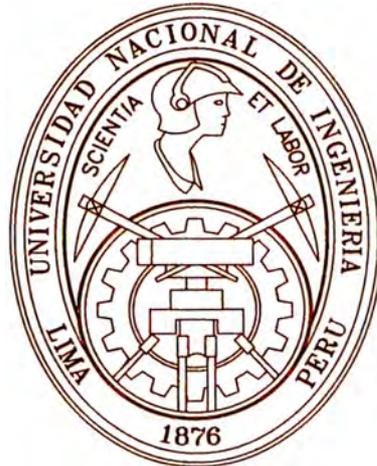


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**APLICACIÓN DE UN MODELO NUMERICO
DE FLUJOS DE ESCOMBROS Y LODO EN UNA
QUEBRADA EN EL PERU**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL

LEONARDO FRANCO CASTILLO NAVARRO

Lima – Perú
2006

DEDICATORIA

A Dios por permitirme culminar uno de mis primeros objetivos de ser un profesional.

A mi abuelo Don Leonardo Castillo quien en vida me aconsejó con la culminación de mi tesis.

A mi madre Dorys Navarro con todo cariño, por su sacrificio y apoyo constante en la culminación de mis estudios y por quién guardo un profundo agradecimiento.

A mi propia familia, esposa e hijos por su apoyo y quiénes son mi impulso de aquí en adelante.

A mí padre, hermano, cuñada, sobrino, abuela y tíos, con mucho cariño.

AGRADECIMIENTOS

- Al: Ing. Carlos Iparraguirre Ortiz, asesor de la presente tesis; por el apoyo y orientación en la elaboración de la misma.**
- Al: Ing. Roberto Campaña Toro, co-asesor de la presente tesis; por la iniciativa del tema de la presente tesis.**
- Al: Ing. Ada Arancibia Samaniego, por el apoyo con información bibliográfica relacionada al tema de huaycos.**
- Al: Ing. Julio Kuroiwa Zevallos, por la dedicación en la corrección de mi tesis y sus aportes.**
- Al: Ing. Lionel Fidel Smoll, director del Departamento de Geología Ambiental (DGA) del INGEMMET, por permitirme el uso del software FLO-2D.**
- Al: Ing. Lionel Jackson, geólogo canadiense, investigador asociado del DGA; por su aporte en el cálculo del volumen de escombros en la quebrada Paihua.**
- Al: Departamento de Hidráulica e Irrigaciones de CESEL Ingenieros S.A, por su apoyo con información hidrológica de la zona.**

INDICE

RESUMEN	1
CAPITULO 1: INTRODUCCION	3
1.1. Objetivos	4
1.2. Antecedentes de flujos de lodo y escombros	5
1.2.1. Definición de quebradas	5
1.2.2. Formación de quebradas	7
1.2.3. Clasificación de quebradas	9
1.2.4. Tipos de flujos que discurren por una quebrada	14
1.2.5. Factores que influyen en el tipo de flujo	16
1.3. Problemática de la quebrada Paihua	16
CAPITULO 2: FUNDAMENTO TEORICO	21
2.1. Hidráulica de los flujos de escombros	21
2.1.1. Tipos de fluidos	22
2.1.2. Concepto de flujos de escombros	26
2.1.3. Composición de los flujos de escombros	27
2.1.4. Clasificación de los flujos de escombros	29
2.1.5. Características morfológicas	34
2.1.6. Conceptos importantes del mecanismo de soporte de partícula	37
2.1.7. Propiedades de los flujos de escombros	41
2.1.8. Modelamiento del flujo de lodo y escombros	47
2.1.9. Formulas empíricas	53
2.2. Conceptos de Hidrología Aplicada	58
2.2.1. Características geomorfológicos	59
2.2.2. Tiempo de retardo	68
2.2.3. Número de Curva (CN)	69

2.3.	Descripción del Modelo Numérico Hidráulico utilizado	71
2.3.1.	Ecuaciones Básicas	71
2.3.2.	Solución Numérica	72
2.3.3.	Lógica FLO-2D	73
2.3.4.	Modelo reológico	77
2.3.5.	Medición de los parámetros reológicos	84
2.3.6.	Concentración de sedimentos	88
2.4	Metodología del estudio	91
2.4.1	Búsqueda de Información Bibliográfica	91
2.4.2	Trabajo de Campo	92
2.4.3	Trabajo de Gabinete	93
CAPITULO 3: DESCRIPCION DEL AREA DE ESTUDIO		95
3.1	Caracterización Topográfica	95
3.1.1	Ubicación geográfica, extensión y límites	95
3.1.2	Características Geográficas	96
3.1.3	Esquema de la quebrada	97
3.1.4	Descripción de las vertientes	98
3.1.5	Lecho del Torrente	101
3.2	Caracterización Hidrológica	103
3.2.1	Generalidades	103
3.2.2	Parámetros Geomorfológicos	104
3.2.3	Precipitación máxima de 24 horas	108
3.2.4	Cálculo del Tiempo de retardo	111
3.2.5	Descripción del uso de tierras y cálculo del Número de Curva	112
3.2.6	Hidrograma de avenida líquido (Inflow)	113
3.3	Caracterización Geológica-Geotécnica	120
3.3.1	Aspectos Geológicos Generales	120
3.3.2	Geodinámica de la quebrada Paihua	120
3.3.3	Mecánica de suelos y mediciones de campo	124

CAPITULO 4: APLICACIÓN DEL MODELO MATEMATICO	134
4.1. Simulación con el Modelo Numérico Hidráulico	134
4.1.1. Información Básica	134
4.1.2. Diagrama de flujo para la simulación con el FLO-2D	137
4.2. Definición de parámetros	140
4.3. Escenario y análisis de resultados	143
4.4. Contraste de resultados con evidencias en campo y calibración	148
4.5. Análisis e interpretación de resultados	153
4.6. Sensibilidad del modelo numérico	155
4.7. Simulación del flujo en la ciudad de Matucana	160
4.8. Elaboración del mapa preliminar de amenaza	168
CAPITULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	173
ANEXOS	
PLANOS	
BIBLIOGRAFIA	
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	

RESUMEN

El propósito del presente trabajo de tesis es brindar criterios de modelación de los flujos de lodo y escombros utilizando un software comercial de análisis de flujos hiperconcentrados. El modelo numérico empleado es el FLO-2D versión 2003.

El modelo bidimensional de diferencias finitas FLO-2D (O'Brien) simula flujo de fluidos no-newtonianos, como aludes torrenciales, en conos de deyección. El modelo permite simular flujo en topografías complejas, tales como áreas urbanizadas y planicies de inundación, así como el intercambio de fluido entre los canales y la planicie de inundación. Puede modelarse flujo de agua y flujos hiperconcentrados (avenida de lodo, flujo de lodo y flujo escombros).

Como datos de entrada se requiere la topografía digital del terreno, la geometría del canal, valores estimados de la rugosidad del canal y de la planicie de inundación, hidrogramas de entrada (líquidos y sólidos), precipitación y propiedades reológicas de la mezcla agua-sedimento.

La topografía para la modelación consiste de una topografía al detalle del cono de deyección y parte de la garganta. El hidrograma líquido calculado por procedimientos normales, es utilizado en la modelación de flujos hiperconcentrados. Finalmente los parámetros reológicos (viscosidad y esfuerzo de cedencia) son estimados de manera indirecta, comparando muestras de la quebrada a simular con muestras tipo de la literatura.

La calibración del modelo numérico consiste en tratar de coincidir los tirantes del modelo con las marcas de flujo encontradas en campo e igualar el volumen de escombros y sedimento reportado por el modelo con el volumen estimado en campo.

La quebrada simulada en la presente tesis fue la quebrada Paihua, frente a la ciudad de Matucana, en la provincia de Huarochirí. La quebrada Paihua es una quebrada de fuerte pendiente, con mucha acumulación de material en su cauce

y con gran incremento de caudal debido a la escorrentía que permite que se originen deslizamientos y derrumbes. En general los taludes del cauce son bastantes inestable. La problemática es que al producirse un huayco, el material que se arrastra cae directamente sobre el río produciendo su represamiento y consecuente desborde sobre el área urbana de Matucana que se encuentra en un nivel más bajo que el río.

Esta quebrada es un gran peligro para la ciudad y ha sido clasificada por el INDECI como una quebrada de “Alto Peligro” en la cuenca del río Rímac. La historia nos recuerda los sucesos de 1959 y 1983 como el huayco que arrasó con gran parte de la ciudad de Matucana.

Con la simulación de la quebrada, el programa FLO-2D nos reporta tirantes y velocidades del flujo de lodo tanto en el cono de deyección como en la confluencia con el río Rímac. A partir de las salidas del programa se puede elaborar un mapa de amenaza que ayude a mitigar los efectos del huayco en la ciudad de Matucana.

Con el presente trabajo se pretende hacer un aporte en el estudio de los flujos de lodo y escombros en nuestro país, iniciando una línea de investigación muy importante en lo que se refiere a mitigación de desastres. A la vez, promocionar el uso de esta herramienta para definir mapas de riesgo de flujos hiperconcentrados; que facilitará la tarea de crear un ambiente de conciencia frente a los fenómenos naturales e informar de manera fácil y técnica a la población relacionada directamente con estos temas.

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN

En nuestro país, uno de los grandes fenómenos naturales que alteran las condiciones climatológicas, provocando temporadas de fuertes lluvias, que desencadenan inundaciones y huaycos, es el Fenómeno del Niño (FEN). Este fenómeno ocurre esporádicamente y el resultado de su presencia son pérdidas de viviendas, obras civiles, zonas de cultivo y sobretodo pérdidas humanas.

La naturaleza de una geografía abrupta añadido a agentes externos como el FEN es un problema más en la tarea de los ingenieros para el diseño de obras civiles, tal como puentes, carreteras, estructuras hidráulicas, etc. Por lo tanto se deben tomar las medidas de seguridad contra posibles inundaciones y huaycos provocados por estos desastres naturales.

Las quebradas son las formas más comunes y difíciles que debemos enfrentar, y los huaycos es el tipo de flujo característico que causa daño a lo largo de todo su recorrido. Principalmente, en la zona baja de la quebrada, el huayco demuestra su poderío destructivo enterrando estructuras y coches en su camino; cubriendo carreteras, campos, pastos con una gran manta de lodo y piedras de diversos tamaños.

Los pobladores que han vivido y presenciado un flujo de escombros, lo describen como: “una pared de rocas y piedras de diferentes tamaño envueltas en una mezcla de barro, que aparece repentinamente a la salida de la quebrada, precedido por un ruido estrepitoso; el cauce permanece lleno de un torrente de escombros cargado de barro y cantos rodados rechinando y triturándose conjuntamente”.

El acontecimiento descrito, es un flujo de escombros y la forma de deposición y las características del movimiento, por mucho tiempo han sido estudiadas por geólogos e ingenieros; y a la vez ha despertado el interés de autoridades relacionados a la tarea de mitigación de desastres.

La presente tesis, trata sobre el conocimiento de los flujos de escombros y su simulación con modelos numéricos empleados y reconocidos en otras partes del mundo. Además, tratamos de impulsar la investigación en estos temas, que son muy importantes, referidos a la mitigación de desastres.

El uso de estos Modelos Numéricos Hidráulicos, nos facilita la tarea de cálculo de tan complejas ecuaciones que gobiernan los flujos de escombros, pero requiere de la teoría básica de estos fenómenos, para con criterio ingresar los parámetros necesarios e interpretarlos. Nosotros, estudiamos la tarea de simulación de flujos de lodo y escombros, y definimos las ventajas y limitaciones del modelo numérico empleado.

En la actualidad, encontramos modelos numéricos unidimensionales y bidimensionales como por ejemplo, el BOSS-DAMRK y FLDWAV que simulan flujos viscosos en una dirección; y el FLO-2D que realiza la simulación bidimensional de flujos hiperconcentrados. Estos modelos, han sido empleados en países como Estados Unidos, Venezuela, Italia, Japón, entre otros; generando la aceptación de los investigadores. Además el FLO-2D es un modelo aceptado y reconocido por FEMA (Federal Emergency Management Agency).

Para nuestro modelamiento, aplicaremos el Modelo Numérico FLO-2D, versión 2003 (O'Brien) para la quebrada Paihua o Llanahualla, en el distrito de Matucana, provincia de Huarochirí, Lima-Perú.

1.1 Objetivos

Como Objetivos Generales, tenemos:

- Evaluar el Modelo Numérico Hidráulico Computacional "FLO-2D" versión 2003 (O'Brien), definiendo sus ventajas y limitaciones.
- Evaluar las consecuencias de un posible flujo de escombros de la Quebrada Paihua que podría bloquear el cauce del río Rímac y afectar a la ciudad de Matucana.

La simulación consistirá en recopilar y organizar la información básica existente de la quebrada, además de definir los parámetros requeridos por el Modelo Numérico Hidráulico Computacional. El fundamento teórico del modelo será previamente estudiado y analizado para su posterior aplicación.

La aplicación del modelo numérico de flujos de lodo y escombros, nos facilita el trabajo tedioso de cálculo de las ecuaciones diferenciales; proporcionándonos como solución valores de tirantes y velocidades referidos al tránsito de un flujo de escombros.

La calibración del modelo, consistirá en tomar rasgos o marcas de flujos de escombros antiguos y calcular el volumen de escombros aportado por la cuenca para ser comparado con el volumen de escombros proporcionado por el modelo.

1.2 Antecedentes de flujos lodo y escombros

Antes de conocer sobre la hidráulica de los flujos de lodo o escombros (ver Capítulo 2), debemos conocer el lugar o zona típica donde se desencadenan estos fenómenos naturales; nos referimos, a las *Quebradas*.

El interés de estudiar las quebradas, es porque en su entorno se realizan obras civiles, ya sea, carreteras o puentes que pueden quedar deshabilitadas por la presencia de un huayco. Es importante conocer los fenómenos que se desarrollan en las nacientes y el desenlace en la desembocadura. Un huayco provoca desastre y desequilibrio al medio ambiente.

1.2.1 Definición de Quebrada

Una quebrada es una forma topográfica de pequeña extensión producto de ciertos agentes geológicos como el viento o la fuerza de la precipitación y escorrentía en una región de terreno erosionable.

Los huaycos se pueden producir en quebradas medianas (de 2.5 a 50 Km²) y en quebradas grandes (de 50 a 150 Km²). Según la diferencia del tamaño de la

quebrada y la pendiente se pueden desarrollar diferentes tipos de flujos de escombros, como se verá mas adelante.

Estas quebradas tienen como función natural captar el agua que precipita sobre una cuenca, y drenarla hacia aguas abajo hasta depositar el agua captada al río o mar.

En una quebrada se reconocen tres zonas específicas (ver Figura 1.1):

- Cuenca de recepción
- Cauce de transporte
- Cono de deyección

Cuenca de recepción.- Se le denomina también embudo de erosión, debido a que es la zona ancha y más elevada donde se intercepta el agua de lluvias. Los taludes son muy pronunciados, provocando que la erosión sea muy activa. En esta zona suelen identificarse red de canales pequeños, inestables, que confluyen aguas abajo.

Cauce de transporte.- Es la zona de confluencia de red de canales pequeños, donde se forma un canal más angosto de curso estable, y de mayor profundidad. Su función principal, es transportar el material erosionado; y también puede aportar material del cauce (debido a deslizamientos), dependiendo de las características del suelo.

Cono de deyección.- Es la zona de deposición del material erosionado. Se caracteriza por tener menor pendiente y acumular todo el material transportado del resto de la cuenca. También se le denomina abanico aluvial, por el plano de explayamiento que posee, y porque el material transportado es de origen aluvial.

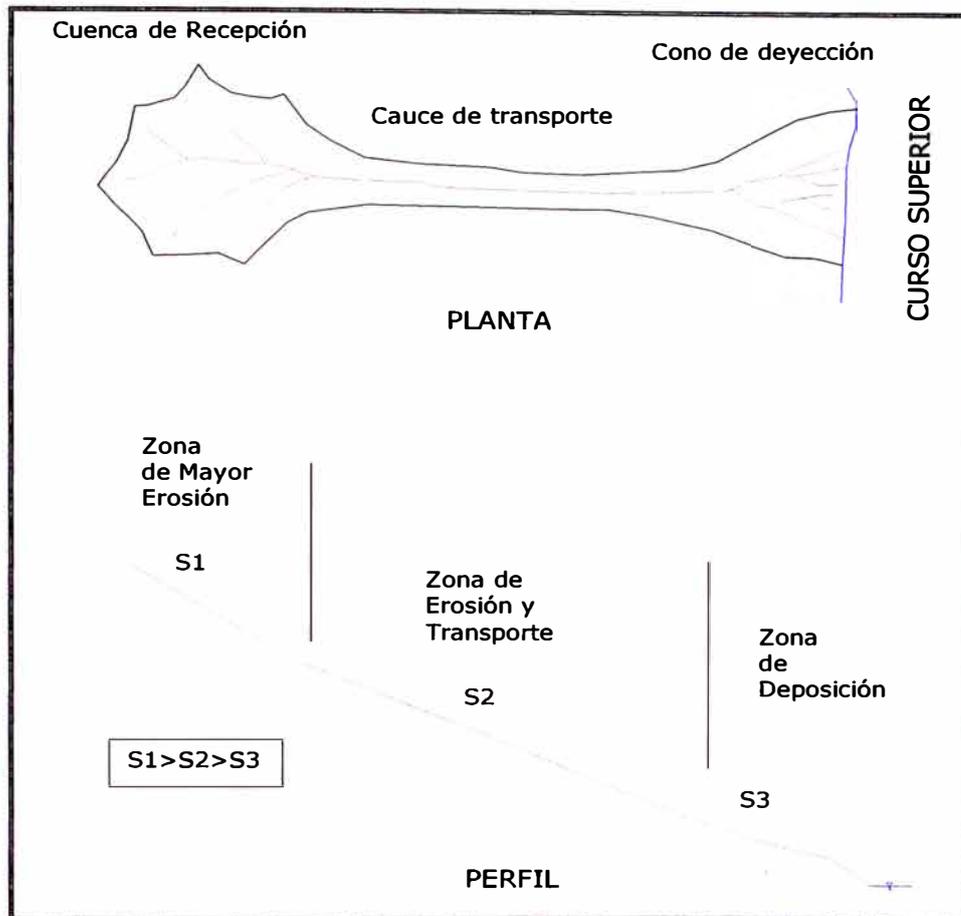


Figura 1.1 Esquema de una Quebrada Típica
(Fuente: Tesis de Antegrado - Ing. Ada Arancibia - UNI)

1.2.2 Formación de quebradas

Las quebradas son el resultado de la erosión del suelo principalmente por acción de la precipitación y escorrentía, las cuales en el proceso de desarrollo pasan por cuatro etapas bien definidas.

A continuación describimos brevemente cada una de ellos:

Primera Etapa:

Aparecen pequeños canales aluviales en la superficie del suelo, que han sido formados por el impacto de las gotas de lluvia y la escorrentía superficial. A este procedimiento, se le denomina lavado superficial, que nos indica el

desplazamiento de los materiales superficiales por acción del agua en movimiento.

Las gotas de lluvia que caen sobre una superficie granular plana, por lo general, producen pequeños hoyos debido al impacto de la gota que desplaza las partículas finas a muchos centímetros del punto de caída inicial.

El proceso de escorrentía superficial, se efectúa cuando el suelo absorbe el agua de lluvia completamente y por lo tanto el agua de lluvia es desplazada sobre la superficie del suelo, originando pequeños charcos o aguas de arroyada.

Segunda Etapa:

La quebrada empieza a crecer rápidamente en longitud, y en dirección opuesta al flujo del agua, producto de una erosión regresiva.

El concepto de erosión regresiva es el descenso en el fondo como consecuencia de fenómenos de dinámica fluvial o un desequilibrio en sus componentes. La erosión regresiva avanza aguas arriba.

Tercera Etapa:

La quebrada continúa ensanchándose y profundizándose como resultado de la erosión y socavación de las laderas. En esta etapa, la acción regresiva, tiende a sobretodo, profundizar el lecho por donde discurrirá el torrente. Se considera a la quebrada en una fase de juventud.

La erosión es muy intensa debido a la velocidad del agua y a los materiales arrastrados y en un posible evento de precipitación extrema, se activará la quebrada, produciéndose los huaycos.

Cuarta Etapa:

La longitud y la sección transversal de la quebrada se estabilizan, es decir, el proceso de erosión del lecho cesa gradualmente.

Los taludes de las riberas de la quebrada se van cubriendo con pasto y maleza. Se considera a la quebrada en su fase de madurez.

1.2.3 Clasificación de quebradas

En la tesis “Criterios para el Manejo de Quebradas y su aplicación en el diseño de obras civiles”, proponen una clasificación de quebradas con respecto al riesgo que presenta frente una obra civil. La presente clasificación se basó en características de diferentes quebradas ubicadas en el país (Ing. Ada Arancibia, 1998).

Para la clasificación de quebradas se utilizó la siguiente tabla basado en valores de ponderación:

Tabla 1.1. Clasificación de quebradas por riesgo

CLASE	RIESGO	VALORES DE PONDERACIÓN PUNTAJE
TIPO I	Alto	45 – 65
TIPO II	Moderado	36 – 44
TIPO III	Bajo	21 – 35

El procedimiento a seguir es denominar un puntaje a cada parámetro que define una quebrada: Localización, Pendiente, Área, Naturaleza del suelo, Tipo de vía; según los cuadros presentados a continuación.

- Clasificación por Localización.

Debemos clasificar la quebrada para una respectiva vertiente según sea su ubicación. Una vez ubicada la vertiente correspondiente se procede a realizar las combinaciones según la tabla siguiente:

Tabla 1.2. Clasificación por Localización

Vertiente del Pacífico			Vertiente del Atlántico	Vertiente del Lago Titicaca	
NORTE b	CENTRO c	SUR d	a	c	
Chala o Costa		b	Omagua o Selva Baja	b	
Yunga		a	Selva Alta	a	
Quechua		a	Yunga Fluvial	b	
Suni		b	Quechua	a	
Puna		c	Suni	b	Suni b
Janca		d	Puna	c	Puna c
			Janca	d	Janca d

A: Si se dan las combinaciones: aa o ab

B: Si se dan las combinaciones: bb o ac

C: Si se dan las combinaciones: cc, ad o bc

D: Si se dan las combinaciones: bd, cd o dd

- Clasificación por Pendiente

Tabla 1.3. Clasificación por Pendiente

A: Fuerte	$S < 10\%$
B: Media	$10\% < S < 40\%$
C: Suave	$40\% < S$

- Clasificación por Área.

Tabla 1.4. Clasificación por Área

A: Grande	$50 \text{ Km}^2 < A < 150 \text{ Km}^2$
B: Mediana	$2.5 \text{ Km}^2 < A < 50 \text{ Km}^2$
C: Pequeña	$A < 2.5 \text{ Km}^2$

- Clasificación por Naturaleza del suelo.

Investigadores Canadienses reportan las siguientes características de acuerdo al grado potencial de contribución de material sólido.

Tabla 1.5. Clasificación por Naturaleza del Suelo

A: Alta contribución	Material de laderas: suelos no cohesivos, sueltos, áreas de avalancha, con alturas > 5 m y con $S_{laderas} > 35^\circ$
B: Moderada contribución	Material de laderas en suelos cohesivos y densos con alturas > 5 m. En suelos no cohesivos y sueltos < 5m y con $S_{laderas}$ entre 15° y 45°
C: Baja contribución	Lechos de roca sana, y o fracturada, material de las riberas denso con alturas < 5 m y con $S_{laderas} < 15^\circ$

Una vez denominado la letra A, B, C o D para los diferentes parámetros, obtenemos sus puntajes de la siguiente tabla.

Tabla 1.6. Valores de ponderación para los diferentes parámetros

LOCALIZACIÓN	A	5	B	4	C	3	D	2
PENDIENTE	A	4	B	3	C	2		
AREA	A	3	B	2	C	1		
SUELO	A	3	B	2	C	1		
TIPO DE VIA	A	50	B	30	C	15		
	Duales y 1ra Clase		2da y 3ra Clase		Trochas			

Finalmente, obtenemos la suma de los valores de ponderación para los diferentes parámetros, clasificando a la quebrada según la Tabla 1.1 (Tipo I, II o III).

Aplicando la metodología expuesta para la Quebrada Paihua, tenemos:

Nombre: Quebrada Paihua o Llanahualla

Ubicación: Km 76 de la Carretera Central (frente a la ciudad de Matucana)

Area de drenaje: 15.5 Km²

Pendiente promedio: 39%

Descripción de Campo: El material de las laderas se encuentra sobre suelos sueltos, lo que provoca los deslizamientos en algunas zonas de la quebrada. La profundidad del cauce es mayor a 5m y la pendiente de las laderas son muy empinadas.

Tipo de Vía: Su desembocadura atraviesa la Carretera Central

De la tabla 1.2 se obtiene el peso por localización:

$$\begin{array}{r}
 \text{Vertiente del Pacífico-Centro:} \quad c \\
 \text{Región Quechua:} \quad \quad \quad \quad a \\
 \hline
 \text{ac} \quad \quad \quad \Rightarrow \quad \text{Localización B}
 \end{array}$$

De la tabla 1.3 a la tabla 1.5 se obtienen los otros valores. Una vez reconocida la letra (A, B, C) se le asigna su puntaje correspondiente por medio de la tabla 1.6:

LOCALIZACIÓN:	B = 4
PENDIENTE:	B = 3
AREA:	B = 2
NATURALEZA DEL SUELO:	A = 3
TIPO DE INFRAESTRUCTURA.	B =50
TOTAL	= 62

Para este puntaje, según la tabla 1.1, la quebrada Paihua o Llanahualla se considera una quebrada de Alto Riesgo, del Tipo I.

Complementariamente, hacemos mención de la clasificación dada por el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI). El Indeci realizó un estudio de “Zonas críticas de la cuenca del Río Rímac” y clasificó a las quebradas según su **grado de peligrosidad**. El criterio de clasificación se basó en un recuento de daños materiales y pérdidas de vida humanas causada por las respectivas quebradas. Entre las quebradas clasificadas de Alto Peligro (de color rojo), se encuentra la quebrada Paihua (ver Figura 1.2).

Finalmente concluimos de ambas metodologías que la Quebrada Paihua, es una quebrada de **Alto Riesgo** debido a la presencia de la Carretera Central como obra civil importante y a la cercanía con la ciudad de Matucana; y de **Alto Peligro** debido a los daños causados a la población en eventos extraordinarios anteriores.

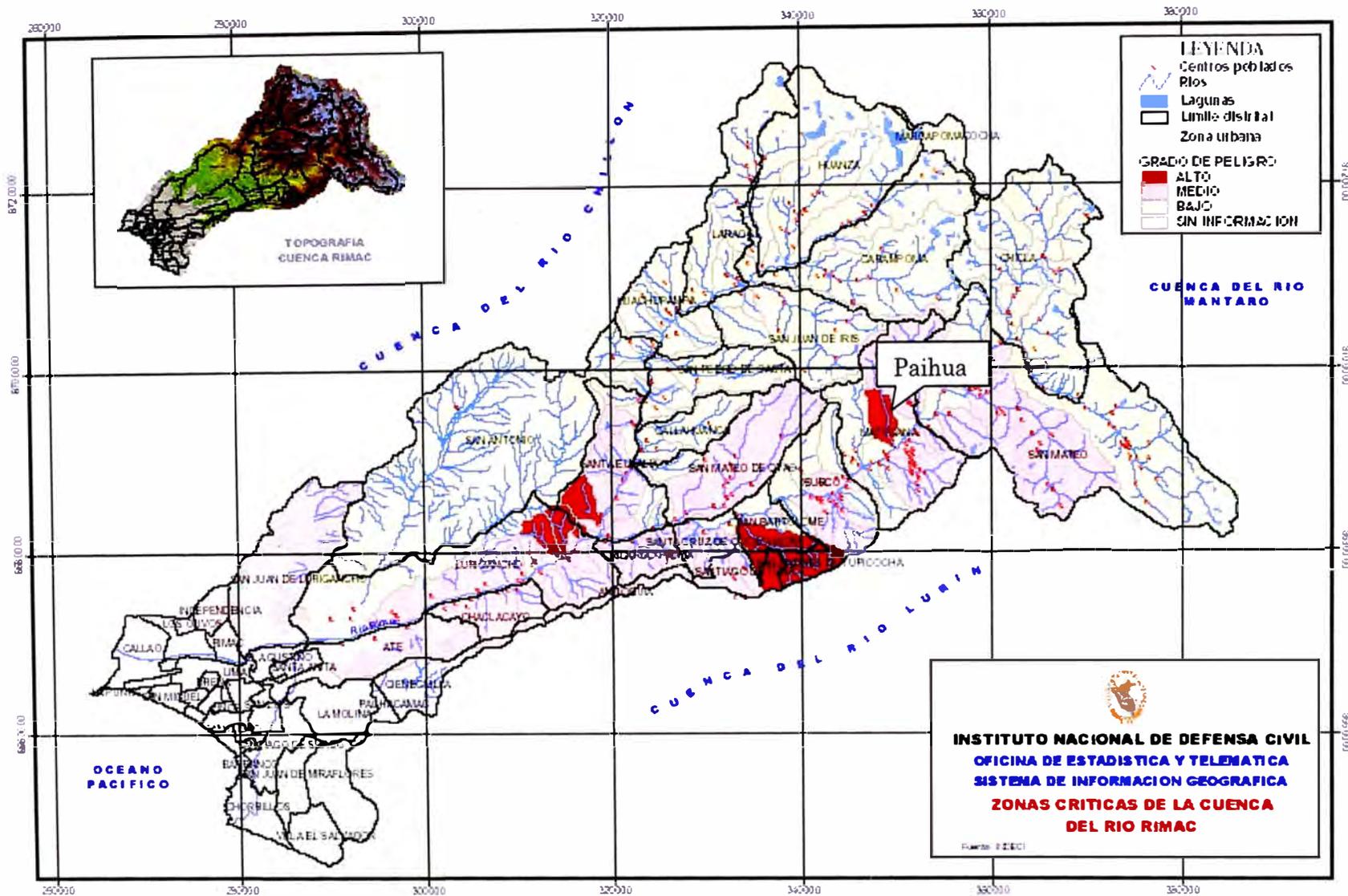


Figura 1.2. Clasificación de quebradas por grado de peligrosidad (Fuente: INDEC)

1.2.4 Tipos de Flujo que discurren por una Quebrada.

Avenidas de Agua.

Flujos con una carga normal de transporte de sedimentos, que discurre por el cauce de una quebrada en régimen predominantemente turbulento. La cantidad de sedimento en suspensión es insuficiente para afectar el comportamiento del agua. Las propiedades del fluido Newtoniano gobiernan a éste tipo de flujo.

Flujos de lodo

Los flujos de lodo generalmente consisten de altas concentraciones de partículas finas (limos y arcillas). De acuerdo a experimentos de Wan y Chien (1989), un fluido se convierte en una mezcla lechosa a una concentración de partículas finas de solamente 90 kg/m³. A medida que la concentración de finos aumenta, la estructura de los sedimentos se flocula formándose una especie de cohesión de mezcla suelo-agua. Según Varnes (1958), los flujos de lodo son distinguidos por la presencia de al menos 50% de arena, sedimento y partículas del tamaño de la arcilla.

Estos flujos son descritos como flujos viscosos y se caracterizan por pulsos intermitentes. La deposición final del flujo viscoso mantiene la estructura dinámica de su movimiento creando filas de islas o dunas que son paralelas a la dirección del flujo, las cuales pueden tener forma de lengua. Durante la sedimentación no ocurre clasificación de los sedimentos y las partículas se mueven como una masa integral. La velocidad de deposición es muy pequeña.

Flujos Hiperconcentrados

El flujo hiperconcentrado está formado por una mezcla de partículas gruesas y agua. Predominan las partículas granulares (arenas, gravas, cantos rodados y bloques) por lo tanto la mezcla no tiene cohesión.

Se considera un flujo como hiperconcentrado si la concentración de sedimentos (igual al volumen de sedimentos entre el volumen de sedimentos más agua) varía entre 20% y 60% en volumen, valor que corresponde a un peso específico de 2.0 ton/m^3 de la mezcla aproximadamente. Cuando las concentraciones de sólidos son bajas los materiales se concentran en la parte inferior del flujo, pero al aumentar la concentración, las partículas se dispersan a través de todo el flujo. Al aumentar la concentración de sedimentos se pueden convertir en flujos de detritos, es decir, la dispersión inducida por el cortante entre partículas va aumentando.

Al disminuir la velocidad, las partículas se van sedimentando; primero las más gruesas y luego las más finas formando un depósito clasificado de partículas.

Flujos de Detritos

En los flujos de detritos los sedimentos controlan totalmente el flujo. El movimiento de los flujos de detritos se puede relacionar generalmente con “flujo turbulento de granos”. El mecanismo de movimiento se produce por transferencia de momentum al colisionar las partículas o bloques que se mueven.

Los flujos son no-viscosos y son generalmente flujos turbulentos de dos fases. La fase líquida es un “slurry” consistente en agua y partículas finas y la base propiamente sólida son las partículas gruesas. Aunque los flujos de detritos contienen partículas más gruesas, mayores concentraciones, mayores pesos específicos y menores cantidades de agua, la mecánica en algunos aspectos es similar a los de los flujos hiperconcentrados.

Cuando el cambio en el ancho del cauce es muy fuerte, o se presenta una disminución fuerte de la pendiente del cauce, la velocidad disminuye abruptamente y se deposita la mayoría del material sólido, formando abanicos o barras de grandes bloques. Primero se depositan las partículas de mayor tamaño, mientras las partículas finas tratan de recorrer una distancia mayor

antes de producirse la sedimentación. Generalmente los flujos de detritos corren a lo largo de cañones estrechos con fuertes pendientes.

En el caso de flujos de detritos canalizados, los flujos son llamados torrentes de escombros.

1.2.5 Factores que influyen en el tipo de flujo.

Los factores que influyen en el tipo de flujo y que ayudan a definir la probabilidad de ocurrencia del flujo son:

- **Área de la cuenca de recepción:** A mayor área, mayor será la cantidad de agua que captará, y mayor el volumen del flujo.
- **Pendiente:** A mayor pendiente mayor será la velocidad del flujo, y habrá mayor posibilidad de erosión e inestabilidad de la zona.
- **Clima:** Donde se produzcan intensas precipitaciones se activará la quebrada y el flujo de escombros será el desenlace. El Colegio de Ingenieros del Perú (1998) relaciona la ocurrencia de huaycos con zonas de climas áridas y semiáridas a consecuencia de una precipitación inusitada.
- **Tipo de suelo:** Depende del tipo del suelo (presencia de material fino y grueso), la capacidad para soportar el efecto erosivo, la permeabilidad, la cobertura vegetal que serán aportes para el flujo.

1.3 Problemática de la quebrada Paihua

En una cuenca, los abanicos aluviales o conos de deyección han sido y serán las áreas más requeridas para el habitat humano, debido a sus suaves pendientes y a sus suelos fértiles que resultan ser atractivos tanto para la agricultura como para el desarrollo residencial.

Estos desarrollos urbanos en abanicos aluviales se encuentran latentes a un posible huayco y el desencadenamiento de ésta produce tanto pérdidas materiales como humanas. La alternativa o solución inmediata sería abandonar las áreas de riesgo y trasladarse a una zona más segura. Sin embargo, es una solución no practicada debido a un sistema social y económico deficiente.

Lo que frecuentemente se realiza son medidas de seguridad sobre las urbanizaciones, ya sea atenuando la avenida y/o desviando el flujo hacia zonas no habitables. La tarea de los ingenieros para estos casos, se basa en desafiar a la naturaleza con obras ingenieriles y proteger la vida humana.

Para la quebrada Paihua, la zona vulnerable es la ciudad de Matucana, ubicado en las faldas del cono de deyección. Una activación de la quebrada provocaría huaycos e inundaciones en el área urbana (Ver Figura 1.3).

En la tesis de Retamozo (1992) cita a Aruquipa, quien elaboró la ficha técnica de eventos ocurridos para la microcuenca de Paihua o Llanahualla. Aruquipa (1991) menciona:

Tabla 1.7. Eventos realizados en la quebrada Paihua

Evento	Año
Huayco	1959
Huayco	1968
Deslizamiento	1981
Deslizamiento	1983
Huayco	1984

Según información bibliográfica, la localidad de Matucana es muy conocida por su historial, de ser la más afectada en el Valle del Rímac por huaycos e inundaciones. Se recuerda mucho en la población, los años de 1959 y 1983 como aquellos de mayor desastre. En la actualidad se ha demostrado que por lo menos los ambos extremos del pueblo de Matucana se hallan en terrenos cuyos depósitos son de antiguos huaycos.

La ciudad de Matucana se ubica en la margen izquierda del río Rímac a 2375 m.s.n.m., teniendo dos quebradas tributarias cuyos conos de deyección inciden sobre el área urbana. Sobre la margen izquierda se encuentra la quebrada Chucumayo o los Olivos y sobre la margen derecha la quebrada Paihua o Llanahualla. Ambas quebradas presentan una actividad geodinámica acelerada, es decir, los huaycos a través del tiempo serán más frecuentes y probablemente con mayores volúmenes e intensidades.

La quebrada Paihua es una quebrada de fuerte pendiente, con mucha acumulación de material en su cauce, con gran incremento de caudal debido a la escorrentía que permite que se originen deslizamientos y derrumbes. En general los taludes del cauce son bastantes inestables. Si bien ésta quebrada, por encontrarse en la margen contraria a la que se desarrolla la ciudad, no actúa directamente sobre el área urbana, pero sus efectos van directamente sobre ésta; y es que al producirse un huayco, el material que se arrastra cae directamente sobre el río produciendo su represamiento y consecuente desborde sobre el área urbana de Matucana que se encuentra en un nivel más bajo que el río. Por otro lado, al presente, los materiales que transporta el río han ido colmatando su cauce, incrementando las posibilidades de ocurrencia de desborde e inundaciones.

En las Fotos Aéreas 1.1 y 1.2 se muestra la ciudad de Matucana para distintos años. Se puede apreciar que para el año 1983, en la zona del cono de deyección, se ubica el material de escombros que forma un abanico en la desembocadura de la quebrada.

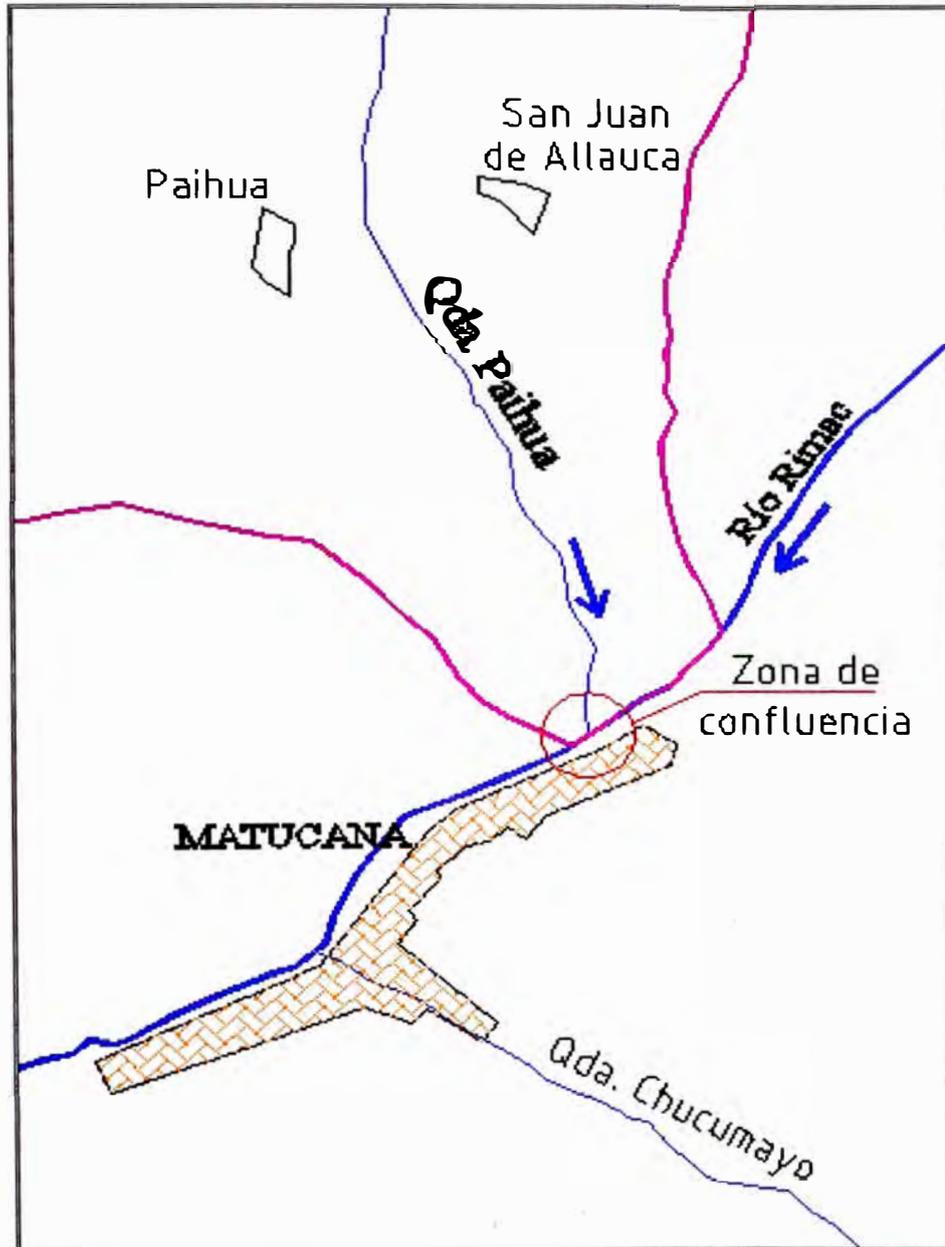


Figura 1.3. Esquema de la problemática de Paihua

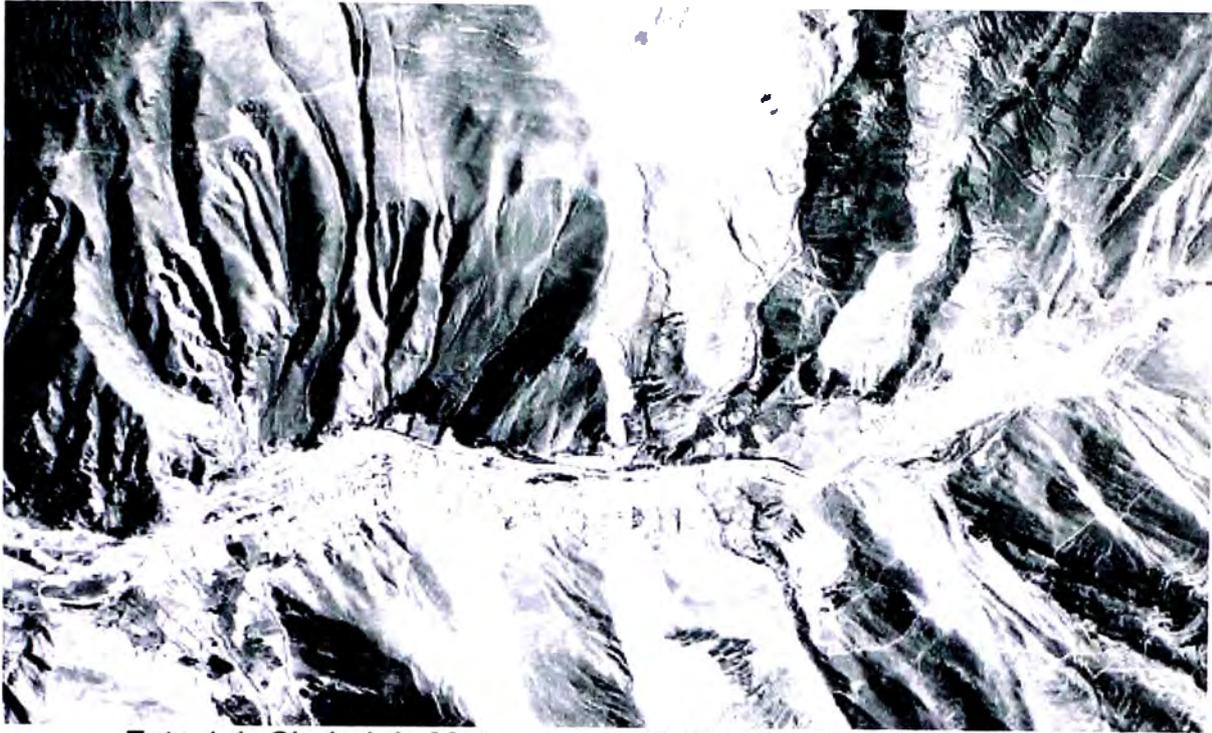


Foto 1.1. Ciudad de Matucana, 1955 (Fuente: DGA-INGEMMET)



Foto1.2. Ciudad de Matucana, 1983 (Fuente: DGA-INGEMMET)

CAPITULO 2

FUNDAMENTO TEORICO

En este capítulo se presentan algunos conceptos y elementos de análisis de la hidráulica torrencial, referentes principalmente al mecanismo y características de los flujos de escombros. Además se mencionan los conceptos de hidrología aplicada y la descripción del modelo hidráulico computacional empleado. Finalmente se describe la metodología del estudio.

2.1 Hidráulica de los flujos de escombros

La hidráulica de los flujos de escombros o hidráulica torrencial, es el estudio de las avenidas torrenciales en la que el transporte de sólidos es tan grande que las nociones de hidráulica fluvial se desvanecen. La fase sólida influye en el flujo, es decir, no puede separarse el flujo de agua por un lado, con sus ecuaciones de movimiento, y el transporte sólido por otro. Por ejemplo, en un flujo de escombros en Rusia, el caudal debido al agua de precipitación era de solamente 49 m³/s. Después de recorrer 10 km y erosionar el cauce, el flujo alcanzó una descarga máxima de 490 m³/s, diez veces el flujo teórico. El caudal de lodo alcanzado es mucho mayor que en un flujo de agua sola ("agua limpia") debido al aporte y transporte sólido.

Además la densidad de la mezcla se eleva por encima de la densidad del agua. La densidad que alcanzan los flujos de escombros varía entre 2100 y 2400 kg/m³.

En un siguiente ítem se detallará más sobre las propiedades y características del flujo de escombros. Previamente definiremos los conceptos básicos referentes al tipo de fluidos.

2.1.1 Tipos de Fluidos

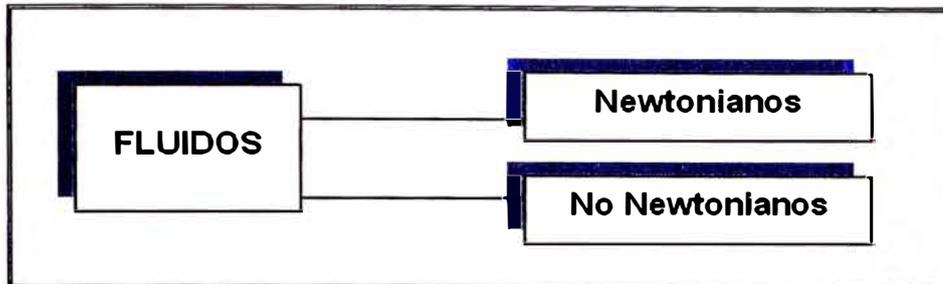


Figura 2.1 Clasificación general de los fluidos

Un fluido es un líquido que se deforma continuamente por esfuerzos cortantes, es decir, que ofrece pequeña, o nula resistencia a las fuerzas tangenciales, o cortantes, que se le aplican. La capacidad de fluir hace que el fluido sea incapaz de soportar un esfuerzo cortante, por ejemplo voltear un vaso conteniendo de agua.

En términos muy generales, a los fluidos que presentan una resistencia muy pequeña, o nula, a ser deformados se les conoce como **fluidos Newtonianos**, en tanto, a los fluidos que presentan mayor resistencia se les llama **fluidos no-Newtonianos**.

Para un fluido Newtoniano, la relación entre el esfuerzo cortante y la tasa de deformación (gradiente de velocidades) es lineal, como lo indica el caso (a) de la Figura 2.2. Este tipo de fluido es el que se obtiene para todos los líquidos puros (por ejemplo "agua limpia"), cuyo comportamiento es Newtoniano con una muy buena aproximación.

Sin embargo, los fluidos no-Newtonianos comprenden en general mezclas complejas como barros, aceites lubricantes muy viscosos, fluidos orgánicos como la sangre, etc. Estos fluidos exhiben un comportamiento diferente, tal como se observa en los casos (b), (c) y (d) de la Figura 2.2. Dentro de este tipo de fluido (fluido no-Newtoniano) se analizan los flujos de lodo o escombros.

A continuación mostramos una breve descripción sobre cada tipo de fluido.

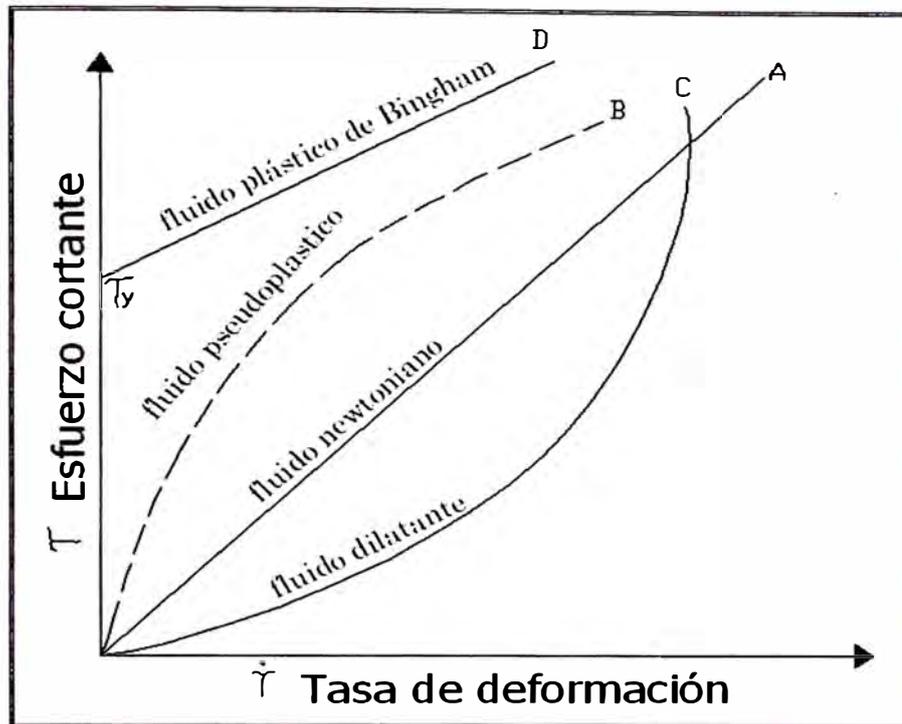


Figura 2.2 Típica relación entre el esfuerzo cortante (τ) y la tasa de deformación ($\dot{\gamma}$) para fluidos no-Newtonianos

Fluido Newtoniano

Este fluido muestra la relación lineal del esfuerzo cortante (τ) y la deformación al corte o gradiente de velocidad ($\dot{\gamma}$). La pendiente de la línea recta es la viscosidad μ .

$$\tau = \mu \dot{\gamma} = \mu \frac{\partial u}{\partial y} \quad (2.1)$$

donde τ es el esfuerzo cortante, y $\partial u/\partial y$ es la tasa de deformación al corte o gradiente de velocidades.

Dentro de este campo podemos citar los conceptos de flujo laminar y turbulento. Cuando entre dos partículas en movimiento existe gradiente de velocidad, o sea que una se mueve más rápido que la otra, se desarrollan fuerzas de fricción que actúan tangencialmente a las mismas. Las fuerzas de fricción tratan de introducir rotación entre las partículas en movimiento, pero simultáneamente la viscosidad trata de impedir la rotación. Dependiendo del valor relativo de estas fuerzas se pueden producir diferentes estados de flujo.

Cuando el gradiente de velocidad es bajo, la fuerza de inercia es mayor que la de fricción, las partículas se desplazan pero no rotan, o lo hacen pero con muy poca energía, el resultado final es un movimiento en el cual las partículas siguen trayectorias definidas, y todas las partículas que pasan por un punto en el campo del flujo siguen la misma trayectoria. Este tipo de flujo fue identificado por Reynolds y se denomina "laminar", queriendo significar con ello que las partículas se desplazan en forma de capas o láminas.

Al aumentar el gradiente de velocidad se incrementa la fricción entre partículas vecinas al fluido, y éstas adquieren una energía de rotación apreciable, la viscosidad pierde su efecto, y debido a la rotación, las partículas cambian de trayectoria. Al pasar de una trayectoria a otra, las partículas chocan entre sí y cambian de rumbo en forma errática. Éste tipo de flujo se denomina "turbulento".

Cuando las fuerzas de inercia del fluido en movimiento son muy bajas, la viscosidad es la fuerza dominante y el flujo es laminar. Cuando predominan las fuerzas de inercia el flujo es turbulento.

Para números de Reynolds bajos el flujo es laminar, y para valores altos el flujo es turbulento.

Fluido Pseudoplástico y Dilatante

En el caso de los fluidos pseudoplásticos hay menor resistencia al flujo para esfuerzos mayores, es decir, el fluido escurre más fácilmente cuanto mayor es el esfuerzo (ejemplo: la sangre, barro, etc).

En el caso de los fluidos dilatantes hay mayor resistencia al flujo para esfuerzos mayores, los fluidos dilatantes no son tan abundantes como los pseudoplásticos (ejemplo: la arena movediza, etc).

El fluido pseudoplástico es también caracterizado por una pendiente progresivamente decreciente del esfuerzo cortante versus la tasa del esfuerzo al corte. Los fluidos dilatantes presentan la característica opuesta, la pendiente

crece con el incremento de la tasa de esfuerzo al corte. Esta pendiente ha estado definida en ambos casos como viscosidad aparente, η .

$$\eta = \frac{\tau}{\dot{\gamma}} \quad (2.2)$$

Hay un número de relaciones empíricas que se han usado para describir los fluidos pseudoplásticos y dilatantes. Una de las formas más usadas de la relación no newtoniana es la Ley de Potencia, el cual es descrito como sigue:

$$\tau = m \dot{\gamma}^n \quad (2.3)$$

donde:

- $n < 1$ para fluido pseudoplástico
- $n > 1$ para fluido dilatante
- $n = 1$ para fluidos newtonianos

Sustituyendo en la ecuación (2.3) en (2.2), se obtiene la relación entre la viscosidad aparente y la gradiente de velocidades:

$$\eta = m \dot{\gamma}^{n-1} \quad (2.4)$$

m, n son las constantes del modelo de la Ley de Potencia. La constante m , es una medida de la consistencia del fluido y , la constante n es una medida de cómo el fluido se desvía de un fluido Newtoniano.

Una de las limitaciones del modelo es que falla para describir la viscosidad de muchos fluidos no newtonianos en regiones de muy baja o muy alta tasa de deformación (gradiente de velocidad).

En la actualidad, este modelo ha sido complementado por el modelo de Herschell-Bulkley donde incluye un límite de fluencia (τ_y), como se muestra en la ecuación siguiente:

$$\tau = m \dot{\gamma}^n + \tau_y, \text{ para } \tau > \tau_y$$

$$\dot{\gamma} = 0 \quad , \text{ para } \tau < \tau_y \quad (2.5)$$

m,n son constantes del modelo.

Fluido Plástico de Bingham

Otra clase importante de fluidos no newtonianos es el fluido viscoplástico. Este es un fluido que no fluye cuando un esfuerzo de corte muy pequeño es aplicado. Los esfuerzos de corte deben exceder un valor crítico conocido como esfuerzo de cedencia o límite de fluencia para que el fluido fluya. Por ejemplo, cuando abrimos una pasta dental, nosotros necesitamos aplicar una fuerza adecuada para hacer que la pasta dental fluya. Sin embargo, los fluidos viscoplásticos se comportan como sólidos cuando el esfuerzo de corte aplicado es menor que el esfuerzo de corte límite.

Uno de los modelos viscoplásticos simples es el Modelo Plástico de Bingham, como se muestra en la curva D, de la figura 2.2.

Los fluidos plásticos de Bingham requieren que el esfuerzo al corte exceda alguna cantidad mínima (τ_y) antes de observar una tasa de esfuerzo al corte ($\partial u/\partial y$), seguida por una relación en línea recta entre el esfuerzo de corte y la gradiente de velocidades.

$$\tau = \tau_y + \mu_p \dot{\gamma} \quad (2.6)$$

donde, τ_y es el esfuerzo de cedencia (yields stress) y μ_p es la viscosidad plástica.

2.1.2 Concepto de flujos de lodo y escombros.

Según Hampton (1972), "Los flujos de lodo y escombros es el resultado de alguna forma de colapso en el talud. Los escombros que caen como un deslizamiento colectan humedad y se mueven a lo largo de la pendiente, éste se licua o se dilata conforme avanza, aumentando la movilidad del fluido ".

Según Takahashi (1980) “Los flujos de lodo y escombros son flujos antiguos conformados por una mezcla viscosa y sedimentos de todos los tamaños con acumulaciones de cantos rodados que se vuelcan en el frente de la onda y forman lóbulos, detrás del cual siguen los granos más finos”.

Según Iverson (1997), “Los flujos de lodo y escombros ocurren cuando masas de sedimento pobremente graduadas, agitadas y saturadas con agua, caen precipitadamente por efecto de la atracción de la gravedad”.

Existen diversas definiciones sobre flujos de escombros, pero básicamente se trata de una mezcla de agua con sedimento que transita hacia aguas abajo, sobre una pendiente pronunciada y que aumenta su volumen debido a rocas, arbustos y troncos que encuentra en su camino.

2.1.3 Composición de los flujos de lodo y escombros

Muy a menudo los flujos de escombros son relacionados con el concreto fresco. Incluso aunque la apariencia es similar al mortero, la composición de los flujos de escombros varía enormemente debido a que éste es un flujo de múltiple fases de granos desordenados con aire y agua mezclados entre sí. El tamaño de partículas varía desde materiales finos hasta cantos rodados sostenidos (suspendidos) en una matriz viscosa.

Por lo tanto, entre los principales componentes tenemos: el agua, la matriz fina (partículas de arcilla) y los granos gruesos. A continuación, mostramos una breve descripción sobre cada uno de ellos.

Agua.-

El agua como componente, es el principal agente de transporte para los flujos de escombros debido a su propiedad de contener a las partículas gruesas y finas, así como envolver a todo el material que se presente en su camino. La densidad del agua (ρ_w) es muy cercana a 1000 Kg/m³.

Partículas de Arcilla.-

Las partículas de arcilla se originan de la desintegración física o mecánica de las rocas seguida por una transformación química. Existen varios tipos de arcilla como: caolinitas, illitas, montomorillonitas, etc., asociadas con diferentes combinaciones. La densidad de las partículas de arcilla es aproximadamente a 2650 Kg/m^3 . La consistencia de la arcilla seca es alta y cuando se encuentra húmeda es baja. La plasticidad del suelo depende del contenido de arcilla; a mayor cantidad de arcilla, mayor será la plasticidad. Por lo tanto, la presencia de gran cantidad de arcilla define a un tipo de flujo de lodo.

Granos.-

El grupo de granos incluye varios tipos de partículas consistiendo de mineral inerte y fragmentos de rocas el cual se diferencia apenas por sus tamaños. Se usa la siguiente clasificación simple: por debajo de los $2 \mu\text{m}$, arcilla; de $2 \mu\text{m}$ a $20 \mu\text{m}$, limo; de $20 \mu\text{m}$ a $200 \mu\text{m}$, arena fina; de 0.2mm a 2mm , arena gruesa; de 2mm a 20mm , gravas; de 2cm a 20cm , guijarros; y por encima de 200mm , cantos rodados (ver Figura 2.3). Estos granos son formados por la desintegración física o mecánica de las rocas pero conservan la estructura de sus rocas madres. Sus densidades generalmente varían entre los 2650 Kg/m^3 y 2750 Kg/m^3 .

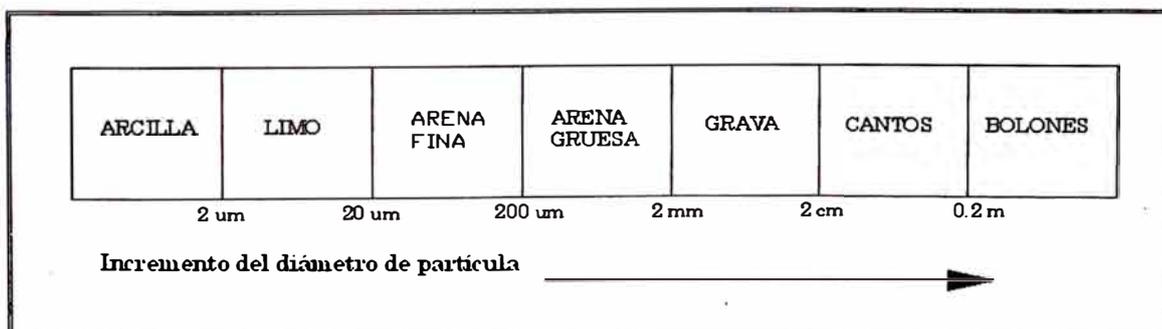


Figura 2.3 Clasificación del tamaño de los granos (según International Society of Soil Science)

Dependiendo de la fuente de escombros, el flujo podría ser un flujo de lodo con predominante material fino o podría presentarse como fragmentos de rocas

dispersos en una matriz de agua y finos. En las avalanchas del Nevado de Huascarán (Perú) los flujos de escombros contenían un 10-15% de bloques de rocas angulares del volumen total de la mezcla. Una muestra representativa mostró que un 10.6% a 39.1% era grava, 46% a 72.3% era arena y 3.5% a 24.4% era material fino como limo y arcilla (Plafker y Ericksen, 1978).

2.1.4 Clasificación para los flujos de lodo y escombros.

Los huaycos no pueden ser tratados normalmente dentro del campo de la hidráulica fluvial. Sus características marcadas grandemente por su alta concentración la hacen digna de un estudio especial.

Las diferencias de la hidráulica torrencial respecto a la hidráulica fluvial comienzan por el comportamiento del fluido. La viscosidad dinámica μ de los flujos torrenciales puede ser varias órdenes de magnitud mayor que la del agua. La viscosidad aparente del pico de una avenida máxima del flujo de escombros llega a alcanzar 3×10^6 veces la viscosidad del agua. Si el material dominante es fino (arcillas) un mecanismo importante es la floculación de las partículas, lo que explica que exista un umbral de tensión que debe superarse para que empiece a fluir. Si el material dominante es granular, el flujo puede ser turbulento.

Una clasificación para flujos de escombros se basa en el tipo del mecanismo de material, el movimiento, y la concentración del sedimento. Esta clasificación se enfoca principalmente en la banda de flujos de gravedad (mezclas de sedimento y agua) que fluyen a diversas tasas de concentraciones. Una de estas clasificaciones fue dada por Pierson y Costa (1987).

Los flujos de agua-sedimento pueden ser agrupados dentro de 3 bandas principales:

- Flujo de corriente ordinario (avenidas de agua)
- Flujos Hiperconcentrados
- Flujos Granulares

A continuación mostramos una breve descripción sobre cada uno de ellos.

Flujos de corriente ordinario

Los flujos de corriente son flujos de agua y sedimento con bajas concentraciones de sedimento; el flujo se comporta esencialmente como un fluido Newtoniano.

