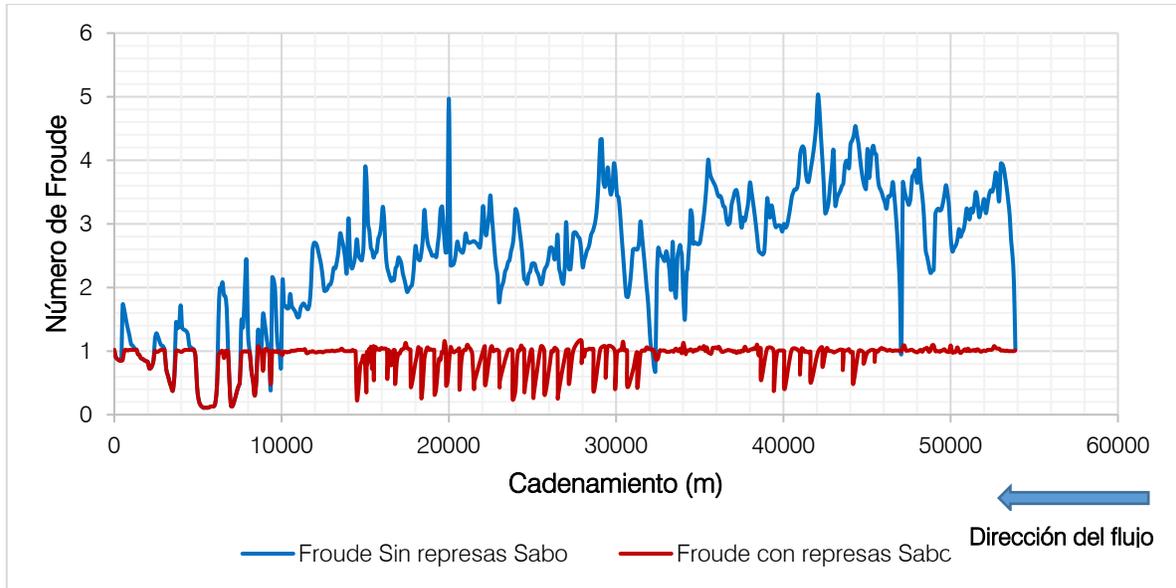


Figura 5.19. Números de Froude del cauce principal del río Huixtla.

## CAPÍTULO 6.-CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

### Conclusiones

En la parte alta de la cuenca del río Huixtla se propusieron varias obras necesarias para disminuir la energía del escurrimiento que proviene de las partes altas, y disminuir el transporte del material grueso que incide directamente sobre las poblaciones ubicadas aguas abajo.

Se propone instalar una serie de represas a lo largo de los cauces principales, que cambian la pendiente del fondo al retener parte del sedimento grueso y por lo tanto disminuyen la velocidad. Además mediante estructuras disipadoras en la descarga, se disminuye también la energía del flujo.

En el diseño propuesto se contempla la posibilidad de construir más represas en el mediano plazo (p. e. 5 años), ello dependerá del comportamiento de las obras propuestas en esta versión. Es decir, según el grado de colmatación por los sedimentos, se decidiría la construcción de represas intermedias en el futuro.

En la cuenca del río Huixtla se propone instalar 80 represas en promedio de 11.0 m de altura cada una. El volumen total de mampostería calculado es de 535,000 m<sup>3</sup>.

Se ha tenido el cuidado que las poblaciones de Loma Bonita y Belisario Domínguez que se encuentra en la parte media de la cuenca no sean afectadas por las obras propuestas.

El volumen reportado de mampostería sirve sólo como referencia, pues el tipo de material de construcción de las represas, puede ser muy variado, tal como concreto armado, concreto rodillado, gaviones, rejillas, etc. Ello también dependerá de los aspectos geotécnicos de las boquillas. Por esta razón, los reconocimientos de campo podrían cambiar la ubicación de los sitios aquí propuestos.

Respecto al empotramiento de las cortinas, deberá ser suficientemente seguro para resistir el empuje de la masa de agua y rocas, sobre todo cuando se tratara de una cortina de concreto.

Las estructuras disipadoras en la descarga de los vertedores, son una parte fundamental de la seguridad de la estructura. En este caso, se han propuesto tapetes (corazas) construidas a partir del material más grueso del mismo cauce, se ha sugerido que tengan dos capas con elementos no menores de 1 m de diámetro medio, con longitudes del orden de 20 m.

Conviene aclarar que las represas propuestas, no son reguladoras, pues su capacidad de regulación es despreciable. Esto es consecuencia de que los cauces son estrechos y con fuerte pendiente.