Debido a que las concentraciones del sedimento aumentan, la interacción entre partículas aumenta. Si las partículas de arcilla están presentes en el flujo, ellos empiezan a formar aglomeraciones debido a la presencia de fuerzas electroquímicas. Estas aglomeraciones tienden a dar esfuerzos al fluido y, como resultado, se introduce un esfuerzo de fluencia, es decir, el esfuerzo aplicado que tiende a romper estas cadenas y ordenarlas antes que cualquier deformación tenga lugar. Este esfuerzo inicial es el esfuerzo de cedencia típico en muchos fluidos no-Newtonianos.

Flujos Hiperconcentrados.

Del resultado de un estudio de flujos de corriente concentrados, Beverage y Culbertson (1964) definieron *Hiperconcentración* como la concentración mayor al 40% de sedimento por peso. Ellos sugirieron un límite superior de 80%. Diferentes nombres como inundaciones de lodo o flujos de lodo no-cohesivos (Kurdin, 1973) fueron dados a estos flujos. A menudo, especialmente en China, clasifican a los flujos de escombros (debris flows) como un tipo de flujo hiperconcentrado. O'Brien & Julien (1985) lo clasifican de la misma manera.

Flujos Granulares

Esta condición describe al flujo con altas concentraciones de sólidos. Una clasificación general de acuerdo a Savage (1984) describe 3 clases de flujos granulares:

- i. Cuasi-estático
- ii. Macroviscoso
- iii. Inercia granular

Esta clasificación es una extensión de la clasificación antigua dada por Bagnold (1954). Bagnold definió un régimen llamado macroviscoso donde la concentración de partículas y las tasas de deformación son pequeñas y el fluido intersticial juega un rol importante para determinar la naturaleza viscosa del flujo. Davies (1986, 1988) consideró que ciertos tipos de flujos de escombros caen en esta categoría de flujos granulares.

Cuando suficientes esfuerzos son aplicados a la masa granular de manera que las cadenas friccionantes son separadas, entonces la masa empieza a fluir. Esta deformación lenta mantenida durante un período largo de tiempo define el régimen cuasi-estático.

El régimen de inercia granular es donde los esfuerzos de deformación son altos, tal que la transferencia de momentum es predominantemente, por la interacción grano a grano. Hay algunas versiones (Bagnold, 1954; Takahashi, 1981; Chen, 1985) que dice que los flujos de escombros son un flujo inercial. Las avalanchas de escombros y los deslizamientos de escombros están definidos en el régimen inercial. Muchos de los flujos inerciales grandes como la avalanchas de rocas son característicos de ésta región.

Meunier (1991) realiza otra clasificación para el caso de flujos con una alta concentración y con pendientes que van desde los 30 a los 50% marcando el inicio de la formación de huaycos. La hidráulica fluvial como disciplina caería dentro del rango de pendientes naturales menores que el 2%. Importante y práctico es saber que las fórmulas clásicas de hidráulica fluvial podrían ser usadas con buena aproximación hasta una pendiente natural que van desde los 7% al 10% (véase Figura 2.4).

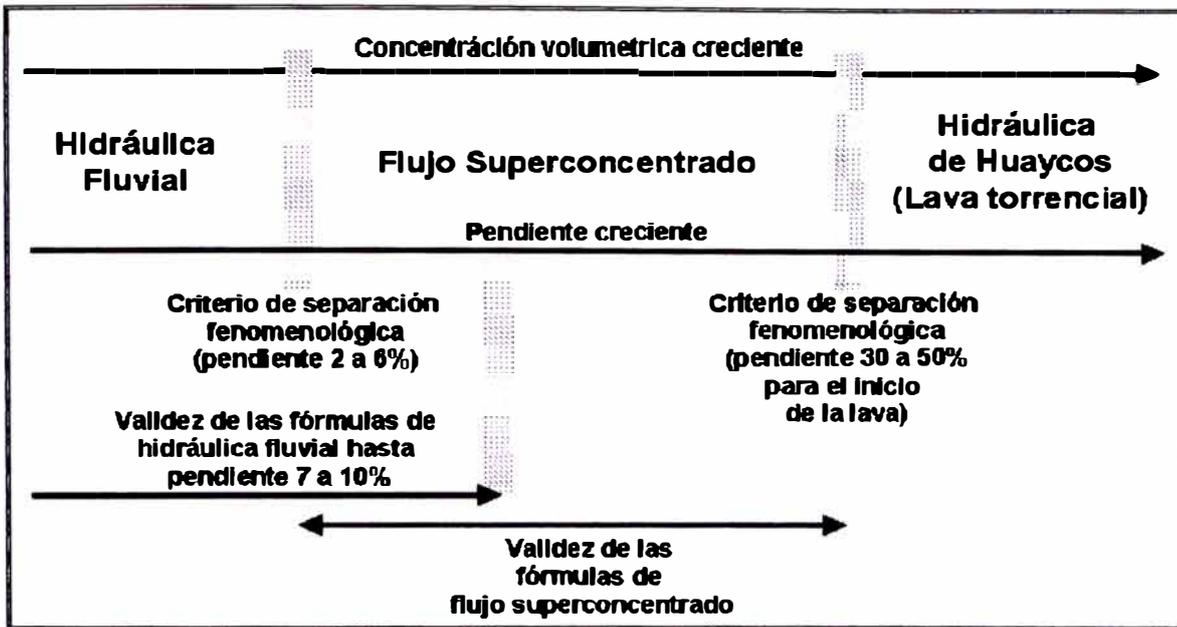


Figura 2.4 Clasificación de flujos según Meunier (1991)

Costa (1988) casi al igual que Meunier diferencia 3 tipos de flujo: avenidas de agua (water flood), flujos hiperconcentrados y flujos de detritos (debris flow).

La tabla de Costa es sumamente práctica para identificar estos tipos de flujo tomando en cuenta la concentración. Costa clasifica también los flujos desde el punto de vista reológico. Las fuerzas internas del flujo, la granulometría y el comportamiento laminar o turbulento llega a ser tomado en cuenta también para caracterizar los diferentes tipos de flujo (véase Tablas 2.1 y 2.2). Los huaycos según Costa tienen un comportamiento laminar.

Tabla 2.1. Clasificación según Costa (1988)

Flujo	Concentración de sedimentos	Densidad de los sólidos (g/cm ³)	τ_y (dn/cm ²)	Tipo de Fluido
Avenida de Agua	1-40% en peso 0.4-20% en volumen	1.01-1.33	0-100	Newtoniano
Flujo hiperconcentrado	40-70% en peso 20-47% en volumen	1.33-1.80	100-400	No Newtoniano
Flujo de escombros	70-90% en peso 47-775 en volumen	1.80-2.30	>400	Viscoplástico

Tabla 2.2. Clasificación según Costa (1988) (continuación)

Flujo	Mayor mecanismo de soporte de los sedimentos	Viscosidad (poise)	Perfil de concentración de sedimentos	Tipo de flujo predominante
Avenida de Agua	Fuerzas electrostática, turbulencia	0.01-20	No uniforme	Turbulento
Flujo hiperconcentrado	Empuje, esfuerzo dispersivo, turbulencia	20-200	No uniforme a uniforme	Turbulento a Laminar
Flujo de escombros	Cohesión, empuje, esfuerzo dispersivo, soporte estructural	>>200	Uniforme	Laminar

El investigador francés Coussot (1997) clasifica los huaycos utilizando como parámetros la concentración y la granulometría del material sólido (ver Figura 2.5). El flujo torrencial, flujo hiperconcentrado, así como también los deslizamientos de suelos llegan a ser contemplados dentro de ésta clasificación de flujos.

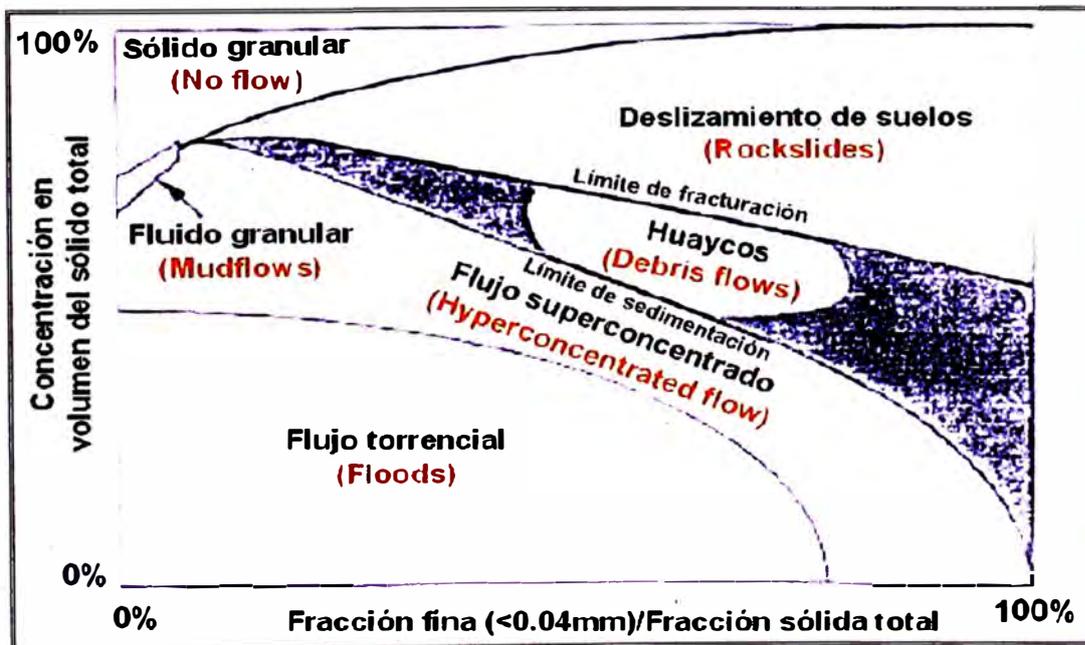


Figura 2.5. Clasificación de flujos según Coussot (1997)

En la Figura 2.6 se muestra el perfil longitudinal de los canales de algunas avalanchas y se puede observar el perfil característico de cada tipo de flujo. Los flujos de detritos ocurren generalmente en canales de gran pendiente y tiene una longitud de recorrido menor que los flujos hiperconcentrados y los flujos de lodo.

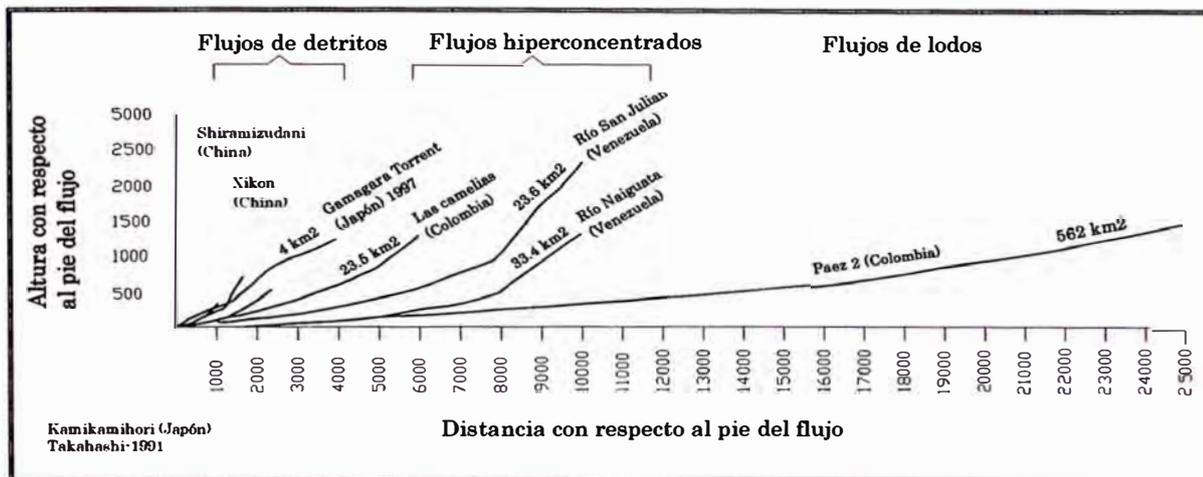


Figura 2.6. Perfiles longitudinales del canal para diferentes tipos de flujo (Fuente: Jaime Suárez Díaz, "Control de Erosión en Zonas Tropicales", pág. 175)

2.1.5 Características Morfológicas.

Investigaciones de centenares de depósitos de flujo de escombros y de revisiones de varios flujos de escombros activos en el resto del mundo, señalan que los típicos flujos de escombros son ondas grandes de materiales sólidos y fluidos mezclados, que se transportan firmemente a través de un canal por medio de ondas pequeñas sobrepuestas viajando a altas velocidades.

Cada brazo o lóbulo de un depósito de flujo de escombros comprende un frente, y dos otras partes, media y lateral (ver Figura 2.7). Los depósitos laterales están a los lados del cauce, o adyacentes al cauce, y los depósitos mediales están dentro del mismo canal. Los depósitos laterales son formados por materiales del frente que se mueven lateralmente, y también por materiales de granos finos trasladados por las subsiguientes ondas.

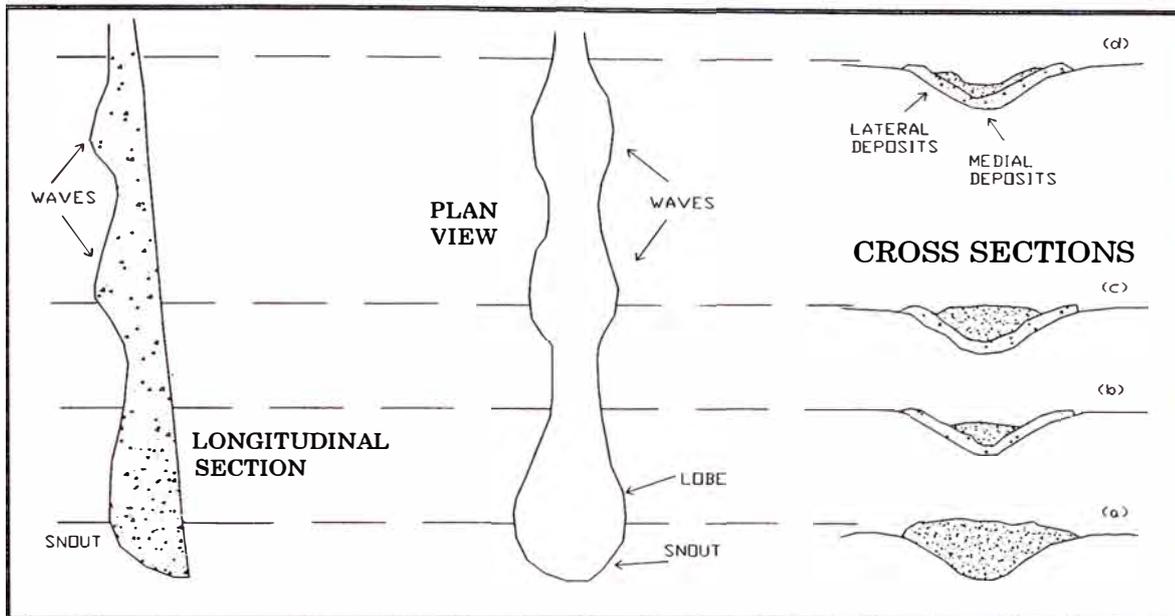


Figura 2.7 Representación Idealizada de un brazo de flujos de escombros.
Fuente: Johnson y Rodine. Debris Flow In slope Instability.

La sección transversal (a) de la Figura 2.7, muestra un frente en su máxima extensión lateral, correspondiente a la amplitud máxima de la onda. El frente anterior se observa en la sección transversal (b), donde se aprecia los depósitos laterales en el caso que el flujo escombros se detenga. Aguas arriba del canal los depósitos laterales antiguos formados por el frente del huayco son ahora sobrellenados por la sucesión de ondas futuras, como se observa en la sección transversal (c). Para el caso de la sección transversal (d), cada frente y onda sucesiva que pasa origina que la superficie del flujo de escombros se eleve y ensanche localmente, definiendo un estrato de escombros en los depósitos laterales.

Los depósitos típicos de flujo de escombros contienen piedras grandes que se encuentran espacialmente distribuidos al azar dentro de una fina matriz suelta, formando un estrato del depósito de flujo de escombros. Los estratos sucesivos dentro de los lóbulos formados durante la actividad de flujo de escombros generalmente tienen los granos progresivamente más finos. Algunos depósitos se muestran, con escombros más gruesos en la base y escombros más finos arriba, pero generalmente éste es un resultado de superposición y mezcla parcial de dos o más estratos individuales desplazados sucesivamente. La composición

litológica de las piedras en los flujos de escombros es determinada por la composición de rocas disponibles en las áreas de la fuente y de cantos rodados grandes y bloques en el canal principal por donde los escombros fluyen. En el caso que un depósito se encuentra compuesto de estratos sucesivos de la misma litología, y si estos estratos difieren uno de otro, entonces el depósito probablemente sea de origen de flujo de escombros.

El perfil característico de una oleada de escombros comprende tres zonas específicas, como se muestra en la Figura 2.8.

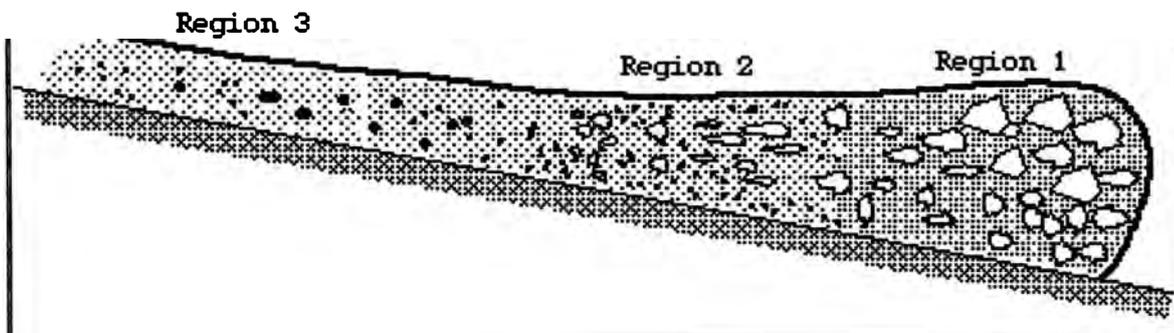


Figura 2.8 Composición de una oleada de flujos de escombros

La primera región es el frente que está hecho de fragmentos de rocas altamente desordenados que parecen hincharse hacia el exterior. Takahashi (1981) sugiere que esta protuberancia es formada porque el frente es cargado con partículas grandes y tiende a bajar la velocidad y aumentar de volumen. La longitud de esta primera región varía de algunos metros a algunas decenas de metros. La altura depende de la pendiente del canal o el abanico en el que los escombros viajan. La segunda región es una región de agua enlodada, altamente turbulenta con guijarros de diversos tamaños cargados adelante. La región final es la región de agua enlodado con arena y guijarros con concentraciones altas de barro.

2.1.6 Conceptos importantes del Mecanismo de soporte de la partícula

La habilidad de los flujos de escombros para transportar partículas gruesas de diversos tamaños y moverse a grandes distancias con pendientes pequeñas ha intrigado a muchos investigadores. El tamaño máximo de partículas que pueden ser movidas por un "slurry" o matriz es generalmente decenas de veces mayor que aquellas para agua limpia, y entre mayor sea la viscosidad efectiva del slurry y menor la velocidad del flujo, es mayor ésta relación. Las observaciones de flujos de lodo y escombros en el campo muestran sorprendentemente cantos rodados grandes flotando en una matriz fluida. Pierson (1981) observó cantos rodados de hasta medio metro flotando en la superficie de flujo. Broscoe y Thompson (1969) observaron cantos rodados grandes de 3.9 m. atravesados en el flujo de barro. Sharp y Nobles (1953) reportaron cantos rodados de 0.60-0.90 m. de diámetro moviéndose con los escombros en la parte delantera viajando por casi 15 millas antes de ser depositados. Para explicar estas observaciones, se revisará los diversos mecanismos de soporte de partículas incluyendo la turbulencia en los flujos de escombros.

Esfuerzo Dispersivo

Mucho de los mecanismos de los flujos de escombros fueron explicados por los conceptos de *esfuerzo dispersivo* propuesto por Bagnold (1954) (véase Figura 2.9). Bagnold realizó experimentos con partículas cizallándose en un cilindro giratorio y observó que los esfuerzos de soporte de la partícula eran generados por el resultado de las colisiones entre las partículas. Los esfuerzos generados en este proceso fueron un esfuerzo normal llamado esfuerzo dispersivo y un esfuerzo al corte. Con un análisis similar a la teoría cinética de gases, Bagnold definió que el esfuerzo normal (esfuerzo dispersivo) era proporcional al cuadrado de la tasa de esfuerzo al corte y al diámetro de la partícula. Éste fue un concepto atractivo que intentó dar alguna justificación razonable para el mecanismo de soporte de piedras gruesas en el flujo de gravedad de agua-sedimento.

Bagnold (1954) encontró que el esfuerzo al corte del grano, T (el cual es definido como el esfuerzo de corte debido a la transferencia de momentum dentro del

fluido intergranular o intersticial) y el esfuerzo normal del grano, P (definido como el esfuerzo normal ejercido por el fluido intergranular) en la región de Inercial granular (grain-inertia) puede ser expresado como:

$$T = a_i \rho_s (\lambda d)^2 \left(\frac{du}{dz} \right)^2 \text{sen} \phi_d$$

$$P = a_i \rho_s (\lambda d)^2 \left(\frac{du}{dz} \right)^2 \text{cos} \phi_d \quad (2.7)$$

Donde a_i es una constante numérica, ρ_s es la densidad del grano, λ es la concentración lineal, d es el diámetro del grano, y Φ_d es el ángulo "dinámico" de fricción interna.

Existen otras observaciones de flujo de escombros reales (Pierson, 1981) donde el esfuerzo dispersivo no es el único mecanismo involucrado en el soporte de partículas. Los sólidos fueron observados flotando aún cuando los escombros estaban estáticos indicando la presencia de algunos mecanismos adicionales de soporte.

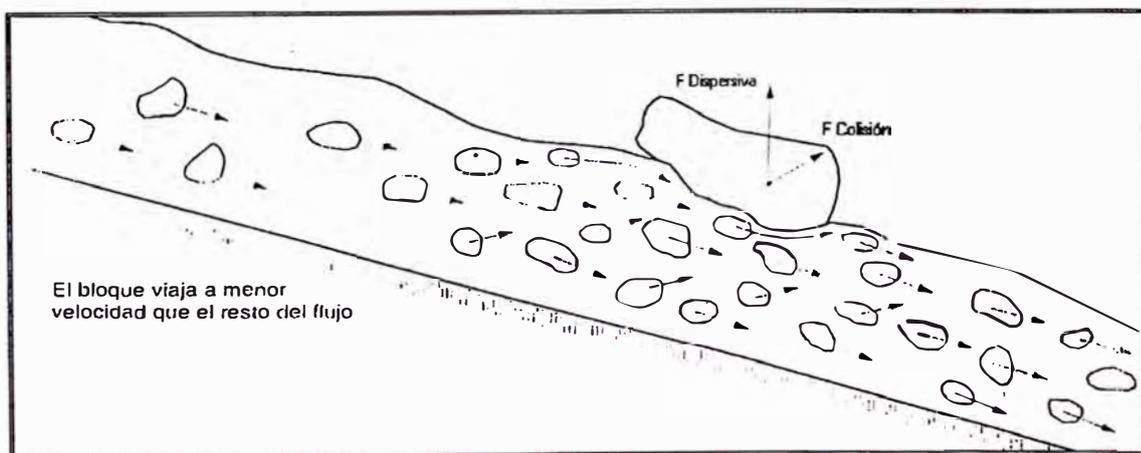


Figura 2.9 Transporte de grandes bloques, debido al esfuerzo dispersivo (Fuente: Jaime Suárez Díaz, "Control de Erosión en Zonas Tropicales")

Fuerza Matricial

Para el caso de una partícula suspendida en un flujo de lodo estacionario (sin movimiento); se observa que si ésta es empujada hacia abajo, tiende a hundirse un poco y quedarse en esa posición, sin retornar a la superficie o hundirse hasta el fondo. Este fenómeno fue observado por Johnson (1970), cuya deducción fue que existe otra fuerza o mecanismo de soporte aparte de la fuerza dispersiva; llamándolo *Fuerza Matricial*.

El origen exacto de la Fuerza matricial no es todavía muy conocido. Es, sin embargo, especulado (Hampton, 1975) que la red de partículas de arcilla floculadas a todo lo largo del fluido son responsables de ésta fuerza. La floculación es la resultante de fuerzas atractivas netas entre dos partículas de arcilla. La fuerza mínima requerida para romper esta red de partículas de floculación ha sido definida como la *Fuerza matricial* de Johnson.

La hipótesis inicial para esta teoría, es que la arcilla se encuentra presente en el flujo y la fuerza matricial es una función mineralógica de arcilla con otras variables.

Una prueba de ello es que el flujo de escombros en Tenmile Range, Colorado tuvo cantos rodados de 2.5 pies de diámetro flotando sobre una mezcla de bajo porcentaje de arcilla. El contenido de arcilla era de 1.1 % y el contenido de agua era 9.1%. Esto confirma la hipótesis de cómo la **arcilla** es realmente requerida a pesar de su bajo porcentaje para el límite de fluencia y es realmente responsable de la capacidad de soporte de los flujos de escombros (Curry, 1966).

La teoría general del transporte de piedras y bloques nos dice que la matriz está compuesta de una mezcla homogénea de arcilla, agua y sedimento fino, donde las piedras presentes en el flujo se encuentran dispersos en el fluido. El concepto de flotabilidad de la roca se basa en el teorema de Arquímedes, donde la flotabilidad es igual al peso del material desplazado, conformado por la matriz y partículas de menor tamaño que la piedra de mayor tamaño en suspensión. Rodine y Johnson (1976) realizaron un análisis aproximado con una piedra de

forma elipsoidal suspendida, igualando el peso de la piedra con la flotabilidad y la fuerza matricial, obteniendo:

$$h = \frac{3}{4} x \frac{cf(\phi)}{\gamma_c - n\gamma_d} \quad (2.8)$$

donde :

- c es la cohesión
- γ_c es el peso unitario de la piedra en cuestión
- γ_d es el peso unitario de los escombros
- f(Φ) es función de Φ , el ángulo aparente de fricción
 f(Φ) varía desde 6.1 para $\Phi=0^\circ$ a 62 para $\Phi=30^\circ$
- n es la tasa del volumen del canto rodado sumergido en los escombros.

La variable "h" en la ecuación (2.8) es definida como la capacidad D_{max} definida como el tamaño medio de las partículas grandes que pueden ser transportadas por la corriente. Hampton (1975), sin embargo, define la capacidad como el tamaño máximo de las partículas que pueden ser soportadas suspendiéndose en la mezcla de escombros. Para evitar la confusión entre estas dos definiciones, Pierson (1981) sugiere 2 términos **capacidad de transporte** para denotar la definición tradicional y la **capacidad suspendida** para denotar la definición de Hampton.

Gradación Inversa

En el frente de una oleada de escombros se observa que las partículas mayores tienden a moverse lateralmente y verticalmente, denominándose a este fenómeno, gradación inversa de las partículas. Este fenómeno de la migración de piedras hacia márgenes es algunas veces llamado *segregación*.

La fuerza dispersiva de Bagnold ha sido sugerida como uno de los mecanismos principales para la segregación. La expresión para la presión dispersiva muestra que es directamente proporcional a la segunda potencia del diámetro de la partícula y a la gradiente de la velocidad. Por eso un incremento en el diámetro resultará un incremento de la presión dispersiva. Un incremento en la gradiente

de velocidad (tasa de deformación) aumentará la presión dispersiva. Desde que la gradiente de velocidad es grande cerca del lecho, existe una presión dispersiva grande, causando que las partículas se muevan para arriba.

Otra explicación de este comportamiento fue dado por Fisher y Mattinson (1968). Explicaron que la gradación inversa es el resultado del movimiento de la partícula desde una región de presión grande (en el fondo) hacia una región de presión más pequeña en la parte superior basado en el Principio de Bernoulli.

Middleton (1970) describió otro mecanismo para la segregación y la llamó *filtración cinética*. En la filtración cinética las partículas más finas se mueven en medio de las partículas mayores y así las desplazan hacia arriba.

Ha habido pocos intentos para explicar la segregación usando razonamiento analítico. Sin embargo, Hashimoto y Tsubaki (1983) usaron un concepto que trata de explicar el mecanismo en un flujo líquido-sólido con concentraciones altas y esfuerzos cortantes altos. Su modelo propuso que una partícula con tales esfuerzos cortantes experimenta dos fuerzas de partículas circundantes llamadas, la *fuerza de colisión* y la *fuerza de contacto*. Ambos de estos análisis describen una ecuación de movimiento vertical de una partícula mayor que una partícula circundante. Los análisis son muy complejos y muestran que una partícula con mayor diámetro que el diámetro común de las partículas circundantes tiende a segregarse hacia arriba.

2.1.7 Propiedades de los flujos de escombros

Los flujos de escombros son generados a partir de un gran aporte de materiales de uno o varios deslizamientos o flujos combinados, que involucran masas considerables de suelo o roca, generalmente con un volumen importante de agua de saturación, los cuales forman una masa de comportamiento hidráulico complejo y que pueden lograr velocidades muy altas con un gran poder destructivo y que corresponde generalmente, a fenómenos que afectan áreas relativamente grandes dentro de una cuenca de drenaje. Estos flujos pueden alcanzar velocidades mayores a 20 m/s (70 Km/hr) en algunos casos.

La tabla 2.3 nos muestra algunas propiedades de algunas fuentes de flujos de escombros.

Velocidad

La velocidad del flujo de escombros observado varía de 0.5 m/s a 20 m/s. Las razones de esta gran variedad de velocidad son debido a la clasificación, geometría del canal, pendiente, tamaño y sinuosidad. En una observación en Japón (Okuda, 1980) la velocidad en el tramo superior estuvo por encima de los 10 m/s pero, en el área del abanico la velocidad fue de 5 m/s.

El debate sobre la velocidad nos conduce directamente hacia la pregunta de turbulencia en el flujo de escombros. Las velocidades grandes tienden a indicar la posibilidad de turbulencia en el flujo.

Ha habido pocas referencias para la turbulencia en flujos de escombros. Bagnold (1954) señala que la presencia de partículas del tamaño de la arcilla tiende a amortiguar los remolinos turbulentos. Esto es adicionalmente enfatizado por Johnson (1970) en el estudio de barro de agua-caolín. En sus observaciones de flujo de escombros en Wrightwood, California, Johnson (1970) sugiere que la superficie agitada visto en muchos flujos de lodo, es el resultado de la "turbulencia al esfuerzo cortante". Más casos indican que la turbulencia se amortigua por la presencia de arcilla suspendida y sedimento. Johnson sugiere que el agua enlodada solo fluye turbulentamente cuando el curso agitado pasa sobre una caída pequeña o una constricción.

El flujo turbulento fue también observado por Pierson (1981, 1985) en el flujo de escombros en Mt. Thomas, Newzealand y Rudd Canyon, Utah. En Mt. Thomas una vez que la velocidad aumenta de 3 a 5 m/s, el flujo se puso distinguidamente turbulento con ondas estacionarias seguidas tirando barro y piedras al aire. En Rudd Creek, Utah la turbulencia fue aparente en una concentración por peso aproximado a 70%. En este flujo un gran porcentaje de finos y arcilla contenidas estaba presente. El flujo turbulento fue reconocido en ambos de estos casos visualmente.

Pendiente

Aunque los flujos de escombros ocurren en pendientes pronunciadas, es importante notar que este flujo tiene la habilidad de fluir en pendientes muy suaves. Algunas pendientes observadas varía de 2% a 32% (Costa, 1984). En los flujos de escombros en Mt. Thomas, Newzealand (Pierson, 1981) la pendiente del canal varió de 5-7°. En Steele Creek, Yukon (Broscoe & Thompson, 1969) la pendiente fue de 13-32° y en Wrightwood, California la pendiente fue de 1° a 9° (Sharp & Nobles, 1953).

A continuación se realizará un análisis de estabilidad simple para un ancho y longitud unitario completamente saturado, de altura h , con pendiente $\text{seno}\theta$ y con un suelo de ángulo de fricción Φ (Figura 2.10).

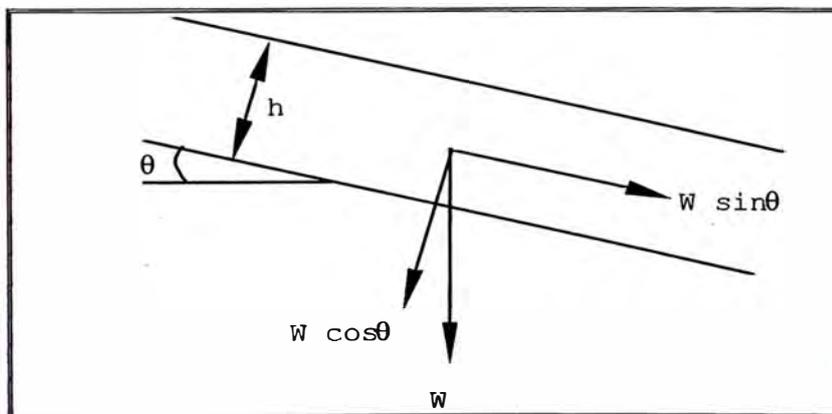


Figura 2.10. Definición del esquema del flujo fluyendo aguas abajo

De acuerdo al criterio de fricción de Mohr-Coulomb, el esfuerzo de corte límite τ_L para un material de suelo no-cohesivo es

$$\tau_L = \sigma \tan \phi \quad (2.9)$$

El esfuerzo normal efectivo $\bar{\sigma} = \sigma - u_p$ con

$$u_p = \gamma_w h \cos \theta \quad (2.10)$$

$$\sigma = W \cos \theta = \gamma_{sat} h \cos \theta \quad (2.11)$$

W es el peso del material y γ_{sat} es el peso unitario del material saturado, dado por:

$$\gamma_{sat} = \gamma_w + (\gamma_s - \gamma_w) C_v \quad (2.12)$$

donde γ_w es el peso unitario del agua y γ_s es el peso unitario de sólidos y C_v es la concentración de sedimentos del volumen de la mezcla.

La componente del peso de los escombros paralelo al lecho es

$$\tau = W \sin \theta = \{ \gamma_w + C_v (\gamma_s - \gamma_w) \} h \sin \theta \quad (2.13)$$

Para la condición de equilibrio límite, igualando $\tau_L = \tau$ en las ecuaciones 2.9 y 2.13 obtenemos:

$$\tan \theta = \frac{C_v (\gamma_s - \gamma_w)}{C_v (\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w} \tan \phi \quad (2.14)$$

Puede ser observado de la ecuación (2.14) que si el coeficiente $\tan \Phi < 1$, $\tan \theta$ es siempre menor que $\tan \Phi$, es decir, la pendiente requerida para el flujo de granos dispersos es siempre menor que la requerida para superficies friccionantes de granos no dispersos agregados.

De la ecuación 2.14, si el esfuerzo actuante es mayor que el esfuerzo límite entonces se produce el movimiento. Este criterio es conocido como el *Criterio de Iniciación del Movimiento de los flujos de escombros*.

Angulo de deposición

Al disminuir la velocidad, las partículas desaceleran, aumentando el espesor y finalmente sedimentándose. Este proceso puede ocurrir por la disminución de la pendiente, aumento del ancho del canal o presencia de obstáculos que aumenten la resistencia al flujo. Primero se depositan las partículas de mayor tamaño, mientras las partículas finas tratan de recorrer una distancia mayor antes de producirse la sedimentación. Generalmente los flujos de escombros corren a lo largo de cañones estrechos y cuando encuentran un área más amplia tratan de detenerse, formando abanicos de depositación.

Observaciones de campo indican que hay cierto ángulo de pendiente límite donde la oleada del flujo de escombros pierde su capacidad de viajar a velocidad uniforme y desacelera, empezando a depositarse la masa de la mezcla. Como primera aproximación, el ángulo de 10° aparece significativo para el comienzo de la deposición.

Finalmente se sugiere asumir un rango de ángulos de deposición entre 10° y 14° para flujos abiertos o no confinados y de 8° a 12° para flujos canalizados o confinados.

Tabla 2.3 Propiedades físicas de flujos de escombros observados

Ubicación	Velocidad (m/s)	Pendiente (%)	Densidad (gr/cm ³)	Viscosidad dinámica (poise)	% arcilla	Profundidad (m)	Sólidos (% en peso)	No. Reynolds
Río Reventado, Costa Rica	2.9 – 10	4.6 – 17.4	1.13 – 1.98	-	1 – 10	8 – 12	20 – 79	-
Hunshui Gully, China	10 – 13	-	2 – 2.3	15 – 20	3.6 (<0.005 mm)	3 – 5	80 – 85	40 000
Bullock Creek, Newzealand	2.5 – 5.0	10.5	1.95 – 2.13	2 100 – 8 100	4	1.0	77 – 84	28.57
Pine Creek, Mt. St. Helens	10 – 31.1	7 – 32	1.97 – 2.03	200 – 3 200	-	0.13 – 1.5	-	200
Wrightwood Canyon Ca. (1941)	1.2 – 4.4	9 – 31	2.4	2 100 – 6 000	<5	1.2	79 – 85	23.8
Wrightwood Canyon Ca. (1969)	0.6 – 3.8	9 – 31	1.62 – 2.13	100 – 60 000	-	1.0	59 – 86	1.33
Mayflower Gulch, Colorado	2.5	27	2.53	30 000	1.1 (<0.004 mm)	1.5	91	3.2
Dragon Creek, Arizona	7.0	5.9	2.0	27 800	-	5.8	80	29.2
Jian-jia Ravine, China	8.0	0.06	2.3	15.5 – 1 736	-	1.4	89	148 – 11 561

2.1.8 Modelamiento de flujos de lodo y escombros

Los primeros modelos matemáticos para la caracterización de los flujos de escombros partieron de la base de la resistencia de los materiales, de acuerdo a la ecuación de Coulomb (Johnson y Rodine, 1984). Posteriormente se involucraron modelos hidráulicos como los de Bingham y Bagnold, los cuales fueron adaptados al comportamiento de fluidos producto de la mezcla de suelo y agua.

De acuerdo a las características de la mezcla y a la pendiente y forma del canal se genera un fluido con diferentes características. El modelo de fluido involucra la dinámica interna de la mezcla y el tipo de flujo los mecanismos generales del movimiento.

Hay esencialmente dos caminos para la investigación del comportamiento de los flujos de escombros:

1. Considerar la masa entera (fluido y sólido) como un “fluido” con propiedades particulares. El modelamiento con este tipo de análisis se aproxima muy bien a los flujos con considerables finos, por ejemplo para el caso de flujos de lodo.
2. La otra posibilidad considera el agua (en algunos casos con finos) y material grueso por separado. A menudo se refiere a modelos de flujo granular, estos modelos se basan íntimamente en el conocimiento de las partículas y de su distribución de tamaño.

Modelo Viscoso de Coulomb

Generalmente las mezclas de altas concentraciones de sólido y fluidos tienden a seguir el criterio de Mohr-Coulomb definido por

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2.15)$$

donde

- c es la cohesión
- σ_n es el esfuerzo normal
- Φ es el ángulo de fricción interna

El primer término c es la cohesión y el segundo término describe la resistencia friccional. En esta ecuación la componente de esfuerzos normales σ_n dependen de la tasa de deformación. Este modelo generalmente se aplica para flujos de pequeña velocidad.

Johnson (1970) propuso que la resistencia dinámica total es una combinación de resistencia de cedencia, friccionales y resistencias viscosas llamado éste el **modelo viscoso de coulomb**

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi + \mu \frac{\delta u}{\delta y} \quad (2.16)$$

donde, μ es la viscosidad y $\delta u/\delta y$ es la tasa de deformación.

Este es uno de los modelos más antiguos sobre flujos de escombros.

Modelos de fluido Bingham y Pseudoplásticos

Este modelo es muy bien relacionado con el flujo de lodo debido a la presencia de granulometría fina. El modelo de fluido plástico es caracterizado por una relación lineal entre los esfuerzos cortantes y tasa de deformación. El esfuerzo de cedencia τ_y y la viscosidad μ son los dos parámetros.

$$\tau = \tau_y + \mu \frac{\delta u}{\delta y} \quad (2.17)$$

Este modelo ha sido frecuentemente usado en el pasado en flujos de lodo y flujos hiperconcentrados (O'Brien y Julien, 1985; Fei, 1983). Yano & Daido (1965)

usaron el modelo de fluido de Bingham para describir el flujo de lodo. Este modelo es probablemente el más popular en China y en Japón (Chen, 1987). Johnson (1970) usó este modelo para describir el flujo de escombros permanentes en un canal circular. Otros modelos de flujos de escombros no permanentes también han sido usados por la ecuación característica plástica de Bingham (Schamber & MacArthur, 1985).

Los dos parámetros en el modelo de Bingham son determinados de experimentos. Estos dependen de la concentración de sedimentos y del tamaño de la partícula (Chen, 1986).

El modelo que no generó mucho entusiasmo fue el modelo pseudoplástico o el modelo de la ley de potencia.

$$\tau = \mu \left(\frac{\delta u}{\delta y} \right)^n \quad (2.18)$$

donde μ es la viscosidad aparente y n es el índice del comportamiento del flujo, en este caso, es menor que 1.

Esfuerzo cortante turbulento vs. Esfuerzo de Bagnold

El modelo de Bagnold y los modelos de esfuerzos cortantes turbulentos son basados sobre ideas similares a la teoría cinética de gases. Ambos usan esta analogía para describir el cortante entre dos capas de fluido en movimiento. El modelo de fluido dilatante de Bagnold es escrito como:

$$\tau_g = a_i \rho_s \lambda^2 D^2 \left(\frac{\delta u}{\delta y} \right)^2 \sin \phi_d \quad (2.19)$$

es un modelo de fluido no-Newtoniano. El modelo de esfuerzo cortante turbulento es dado por:

$$\tau_t = \rho k_v^2 y^2 \left(\frac{\delta u}{\delta y} \right)^2 \quad (2.20)$$

donde

- τ_t es el esfuerzo cortante
- ρ es la densidad del fluido
- k_v es la constante de von Karman
- y es la distancia desde el fondo

Esto nos da una clara indicación de la naturaleza no-Newtoniana de los flujos turbulentos. En el caso de mezclas de sedimentos diluidas k_v es una función de la concentración de sedimentos C_v (Vanoni, 1975). En flujos de altas concentraciones λ es también una función de C_v . En transporte de sedimentos la turbulencia es responsable de la suspensión de las partículas de sedimento. Similarmente, en flujos de escombros la presión dispersiva es principalmente responsable de la dispersión de las partículas del sedimento. En muchos casos de flujos granulares ambos de estos mecanismos son responsables de la dispersión. O'Brien y Julien (1985) usaron esta idea en su modelo para flujos de escombros.

Modelo cuadrático de O'Brien y Julien

Un modelo cuadrático reológico fue presentado por O'Brien y Julien (1985):

$$\tau = \tau_y + \mu \frac{\delta u}{\delta y} + C_1 \left(\frac{\delta u}{\delta y} \right)^2 \quad (2.21)$$

donde

- τ_y es el esfuerzo de cedencia
- μ es la viscosidad dinámica
- C_1 es el parámetro turbulento-dispersivo

Más adelante explicaremos a fondo este modelo, pues es el modelo reológico utilizado por el Modelo Numérico FLO-2D.

Modelo de fluido Dilatante

Los antiguos intereses de Bagnold estaban sobre la mecánica del transporte de la carga de lecho de sedimento. Este interés motivo a Bagnold a realizar un experimento clásico con esferas uniformes de 0.13 cm. suspendidas aleatoriamente en agua y una mezcla de glicerina y alcohol (fluido Newtoniano) y llevadas a un cilindro rotatorio (Bagnold, 1954). Un material flexible fue usado para formar la pared interior del cilindro. De esta manera Bagnold fue capaz de medir la presión normal en la dirección radial así como el torque. Este experimento envuelve cortante a varias concentraciones de granos en el cilindro rotatorio. Bagnold definió los siguientes tres regímenes del comportamiento del flujo basado sobre el grado de tasa cortante:

- Macroviscoso
- Transicional
- Inercia del grano

La variación entre los esfuerzos inerciales y los esfuerzos viscosos fue definido por un grupo N adimensional donde

$$N = \frac{\lambda^{1/2} \rho_s D^2}{\mu} \frac{\partial u}{\partial y} \quad (2.22)$$

ρ_s es la densidad de masa de las partículas

μ es la viscosidad del fluido intersticial

D es el diámetro de la partícula

λ es la concentración lineal de las partículas

Bagnold desarrolló expresiones para dos límites llamados régimen **Macroviscoso** y régimen **Inercia del grano**. Estos son definidos basados en el grado relativo de la tasa de corte en el flujo. En términos de N, a mayor N mayor será la importancia de la inercia por lo tanto hablamos de un régimen de inercia

del grano. Cuando N es bajo, hay mayores efectos viscosos que efectos inerciales y hablamos de un régimen macroviscoso.

En el régimen macroviscoso ($N < 40$) la viscosidad es dominante y los esfuerzos cortantes y normales son funciones lineales de la gradiente de velocidad $\delta u / \delta y$.

En el régimen de inercia del grano ($N > 450$) el fluido intersticial tiene menos influencia y los efectos principales son debidos a la interacción grano a grano. Bagnold atribuyó el mecanismo primario a la transferencia de momentum por la colisión de una capa de partículas moviéndose sobre otra capa de partículas.

De experimentos, Bagnold encontró que el esfuerzo dispersivo normal se relaciona con el esfuerzo cortante del grano por

$$\tau_g = P \tan \phi_d \quad (2.23)$$

o

$$\tau_g = a_i \rho_s \lambda f(\lambda) D^2 \left(\frac{\delta u}{\delta y} \right)^2 \sin \phi_d \quad (2.24)$$

donde:

a_i es una constante determinado de experimentos par el régimen de inercia del grano (Bagnold dio $a_i = 0.042$)

ρ_s densidad de las partículas

$f(\lambda)$ es una función incógnita de λ

Los esfuerzos cortantes del grano es una adición de otros esfuerzos del fluido como los esfuerzos turbulentos. Sin embargo, a altas concentraciones, Bagnold argumentó que la turbulencia era amortiguada. La ecuación (2.24) es también llamado el modelo de fluido dilatante de Bagnold. La región entre las regiones macroviscoso y cuasi-estático ha sido definido por Bagnold como la transición donde $40 < N < 450$.

2.1.9 Fórmulas Empíricas

De acuerdo a algunas investigaciones, según observaciones de campo y pruebas analíticas, se han desarrollado fórmulas empíricas y semi-empíricas que nos ayudan a conocer los parámetros característicos de un flujo de escombros.

A continuación citaremos las fórmulas más utilizadas en el análisis de flujos de escombros para ciertas condiciones del tipo del flujo.

Velocidad del flujo viscoso en curvas

En las curvas la superficie del flujo se levanta en forma importante debido a la fuerza centrífuga, la cual se convierte en fuerza hacia arriba, en un proceso de colisión de partículas (ver Figura 2.11). Esta sobre elevación en las curvas es utilizada como parámetro para calcular la velocidad del flujo (Johnson y Rodine, 1984). Esta fórmula es aplicada para el caso de flujos de lodo con gran cantidad de material fino. La velocidad promedio del flujo se puede obtener de la siguiente manera:

$$w = [g \Psi \cos \delta \tan \beta]^{1/2} \quad (2.25)$$

donde:

w = velocidad promedio δ

Ψ = Radio de la curva

δ = Pendiente del canal

β = Sobre inclinación del flujo en curva

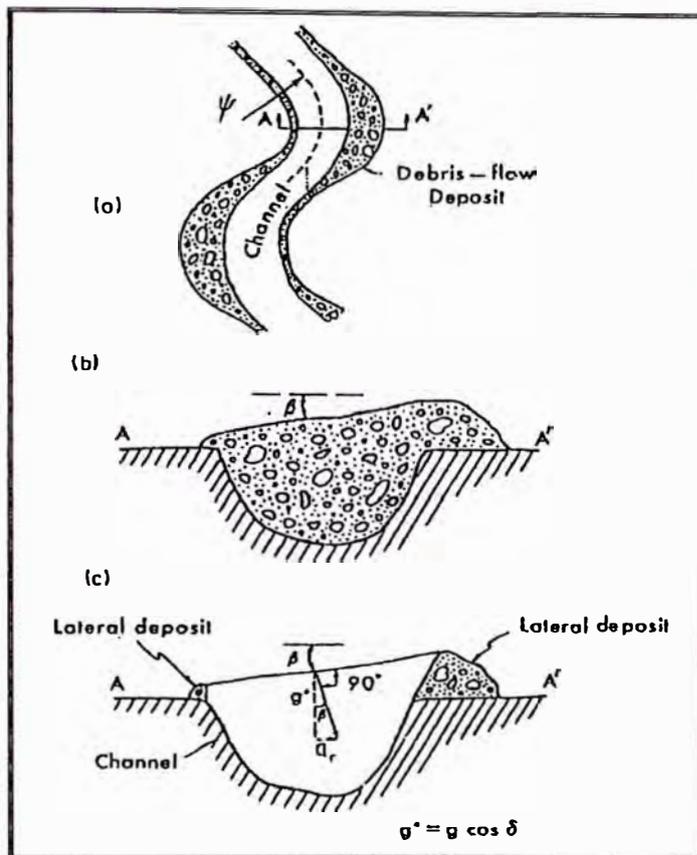


Figura 2.11 Movimiento idealizado de un flujo viscoso (Johnson y Rodine, 1984).
(a) planta, (b) y (c) sobre elevación durante y después.

Velocidad de la parte frontal de la onda

De la literatura se ha podido dar relación a una serie de fórmulas concernientes a la velocidad máxima del frente del flujo de escombros. Estas fórmulas están basadas en estudios de campo de los mismos autores:

Tabla 2.4 Fórmulas empíricas de la velocidad frontal

Tipo de Flujo	Fórmulas	Notas	Referencias
Flujo laminar newtoniano	$V = (1/3)\rho g H^2 S / \mu$	Canal rectangular	
Dilatante	$V = (2/3)\xi H^{1.5} S^{0.5}$	Canal rectangular ancho	Bagnold, 1954
Flujo turbulento newtoniano	$V = (1/n)H^{2/3}S^{1/2}$	Ecuación de Manning	PWRI, 1988
	$V = CH^{1/2}S^{1/2}$	Ecuación de Chezy	Rickenmann, 1990

En esta tabla, $V(m/s)$ es la velocidad media de la sección transversal, $H(m)$ es el tirante del flujo máximo, S es la pendiente del lecho del canal, ρ (kg/m^3) es la densidad de la mezcla agua-sedimento, ξ ($1/(sm^{1/2})$) es un coeficiente que depende del tamaño del grano y su concentración, n ($s/m^{1/3}$) es el coeficiente de Manning, $C(m^{1/2}/s)$ es el coeficiente de Chezy. Los coeficientes de resistencia al flujo o parámetros del material pueden ser calculados como una función de la descarga pico:

Tabla 2.5 Fórmulas para el cálculo de los coeficientes de resistencia

Tipo de Flujo	Fórmulas
Flujo laminar newtoniano	$\mu = 20Q^{3/5}$
Dilatante	$\xi = 150Q^{-2/5}$
Flujo turbulento newtoniano: Manning Strickler	$n = 0.077Q^{1/15}$
Flujo turbulento newtoniano: Chezy equation	$C = 22$

Según reportes de Costa (1984), otra relación para el cálculo de la velocidad del flujo de escombros en función del caudal (Q) y la pendiente (S) es:

$$V = 2.1Q^{0.33} S^{0.33} \quad (2.26)$$

Estimación de los caudales máximos

Para la estimación de los caudales máximos de los flujos de detritos existen 2 metodologías más usadas, la de JICA (Japan Internacional Cooperation Agency) y la metodología de O'Brien (2000).

La metodología usada por JICA se basa los desarrollos de Takahashi. Según Takahashi el volumen de lodo y piedras es igual a:

$$V_s = 1000R_t A F_r \left(\frac{C_d}{C^* - C_d} \right) \quad (2.27)$$

La cual se puede expresar como,

$$V_s = V_a \left(\frac{C_d}{C^* - C_d} \right) \quad (2.28)$$

donde,

- V_s : Volumen de detritos en m^3
- V_a : Volumen de agua en m^3
- R_t : Precipitación total durante la descarga de flujo de lodo y piedra en mm
- A : Area de la cuenca en Km^2
- F_r : Coeficiente de escorrentía
- C_d : Densidad volumétrica del flujo de lodo y piedras
- C^* : Densidad volumétrica de sedimentos del lecho

y C_d se estima según la siguiente ecuación:

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (2.29)$$

donde,

- ρ = Densidad de fluidos de detritos (t/m^3)
- σ = Densidad de lodos y piedras (t/m^3)
- θ = ángulo de talud
- Φ = ángulo de fricción interna

De acuerdo a la ecuación (2.28), la relación V_s/V_a se puede expresar como,

$$\frac{V_s}{V_a} = \frac{C_d}{C^* - C_d} \quad (2.30)$$

Las otras ecuaciones aplicadas siguiendo el método de Takahashi, son las que permiten estimar el caudal máximo de lodos y piedras, y caudal máximo de material fino; como una función del caudal líquido.

$$Q_s = \left(\frac{C^*}{C^* - C_d} \right) Q_p \quad (2.31)$$

$$Q_f = \left(\frac{\rho - 1}{\rho - \sigma} \right) Q_p \quad (2.32)$$

$$Q_t = Q_s + Q_f \quad (2.33)$$

donde, Q_t : Caudal total (máximo) del flujo de detritos en m^3/s
 Q_s : Caudal de lodos y piedras (máximo) en m^3/s
 Q_f : Caudal del material fino (máximo) en m^3/s
 Q_p : Caudal líquido (máximo) en m^3/s

Es importante observar que el coeficiente que multiplica Q_p en la ecuación (2.31) es igual a:

$$\left(\frac{C^*}{C^* - C_d} \right) = 1 + \left(\frac{C_d}{C^* - C_d} \right) \quad (2.34)$$

Por lo tanto, según la ecuación (2.30), la expresión (2.34) puede escribirse como:

$$\left(\frac{C^*}{C^* - C_d} \right) = 1 + \frac{V_s}{V_a} \quad (2.35)$$

y sustituyendo (2.35) y (2.32) en (2.33), se obtiene

$$Q_t = \left[\left(1 + \frac{V_s}{V_a} \right) + \frac{(\rho - 1)}{(\sigma - \rho)} \right] * Q_p \quad (2.36)$$

donde V_s (m^3) es el volumen de detritos, V_a (m^3) volumen del agua, ρ (t/m^3) es la densidad del fluido de detritos y σ (t/m^3) es la densidad del sedimento, Q_p (m^3/s) es el caudal líquido.

Otra metodología empleada es la propuesta por O'Brien (2000) donde el hidrograma de flujo de detritos se estima a partir del hidrograma de flujo de agua multiplicado por un factor que es una función de la concentración volumétrica de detritos. La ecuación utilizada por O'Brien es la siguiente:

$$Q_t = BF \times Q_l \quad (2.37)$$

$$BF = \frac{1}{1 - C_v} \quad (2.38)$$

donde, Q_t : Caudal total de flujo de detritos (m^3/s)
 Q_l : Caudal líquido (m^3/s)
 BF: Factor (Bulking Factor)
 C_v : Concentración volumétrica de detritos.

Según la referencia de O'Brien (2000), para flujos de detritos el valor de C_v varía entre 0.20 (para flujos bajos) y 0.45 (para flujos altos).

2.2 Conceptos de Hidrología aplicada

Para la simulación de los flujos de lodo y escombros es necesario conocer las características hidrológicas de la cuenca y su influencia sobre el hidrograma líquido. Un *hidrograma* de caudal es un gráfica que muestra la tasa del flujo como función del tiempo en un lugar dado de la corriente. En efecto, el hidrograma es "una expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre la lluvia y la escorrentía de una cuenca de drenaje particular" (Chow, 1959).

Para la estimación del hidrograma, es necesario conocer las características geomorfológicos de la cuenca, el tiempo de retardo, el número de curva (CN) y la precipitación máxima de 24 horas.

2.2.1 Características geomorfológicas

a. Area de la Cuenca.

Está definida como la proyección horizontal de toda el área de drenaje. El área de una cuenca es la característica geomorfológica más importante para el diseño. Su importancia radica en las siguientes razones:

- Este valor se utiliza para muchos cálculos en varios modelos hidrológicos.
- Para una misma región hidrológica o regiones similares, se puede decir que a mayor área mayor caudal medio.
- El área de la cuenca se relaciona en forma inversa con la relación entre caudales extremos

Estadísticamente se ha demostrado que el factor "área" es el más importante en las relaciones entre escorrentía y las características de una cuenca. Esto se puede afirmar por el alto valor de los coeficientes de correlación cuando se grafica escorrentía respecto al área. Pero hay otros parámetros que también tienen su influencia en la escorrentía como la pendiente del canal, la pendiente de la cuenca, la vegetación y la densidad de drenaje.

b. Longitud, Perímetro y Ancho.

La longitud "L" de la cuenca puede estar definida como la distancia horizontal entre un punto aguas abajo (punto más bajo del eje de la quebrada) y otro punto aguas arriba donde el eje de la quebrada principal corte la línea de contorno de la cuenca (Figura 2.12).

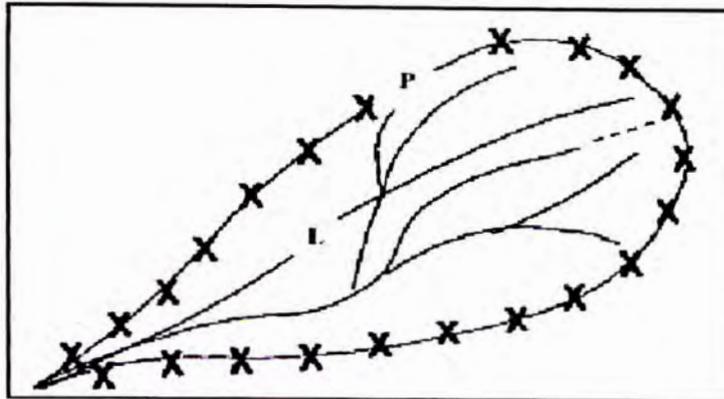


Figura 2.12. Longitud y perímetro de una cuenca

El perímetro de la cuenca o la longitud de la línea de divisoria de la quebrada es un parámetro importante, pues en conexión con el área nos puede decir algo sobre la forma de la cuenca. Usualmente este parámetro físico es simbolizado por la mayúscula P.

El ancho se define como la relación entre el área (A) y la longitud de la cuenca (L) y se designa por la letra W. De forma que:

$$W = \frac{A}{L} \quad (2.39)$$

c. Parámetros de Forma de la Cuenca.

Dada la importancia de la configuración de las cuencas, se trata de cuantificar estas características por medio de índices o coeficientes, los cuales relacionan el movimiento del agua y las respuestas de la cuenca a tal movimiento (hidrogramas). En la Figura 2.13 vemos varias hidrogramas para cuencas con la misma área y diferentes formas ante una lámina precipitada igual.

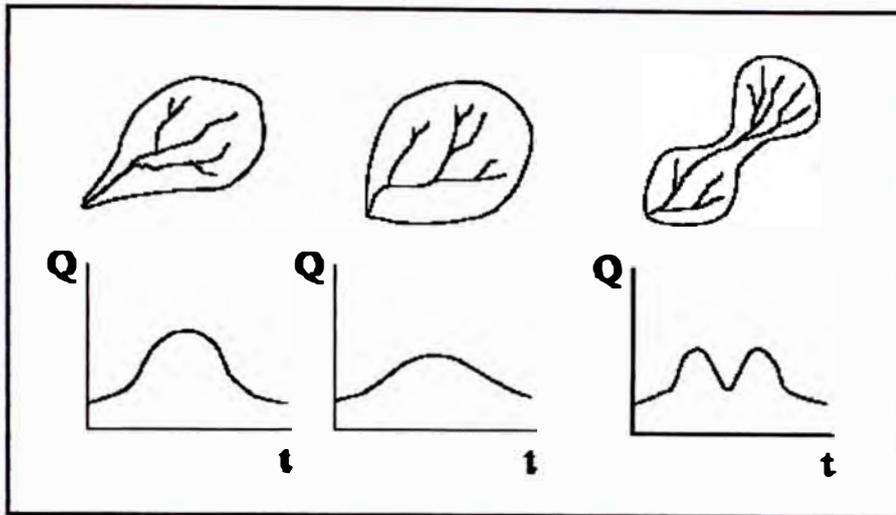


Figura 2.13 Hidrogramas para cuencas con la misma área y diferentes formas ante una lámina precipitada igual.

Parece claro que existe una fuerte componente probabilística en la determinación de una cuenca mediante sus parámetros y las características de la red de drenaje. Por esta razón se han buscado relaciones de similitud geométrica entre las características medias de una cuenca y de su red de canales con esas de otras cuencas. Los principales factores de forma son:

- **Factor de Forma de Horton.**

La forma de la cuenca afecta los hidrogramas de caudales máximos, por lo que se han hecho numerosos esfuerzos para tratar de cuantificar este efecto por medio de un valor numérico. Horton sugirió un factor adimensional de forma R_f , como índice de forma de una cuenca.

$$R_f = \frac{A}{L^2} \quad (2.40)$$

Donde A es el área de la cuenca y L es la longitud de la misma, medida desde la salida hasta el límite de la quebrada, cerca de la cabecera del cauce más largo, a lo largo de una línea recta. Este índice y su recíproco han sido usados como indicadores de la forma del hidrograma unitario.

Coeficiente de Compacidad o Índice de Gravelius.

Este está definido como la relación entre el perímetro P y el perímetro de un círculo que contenga la misma área A de la cuenca hidrográfica:

$$I_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (2.41)$$

donde R es el radio del círculo equivalente en área a la cuenca. Por la forma como fue definido: $K \geq 1$. Obviamente para el caso $K = 1$, obtenemos una cuenca circular.

La razón para usar la relación del área equivalente a la ocupada por un círculo es porque una cuenca circular tiene mayores posibilidades de producir avenidas superiores dadas su simetría. Las cuencas en general tienden a tener la forma de pera.

Razón por Circularidad.

Este parámetro relaciona el área de la cuenca con un área de un círculo, cuyo perímetro es igual al perímetro de la cuenca.

$$R_{ci} = \frac{4\Pi A}{P^2} \quad (2.42)$$

La importancia de estos parámetros relacionados a la cuenca, nos dan una idea como primera aproximación de la tendencia del hidrograma y del caudal máximo.

d. Parámetros relativos al relieve.

Curva Hipsométrica.

La curva hipsométrica proporciona una información sintetizada sobre la altitud de la cuenca, que representa gráficamente la distribución de la cuenca vertiente por tramos de altura. Dicha curva presenta, en ordenadas, las distintas cotas de altura de la cuenca, y en abscisas la superficie de la cuenca que se halla por encima de dichas cotas, en Km² o en porcentaje de la superficie total de la cuenca.

De esta curva se puede extraer una importante relación, y es la “Relación Hipsométrica”:

$$R_h = \frac{S_s}{S_i} \quad (2.43)$$

donde S_s y S_i son, respectivamente, las áreas sobre y bajo la curva hipsométrica.

Según Strahler (1964), la importancia de esta relación reside en que es un indicador del estado de equilibrio dinámico de la cuenca. Así, cuando $R_h = 1$, se trata de una cuenca en equilibrio morfológico.

La Figura 2.14 muestra tres curvas hipsométricas correspondientes a otras tantas cuencas que tienen potenciales evolutivos distintos.

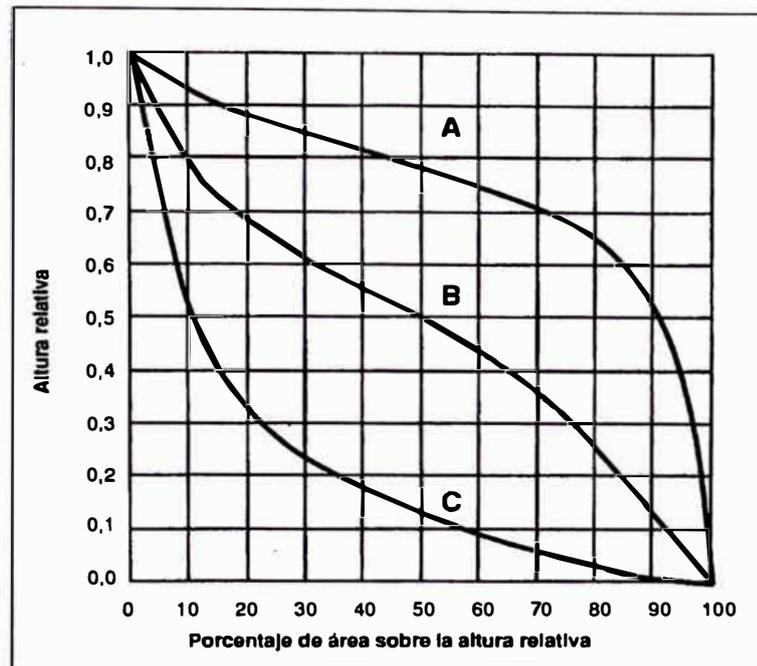


Figura 2.14. Curvas hipsométricas características del ciclo de erosión, según Strahler (1964)

La curva superior (curva A) refleja una cuenca con un gran potencial erosivo; la curva intermedia (curva B) es característica de una cuenca en equilibrio; y la curva inferior (curva C) es típica de una cuenca sedimentaria. Quedarían, así, representadas distintas fases de la vida de los ríos:

- curva A: fase de juventud
- curva B: fase de madurez
- curva C: fase de vejez

- **Histograma de frecuencias altimétricas.**

Es la representación de la superficie, en km^2 o en porcentaje, comprendida entre dos niveles, siendo la marca de clase el promedio de las alturas. De esta forma, con diferentes niveles se puede formar el histograma. Este diagrama de barras puede ser obtenido de los mismos datos de la curva hipsométrica. Realmente contiene la misma información de ésta pero con una representación diferente, dándonos una idea probabilística de la variación de la altura en la cuenca.

Altura y Elevación promedio de la cuenca.

La elevación promedio en una cuenca tiene especial interés en zonas montañosas pues nos puede dar una idea de la climatología de la región, basándonos en un patrón general climático de la zona. La elevación promedio está referida al nivel del mar. Este valor puede ser encontrado usando la curva hipsométrica o el histograma de frecuencias altimétricas. La estimación por una media aritmética ponderada en el caso del histograma, o de la curva hipsométrica calculando el área bajo la curva y dividiéndola por el área total.

La altura media, H , es la elevación promedio referida al nivel de la estación de aforo de la boca de la cuenca.

Perfil altimétrico del cauce principal y su pendiente promedio.

El perfil altimétrico es simplemente el gráfico de altura en función de la longitud a lo largo del eje principal de la quebrada.

Con base en la forma del perfil altimétrico del cauce se puede inferir rasgos generales de la respuesta hidrológica de la cuenca en su expresión del hidrograma, o sea, la variación del caudal con el tiempo. También los perfiles se usan para estudios de: prefactibilidad de proyectos hidroeléctricos, producción de sedimentos, ubicación de posibles sitios susceptibles de avalanchas, etc. Generalmente cuencas con pendientes altas en el cauce principal tienden a tener hidrogramas más picudas y más cortas que cuencas con pendientes menores (ver Figura 2.15).

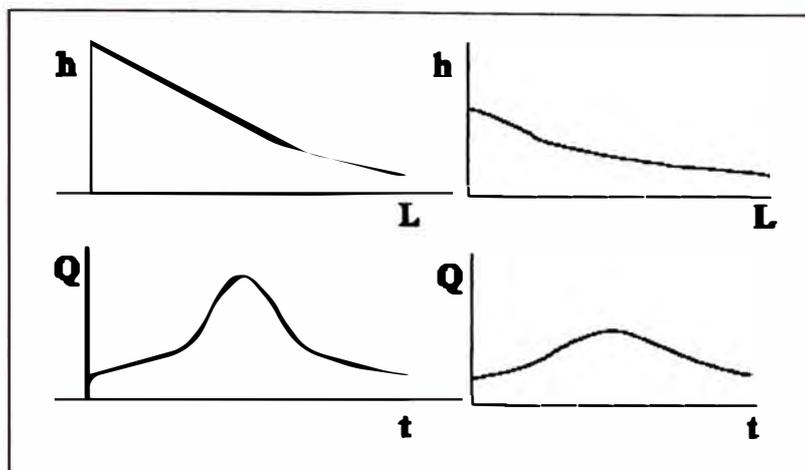


Figura 2.15. Formas de hidrograma en relación a la pendiente

Este parámetro es de importancia pues da un índice de la velocidad media de la escorrentía y su poder de arrastre y erosión sobre la cuenca.

Según Heras (1972), entendemos por pendiente media de una cuenca a la media ponderada de todas las pendientes correspondientes a áreas elementales en las que pudiéramos considerar constante la máxima pendiente.

El método más antiguo para obtener la pendiente media consiste en ponderar las pendientes medias de superficies o bandas de terreno en las que queda dividida la cuenca por las curvas de nivel. Resulta finalmente la expresión:

$$S = \frac{\Delta h L_{cn}}{A} \quad (2.44)$$

donde S es la pendiente media de la cuenca, Δh la equidistancia entre curvas de nivel, L_{cn} la longitud de todas las curvas de nivel y A el área total de la cuenca.

También se puede obtener la pendiente media de una cuenca como el cociente entre la diferencia de elevación máxima medida entre el punto más alto del límite de la cuenca y la desembocadura del río principal, y la mitad del perímetro de la cuenca (LLamas, 1993):

$$S = \frac{2H}{P} \quad (2.45)$$

donde H es la citada diferencia de cota y P el perímetro de la cuenca.

La pendiente media de una cuenca puede asimilarse a la pendiente de la recta trazada entre los puntos que se encuentran al 85 % y al 10 % de distancia a partir del punto más alejado del punto de desagüe siguiendo el curso principal.

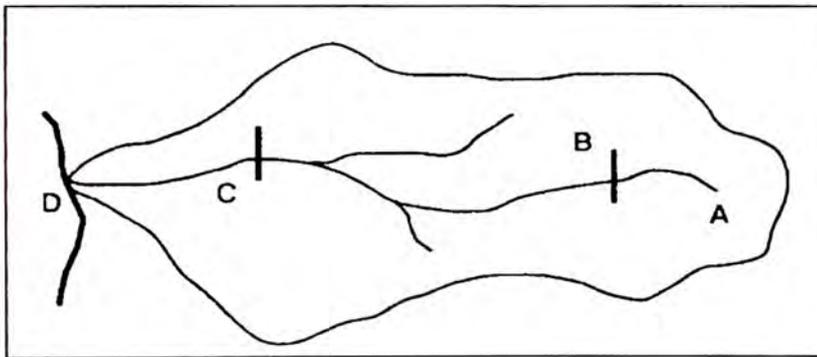


Figura 2.16. Esquema del cálculo de la pendiente media de una cuenca

Por consiguiente, la pendiente media de la cuenca es la pendiente entre los puntos B y C:

$$S = \frac{H_b - H_c}{BC} \quad (2.46)$$

siendo:

$$AB = 0.10 AD ; AC = 0.85 AD$$

2.2.2 Tiempo de retardo (t_{ag}).

Por muchos años, las avenidas observadas han sido reconstruidas aproximadamente usando el hidrograma unitario. Un parámetro importante en los análisis de estas reconstrucciones es el tiempo de retardo que varía en función de ciertos parámetros de cuencas que se pueden medir. El tiempo de retardo fue originalmente definido por Horner y Flynt (1934) como "...la diferencia de tiempo entre el centro de masa de la precipitación y el centro de masa de la escorrentía...". La siguiente relación general entre el tiempo de retardo (lag time, L_g) y parámetros de cuencas medidos es:

$$L_g = 26K_n \left(\frac{LL_{ca}}{S^{0.5}} \right)^{0.33} \quad (2.47)$$

donde:

L_g = tiempo de retardo del hidrograma unitario, en horas

L = longitud del cauce principal, en millas.

L_{ca} = longitud de desembocadura al centro de gravedad de la cuenca, en millas

S = pendiente promedio del curso de agua, en pies por milla

K_n = valor promedio de rugosidad, característico de la cuenca.

Esta fórmula tiene la virtud de que proviene de estudios, donde se han contrastado registros simultáneos de precipitaciones y escorrentías medidas.

Para hallar el valor de K_n para una cuenca en particular, en los Estados Unidos se han generado gráficos de los análisis de hidrogramas de avenidas observadas para diversas cuencas que tienen similares características de canal y de planicies de inundación.

Una de estas gráficas referidas a las Montañas Rocky en Estados Unidos (ver Figura 2.17) representa condiciones de montañas de elevadas altitudes sin una buena base de datos de tormenta de fenómenos severo. Se tiene 2 tipos de fenómenos de tormenta: una tormenta general de intensidad baja (K_n varía de 0.260 a 0.130) y una tormenta de intensidad alta (K_n varía de 0.073 a 0.050).

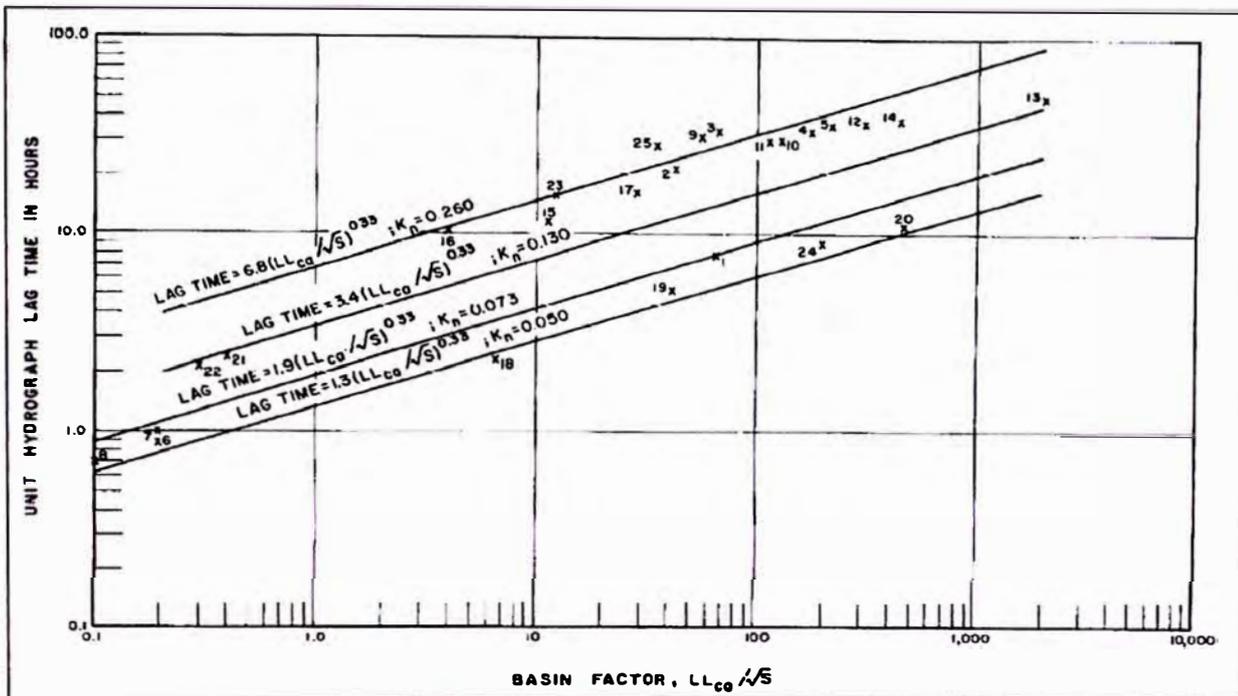


Figura 2.17. Gráfica para la estimación de K_n

2.2.3 Número de Curva (CN).

Un parámetro necesario para el cálculo del Hidrograma de avenida por medio de la metodología del Soil Conservation Service (SCS) es determinar el valor del Número de Curva (CN). Este valor de CN es adimensional, tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua $CN=100$; para superficies naturales $CN < 100$. El Soil Conservation Service (SCS) ha tabulado valores de número de curva en base al tipo de suelo y uso de tierras. Todos los suelos son clasificados en 4 grupos de suelos hidrológicos de distintas propiedades (ver Tabla 2.6).

Para el cálculo de CN debemos conocer la descripción del uso del suelo; cada uso de suelo representa un valor de CN (ver tabla 2.7). Finalmente por ponderación se llega a un valor único de CN.

Tabla 2.6. Grupos de suelos hidrológicos

Grupo A:	Suelos de bajo potencial de escorrentía, teniendo altas tasas de infiltración aún cuando está completamente saturado. Arena profunda muy bien drenadas, con alta tasa de transmisión de agua.
Grupo B:	Suelos con moderadas tasas de infiltración. Suelos poco profundos, moderadamente drenadas, con texturas moderadamente finas a gruesas. Esto suelos tienen una moderada tasa de transmisión de agua.
Grupo C:	Suelos con baja tasa de infiltración cuando está completamente saturado, principalmente suelos que tienen una capa que impide el movimiento descendente del agua o suelos de textura moderadamente finas a finas. Suelos con altos contenidos de arcilla y baja tasa de transmisión de agua.
Grupo D:	Suelos de alto potencial de escorrentía, teniendo tasas muy bajas infiltración cuando está completamente saturado. Son suelos arcillosos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas. Suelos con muy baja tasa de transmisión de agua.

Fuente: Hidrología Aplicada. V.T Chow

Tabla 2.7. Números de curva de escorrentía para usos de suelos

Descripción del uso de la tierra	A	B	C	D
Tierra cultivada: sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
con tratamientos de conservación	62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
condiciones óptimas	39	61	74	90
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas,	45	66	77	83
cubierta buena	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, cementerios, etc.				
óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más	39	61	74	80
condiciones aceptable: cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial:				
Tamaño prom. del lote				
Porcentaje prom. impermeable				
1/8 acre o menos	65	77	85	90
1/4 acre	38	61	75	83
1/3 acre	30	57	72	81
1/2 acre	25	54	70	80
1 acre	20	51	68	79
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc.	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

Fuente: Hidrología Aplicada. V.T Chow

2.3 Descripción del Modelo Hidráulico FLO-2D

Como es sabido, el movimiento de un fluido tan complejo como el que forma los aludes torrenciales no puede representarse por medio de los métodos que se aplican comúnmente para fluidos como el agua. Esto se debe a que la alta concentración de materia sólida en los aludes torrenciales hace que estos fluidos se comportan como fluidos no-newtonianos, en los que es necesario que actúe un esfuerzo superior a un esfuerzo crítico dado, para que el fluido se ponga en movimiento. Viceversa, si el esfuerzo actuante es inferior al esfuerzo crítico el fluido se detiene.

El modelo bidimensional de diferencias finitas FLO-2D (O'Brien) simula flujo de fluidos no-newtonianos, como aludes torrenciales, en conos de deyección. El modelo permite simular flujo en topografías complejas, tales como áreas urbanizadas y planicies de inundación, así como el intercambio de fluido entre los canales y la planicie de inundación. Puede modelarse flujo de agua, flujo hiperconcentrado de sedimentos, flujo de barro y alud torrencial (flujo de barro). Como datos de entrada se requiere la topografía digital del terreno, la geometría del canal, valores estimados de la rugosidad del canal y de la planicie de inundación, hidrogramas de entrada (líquidos y sólidos), precipitación y propiedades reológicas de la mezcla agua-sedimento.

2.3.1 Ecuaciones Básicas

Las ecuaciones que utiliza el modelo FLO-2D son las de continuidad y cantidad de movimiento, integradas en la vertical:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hV_x}{\partial x} + \frac{\partial hV_y}{\partial y} = i \quad (2.48)$$

$$S_{fx} = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_x}{\partial y} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_x}{\partial t} \quad (2.49)$$

$$S_{fy} = S_{oy} - \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_y}{\partial y} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_y}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_y}{\partial t} \quad (2.50)$$

donde: **h** es la profundidad del flujo; **V_x** y **V_y** son las componentes de la velocidad media, **t** es el tiempo, **g** la aceleración de la gravedad, **S_f** es la pendiente de fricción; **S_o** la pendiente del lecho e **i** es intensidad de la precipitación.

La condición de borde aguas arriba es el hidrograma de entrada (INFLOW) y la condición de borde aguas abajo es el flujo de salida (OUTFLOW).

2.3.2 Solución numérica

La forma diferencial de las ecuaciones de continuidad y de momentum en el modelo FLO-2D es resuelto mediante un esquema central de diferencias finitas. Además el modelo emplea para el cálculo de la velocidad la ecuación de onda difusiva o la ecuación de onda dinámica.

En métodos numéricos para resolver ecuaciones diferenciales parciales, los cálculos se llevan a cabo en una malla localizada en plano x-t. La malla x-t es una red de puntos definida al tomar incrementos de distancia de longitud Δx e incrementos de tiempo de duración Δt . Los esquemas numéricos transforman las ecuaciones diferenciales parciales en un conjunto de ecuaciones algebraicas de diferencias finitas.

Para la solución del método de diferencias finitas, el FLO-2D emplea un esquema explícito, que consiste en un esquema simple que requiere de valores pequeños de Δx y Δt para la convergencia del procedimiento numérico.

Para la estabilidad numérica de los cálculos, una condición necesaria pero no suficiente para la estabilidad de un esquema explícito es la condición de Courant-Friedrich-Lewy (CFL). El paso de tiempo Δt es limitado por:

$$\Delta t = C \frac{\Delta x}{(v + c)} \quad (2.51)$$

donde:

C es el número de Courant ($0.3 < C < 1.0$)

Δx es el ancho del elemento de la malla cuadrada

v es la velocidad promedio de la sección transversal calculada

c es la celeridad de la onda calculada

Para el tránsito de onda dinámica, otro criterio de estabilidad numérica aplicado en el modelo es el de Ponce y Theurer (1982). Este criterio está en función de la pendiente del lecho, la descarga y el tamaño del elemento de grilla. El paso de tiempo es limitado por:

$$\Delta t < \zeta S_0 \Delta x^2 / q_0 \quad (2.52)$$

Donde q_0 es la descarga unitaria, S_0 es la pendiente del lecho y ζ es un coeficiente empírico (Ponce y Theurer, 1982).

Los pasos de tiempo Δt generalmente varían de 0.1 segundo a 60 segundos. El modelo comienza con un paso de tiempo mínimo y lo aumenta hasta que uno de los criterios de estabilidad numérica sea excedido, entonces el paso de tiempo es disminuido. Si los criterios de estabilidad continúan siendo excedidos, entonces el paso de tiempo es disminuido hasta que el paso de tiempo mínimo sea alcanzado. Los pasos de tiempo son una función de la descarga del flujo para un elemento de grilla y de su tamaño.

2.3.3 Lógica del FLO-2D

La topografía de la superficie se discretiza en una malla formada por celdas o elementos cuadrados de tamaño uniforme para toda el área de estudio y a cada elemento se le asigna una posición en la malla, una elevación o cota de terreno, un coeficiente de rugosidad (n de Manning) y factores de reducción del flujo que atraviesa la celda.

El procedimiento computacional para flujos superficiales involucra el cálculo de la descarga a través de cada uno de las fronteras en las ocho direcciones del flujo. Las direcciones de flujo incluyen las cuatro direcciones de la brújula y las cuatro direcciones diagonales, como se muestra en el esquema en planta de la Figura 2.18.

El cálculo hidráulico de cada elemento de grilla empieza con una estimación de la profundidad del flujo en la frontera del elemento de grilla. La profundidad estimada del flujo es un promedio de las profundidades de flujo en los dos elementos de grilla que comparten descarga en una de las ocho instrucciones. Los otros parámetros hidráulicos son también promediados para computar la velocidad de flujo incluyendo resistencia de flujo (n de Manning), área del de flujo, pendiente, elevación de la superficie de agua y perímetro mojado.

El FLO-2D solucionará ya sea la ecuación de onda difusiva o la ecuación de onda dinámica completa para computar la velocidad. La ecuación de Manning es luego aplicada en una dirección usando el promedio de la pendiente de la superficie de agua para calcular la velocidad. Si la ecuación de onda difusiva es seleccionada, la velocidad es entonces calculada para todas las ocho direcciones del flujo en cada elemento de grilla. Si la opción de onda dinámica completa es aplicada, la velocidad de onda difusiva calculada es utilizada como primera aproximación en el método de segundo orden de Newton-Raphson de tangentes para determinar las raíces de la ecuación de onda dinámica completa, el cual es una ecuación diferencial parcial de segundo orden, no lineal.

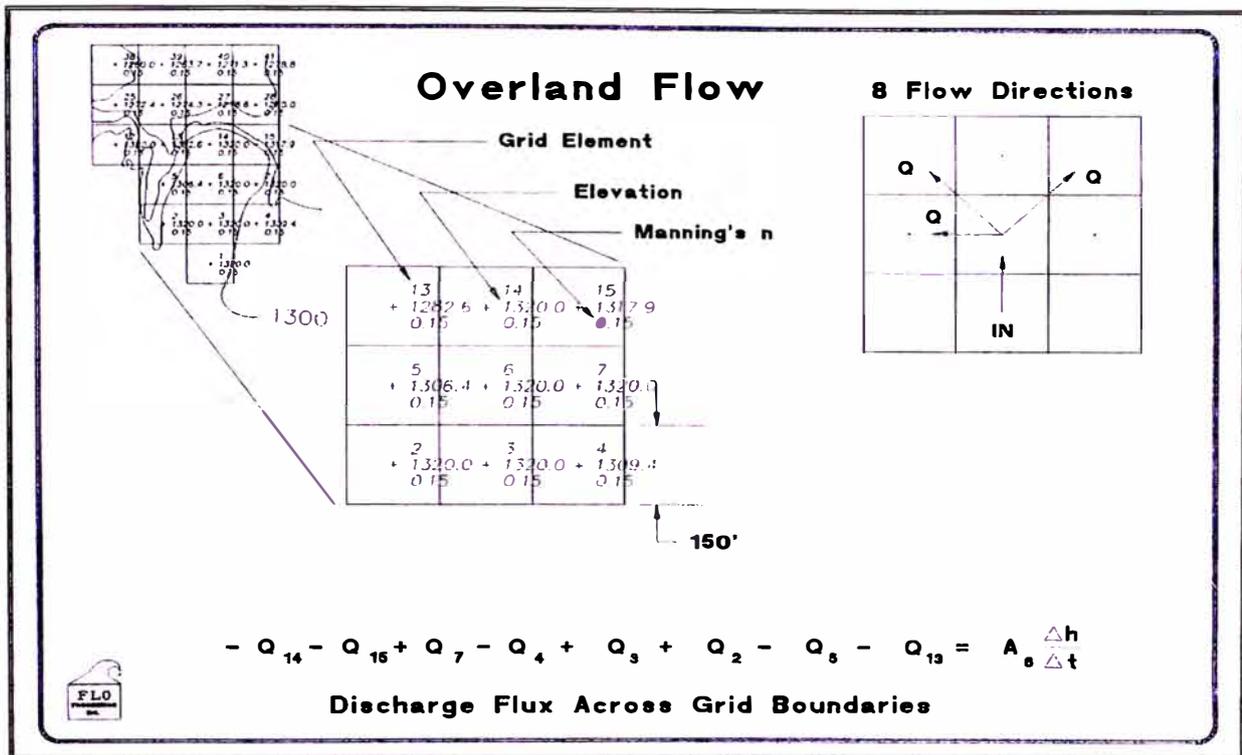


Figura 2.18. Descarga del flujo a través de los elementos de grilla en planta
Fuente: FLO-2D User's Manual (O'Brien)

El algoritmo de solución incorpora los siguientes pasos donde cada elemento de grilla posee un único valor de rugosidad, elevación y profundidad del flujo:

1. El promedio de los valores de rugosidad y geometría del flujo entre dos elementos de grilla son calculados.
2. La profundidad del flujo "d" para el cálculo de la velocidad a través de la frontera de grilla para el siguiente paso de tiempo (i+1) es estimado de los pasos de tiempo previos i usando una función lineal (el promedio de la profundidad del flujo entre dos elementos).

$$d_x^{i+1} = d_x^i + d_{x+1}^i$$

3. La velocidad es calculada usando la ecuación de onda difusiva como primera aproximación. La única variable no conocida en la ecuación de onda difusiva es la velocidad.

4. Si la ecuación de onda dinámica completa es seleccionado por el usuario, la velocidad de onda difusiva prevista para ese paso de tiempo es usado como un dato inicial en la solución de Newton-Raphson. Se hace nota que para flujos de sedimentos hiperconcentrados, como flujos de lodo y escombros, el cálculo de la velocidad incluye los términos adicionales de viscosidad y esfuerzo de cedencia.
5. La descarga Q a través de la frontera de la planicie de inundación (o entre dos elementos de canal) es calculado multiplicando la velocidad por el área transversal del flujo.
6. El incremento de descarga para el paso de tiempo a través de las 8 fronteras son sumados,

$$\Delta Q_x^{i+1} = Q_n + Q_e + Q_s + Q_w + Q_{ne} + Q_{se} + Q_{sw} + Q_{nw}$$

7. y la variación en volumen es distribuido sobre el área de almacenamiento disponible dentro del elemento de grilla o canal para determinar el incremento en la profundidad del flujo

$$\Delta d_x^{i+1} = \Delta Q_x^{i+1} \Delta t / Area$$

8. donde ΔQ_x es el delta de la descarga en las ocho direcciones de la planicie de inundación para el elemento de grilla y para el paso de tiempo Δt entre el tiempo i e $i + 1$.
9. El criterio de estabilidad numérica es luego chequeado para la nueva profundidad del flujo del elemento de grilla. Si cualquier criterio de estabilidad es excedida, el tiempo de simulación es reseteado para el tiempo previo y el incremento del paso del tiempo es reducido.
10. La simulación prosigue incrementándose el paso de tiempo hasta que el criterio de estabilidad sea excedida.

2.3.4 Modelo Reológico

FLO-2D transita flujos de sedimentos hiperconcentrados (flujos de lodo y escombros) como un fluido continuo prediciendo el movimiento del fluido viscoso. Para flujos de lodo (mudflows), el movimiento de la matriz fluida es gobernado por la concentración de sedimentos. Un modelo cuadrático reológico prediciendo la viscosidad y el esfuerzo de cedencia como una función de la concentración de sedimentos es empleado y los volúmenes del sedimento son monitoreados a través del sistema. Los flujos de lodo son dominados por esfuerzos viscosos y esfuerzos dispersivos, y constituye un fenómeno muy diferente que esos procesos de carga de sedimento suspendida y carga de lecho en un transporte de sedimento convencional. *El transporte de sedimento y los componentes de flujos de lodo no pueden ser simulados a la vez con el programa FLO-2D.*

Intentos iniciales para simular flujos de escombros fueron realizados por modelos de tránsito unidimensionales. DeLeon y Jeppson (1982) modelaron flujos de agua laminares con incrementos de factores de fricción. Schamber y MacArthur (1985) crearon un modelo de elementos finitos unidimensional para flujos de lodo usando el modelo reológico de Bingham para evaluar los esfuerzos cortantes del fluido no-Newtoniano. O'Brien (1986) diseñó un modelo de flujo de lodo unidimensional para canales de cuenca, empleando también el modelo reológico de Bingham. En 1986, MacArthur y Schamber presentaron un modelo de elementos finitos de dos dimensiones para ser aplicado a topografías superficiales simplificadas. Las propiedades fluidas fueron modeladas como un fluido Bingham cuyo esfuerzo al corte es una función de la viscosidad y el esfuerzo de cedencia del fluido.

Takahashi y Tsujimoto (1985) propusieron un modelo de diferencia finitas bidimensional para flujos de escombros basados en el modelo de fluido dilatante acoplado con la resistencia del flujo de Coulomb. El modelo de fluido dilatante fue derivado de la teoría de los esfuerzos dispersivos de Bagnold's (1954) que describe los esfuerzos resultantes de la colisión de partículas de sedimento.

Luego, Takahashi y Nakagawa (1989) modificaron el modelo de flujos de escombros para incluir turbulencia.

O'Brien y Julien (1988), Major y Pierson (1990), y Julien y Lan (1991) investigaron flujos de lodo con altas concentraciones de sedimento fino en la matriz fluida. Estos estudios mostraron que los flujos de lodo se comportan como los fluidos Bingham con bajas tasa de corte. En matrices fluidas con bajas concentraciones de sedimento, los esfuerzos turbulentos dominan en el flujo. Altas concentraciones de partículas gruesas combinadas con bajas concentraciones de partículas finas son requeridas para generar esfuerzos dispersivos. El modelo cuadrático de esfuerzo al corte propuesto por O'Brien y Julien (1985) describe el régimen continuo del flujo viscoso a flujo turbulento/dispersivo.

Para transitar flujos de lodo, el comportamiento reológico del flujo debe ser tratado como un continuo con componentes de agua y sedimento mezclados. Los flujos de sedimento hiperconcentrado como lodo y flujos de escombros envuelven la interacción entre fluidos complejos y procesos de sedimentos; turbulencia, esfuerzos viscosos, cambio de momento de la partícula sedimento-fluido, arrastre de partículas y colisión de partículas de sedimento. La cohesión fina del sedimento controla el comportamiento no-Newtoniano de la matriz fluida. Esta cohesión contribuye al esfuerzo de cedencia el cual debe ser excedido por una fuerza aplicada para iniciar el movimiento de fluido.

Para grandes tasas de esfuerzo al corte tal como podría ocurrir en abanicos aluviales pronunciados, los esfuerzos turbulentos pueden ser generados. En un flujo turbulento, un incremento de la componente de esfuerzo al corte, del esfuerzo dispersivo, puede provenir de la colisión de partículas de sedimento bajo grandes tasas de deformación del flujo. Los esfuerzos dispersivos ocurren cuando las partículas grandes del sedimento dominan el flujo y el porcentaje de sedimento fino cohesivo (limos y arcillas) es pequeño.

Los esfuerzos cortantes en flujos de sedimento hiperconcentrados, incluyendo los descritos como flujos de escombros, flujos de lodo e inundaciones de lodo, pueden ser calculados de la suma de cinco componentes de esfuerzos al corte.

$$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \tau_v + \tau_t + \tau_d \quad (2.53)$$

donde el esfuerzo cortante total τ depende del esfuerzo límite cohesivo τ_c , el esfuerzo de Mohr-Coulomb τ_{mc} , el esfuerzo cortante viscoso τ_v , el esfuerzo cortante turbulento τ_t , y el esfuerzo cortante dispersivo τ_d . Cuando escribimos en términos de tasas de deformación (dv/dy) el siguiente modelo cuadrático reológico puede ser desarrollado (O'Brien and Julien, 1985):

$$\tau = \tau_y + \eta \left(\frac{dv}{dy} \right) + C \left(\frac{dv}{dy} \right)^2 \quad (2.54)$$

donde

$$\tau_y = \tau_c + \tau_{mc} \quad (2.55)$$

y

$$C = \rho_m l^2 + a_i \rho_s \lambda^2 d_s^2 \quad (2.56)$$

En estas ecuaciones η es la viscosidad dinámica de la mezcla; τ_c es el esfuerzo de fluencia cohesivo; τ_m es el esfuerzo de corte de Mohr-Coulomb donde $\tau_{mc} = p_s \tan \Phi$ dependen de la presión intergranular p_s y del ángulo de reposo Φ del material; C denota el coeficiente de esfuerzos cortantes inerciales, el cual depende de la densidad de masa de la mezcla ρ_m , de la longitud de Prandtl l_m , del tamaño del sedimento d_s , de la concentración volumétrica de sedimentos C_v , y de la densidad de masa del sedimento ρ_s . La longitud l_m es usualmente dado como una función de la distancia desde el borde "y" y la constante de von Karman "k". Como una primera aproximación ésta aproximación puede ser determinada por $l_m \approx kh$, donde h es la profundidad del flujo y $k=0.4$. El coeficiente a_i propuesto por Takahashi es de 0.01. Bagnold definió la concentración de sedimento lineal λ como:

$$\frac{1}{\lambda} = \left[\left(\frac{C_m}{C_v} \right)^{1/3} - 1 \right] \quad (2.57)$$

En el cual la concentración máxima de partículas de sedimento C_m es aproximadamente 0.615.

Los primeros de los dos términos de esfuerzos en la ecuación de esfuerzos cortantes son referidos a los esfuerzos cortantes de Bingham y representa los esfuerzos de resistencia internos del fluido Bingham (ver Figura 2.19). La suma del esfuerzo de cedencia y los esfuerzos viscosos define los esfuerzos cortantes de un fluido cohesivo, de sedimento hiperconcentrado en un régimen de flujo viscoso. El último término es la suma de los esfuerzos cortantes dispersivos y turbulentos, el cual es una función del cuadrado de la gradiente de velocidad.

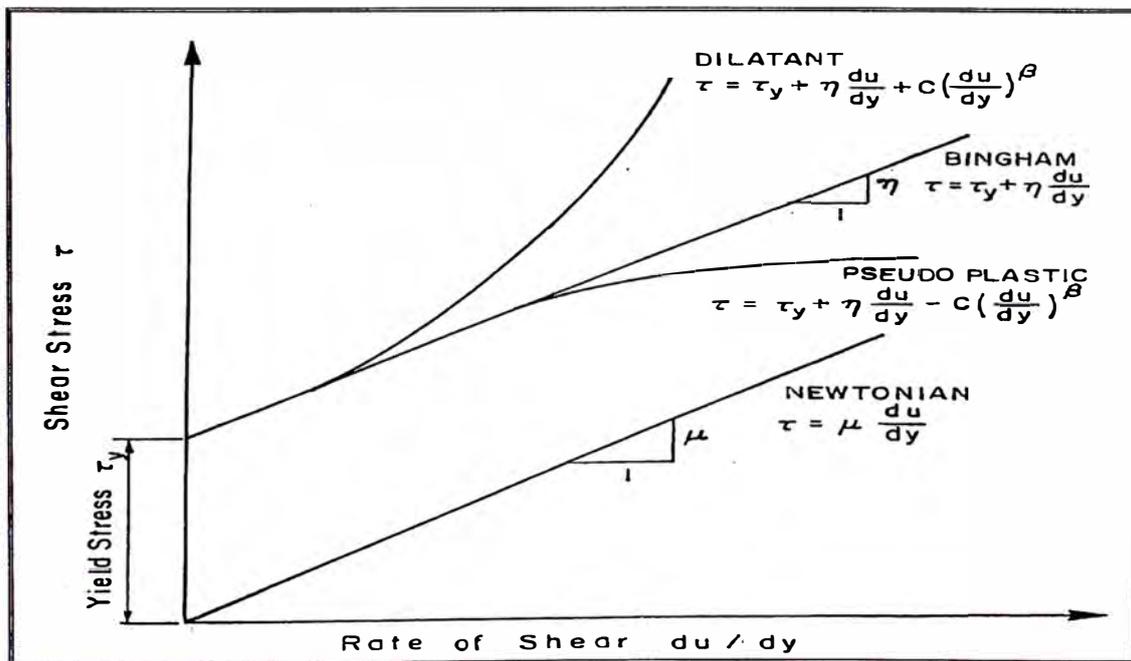


Figura 2.19. Modelos de deformación del fluido

Un modelo de flujos de lodo que incorpora solo los esfuerzos de Bingham e ignora los esfuerzos inerciales asume que la simulación de flujos de lodo es

viscosa. Esta suposición no es generalmente aplicable porque todas las inundaciones de lodo (mud floods) y algunos flujos de lodo (mudflows), son turbulentos con velocidades tal como 8 m/s. Incluso flujos de lodo con concentraciones hasta 40% por volumen pueden ser turbulentos (O'Brien, 1986). Dependiendo de las propiedades de la matriz fluida, la viscosidad y esfuerzos de cedencia en altas concentraciones de sedimento pueden todavía ser relativamente bajos comparados a esfuerzos turbulentos asociados a altas velocidades. Si el flujo es controlado principalmente por esfuerzos viscosos, resultarán velocidades inferiores. Inversamente, si la viscosidad y el esfuerzo de cedencia son pequeños, los esfuerzos turbulentos dominarán y las velocidades serán superiores.

De la ecuación 2.54, Julien y Lan (1991) propusieron una formulación adimensional del modelo reológico cuadrático como sigue:

$$\tau^* = 1 + (1 + T_d^*) a_i D_v^* \quad (2.58)$$

en donde los tres parámetros adimensionales τ^* , D_v^* y T_d^* son definidos como:

1. Esfuerzo cortante en exceso adimensional $\tau^* = \frac{\tau - \tau_y}{\eta \frac{du}{dy}}$. Si $\tau^*=1$, la

mezcla se comporta como un fluido del tipo Bingham.

2. Tasa dispersivo-viscoso adimensional $D_v^* = \frac{\rho_s \lambda^2 d_s^2}{\eta} \left(\frac{du}{dy} \right)$. Si D_v^* es

grande, el flujo será dispersivo; si D_v^* es pequeño será viscoso.

3. Tasa turbulento-dispersivo $T_d^* = \frac{\rho_m l_m^2}{a_i \rho_s \lambda^2 d_s^2}$. Si T_d^* es grande el flujo será

turbulento; si T_d^* es pequeño será dispersivo.

Para relacionar los parámetros adimensionales a la clasificación de flujos de sedimento hiperconcentrados, las siguientes líneas son sugeridas:

- 1) Las avenidas de lodo (Mud Flood) ocurren cuando los esfuerzos cortantes turbulentos son dominantes, dados para $D_v^* > 400$ y $T_d^* > 1$.
- 2) Los flujos de lodo (Mudflow) ocurren cuando los esfuerzos de cedencia y viscosos son dominantes, dados por $D_v^* < 30$.
- 3) Los flujos de escombros (Debris flow) o flujos granulares ocurren cuando los esfuerzos dispersivos son dominantes, dados por $D_v^* > 400$ y $T_d^* < 1$.

Un régimen de transición existe en el rango de los parámetros $30 < D_v^* < 400$.

En el Anexo D, se efectuará la clasificación del tipo de flujo para la quebrada Paihua utilizando el criterio de Julien y Lan (1991).

Por otro lado, los esfuerzos cortantes analizados en el modelo FLO-2D, pueden también escribirse de la siguiente manera:

$$S_f = S_y + S_v + S_{td} \quad (2.59)$$

donde la pendiente de fricción total S_f es la suma de los componentes: la pendiente de cedencia S_y , la pendiente viscosa S_v , y la pendiente turbulenta-dispersiva S_{td} . La pendiente de viscosidad puede ser escrito como:

$$S_v = \frac{K\eta V}{8\gamma_m h^2} \quad (2.60)$$

donde γ_m es el peso específico de la mezcla de sedimentos, K es el parámetro de resistencia para flujos laminares (tabla 2.8).

Tabla 2.8. Parámetros de Resistencia para flujo laminar

Parámetros de resistencia del flujo laminar ¹	
Superficie	Rango de K
Concreto/asfalto	24 –108
Arena escasa	30 – 120
Superficie gradual	90 – 400
Arcilla escasa – suelo de marga erosionada	100 - 500
Poca vegetación	1,000 - 4,000
Hierba corta de pradera	3,000 - 10,000
Césped de hierba añil	7,000 - 50,000
¹ Woolhiser (1975)	

Un valor de K=2285 fue calibrado para el flujo de lodo de la quebrada Rudd en Utah (EEUU) para una área residencial y ha sido usado con buenos resultados en muchos estudios de flujos de escombros.

La pendiente del esfuerzo turbulento-dispersivo, puede ser escrito como:

$$S_{td} = \frac{\eta_{td}^2 V^2}{h^{4/3}} \quad (2.61)$$

donde la resistencia del flujo η_{td} de las componentes de esfuerzos cortantes turbulentos y dispersivos es una función exponencial de la concentración de sedimentos y el coeficiente de Manning.

Las componentes de las pendientes de fricción son entonces combinadas en la siguiente forma:

$$S_f = \frac{\tau_y}{\gamma_m h} + \frac{K\eta V}{8\gamma_m h^2} + \frac{\eta_{td}^2 V^2}{h^{4/3}} \quad (2.62)$$

Una solución de la ecuación cuadrática para la combinación de pendientes de fricción ha sido formulada en el modelo FLO-2D para la estimación de velocidad en la ecuación de momentum.

2.3.5 Medición de los parámetros reológicos

La viscosidad y el esfuerzo de cedencia de mezclas agua-sedimento son parámetros reológicos necesarios para la aplicación de los modelos de cálculo de los flujos con altas concentraciones de sedimentos. Una manera directa de calcular la viscosidad es empleando un “reómetro” que es similar a un viscosímetro que construye todo el diagrama de esfuerzo vs. tasa de deformación. Usualmente en estos aparatos sólo se analiza la matriz del fluido (limos y arcillas con tamaños menores a 0,072 mm), es decir sólo se analiza la matriz más viscosa de la mezcla sin considerar el material grueso. Sin embargo el uso de esta metodología resulta ser complicado y a la vez muy costosa.

O'Brien y Julien (1988) realizaron un análisis de laboratorio de muestras recolectadas de depósitos naturales de flujos de lodo en Colorado Rocky Mountain cerca de las ciudades de Aspen y Glenwood Springs. Las propiedades de las muestras de los flujos de lodo en términos de distribución del tamaño de sedimento y contenido de arcilla son dadas en la tabla 2.9. Las muestras con alto contenido de arcilla fueron ensayadas para determinar el límite líquido y el índice plástico. La matriz fluida compuesta de sedimentos finos (sólo limos y arcillas) fue preparada para ensayarse en un viscosímetro; de 10 a 15 mediciones de esfuerzos cortantes versus tasa de deformación fue realizado para cada concentración. La concentración volumétrica fue variando añadiendo agua después de cada ensayo. Finalmente de los resultados se concluyó que la viscosidad (η) y el esfuerzo de cedencia (τ_y) se incrementan potencialmente con la concentración de sedimentos (C_v):

$$\eta = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v} \quad (2.63)$$

$$\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v} \quad (2.64)$$

donde α_i y β_i son coeficientes empíricos definidos por experimentos de laboratorio y C_v es la concentración volumétrica de sedimentos (Ver Tabla 2.10, Figuras 2.20 y Figura 2.21).

Tabla 2.9. Propiedades de las matrices de flujos de lodo (sólo limo y arcilla)

Sample	Distribución del tamaño de sedimento				Límite líquido	Índice plástico
	Arcilla (%)	D ₁₆ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₈₄ (mm)		
Glenwood original	4,8	0,010	0,034	0,062	-	-
Glenwood sample 1	6,8	0,009	0,023	0,050	-	-
Glenwood sample 2	3,0	0,016	0,035	0,061	-	-
Glenwood sample 3	4,8	0,011	0,025	0,053	-	-
Glenwood sample 4	7,6	0,001	0,018	0,032	-	-
Aspen Pit 1	31,3	0,001	0,011	0,032	0,32	0,11
Aspen natural soil	27,0	0,001	0,012	0,028	0,25	0,06
Aspen mine fill	27,8	0,001	0,013	0,030	0,24	0,06
Aspen natural soil source	31,6	0,001	0,016	0,039	-	-
Aspen mine fill source	25,2	0,001	0,018	0,061	-	-

Fuente: O'Brien y Julien (1988)

Tabla 2.10. Esfuerzo de cedencia y viscosidad en función de C_v

Fuente	$\tau_v = \alpha e^{\beta C_v}$		$\eta = \alpha e^{\beta C_v}$	
	α	β	α	β
Correlaciones de mediciones en Campo				
Aspen Pit 1	0,181	25,7	0,0360	22,1
Aspen Pit 2	2,72	10,4	0,0538	14,5
Aspen Natural Soil	0,152	18,7	0,00136	28,4
Aspen Mine Fill	0,0473	21,1	0,128	12,0
Aspen Watershed	0,0383	19,6	0,000495	27,1
Aspen Mine Source Area	0,291	14,3	0,000201	33,1
Glenwood 1	0,0345	20,1	0,00283	23,0
Glenwood 2	0,0765	16,9	0,0648	6,20
Glenwood 3	0,000707	29,8	0,00632	19,9
Glenwood 4	0,00172	29,5	0,000602	33,1
Correlaciones disponibles de la literatura:				
ilda (1938)	-	-	0,0000373	36,6
Dai et al. (1980)	2,60	17,48	0,00750	14,39
Kang and Zhang (1980)	1,75	7,82	0,0405	8,29
Qian et al. (1980)	0,00136	21,2	-	-
	0,050	15,48	-	-
Chien and Ma (1958)	0,0588	19,1-32,7	-	-
Fei (1981)	0,166	25,6	-	-
	0,00470	22,2	-	-

Fuente: O'Brien y Julien (1988)

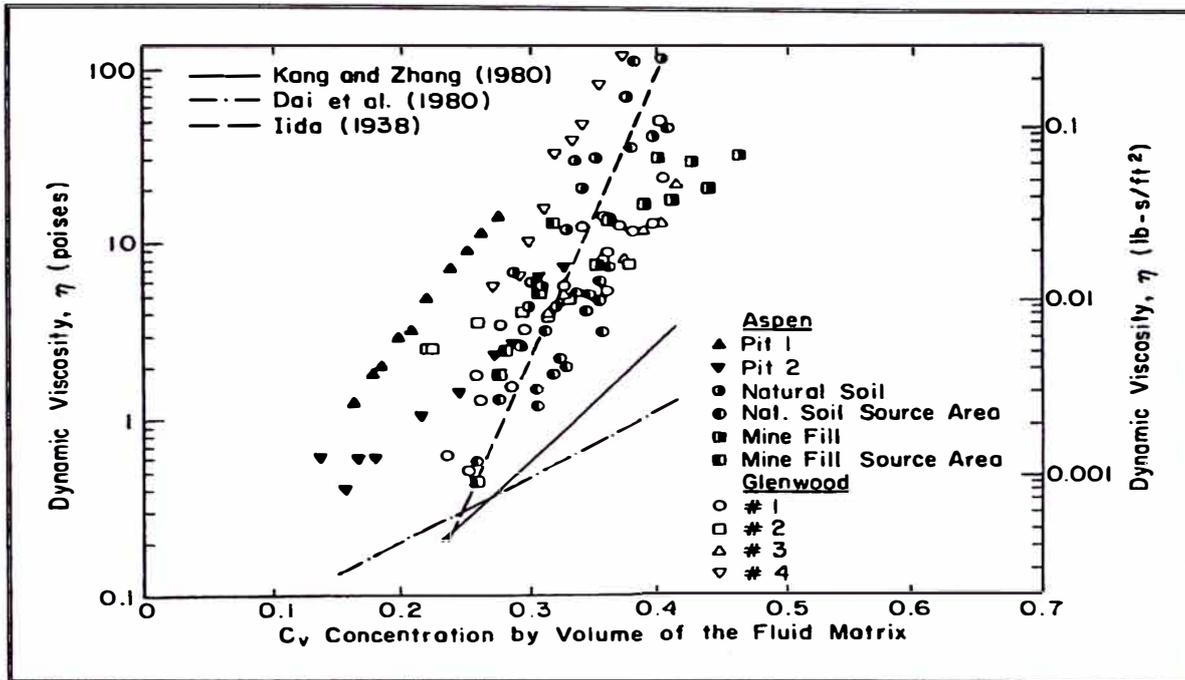


Figura 2.20. Viscosidad dinámica de muestras de flujos de lodo versus concentración de sedimentos

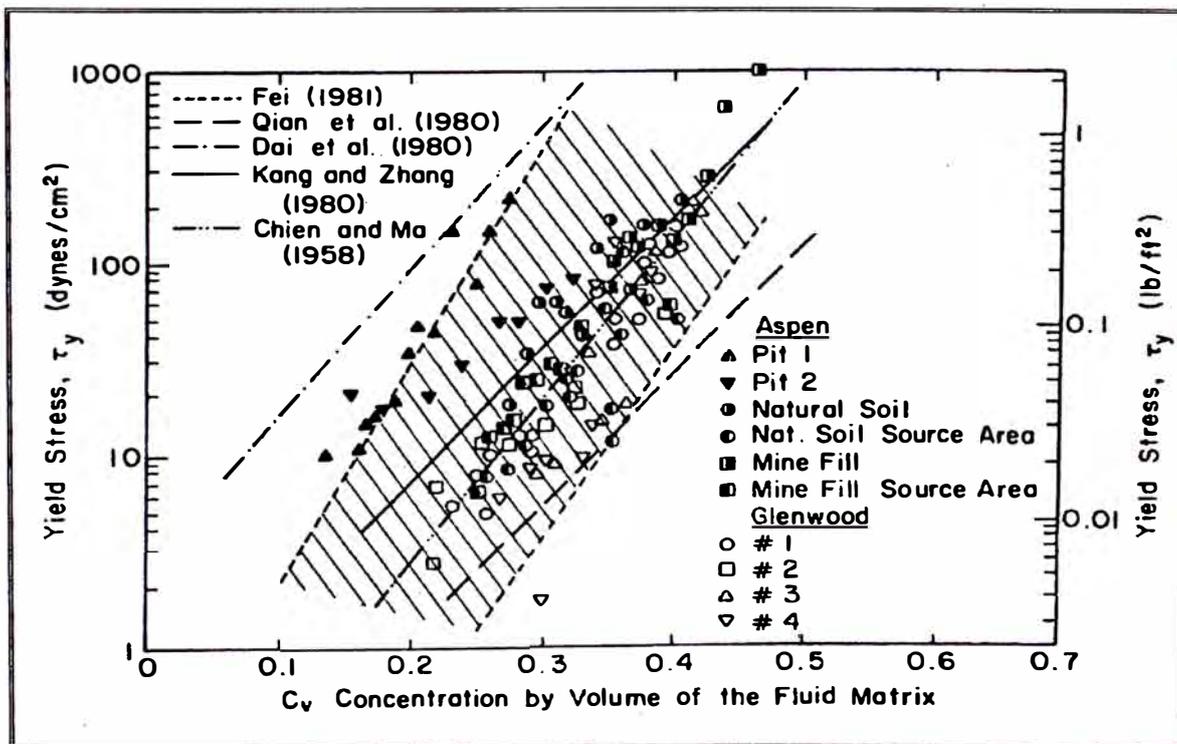


Figura 2.21. Esfuerzo de cedencia de muestras de flujos de lodo versus concentración de sedimentos

Muchos flujos de sedimento hiperconcentrado, viscosos son algunas veces referidos a ya sea flujos lodo. Los flujos de lodo son no homogéneos, no-Newtonianos cuyas propiedades del fluido varían significativamente si viajan a través de las vertientes o a través de los abanicos aluviales. El comportamiento de los flujos de lodo es una función de las propiedades de la matriz, geometría del canal, pendiente y rugosidad. La matriz fluida consiste de agua y sedimentos finos.

La viscosidad del flujo de sedimento hiperconcentrado es una función de las propiedades de la matriz fluida incluyendo la concentración de sedimentos, porcentaje y tipo de sedimentos-arcillas y temperatura del fluido. Los flujos de lodo viscosos tienen altas concentraciones de sedimento y correspondientemente altos esfuerzos de cedencia. Los parámetros de muestra de flujo de lodo en la tabla 2.10 representan un rango completo de características de flujo potencial.

Por ejemplo, las muestras de Glenwood con porcentajes bajos de arcilla tiene valores bajos de esfuerzo de cedencia en comparación de las muestras de Aspen con contenidos de arcilla altos.

Además de la revisión de literatura, la muestra de Glenwood4 nos da un mayor valor de viscosidad y los tirantes del flujo son elevados; sin embargo, la muestra de Glenwood2 nos da una menor viscosidad y los tirantes del flujo menores. Para el caso de simulaciones de flujos de lodo, la muestra de Glenwood4 nos proporciona una buena aproximación del comportamiento para altas concentraciones de sedimento (Fuente: Proyecto AVILA, Venezuela).

2.2.6 Concentración volumétrica de sedimentos

Para un evento de flujo de escombros, se estima una distribución de C_v en el tiempo partiendo de un valor cercano a 0.2 y aumentando gradualmente hasta 0.35 ó 0.45 dependiendo del tipo de sedimento de la cuenca. Si la cuenca produce flujo de lodos y escombros entonces se deben utilizar valores cercanos a 0.45. El pico de C_v debe ubicarse unos minutos antes del pico del hidrograma líquido. Una clasificación dada por O'Brien en su manual de FLO-2D se observa en la Tabla 2.11. Eventos de avenidas grandes tal como avenidas de 100 años puede contener demasiada agua para producir eventos de flujos de lodo viscosos. Eventos de lluvias más pequeñas tal como tormentas con periodo de retorno de 10 a 25 años puede tener mayor tendencia a crear flujos de lodo viscosos. La mayoría de cuencas con una historia de eventos de flujos de lodo y escombros tendrán un suministro de sedimento sustancial. Aún, tormentas muy pequeñas pueden generar oleadas de flujo de lodo.

La mayoría de flujos de lodo tienen un patrón distinto al desarrollo de una avenida. Inicialmente, agua limpia fluye de la cuenca lluvia-escorrentía hasta llegar al vértice del abanico. Esto puede ser seguido por una oleada u ondas frontales de lodo y escombros (40 a 50% concentración por volumen). Cuando el pico llega, la concentración de sedimentos promedio generalmente decrece al rango de 30 a 40% por volumen. Sobre la rama decreciente del hidrograma, las oleadas de altas concentraciones pueden ocurrir.

Tabla 2.11. Comportamiento del flujo de lodo como una función de C_v

Descripción del Tipo de Flujo	Concentración de sedimentos		Características del Flujo
	En Volumen	En Peso	
Deslizamientos	0,65 – 0,80	0,83 – 0,91	No hay flujo; falla por deslizamiento de bloques
	0,55 – 0,65	0,76 – 0,83	Derrumbe de bloques con deformación interna durante el deslizamiento, movimiento paulatino del terreno antes de fallar.
Flujos de lodo (<i>Mudflow</i>)	0,48 – 0,55	0,72 – 0,76	Flujo evidente; deslizamiento lento sostenido por el flujo de lodo; deformación plástica bajo su propio peso; cohesivo; no se expande en la superficie.
	0,45 – 0,48	0,69 – 0,72	Flujo se extiende sobre la superficie; flujo cohesivo; algo de mezcla.
Avenida de lodo (<i>Mud Flood</i>)	0,40 – 0,45	0,65 – 0,69	El flujo se mezcla fácilmente; muestra las propiedades fluidas en la deformación; distribuido en la superficie horizontal pero mantiene una superficie fluida inclinada; partículas grandes se depositan (peñones); aparecen ondas pero se disipan rápidamente.
	0,35 – 0,40	0,59 – 0,65	Deposición marcada de gravas y cantos rodados; se expande casi completamente sobre la superficie horizontal; aparece la superficie líquida con dos fases del fluido; las olas viajan en la superficie.
	0,30 – 0,35	0,54 – 0,59	Separación del agua en la superficie; las olas viajan fácilmente; la mayoría de las arenas y gravas se han sedimentado y se mueven como arrastre de fondo
	0,20 – 0,30	0,41 – 0,54	Se distinguen claramente las olas y ondas; todas las partículas descansando en el fondo en condición inmóvil.
Inundación de agua	< 0,20	< 0,41	Inundación de agua con carga suspendida convencional y arrastre de fondo.

Fuente: O'Brien (2000). Manual FLO-2D

Cuando transitamos avenidas de lodo o flujos de lodo sobre un abanico aluvial o planicies de inundación, el modelo FLO-2D conserva la continuidad para el agua y el sedimento. Para cada elemento de grilla y paso de tiempo, el cambio en los volúmenes de agua y sedimento y el cambio correspondiente en la concentración de sedimentos son calculados. Al final de la simulación, el modelo reporta la cantidad de agua y sedimento fuera del área de estudio (flujo de salida) y la cantidad de agua y sedimento remanente sobre el abanico y en el canal (flujo almacenado).

Hay varias relaciones importantes de concentración de sedimento que ayudan a definir los flujos de lodo y escombros. Estas relaciones describen la concentración de sedimentos por volumen, la concentración de sedimentos por peso, la densidad del sedimento, la densidad de la mezcla del flujo de lodo y el factor de aumento (BF). La concentración de sedimento por volumen C_v es dado por:

$$C_v = \frac{\text{volumen del sedimento}}{\text{volumen del agua + sedimento}} \quad (2.65)$$

y C_v es descrito como concentración de sedimentos por peso por:

$$C_v = \frac{C_w \gamma}{\gamma_s - C_w(\gamma_s - \gamma)} \quad (2.66)$$

donde γ = peso específico del agua y γ_s = peso específico del sedimento.

El peso específico de la mezcla de flujo de lodo γ_m es una función de la concentración de sedimento por volumen:

$$\gamma_m = \gamma + C_v(\gamma_s - \gamma) \quad (2.67)$$

Similarmente la densidad de la mezcla del flujo de lodo ρ_m es dado por:

$$\rho_m = \rho + C_v(\rho_s - \rho) \quad (2.68)$$

$$\rho_m = \frac{\gamma_m}{g} \quad (2.69)$$

2.4 Metodología del estudio

2.4.1. Búsqueda de Información bibliográfica

Como primer paso, es la búsqueda y recopilación de anteriores investigaciones. A continuación citamos, grandes fuentes de información referentes a huaycos en Paihua, que nos ha servido para conocer mejor la problemática del fenómeno.

La Agencia de Cooperación Internacional Japonés (JICA) elaboró en 1988 un Plan Maestro sobre la Prevención de Desastres en la Cuenca del río Rímac. Como parte de este trabajo, JICA estimó volúmenes de flujos de escombros generados por el Fenómeno del Niño en Marzo de 1987.

El Centro de Prevención de Desastres (PREDES) también ha elaborado varios informes referentes a la quebrada Paihua y su influencia sobre la ciudad de Matucana, a partir del huayco de 1988.

El Departamento de Geología Ambiental (INGEMMET), ha elaborado en el 2005 un estudio de riesgo geológico en la quebrada Paihua. Este informe nos ha proporcionado datos de campo y pruebas de mecánica de suelos tanto en el cono de deyección, como en el cauce principal.

El ministerio de Transporte y Comunicaciones en conjunto con la Dirección de Caminos ha elaborado un Estudio para la Rehabilitación de la Carretera Central, sector: Cupiche:Matucana. De este estudio se ha extraído la topografía de la quebrada Paihua con curvas de nivel cada 1m en un tramo de 750 metros desde la desembocadura hacia aguas arriba.

La empresa consultora CESEL S.A ha elaborado un estudio hidrológico para la quebrada Collana (quebrada adjunta a la quebrada Paihua) en la Cuenca del Río San Mateo. El estudio completo es el de Rehabilitación de Carreteras afectadas por el Niño, tramo: Quebrada Collana.

En cuanto al modelo FLO-2D y su aprendizaje, se ha obtenido el manual completo del programa vía Internet (<http://www.flo-2d.com>) y varios ejemplos aplicativos de flujos de lodo y escombros.

Básicamente, como paso inicial se ha hecho una recolección de información para proceder al trabajo de campo y finalmente realizar la respectiva simulación.

2.4.2. Trabajo de Campo

El trabajo de campo consiste, en la identificación de posibles marcas de antiguos flujos de escombros y en la identificación del tipo de muestra del mismo.

Una inspección visual en la quebrada nos ha permitido distinguir las diferentes marcas dejadas en las paredes por antiguos flujos de lodo y/o escombros. Los rasgos que se encontraron en el cauce de la quebrada Paihua en un tramo de 750 m. fueron tirantes en la parte baja y en un tramo curvo.

Un análisis adicional e importante para la calibración del modelo es la estimación del volumen de escombros depositado por el último huayco de 1983 en la ciudad de Matucana. Éste cálculo fue realizado por el geólogo canadiense Lionel Jackson, por parte, del estudio de Riesgo Geológico de Paihua, realizado por DGA-INGEMMET. El cálculo del volumen, hecho por el geólogo, se basó en fotografías aéreas antes y después del huayco, y en observaciones de campo.

Además, se han tomado muestras de campo (fuente: DGA-INGEMMET), tanto en el cono de deyección (dos muestras) como en el cauce principal (una muestra). Con todas las muestras se han realizado pruebas de mecánica de suelos como: granulometría, contenido de humedad y gravedad específica del sedimento; con el fin de definir un patrón característico para poder compararlas con muestras tipo de la literatura. Estas muestras “tipo” son muestras ya elaboradas y estudiadas, por lo tanto se conoce el rango de sus parámetros reológicos, como viscosidad y esfuerzo de cedencia:

2.4.3. Trabajo de Gabinete

El área del estudio ha comprendido un tramo de la quebrada Paihua y la desembocadura en la confluencia con el río Rímac. Se han realizado dos simulaciones para un tramo de 750 metros (de mayor detalle) y para un tramo de 2.7 km.

La topografía utilizada para el estudio consta básicamente del plano del Ministerio de Agricultura a escala 1:250000 para la delimitación de la cuenca y el cálculo de los parámetros geomorfológicos; además se tiene un plano a escala 1:500 del estudio de "Rehabilitación de la Carretera Central, sector: Cupiche-Matucana" de un tramo de 750 metros aguas arriba de la confluencia con el río Rímac y la quebrada Paihua, usado para la simulación con el FLO-2D. Y un plano a escala 1:5000 del IGN para la realización de un mapa preliminar de amenaza.

En la estimación del hidrograma líquido para la quebrada Paihua se empleó la metodología del Soil Conservation Service (SCS) con un hidrograma sintético de tormenta de 24 horas de duración del tipo I que corresponde a inviernos húmedos y veranos secos. Además para el cálculo del tiempo de retardo (t_{lag}) se ha utilizado la ecuación de Horner y Flynt (1934) que compromete tan solo parámetros geomorfológicos.

El valor de la curva número (CN) se ha calculado empleando la misma metodología de la hidráulica fluvial con un resultado de CN igual a 79 para la quebrada. El rango de CN analizado es de 79 a 85 como valor extremo. Finalmente con éste conjunto de datos se simula el proceso de precipitación-escorrentía con el software HEC-HMS.

Una vez obtenida la topografía y el hidrograma líquido, además de los resultados de pruebas de mecánica de suelos para las muestras extraídas de la quebrada, se procede al ordenamiento de información e ingreso de datos en el modelo FLO-2D.

Una vez identificada el tipo de muestra con muestras tipo de la literatura. Se procede al ingreso de datos al modelo, tal como viscosidad, esfuerzo de cadencia, gravedad específica del sedimento y un parámetro de resistencia al flujo laminar. Toda ésta información ha sido obtenida de tablas encontradas en el manual del FLO-2D.

Para la etapa de calibración del modelo matemático se compara el volumen de escombros estimado en campo con el volumen reportado por el modelo. Esta aproximación se obtiene variando el parámetro de la concentración de sedimentos (C_v) en los datos de entrada al modelo. Por otro lado se compara los tirantes del modelo con los rastros o marcas encontradas en la quebrada.

CAPITULO 3

DESCRIPCIÓN DEL AREA DE ESTUDIO

Para el modelamiento de la quebrada es necesario caracterizar y definir las propiedades más importantes que pueden intervenir en el análisis de los flujos de escombros. A continuación describiremos la topografía de la zona, su hidrología con el cálculo del hidrograma de avenida y su geología acompañado con algunos estudios de suelos.