El resultado obtenido indica la necesidad de construir un número grande de represas, que por lo mismo probablemente sea costoso; por ello, una alternativa podría ser la de proteger solamente el tramo del cauce de llegada a los centros urbanos, con lo cual disminuiría notablemente el volumen de obra.

Finalmente, habrá que decidir el material con el que se construirá la cortina, se escogería de acuerdo con la ubicación de bancos de material y de los caminos de acceso al sitio.

## Recomendaciones

Será conveniente revisar las posibles alternativas de construcción de las obras propuestas, ya que dependiendo del material de construcción, las características geotécnicas de cada sitio y la disponibilidad de caminos de acceso, se deberá obtener la mejor alternativa técnico-económica en cada caso.

Dado que aún 80 represas pudieran ser demasiadas, se debe contemplar la posibilidad de construir solamente algunas, aguas arriba de la ciudad de Huixtla, y en general de las poblaciones.

De ser construidos los diseños propuestos, requerirán de ser revisados periódicamente después de cada época de avenidas, para determinar las tasas de sedimentación observadas y el estado físico de las cortinas y los tanques amortiguadores. Adicionalmente, esto servirá para planear la construcción de las represas intermedias.

Será conveniente considerar bien el acceso a los sitios de construcción, ya que es obvio que abrir caminos por la montaña, traerá como consecuencia que se induzca la invasión humana de las cuencas y se genere más erosión.

Si bien en este trabajo no se trató el control forestal es importante señalar la necesidad de realizar esos trabajos en las laderas, porque en el único control verdadero del aporte de sedimento de la cuenca y del flujo de agua. Sí no se realizan en la cuenca del río Huixtla la rehabilitación de las laderas de la cuenca, las obras de control de sedimento propuestas en las corrientes tendrán una vida útil muy corta.

La nueva metodología empleada en los levantamientos (LIDAR e imágenes de satélite) no son técnicas ampliamente empleadas en este tipo de trabajos que requieren una alta precisión, y es posible que requiera de ajustes. Sobre todo en las cuencas empleadas donde la variación de niveles va desde los 3000 msnm hasta los 200 msnm en unos cuantos kilómetros. Esto evidentemente repercute en la precisión obtenida con los métodos de medición. Sin embargo, nótese que en una zona tan abrupta es muy difícil tener una buena aproximación sobre todo en la vertical.

## BIBLIOGRAFÍA

- Bradley, J.B., Richards, D.L., Bahner C.D., Debris Control Structures-Evaluation and Countermeasures Hydraulic Engineering Circular 9 Third Edition, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2005.
- Takahashi T., Debris Flow: Mechanics, Prediction and Countermeasures, Leiden, The Netherlands: CRC Press/Balkema 2014.
- Jakob Matthias., Debris-flow: Hazards and related phenomena, Springer Verlag, Berlin, 2005.
- Maza Alvarez., J.A., Erosión aguas abajo de presas mediante ecuaciones de estabilidad., Academia Mexicana de Ingeniería, Comisión de Especialidad de Ingeniería Civil.
- Camargo Hernández J.E., Franco, V., Manual de Gaviones, Series del Instituto de Ingeniería no.624, 2001.
- Zhao Tao, Coupled DEM-CFD Analyses of Landslide-Induced Debris Flows, Science Press Beijing, Springer, 2017.
- Wu Wei, Recent Advances in Modeling Landslides and Debris Flow, Springer Series in Geomechanics and Geoengineering, Switzerland, 2015.
- Comisión Nacional del Agua, Manual para el control de inundaciones, México, 2011.
- Basile, P.A., Transporte de sedimentos y morfodinámica de ríos aluviales, Universidad nacional de Rosario, Argentina, 2018.
- Camargo Hernández, J.E., Franco, V., Hidráulica de canales, Capítulo 5 del Manual de ingeniería de Ríos, México, Series del Instituto de Ingeniería no.614, UNAM.
- Chanson, H., The hydraulics of open channel flow: An introduction, Department of civil engineering the University of Queensland, Australia, 2004.
- Gracia Sánchez, J., Maza Álvarez, J.A., Morfología de ríos, Capítulo 11 del Manual de Ingeniería de Ríos, México, Series del Instituto de Ingeniería no.590, UNAM.