CARACTERIZACION TOPOGRÁFICA

3.1.1 Ubicación Geográfica, Extensión, Límites

La microcuenca de Paihua o Llanahualla, está ubicada en el distrito de Matucana, Provincia de Huarochirí, Departamento de Lima, ubicada geográficamente en la región Costa en las coordenadas $76^{\circ}22'35''$ y $76^{\circ}24'07''$ de longitud Oeste del Meridiano de Greenwich; $11^{\circ}46'38''$ y $11^{\circ}50'20''$ de latitud Sur.

Esta microcuenca pertenece a la Cuenca hidrográfica del Pacífico y confluye al río Rímac por su margen derecha, frente a la ciudad de Matucana (ver Figura 3.1).

La extensión que posee esta microcuenca es de 15.5 km^2 con una longitud de cauce principal de 7 km aproximadamente (ver Plano No.1). Los límites son:

Por el Oeste con el cerro Yerbabuena,
Por el Norte con el cerro Pachina,
Por el Este con las alturas de Ayauca,
Y por el Sur con el río Rímac.

Esta microcuenca tiene una altitud mínima de 2400 m.s.n.m y una máxima de 4760 m.s.n.m. Su longitud de eje del cauce principal es de 7 km y presenta una pendiente promedio de 39%.



Figura 3.1. Ubicación de la ciudad de Matucana

3.1.2 Características Geográficas

Peñaherrera; menciona que en las partes altas de la microcuenca, por encima de los 4000 m.s.n.m. las heladas nocturnas se presentan durante todo el año; todo lo contrario se observa en el valle principal, donde las condiciones térmicas son diferentes pues se trata de una zona templada.

Durante la época de lluvias, espesas neblinas cubren las vertientes y se desencadenan a veces en violentas tempestades eléctricas y precipitaciones como resultado de fenómenos locales de convección.

La vegetación es abundante a finales del período lluvioso, pero muy escasa durante la etapa seca. La agricultura, se caracteriza por cultivos intensivos de alfalfa, maíz, habas, alverjas, eucaliptos y otros productos, hasta

aproximadamente los 3600 m.s.n.m. Más arriba sólo se cultivan papa y cebada, hasta más o menos 4000 m.s.n.m.

Un 25% de la microcuenca está ubicada por debajo de los 3400 m.s.n.m.; en esta zona, durante el invierno, las heladas se presentan en forma esporádica, por lo tanto las heladas no constituyen fenómenos habituales. Además, los campos cultivados se hallan en terrazas escalonadas. Algunos de estos terrenos agrícolas se ubican sobre las riberas del lecho torrencial y se erosionan violentamente en algunos sectores favorecidos por la infiltración de las aguas de irrigación.

Otro 25% de la microcuenca se encuentra entre los 3400 m.s.n.m. y 3800 m.s.n.m.; caracterizada por ser zona de la papa y cebada principalmente. La agricultura en esta área se realiza sobre las vertientes, cultivándose en un terreno hasta 20° de pendiente por lo que al llegar el período de lluvias los suelos son severamente erosionados.

Casi un 50% de la microcuenca está sobre los 3800 m.s.n.m.; en esta zona la humedad de las infiltraciones y puquios forman pequeñas áreas más o menos pantanosas, ubicadas en las quebradas de Shellapuquio y Carnicero.

3.1.3 Esquema de la quebrada

La microcuenca consta de tres partes que la distinguen: Una zona de recepción o recolección formada por las vertientes que se hallan por encima de los 3400 m.s.n.m., ésta área funciona como un embudo que capta las lluvias veraniegas.

Luego aguas abajo se tiene el canal de escurrimiento definido entre los 3400 m.s.n.m. y los 2500 m.s.n.m. Este tramo colecta todas las aguas provenientes de las vertientes. Las quebradas tributarias tienen una fuerte pendiente, lo que provocan que posteriormente los materiales sean acarreados y conducidos por el canal principal, aumentando la capacidad de transporte de la quebrada. Por lo tanto en esta zona, el huayco toma su mayor fuerza y volumen.

Finalmente el canal de desagüe principal se abre en un plano de explayamiento conocido como, cono de deyección; en la cual se depositan las acumulaciones de materiales transportados del resto de la cuenca.

3.1.4. Descripción de las Vertientes

Según Peñaherrera, a 3600 m.s.n.m., en la zona de Moya, se unen las vertientes de Shellapuquio y Carnicero (ver Figura 3.2), dando origen a la quebrada de Paihua. Los afluentes que alimentan e incrementan el caudal de Paihua, se ubican hacia la margen derecha, siendo las principales, las quebradas de Mantoclla, Huashancocha y Mancho; todos ellos desembocan por encima de los 3400 m.s.n.m. Existe además una densa red de thalwegs secos que sólo funcionan cuando se producen grandes lluvias. Por lo tanto el thalweg de la quebrada de Paihua considerando su origen en las nacientes de Shellapuquio, tiene su nacimiento a 4600 m.s.n.m, y su desembocadura en el río Rímac a 2374 m.s.n.m.

Las aguas que descienden desde las vertientes realizan intensa erosión lineal que han originado el entalle de numerosos thalwegs con profundidades de 1 a 2 m. Tienen poco ancho, pero en el momento que las lluvias entran en funcionamiento, se cargan con derrubios incrementando la capacidad de las aguas, que pueden erosionar entonces violentamente el fondo morrénico del valle.

La quebrada de Shellapuquio, que lleva agua durante todo el año, tiene su origen en afloramientos de aguas subterráneas que forman el Puquio de Shellapuquio. Sus aguas se infiltran en la puna y circulan por las rocas volcánicas y materiales morrénicos que afloran en la microcuenca de paihua. La quebrada desciende una longitud de 2 km. con dirección N-SE hasta confluir con la quebrada de Carnicero. Tiene una pendiente de 56% y su lecho discurre sobre materiales morrénicos a los que erosiona lateralmente originando caída de bloques rocosos de hasta 4 metros de altura y arrastrando gran cantidad de

arcilla. Esta quebrada fue la que originó el huayco de 1959 que destruyó Matucana.

La quebrada Carnicero, el primer tramo de la quebrada Paihua, que confluye con Shellapuquio, discurre siguiendo una línea de contacto entre la roca y los materiales morrénicos. Esta quebrada fue la que originó el huayco de 1968.

La quebrada Mantoclla, discurre también por un lecho de morrenas ubicadas al oeste de Shellapuquio. La quebrada erosiona violentamente sus riberas, donde algunos campos cultivados ubicados en la zona, favorecen la erosión de las aguas y la caída de grandes paquetes de material. Igual ocurre en la quebrada de Huashancocha y Mancho. Ambas poseen fuertes pendientes y su acción erosiva es intensa.

El eje principal o zona distal de la quebrada Paihua tiene su inicio a las alturas del pueblo de Paihua y Allauca, a la cota de 3050 m.s.n.m. aproximadamente. En este tramo el huayco toma importante carga con una pendiente de 24%, en una longitud de 2.7 Km hasta llegar a la desembocadura con el río Rímac. Según la geomorfología de la zona, en este tramo se produce un aporte de material de sedimentos, debido a que se trata de una zona de erosión de riberas (derrumbes).

Este tramo de la quebrada será simulado por el FLO-2D como un escenario, para posteriormente interpretar y analizar sus resultados.

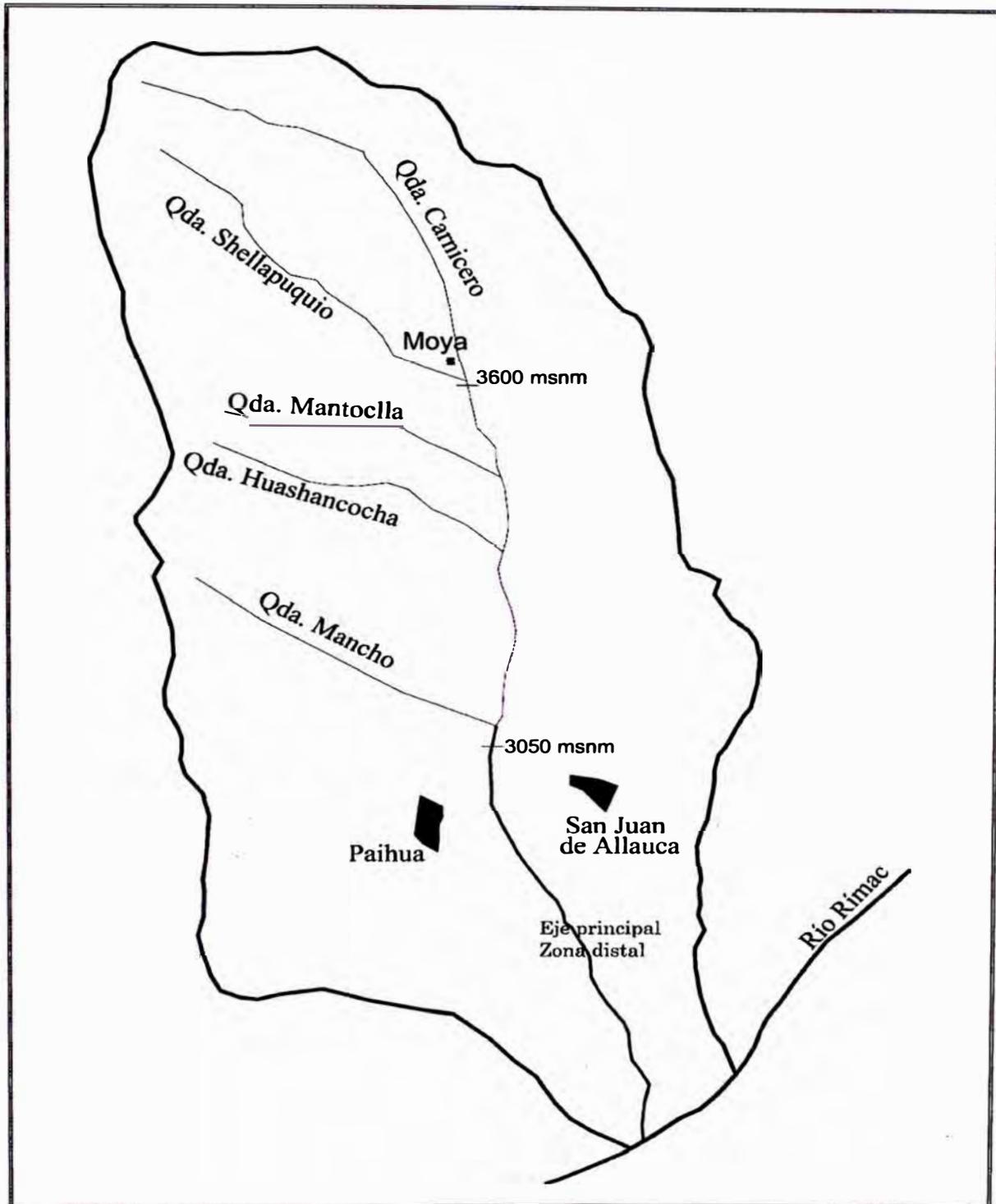


Figura 3.2. Vertientes principales de la quebrada Paihua

3.1.5 Lecho del Torrente

A partir de Moya, considerando las características morfológicas del thalweg pueden distinguirse tres sectores en el lecho de Paihua. Se hace mención que los sectores superior y medio, forman parte del canal de escurrimiento del torrente.

a. Sección superior del lecho.

Entre Moya a 3600 m.s.n.m. y la cota de 3400 m.s.n.m. se presenta un lecho encajonado, rocoso con sectores rellenos de sedimentos. Es la zona donde los afluentes de Mantoclla, Huashancocha y Mancho desembocan al thalweg principal.

En este tramo existe una serie de rupturas de pendiente cuando afloran las rocas. Hay importante erosión lateral que origina caída de paquetes que a veces llevan rocas de dimensiones variadas produciendo un lecho cubierto por grandes bloques rocosos.

b. Sección media del lecho

Entre los 3 400 m.s.n.m y 2 600 m.s.n.m, con una longitud de 2.80 km., el lecho se entalla entre profundos barrancos con paredes casi verticales, con lecho rocoso y con numerosas rupturas de pendientes que en conjunto presentan un aspecto escalonado, con desniveles de hasta 10 m, predominando aquellas de 1 a 2 m. Estas rupturas de pendiente en "escalones", originan pequeñas cataratas y por acción de los remolinos que se forman provocan una violenta erosión en las riberas constituidas por materiales de depósito.

El agua erosiona lateralmente y luego se produce la caída de enormes paquetes de hasta 10 y 20 m de espesor, iniciando derrumbes en cadena que afectan las vertientes. En numerosos sitios, los derrumbes provocados por la erosión lateral del torrente se incrementan con la existencia de filtraciones que afloran en las riberas, originando increíbles deslizamientos por la superficie que

abarcan. Cuando la erosión de ambas riberas se producen al mismo tiempo o en cortos intervalos originan represamientos del thalweg que son sumamente peligrosos, porque forman lagos de barreras inestables que luego se vuelcan con gran violencia, originando notable erosión y transporte de escombros rocosos que se hallan a lo largo del lecho y de las riberas.

El lecho rocoso con pendiente promedio de 10° se encuentra lleno de materiales caídos desde las vertientes, bloques rocosos de dimensiones variadas, muchos de los cuales ocupan totalmente el thalweg, así como guijarros, arenas gruesas, etc.

El thalweg se encuentra obstruido en varios sitios y el escaso volumen de agua que conduce el torrente pasa por debajo de las rocas, troncos de eucaliptos y cimientos que ocupan el lecho. La ubicación de estas obstrucciones esta en la zona del camino que une Paihua con Allauca.

Al concluir el lecho rocoso una ruptura de pendiente del orden de los 15 mts, forma una pequeña catarata que origina remolinos en su base, los mismos que erosionan violentamente la ribera derecha. Es uno de los tantos lugares donde un posible huayco toma importante carga.

Existe soliflucción (flujo de suelo que consiste en un desplazamiento que afecta a una masa de fango desplazada sobre un basamento estable) en tres sectores: dos de ellos provocados por afloramientos de aguas subterráneos y el tercero debido a la fijación de un canal. Las filtraciones de agua que ocasionan derrumbes y soliflucción, parecen estar guiadas por líneas de fracturas que son observadas en campo.

Sobre las vertientes, campos de cultivo aprovechan las pequeñas áreas más o menos planas que existen. Gran cantidad de piedras cubre el lecho de este sector.

A lo largo de esta sección media del thalweg, la erosión de las vertientes es generalizada pero con intensidad variable de un sitio a otro. Grandes bloques

rocosos se observan en equilibrio inestable sobre las vertientes y dentro los materiales que se deslizan. Estos bloques constituyen serios problemas para toda obra de defensa que se intente.

c. Sección inferior.

Entre la cota 2 600 m.s.n.m. y la desembocadura del torrente en el Rímac. El lecho se encuentra con un ancho que varía entre 5 y 10 m. El fondo del lecho esta cubierto por arenas gruesas y guijarros; es permeable, lo que motiva durante la estación sin lluvias, la infiltración del pequeño caudal de agua que corre por el curso medio durante la estación seca. Se observa fácilmente que existe sub-escurrimiento.

Las riberas se erosionan por paquetes. Existen también en el fondo, numerosos bloques rocosos con dimensiones que llegan hasta 9x9x4 m. En esta zona, existen algunos cambios bruscos en la dirección del lecho, semejando formas meándricas que originan gran erosión en la ribera cóncava. Además a un 1 km. aguas arriba de la desembocadura se ubica una pared rocosa de 53° de pendiente con 5 m de alto que forma una caída de agua. Este cambio brusco en la pendiente proporciona mayor energía al flujo de escombros.

El lecho se ensancha progresivamente de 12 m. a 120 m. en la desembocadura del torrente y forma un ángulo de 58° con el río Rímac.

3.2 CARACTERIZACION HIDROLOGICA

3.2.1 Generalidades

El clima en la elevación de Matucana es templado y seco con temperaturas máximas diarias que varían de 27 °C durante el verano (diciembre - marzo) a 19 °C durante el invierno (junio - septiembre) (Fuente: SENHAMI). La temperatura disminuye a mayor altitud, por ejemplo temperaturas bajo cero ocurren durante la noche en elevaciones sobre los 4300 m.s.n.m. aproximadamente. La

precipitación total anual en promedio es de 239 mm. en Matucana. Aproximadamente el 70% de esta precipitación cae entre enero y marzo.

La aridez del área es debido al viento húmedo de este a oeste del Océano Atlántico que es interceptado por los Andes Centrales. Sin embargo, los patrones de precipitación son activados por acontecimientos climáticos como el Fenómeno del Niño (FEN) en el Océano Pacífico. Durante estos acontecimientos el aire húmedo del Océano Pacífico al oeste, puede mover hacia el este (llegando a los Andes Occidentales) fuertes lluvias que comúnmente provocan la actividad de derrumbamiento incluyendo flujos de escombros (Kuroiwa, 2002).

3.2.2 Parámetros Geomorfológicos.

En la tabla 3.1 se observan los parámetros geomorfológicos estimados para la quebrada Paihua. Además a continuación se presentan los gráficos de la curva hipsométrica, del histograma de frecuencias y el perfil longitudinal

- Curva Hipsométrica.

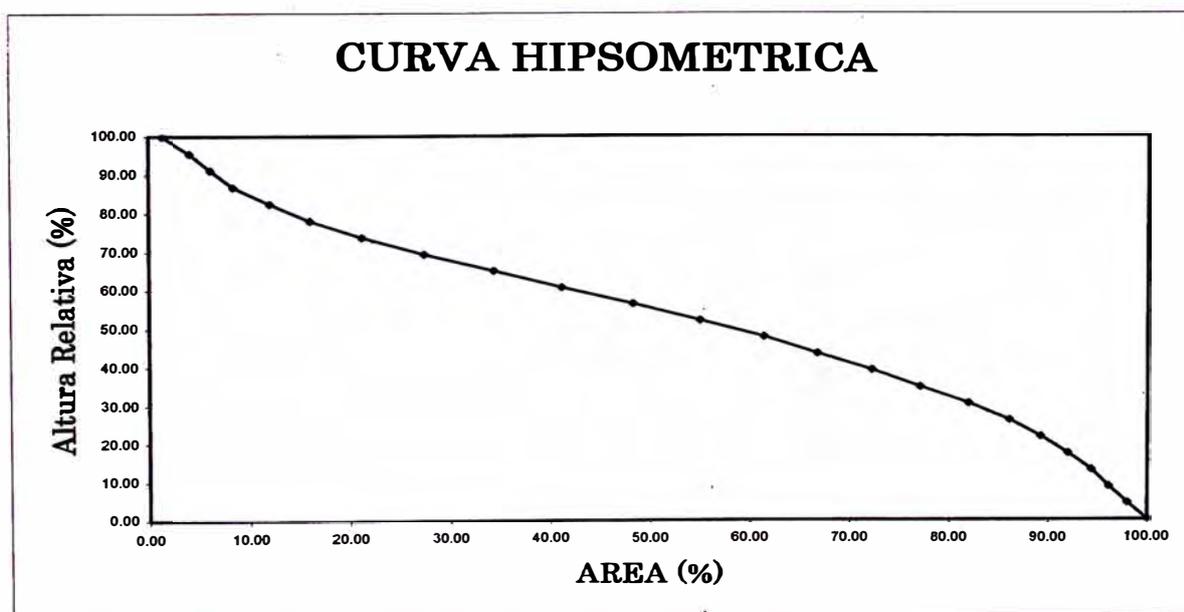


Figura 3.3. Curva hipsométrica de la quebrada Paihua

Histograma de frecuencias altimétricas.

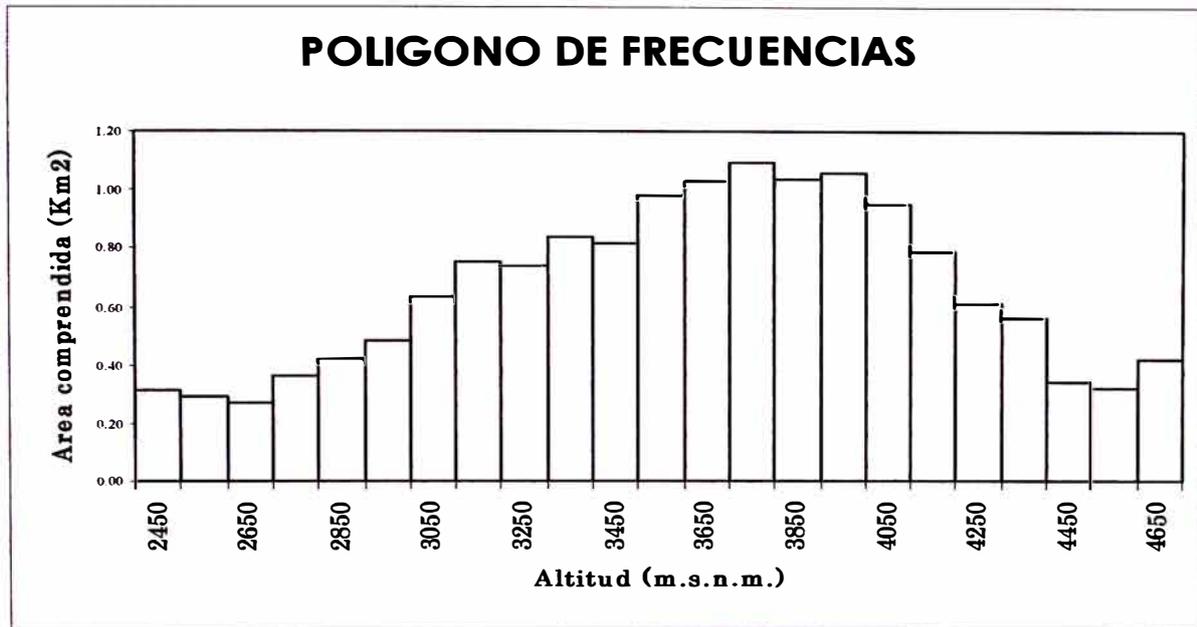


Figura 3.4 Histograma de frecuencias altimétricas de la quebrada Paihua

Perfil altimétrico del cauce principal y su pendiente promedio.

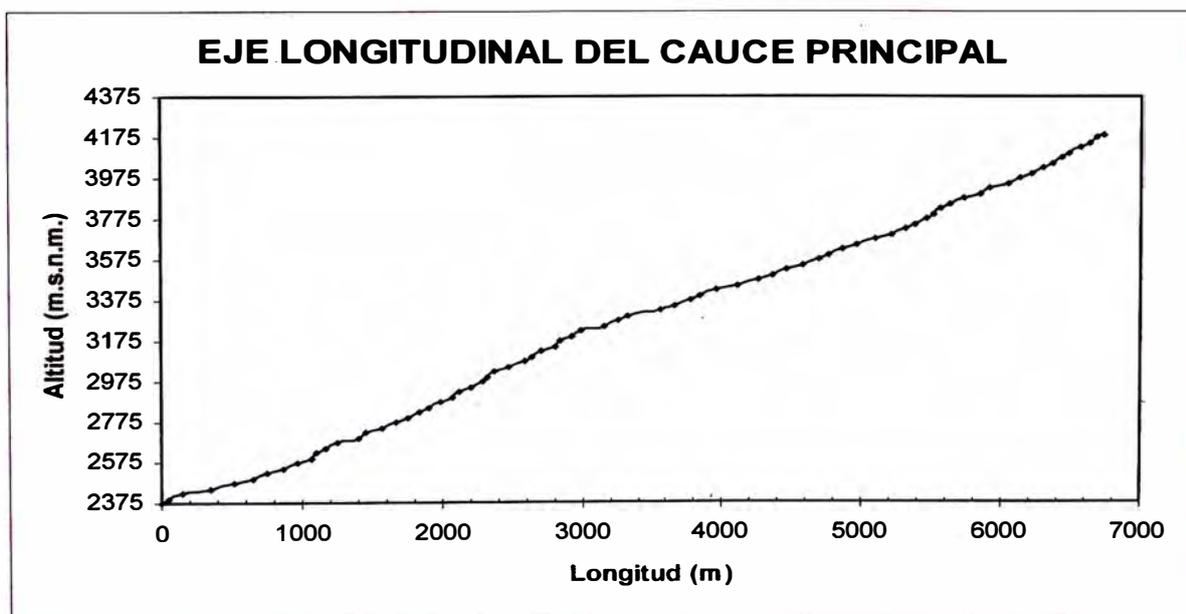


Figura 3.5. Eje longitudinal del cauce principal de la quebrada Paihua

Tabla 3.1 Cuadro resumen de las características morfológicas (Paihua)

CARACTERISTICA	FORMULA	RESULTADO Y COMENTARIO
Area (A)		15.50 km ² (cuenca pequeña)
Longitud del cauce (L)		7.0 km. (longitud del cauce principal)
Perímetro (P)		17.43 Km.
Parámetros de Forma de la Cuenca		
Factor Forma de Horton	$R_f = \frac{A}{L^2}$	Rf = 0.34
Índice de Gravellius	$I_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$	Ic = 1.24 (cuanto más cercano es a 1.0, presenta una forma circular)
Razón de Circularidad	$R_{ci} = \frac{4\pi A}{P^2}$	Rc = 0.63
Parámetros relativos al relieve		
Relación Hipsométrica	$R_h = \frac{S_s}{S_i}$	Rh = 0.87 (se aproxima a 1.0, curva de fase madurez y de actividad de erosión media)
Polígono de frecuencias		La mayor área queda comprendida entre las cotas 3200- 4200 m.s.n.m.
Altura promedio	$H = \frac{S_i}{A}$	La elevación media de la microcuenca es de 3609 m.s.n.m.
Pendiente Promedio		39%

Una de las características más notable de la quebrada Paihua, en comparación con las quebradas vecinas, es el definido cauce encajonado con taludes casi verticales y una elevada pendiente a lo largo de todo su recorrido (ver Figura 3.6). Se observa la quebrada adyacente denominada Collana, que ha sido estudiada por el Ministerio de Transporte para la construcción del puente del mismo nombre. Por la cercanía a nuestra quebrada se puede establecer una semejanza hidrológica.

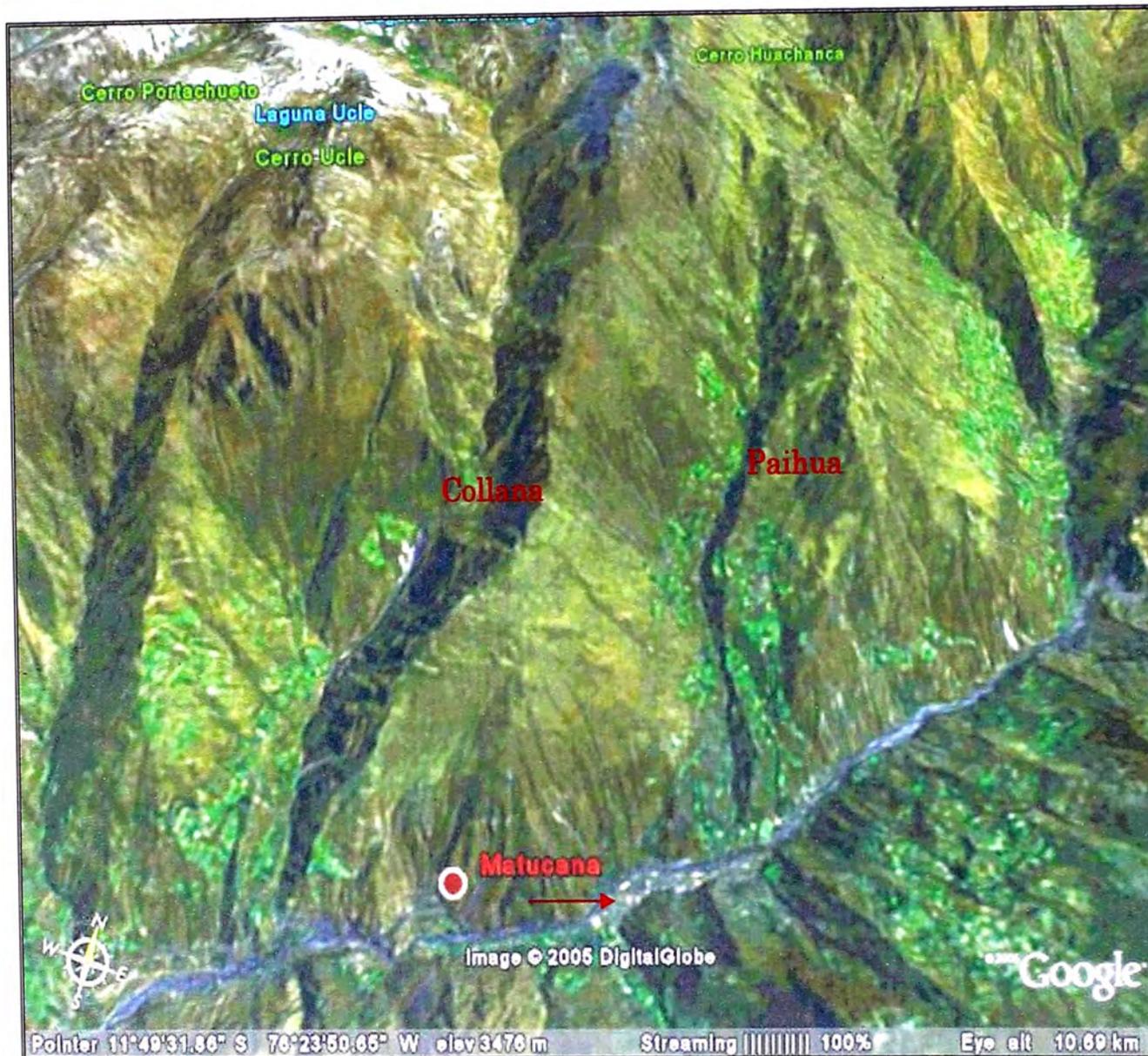


Figura 3.6. Imagen Satelital de las quebradas Collana y Paihua

3.2.3 Precipitación máxima de 24 horas (P_{24})

La empresa consultora CESEL Ingenieros S.A. efectuó un estudio hidrológico para la quebrada Collana (quebrada adyacente a la quebrada Paihua) obteniendo isoyetas para tiempo de retorno (T_r) de 20, 50 y 100 años para la Cuenca del Río San Mateo. Esta información ha sido utilizada para obtener la precipitación máxima de 24 horas correspondiente a la quebrada Paihua. La información pluviométrica que se utilizó en ese estudio fueron registros históricos de precipitación máxima de 24 horas, pertenecientes a las entidades SENAMHI y ELECTROANDES.

La ubicación de las estaciones empleadas por el estudio de CESEL S.A, son las siguientes:

Tabla 3.2 Ubicación de las estaciones metereológicas

Estación	Cuenca	Altitud m.s.n.m.	Latitud	Longitud
Sta. Eulalia	Rímac	1030	11°54'	76°40'
Matucana	Rímac	2378	11°50'	76°23'
Autista	Rímac	2250	11°44'	76°37'
Carampoma	Rímac	3272	11°39'	76°31'
San José de Parac	Rímac	3800	11°48'	76°15'
Chalilla	Lurín	4050	11°56'	76°20'
Mina Colque	Rímac	4600	11°35'	76°29'
Milloc	Rímac	4400	11°34'	76°21'
Casapalca	Rímac	4191	11°37'	76°13'
Marcapomacocha	Mantaro	4413	11°24'	76°20'
San Cristobal	Mantaro	4710	11°44'	76°03'
Morococha	Mantaro	4505	11°38'	76°06'
Pomacocha	Mantaro	4317	11°42'	76°07'
Casaracra	Mantaro	3800	11°27'	75°57'
La Oroya	Mantaro	3780	11°29'	75°55'
Yauricocha	Mantaro	4650	11°58'	75°54'
Curipata	Mantaro	3900	11°36'	75°59'
Huascacocha	Mantaro	4370	11°35'	76°05'

El análisis de la información pluviométrica, se basó en un análisis de frecuencias de eventos hidrológicos máximos, aplicables a caudales de avenida y precipitaciones máximas. La información pluviométrica fue procesada por medio de un análisis probabilístico. Se efectuó las distribuciones de frecuencia más usuales: Distribución Normal (N), Distribución Gumbel (EV1), Distribución Log

Normal de 2 parámetros (LN), Distribución Log Normal de 3 parámetros (3LN) y Distribución Log Pearson III (LP3). En el estudio hidrológico para la quebrada Collana de CESEL S.A, se encontró como mejor distribución de ajuste la de Log Pearson III (LP3), generalizándose ésta para todas las estaciones. Finalmente, se obtuvieron los resultados de precipitación máxima en 24 horas (Tabla 3.3) para diferentes periodos de retorno:

Tabla 3.3. Precipitación máxima en 24 horas (mm) - Cuenca San Mateo

Estaciones	P ₂₀	P ₅₀	P ₁₀₀
Matucana	36.30	42.90	48.00
Milloc	52.30	61.70	69.20
Casapalca	57.40	73.40	88.00
Carampoma	35.90	38.10	39.40
Chalilla	43.90	47.00	49.00
Marcapomacocha	61.90	77.10	90.40
Mina Colque	32.30	37.50	41.50
San José de Parac	44.60	55.90	65.70
Autista	29.40	36.20	41.70
Sta. Eulalia	29.40	34.00	38.30
San Cristóbal	42.00	47.40	51.30
Morococha	52.50	54.90	81.80
Pomacocha	49.50	58.20	60.30
Huallacocha	51.00	55.90	60.00
Casaracra	41.20	46.50	50.50
La Oroya	40.60	50.40	58.20
Curipata	53.00	63.90	72.50
Yauricocha	37.30	41.40	44.50

De la tabla anterior, se puede apreciar que para un tiempo de retorno de 100 años se registra una precipitación máxima de 90mm en la Cuenca del río San Mateo.

Con esta información se procedió a dibujar las Isoyetas para períodos de retorno de 20, 50 y 100 años (ver Plano No.02). La metodología empleada por el estudio de CESEL S.A para el trazado de las isoyetas fue la siguiente:

- En el plano de la cuenca, conteniendo la ubicación de las diferentes estaciones pluviométricas, con sus respectivas valores de precipitación (precipitación máxima en 24 horas para un período de retorno dado), se realiza un a interpolación lineal y se determina los puntos de precipitación entera (50 mm, 60 mm, etc). Unimos los puntos de igual precipitación y se obtiene las isoyetas iniciales.
- Debido al proceso geométrico se hace necesario realizar una corrección, teniendo en cuenta los siguientes aspectos cualitativos: el efecto del viento se ha tenido en cuenta, debido a que los vientos para el valle del río Rímac ascienden del Océano Pacífico hacia los Andes (dirección Oeste-Este). La segunda fuente cualitativa lo constituye las áreas con vegetación, áridas y hasta nevados. Esta información permite aumentar la densidad de curvas en zonas con vegetación y bajarla en zonas áridas. Así también en zonas de nevados deben pasar las isoyetas de alta precipitación.

Según los mapas de isoyetas, superponiendo las isoyetas sobre el área de la cuenca Paihua se obtiene en forma ponderada la precipitación promedio en el área drenante máxima para un determinado período de retorno.

En resumen las precipitaciones máximas en 24 horas para tiempos de retorno de 20, 50 y 100 años correspondientes a la quebrada Paihua son:

Tabla 3.4. Precipitación máxima en 24 horas (Quebrada Paihua)

Tr (años)	P₂₄ (mm)
20	38.21
50	47.5
100	50.27

Celdas de Precipitación concentrada

Se llaman celdas de precipitación concentradas, a aquellas lluvias puntuales que caen localmente sobre una zona específica y producen huaycos. Esta lluvia no es registrada por las estaciones meteorológicas debido a que se trata de un fenómeno local e instantáneo.

Para la modelación del flujo de escombros se tiene que estimar la celda de precipitación concentrada para el cual se produciría el huayco en la quebrada Paihua. Esta precipitación se va a estimar por medio de las precipitaciones máximas de los registros históricos en la cuenca del río Rímac. Estas precipitaciones máximas de 24 horas fluctúan desde los 80-90mm como se mencionó anteriormente para un tiempo de retorno de 100 años.

Para el cálculo del hidrograma de avenida, tomaremos como precipitación máxima de 24 horas (P_{24}) la de 90 mm. Con este valor máximo nos estamos dando el factor de seguridad necesario para este tipo de análisis.

3.2.4 Cálculo del Tiempo de retardo (t_{lag}).

Para el cálculo del tiempo de retardo, tomaremos de la Figura 2.17 (Capítulo 2) la ecuación correspondiente al valor de K_n más desfavorable, este valor corresponde a K_n igual a 0.073.

Tabla 3.5. Cálculo del Tiempo de retardo para la quebrada Paihua

CARACTERÍSTICA	FORMULA	RESULTADO
Longitud del cauce principal	L	6.7 Km (4.16 mi)
Longitud de la desembocadura al C.G	L_{ca}	3.8 Km (2.36 mi)
pendiente promedio del curso de agua	S	39% (2063.7 pies/mi)
Factor	K_n	0.073
Tiempo de retardo	$L_g = 26K_n \left(\frac{LL_{ca}}{S^{0.5}} \right)^{0.33}$	1.2 horas

3.2.5 Descripción del Uso de Tierras y Cálculo del Número de Curva (CN).

Anteriormente se han realizado estudios de uso de suelos en la quebrada Paihua. A continuación citaremos 2 fuentes para el cálculo del número de curva (CN).

Según el Estudio de “Plan de Manejo y Estudios de Factibilidad ambiental de la cuenca del Río Rímac” realizado por la Asociación. Louis Berger Internacional, Tropical Research & Development, ECSA Ingenieros; la microcuenca Paihua presenta los siguientes usos actuales del suelo (ver Tabla 3.6):

Tabla 3.6. Usos actuales de suelos para la quebrada Paihua (I)

USOS DE SUELOS	%
Vegetación Estacional (Herbácea-Arbustiva)	13.66
Pasturas naturales permanentes tipo pajonal (cobertura<50%)	58.92
Área Urbana	0.39
Áreas Agrícolas de valles	0.29
Bosques naturales	0.65
Suelos desnudos (afloramientos líticos)	0.73
Tierras de laderas intervenidas agricolamente	19.99
Vegetación herbácea permanente tipo pajonal (cobertura<20%)	2.48
Vegetación herbácea permanente tipo pajonal	2.89

Otra clasificación referente al uso de suelo para la quebrada Paihua, se obtuvo de la tesis de “Estudio de la Micruenca Llanahuallla”, por el Ing. Retamozo (UNALM). Las unidades encontradas en la microcuenca Paihua son:

Tabla 3.7 Usos actuales de suelos para la quebrada Paihua (II)

USOS DE SUELOS	%
Tierras agrícolas bajo riego	8.39
Tierras agrícolas de secano	6.16
Pastos naturales	68.84
Tierras improductivas	16.61

Asignando un tipo de suelo hidrológico “B” (característico para la quebrada), y multiplicando los porcentajes de uso de suelos por su respectivo número de curva correspondiente (usando la tabla 2.7, Capítulo 2), se obtiene un valor ponderado de CN igual a 79.

En el cálculo del hidrograma líquido se empleará el valor del número de curva (CN) igual a 79, y la denominamos “curva calculada”. Otro cálculo a realizar, es considerando la situación más desfavorable con un valor de CN igual a 85, a esta curva la denominamos “curva extrema”. Hacemos nota que el valor de CN igual a 85 no corresponde a la quebrada Paihua.

3.2.6 Hidrograma de avenida líquido (Inflow).

Para la estimación del hidrograma de avenida, utilizaremos como apoyo el modelo hidrológico HEC-HMS. La razón por la cual hemos elegido este software es debido a que se trata de un programa de uso libre y reconocido en otras partes del mundo. Además el ingreso de datos es sencillo y muy fácil de interpretar.

Para el cálculo del hidrograma de avenida se empleará la metodología del Soil Conservation Service (SCS) debido a que es uno de los métodos más sencillos para el cálculo de un Hidrograma de avenida. Además se utilizará tormentas hipotéticas para 24 horas provenientes de investigaciones en los Estados Unidos.

Para el inicio del modelamiento con el software mencionado se requiere la especificación de 3 conjuntos de datos:

- Modelo de Cuenca
- Modelo Meteorológico
- Especificaciones de Control

a. Modelo de Cuenca

Contiene los parámetros de los elementos hidrológicos como por ejemplo: sub-cuencas, tramo de cauce, convergencias, reservorios, fuentes y sumideros.

El primer paso es dibujar el esquema hidrológico a simular. Los elementos utilizados para definir nuestra microcuenca son: sub-cuenca (subbasin), cauce (reach) y la confluencia (junction). Véase Figura 3.7.

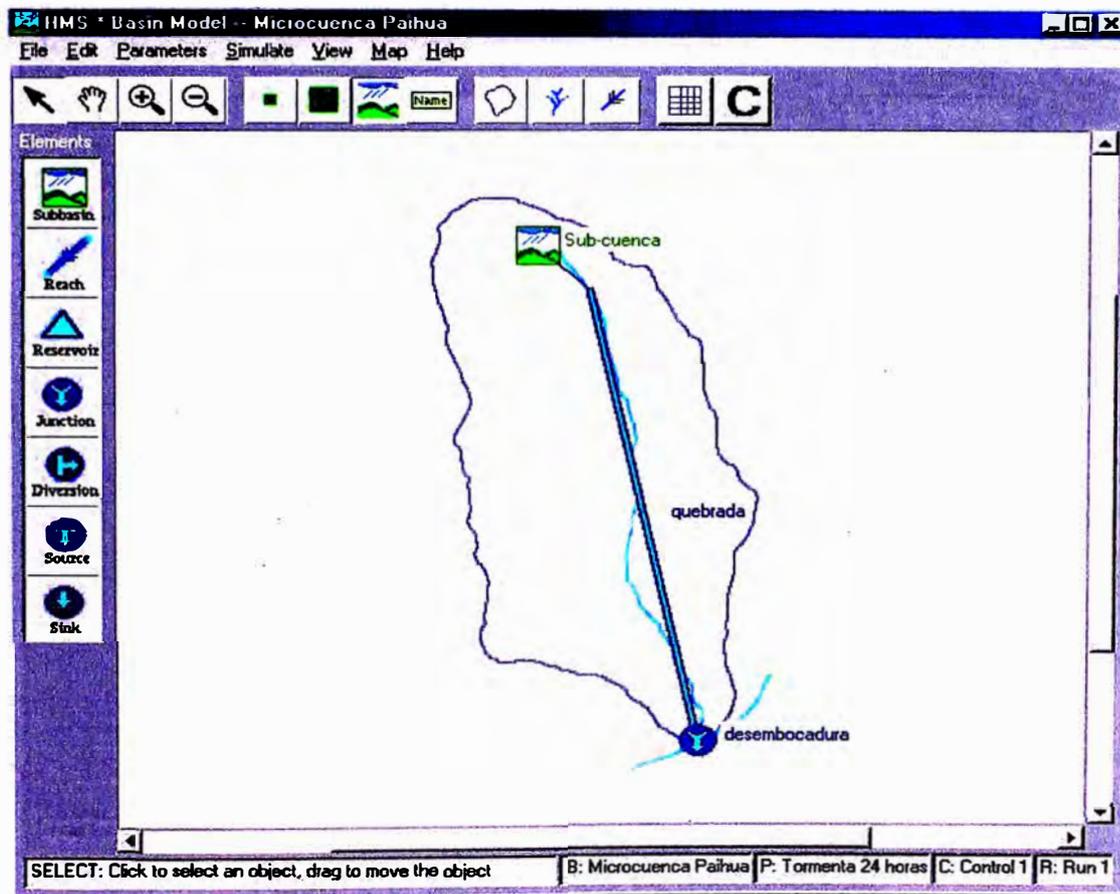


Figura 3.7. Modelo de Cuenca

Como datos adicionales debemos completar las características de la subcuenca y la metodología de análisis para el cálculo del hidrograma.

Se utilizará el método SCS para abstracciones, para estimar la pérdida inicial, debido a que depende solo de una variable conocida CN. La pérdida inicial (mm)

es igual a $0.20 \times (25400 - 254CN) / CN$ (ver Figura 3.8). El valor de pérdida inicial en el HEC-HMS se calcula por defecto para el método de SCS.

Adicionalmente emplearemos el hidrograma unitario adimensional de SCS, para el cálculo del hidrograma sintético cuyo dato de entrada depende del tiempo de retardo (t_{lag}) calculado en el ítem 3.2.4 (ver Figura 3.9). Además, no se considerará flujo base.

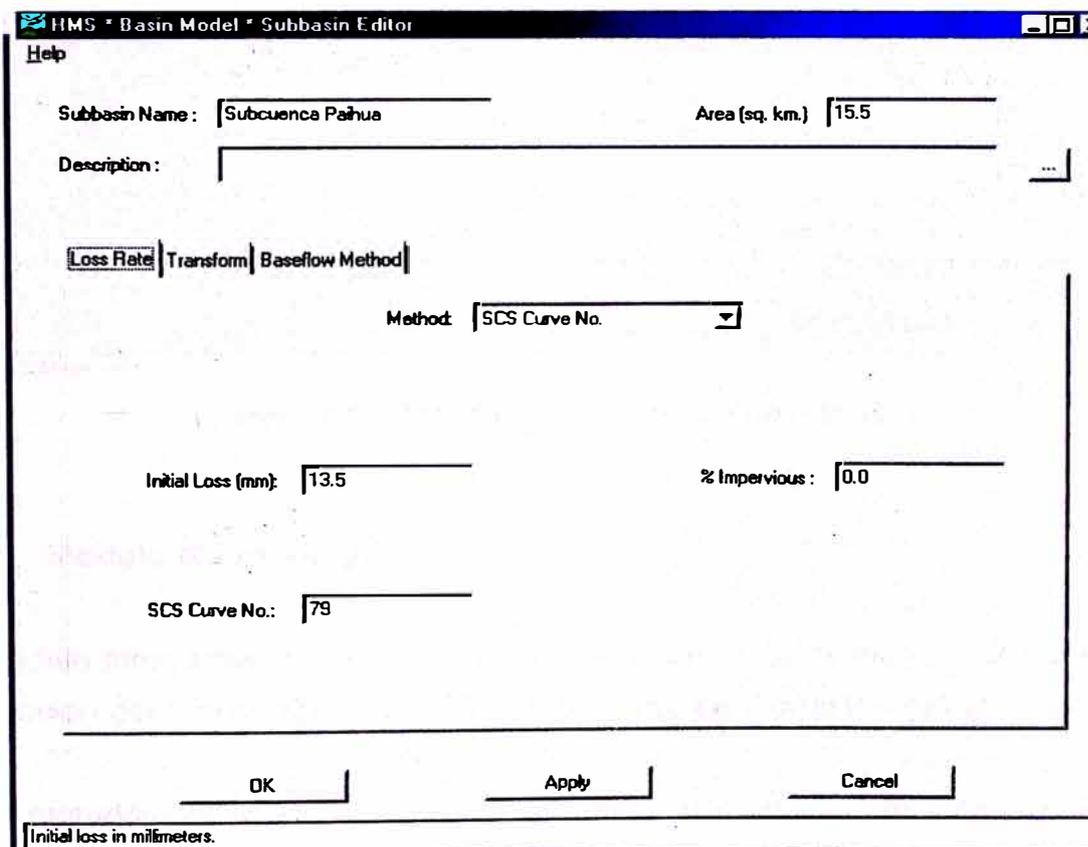


Figura 3.8. Método SCS de abstracciones

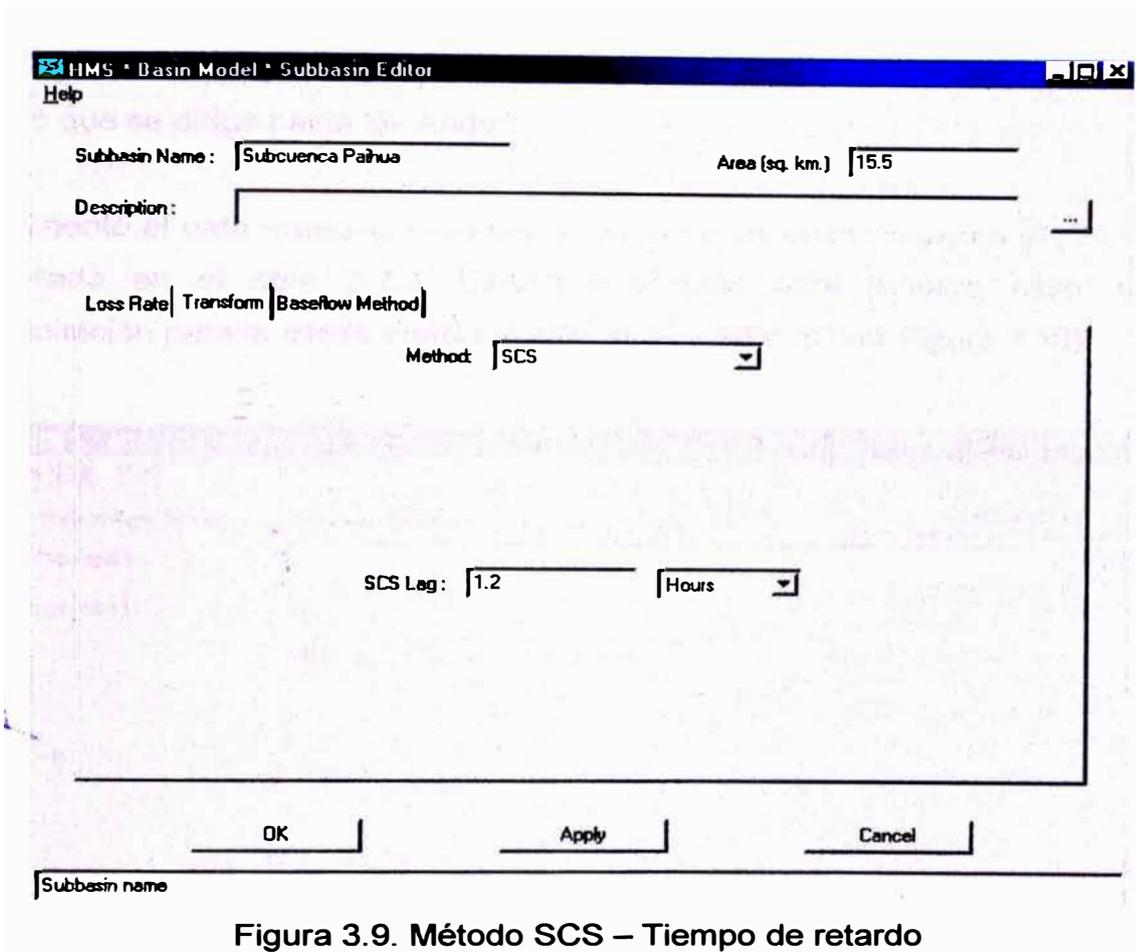


Figura 3.9. Método SCS – Tiempo de retardo

b. Modelo Meteorológico

El modelo meteorológico consiste en definir la tormenta de diseño utilizada en la simulación del proceso precipitación-escorrentía, para nuestra microcuenca.

Una metodología para crear una tormenta de diseño, es por medio de hietogramas sintéticos de tormentas diseñados por el Soil conservation Service del U.S Departament og Agriculture (1986) utilizado en los Estados Unidos con duraciones de tormenta de 24 horas. Existen cuatro tormentas de 24 horas de duración: Tipo I, IA, II y III.

Algunas instituciones e hidrólogos en nuestro medio, realizan cálculos de tormentas de diseño por medio de esta metodología, utilizando la tormenta hipotética del Tipo I debido a la semejanza del medio geográfico. Esta tormenta

corresponde al clima marítimo del Pacífico con inviernos húmedos y veranos secos que se dirige hacia los Andes.

Finalmente el dato requerido es solamente la precipitación máxima de 24 horas calculada en el ítem 3.2.3. Esta precipitación para nuestro caso, es la precipitación para la **celda concentrada** igual a 90 mm (ver Figura 3.10).

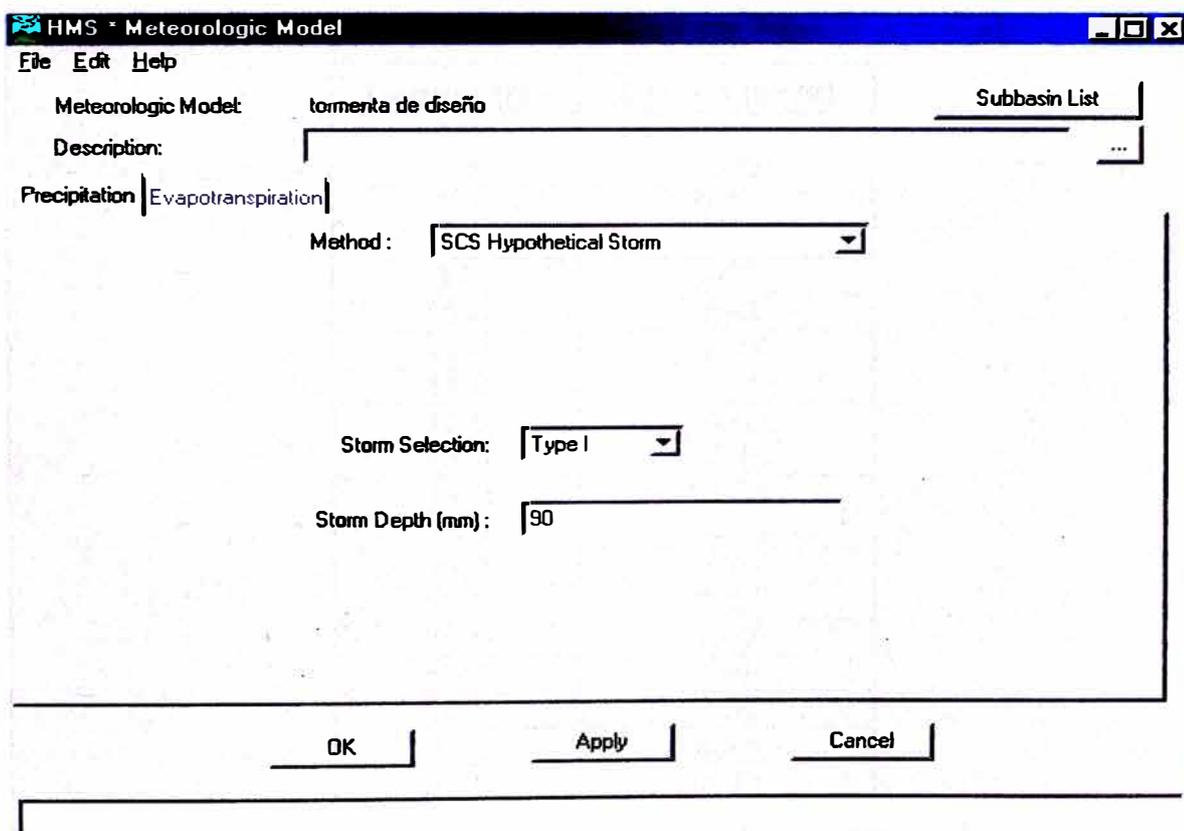


Figura 3.10. Histograma sintético de tormenta – Tipo I (SCS)

c. Especificaciones de Control

En esta parte del modelo se ingresa el tiempo de simulación para el hidrograma y el intervalo de tiempo (dt) o nivel de discretización. Por regla general, el nivel de discretización (dt) debe ser menor a $1/3$ del tiempo de retardo. Para nuestro caso con un tiempo de retardo de 1.2 horas, se obtiene un intervalo de tiempo de 0.4 horas.

Con este conjunto de datos, el modelo hidrológico HEC-HMS procede a calcular el hidrograma de avenida (ver Figura 3.11). Este hidrograma presenta un caudal pico de 34.3 m³/seg correspondiente a una precipitación máxima en 24 horas de 90 mm. La distribución del hidrograma en función del tiempo se presenta a continuación:

Tabla 3.8 Valores del hidrograma líquido (CN=79)

Tiempo (hr)	Caudal (m³/s)
0.0	0.00
7.1	0.00
7.2	0.00
8.0	0.16
9.0	1.20
10.0	5.93
11.0	32.76
11.3	34.30
12.0	26.02
13.0	17.46
14.0	13.33
15.0	10.66
16.0	9.15
17.0	8.47
18.0	7.97
19.0	7.49
20.0	7.00
21.0	6.48
22.0	5.95
23.0	5.40
24.0	4.84
25.0	3.35
26.0	1.00
27.0	0.26
28.0	0.06
29.0	0.01
29.8	0.00

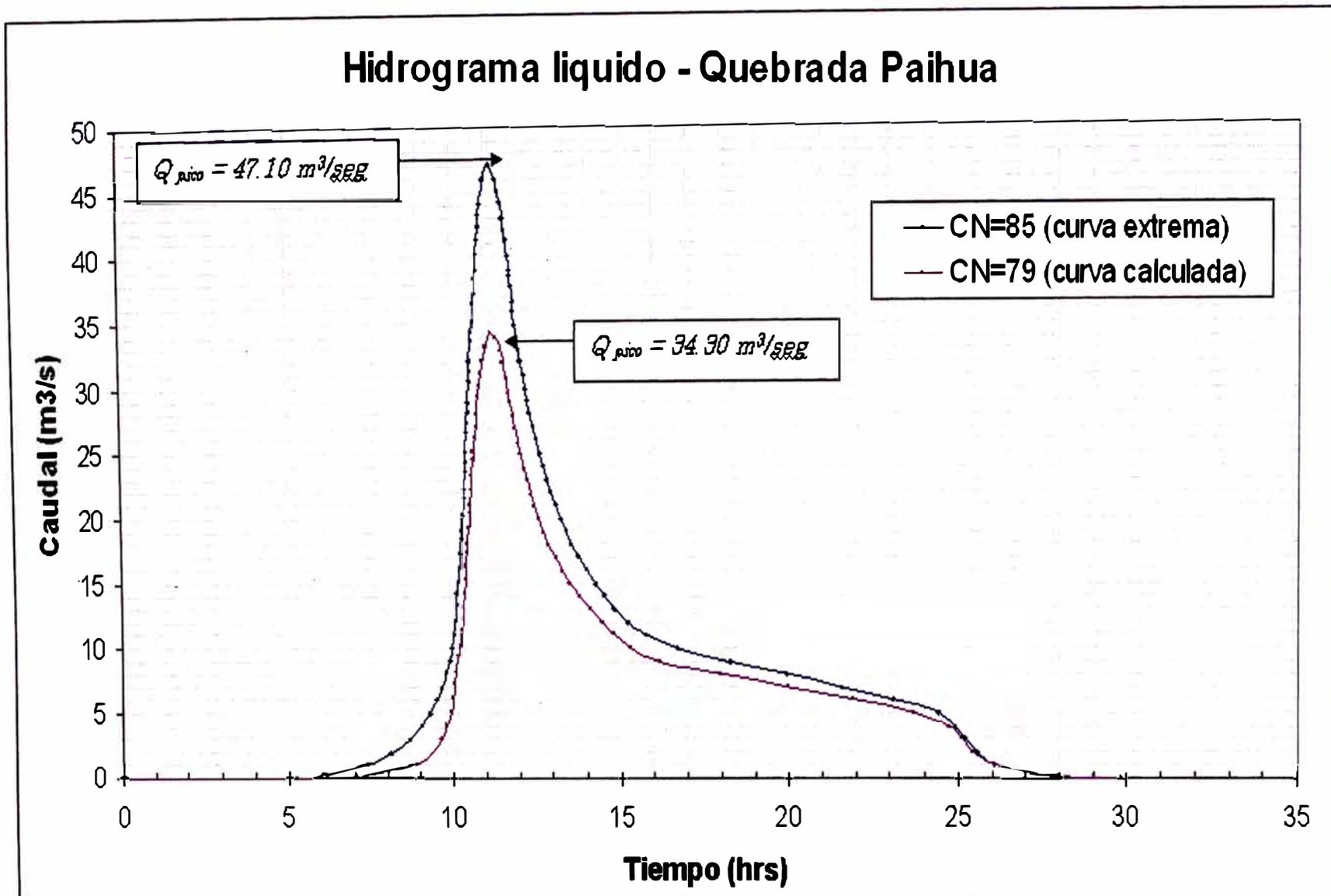


Figura 3.11. Hidrograma líquido para la quebrada Paihua

3.3 CARACTERIZACION GEOLOGICA-GEOTECNICA.

3.3.1 Aspectos Geológicos Generales.

Según el mapa geológico del cuadrángulo de Matucana, elaborado por el Instituto Geológico Minero y Metalúrgico (INGEMMET), la quebrada Paihua se asienta sobre 2 tipos de depósitos: Depósitos Terciarios correspondientes a los Grupos Rímac (Tim-r) y Colqui (Tim-cq) y depósitos Cuaternarios correspondientes a los depósitos Glaciares (Q-g) (ver Plano No.3)

La mayor parte de la quebrada, principalmente todo el eje de la quebrada se encuentra sobre el Grupo Rímac (Tim-r) donde predomina la serie volcánica-sedimentario.

La zona izquierda de la quebrada pertenece al Grupo Colqui (Tim-cq) que consiste de una gruesa secuencia de unidades volcánicas con derrames andesíticos grises, porfíricos que alternan en menor proporción con tufos finos redepositados. Es una zona que se encuentra afectada por pliegues, fallas e intrusiones ígneas.

Los Depósitos Glaciares (Q-g) se encuentran principalmente en la zona de los pueblos de Paihua y Allauca. Son depósitos morrénicos, antiguos y recientes. En esta zona, se producen la mayoría de los deslizamientos, es decir, el mayor volumen de escombros se encuentra en esta zona.

3.3.2 Geodinámica de la quebrada Paihua

La zona donde se desarrollan la mayoría de aportes por deslizamientos y erosión de riberas se desarrolla a lo largo del cauce, desde la desembocadura hasta 3 km. aguas arriba. Mayor detalle se observa en el plano No.3.

La parte baja de la quebrada presenta materiales en el lecho de tipo gravo-arenoso con una reducida proporción de limos, el cual se encuentra suelto. Los taludes de ambas márgenes están conformados por material proluvial de

anteriores flujos que discurrieron por la quebrada; los materiales de estos depósitos antiguos tienen una matriz arcillo-limoso con gravas, bloques y bolones que van desde 0.5 a 2 m de diámetro de roca volcánica de tipo tobas de color violáceo y andesitas color gris verdosas.

Metros aguas arriba de la desembocadura ambos márgenes son afectadas por la erosión en surcos que van socavando y causan derrumbes en la parte superior de las terrazas. Existe erosión por socavación lateral en la base de los taludes que los desestabiliza. Además se observan afloramientos de roca volcánica tobaceas en mayor exposición color violáceo abigarrado y gris verdoso en la margen izquierda, el estrechamiento del cauce se produce por la acumulación de bloques y material proluvial que forman conos pequeños en la margen derecha; se observa material proluvial colgado a unos 8 m sobre el afloramiento rocoso, los taludes alcanzan 20 m de alto, de ángulo vertical con erosión en cárcavas que aportan materiales a la quebrada. Se observan la presencia de pequeñas cataratas formadas por paredes rocosas dentro del cauce.

Sobre la parte media de la quebrada, aproximadamente por encima del pueblo de Paihua se presenta un deslizamiento de gravedad, conocido como el *deslizamiento de Colcatoma*.

Deslizamiento de Colcatoma

Según Retamozo (1992) la parte deslizada, abarca un área estimada de 5 Ha. Presenta agrietamientos. Este deslizamiento produciría un cierre del cauce principal en un volumen de 76700 m³ (según PREDES). Además, los suelos que conforman la zona del deslizamiento son:

- Muestra M1: Arena gravosa con arcilla en la parte inferior de coloración rojiza, deleznable, con una granulometría que corresponde a un suelo SC según SUCS y el material fino presenta un LL = 34% y un LP = 18%. El porcentaje de material que pasa la malla No.200 es de 20%.