## REFERENCIAS

- Nobutomo Osanai, Hideaki Mizuno, Takahisa Mizuyama, “Design Standard of Control Structures Against Debris Flow in Japan”, Erosion and Sediment Control Division, research Center for Disaster Risk management, National Institute for Land and Infrastructure Management, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan, 2010.
- Ai-Di Huo, Wen-Ke Guan, Jian Dang, Tian-Zhong Wu, Hainiken Shantai, Wei Wang, Michael W. Van Liew, “Submerged area of typical torrential flood and debris-flow disasters in Mengzong Gully, China”, School of Environment Science and Engineering, Department of Hydrology and Water Resources, Chang’an University, 2014.
- Suárez Díaz, J., “Análisis de los problemas de erosión y deslaves carretera Huixtla-Motozintla”, Chiapas, Instituto de Erosión y deslizamientos-Bucaramanga, Colombia, 2006.
- Amigo A., Silva C., Saavedra P., “Análisis de Mitigación Estructural de Lahares en el Poblado de Melipeuco, Derivados del Volcán Llaima-Chile, Valor de la Ciencia Mapuche, de la Observación Permanente”, Servicio nacional de Geología y Minería, SERNAGEOMIN Ministerio de Minería-Gobierno de Chile, Revista de Ingeniería de Obras Civiles, Volumen 4, 2014.
- Brent Travis, Martin teal, Jake Gusman, “Best methods and inherent of bulked flow modeling with HEC-RAS”, West Consultants, 2012.
- Sánchez-Núñez, J.M., Macías, J.L., Saucedo, R., Novelo, D.A., Zamorano, J.J., Mendiola F., “Caracterización granulométrica de los depósitos de abanicos aluviales en la Cuenca de Motozintla, Chiapas, México: un peligro geológico latente por eventos de inundación”, Instituto Politécnico Nacional-CIEMAD, Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana, 2017.
- Ali Morad Hassanli, Slmon Beecham, “Criteria for Optimizing Check Dam Location and Maintenance Requirements”, University of South Australia, Centre for Water Management and reuse, 2009.
- Hiroshi Moriyama, Hiroshi Kokoryo, Masakatsu Yamaguchi, Ryuta Inoue, Nobutaka ishikawa, Joji Shima, “Debris Flow Capture Investigation of Steel Open-type Sabo Dams around Mt. Aso, Japan”, Research Association for Steel Sabo Structures, 2012.
- Jinfeng Liu, Kana Nakatani, Takahisa Mizuyama, “Effect assessment of debris flow mitigation works based on numerical simulation by using Kanako 2D”, Landslides paper, 2013.

- Go Yanagisaki, Masashi Aono, Hinori Takenaka, Masayuki Tamamura, Kana Nakatani, Eiji Iwanami, Shigeo Horiuchi, Yoshifumi Satofuka, Takahisa Mizuyama, "Debris Flow Simulation by Applying the Hyper Kanako System for Water and Sediment Runoff from Overtopping erosion of a Landslide Dam", International Journal of erosion Control Engineering, Vol. 9, No. 2, 2016.
- Nobutomo Osanai, Hidekaki Mizuno, Takahisa Mizuyama, "Design Standard of Control Structures Against Debris Flow in Japan", Erosion and Sediment Control Division, research Center for Disaster Risk Management, National Institute for Land and Infrastructure Management, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan, 2010.
- Pérez Nieto, S., Ibañez Castillo, L.A., Arellano Monterrosas, J.L.L., Oropeza Mota, J.L., Fernández Reynoso, D.S., Chávez Morales, J., "Determinación del escurrimiento en la cuenca Huixtla, Chiapas, por el método de Nc y usando SIG, TAM y NB<sub>10</sub>", Revista Mexicana de Ciencias Agrícolas, Vol.5, No.6, 2014.
- Cabrera Cabrera, J.W., Castillo Navarro, L.F., "Evaluation of flexible barrier and sabo dam to control effects of debris flow in Santo Domingo Ravine", 6th International Symposium on Hydraulic Structures, Hydraulic Structures and Water System Management, 2016.
- Namgyun Kim, Hajime Nakagawa, Kenji Kawaike, Hao Zhang, "One Dimensional Numerical Simulation of debris Flow Deposition and Overtopping at Sabo Dam", Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 57 B, 2014.
- Sumaryono, Kana Nakatani, Yoshifumi Satofuka, Takahisa Mizuyama, "One-dimensional numerical simulation for sabo dam planning using Kanako (Ver. 1.40): A case study at Cipanas, Guntur Volcanoes, West Java, Indonesia", International Journal of erosion Control Engineering, Vol.2, No.1, 2009.
- José Luis López, David Pérez Hernández, Caudez V. Peñarada, "presas para el control de flujos torrenciales en el estado Vargas, Venezuela", Instituto de Mecánica de Fluidos, Departamento de Hidrometeorología, Facultad de Ingeniería, Universidad central de Venezuela, 2006.
- Joji Shima, Hiroshi Moriyama, Hiroshi Kokuryo, Nobutaka Ishikawa, Takahisa Mizuyama, "Prevention and Mitigation of Debris Flow Hazards by Using Steel Open-Type Sabo Dams", International Journal of erosion Control Engineering, Vol.9, No.3, 2016.
- Andre Wisoyo, "The analysis of sabo dam performance as a sediment control structure in Putih river, Mt. Merapi", Civil engineering Forum, Volume XXI/3, 2012.
- Hsiao-Wen Wang, G. Mathias Kondolf, "Upstream sediment-control dams: five decades of experience in the rapidly eroding dahan river basin, Taiwan", Journal of the American Water Resources Association, Vol.50, No.3, 2014.