- **Muestra M2:** Arena arcillosa de color amarillenta en la coronación con gran cantidad de partículas gruesas de roca descompuesta, las cuales en presencia de humedad colapsan rápidamente. Según SUCS, este suelo es del tipo es del tipo SC y su material fino tiene un $LL = 35\%$ y $LP = 17\%$. El porcentaje de material que pasa la malla No.200 es de 30%.

Las curvas granulométricas de las muestras mencionadas (según Retamozo, 1992) se observan en la Figura 3.12, y se obtiene como promedio de las dos curvas, un 25% de material fino (en mayor cantidad de arcilla).

Este deslizamiento se activó el año 1981, afectando tierras de cultivo y casas del sector. De activarse nuevamente, existe el riesgo de que origine un represamiento en el canal principal de drenaje, le cual generaría un embalse, y el desembalse de producirse violentamente causaría un huayco de grandes proporciones, le cual afectaría a la localidad de Matucana (Retamozo, 1992).

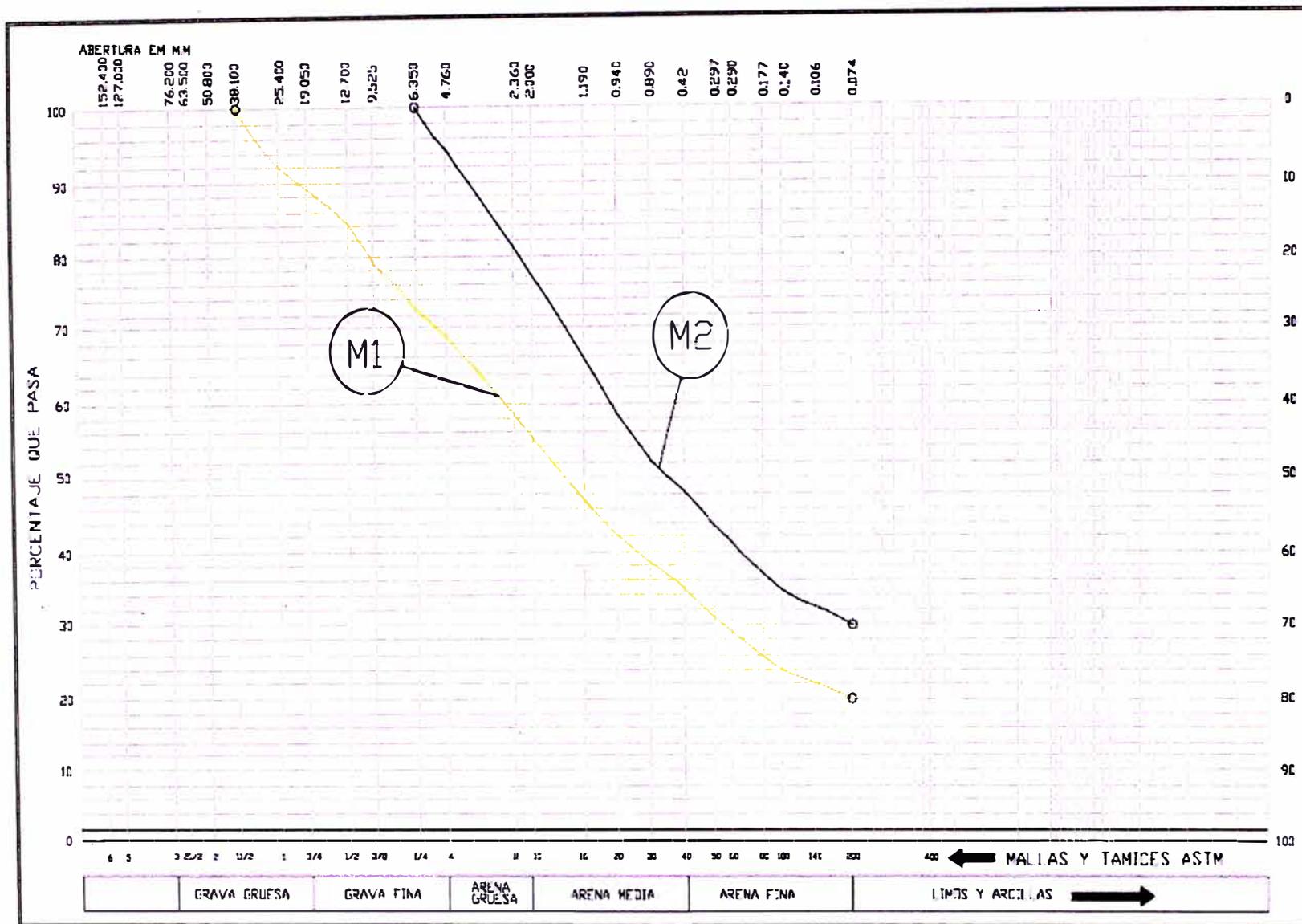


Figura 3.12. Curvas granulométricas - Deslizamiento de Colcatoma
Fuente: Tesis de Integrado. Ing. Retamozo. UNALM

3.3.3 Mecánica de suelos y mediciones de campo.

a. Análisis Granulométrico completo y Límites de Consistencia

Del estudio de “Riesgo Geológico de la quebrada Paihua” (DGA-INGEMMET, 2005) se han tomado muestras de la matriz del flujo de escombros en el abanico (JJO001 y JJO002) y la en el cauce principal (EST21). Con estas muestras se han realizado análisis granulométrico y la determinación de los límites de Atterberg. Estos resultados indican muestras de baja plasticidad a arenas no plásticas, variando de SC (arena arcillosa) a SM (arena limosa) en el esquema de Clasificación de Suelo Unificado (SUCS).

Se obtuvieron los siguientes resultados (hacemos nota que la granulometría convencional está basado en material menor a las 3”):

Tabla 3.9. Resultados de la granulometría – ASTM D422

Muestra	Diámetro (d)		Límites de Consistencia			SUCS
	3”<d<No 200 %	d<No 200 %	%LL	%LP	%IP	
EST21	69.2	30.8	34.0	25.0	9.0	SM
JJO002	74.7	25.3	29.0	18.1	10.9	SC
JJO001	75.3	24.7	32.0	23.5	8.5	SM

Fuente: Estudio de Riesgo Geológico de Paihua (DGA-INGEMMET)

Para mayor detalle de las pruebas de laboratorio ver el ANEXO A.1.

Un cálculo adicional se ha efectuado para completar la curva granulométrica considerando el material mayor a 3”. Esto nos sirve para conocer un estimado del material fino del total de material en la quebrada (principalmente en la zona del eje distal y el cono de deyección).

El procedimiento consiste en realizar un estimado del material mayor a 3” tanto en el lecho como en las paredes de la quebrada con ayuda de varias fotografías in-situ. De las fotos tomadas de forma perpendicular se estima el porcentaje de

pedras mayores a 3" por medio de proporciones (ver anexo B). En las Fotos 3.1 y 3.2 se aprecia que el material característico de las paredes de la quebrada es de material fino, en especial, la arcilla.



Foto 3.1. Vista de un plano vertical de la margen izquierda de la quebrada.

NOTA: para ambas fotografías el cuadrado rojo mide 3" por lado (a escala de la fotografía).



Foto 3.2. Vista de un plano vertical de la margen derecha de la quebrada

De las fotografías anteriores, se observa que el material encontrado en las márgenes de la quebrada, es un material de huayco, debido a que es la matriz (conformado de material fino) que envuelve a las piedras de mayor tamaño. El porcentaje estimado de piedras mayores a 3" es de 10% en promedio.

Del Anexo B, se ha calculado un valor de 44% de piedras mayores a 3". Finalmente este valor promediado con lo observado (10%), nos da un 27% de material mayor a 3" y un 73% de material menor a las 3".

De las muestras anteriormente vistas (muestras del cono de deyección, del cauce principal y del deslizamiento principal) se obtiene como promedio un 26% de material menor a la malla No.200 en un rango de piedras de hasta 3 ". Por consiguiente de los 73% de material menor a 3", un 19% representa material fino (<No200).

En resumen, se ha generalizado la curva granulométrica para piedras mayores a 3" y se ha calculado el nuevo porcentaje de material fino para este nuevo rango. Los resultados obtenidos han sido aproximados a: un 19% de material fino

(menor a la malla No.200), un 54% de material entre la malla No.200 y las 3" y un 27% de material mayor a las 3".

De la tabla 3.9 las muestras presentan una baja plasticidad. Además, por conocimientos de mecánica de suelos los límites de consistencia con Límites Líquidos (LL) menores a 50 y con un Índice Plástico (IP) mayor a 7, el material fino se caracteriza por poseer arcillas. Por lo tanto se reafirma la suposición del alto contenido de arcilla dentro del material fino. Además de la tabla 3.9 se obtiene como promedio un LL de 32%.

El índice de plasticidad para las matrices de sedimentos del flujo de escombros que son mayores al 5% se colocan dentro de la clasificación de **flujos de lodo o mudflow** (Hunggr, 2001).

b. Contenido de Humedad, Gravedad Específica y mineralogía de la arcilla

También se han realizado pruebas como mineralogía de la arcilla, contenido de humedad y gravedad específica del sedimento. Estas pruebas fueron realizadas para el estudio de riesgo geológico de la quebrada Paihua (DGA-INGEMMET).

De los resultados de la mineralogía de la fracción fina, determinado por rayos-X tenemos gran presencia minerales como el cuarzo y albita. La mineralogía refleja rápida erosión y predominancia del desgaste físico sobre el desgaste químico en un área de drenaje activo y árido.

A continuación mostramos los resultados del contenido de humedad y gravedad específica de las diferentes muestras:

Tabla 3.10. Contenido de Humedad - ASTM D2215

MUESTRA	EST21	JJO002	JJO001
RESULTADO (%)	2.3	1.8	1.6

Tabla 3.11. Peso Específico Relativo de Sólidos - ASTM D854

MUESTRA	EST21	JJO002	JJO001
RESULTADO	2.58	2.65	2.63

Para mayor detalle de estas pruebas ver el ANEXO A.2

c. Volumen de escombros depositado

Como primera aproximación del cálculo del volumen de escombros, la Agencia de Cooperación Internacional Japonés (JICA) elaboró en 1988 un Plan Maestro sobre la Prevención de Desastres en la Cuenca del río Rímac. Como parte de este trabajo, JICA estimó volúmenes de depósito probables generados por el Fenómeno del Niño en Marzo de 1987.

Ellos usaron el valor de producción de sedimento de 14, 800 m³/km² como típico para acontecimientos de flujo de escombros grandes causados por eventos de precipitación de baja probabilidad dentro de la quebrada de Pedregal (Chosica) el cual es en gran parte desprovisto de vegetación. Ellos extrapolaron esta tasa de sedimentos a otras quebradas dentro de la cuenca del río Rímac, usando un coeficiente de corrección basado sobre el grado de cubierta de vegetación dentro de una quebrada dada. Para la quebrada Paihua, ellos sugirieron un coeficiente de corrección de 0.4 (representa cobertura vegetal mayor que 60% y menor que 90%).

La ecuación utilizada por JICA fue:

$$V = 14,800 \times 1.2 \times F \times A \quad (3.1)$$

donde: F= 0.4 (coeficiente de corrección para la quebrada Paihua)

A= 15.5 Km² (Area de la quebrada Paihua)

Por lo tanto el volumen estimado por JICA para la quebrada Paihua fue de 110000 m³.

Otra fuente de estimación del volumen de escombros depositado en la quebrada Paihua fue realizada por el personal del DGA-INGEMMET, al mando del geólogo canadiense Lionel Jackson. Esta información corresponde al “Estudio de Riesgo de la Quebrada Paihua” (2005).

En este estudio, realizaron una estimación de volúmenes depositado en el cono de deyección y en la ciudad de Matucana por medio de fotografías aéreas. Estos volúmenes corresponden al volumen total de escombros dejado por el huayco de 1983.

En la Figura 3.13 se diferencian cuatro zonas (A, B, C y D) y a continuación daremos una breve descripción de cada de ellos (según Lionel Jackson, 2005):

Zona A: Canal

Depósito sobre el abanico, aguas arriba de la confluencia de la quebrada Paihua con el río Rímac. La longitud del canal A es de 332 m. con ancho promedio estimado de 24 m. y se asume un tirante de 12 m.

Zona B: Escombros al este del canal sobre el abanico

Se asumió un tirante de 1.5 m. de las observaciones de los sedimentos in-situ.

Zona C: Depósito de escombros ubicado aguas arriba de la confluencia

Se asume un perfil tipo cuña con altura de 11 m. en el extremo aguas abajo y de 0 m en el extremo aguas arriba. En promedio se tiene 5.5 metros de tirante.

Zona D: Depósito de escombros ubicado aguas abajo de la confluencia

Se asume un cuerpo rectangular con un perfil longitudinal tipo cuña de 11 m. de espesor en el extremo aguas arriba y de 0 m. en el extremo aguas abajo. Los sedimentos del flujo de escombros han podido ser extendidos mucho más aguas abajo de las planicies de inundación.

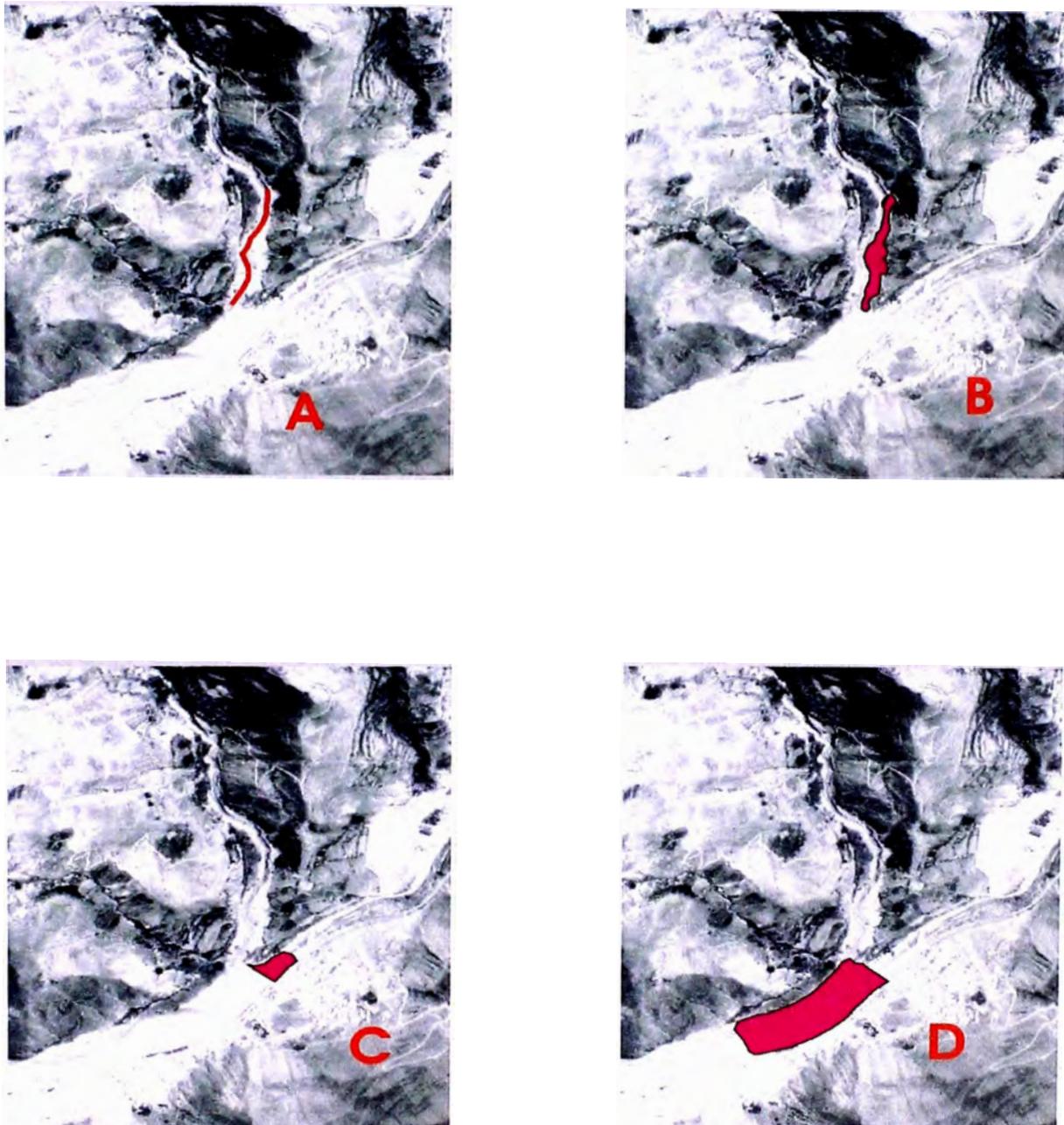


Figura 3.13 Cálculo del volumen de escombros depositado en Paihua-Matucana
Fuente: Lionel Jackson, 2005

En la tabla 3.12 se presenta un resumen de áreas y tirantes para el cálculo del volumen de escombros depositado para el evento sucedido en el huayco de 1983, realizado por el geólogo Lionel Jackson (2005). El volumen estimado fue de 290,000 +/-100,000 m³.

Según el geólogo canadiense Lionel Jackson; el volumen estimado para el canal asume que el canal estuvo completamente lleno al final de la deposición del flujo de escombros. Esta situación se da para la descarga máxima del flujo de escombros y probablemente se ha sobreestimado en un 20 o 30 % (~30,000 m³). Además, la profundidad de escombros en el canal del río Rímac (medido en 2004) era 2 m más bajo en 1983, porque hay pruebas de dos metros de incisión después del acontecimiento 1983 en la boca del abanico aluvial de la quebrada Paihua. Esto podría causar una sobrestimación de quizás 90,000 m³.

Sin embargo, esto podría ser compensado por una subestimación de la distancia que el flujo de escombros que avanzó aguas abajo del río Rímac que podría ser entre 50,000 o 100,000 m³ de material, que en parte compensaría la sobrestimación en el canal del abanico y del canal del río Rímac.

Tabla 3.12. Cálculo del volumen estimado del huayco de 1983, Paihua

Ubicación	Area (m ²)	Profundidad del flujo (m)	Volumen total (m ³)
Canal (A)	7968	12	95,616
Depósito al este del canal sobre el abanico (B)	7419	1.5	11,128.5
Escombros encontrados en el río Rímac, aguas arriba de la confluencia (C)	4058	5.5	22,319
Escombros encontrados en el río Rímac, aguas abajo de la confluencia (D)	29180	5.5	160,490
Total			289,554

De ambas metodologías anteriormente vistas (JICA e INGEMMET), el mayor valor de volumen de escombros lo proporciona el estudio del INGEMMET y por lo tanto se tomará el valor más desfavorable.

Por consiguiente, un valor del volumen de escombros estimado para la quebrada Paihua sería 290,000 +/- 100,000 m³ con valor máximo de 390,000 m³.

De la bibliografía, se han reportado diferentes volúmenes de escombros depositados para diferentes lugares en el mundo (ver Tabla 3.13). El valor de comparación es el coeficiente M (igual al logaritmo del volumen de escombros en m³). Para nuestra quebrada Paihua, el valor de M sería igual a 5.46 para un volumen de 290,000 m³ en promedio.

Tabla 3.13. Comparación de flujo de escombros universales

Ubicación (Año)	M	Evento causante	Referencia
Rudd Canyon, Utah (1983)	4.8	Nieve	Keaton et al. (1983)
Whitehouse Creek, California (1982)	5.1	Lluvia	Wieczorek et al. (1987)
Fountain Green, Utah (1983)	5.2	Nieve	Lips and Wieczorek (1990)
Ophir Creek, Nevada (1983)	5.2	Nieve	Glancy and Bell (2000)
Wollinitzbach, Austria (1966)	5.5	Lluvia	United Nations (1996)
Campania, Italy (1998)	6.2	Lluvia	Calcaterra et al. (2000)
Casita, El Salvador (1998)	6.3	Lluvia	Scott (2000)
Caraballeda, Venezuela (1999)	6.3	Lluvia	Proyecto AVILA (1999)
Malaya Almatinka River, Kazakstan (1921)	6.5	Lluvia	United Nations (1996)
Nevados del Ruiz, Colombia (1985)	7.2	Explosión volcánica	United Nations (1996)
Mt. Ontake, Japan (1984)	7.5	Terremoto	United Nations (1996)
Nevados Huascarón, Peru (1970)	7.7-8.0	Terremoto	Plafker and Ericksen (1978)
Mt. Pinatubo, Philippines (1991)	8.9	Erupción volcánica y Lluvia	Newhall and Punongbayan (1996)
Mt. St. Helens, Washington (1980)	9.4	Erupción volcánica	United Nations (1996)

Fuente: USGS science for a changing world (1999). Ubicación:
<http://pubs.usgs.gov/of/2001/ofr-01-0144/tables/table3.htm>

d. Coeficiente de rugosidad de Manning

Para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning, Jarret (1984) desarrolló una ecuación para corrientes de alta pendiente (pendientes mayores a 0.002). Jarret realizó un análisis de regresión con un conjunto de 75 datos que fueron captadas de 21 corrientes diferentes. La ecuación de Jarret para la rugosidad de Manning es la siguiente:

$$n = 0.39S^{0.38}R^{-0.16} \quad (3.2)$$

donde:

R es el radio hidráulico, en pies

S es la pendiente de fricción. La pendiente de la superficie de agua puede ser usada cuando la pendiente de fricción no es conocida.

Para el caso de quebradas con un fuerte pendiente el valor de n de Manning varía entre 0.1 y 0.3.

Tomando secciones transversales cada 50 metros para un tramo total de 700 metros de cauce de canal de la quebrada Paihua (ver Plano No.05), se puede realizar una simulación de agua limpia (sin considerar la presencia de sedimentos) con el software HEC-RAS. Con los resultados del Radio hidráulico (R) y la pendiente de fricción (S) se puede calcular el coeficiente de Manning. Para la quebrada Paihua se estimó una rugosidad de Manning en el cauce principal de 0.17.

Los detalles de la simulación y de los resultados del HEC-RAS se observan en el Anexo C.

CAPITULO 4

APLICACIÓN DEL MODELO MATEMATICO

Una vez conocido las características principales de la quebrada y el tipo de flujo que discurre por ella, procedemos al ingreso de datos en el software FLO-2D (O'Brien).

4.1 Simulación con el Modelo Numérico Hidráulico.

4.1.1 Información Básica

Se recopilaron fotografías aéreas, topografía digital, planos topográficos, hidrogramas de caudal líquido y estudios previos, y se procesaron para la obtención de la información básica necesaria para el desarrollo del presente estudio.

a. Fotografía Aéreas

Para el estudio de la cuenca del río Quebrada Paihua se obtuvieron las fotografías aéreas del Instituto Geográfico Nacional (IGN) y de la Dirección de Geología Ambiental, DGA-INGEMMET que se listan a continuación:

Tabla 4.1. Fotografías Aéreas - Quebrada Paihua.

Año	Fotografía	Procedencia
1955	-	INGEMMET
1962	11580	IGN
1983	414	INGEMMET

b. Planos Topográficos

Se obtuvieron las cartas de la cuenca del río Quebrada Paihua a escala 1:25,000 del año 1974 del Ministerio de Agricultura. Sobre esta base topográfica se

delimitó la cuenca de la quebrada Paihua, se determinó el área y se obtuvo el perfil longitudinal del cauce principal.

Un plano a mayor detalle se obtuvo del Estudio de “Rehabilitación de la Carretera Central, Sector: Cupiche-Matucana” (1983) de un tramo de 750 metros aguas arriba de la intersección con el río Rímac con curvas de nivel cada 1 metro.

Un plano adicional, que nos ayudará a delimitar un mapa de amenaza para la ciudad de Matucana, fue obtenido por métodos aerofotogramétricos digital de fotografías aéreas tomadas en Noviembre de 1999 por el Instituto Geográfico Nacional (IGN). Este plano presenta curvas cada 5 metros.

A continuación se especifican los planos topográficos obtenidos.

Tabla 4.2 Cartas o Planos Topográficos - Quebrada Paihua.

Carta o Plano	Escala	Año	Procedencia
24k-III-NO	1:25,000	1974	IGN
24k-III-NE	1:25,000	1974	IGN
No. 156	1:500	1983	MTC-SINMAC
15-z3	1:5,000	1999	IGN

c. Hidrología

Del Capítulo 3 de la presente tesis, se obtuvieron los hidrogramas de caudal líquido para la precipitación de celda concentrada ($P_{24}=90\text{mm}$) correspondientes al valor máximo de precipitación para un tiempo de retorno de 100 años dentro de la cuenca del Río San Mateo. Además se analizarán 2 escenarios para un $CN=79$ (curva calculada) y para un $CN=85$ (curva extrema).

En la tabla 4.3 se indican los caudales máximos para ambos escenarios

Tabla 4.3. Caudales Máximos - Quebrada Paihua.

Quebrada	Caudales máximos (m ³ /seg)	
	CN=79	CN=85
Río Paihua	34.3	47.1

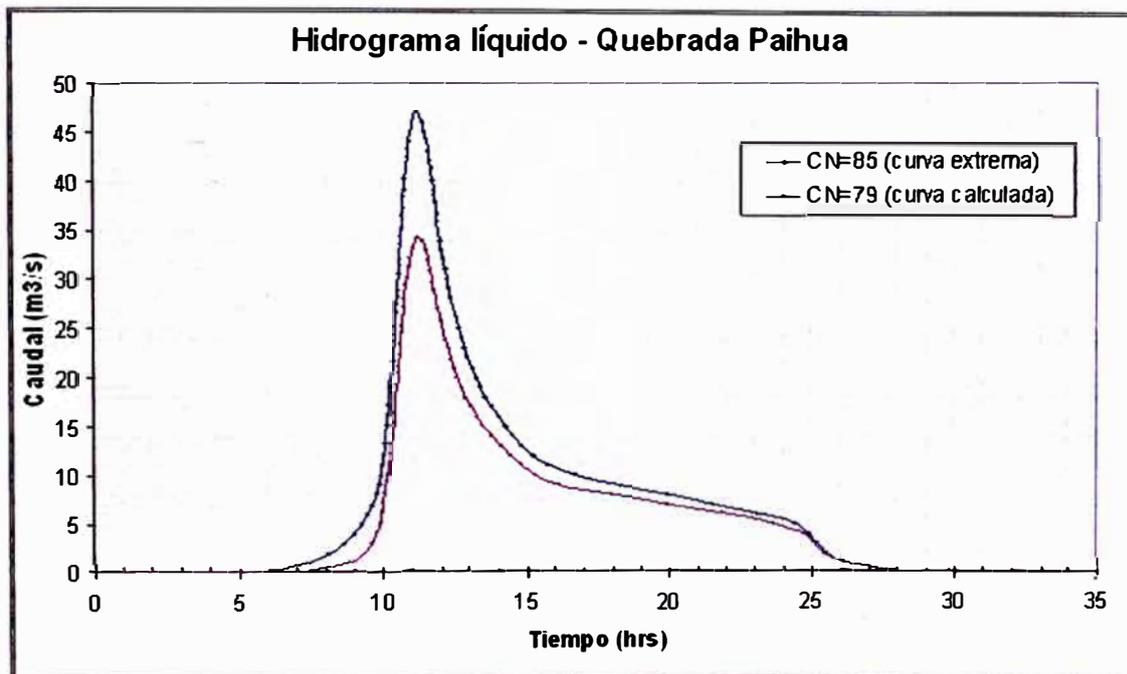


Figura 4.1. Hidrograma líquido - Quebrada Paihua.

d. Volúmenes de escombros depositados

Del “Estudio de Riesgo Geológico de la quebrada Paihua”, realizado por la Dirección de Geología Ambiental, DGA-INGEMMET se obtuvo una estimación del volumen de escombros depositado en el cono de deyección de la quebrada y en la ciudad de Matucana. Este volumen fue calculado en base al huayco ocurrido en 1983. El volumen estimado en el estudio fue de 290,000 m³ como promedio, con un límite superior de 390,000 m³ (Lionel Jackson, 2005).

e. **Fotografías de campo**

Se han obtenido diversas fotografías de campo, realizadas por la presente tesis y por el estudio del DGA-INGEMMET. En el Anexo F se presenta el *Panel Fotográfico* de la quebrada Paihua con una breve descripción de cada fotografía.

4.1.2 **Diagrama de Flujo para la simulación con el FLO-2D**

En la Figura 4.2 se muestra el diagrama de flujo a seguir para el caso de simulaciones de flujos escombros aplicando el FLO-2D.

Como primero paso, para la simulación es procesar la topografía existente. Una vez obtenido el Modelo de Elevación de Terreno (DEM), se exporta la topografía al pre-procesador GDS (System Developer Grid) que nos ayuda a definir las grillas utilizadas para la simulación.

Dentro del pre-procesador (GDS) una vez obtenido las grillas y la delimitación de la zona, se procede a asignar los coeficientes de Manning y la ubicación del hidrograma de entrada (INFLOW) en la grilla correspondiente. Finalmente se crea una malla de grillas cuadradas, donde cada celda posee una cota y un coeficiente de Manning asignado. Además en la parte baja de la quebrada, se definen las grillas que son salidas de flujo (OUTFLOW).

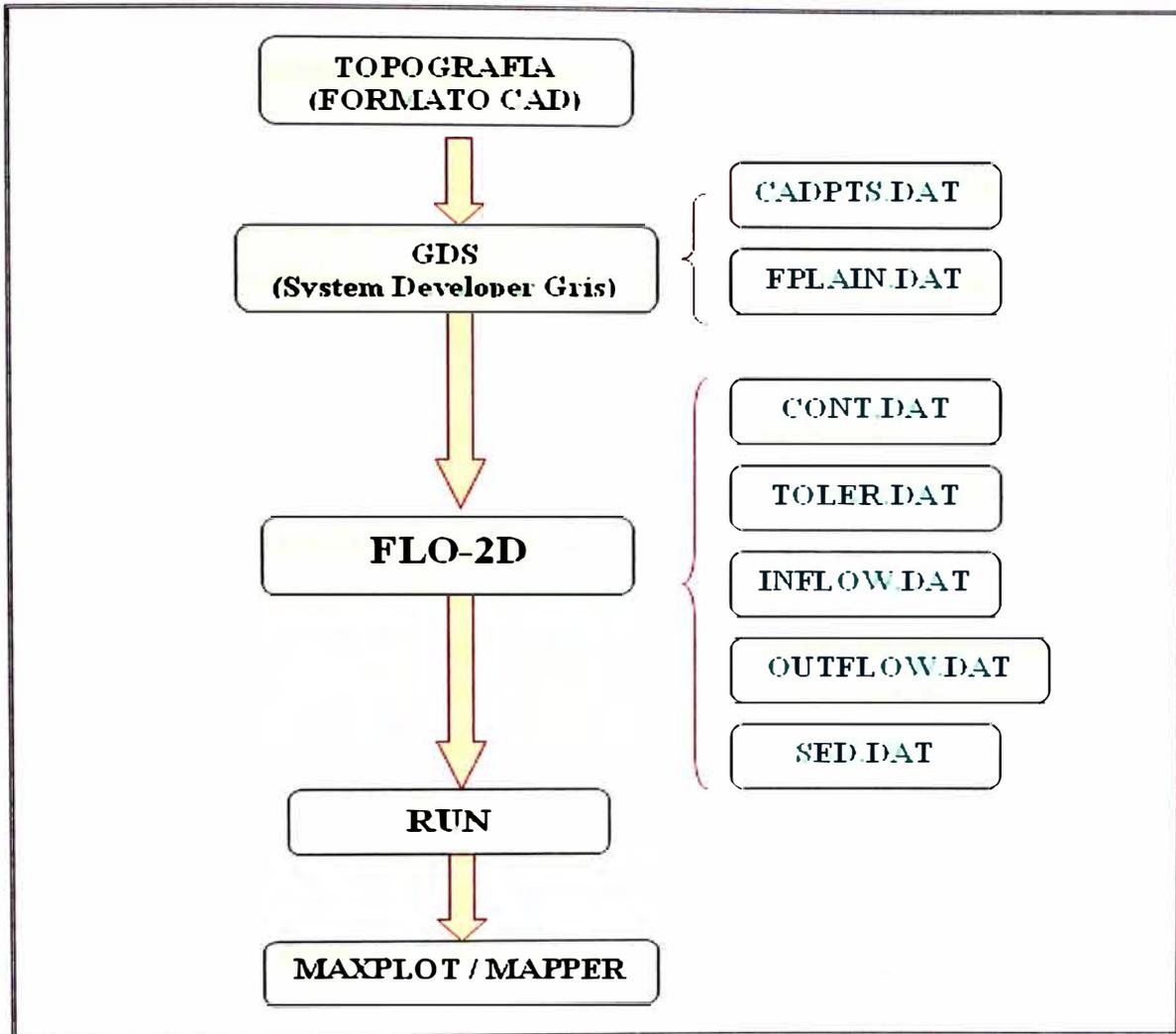


Figura 4.2. Diagrama de flujo utilizado en el programa FLO-2D

Para la modelación de un flujo de escombros con el programa FLO-2D se requiere como mínimo 7 archivos cuya extensión es *.DAT. Estos archivos son los siguientes:

- FPLAIN.DAT
- CADPTS.DAT
- CONT.DAT
- TOLER.DAT
- INFLOW.DAT
- OUTFLOW.DAT
- SED.DAT

A continuación explicaremos brevemente sobre cada uno de ellos:

Los archivos FPLAIN.DAT y CADPTS.DAT son creados por el pre-procesador GDS y nos indican el número de grillas utilizadas con su respectiva numeración. La cota de terreno y el coeficiente de Manning que corresponde a cada grilla son especificados en estos archivos.

El archivo CONT.DAT es el archivo principal del programa y aquí se define el tiempo de simulación y el proceso físico a analizar. Para nuestro caso el proceso a ser simulado es *Mud/Debris* ó flujo de lodo y escombros.

El archivo TOLER.DAT es donde se indican las variables de control del sistema y aquí se define la ecuación de momentum, *Full Dynamic Wave* y los coeficientes de estabilidad para la onda dinámica. También se indica el paso de tiempo utilizado (*Timestep*).

El archivo INFLOW.DAT es donde se describe el hidrograma de entrada y la numeración de la grilla de inicio. Para el caso de simulaciones de flujos de escombros el hidrograma líquido va acompañado de una distribución de concentración de sedimentos. El programa se encarga de calcular el hidrograma de la mezcla para después proceder a transitarlo hacia aguas abajo.

El archivo OUTFLOW.DAT es donde se indican las grillas por donde el flujo seguirá su camino. Para nuestro caso, estas grillas se ubicarían en la parte baja de la quebrada. Estas grillas de flujo de salida deben indicarse para el caso de que la topografía no éste completa aguas abajo.

El archivo SED.DAT es donde se indican las propiedades reológicas del flujo de escombros. Las propiedades reológicas dependen del tipo de material existente en la quebrada y si se trata de un flujo muy viscoso o granular. Dentro de este archivo, debemos definir los coeficientes de viscosidad y esfuerzo de cedencia; la gravedad específica del sedimento (G_s) y el parámetro de resistencia para flujos laminares (K).

Una vez ingresado todos los parámetros correspondientes y bajo cierto criterio del tipo de flujo a simular, se procede a realizar el *Run* o simulación del flujo de escombros para la quebrada respectiva.

Finalmente los resultados son graficados en los post-procesadores MAXPLOT y MAPPER pertenecientes al programa FLO-2D. Los resultados obtenidos por el programa son las elevaciones del terreno, tirantes, velocidades y volúmenes de agua y sedimento del flujo.

4.2 Definición de Parámetros.

El plano topográfico base para un primer análisis y sensibilidad del programa será el plano digitalizado proveniente del Estudio de Rehabilitación de la Carretera Central, Sector: Cupiche-Matucana del año 1983 con curvas de nivel cada 1 m. El tramo simulado es de longitud aproximada de 750 metros hacia aguas arriba desde la confluencia con el río Rímac (ver Plano No.04).

Sobre el plano mencionado se generó una malla de 2174 celdas de 8 m x 8 m cada una, cubriendo parte de la garganta y la confluencia con el río Rímac. Además se define la grilla del hidrograma de entrada (INFLOW) y las grillas de flujo de salida (OUTFLOW) (ver Figura 4.3).

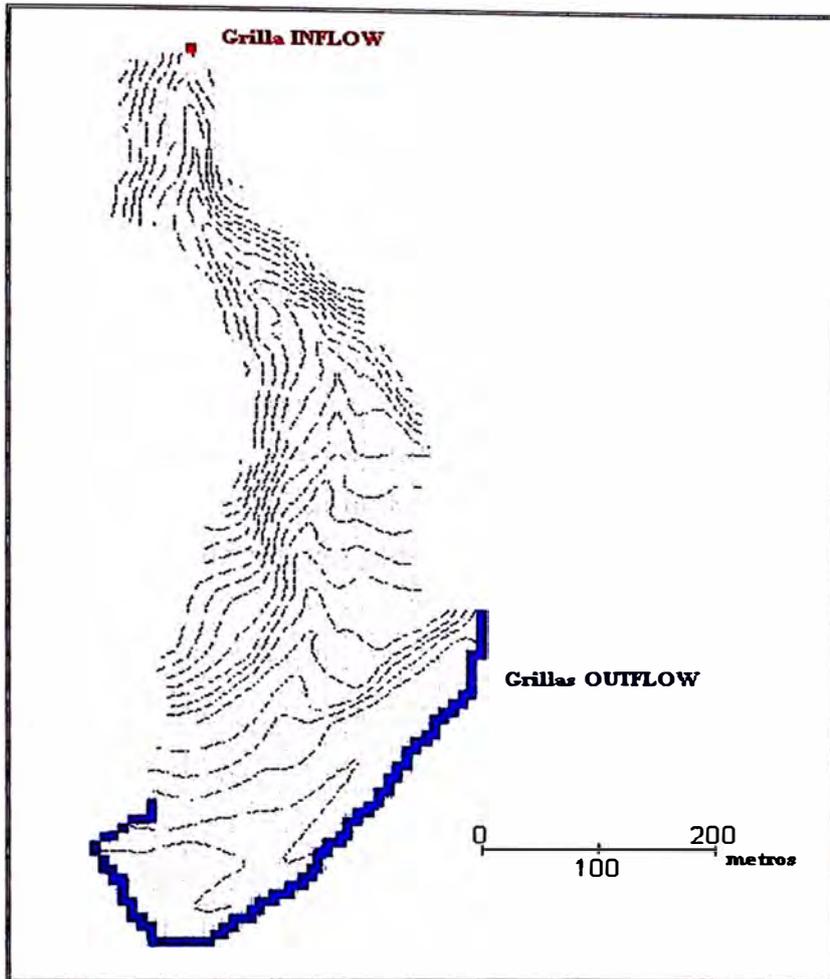


Figura 4.3. Malla de grillas de 8x8 m. Quebrada Paihua 750m.

Para un modelamiento de flujos de escombros con el FLO-2D, es necesario obtener la topografía, el hidrograma líquido+sólido, las propiedades del sedimento, y los parámetros reológicos. Los parámetros característicos del sedimento se fijaron de acuerdo a la experiencia en otros países, donde se han calibrado con cuencas experimentales.

Las siguientes características (parámetros de entrada) son empleadas para la simulación:

- Se aplicó el modelo bidimensional FLO-2D para la simulación del flujo hiperconcentrado de barro y escombros, utilizando las ecuaciones que gobiernan el movimiento en su expresión más completa (onda dinámica).

- El modelo considera el fluido homogéneo (una sola fase) de concentración variable; esto significa que internamente no se hace distinción de los tamaños de sedimento.
- Para un evento de flujo de escombros, se estima como primera aproximación una distribución de C_v en el tiempo partiendo de un valor cercano a 0.22 y aumentando gradualmente hasta 0.35 ó 0.45 dependiendo del tipo de sedimento de la cuenca. El pico de C_v debe ubicarse unos minutos antes del pico del hidrograma líquido. Esta metodología descrita es una práctica común en estos trabajos.
- El hidrograma de caudal líquido con la respectiva concentración volumétrica de sedimento, se coloca como condición de borde en la celda 408 donde la quebrada alcanza la cota 2504.03 m.s.n.m.
- Se estableció la rugosidad “n” de Manning de 0.17 en el cauce de la quebrada, y un coeficiente de Manning de 0.040 en la confluencia con el río Rímac.
- Los parámetros reológicos del fluido se fijaron en función de la similitud encontrada entre las muestras recolectadas de campo y las muestras tipo de la literatura. De allí que, por tratarse de un material con gran proporción de arcilla y con LL de 32% del material fino (ver Anexo D), entonces la muestra utilizada para el modelación se asemeja a un material de la muestra de Aspen Pit 1, cuyo resultado es conservador, debido a que éste tipo de muestra es la de mayor contenido de arcilla en el material fino y la de mayor Índice Plástico (IP).

Las muestras tipo, provenientes de la literatura, fueron recolectadas de depósitos naturales de flujos de lodo en Colorado Rocky Mountain cerca de las ciudades de Aspen y Glenwood Springs, USA. La característica principal de las muestras tipo Aspen, son que poseen gran cantidad de arcilla; por ejemplo la Aspen Pit1 alcanza un Índice Plástico (IP) de 11,

clasificándose como de alta plasticidad. Por lo tanto las ecuaciones utilizadas para el modelo son (O'Brien & Julien, 1988):

$$\eta = 0.0360e^{22.1C_v} \quad (4.1)$$

$$\tau_y = 0.181e^{25.7C_v} \quad (4.2)$$

- La gravedad específica del sedimento es igual 2.65 (valor máximo de las muestras de campo)
- Se asume una resistencia de la planicie al flujo laminar igual 2285 (empleado en otros estudios de flujos de escombros).
- El tiempo de simulación es de 32 horas.

4.3 Escenarios y Análisis de Resultados

Se analizarán 2 escenarios enfocados solamente en la quebrada; para un hidrograma líquido con número de curva de 79 (curva calculada) y para un hidrograma líquido con número de curva de 85 (curva extrema). Como concentración de sedimentos volumétrica (C_v) inicial será variable de 22% a 45%. Los otros parámetros de entrada para la modelación serán las mencionadas anteriormente en el ítem 4.2.

La topografía empleada será del plano del Estudio de "Rehabilitación de la Carretera Central, Sector: Cupiche-Matucana" (1983) para un tramo de 750 metros con curvas de nivel cada 1 metro.

Análisis para $Q_i = 34.3 \text{ m}^3/\text{s}$ (CN=79)

Se estudia una creciente con un caudal líquido máximo de $34.30 \text{ m}^3/\text{s}$ con una concentración volumétrica de sedimentos (C_v) de 22 % a 30% en la rama ascendente del hidrograma y de valor máximo de 45 % en el intervalo anterior al pico líquido, luego disminuye hasta un 22 %, permaneciendo constante hasta el final del hidrograma, como se puede observar en la Figura 4.4.

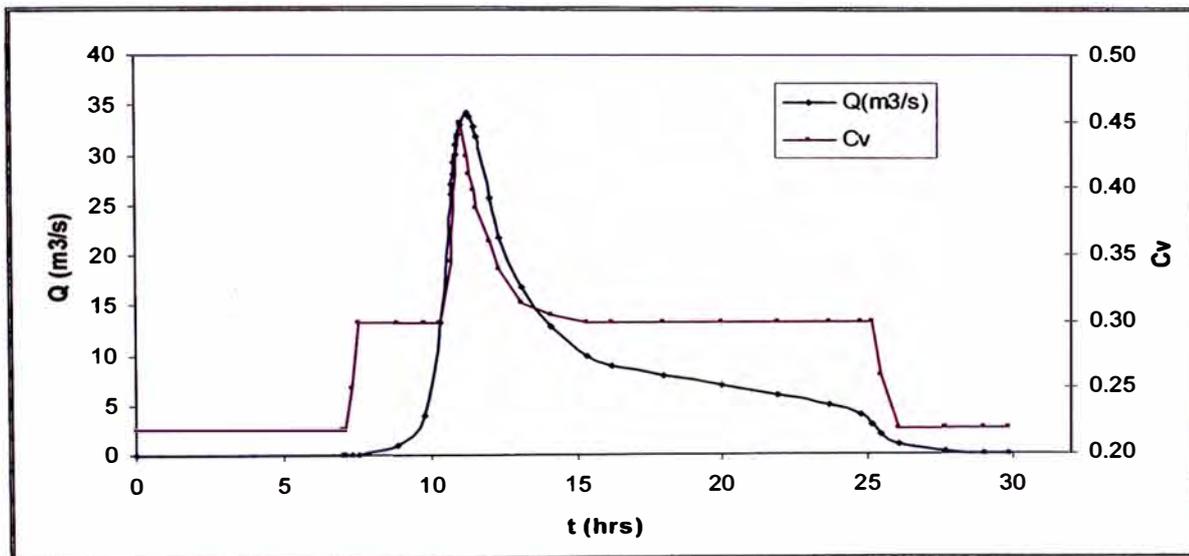


Figura 4.4 Hidrograma líquido y sólido. $Q_{ip}=34.3 \text{ m}^3/\text{seg}$. $C_v=0.22-0.45$

Los resultados de la modelación con el FLO-2D nos da un volumen total de creciente simulada de 1.12 millones de m^3 , de los cuales 0.45 millones de m^3 son agua y 0.67 millones de m^3 corresponden a sedimento.

La profundidad máxima varía entre 2 m y 8 m con velocidades máximas de hasta 3 m/s en la confluencia con el río Rímac; y profundidades que varían entre 4 m y 9.5 m con velocidades de hasta 8.5 m/s en la garganta de la quebrada (Figuras 4.5 y 4.6). El modelo predice un área de inundación de 38400 m^2 dentro del área simulada.

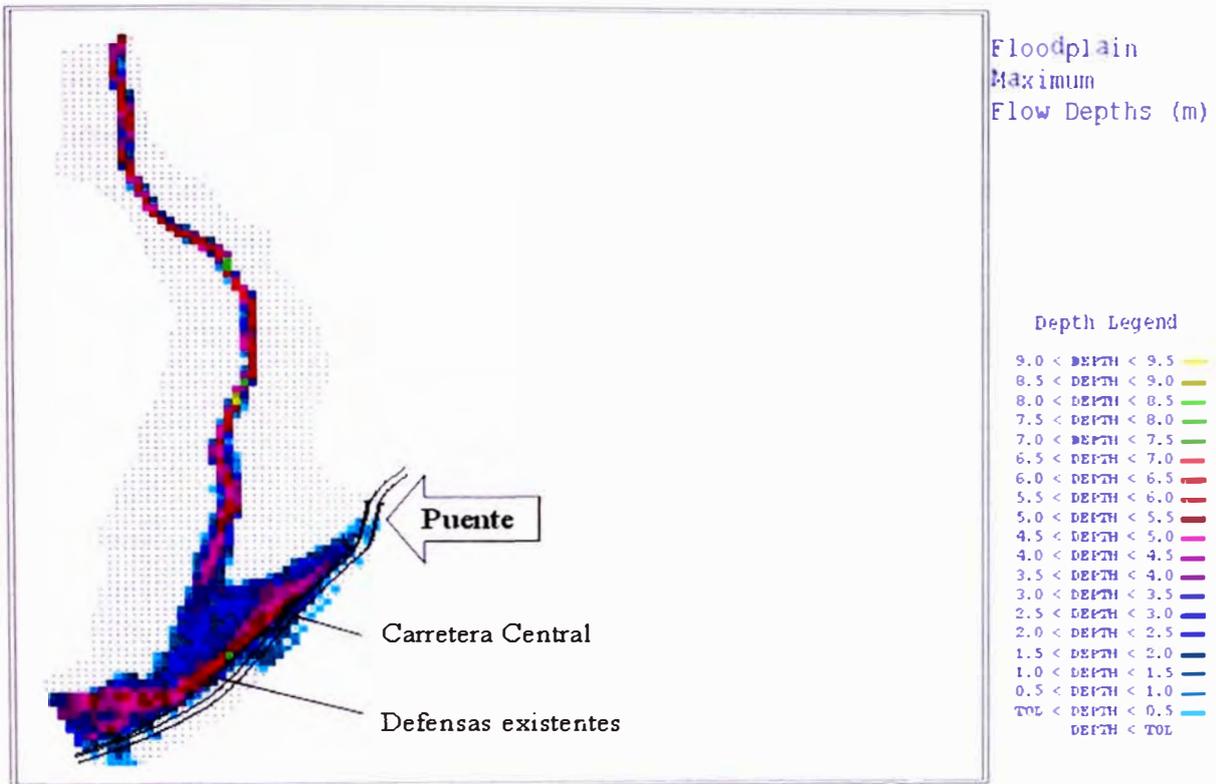


Figura 4.5 Tirantes máximos. $Q_{lp}=34.3 \text{ m}^3/\text{s}$. $C_v=0.22-0.45$

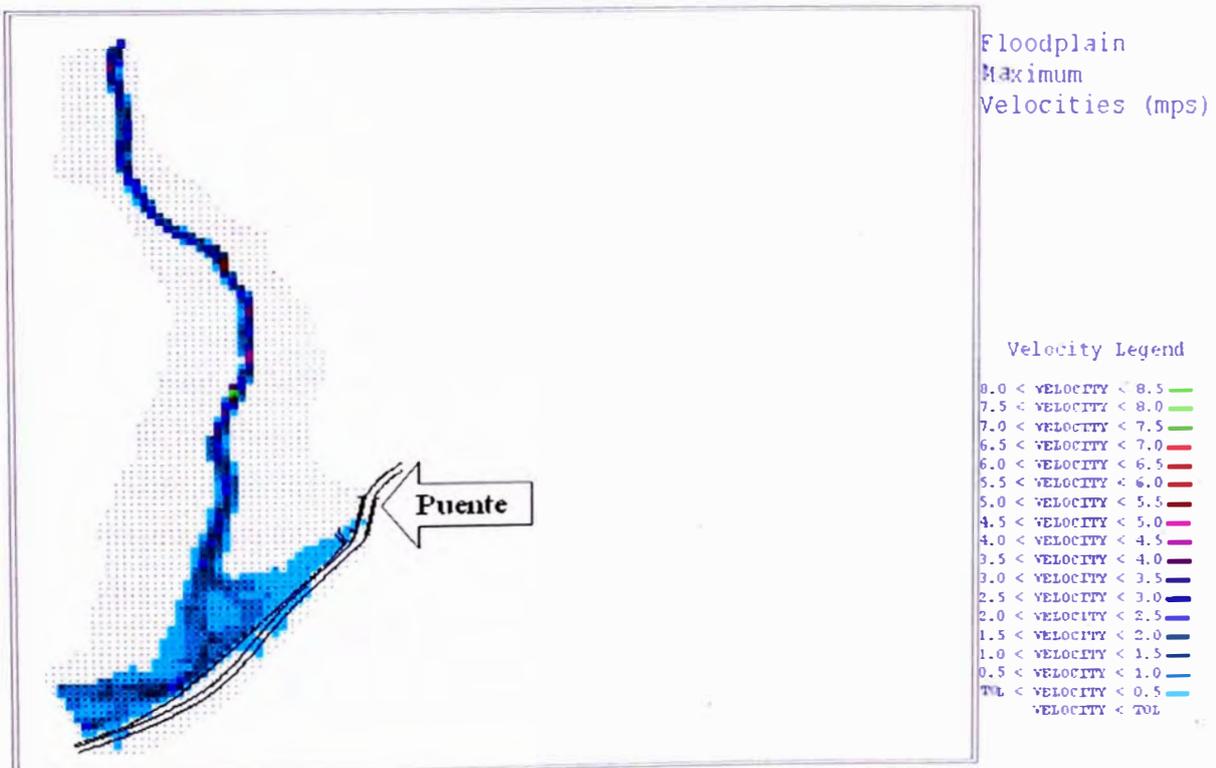


Figura 4.6. Velocidades máximas. $Q_{lp}=34.3 \text{ m}^3/\text{s}$. $C_v=0.22-0.45$

Análisis para $Q_1=47.1 \text{ m}^3/\text{s}$ (CN=85)

Se estudia una creciente con un caudal líquido máximo de $47.1 \text{ m}^3/\text{s}$ con una concentración volumétrica de sedimentos de 22 % a 30% en la rama ascendente del hidrograma y de valor máximo de 45 % en el intervalo anterior al pico, luego disminuye a 30% y finalmente a 22 % y permanece constante hasta el final del hidrograma, como se puede observar en la Figura 4.7.

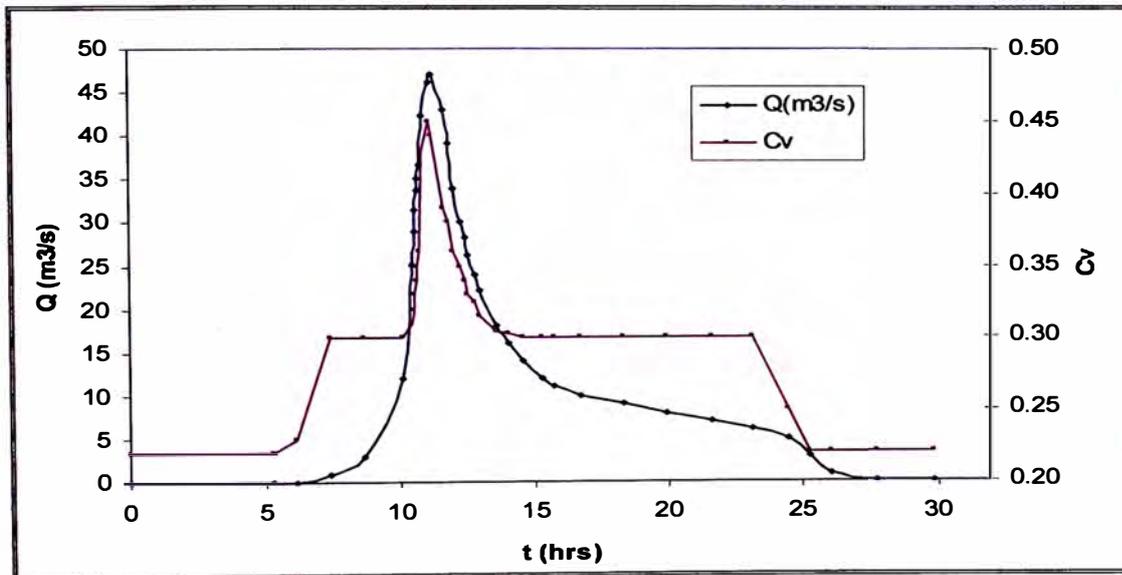


Figura 4.7 Hidrograma líquido y sólido. $Q_{ip}=47.1 \text{ m}^3/\text{s}$. $C_v=0.22-0.45$

Los resultados de la modelación con el FLO-2D nos da un volumen total de creciente simulada de 1.46 millones de m^3 , de los cuales 0.58 millones de m^3 son agua y 0.88 millones de m^3 corresponden a sedimento.

La profundidad máxima varía entre 2 m y 8 m con velocidades máximas de hasta 8 m/s en la confluencia con el río Rímac; y profundidades que varían entre 4m y 10 m con velocidades de hasta 9 m/s en la garganta de la quebrada (Figuras 4.8 y 4.9). El modelo predice un área de inundación de 42560 m^2 dentro del área simulada.

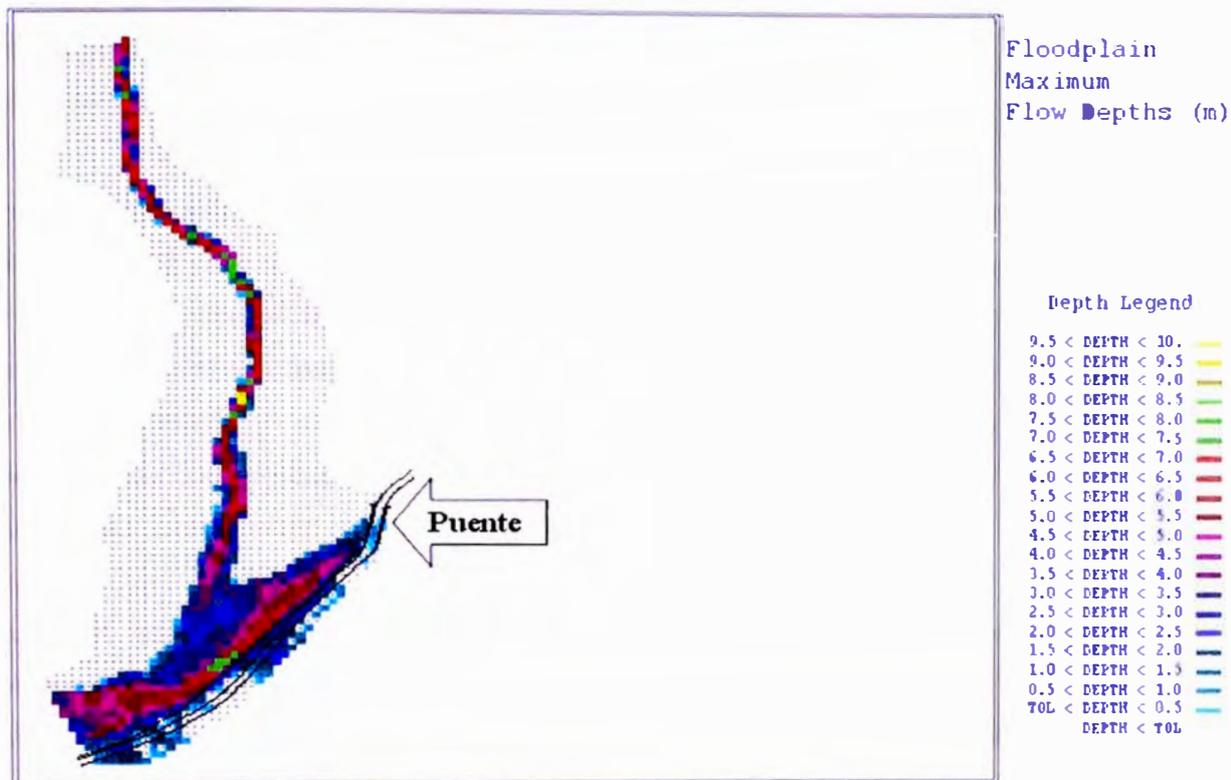


Figura 4.8 Tirantes máximos. $Q_{ip}=47.1 \text{ m}^3/\text{s}$. $C_v=0.22-0.45$

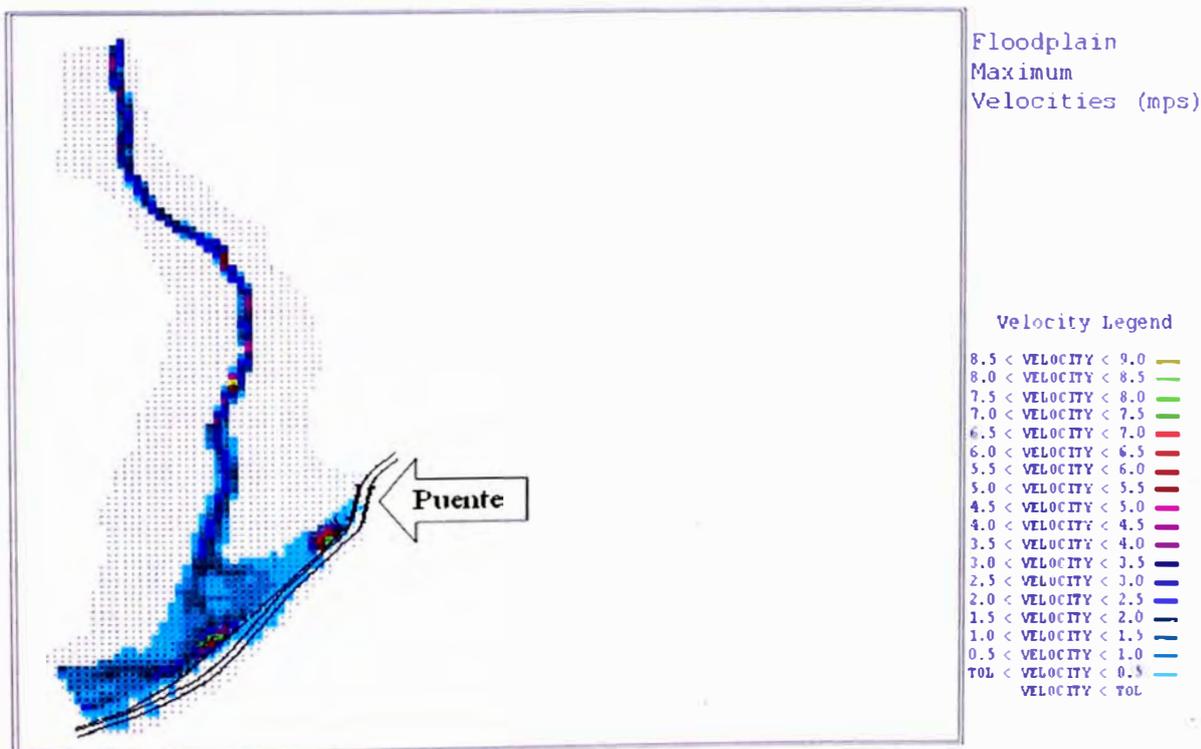


Figura 4.9. Velocidades máximas. $Q_{ip}=47.1 \text{ m}^3/\text{s}$. $C_v=0.22-0.45$

Se han simulado 2 escenarios para caudales picos líquidos de $34.3 \text{ m}^3/\text{s}$ (CN=79) y de $47.1 \text{ m}^3/\text{s}$ (CN=85) en condiciones máximas con concentración volumétrica de sedimentos variable de 22% a 45% respectivamente.

En el primer escenario se observan tirantes máximos de 9.5 m con velocidades de hasta 8.5 m/s en el cauce de la quebrada y tirantes de 8 m con velocidades de hasta 2.5 m/s en la confluencia con el río Rímac. En el segundo escenario se observan tirantes máximos de 10 m con velocidades de hasta 9 m/s en el cauce de la quebrada y tirantes de 8 m con velocidades de hasta 8 m/s en la confluencia. De ambos escenarios se puede decir que al aumentar el caudal líquido, se incrementa los tirantes y las velocidades del flujo de escombros.

También en el segundo escenario se aprecian mayores velocidades en la confluencia en comparación con el primer escenario debido a que al aumentar el caudal, el flujo se dirige con mayor violencia al cauce del río, impactando con la elevación de terreno existente (márgenes del cauce del río Rímac) y derivando las velocidades hacia aguas arriba del río.

4.4 Contraste de resultados con evidencia de campo y calibración

Un primer punto de comparación para la calibración es el volumen sólido (escombros con sedimento) reportado por el modelo y el volumen estimado de campo. Del capítulo 3, se obtuvieron los porcentajes generalizados del material existente en la quebrada de 19% de material fino y un 81% de material mayor a la malla No 200. Si asumimos que todo el material fino del huayco fue arrastrado hacia aguas abajo del río Rímac, entonces el 81% representa el material depositado o almacenado a lo largo de la quebrada y el cono de deyección. Además, la estimación del volumen depositado por Lionel Jackson para la quebrada Paihua es de 390000 m^3 como límite superior. Finalmente, un volumen total sólido considerando el 19% de material fino, debería ser 482000 m^3 aproximadamente. Hacemos nota, que el material existente en la quebrada es de gran proporción de material fino como se mostró en el Capítulo 3 y es posible que el volumen total de sedimentos puede ser mucho mayor debido a que éste

volumen de material fino es imposible de ser calculado y además existe la incertidumbre de cuánto material fue arrastrado hacia aguas abajo por el río Rímac.

Otro parámetro de comparación son las evidencias vistas en campo, en las cuales se puede estimar el tirante por rasgos en las paredes de la quebrada. Por ejemplo en un tramo curvo, se asume que el tirante máximo dejado por el flujo es un punto de control. Esta altura alcanza los 4.5 m. de altura como se observa en la Foto 4.1.