- Takahisa Mizuyama, “Sediment hazards and SABO works in Japan”, international Journal of erosion Control Engineering, Vol.1, 2008.
- Flores Vidriales, D., “Vulnerabilidad de estructuras de puentes en zonas de gran influencia de ciclones tropicales. Informe de estudios Hidrológico Puente Huixtla”, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2017.
- Comisión Nacional del Agua, “Plan de Gestión Integral de la cuenca del río Huixtla”, Instituto estatal del Agua, Gobierno del estado de Chiapas, 2012.

## ANEXOS

### A.1.- Curva granulométrica

Cuando los sedimentos de los cauces naturales están constituidos por gravas y arenas, como suele ocurrir en el lecho de los ríos en zona intermedia, se ha comprobado que los tamaños de sus partículas tienden a seguir una ley del tipo log-normal de probabilidades, puede describirse mediante la ecuación:

$$D_n = D_{50}(\sigma_g)^{Z_n}$$

Donde:

$Z_n$  Variable aleatoria estándar. Es una variable que tiene distribución normal, con media igual a cero y desviación estándar igual a uno. Esta variable puede asumir cualquier valor en el intervalo  $-\infty \leq Z_n \leq \infty$ , según se satisfaga una probabilidad dada. El valor de  $Z_n$  para un porcentaje, se obtiene con ayuda de tablas de función de distribución normal o de Gauss.

$\sigma_g$  Desviación estándar geométrica. Es una medida de dispersión que indica qué tan alejados están los datos respecto de un valor central. Se define como:

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}}$$

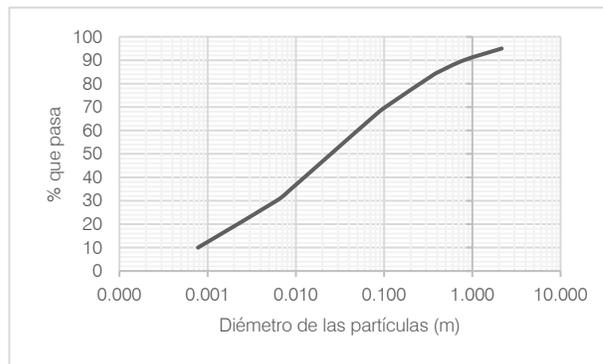
Si la granulometría es log-normal, se verifica que:

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}} = \frac{D_{50}}{D_{16}} = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}}\right)^{1/2}$$

O sea que la desviación estándar geométrica es un parámetro adimensional, se obtiene:

$$D_{50} = \sqrt{D_{84}D_{16}}$$

Diámetro	Di (m)
D95	2.150
D90	0.804
D85	0.414
D84	0.369
D70	0.103
D65	0.071
D50	0.025
D35	0.009
D30	0.006
D10	0.001



## A.2.- Derivación de los parámetros equivalente en HEC-RAS

Las principales diferencias entre los flujos hiperconcentrado y los flujos “normales” son la viscosidad y la densidad.

La viscosidad  $\nu$  ( $m^2/s$ ), definida como:

$$\nu = \mu/\rho \quad (A.1)$$

Donde:

$\mu$  Viscosidad dinámica del fluido

$\rho$  Densidad del fluido.

La viscosidad del agua es asumida como:  $\nu = \times 10^{-2}(m^2/s)$

Dos parámetros no dimensionales gobiernan el flujo en los canales: el número de Reynolds y el número de Froude:

$$Re = 4VR_h/\nu \quad (A.2)$$

Donde:

$V$  Velocidad del fluido ( $m/s$ )

$R_h$  Radio hidráulico de la sección del cauce ( $m$ )

$$Fr = V/\sqrt{gy} \quad (A.3)$$

Donde:

$g$  Aceleración de la gravedad ( $9.81 m/s^2$ )

$y$  Tirante de agua de la sección

Para un canal suficientemente ancho tiende a tener el mismo valor que el radio hidráulica, esta aproximación se utilizará para esta demostración.