Otra observación aguas arriba de la desembocadura, son marcas de flujo en ambas paredes de la quebrada. Estas evidencias tienen alturas de 1.80 metros sobre el nivel del lecho, sin embargo este valor puede ser redondeado a 2 metros por la sedimentación en el torrente. Ver Foto 4.2.



Fotografía 4.1. Tirante máximo a 593 metros aguas arriba de la confluencia.
Altura aproximada de 4.5 metros.



Fotografía 4.2. Marca de agua registrada en ambas márgenes de la quebrada a 290 metros aguas arriba de la confluencia. Altura aproximada de 1.80 m.

La calibración consiste en tratar de coincidir los tirantes del modelo con las marcas de flujo encontradas en campo. Además debemos ajustar el volumen reportado de campo con el volumen estimado de campo. La variable a ser modificada en el modelo FLO-2D será la concentración volumétrica de sedimentos (C_v) en la estructuración del hidrograma líquido y sólido.

Por lo tanto, el hidrograma líquido y sólido calibrado para la quebrada Paihua, con un caudal pico líquido de $34.3 \text{ m}^3/\text{s}$ y un C_v variable de 22% a 35% será el que se muestra en la Figura 4.10. Este hidrograma aproxima los resultados de tirantes a las marcas observadas en campo en los respectivos puntos de control.

El tipo de muestra utilizada para la calibración será la muestra de Aspen Pit1, pues es la que mejor describe al material existente (esta elección se ha basado por las pruebas de mecánica de suelos en muestras o matrices encontradas en la quebrada, ver Anexo D). Los parámetros reológicos y otros serán los utilizados en el ítem 4.2.

El hidrograma líquido+sólido utilizado en la calibración es:

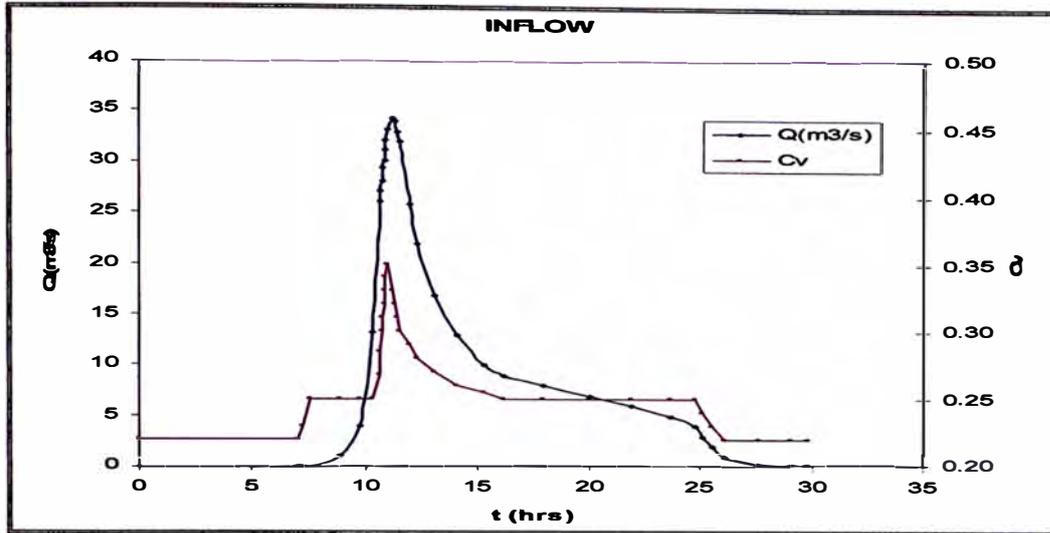


Figura 4.10. Hidrograma de entrada (calibrado). $Q_{ip}=34.3 \text{ m}^3/\text{s}$.
 $C_v = .22-0.35$

Los volúmenes reportados por el modelo FLO-2D son:

Tabla 4.4. Salida del programa FLO-2D

Flujo (m^3)	Agua (m^3)	Escombros y/o sedimento (m^3)
Hidrograma de entrada (INFLOW)	452 090	620 989
Almacenamiento dentro del área de análisis	1 798	2 545
Flujo fuera del área de simulación (OUTFLOW)	450 292	618 643

El volumen total de la creciente simulada es de 1.1 millones de m^3 , de los cuales 0.45 millones de m^3 son agua y 0.62 millones de m^3 corresponden a sedimento. Este volumen de entrada (INFLOW) en el modelo se subdivide en un volumen almacenado dentro de malla analizada (STORAGE) y un volumen de salida (OUTFLOW). Por ejemplo para el caso del volumen sólido, se tiene, que 2545 m^3 de sedimento son depositados en el área de simulación y 618643 m^3 salen fuera del área de simulación.

Además, de las salidas del programa, se aprecian tirantes máximos de 6 m con velocidades de hasta 5 m/s en el cauce de la quebrada y tirantes de 4 m con velocidades de hasta 2.5 m/s en la confluencia con el río Rímac. (Ver Figura 4.11 y 4.12).

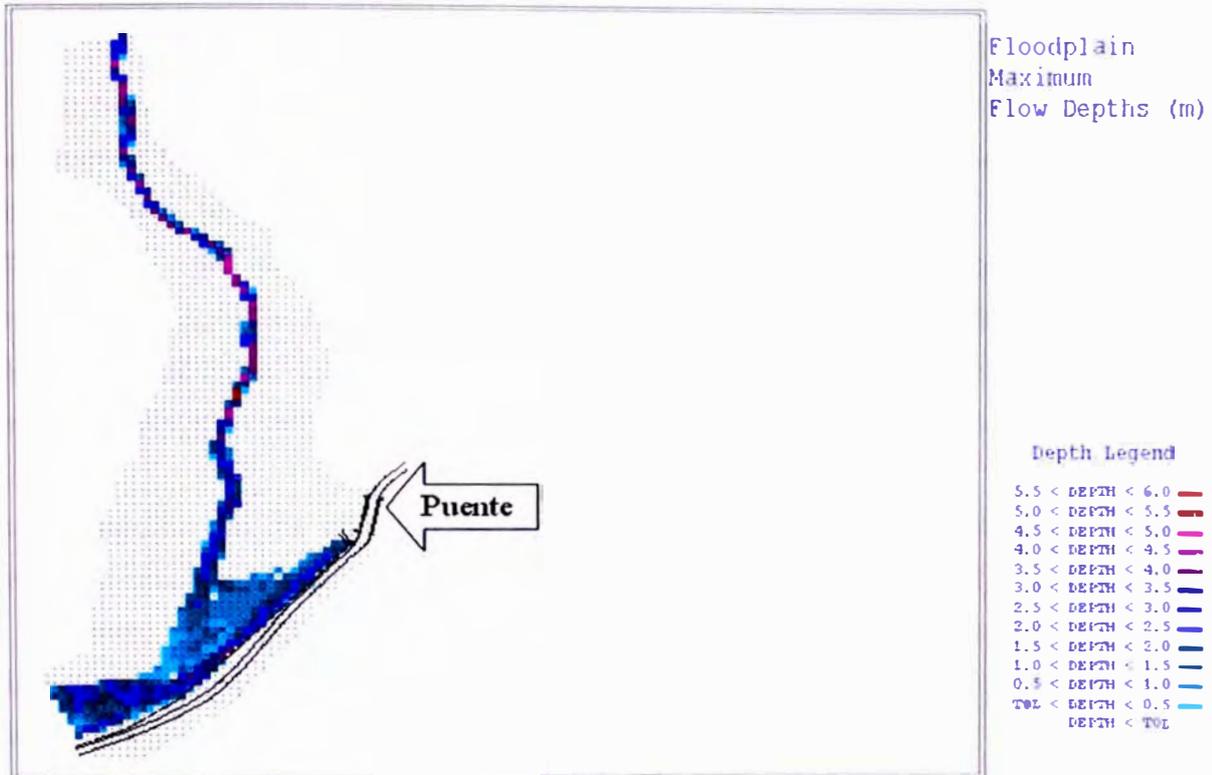


Figura 4.11. Tirantes máximos calibrados. $Q_{ip}=34.3 \text{ m}^3/\text{s}$. $C_v=0.22-0.35$

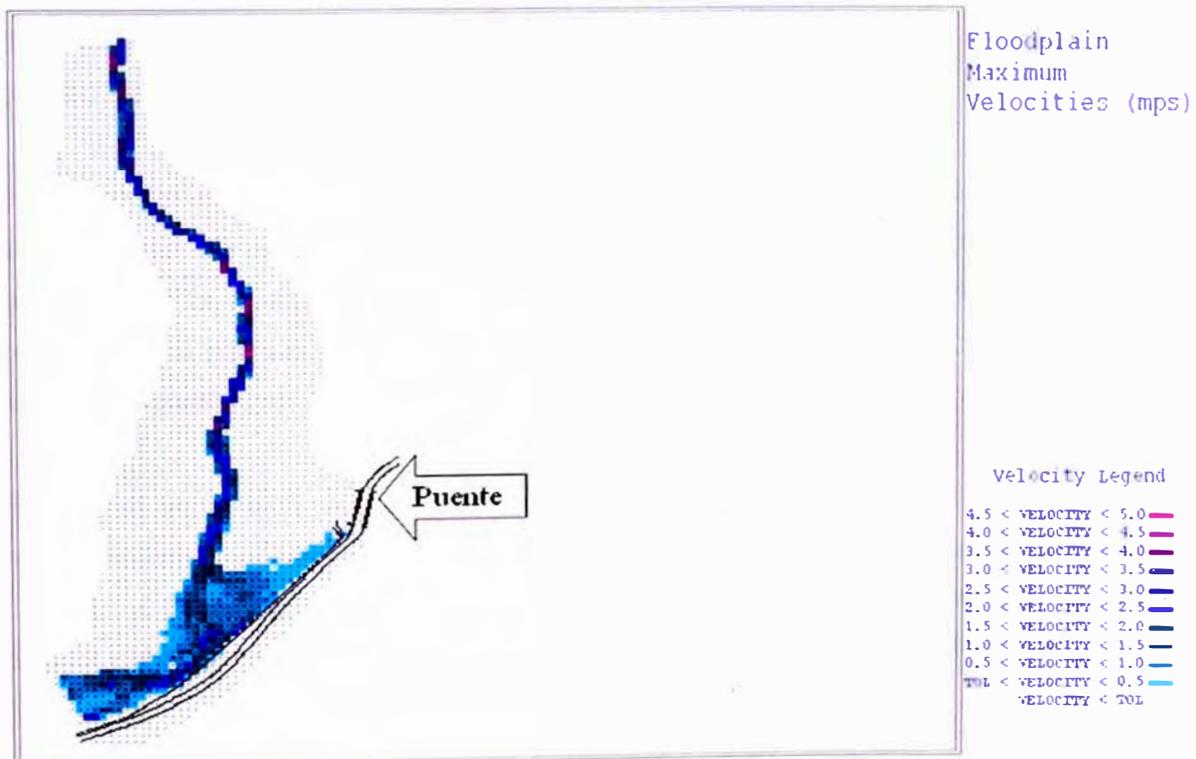


Figura 4.12. Velocidades máx. calibradas. $Q_{ip}=34.3 \text{ m}^3/\text{s}$. $C_v=0.22-0.35$

4.5 Análisis e Interpretación de resultados

El volumen de escombros calculado por el geólogo canadiense Lionel Jackson tiene como límite superior los 390000 m³. Sin embargo añadiéndole el 19% de material fino (material arrastrado hacia aguas abajo del río Rímac) resulta 482000 m³ de escombros con sedimento. De las salidas del programa se obtiene un volumen total de 620 989 m³. Como se observa el volumen difiere en 138 989 m³ al volumen dado por el geólogo canadiense. Sin embargo las alturas del flujo coinciden con lo asumido y observado en campo. (Ver Figura 4.13).

La calibración se ha ajustado a las observaciones de campo en la quebrada, debido a que es un parámetro posible de medir y observar in-situ. Sin embargo el volumen estimado en campo tiene cierta incertidumbre, debido a la gran cantidad de material fino en la quebrada lo que produce un mayor volumen de sedimento posible para ser arrastrado aguas abajo del río Rímac.

Para la zona de confluencia, se observa alturas del huayco de 2 a 4.5 metros. En una avenida inmediata producida por el río Rímac se efectuaría un mecanismo de rotura de presa (desbordamiento del río), lo que añadiría mayor desastre a la ciudad de Matucana.

Es importante recordar que el fenómeno de flujo de barro y escombros es sumamente complejo y un modelo matemático es una sólo aproximación al problema. Por ejemplo, en un alud torrencial real, pueden ocurrir represamientos ocasionados por acumulaciones de troncos y rocas, sobre los cuales se acumula el fluido ocasionando altas presiones que pueden llegar a destruir la presa.

El caudal generado por una de estas roturas puede ser varias veces mayor que el caudal pico predicho por un análisis hidrológico convencional de crecientes. Debido a la incertidumbre en cuanto a la ubicación y tiempo en que pueden ocurrir estas presas, el modelo FLO-2D no simula este tipo de fenómenos.

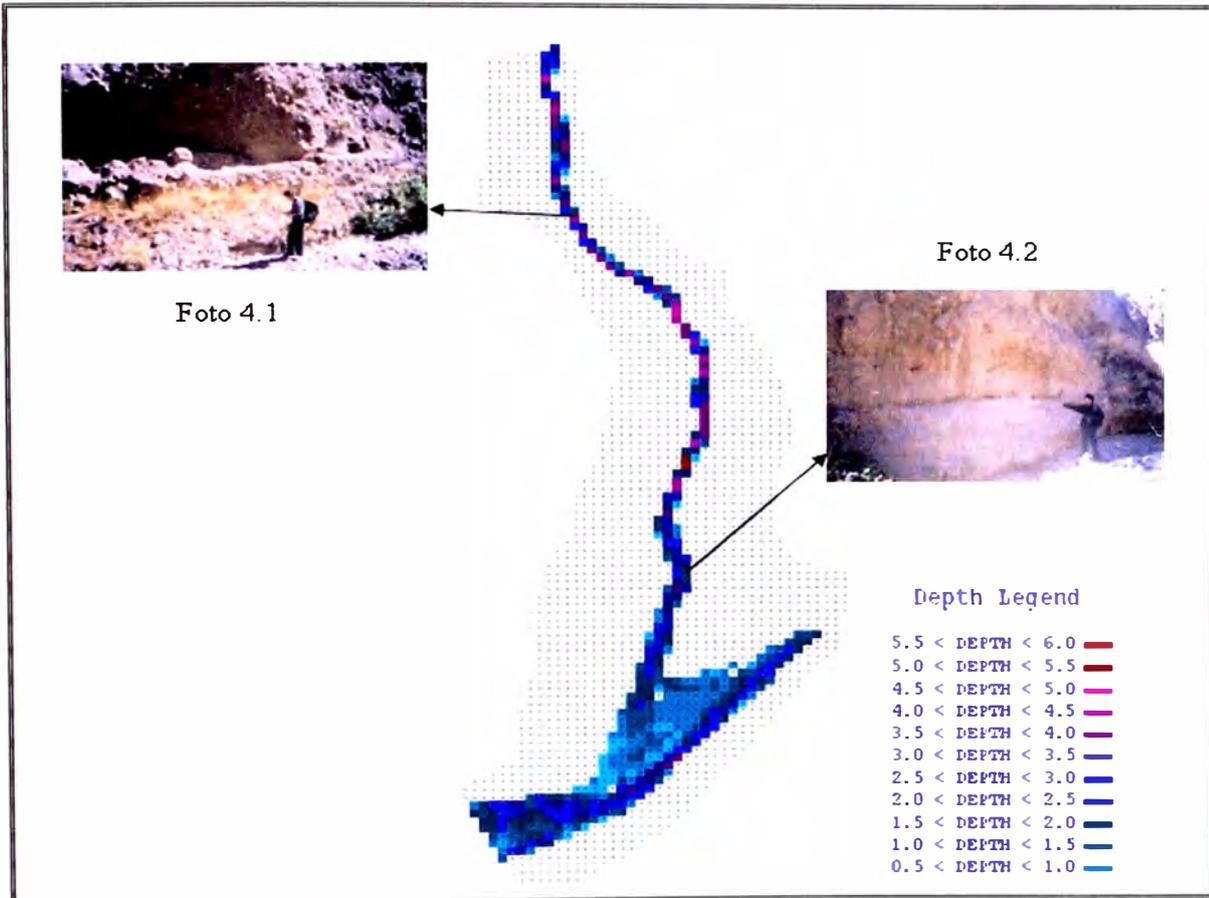


Figura 4.13. Contraste con evidencias de campo. Tramo de 750 metros con celdas de 8 x 8m. Quebrada Paihua.

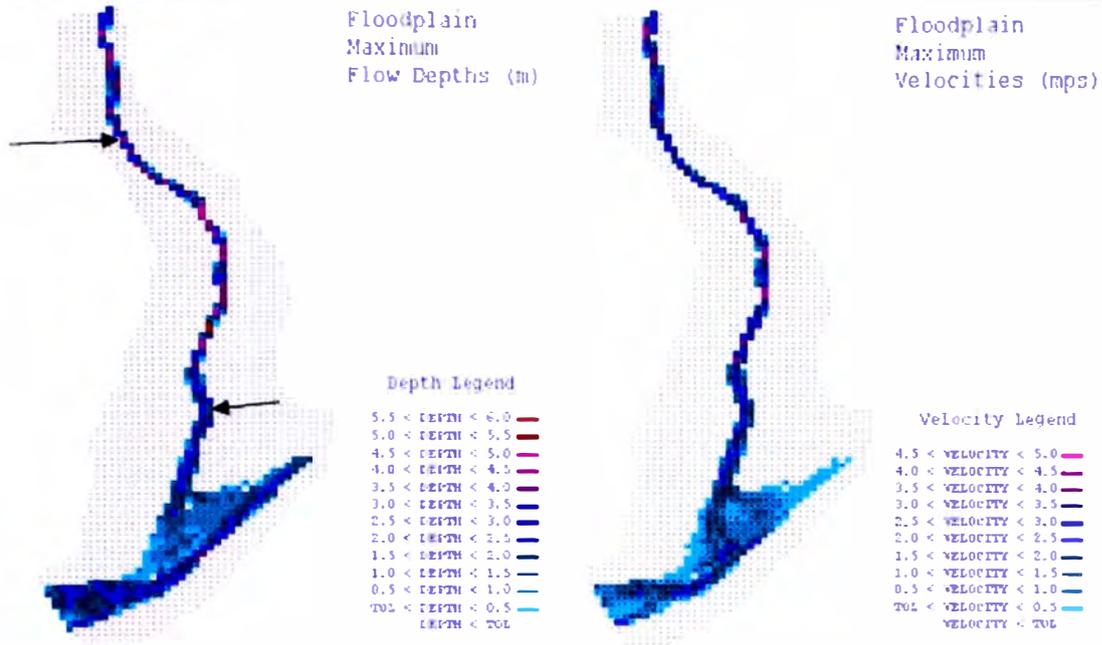
4.6 Sensibilidad del programa

En esta parte de la tesis, se conocerá la sensibilidad del programa al efectuar cambios en los parámetros de entrada del modelo FLO-2D.

Para todos los escenarios, se tomará la misma topografía con grillas de 8 x 8 m y el hidrograma líquido correspondiente al caudal pico líquido de 34.3 m³/seg, con una variación de concentración volumétrica de sedimentos de 0.22 a 0.35. Los parámetros reológicos y otros serán los utilizados en el ítem 4.2. El punto de comparación para descartar posibles escenarios, serán los puntos de control de la Foto 4.1 y de la Foto 4.2. Se analizarán las siguientes variaciones en el modelo:

- Disminución en el coeficiente de rugosidad de Manning a 0.050, constante para toda la quebrada.
- Disminución en la gravedad específica del sedimento. Se tomará el menor valor de gravedad específica del sedimento de las pruebas de mecánica de suelos igual a 2.58.
- Análisis con la muestra de mayor viscosidad (Glenwood4). Se analizarán las salidas del programa si los parámetros reológicos corresponden a una muestra de viscosidad alta.
- Análisis con la muestra de menor porción de arcillas (Glenwood2). Se analizarán las salidas del programa si los parámetros reológicos corresponden a una muestra de poca cantidad de arcilla.
- Aumento en el parámetro de resistencia al flujo laminar (K). Se utilizará un K igual a 4000. El valor de 4000 es el límite superior para una quebrada de mediana vegetación, según la Tabla 2.8 (en Capítulo 2).

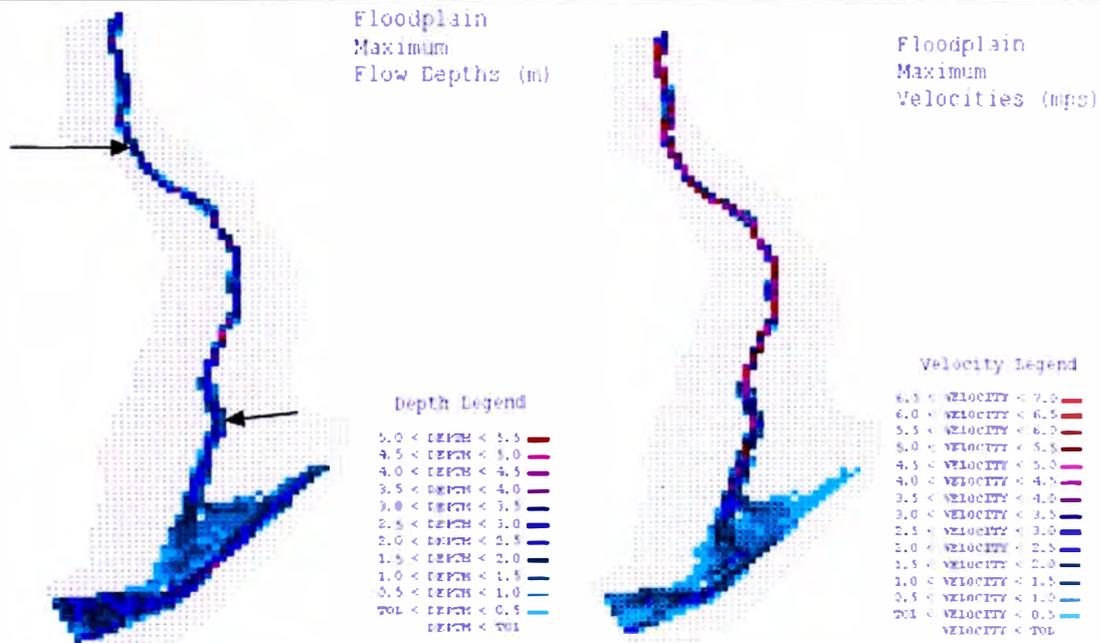
$Q_1=34.1 \text{ m}^3/\text{s}$, muestra: Aspen Pit1, $n=0.04-0.17$, $G_s=2.65$, $K=2285$



Tirante máximo (m)			Velocidad máxima (m/s)	
Foto 4.1	Foto 4.2	Confluencia	Canal	Confluencia
4.5	2.0	4.5	5.0	2.5

Tabla 4.5. Tirantes y velocidades máximas. Condiciones de calibración

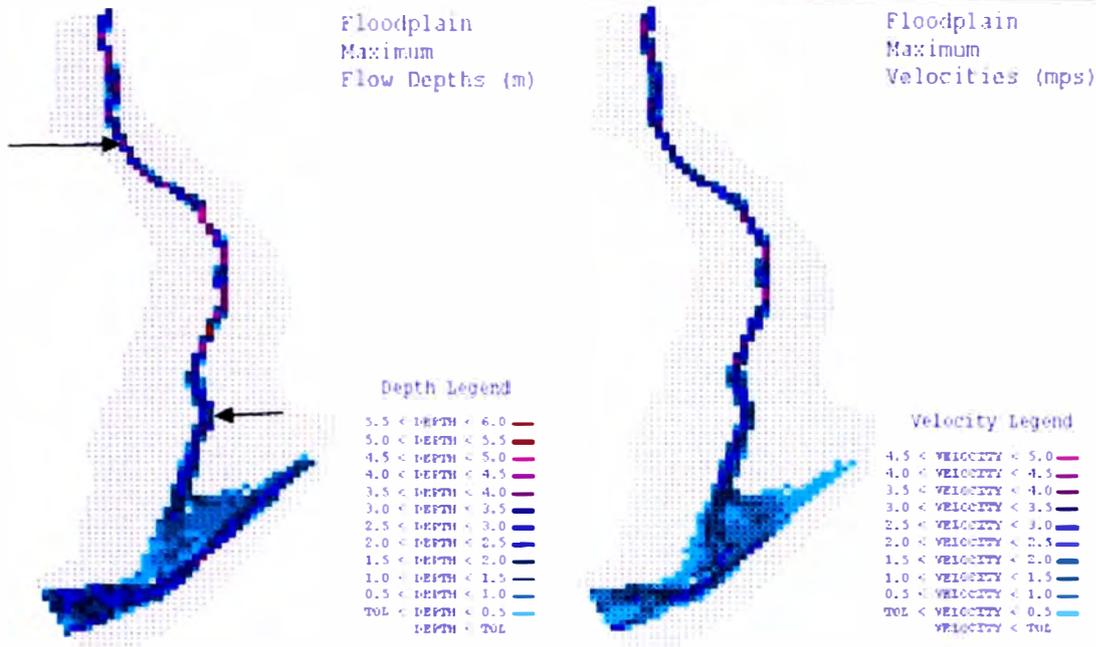
$Q_1=34.1 \text{ m}^3/\text{s}$, muestra: Aspen Pit1, $n=0.050$, $G_s=2.65$, $K=2285$



Tirante máximo (m)			Velocidad máxima (m/s)	
Foto 4.1	Foto 4.2	Confluencia	Canal	Confluencia
3.5	1.5	4.5	7.0	3.0

Tabla 4.6. Tirantes y velocidades máximas. $n=0.050$

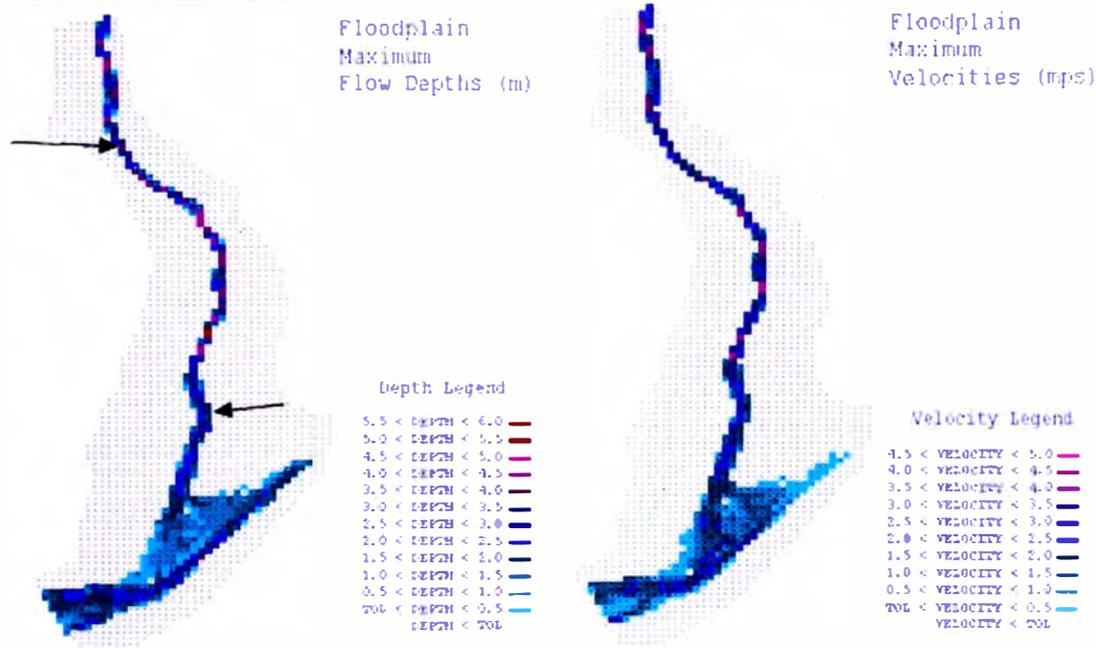
$Q_i=34.1 \text{ m}^3/\text{s}$, muestra: Aspen Pit1, $n=0.04-0.17$, $G_s=2.58$, $K=2285$



Tirante máximo (m)			Velocidad máxima (m/s)	
Foto 4.1	Foto 4.2	Confluencia	Canal	Confluencia
4.5	2.0	4.0	5.0	2.5

Tabla 4.7. Tirantes y velocidades máximas. $G_s=2.58$

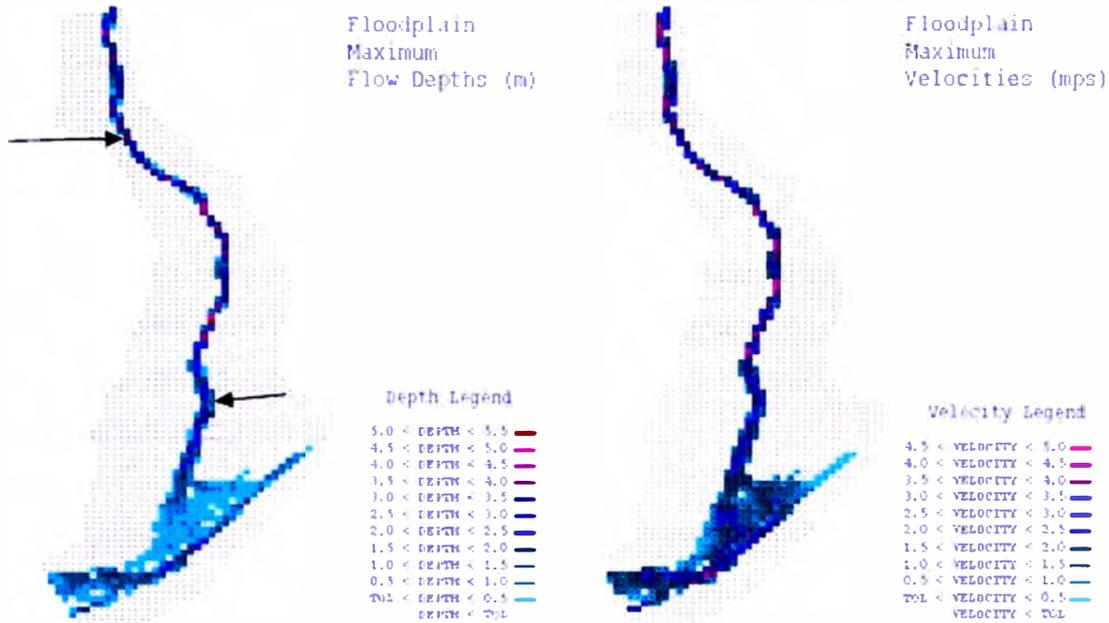
$Q_i=34.1 \text{ m}^3/\text{s}$, muestra: Glenwood4, $n=0.04-0.17$, $G_s=2.65$, $K=2285$



Tirante máximo (m)			Velocidad máxima (m/s)	
Foto 4.1	Foto 4.2	Confluencia	Canal	Confluencia
4.0	2.0	4.0	5.0	4.0

Tabla 4.8. Tirantes y velocidades máximas. Muestra Glenwood4

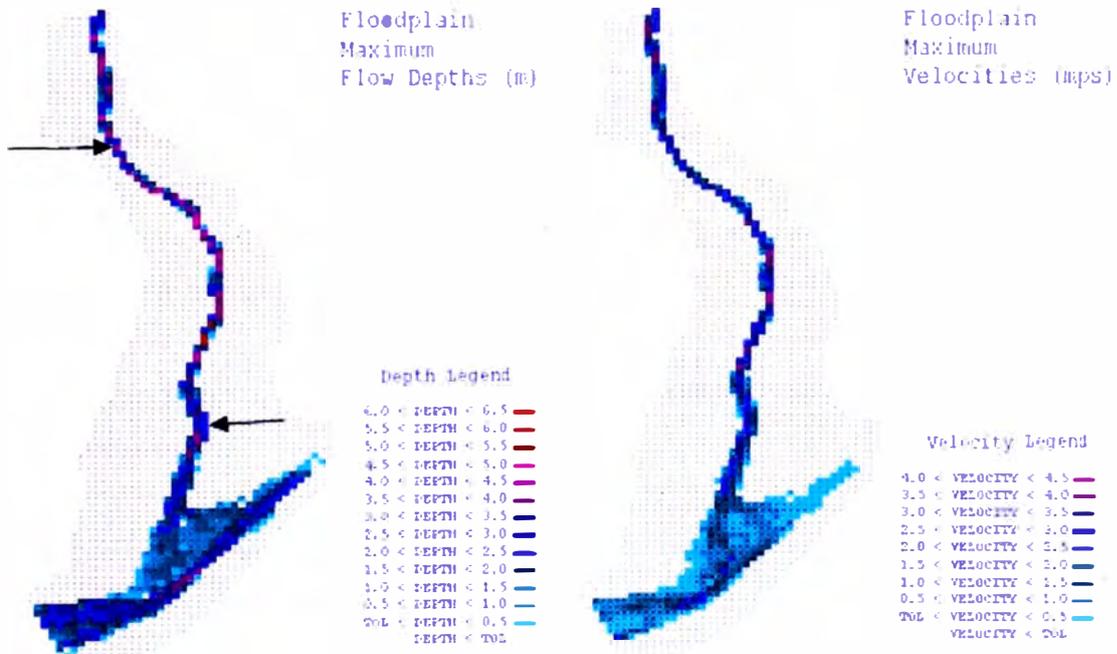
$Q_f=34.1 \text{ m}^3/\text{s}$, muestra: Glenwood2, $n=0.04-0.17$, $G_s=2.65$, $K=2285$



Tirante máximo (m)			Velocidad máxima (m/s)	
Foto 4.1	Foto 4.2	Confluencia	Canal	Confluencia
3.0	1.5	2.5	5.0	5.0

Tabla 4.9. Tirantes y velocidades máximas. Muestra Glenwood2

$Q_f=34.1 \text{ m}^3/\text{s}$, muestra: Aspen Pit1, $n=0.04-0.17$, $G_s=2.65$, $K=4000$



Tirante máximo (m)			Velocidad máxima (m/s)	
Foto 4.1	Foto 4.2	Confluencia	Canal	Confluencia
5.0	2.5	4.5	4.5	2.5

Tabla 4.10. Tirantes y velocidades máximas. Muestra K=4000

De los diferentes casos de sensibilidad, se puede decir que:

- Cuando disminuimos de 2.65 a 2.58 la gravedad específica del sedimento (G_s) no se observan variaciones notables en los tirantes y velocidades máximas.
- Cuando utilizamos una muestra de Glenwood4 (la de mayor viscosidad) se tiene un mismo desarrollo que la muestra de Aspen Pit1 en el canal, pero en la confluencia se observa un aumento de la velocidad y una disminución en el área de mayor tirante.
- Cuando utilizamos una muestra de Glenwood2 (la de menor cantidad de arcilla) se observa aún más el aumento de la velocidad y la disminución en el tirante, tanto en el canal como en la confluencia.
- Cuando aumentamos el parámetro de resistencia de flujo laminar (K) de 2285 a 4000, se observa una disminución de la velocidad en la confluencia y un aumento de tirante en el cauce de la quebrada.

Además, analizando los puntos de control (Foto 4.1 y 4.2) se puede descartar algunos escenarios, debido a la incompatibilidad con las evidencias de campo encontradas. Por lo tanto, para el presente caso de la quebrada Paihua, se descarta como posibles simulaciones debido a la diferencia con las evidencias encontradas en campo los siguientes escenarios:

- Disminución en el Manning de 0.05 constante en el cauce como en la confluencia.
- Utilización de la muestra Glenwood2 (muestra de menor cantidad de arcilla).
- Aumento en el parámetro de resistencia de flujo laminar a $K=4000$.

4.7 Simulación del flujo en la ciudad de Matucana

Una vez conocido los parámetros reológicos característicos de la quebrada provenientes de la calibración del modelo, se procede a simular bajo éstas condiciones el posible flujo en la ciudad de Matucana. Para ello se empleará una topografía obtenido por métodos aerofotogramétricos de fotografías aéreas tomadas en Noviembre de 1999 por el Instituto Geográfico Nacional (IGN). El plano presenta una escala de 1:5000 (ver Plano No.06).

Las grillas utilizadas para la simulación serán de 25 m x 25 m. Los parámetros de entrada para la simulación serán los mismos de la etapa de calibración con un caudal líquido pico de 34.3 m³/seg y un C_v variable de 22% a 35%. La longitud de quebrada simulada es de 2.7 Km.

Para la simulación se incluirá el caudal del río Rímac que ocurrió el día del huayco en 1983 (4 de Marzo, según informe de PREDES), pues se trata de reproducir el efecto del fenómeno. La estimación del caudal en Matucana se basa en una interpolación entre las estaciones de San Mateo y Chosica R-2 en proporción a las áreas de aporte de cuencas intermedias e isoyetas (se hace nota que, como referencia se ha tomado las isoyetas de precipitaciones anuales como una aproximación a la distribución de las isoyetas de precipitaciones máximas en 24 horas), ver Anexo E.

El caudal obtenido es de 27.2 m³/s para el río Rímac, en Matucana. Además se toma en cuenta el encauzamiento del río comprendido entre 3 y 4 m de profundidad. En la simulación del río Rímac, se asume una concentración volumétrica de sedimentos mínima (C_v<0.20), que nos aproxima el flujo del río como una avenida de agua limpia.

Un análisis adicional será simulando que luego de producirse el huayco en la quebrada Paihua (para un caudal del río de 27.2 m³/s) se produce una avenida de 80 m³/s en el río Rímac, con el fin de presentar el fenómeno de desborde del río por la colmatación ocurrida en el cauce del río por el huayco. Este proceso consiste en una vez obtenido los tirantes dejados por el huayco proveniente de la

quebrada, se añaden a la topografía éstos valores y lo simulamos como una nueva topografía con la ocurrencia del caudal constante de $80 \text{ m}^3/\text{s}$ en el río Rímac. El tiempo de simulación será de 7 horas.

En resumen, realizaremos los siguientes escenarios:

- Escenario1. Flujo proveniente de la quebrada, considerando que por el río pasa un caudal mínimo.
- Escenario2. Flujo proveniente de la quebrada, considerando que por el río pasa un caudal constante de $27.1 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Escenario3. Luego de ocurrido el escenario2, se considera que pasa por el río un caudal constante de $80 \text{ m}^3/\text{s}$ como caudal máximo. (Este escenario es el que se aproxima a lo ocurrido en el último huayco de Matucana).

Los resultados de la simulación con el FLO-2D para el Escenario 1, se muestran en las Figuras 4.14 y 4.15.

De las imágenes se aprecia que en el cauce del río, la profundidad máxima varía entre 1 m y 3.5 m con velocidades promedios de 3 m/s hasta 9.5 m/s.

De la Figura 4.14 se observa que la mayor zona de represamiento y donde se podría producir un desbordamiento del río por el flujo de escombros almacenado o dejado por el huayco, se encuentra a 430 metros aguas abajo de la confluencia en el río Rímac con la quebrada Paihua.

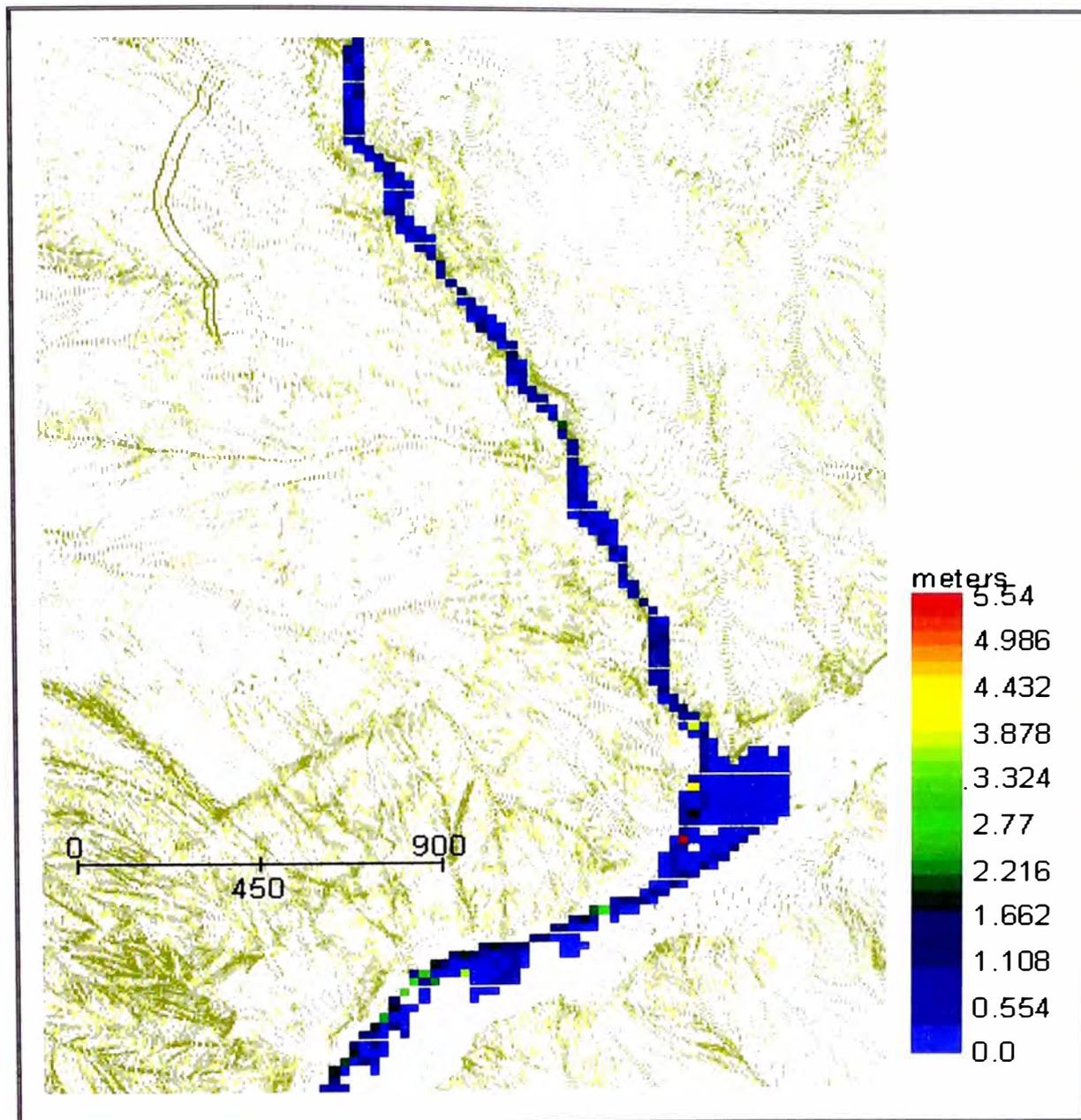


Figura 4.14. Tirantes máximos del flujo por elemento de grilla. Escenario 1

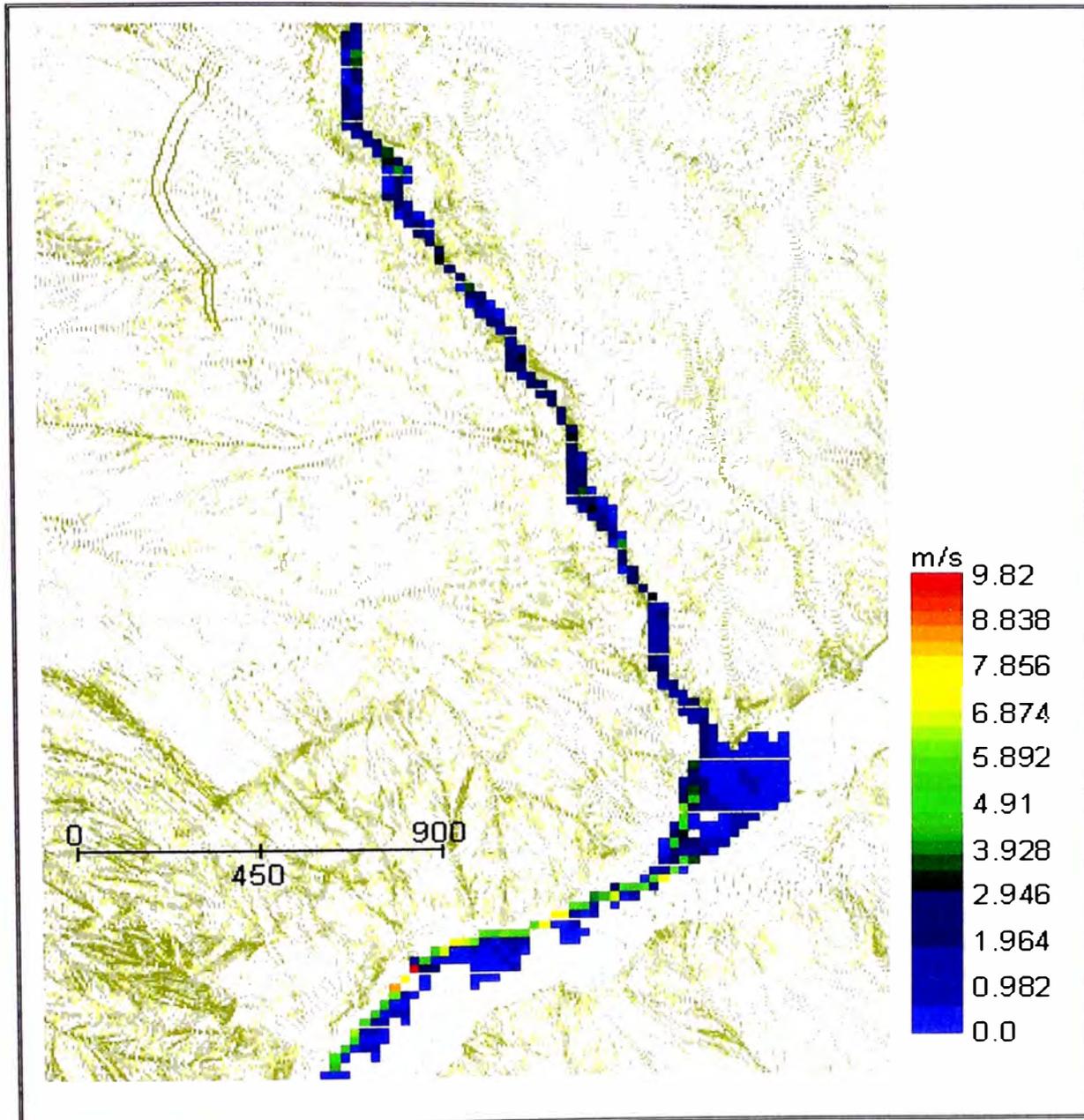


Figura 4.15. Velocidades máximas del flujo por elemento de grilla. Escenario1

En las Figuras 4.16 y 4.17 se observan los tirantes y velocidades máximas dados de la simulación con el FLO-2D para el escenario2.

De los resultados, se observa la distribución de tirantes similar al escenario 1, sin embargo, las zonas de desbordamiento en el cauce del río son de menor área. Esto puede deberse a que un caudal líquido del río Rímac trabaja como un “amortiguador” de la masa de lodo, disminuyendo el efecto de la mezcla del huayco y transportándola hacia aguas abajo. Por lo tanto, a mayor caudal líquido del río Rímac, el efecto de la mezcla del huayco (flujo de lodo) proveniente de la quebrada, disminuirá en su concentración de sedimentos (C_v). Se hace nota, que según la literatura un C_v menor a 0.20 trabaja como una avenida de agua limpia.

En cuanto a las velocidades, se observa un aumento en el cauce del río, debido al efecto del caudal de $27.1 \text{ m}^3/\text{s}$ del río Rímac. Las velocidades varían en promedio entre los 6 m/s a 14 m/s a lo largo del río. Este aumento de velocidad en el cauce del río nos indica que existe un mayor arrastre del material de sedimento, y confirmamos la sentencia anteriormente indicada. Además de la Figura 4.17, se observa a 730 metros aproximadamente aguas abajo de la confluencia en el río Rímac, velocidades de hasta 22 m/s que implica un riesgo de erosión en la margen derecha del río.

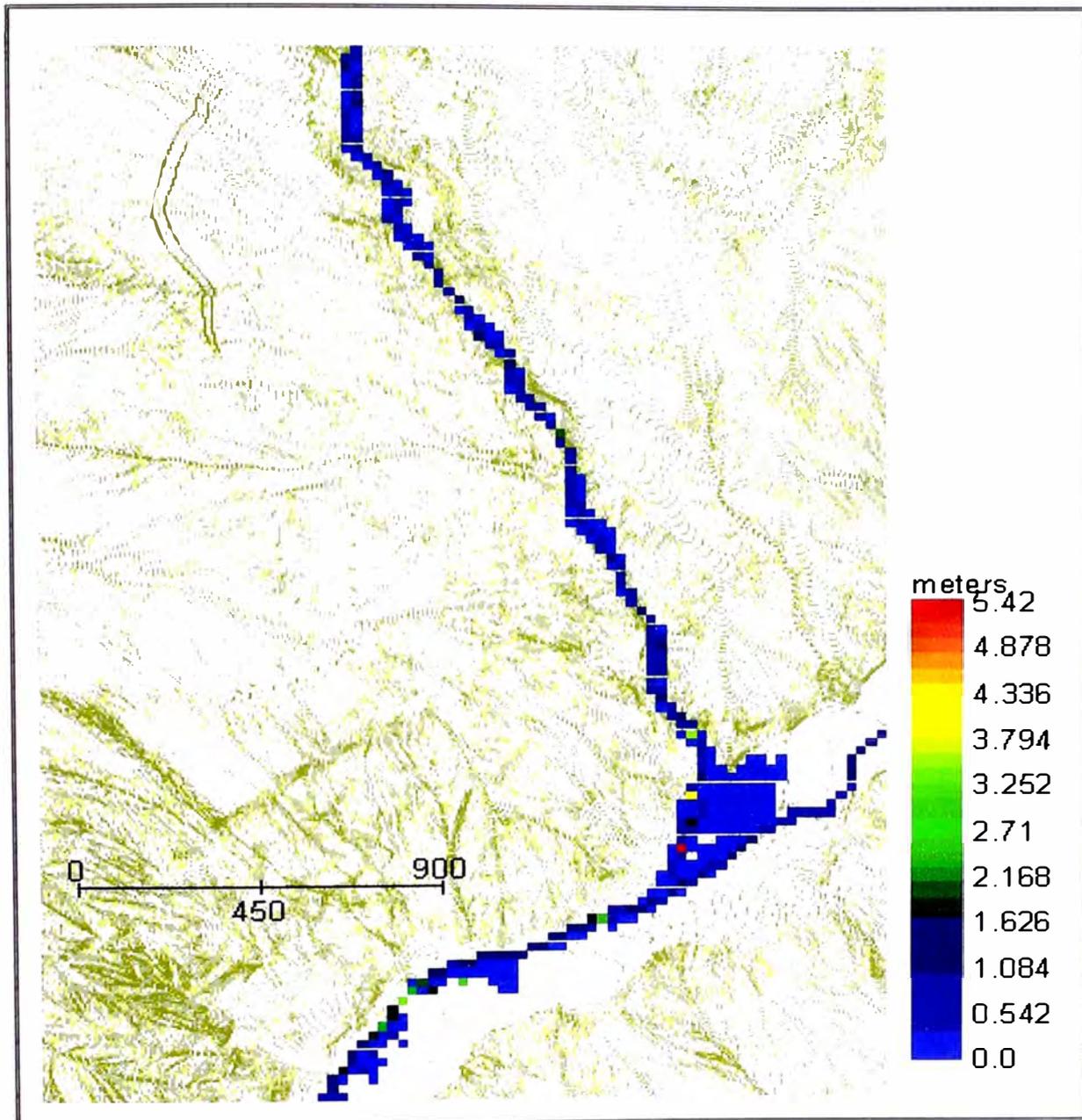


Figura 4.16. Tirantes máximos del flujo por elemento de grilla. Escenario2

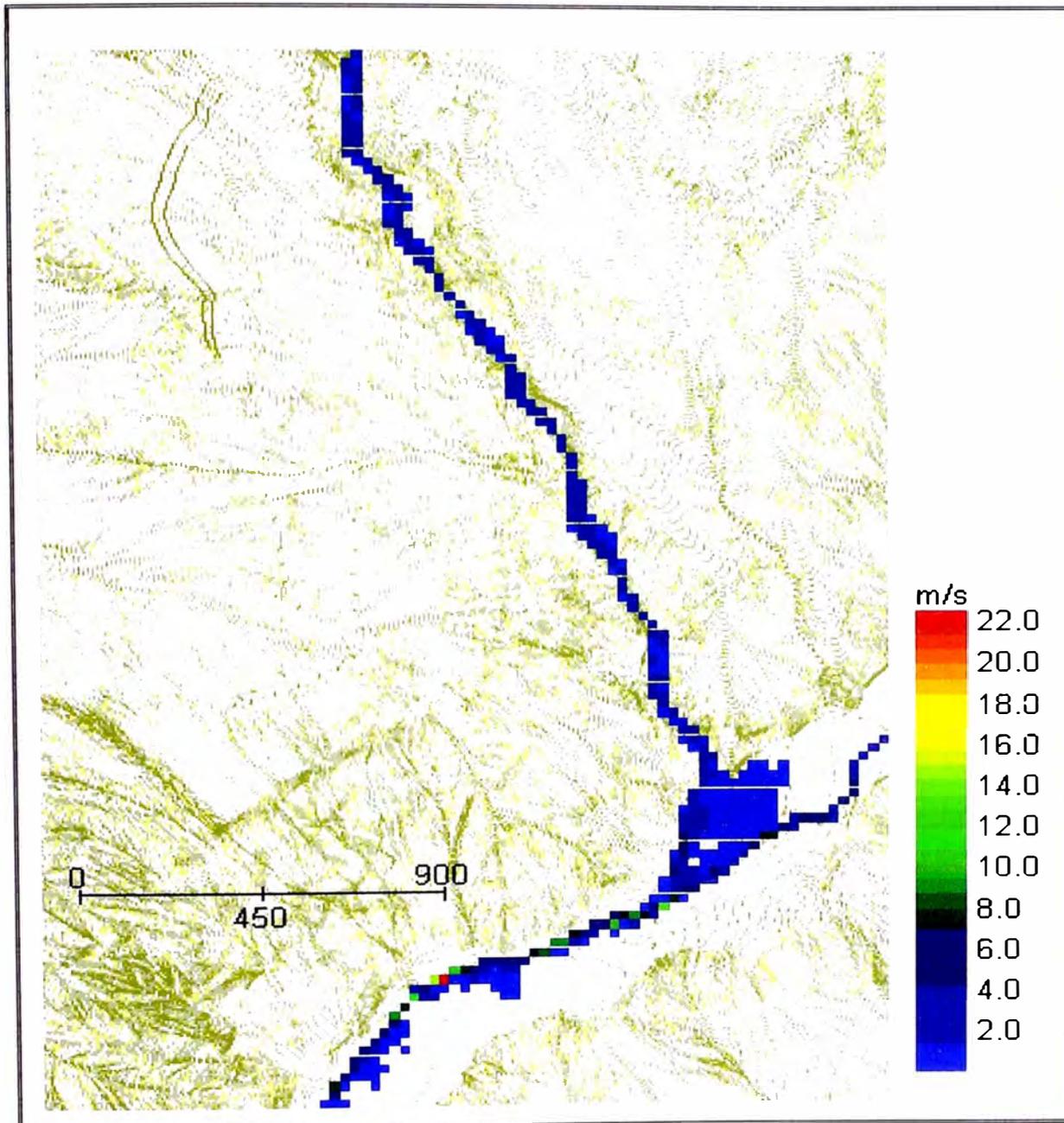


Figura 4.17. Velocidades máximas del flujo por elemento de grilla. Escenario2

En las Figuras 4.18 y 4.19 (Escenario 3) se observan los tirantes y velocidades máximas dados por el programa para un caudal del río de $80 \text{ m}^3/\text{s}$ después de ocurrido el Escenario2.

De los resultados para la simulación del escenario 3, se observan tirantes, en el cauce del río entre 1 y 2 metros (hacemos notas que las nuevas elevaciones del terreno, son las elevaciones finales del escenario 2). Además, se observa un mayor desborde del río a 430 metros aguas a bajo de la confluencia. En la zona afectada en la ciudad de Matucana, se aprecian tirantes máximos de 1.50 metros en una zona específica.

Las velocidades máximas en el cauce del río se encuentran entre los 5 m/s y 12 m/s. En la zona afectada en la ciudad de Matucana, las velocidades máximas varían entre 0.5 y 2 m/s.

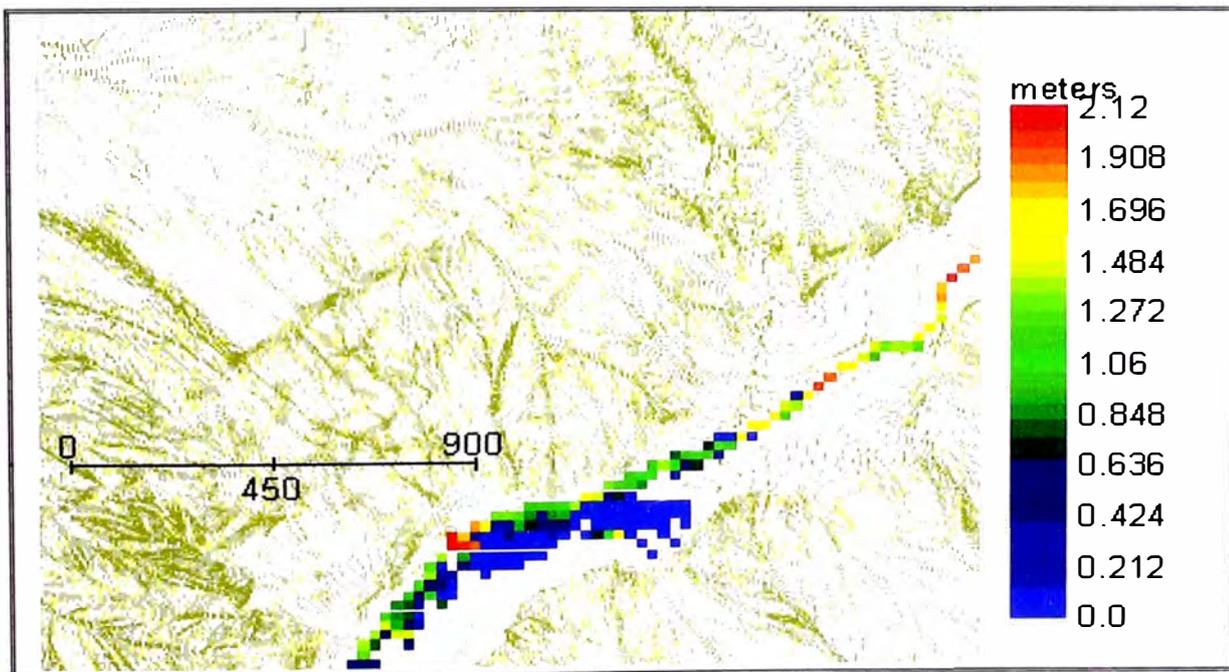


Figura 4.18. Tirantes máximos del flujo por elemento de grilla. Escenario 3.

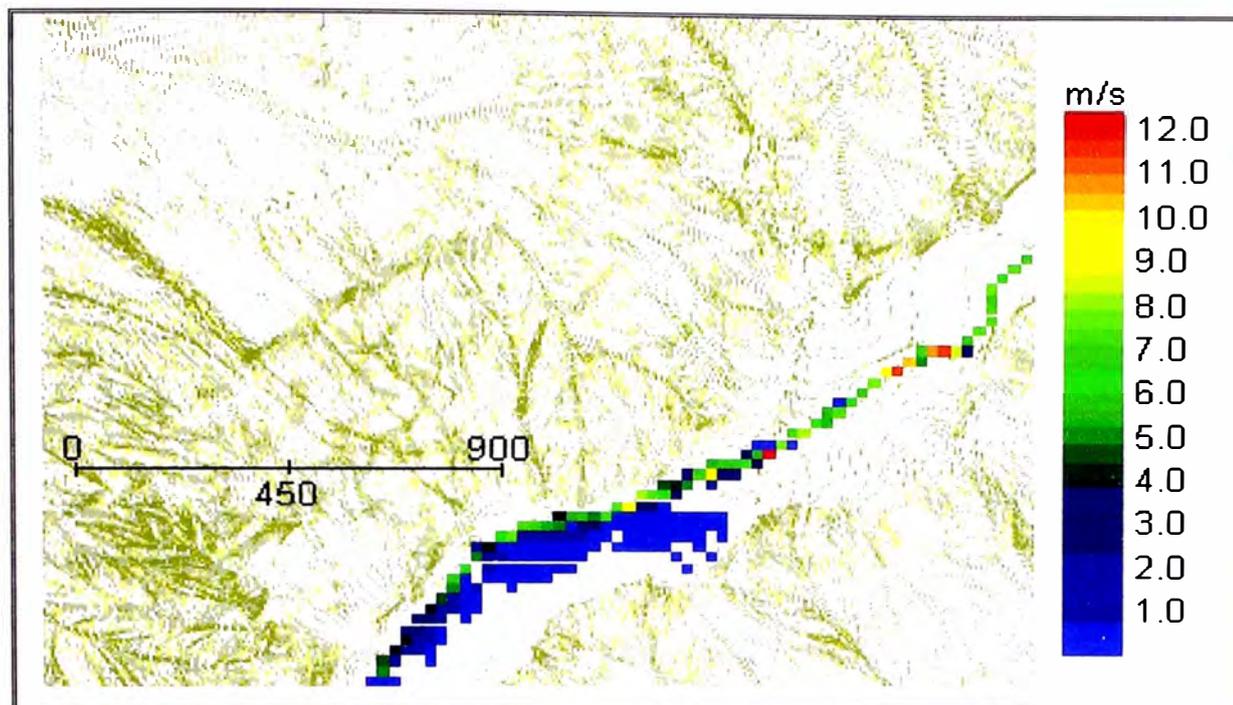


Figura 4.19. Velocidades máximas del flujo por elemento de grilla. Escenario3.

4.8 Elaboración del mapa preliminar de amenaza

A continuación se describirá una metodología para obtener un mapa de amenaza en función de los resultados de tirantes y velocidades del FLO-2D.

El mapa resultante permite representar la amenaza potencial que existe en cada punto de la zona urbanizada, debido a la posible ocurrencia de un alud torrencial.

Las zonas con diferentes amenazas se diferencian entre sí mediante los colores rojo, naranja y amarillo según la amenaza sea alta, media o baja. Cada tipo de amenaza corresponde a una serie de daños a personas y edificaciones, de acuerdo a la metodología propuesta en el proyecto PREVENE, (Basabe, 2001), como se explica a continuación:

Amenaza Alta (Color Rojo).- Las personas están en peligro tanto dentro como fuera de las viviendas o edificios. La zona de amenaza alta debe ser una zona sujeta a reglamentación.

Amenaza Media (Color Naranja).- Las personas están en peligro fuera de las viviendas o edificios. Las edificaciones pueden sufrir daños, pero no destrucción repentina, siempre y cuando su estructura sea adaptada a las condiciones del lugar. La zona de amenaza media debe ser una zona sujeta a reglamentación.

Amenaza Baja (Color Amarillo).- El peligro para las personas es débil o inexistente. Las edificaciones pueden sufrir daños leves, pero puede haber daños graves en el interior. La zona de amenaza baja es de sensibilización.