Mucho de los parámetros implementados en HEC-RAS son los siguientes:

$$H_L = k \frac{V^2}{2g} \quad (A.4)$$

Donde:

$k$  Coeficiente n dimensional determinado experimentalmente

$H_L$  Pérdida de carga

Es posible expresar la velocidad como una función directa de Reynolds y Froude, multiplicando  $Re$  y  $Fr^2$ :

$$Re \cdot Fr^2 = \frac{4}{vg} V^3 \quad (A.5)$$

Por lo tanto:

$$V^2 = 2^{4/3} g^{2/3} v^{2/3} Re^{2/3} Fr^{4/3} \quad (A.6)$$

Así, la ecuación de pérdida de carga puede ser escrita en términos de la ecuación no dimensional:

$$H_L = 2^{1/3} g^{-1/3} Re^{2/3} Fr^{4/3} k \quad (A.7)$$

La dependencia implícita de  $k$  en la viscosidad se hace evidente en la anterior ecuación, se desea que el valor de  $k$  se elija de forma adecuada para que el cálculo en HEC-RAS sea preciso. La similitud permite esta equivalencia a variables no dimensionales iguales. Por lo tanto la ecuación A7 puede ser usada para relacionar la pérdida de carga de agua clara con la pérdida de carga flujos hiperconcentrados. Con los números de Reynolds y Froude la  $k$  se elige de acuerdo con:

$$k_{db} = (v/v_{db})^{2/3} k \quad (A.8)$$

Donde el subíndice “db”, indica el valor que se utilizará para el modelado del debris flow. Así mismo la siguiente conversión es válida para la pérdida por expansión y contracción  $C$ :

$$C_{db} = (v/v_{db})^{2/3} C \quad (A.9)$$

Las pérdidas por fricción es más complicado. En HEC-RAS, la fricción es estimada por la ecuación de Manning:

$$S_f = 0.452 y^{-4/3} V^2 n^2 \quad (\text{Flujo turbulento}) \quad (A.10)$$

$$y = \frac{V^2}{g Fr^2} \quad (A.11)$$

La fricción pérdida métrica puede ser expresada como:

$$S_f = 46.40 V^{-2/3} Fr^{8/3} n^2 \quad (A.12)$$

Sustituyendo la expresión para  $V$  se deriva de las ecuaciones A6 y A12:

$$S_f = 3g^{10/9} Fr^{20/9} Re^{-2/9} n^2 \quad (A.13)$$

El coeficiente equivalente de rugosidad ( $n_{db}$ ) es por lo tanto:

$$n_{db} = (v_{db}/v)^{1/9}n \quad (\text{Flujo turbulento}) \quad (\text{A. 14})$$

Cuando el flujo llega a ser laminar ( $Re < 2000$ ), y no es común que suceda, la pérdida por fricción está dado por:

$$S_f = \frac{64 V^2}{Re 2g} \quad (\text{Flujo laminar}) \quad (\text{A. 15})$$

El flujo laminar no se presenta en HEC-RAS, debe ser aproximado por las ecuaciones A15 y A10, resolviendo se obtiene  $n$  como se muestra:

$$n_{db} = 0.74 \sqrt{\frac{v_{db}}{Q_{db}}} a^{1/2} y^{1/6} \quad (\text{Flujo laminar}) \quad (\text{A. 16})$$

La ecuación A16 depende de los valores  $a^{1/2}$  y  $y^{1/6}$ . Sin embargo, la dependencia de  $n$  de Manning con respecto a  $y^{1/6}$  se aplica a la ecuación de Manning y comúnmente utilizada para un valor representativo o especificando diferentes valores para profundidades de flujo-

Aquí,  $n_{db}$  se asume para representar todas las elevaciones del flujo y por lo tanto la ecuación A16 puede ser aproximado por:

$$n_{db} \approx 0.74 \sqrt{\frac{v_{db}}{Q_{db}}} a^{1/2} \quad (\text{Flujo laminar}) \quad (\text{A. 17})$$

La ecuación A17 es por lo tanto una ecuación iterativa. Es decir,  $n_{db}$  debe ser estimado y los resultados se comparan con la ecuación, si es demasiado bajo o demasiado grande, un diferente valor de  $n_{db}$  debe ser elegido y ejecutar de nuevo la simulación.

Notar que no hay garantía de convergencia. Así como  $n_{db}$  incrementa, incrementará la resistencia. Cuando no se obtiene la convergencia, el modelo de flujo hiperconcentrado en HEC-RAS ya no es posible.