Debido a la alta concentración de rocas y escombros, un alud torrencial es potencialmente más destructivo que un flujo de agua. Por lo tanto, para aludes torrenciales se han propuesto las siguientes relaciones:

Intensidad alta	$h > 1 \text{ m}$ ó $vxh > 1 \text{ m}^2/\text{s}$
Intensidad media	$h < 1 \text{ m}$ ó $vxh < 1 \text{ m}^2/\text{s}$
Intensidad baja	No existe para éste fenómeno (mud/deris flow)

Bajo este criterio se procede a crear el mapa preliminar de amenaza para la ciudad de Matucana. Se ha utilizado el post-procesador MAPPER (programa incluido del FLO-2D) versión 5.0 para la realización de la Figura 4.20. Se enfoca principalmente la parte baja de la quebrada con la ciudad de Matucana.

Según la Figura 4.20 los sectores más amenazados se sitúan en las áreas pertenecientes a las calles Jr. Lima y calles transversales (aguas abajo paralelas al Jr. Junín). Por otro lado se encuentra toda el área que bordea al río Rimac. Además como infraestructuras principales a ser dañadas se encuentra el C.E “San Juan Bautista” y la comisaría PNP de la ciudad. Estas áreas mencionadas son las posibles zonas críticas ante un evento de flujo de escombros (ver Tabla 4.11).

Tabla 4.11. Areas afectadas en la ciudad de Matucana

Zona afectada	Unidad	Resultado	Nota
Río Rímac	Km	1.2	Posible colmatación del cauce, aguas debajo de la confluencia.
Carretera Central	Km	1.2	Posible desgaste de la capa asfáltica.
Terreno	Ha	4.0	Área ubicada desde la carretera hacia la ciudad.
Viviendas importantes	Und	Mayor a 15	Principales: C.E "San Juan Bautista", y PNP.

Para poder disminuir el daño frente a la ciudad de Matucana, se tendría que proteger las zonas de Alto riesgo (color rojo) como se muestra la Figura 4.20. Por lo tanto, como condición que salvaguarda los sectores que están frente al impacto directo del flujo de la quebrada es el incremento de la altura del muro de contención mayor a los 3-4 metros (altura simulada de cauce de río) a lo largo del río Rímac.

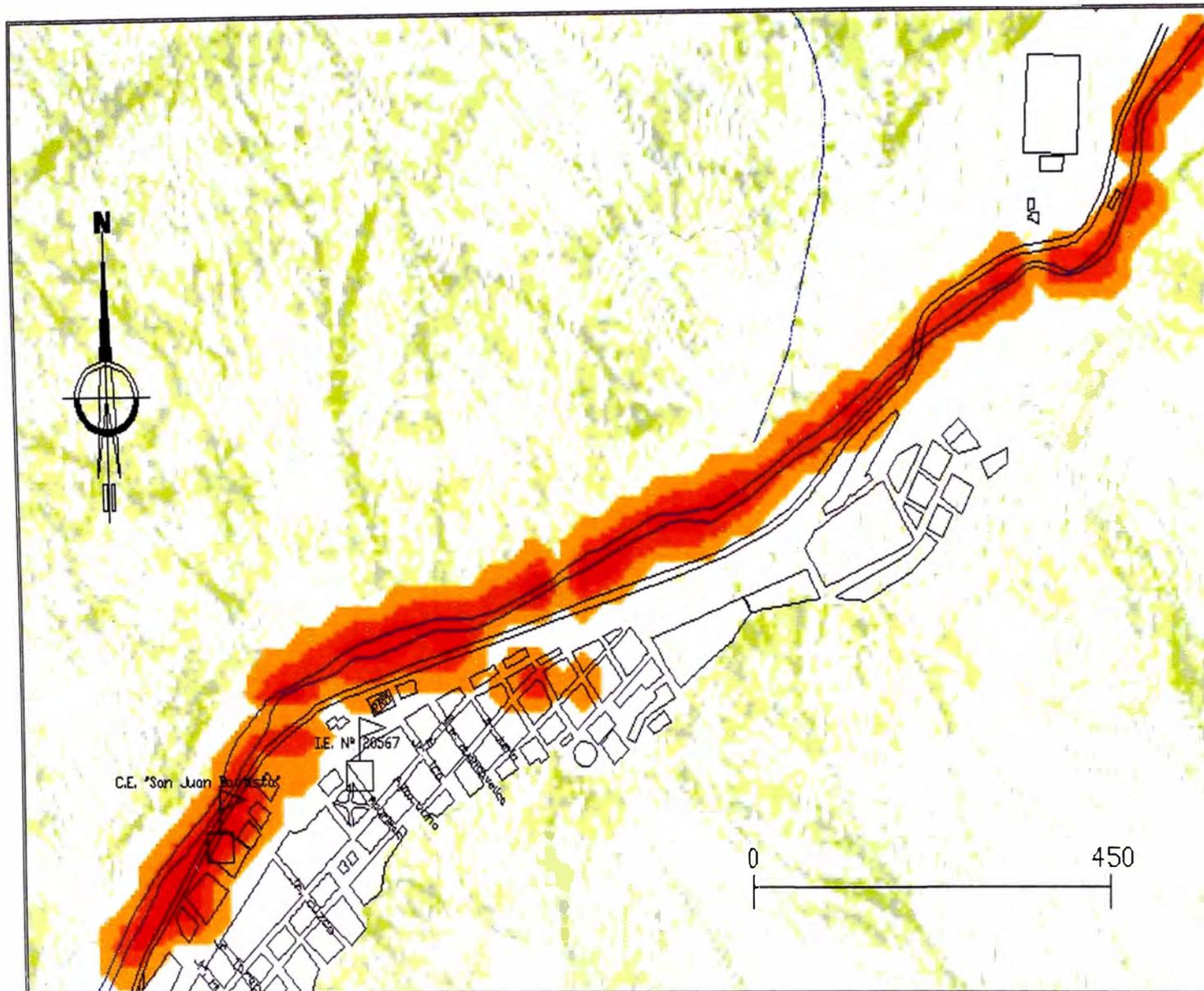


Figura 4.20. Mapa preliminar de amenaza para la ciudad de Matucana (Escenario3)

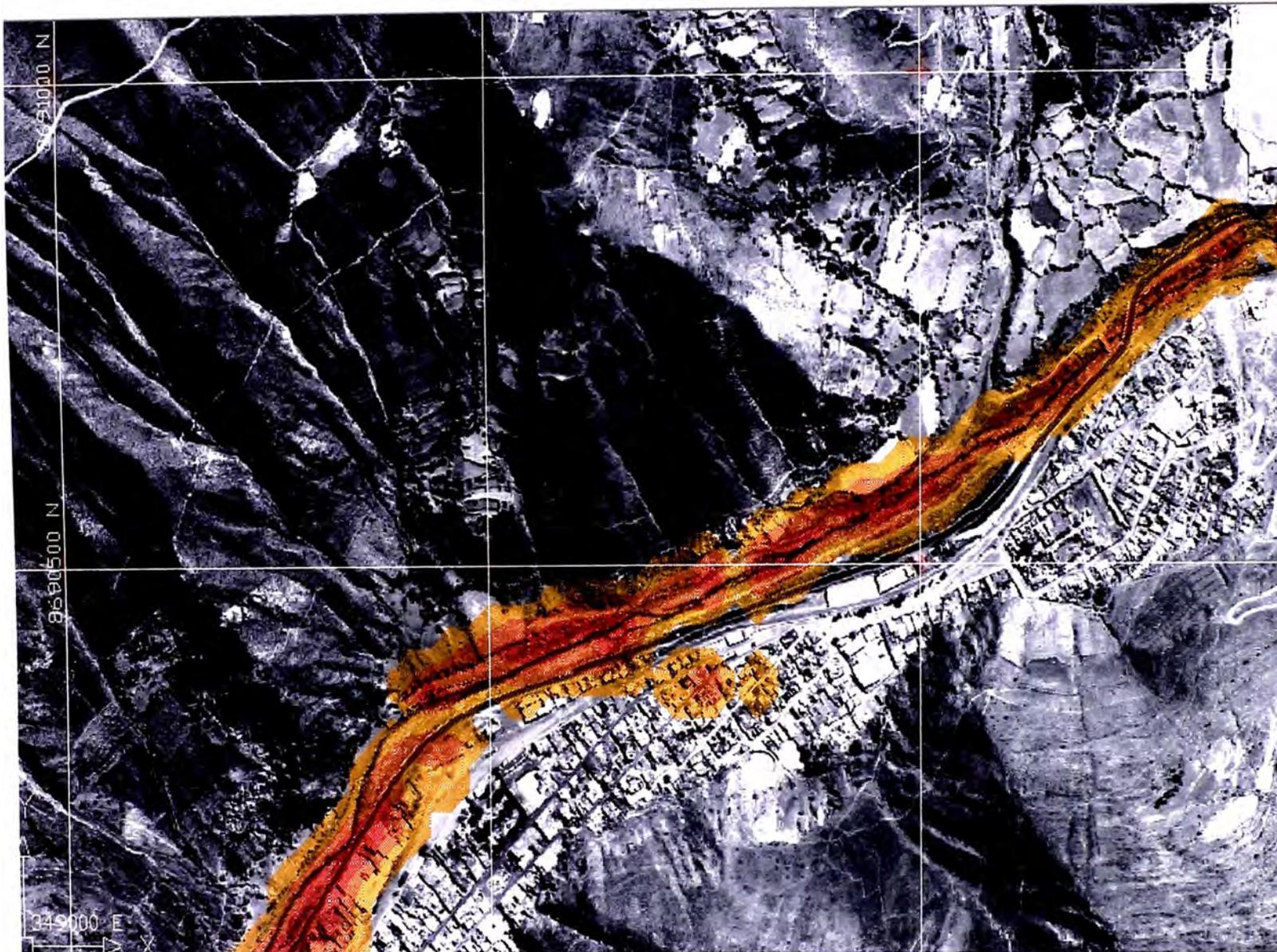


Figura 4.21. Mapa preliminar de amenaza en Imagen satelital (Escenario3)

CAPITULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El modelamiento es solamente una herramienta cuyos resultados dependen en gran parte de los criterios utilizados para determinar los parámetros o datos para correr los programas matemáticos. El propósito de este trabajo es delimitar los criterios mas apropiados para condiciones de diseño en circunstancias similares.
- El modelo considera un fluido homogéneo (una sola fase) de concentración variable. Esa es la suposición base del modelo. Esto significa que internamente no se hace distinción de los tamaños de sedimento. Entonces el modelo FLO-2D transita flujos de sedimentos hiperconcentrados como un fluido continuo prediciendo el movimiento del fluido viscoso.
- El análisis de flujos hiperconcentrados es un tema de investigación actual y no se ha logrado aún un modelo que tome en cuenta todos los factores que intervienen en el fenómeno, por eso se recurre a modelos reológicos simples, como es el caso del modelo bidimensional FLO-2D.
- Se recomienda la utilización de modelos bidimensionales debido a que el movimiento del flujo hiperconcentrado dentro de los cursos de agua está sometido a bloqueos temporales de las secciones del flujo, variaciones continuas de las formas de estas secciones, cambios de concentración, etc., que no son consideradas en forma adecuada dentro de la estructura de modelos unidimensionales.
- El modelo FLO-2D, utiliza un modelo reológico cuadrático de O'Brien y Julien (1985) donde el esfuerzo cortante total es igual a la suma de esfuerzos de fluencia, esfuerzos viscosos y esfuerzos turbulentos-dispersivos.

- Para un modelamiento de flujos hiperconcentrados es necesario definir el hidrograma líquido, la distribución de la concentración de sedimentos y los parámetros reológicos de la mezcla (viscosidad y esfuerzo de cedencia). Además, la topografía utilizada debe ser la más detallada posible con curvas de nivel cada 1 metro en el cono de deyección. En el cauce empinado de la quebrada se puede ser menos exigente.
- Los parámetros reológicos son identificados con muestras tipo provenientes de pruebas de laboratorio efectuados por O'Brien y Julien (1988). Ellos analizaron varias muestras recolectadas de depósitos naturales y concluyen que la viscosidad dinámica (η) y el esfuerzo de cedencia (τ_y) se incrementan potencialmente con la concentración volumétrica de sedimentos C_v .
- La identificación del tipo de muestra con el que se trabajará se hace realizando pruebas de mecánicas como análisis granulométrico, límites de consistencia, gravedad específica y mineralogía de la arcilla de muestras representativas o matrices del huayco depositados en el cono de deyección, cauce y del origen del posible deslizamiento. De los análisis llegamos a la conclusión que se trata de un flujo de lodo, viscoso, con gran porcentaje de material fino de arcillas. Comparando las características enunciadas con las muestras tipo (del Anexo D), se asume que el material de la quebrada Paihua es similar a la muestra de Aspen Pit1 indicado en la literatura.
- El flujo que se presenta en la quebrada Paihua es del tipo de flujo de lodo o Mudflow, según el criterio de Julien y Lan (1991) principalmente denotado por la gran cantidad de finos que forman los taludes altos del cauce.
- Según las isoyetas de precipitaciones máximas para un tiempo de retorno de 100 años, utilizando la precipitación máxima en 24 horas de 50.27 mm no es posible, aplicando el modelo llegar a representar lo sucedido para el volumen movilizado. Sin embargo, para el cálculo del hidrograma

líquido, se ha introducido el concepto de precipitación de celda concentrada, cuyo valor se aproxima a la precipitación máxima observada en las partes altas de la cuenca. Se considera pues posible que las nubes cargadas pasen los Andes desde el este hasta la ubicación de la quebrada Paihua. Para nuestro caso este valor de precipitación máxima en 24 horas fluctúa entre los 80 y 90mm, en las partes altas de la cuenca encima de los 4000 msnm. En el presente trabajo se utilizó 90 mm.

- Los valores de curva número (CN) calculados por procedimientos normales, puede ser aplicado en los análisis del flujo de lodos para la obtención del hidrograma líquido. Los CN así calculados han permitido estimar bien las magnitudes del evento del flujo de lodo observado en la quebrada Paihua en 1983.
- La calibración ha consistido en tratar de coincidir los tirantes del modelo con las marcas del flujo encontradas en campo e igualar el volumen de escombros reportado por el modelo con el volumen estimado en campo. La variable a ser modificada en el modelo para la calibración es la concentración volumétrica de sedimentos (C_v).
- Las evidencias encontradas en campo en un primer tramo de 750 metros son marcas de agua en las paredes de la quebrada a 290 metros de la confluencia, que alcanzan los 2 metros de altura. Y a 593 metros aguas arriba de la confluencia se observa un tramo curvo de 4.5 metros de marcas de flujo medidos desde el fondo de la quebrada (según se indica en la Figura 4.10). El volumen movilizado por el flujo de lodos fue estimado en 390000 m^3 (como límite superior en un rango de $290\ 000 \pm 100000 \text{ m}^3$) por el geólogo canadiense Lionel Jackson (DGA-INGEMMET), en base a cubicación utilizando fotos aéreas e inspecciones de campo.
- El caudal líquido de $34.3 \text{ m}^3/\text{seg}$ con una concentración de sedimentos (C_v) variable de 22% a 35% ha sido utilizado para la calibración.

- El modelo calibrado nos proporciona tirantes similares a los observados y un volumen del mismo orden de magnitud pero no igual. El volumen total de agua predicha por el modelo fue de 452 090 m³ y el volumen de escombros con sedimento igual a 620 989 m³ (un 63% de éste volumen es igual al volumen estimado de campo). La profundidad máxima varía entre 2 m y 6 m con velocidades máximas calculadas de 5 m/s en el cauce de la quebrada; y profundidades máximas de 5 m con velocidades de hasta 2.5 m/s en la confluencia con el río Rímac.
- Un análisis de sensibilidad en el programa nos proporciona los siguientes resultados: Cuando mayor es el esfuerzo de cedencia, la velocidad disminuye y el tirante se incrementa. Cuando disminuye la viscosidad se incrementa la velocidad y disminuye el tirante, para valores bajos de viscosidad prácticamente el lodo se comporta como agua limpia. Cuando el valor de C_v aumenta, el tirante se incrementa y la velocidad disminuye.
- De la sensibilidad se descarta las siguientes situaciones por incompatibilidad con las evidencia de campo: disminución del coeficiente de Manning en 0.05 en toda las quebrada y confluencia; utilización de la muestra Glenwrod2 (muestra de menor cantidad de arcilla) y un aumento del parámetro de resistencia de flujo laminar a 4000.
- Se han realizado 3 escenario adicionales en un mapa topográfico del año 1999 (IGN) con curvas cada 5 metros, con el propósito de obtener un mapa preliminar de amenaza para la ciudad de Matucana. Se toman los parámetros de entrada hecho para la calibración del tramo de 750 metros y se ha considerado una profundidad del cauce del río de 3 a 4 metros en el tramo frente a la ciudad de Matucana.
- Los 3 escenarios analizados son: i) Primero se realiza la simulación del flujo de la quebrada con un caudal mínimo en el río, ii) Luego se simula el escenario con el flujo de la quebrada y un caudal constante del río de 27.1 m³/s (caudal estimado para la fecha de 4 de Marzo de 1983, donde

ocurrió el último huayco) y iii) Finalmente se realiza la simulación posterior al escenario anterior para un caudal del río de $80 \text{ m}^3/\text{s}$, con el fin de presenciar el posible desborde del río por la colmatación del cauce dejado por el flujo de la quebrada.

- De los resultados de las simulaciones i) y ii) se concluye, que a medida que existe un mayor caudal en el río Rímac en el instante que se produce un huayco por la quebrada, el flujo del río se comporta como un amortiguador de la masa de lodo, disminuyendo su concentración de sedimentos y transportándola hacia aguas abajo.
- El mapa preliminar de amenaza para la ciudad de Matucana se elabora en base a la simulación iii), donde se aprecia el desborde del río en una longitud de 430 metros frente a la ciudad de Matucana y el desbordamiento se produce inicialmente a 260 metros aguas abajo de la confluencia con la quebrada. Además éste escenario es el que más se aproxima al evento de 1983, según informes revisados.
- En la realización del mapa de amenaza, se sigue el criterio de Basabe (2000) donde para flujos de lodos y escombros se clasifican 2 zonas de amenaza: Amenaza Alta (color rojo) con tirantes de flujo mayores a 1 metro y Amenaza Media (color Naranja) con tirantes de flujo menores a 1 metro. Esta metodología es utilizada en diferentes estudios de flujos lodos y escombros.
- Los sectores más amenazados se sitúan en las áreas pertenecientes a las calles Jr. Lima y calles transversales (aguas abajo paralelas al Jr. Junín). Por otro lado se encuentra toda el área que bordea al río Rímac, y como estructura principal se tiene la Carretera Central en ese tramo. Además como infraestructuras principales a ser dañadas se encuentra el C.E “San Juan Bautista” y la comisaría PNP de la ciudad. Estas áreas mencionadas son las posibles zonas críticas ante un evento de flujo de escombros, sin embargo las áreas pueden expandirse por un suceso de avenida del río Rímac.

- Se recomienda elevar el encauzamiento del río en 2 ó 3 metros, para disminuir el efecto de la amenaza en las viviendas e infraestructuras mayores que bordean la Carretera Central, frente a la ciudad de Matucana.
- Se ha identificado dos fuentes de activación de flujos de escombros en la quebrada Paihua. Una ubicada aproximadamente a la altura de la localidad de Paihua, donde se presenta mayor volumen de deslizamientos de terrenos de cultivo. Este gran deslizamiento es conocido como el deslizamiento de Colcatoma. La otra fuente se ubica en la parte baja de la quebrada debido a la erosión de riberas. Ambas fuentes son un peligro latente para la ciudad de Matucana
- Una ventaja del modelo FLO-2D es que su aproximación es bastante buena para el caso de flujos de lodo, debido a que el material característico es un material fino. De lo contrario, para el caso de un flujo granular, con gran cantidad de material grueso, para la modelación es conveniente introducir la distinción entre los materiales; lo cual el modelo no lo puede realizar.
- El modelo permite realizar la simulación en conos deyección y gargantas de la quebrada. Se recomienda para la modelación tomar una longitud del cono de deyección más unos 400 metros aguas arriba de la garganta. En cuanto a la precipitación máxima de 24 horas se puede emplear una precipitación de 80-90mm para representar un flujo de escombros. Los números de curva (CN) tal como son calculados normalmente para el diseño hidráulico pueden también ser utilizados en estos análisis.
- Es necesario que los organismos gubernamentales de defensa civil redefinan las prioridades de sus inversiones, incorporando los “desastres naturales” en sus programas. Se debe planificar y controlar la explotación de fuentes naturales, propiciando el uso racional de los recursos. Además se debe implementar la reforestación y cultivo en áreas abandonadas.

- Promocionar el uso de esta herramienta para definir mapas de riesgo de flujos hiperconcentrados.
- Con el mapa de riesgo será más fácil crear un ambiente de conciencia frente a los fenómenos naturales e informar a la población de manera fácil y técnica sobre las consecuencias de estos desastres.
- Se debería tener un registro histórico de las cuencas y sus efectos frente al posible huayco para un estudio más detallado y regionalizado del asunto, además de contar con mayor número de datos para calibrar y verificar la aplicabilidad de los modelos de flujos hiperconcentrados.
- Una línea siguiente de investigación inmediata es el posible desborde del río Rímac (al detalle) a realizarse en los puntos de represamiento y que aumentaría la magnitud de desastre frente a la ciudad de Matucana, e incluir el paso simultáneo de flujo pico máximo por el Río Rímac.

ANEXOS

ANEXO A.1

ANEXO A.1

ANALISIS GRANULOMETRICO CONVENCIONAL, LIMITES DE CONSISTENCIA, CLASIFICACION SUCS

Información extraída del proyecto del Departamento de Geología Ambiental (DGA-INGEMMET): "Estudio de riesgo geológico de la quebrada Paihua", 2004



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES
LABORATORIO DE SUELOS Y ASFALTO

EXPEDIENTE N° : 17888-02A-2004
PETICIONARIO : INGEMMET
ATENCIÓN : ING. JUAN ZEGARRA
PROYECTO : ESTUDIO DE RIESGO GEOLÓGICO EN LA QUEBRADA PAIHUA
UBICACIÓN : MATUCANA
FECHA DE RECEPCIÓN : SAN BORJA, 03 DE NOVIEMBRE DEL 2004
FECHA DE PAGO : SAN BORJA, 05 DE NOVIEMBRE DEL 2004 (FACTURA 025-13272)
FECHA DE EMISIÓN : SAN BORJA, 16 DE NOVIEMBRE DEL 2004

Pág. 01 de 02

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D422

MUESTRA	EST. 21
TAMIZ	% QUE PASA
3"	100.0
2"	100.0
1 1/2"	100.0
1"	100.0
3/4"	91.6
1/2"	83.8
3/8"	79.5
1/4"	74.2
N°4	71.1
N°10	61.1
N°20	52.1
N°40	45.0
N°60	40.0
N°140	32.9
N°200	30.8

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318

% LÍMITE LÍQUIDO	34.0
% LÍMITE PLÁSTICO	25.0
% ÍNDICE PLÁSTICO	9.0

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

SUCS	SM
------	----

OBSERVACIÓN : Muestra provista e identificada por el peticionario
El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del Laboratorio, salvo que la reproducción sea en su totalidad (GUÍA PERUANA INDECOPI :GP 004:1993).

FECHA DE ENSAYO : Del 15/11/04 AL 16/11/04
JEFE LSA-LEM : Ing. Alberto Concha-Fernández B.
HECHO POR : Téc. Máximo Navarro S.

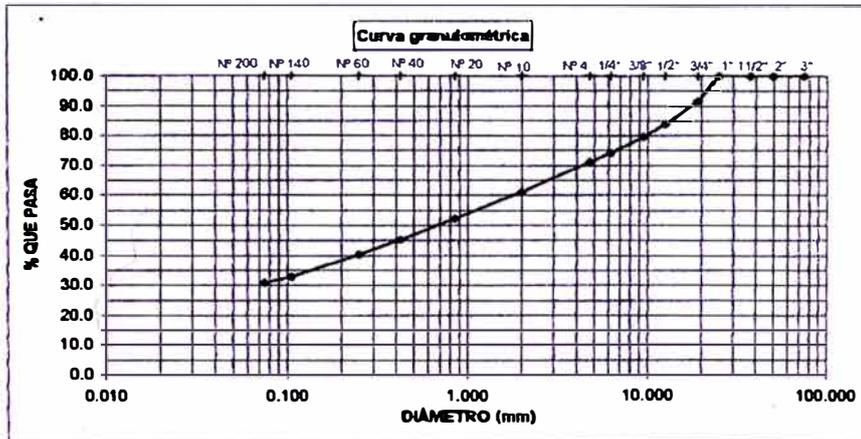


LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES
LABORATORIO DE SUELOS Y ASFALTO

EXPEDIENTE N° : 17888-02A-2004
PETICIONARIO : INGENMET
ATENCIÓN : ING. JUAN ZEGARRA
PROYECTO : ESTUDIO DE RIESGO GEOLÓGICO EN LA QUEBRADA PAIHUA
UBICACIÓN : MATUCANA
FECHA DE RECEPCIÓN : SAN BORJA, 03 DE NOVIEMBRE DEL 2004
FECHA DE PAGO : SAN BORJA, 05 DE NOVIEMBRE DEL 2004 (FACTURA 025-13272)
FECHA DE EMISIÓN : SAN BORJA, 16 DE NOVIEMBRE DEL 2004

Pág. 02 de 02

MUESTRA EST. 21



OBSERVACIÓN : Muestra provista e identificada por el peticionario
El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del Laboratorio,
salvo que la reproducción sea en su totalidad (GUIA PERUANA INDECOPI :GP 004:1993).

JEFE LSA-LEM : Ing. Alberto Concha-Fernández B.
HECHO POR : Téc. Máximo Navarro S.

ING. VANNA GUFFANTI PARRA
Jefe del LEM-SENCICO(e)



LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES
LABORATORIO DE SUELOS Y ASFALTO

EXPEDIENTE N° : 17888-02B-2004
 PETICIONARIO : INGEMMET
 ATENCIÓN : ING. JUAN ZEGARRA
 PROYECTO : ESTUDIO DE RIESGO GEOLÓGICO EN LA QUEBRADA PAIHUA
 UBICACIÓN : MATUCANA
 FECHA DE RECEPCIÓN : SAN BORJA, 03 DE NOVIEMBRE DEL 2004
 FECHA DE PAGO : SAN BORJA, 05 DE NOVIEMBRE DEL 2004 (FACTURA 025-13272)
 FECHA DE EMISIÓN : SAN BORJA, 16 DE NOVIEMBRE DEL 2004

Pág. 01 de 02

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D422

MUESTRA	JJO002
TAMIZ	% QUE PASA
3"	100.0
2"	100.0
1 1/2"	100.0
1"	90.3
3/4"	80.5
1/2"	72.6
3/8"	67.3
1/4"	61.2
N°4	57.5
N°10	48.7
N°20	41.8
N°40	36.5
N°60	32.7
N°140	27.1
N°200	25.3

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318

% LÍMITE LÍQUIDO	29.0
% LÍMITE PLÁSTICO	18.1
% ÍNDICE PLÁSTICO	10.9

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

SUCS	SC
------	----

OBSERVACIÓN : Muestra provista e identificada por el peticionario
 El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del Laboratorio,
 salvo que la reproducción sea en su totalidad (GUIA PERUANA INDECOPI :GP 004:1993).

FECHA DE ENSAYO : Del 15/11/04 AL 16/11/04
 JEFE LSA-LEM : Ing. Alberto Concha-Fernández B.
 HECHO POR : Téc. Máximo Navarro S.

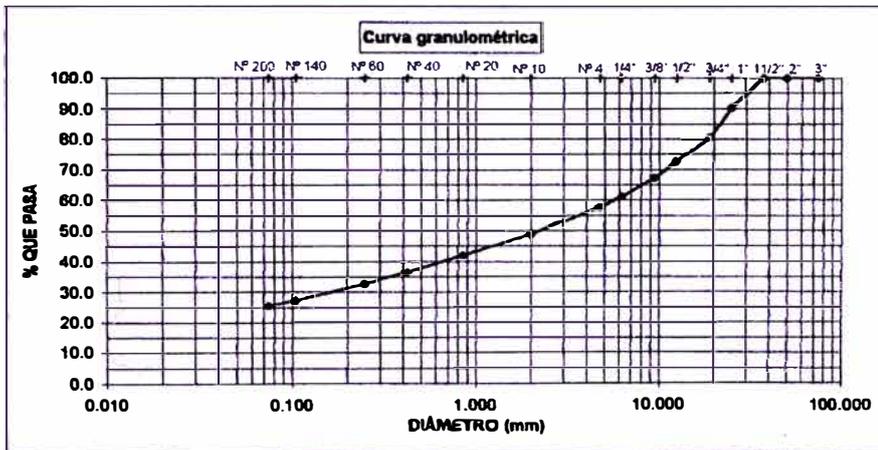


LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES
LABORATORIO DE SUELOS Y ASFALTO

EXPEDIENTE N° : 17888-02B-2004
PETICIONARIO : INGEMMET
ATENCIÓN : ING. JUAN ZEGARRA
PROYECTO : ESTUDIO DE RIESGO GEOLÓGICO EN LA QUEBRADA PAIHUA
UBICACIÓN : MATUCANA
FECHA DE RECEPCIÓN : SAN BORJA, 03 DE NOVIEMBRE DEL 2004
FECHA DE PAGO : SAN BORJA, 05 DE NOVIEMBRE DEL 2004 (FACTURA 025-13272)
FECHA DE EMISIÓN : SAN BORJA, 16 DE NOVIEMBRE DEL 2004

Pág. 02 de 02

MUESTRA : JJO002



OBSERVACIÓN : Muestra provista e identificada por el peticionario
El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del Laboratorio,
salvo que la reproducción sea en su totalidad (GUIA PERUANA INDECOPI : GP 004:1993).

JEFE LSA-LEM
HECHO POR

: Ing. Alberto Concha-Fernández B.
: Tec. Máximo Navarro S.

ING. VANNA GUFFANTI PARRA
Jefa del LEM-SENCICO(e)





LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES
LABORATORIO DE SUELOS Y ASFALTO

EXPEDIENTE N° : 17888-02C-2004
 PETICIONARIO : INGEMMET
 ATENCIÓN : ING. JUAN ZEGARRA
 PROYECTO : ESTUDIO DE RIESGO GEOLOGICO EN LA QUEBRADA PAIHUA
 UBICACIÓN : MATUCANA
 FECHA DE RECEPCIÓN : SAN BORJA, 03 DE NOVIEMBRE DEL 2004
 FECHA DE PAGO : SAN BORJA, 05 DE NOVIEMBRE DEL 2004 (FACTURA 025-13272)
 FECHA DE EMISIÓN : SAN BORJA, 16 DE NOVIEMBRE DEL 2004

Pág. 01 de 02

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D422

MUESTRA	JJO001
TAMIZ	% QUE PASA
3"	100.0
2"	100.0
1 1/2"	100.0
1"	95.9
3/4"	91.0
1/2"	80.4
3/8"	74.0
1/4"	68.4
N°4	63.9
N°10	53.1
N°20	44.3
N°40	38.1
N°60	33.6
N°140	27.0
N°200	24.7

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318

% LÍMITE LÍQUIDO	32.0
% LÍMITE PLÁSTICO	23.5
% ÍNDICE PLÁSTICO	8.5

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

SUCS	SM
------	----

OBSERVACIÓN : Muestra provista e identificada por el peticionario
 El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del Laboratorio,
 salvo que la reproducción sea en su totalidad (GUÍA PERUANA INDECOPÍ : GP 004:1993).

FECHA DE ENSAYO : Del 15/11/04 AL 16/11/04
 JEFE LSA-LEM : Ing. Alberto Concha-Fernández B.
 HECHO POR : Téc. Máximo Navarro S.

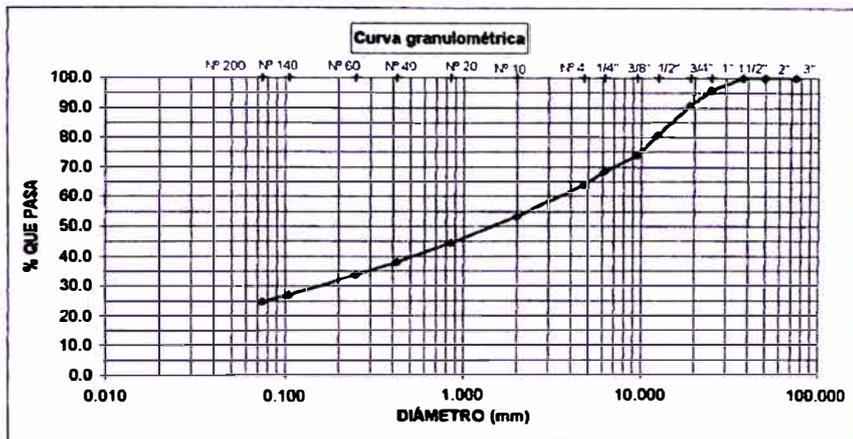


LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES
LABORATORIO DE SUELOS Y ASFALTO

EXPEDIENTE N° : 17888-02C-2004
PETICIONARIO : INGEMMET
ATENCIÓN : ING. JUAN ZEGARRA
PROYECTO : ESTUDIO DE RIESGO GEOLÓGICO EN LA QUEBRADA PAIHUA
UBICACIÓN : MATUCANA
FECHA DE RECEPCIÓN : SAN BORJA, 03 DE NOVIEMBRE DEL 2004
FECHA DE PAGO : SAN BORJA, 05 DE NOVIEMBRE DEL 2004 (FACTURA 025-13272)
FECHA DE EMISIÓN : SAN BORJA, 16 DE NOVIEMBRE DEL 2004

Pág. 02 de 02

MUESTRA : JJO001



OBSERVACIÓN : Muestra provista e identificada por el peticionario
El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del Laboratorio,
salvo que la reproducción sea en su totalidad (GUIA PERUANA INDECOPI : GP 004:1993).

JEFE LSA-LEM : Ing. Alberto Concha-Fernández B.
HECHO POR : Téc. Massimo Navarro S.

ING. VANNA GUFFANTI PARRA
Jefe del LEM-SENCICO(e)



ANEXO A.2

ANEXO A.2

ANALISIS MINERALOGICO DE LA ARCILLA, CONTENIDO DE HUMEDAD Y GRAVEDAD ESPECÍFICA DEL SEDIMENTO

Información extraída del proyecto del Departamento de Geología Ambiental (DGA-INGEMMET): "Estudio de riesgo geológico de la quebrada Paihua", 2004



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
LABORATORIO DE SUELOS Y ASFALTO

EXPEDIENTE N° : 17888-03-2004
PETICIONARIO : INGEMMET
ATENCIÓN : ING. JUAN ZEGARRA
PROYECTO : ESTUDIO DE RIESGO GEOLÓGICO EN LA QUEBRADA PAIHUA
UBICACIÓN : MATUCANA
FECHA DE RECEPCIÓN : SAN BORJA, 03 DE NOVIEMBRE DEL 2004
FECHA CANCELACION : SAN BORJA, 05 DE NOVIEMBRE DEL 2004 (FACT. 025-13272)
FECHA DE EMISIÓN : SAN BORJA, 16 DE NOVIEMBRE DEL 2004

ENSAYO PARA LA DETERMINACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS DE UNA MUESTRA DE SUELO ASTM D854

MUESTRA	EST. 21	JJO002	JJO001
RESULTADO	2.58	2.65	2.63

OBSERVACIONES :

Muestra provista e identificada por el peticionario

El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del Laboratorio, salvo que la reproducción sea en su totalidad (GUIA PERUANA INDECOPÍ : GP 004 :1993)

JEFE LSA : Ing. Alberto Concha-Fernández B.
HECHO POR : Téc. Máximo Navarro Salzar
FECHA DE ENSAYO : 2004/11/15



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES
LABORATORIO DE SUELOS Y ASFALTO

EXPEDIENTE N° : 17888-01-2004
PETICIONARIO : INGEMMET
ATENCIÓN : ING. JUAN ZEGARRA
PROYECTO : ESTUDIO DE RIESGO GEOLÓGICO EN LA QUEBRADA PAIHUA
UBICACIÓN : MATUCANA
FECHA DE RECEPCIÓN : SAN BORJA, 03 DE NOVIEMBRE DEL 2004
FECHA CANCELACION : SAN BORJA, 05 DE NOVIEMBRE DEL 2004 (FACT. 025-13272)
FECHA DE EMISIÓN : SAN BORJA, 16 DE NOVIEMBRE DEL 2004

ENSAYO PARA LA DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD
DE UNA MUESTRA DE SUELO ASTM D2216

MUESTRA	EST. 21	JJO002	JJO001
RESULTADO (%)	2.3	1.8	1.6

OBSERVACIONES :

Muestra provista e identificada por el peticionario

El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del Laboratorio,
salvo que la reproducción sea en su totalidad (GUIA PERUANA INDECOPI : GP 004 :1993)

JEFE LSA : Ing. Alberto Concha-Fernández B.
HECHO POR : Téc. Máximo Navarro Salzar
FECHA DE ENSAYO : 2004/11/11

DIRECCION DE LABORATORIOS
LABORATORIO DE RAYOS "X"

REPORTE N° 118 - 2004-LRX

MEMORANDUM N° 430/2004-DGA

SOLICITADO POR Ing. Antonio Guzman Martinez

PROCEDENCIA Estudio Piloto de Peligros Geológicos en la
Quebrada de Paihua – Matucana (Prov. Huarochiri
Dpto de Lima).
(Coord. Ing. Juan Zegarra)

N° DE MUESTRAS 03

FECHA Lima 06 de Diciembre del 2004

Para el análisis, se utilizo tubo de Cu en un difractor SHIMADZU modelo XRD-6000, con energía de 40 Kv, 30 mA

RESULTADOS DEL ANALISIS:

N°	MINERAL	FORMULA	%
MUESTRA JJ0001			
01	Cuarzo	SiO ₂	58.65
02	Albita	(Na, Ca) (Si, Al) ₄ O ₈	29.73
03	Muscovita	(K, Na) (Al,Mg, Fe) ₂	3.26
04	Hematita	Fe ₂ O ₃	3.09
05	Calcita	CaCO ₃	2.12
06	Clorita	Mg ₅ Al ₂ Si ₃ O ₁₀ (OH) ₈	1.52
07	Augita	Ca(Mg, Fe, Al)(Si, Al) ₂ O ₆	1.08
08	Antofilita	Mg ₇ Si ₈ O ₂₂ (OH) ₂	0.55

MUESTRA JJ0002

01	Cuarzo	SiO ₂	60.40
02	Albita	(Na, Ca) (Si, Al) ₄ O ₈	23.57
03	Hematita	Fe ₂ O ₃	4.18
04	Clorita	Mg ₅ Al ₂ Si ₃ O ₁₀ (OH) ₈	2.96
05	Johannsenita	CaMn ₂ Si ₂ O ₆	2.64
06	Antofilita	Mg ₇ Si ₈ O ₂₂ (OH) ₂	1.80
07	Anatasa	TiO ₂	1.54
08	Augita	Ca (Mg, Fe, Al)(Si, Al) ₂ O ₆	1.29
09	Muscovita	(K, Na) (Al, Mg, Fe) ₂	1.04
10	Tobermorita	Ca ₅ Si ₆ (O, OH, F) ₁₈ 5H ₂ O	0.58

MUESTRA EST - 21

01	Cuarzo	SiO ₂	61.25
02	Albita	(Na, Ca) (Si, Al) ₄ O ₈	23.45
03	Amorfo		7.15
04	Hematita	Fe ₂ O ₃	3.33
05	Muscovita	(K, Na) (Al, Mg, Fe) ₂	2.74
06	Montmorillonita	Ca _{0.2} (Al, Mg) ₂ Si ₄ O ₁₀ (OH) ₂ 4H ₂ O	1.13
07	Caolinita	Al ₂ Si ₂ O ₅ (OH) ₄	0.95

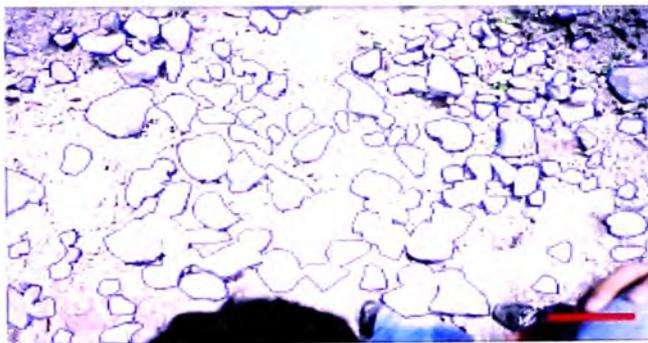
ANEXO B

ANEXO B

GRANULOMETRIA DE PIEDRAS MAYORES A LAS 3"

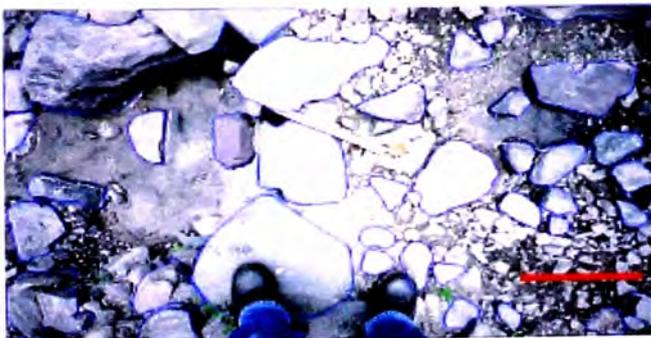
PROCEDIMIENTO REALIZADO:

- Toma de fotografías en 90° con respecto al piso del cauce
- Escaneo de piedras mayores a 3" realizadas en el AUTOCAD
- Cálculo del área de piedras mayores a 3"
- Cálculo del área de la foto
- Cálculo del porcentaje de piedras mayores a 3"



Area >3" (cm²) = 13431.54
Area foto (cm²) = 13532.11

% >3" =



Area >3" (cm²) = 2165.52
Area foto (cm²) = 19562.25

% >3" =



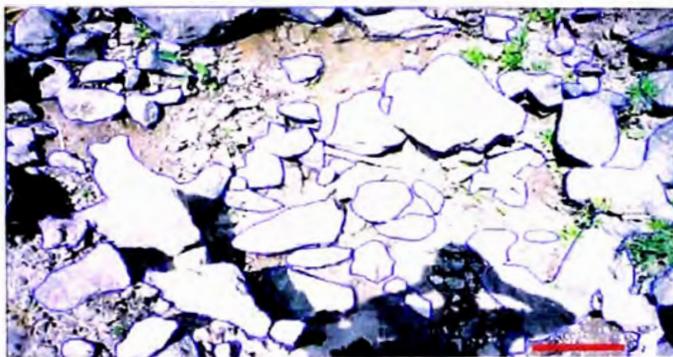
Area >3" (cm²) = 5212.62
Area foto (cm²) = 14640.95

% >3" =



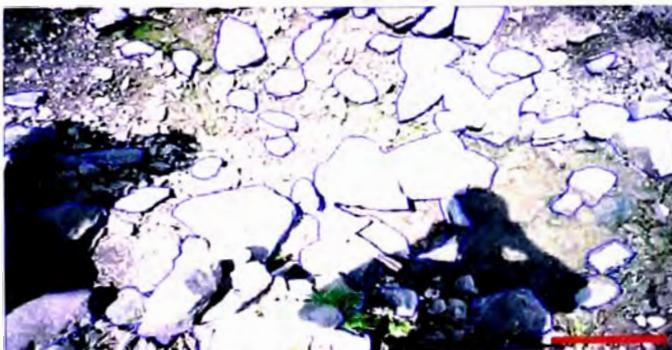
Area >3" (cm²) = 42868.19
Area foto (cm²) = 67917.61

% >3" =



Area >3" (cm²) = 18532.53
Area foto (cm²) = 38922.72

% >3" =



Area >3" (cm²) = 9457.15
Area foto (cm²) = 23503.56

% >3" =



Area >3" (cm²) = 22267.25
Area foto (cm²) = 41143.5

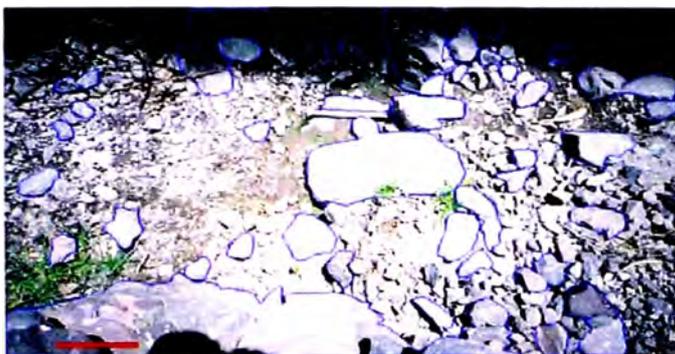
% >3" =

NOTA: La referencia de medida es el escalímetro ubicado en las fotos (L= 33 cm. La escala gráfica es la línea roja (33 cm con respecto a cada foto).



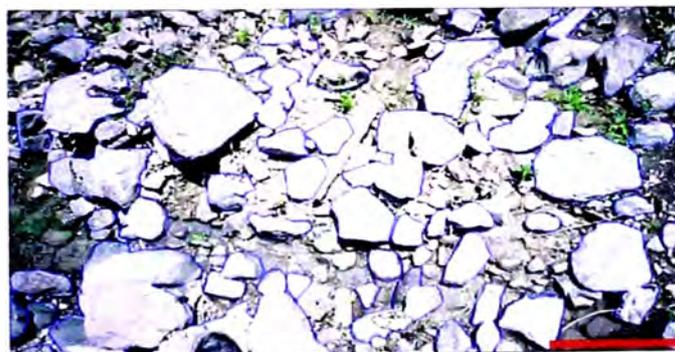
Area >3" (cm²) = 6690.39
Area foto (cm²) = 19663.93

$$\%_{t>3"} = \boxed{34}$$



Area >3" (cm²) = 16296.96
Area foto (cm²) = 48364.94

$$\%_{t>3"} = \boxed{33}$$



Area >3" (cm²) = 5947.23
Area foto (cm²) = 18912.9

$$\%_{t>3"} = \boxed{48}$$



Area >3" (cm²) = 16051.1
Area foto (cm²) = 36550.42

$$\%_{t>3"} = \boxed{44}$$



Area >3" (cm²) = 19213.57
Area foto (cm²) = 37264.66

% >3" =



Area >3" (cm²) = 12883.95
Area foto (cm²) = 21004.09

% >3" =



Area >3" (cm²) = 22024.38
Area foto (cm²) = 75465.98

% >3" =



Area >3" (cm²) = 14915.76
Area foto (cm²) = 36392.33

% >3" =

CALCULO:

Se toma un promedio de las fotos anteriormente presentadas. Por lo tanto un porcentaje de piedras mayores a 3" (de observaciones de planta en el campo) es igual a un 44% aproximadamente.

ANEXO C

ANEXO C

CALCULO DEL COEFICIENTE DE MANNING - APLICACIÓN DE LA ECUACION DE JARRET

El cálculo del coeficiente de Manning se realiza mediante iteraciones con el software HEC-RAS. Para ello se toman secciones cada 25 m. de un tramo 700 m. desde la desembocadura hacia agua arriba.

El flujo analizado mediante el HEC-RAS es de agua limpia, con baja concentración de sedimentos.

El caudal líquido usado en la simulación es de 34.3 m³/s como se estimó en la caracterización hidrológica en el Capítulo 3.

Los resultados del modelo HEC-RAS para un coeficiente de Manning igual a 0.17 se muestra en la tabla C.1 y la Figura C.1.

De los resultados, aplicamos la ecuación de Jarret:

$$n = 0.39S^{0.38}R^{-0.16}$$

Y obtenemos un “n” de Manning de 0.17. Por lo tanto, se tiene un coeficiente de rugosidad característico para la quebrada Paihua de 0.17.

River Sta	Manning's n	Min Ch El	W.S. Elev	R.G. Elev	E.G. Slope	Frctn Slope (S)	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Hydr Radius (R)	Froude # Chl
m		(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	(m)	
700	0.17	2502.82	2504.79	2505.16	0.1735	0.1521	2.63	13.05	10.82	1.11	0.76
675	0.17	2497.88	2500.98	2501.34	0.1345	0.1559	2.65	12.95	6.34	1.36	0.59
650	0.17	2495.17	2497.08	2497.44	0.1830	0.1561	2.74	12.54	8.93	1.13	0.78
625	0.17	2491.20	2493.21	2493.52	0.1348	0.1134	2.45	14.01	10.60	1.21	0.68
600	0.17	2487.94	2490.39	2490.68	0.0228	0.1460	2.35	14.81	7.72	1.45	0.55
575	0.17	2484.57	2488.41	2488.95	0.2538	0.1180	3.27	10.49	7.42	1.16	0.88
550	0.17	2481.35	2483.75	2483.94	0.0222	0.1245	1.95	17.83	10.46	1.46	0.48
525	0.17	2476.35	2480.18	2480.79	0.3151	0.1301	3.47	9.55	5.07	1.08	1.00
500	0.17	2474.77	2478.77	2478.96	0.0702	0.1302	1.95	17.81	10.93	1.39	0.49
475	0.17	2471.34	2473.08	2473.87	0.3152	0.1453	3.42	9.91	5.23	1.07	1.01
450	0.17	2426.98	2429.56	2469.81	0.0932	0.1462	2.20	15.58	5.37	1.48	0.51
425	0.17	2423.80	2425.51	2468.12	0.3211	0.1056	3.42	9.92	5.17	1.06	1.00
400	0.17	2420.49	2422.68	2462.83	0.0520	0.0576	1.73	19.77	11.98	1.47	0.43
375	0.17	2455.03	2420.19	2460.62	0.1777	0.1011	2.82	11.88	7.70	1.26	0.74
350	0.17	2455.30	2457.82	2458.02	0.0251	0.1111	1.97	17.43	9.73	1.50	0.47
325	0.17	2452.38	2454.69	2455.21	0.2309	0.1429	3.12	10.74	7.33	1.20	0.84
300	0.17	2446.71	2451.30	2451.56	0.0271	0.1614	2.28	15.04	9.02	1.39	0.57
275	0.17	2444.85	2446.88	2447.49	0.3125	0.1263	3.52	9.75	7.77	1.09	1.00
250	0.17	2440.75	2443.44	2443.63	0.0271	0.0985	1.95	17.55	10.23	1.45	0.48
225	0.17	2437.58	2440.85	2441.20	0.1525	0.1527	2.64	13.21	9.13	1.14	0.68
200	0.17	2434.12	2438.98	2437.38	0.1549	0.1431	2.80	12.24	6.82	1.33	0.67
175	0.17	2431.12	2433.44	2433.78	0.1322	0.1301	2.52	13.23	6.12	1.33	0.65
150	0.17	2426.52	2430.23	2430.51	0.1272	0.0563	2.32	15.14	14.10	1.00	0.68
125	0.17	2426.18	2428.08	2428.28	0.0247	0.1160	2.04	17.81	12.91	1.28	0.51
100	0.17	2423.53	2424.94	2425.36	0.2252	0.1063	2.82	11.99	12.28	0.92	0.92
75	0.17	2420.68	2422.48	2422.62	0.0529	0.0764	1.62	20.69	15.28	1.28	0.45
50	0.17	2415.39	2420.38	2420.65	0.1148	0.1300	2.28	15.15	12.23	1.17	0.64
25	0.17	2415.67	2417.15	2417.39	0.1484	0.1264	2.15	15.94	16.90	0.92	0.71
0	0.17	2412.61	2413.98	2414.16	0.1121	-	1.82	15.43	19.75	0.92	0.61

PROMEDIOS: 0.1259

1.29

Tabla C.1. Resultado de la simulación con el HEC-RAS en un tramo de 700 metros

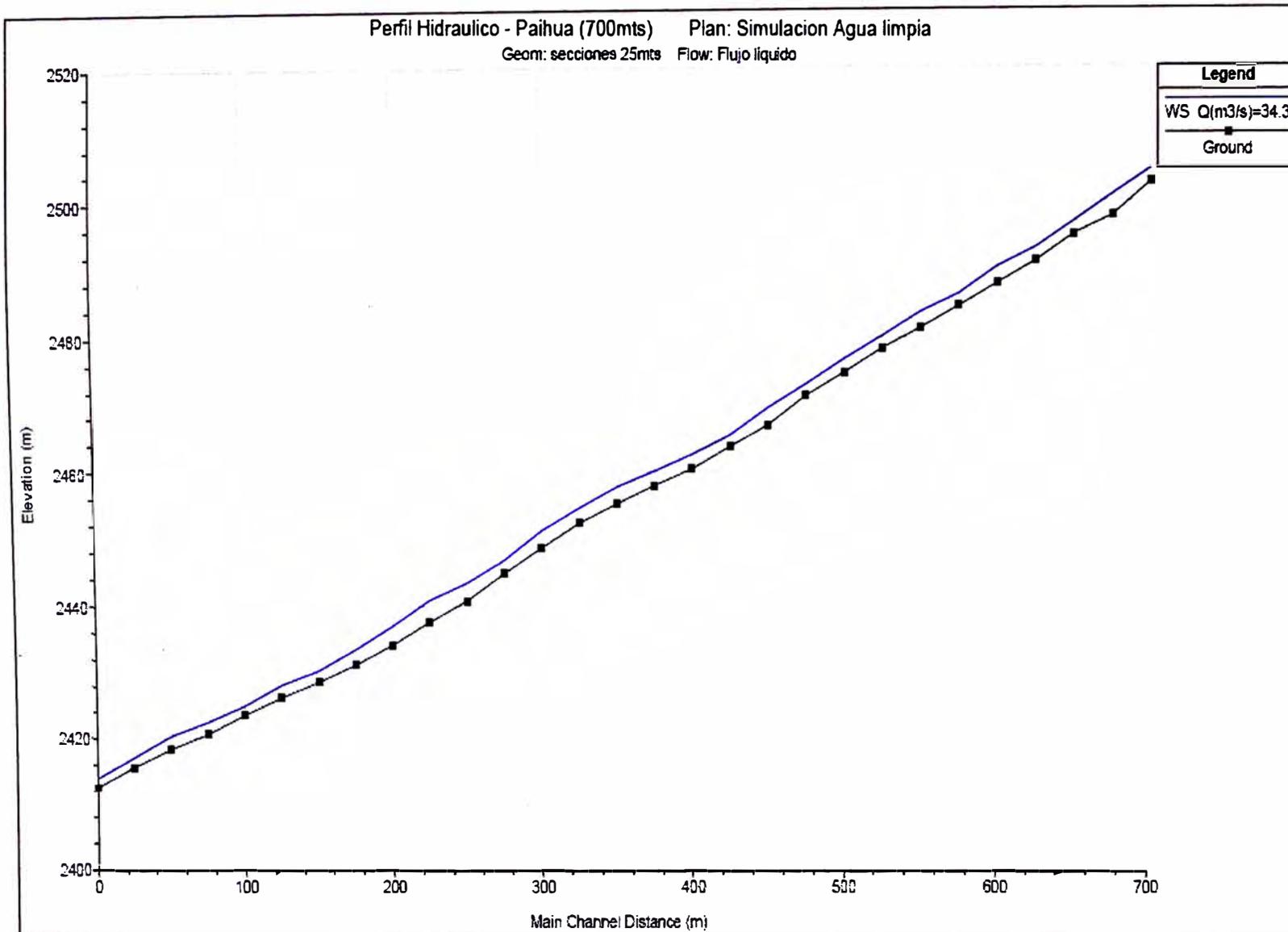


Figura C.1. Perfil hidráulico del tramo de 700 metros de la quebrada Paihua

ANEXO D

ANEXO D

IDENTIFICACION DEL TIPO DE MUESTRA Y CLASIFICACION DEL TIPO DE FLUJO

Para el caso de identificación de muestras por medio de la comparación con las muestras “tipo” de literatura, se tomarán las siguientes observaciones:

- Se toma un promedio de LL (%) e IP (%) de las muestras, pues se asume, que el material recolectado ha formado parte de un volumen de escombros total. Este volumen se subdivide en material del deslizamiento que activó el último huayco en la quebrada Paihua; y de muestras del cauce y cono de deyección.
- No se ha podido comparar las distribuciones granulométricas de la parte fina del material (sólo limo y arcillas), pues por falta de recursos no se han elaborado los ensayos respectivos. Para calcular el porcentaje de arcilla en la parte fina, se debe realizar ensayos de análisis granulométrico con el método del hidrómetro.
- Sin embargo, es muy buena aproximación la elección de la muestra Aspen Pit1, por contener un gran porcentaje de arcilla.

En la tabla D.1 y Tabla D.2, se observan los resultados de las muestras extraídas de campo y de las muestras “tipo” de la literatura.

En la tabla D.3, se muestra la metodología de Julien y Lan (1991) para la clasificación del tipo de flujo hiperconcentrado, ya sea, mudflow, mud flood o debris flow.

Ubicación muestra	Nombre	% finos	%LL	%LP	%IP	SUCS
Deslizamiento	M1	20	34	18	16	SC
	M2	30	35	17	18	SC
Cauce	EST21	30.8	34	25	9	SM
Cono de deyección	JJO001	32.0	32	23.5	8.5	SM
	JJO002	25.3	29	18.1	10.9	SC
PROMEDIO:			32.8		12.48	

Tabla D.1. Resumen de los resultados de la Mecánica de Suelos – Quebrada Paihua

Sample	Distribución del tamaño de sedimento				Límite líquido (%)	Índice plástico (%)
	Arcilla (%)	D ₁₅ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₈₄ (mm)		
Glenwood original	4.8	0.010	0.034	0.062	-	-
Glenwood sample 1	6.8	0.009	0.023	0.050	-	-
Glenwood sample 2	3.0	0.016	0.035	0.061	-	-
Glenwood sample 3	4.8	0.011	0.025	0.053	-	-
Glenwood sample 4	7.6	0.001	0.018	0.032	-	-
Aspen Pit 1	31.3	0.001	0.011	0.032	32	11
Aspen natural soil	27.0	0.001	0.012	0.028	25	6
Aspen mine fill	27.8	0.001	0.013	0.030	24	6
Aspen natural soil source	31.6	0.001	0.016	0.039	-	-
Aspen mine fill source	25.2	0.001	0.018	0.061	-	-

Fuente: Manual del Usuario del FLO-2D

Tabla D.2. Propiedades de las matrices de los flujos de lodo (solo limo y arcilla) – O'Brien (1988)

Muestra : **Aspen Pit1**

Esfuerzo de cedencia		Viscosidad	
α	β	α	β
0.181	25.7	0.038	22.1

Cv max : **0.35**

$\eta = 823.323$ N.s/m²

$\tau_v = 14503.43203$ N/m²

$\lambda = 4.838$

$i_n = 2.40$ m

$\rho_w = 1577.5$ kg/m³

Resultados FLO-2D:

y max = **2.0** m

u max = **5.0** m/s

Tasa viscosa-dispersivo adimensional

Datos:

$(du/dy) =$	0.33	1/s
cs =	0.3	m
$\rho_s =$	2250	kg/m ³
$\lambda =$	4.838	
$\eta =$	823.323	N.s/m ²
$Dv' =$	5.85	<400

$$D_v' = \frac{\rho_s \lambda^2 d_s^2}{\eta} \left(\frac{du}{dy} \right)$$

 **MUDFLOW**

Tasa turbulento-dispersivo adimensional

Datos:

cs =	0.3	m
$\rho_s =$	2250	kg/m ³
$\rho_w =$	1577.5	kg/m ³
$\lambda =$	4.838	
$i_n =$	2.400	
$Td' =$	182.78	

$$T_d' = \frac{\rho_w i_n^2}{0.01 \rho_s \lambda^2 d_s^2}$$

Tabla D.3. Clasificación del tipo de flujo hiperconcentrado utilizando la metodología de Julien y Lan (1991)

ANEXO E

ANEXO E

CALCULO DEL CAUDAL DEL RIO RIMAC EN MATUCANA

Según informe de PREDES, el día del huayco de 1983 en Matucana fue el 4 de Marzo. De las estaciones de San Mateo y Chosica R-2 se reportan los caudales diarios del mes de Marzo de 1983 (ver tabla)

DÍA	Q _{San Mateo} (m ³ /s)	Q _{Chosica} (m ³ /s)
1	14.2	45.2
2	14.2	39.4
3	13.5	36.3
4	15.1	38.2
5	17.4	47.6
6	19	55.0
7	19	63.0
8	18.3	64.0
9	14.2	61.2
10	14.2	63.0
11	14.2	59.0
12	12.6	53.5
13	15.7	55.0
14	17.4	60.5
15	17.7	56.5
16	19	61.5
17	17.4	66.0
18	16.4	66.0
19	14.8	65.0
20	17.4	72.0
21	16.4	64.5
22	16	65.0
23	16.7	66.5
24	15.7	63.0
25	14.2	61.0
26	14.2	60.0
27	14.2	61.0
28	14.2	61.0
29	14.2	62.0
30	15.7	61.0
31	16.4	59.5

Fuente: SENAMHI

Por lo tanto para la fecha del 4 de Marzo de 1983, los caudales que pasaron en el río Rímac en las estaciones de San Mateo y Chosica R-2 son:

$$Q_{\text{San Mateo}} = 15.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{Chosica}} = 38.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Además del plano de quebradas de la cuenca del río Rímac (ver Figura E.1) se ha delimitado las quebradas que aportan al río, en los tramos de San Mateo y Matucana (A1) y entre Matucana y Chosica (A2). De éstas áreas se ha calculado el centro de gravedad y se identifica la isoyeta que pasa por estos puntos.

$$A1 = 299\,210\,369.30 \text{ m}^2$$

$$A2 = 543\,658\,350.10 \text{ m}^2$$

$$P1 = 400 \text{ mm (isoyeta que pasa por el centro de gravedad de A1)}$$

$$P2 = 200 \text{ mm (isoyeta que pasa por el centro de gravedad de A2)}$$

La estimación del caudal en Matucana se basa en una interpolación entre las estaciones de San Mateo y Chosica R-2 en proporción a las áreas de aporte de cuencas intermedias e isoyetas de precipitaciones anuales.

A continuación se presenta el análisis realizado:

$$\text{i) } Q_{\text{Matucana}} = Q_{\text{San Mateo}} + K1 \cdot P1 \cdot A1$$

$$\text{ii) } Q_{\text{Chosica}} = Q_{\text{Matucana}} + K2 \cdot P2 \cdot A2$$

Reemplazando i) en ii), y asumiendo que $K1=K2=K$

$$\text{iii) } Q_{\text{Chosica}} = Q_{\text{San Mateo}} + K (P1 \cdot A1 + P2 \cdot A2)$$

Despejando K...

$$\text{iv) } K = (Q_{\text{Chosica}} - Q_{\text{San Mateo}}) / (P1 \cdot A1 + P2 \cdot A2)$$

Reemplazando iv) en i)

$$v) \quad Q_{\text{Matucana}} = Q_{\text{San Mateo}} + P1 \cdot A1 \cdot (Q_{\text{Chosica}} - Q_{\text{San Mateo}}) / (P1 \cdot A1 + P2 \cdot A2)$$

Reemplazando los valores...

$$Q_{\text{Matucana}}^{(*)} = 27.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

(*) Caudal que pasó por el río Rímac en Matucana, el 4 de Marzo de 1983

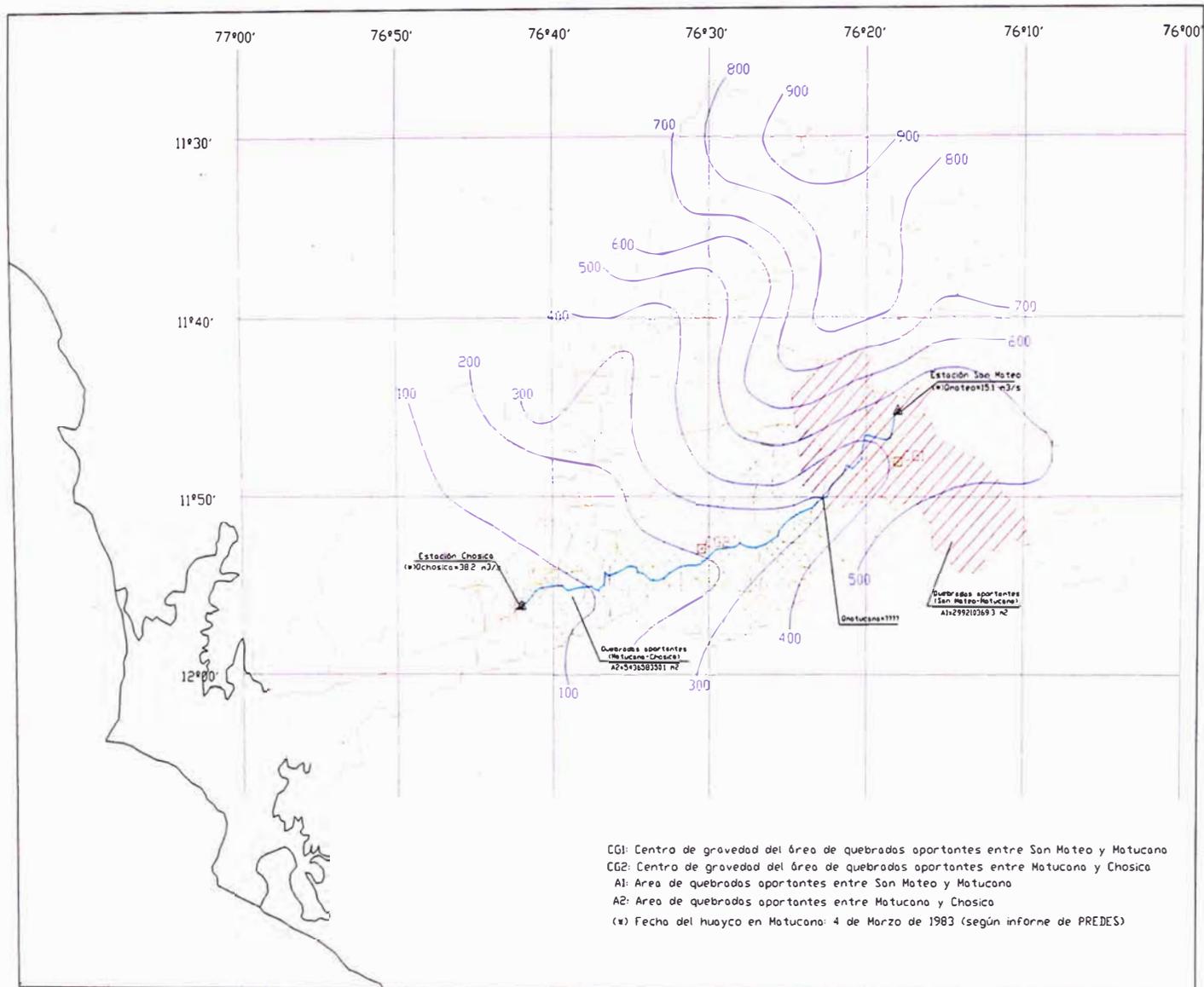


Figura E1. Mapa de quebradas e isoyetas anuales de la cuenca del río Rímac

ANEXO F

**PANEL
FOTOGRAFICO**

PANEL FOTOGRAFICO



FOTO 01. Ciudad de Matucana antes del huayco de 1983.
Fuente: DGA-INGEMMET

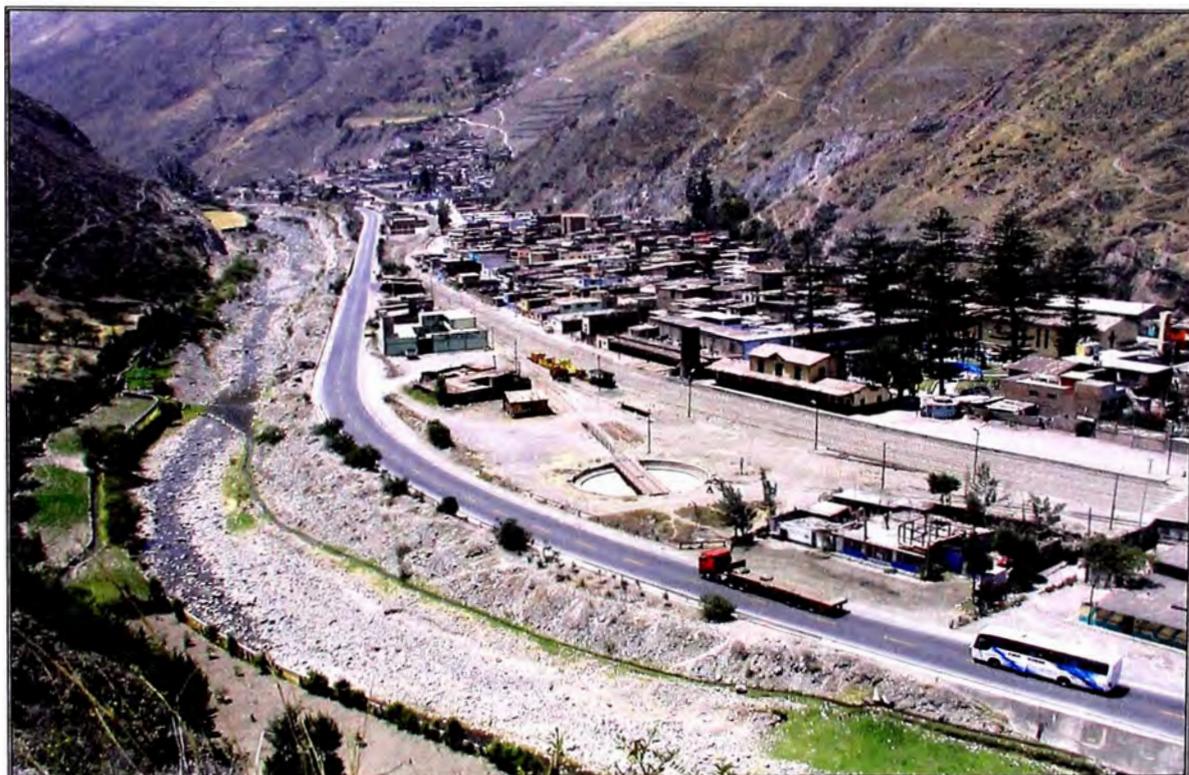


FOTO 02. Ciudad de Matucana reconstruida (actual). Fuente: DGA-INGEMMET



FOTO 03. Vista Panorámica de la quebrada Paihua
Fuente: DGA-INGEMMET

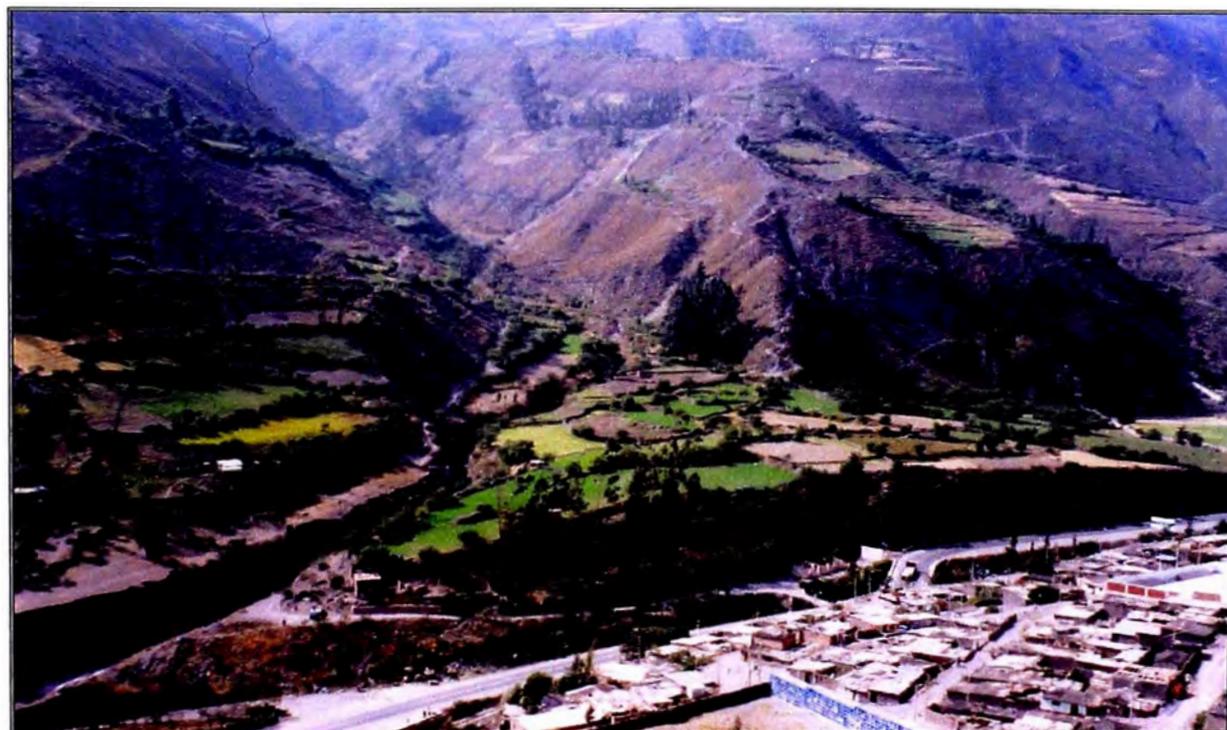


FOTO 04. Abanico aluvial de la quebrada Paihua
Fuente: DGA-INGEMMET

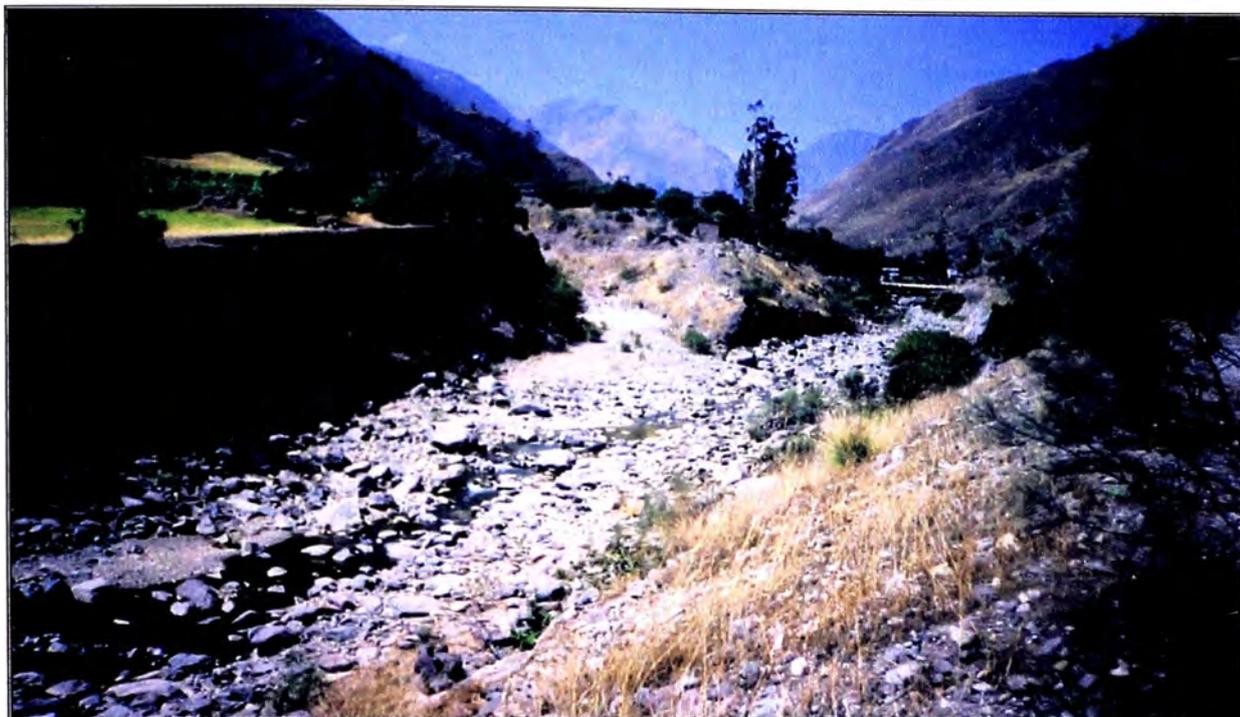


FOTO 05. Zona de confluencia río Rímac con Paihua

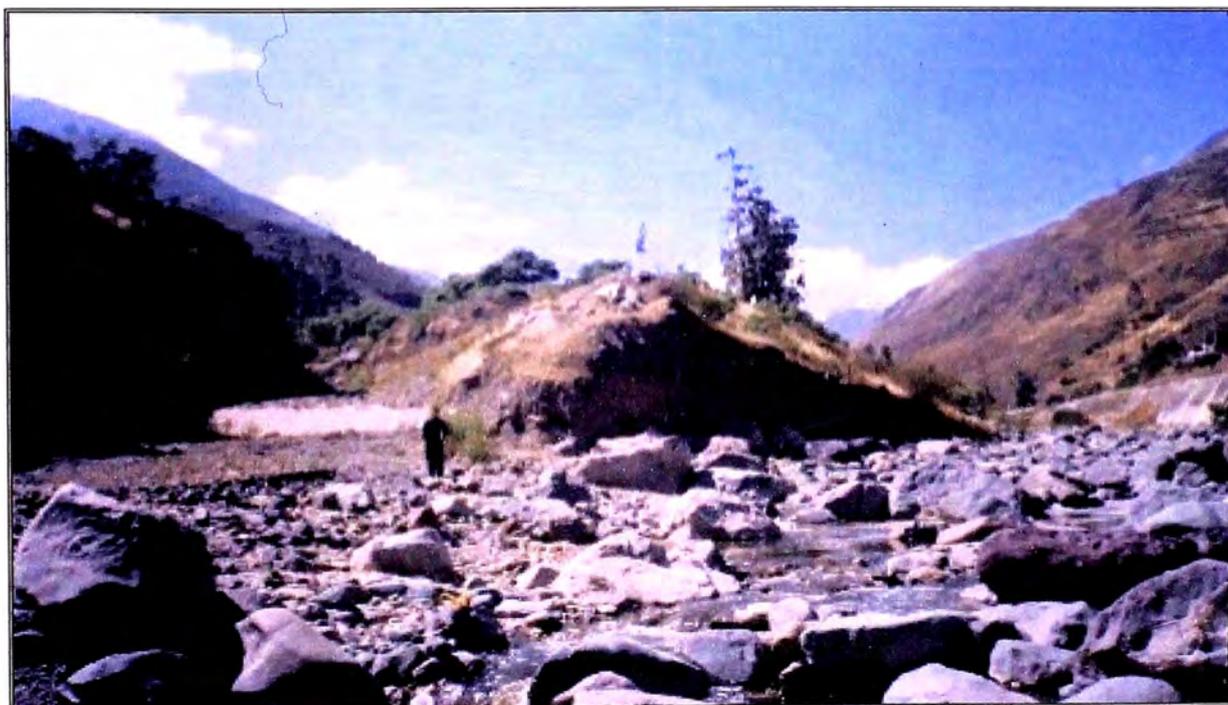


FOTO 06. Se observa un pequeño dique colmatado por material de la quebrada al ingreso de la misma.



FOTO 07. Entrada a la quebrada Paihua (vista hacia aguas abajo).
Ancho de cauce al ingreso de la quebrada igual a 16m.



FOTO 08. Los materiales existentes en el lecho son de tipo gravo-arenoso con una reducida proporción de limos, el cual se encuentra suelto, los taludes de ambas márgenes están conformados por material proluvial de anteriores flujos que discurrieron por la quebrada



FOTO 09. Estrechamiento de la quebrada en un cambio de dirección. Los clastos presenciados son de rocas volcánicas tipo tobas.

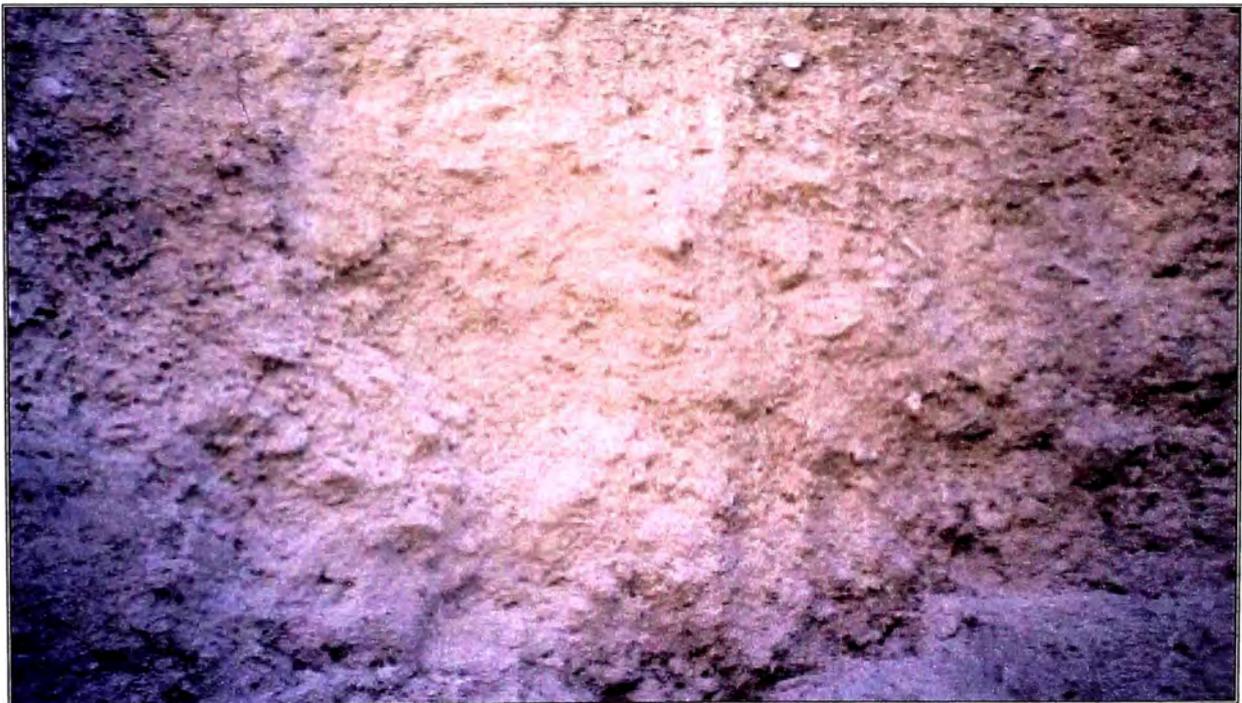


FOTO 10. Material característico de las paredes de la quebrada con gran proporción de finos. Matriz del flujo de escombros

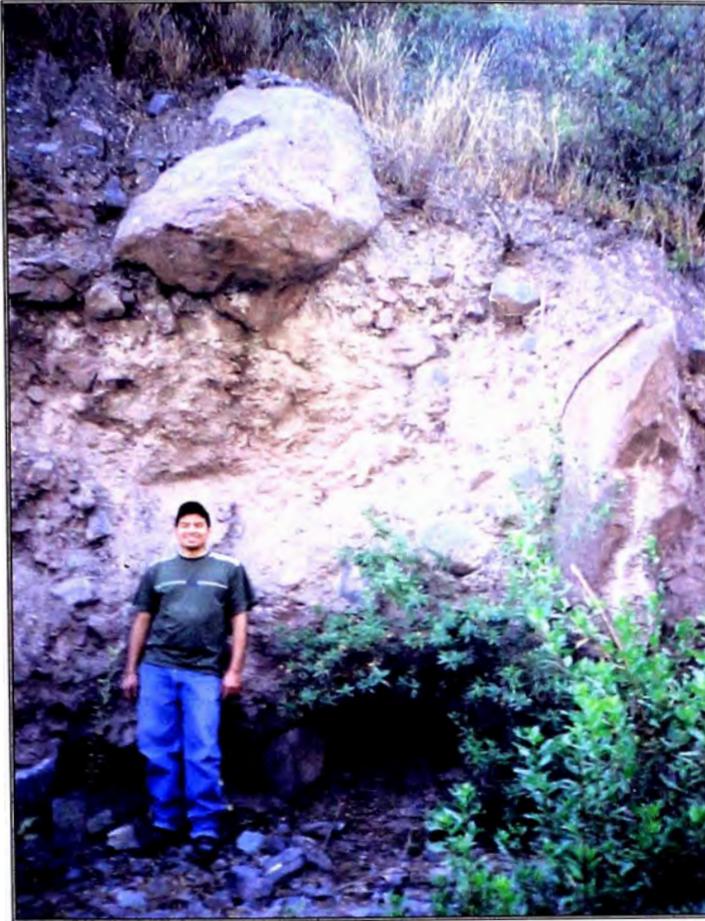


FOTO 11.
Gravas y bloques
dentro de la matriz
arcillo-limosa. El
material se encuentra
en un estado
compacto.

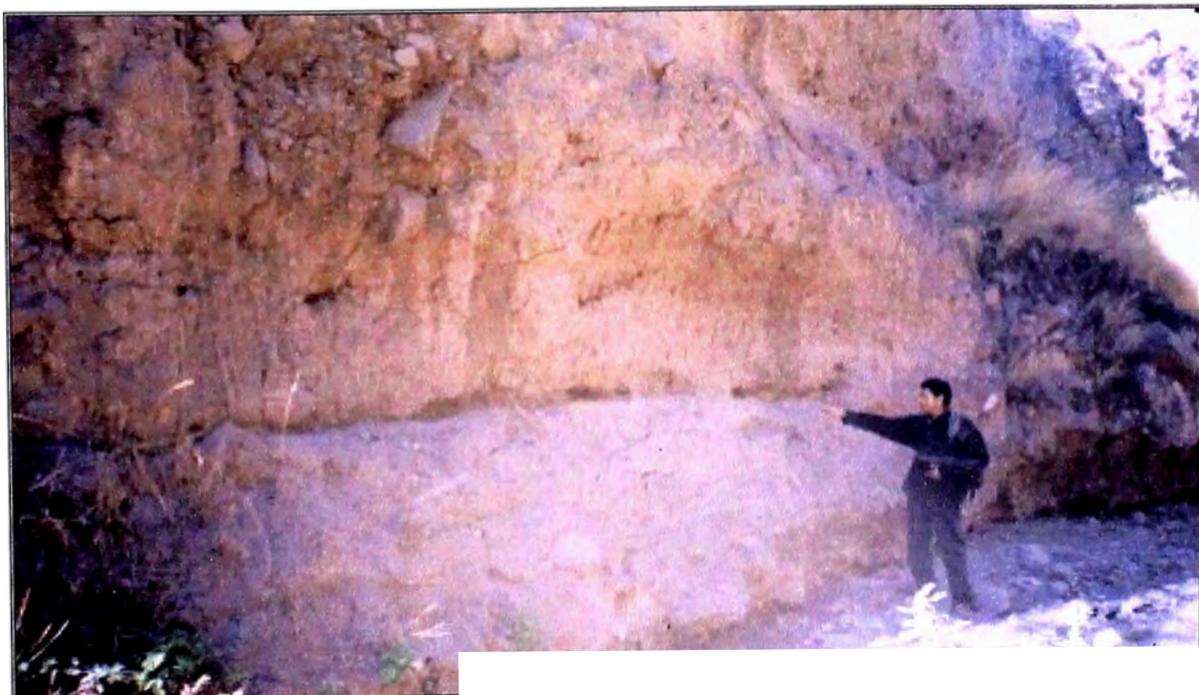


FOTO 12. Se observa una marca de agua en ambas márgenes de la quebrada.
Altura de 1.80 m del posible nivel dejado por un flujo de escombros anterior.



FOTO 13.
Cárcavas que llegan hacia el cauce principal de la quebrada. Se observa aporte de sedimento al torrente principal.



FOTO 14. Desembocadura de la cárcava de Patipunco. Material caído que produce un cierre de cauce. Fuente: DGA-INGEMMET



FOTO 15. Gravas y bloques encontradas en el cauce de la quebrada

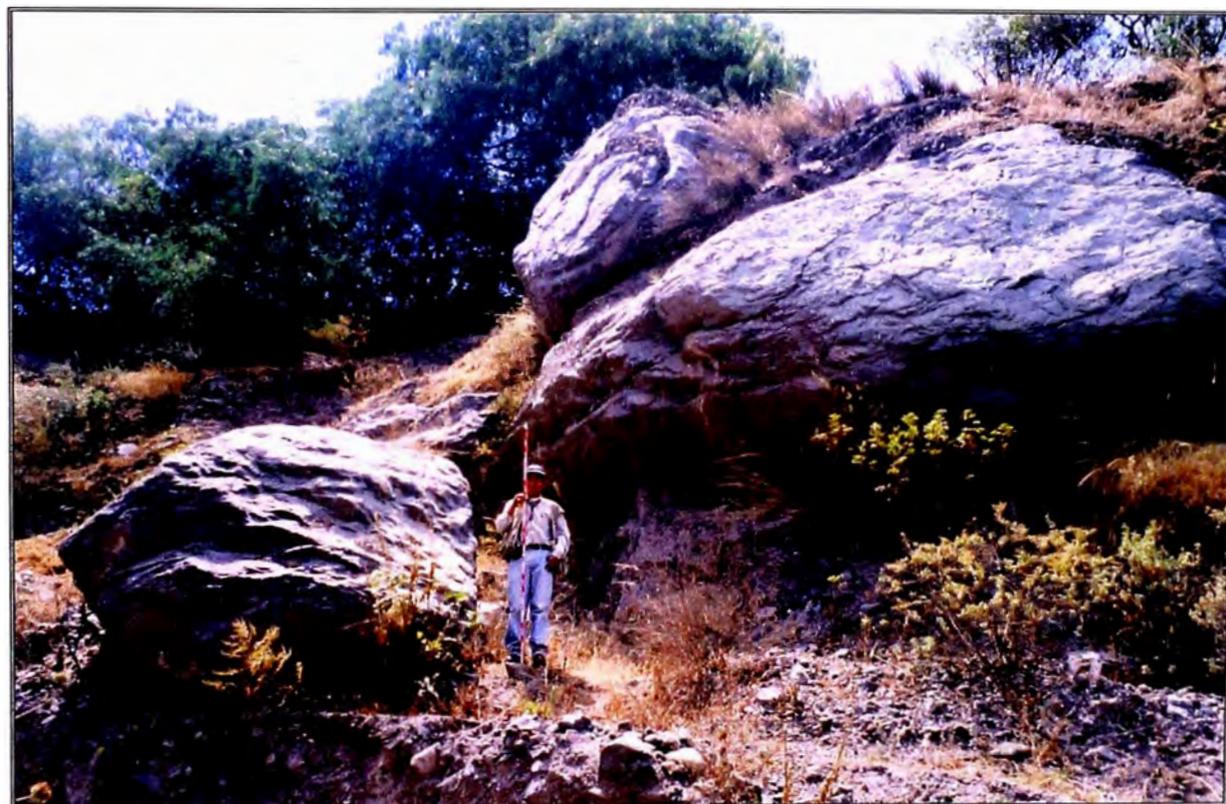


FOTO 16. Bloques de más de 4 metros de diámetro ubicado en la margen izquierda de la quebrada Paihua.
Fuente: DGA-INGEMMET



FOTO 17. Gran bloque de 5 metros en medio del cauce principal. Zona de cierre de cauce lo que provocaría mayor energía al huayco.
Fuente: DGA-INGEMMET

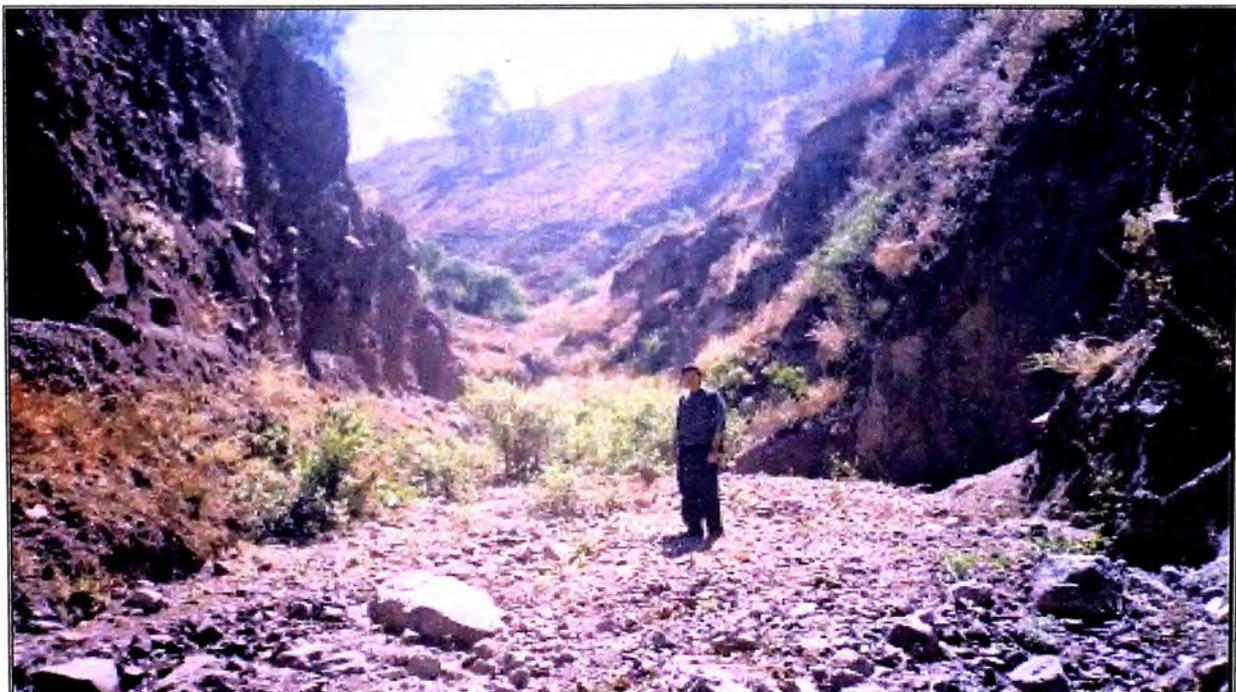


FOTO 18. Márgenes de material proluvial gravo-limo arcilloso, presentan taludes verticales que alcanzan los 15 m de alto.



FOTO 19. Paredes casi verticales de las márgenes de la quebrada Paihua



FOTO 20. Cauce encajonado, con paredes casi verticales del cauce principal
Fuente: DGA-INGEMMET



FOTO 21. Socavación en un tramo curvo de la quebrada Paihua. La altura de socavación alcanza los 4.5 metros.

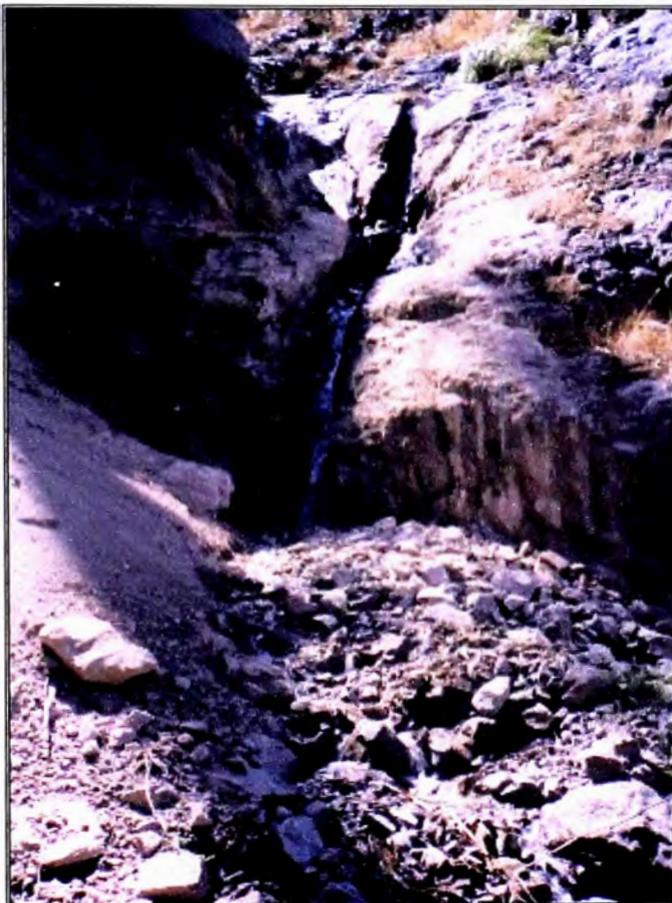


FOTO 22. Afloramiento de roca volcánica en la margen izquierda y lecho de la quebrada, presencia de material proluvial en la margen derecha, obsérvese la pared rocosa que forma una caída de agua. Pared rocosa de 33° de pendiente y 5 m de alto.

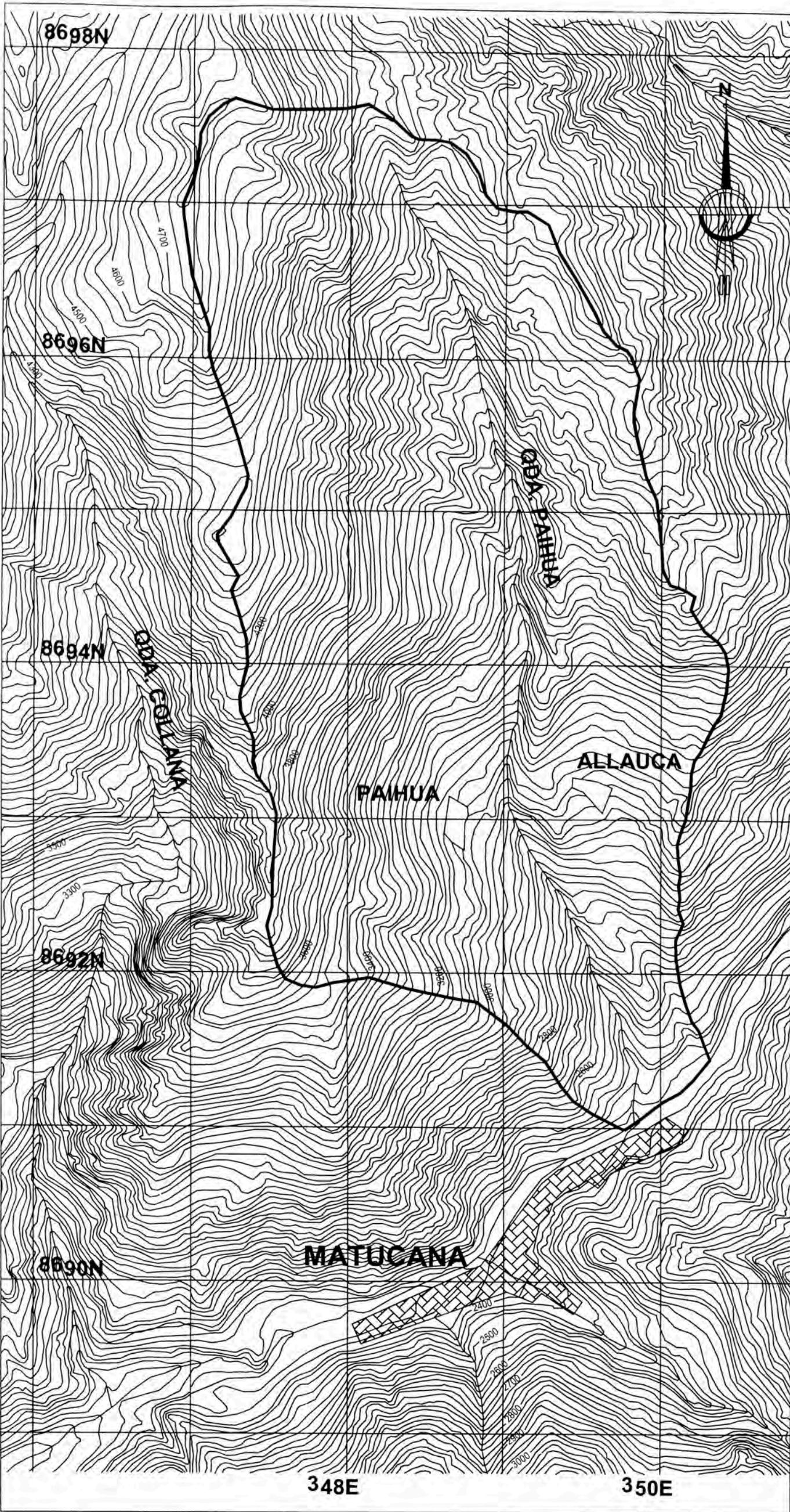


FOTO 23. Vista del derrumbe principal ubicado a la altura del pueblo de Paihua.
Deslizamiento de Colcatoma
Fuente: DGA-INGEMMET



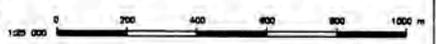
FOTO24. Vista panorámica del deslizamiento principal. Deslizamiento de Colcatoma
Fuente: DGA-INGEMMET

PLANOS



LEYENDA

- Hidrografía
- Curvas de nivel
- Limite de quebrada
- Pueblos
- Ciudad de Matucana



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

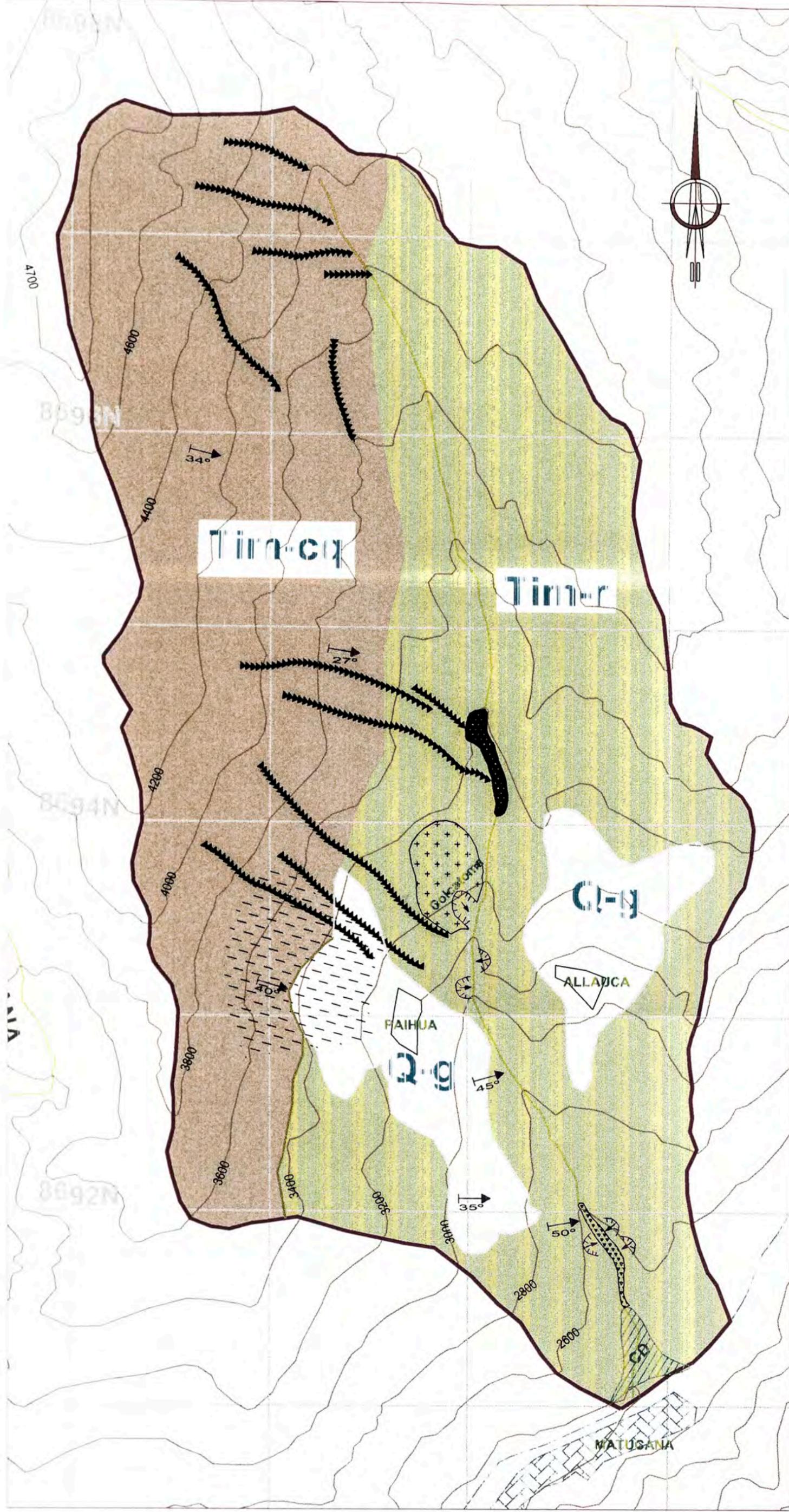
TEMA: APLICACION DE UN MODELO NUMERICO DE FLUJOS DE LODO Y ESCOMBROS A UNA QUEBRADA EN EL PERU

TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO

TITULO: MICROCUENCA PAIHUA
PLANO TOPOGRAFICO

PLANO N°: 01

HIDRAULICA	ADICIONADO: LFCN	REVISADO: CMO	ENCUENADO: 1/25000	REV: A
	PLANO BASE: 248-B-141 ESCALA: 1:25,000	FECHA: DIC 2008	CODIGO: LFCN-PL-01	



SIMBOLOGIA

- Deslizamientos
- Corredores de los quijos y rocas
- Zona con grietas finas
- Erosión en cárcavas
- Erosión en riberas
- Pendiente del terreno
- Límite de la microcuenca
- Cauce de la quebrada
- Cóncavo de dirección

LEYENDA

ERA	PERIODO	SERIE	UNIDAD DE ESTADÍSTICAS
GEOMORFOLÓGICO	CUENCA	PERIODO	100 m
	TECARIO	PERIODO	100 m

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL INGENIERO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

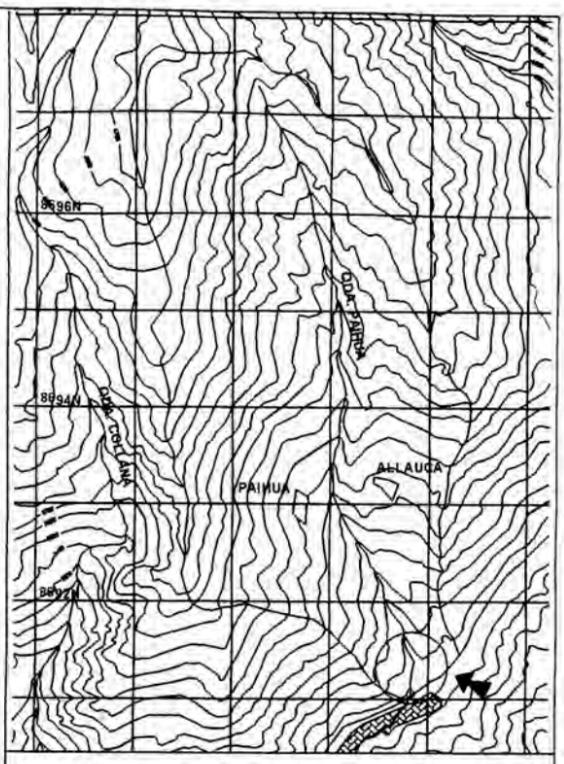
APLICACION DE UN MODELO DE RIESGO DE FUELOS DE LORO Y ESTADÍSTICAS A UNA CUENCA DE LA SIERRA

TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO

TITULO	PLANO N°
MICROCUEENCA PAIHUA PLANO GEOMORFOLOGICO-GEOLÓGICO	03

HIDRAULICA	ASOCIACION	REVISOR	ESCALA	REV.
	LFCN	CMO	S/E	A

FECHA: TESIS UNALM Y DGA-INGENIERO DIC 2005 CODIGO: LFCN-PL-03



LEYENDA

- Curva Principal
- Curva Secundaria
- Eje principal
- Eje secciones
- Rio Rímac

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

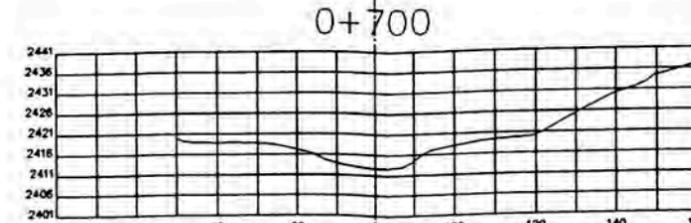
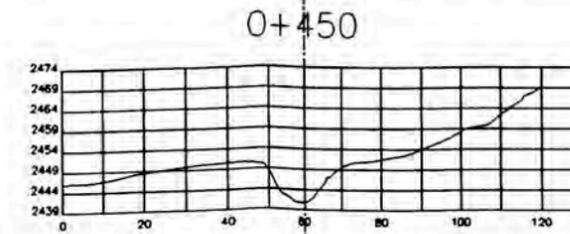
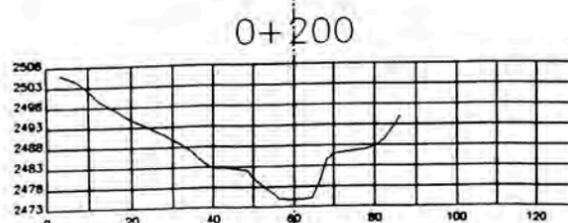
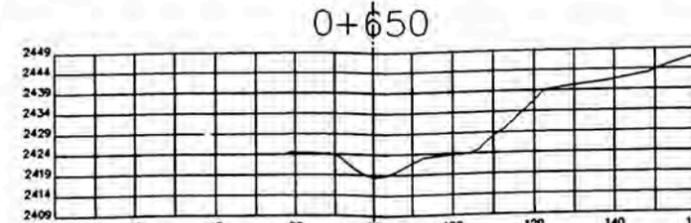
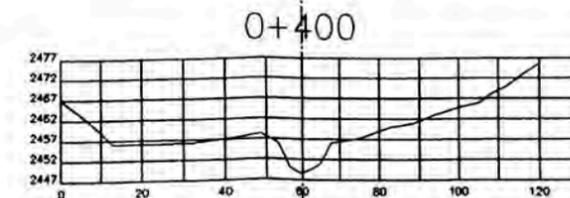
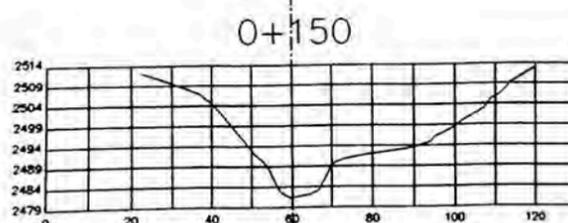
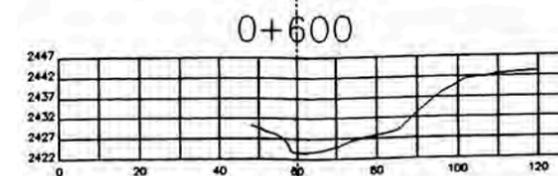
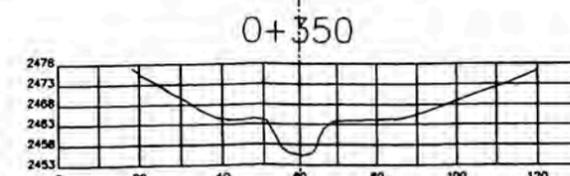
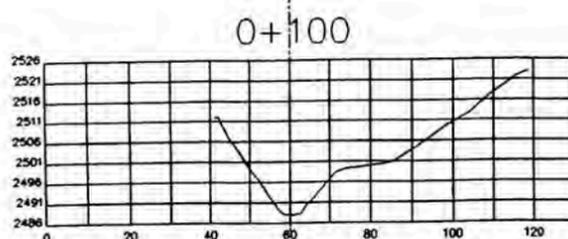
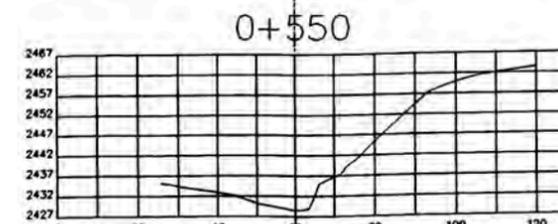
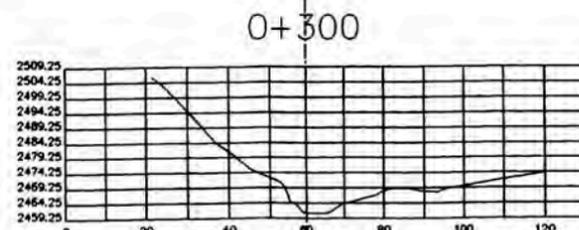
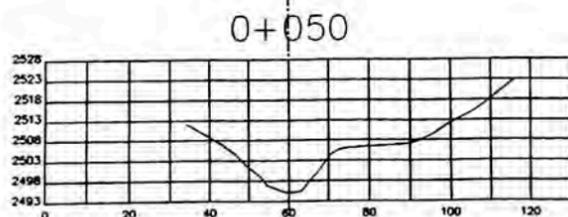
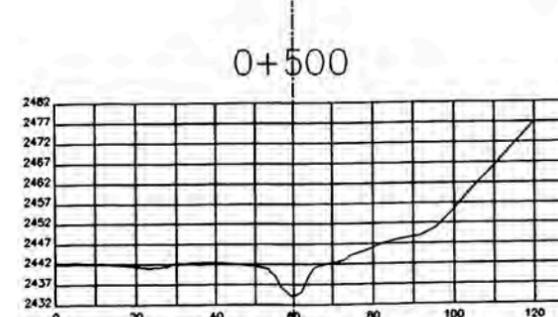
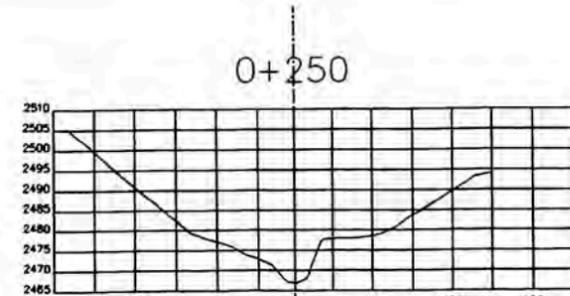
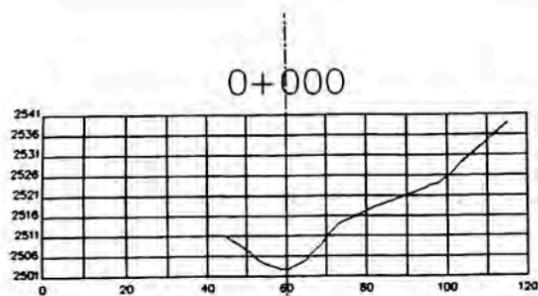
TESIS: APLICACION DE UN MODELO NUMERICO DE FLUJOS DE LODO Y ESCOMBROS A UNA QUEBRADA EN EL PERU

TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO

TITULO: TRAMO 1 - QDA, PAIHUA
PLANO TOPOGRAFICO - PLANTA

PLANO N°: 04

HIDRAULICA	ADECUACION : LFCN	REVISO : CMO	ESCALA : 5/X	REV. : A
	PLANO BASE : PLANO No.158 - MTC - 386AC	FECHA : DIC 2005	CODIGO : LFCN-PL-04	



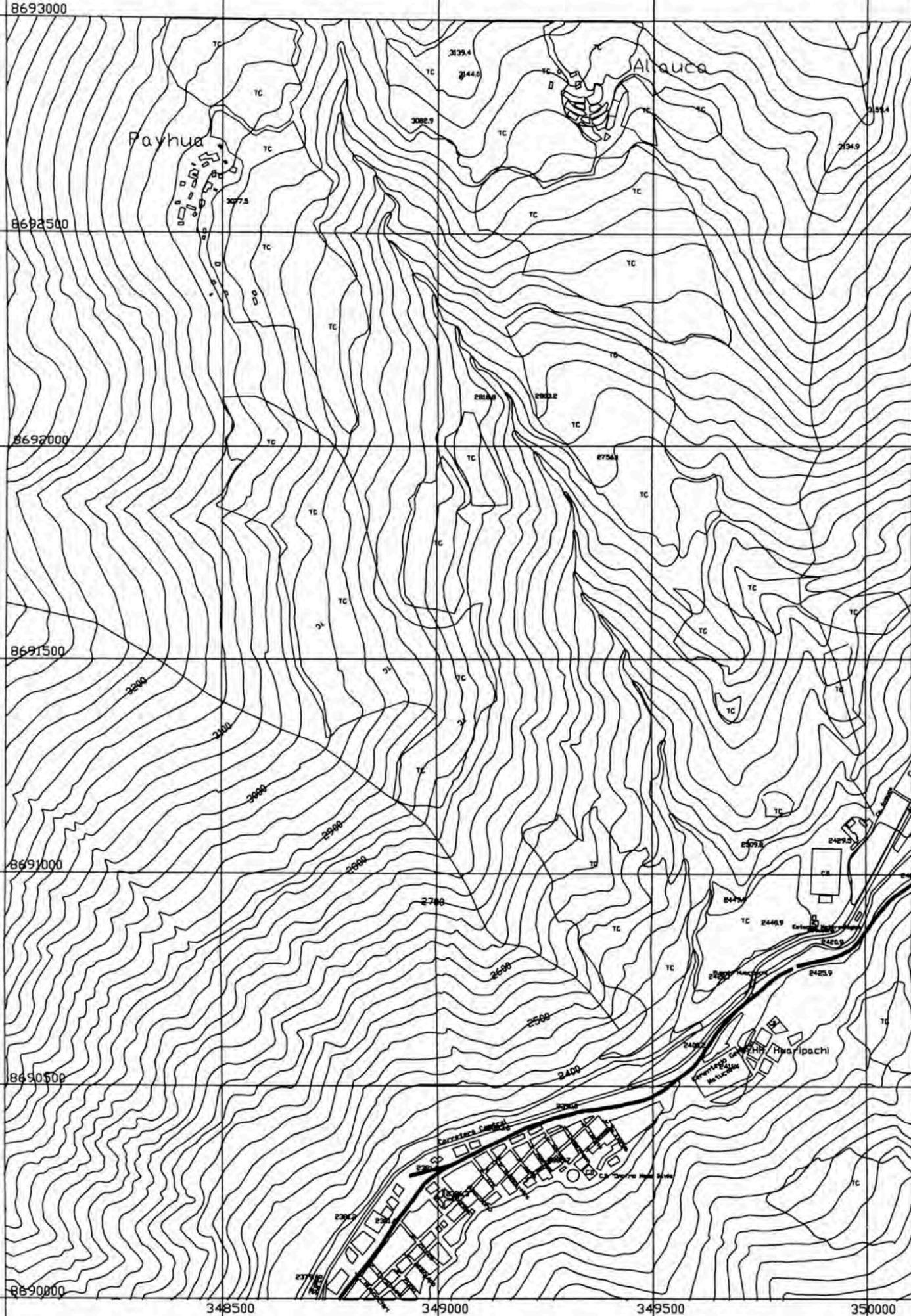
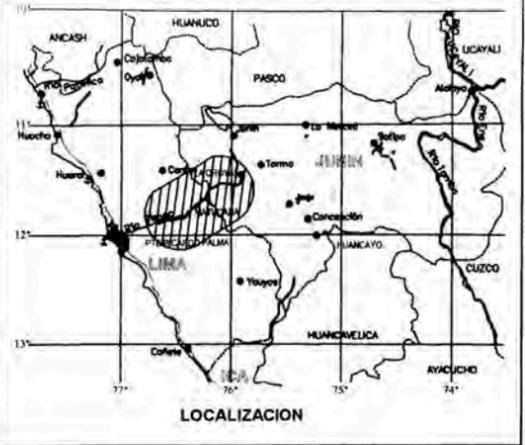
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS: APLICACION DE UN MODELO NUMERICO DE FLUJOS DE LODO Y ESCOMBROS A UNA QUEBRADA EN EL PERU

TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO

TITULO: TRAMO 1 - QDA. PAIHUA SECCIONES TRANSVERSALES PLANO N°: 05

HIDRAULICA	ADECUACION : LFCN	REVISO : CMO	ESCALA : 5/E	REV. : A
	PLANO BASE : PLANO LFCN-PL-08	FECHA : DIC 2005	CODIGO : LFCN-PL-05	



- Hidrografia
- Curvas de nivel
- Limite de quebrada
- Terrenos de cultivos
- Ciudad de Matucana
- Rio Rimac
- Carretera Central
- Linea de tren

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS: APLICACION DE UN MODELO NUMERICO DE FLUJOS DE LODO Y ESCOMBROS A UNA QUEBRADA EN EL PERU

TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO

TITULO: MICROCUENCA PAIHUA
PLANO TOPOGRAFICO - IGN 1999

PLANO N°:
06

HIDRAULICA	ADECUACION :	REVISO :	ESCALA :	REV. :
	LFCN	OMO	S/E	A
	PLANO BASE :	FECHA :	COORD. :	
	PLANO IGN 1:0000 HOJA N°10-13	DIC 2005	LFCN-PL-06	

REFERENCIAS BIBLIOGRAFIAS

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Arancibia, A.L. 1998. Criterios para el manejo de quebradas y su aplicación en el diseño de obras civiles. Tesis de Bachiller en Ingeniería Civil, UNI-LIMA.

Bagnold, R. A. 1954. Experiments in a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear. Proc. Royal Soc. London, Ser A, Vol 225, pp. 49-63.

Basabe P., Neumann A. & Singer A. 2001. Aporte a la Prevención de Desastres Naturales en Venezuela (PREVENE). Cooperación: Venezuela-Suiza-P.N.U.D. Proyecto VEN/00/005, Caracas.

Beverage, J. P. and J. K. Culbertson. 1964. Hyperconcentrations of suspended sediments. ASCE vol 90, HY 6, pp. 117-128.

Broscoe, A.J. and Thompson, S. 1969. Observations on an alpine mudflow, Steele Creek, Yukon. Canadian Journal of Earth Sciences, vol. 6.

Chen, C.L. 1985. Present status of research in debris flow modeling. Proceedings of the 1985 Hydraulic Division Specialty Conference of Hydraulics and Hydrology in Small Computer Age, ASCE, Lake Buena Vista, Florida pp. 733-741.

Chen, C.L. 1986. Chinese concepts of modelling hyperconcentrated streamflow and debris flow. Third International Symposium on River Sedimentation, The University of Mississippi, pp. 1647-1657.

Chen, C.L. 1987. Comprehensive review of debris flow modelling concepts in Japan. Geol Soc. Am., Reviews in Engineering Geology vol VII, pp. 13-29.

Chow, V.T. 1959. Open-channel Hydraulics. McGraw-Hill, New York.

Colegio de Ingenieros del Perú. 1998. Informe del fenómeno del niño 1997-1998. Lima, pp 110.

Costa, J.E. 1984. Physical geomorphology of debris flows. Developments and Applications of Geomorphology, Ed. J. E. Costa & P. J. Fleisher, pp. 268-317.

Costa, J. 1988. Rheologic, Geomorphic and sedimentologic differentiation of water floods, hyperconcentrated flows, and debris flow. In Flood geomorphology, pp. 113-122.

Coussot, P. 1997. Mudflow Rheology and Dynamics. International Association for Hydraulic Research (IAHR). Ediciones A.A Balkema-Rotterdam.

Curry, R.R. 1966. Observations of alpine mudflows in the Tenmile Range, Central Colorado. Bulletin Geol. Soc. Am., vol. 77, pp. 771-776.

Davies, R.H. 1986. Large debris flows: A macroviscous phenomenon. *Acta Mechanica* 63, pp. 161-178.

Davies, R.H. 1988. Debris flow surges - a laboratory investigations. *Mitteilungen der Versuchsanstalt fur Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Zurich*.

DeLeon, A.A. and R.W. Jeppson. 1982. Hydraulic and numerical solutions of steady-state, but spatially varied debris flow. *Hydraulics and Hydrology Series, UWRL/H-82/03, Utah State Univ. at Logan, Utah*.

Fei, X. 1983. Grain composition and flow properties of heavily concentrated suspension. *Proceeding of the Second International Conference on River Sedimentation, Nanjing, China*, pp.296-308.

Fisher, R.V. and Mattinson, J.M. 1968. Wheeler-George turbidite-conglomerate series, California; inverse grading. *Journal of Sedimentary Petrol.*, vol. 38, No. 4, pp. 1013-1023.

Hampton, M. 1972. The role of subaqueous sediment flow in the generation of turbidity currents. *J. Sediment. Petrol.*, vol. 42, pp. 775-793.

Hampton, M. 1975. Competence of fine-grained debris flows. *Journal of Sedimentary Petrology*, vol. 45, pp. 834-844.

Hashimoto, H., and T. Tsubaki. 1983. Reverse grading in debris flow. *Transactions of the J.S.C.E.*, vol. 15, pp. 282-284.

Heras, R. 1972. *Manual de hidrología: hidrología de las crecidas. Tomo 4. Servicio de Edición del Centro de Estudios Hidrográficos y Dirección General de Obras Hidráulicas*

Horner, W.W. y F.L. Flynt. 1934. Relation Between Rainfall and Runoff from Small Urban Basins. *ASCE Proceedings*, vol. 60, pp. 1135-1178.

Hungr O., Evans S., Boris M.J. Hutchinson J.N. 2001. A Review of the classification of Landslides of the Flow Type. *Environmental & Engineering Geoscience*, Vol. III, No.3, pp 221-238.

Iverson, R.M. 1997. The physics of debris flow. *Reviews of Geophysics*, vol. 35, pp. 245-296. Published by the American Geophysical Union.

Jackson L., Smoll L.F., Martinez A.G., Loo J.Z., Mata M.V., Tula J.C. 2005. Investigation of the origin and magnitude of debris flows from the Payhua Creek basin, Matacana area, Peru. Paper DGA-INGEMMET.

Jarrett, R.D. 1984. Hydraulics of High Gradient streams. *ASCE, Journal of Hydraulic Engineering*, Vol 110, No.11.

Johnson, A.M. 1970. *Physical processes in geology*. pp. 431-571, Freeman, Cooper & Company.

Julien, P.Y. and Y.Q. Lan. 1991. On the rheology of hyperconcentrations. *J. of Hyd. Eng., ASCE*, 117(3), pp. 346-353.

Kurdir, R.D. 1973. Classifications of mudflows. *Soviet Hydrology selected papers*, Issue No., 4, pp. 310-316.

Kuroiwa, J. 2002. Reducción de desastres: viviendo en armonía con la naturaleza. CECOSAMI, Lima.

LLamas, J. 1993. Hidrología general: Principios y aplicaciones. Servicio Editorial de la Universidad del País Vasco.

MacArthur, R.C. and D.R. Schamber, 1986. Numerical methods for simulating mudflows. *Proc. of the 3rd Intl. Symp. on River Sedimentation*, Univ. of Mississippi, pp. 615-1623.

Major, J. and T.C. Pierson. 1992. Debris flow rheology: experimental analysis of fine-grained slurries. *Water Resources Research*, 28(3), pp. 841-857.

Meunier, M. 1991. *Eléments d'hydraulique torrentielle*. CEMAGREF, Grenoble, France.

Middleton, G.V. 1970. Experimental studies related to problems of flysch sedimentation. *The geological Association of Canada, Special Paper Number 7*, pp. 253-272.

O'Brien, J.S. and P.Y. Julien. 1985. Physical processes of hyperconcentrated sediment flows. *Proc. of the ASCE Specialty Conf. on the Delineation of Landslides, Floods, and Debris Flow Hazards in Utah*. Utah Water Research Laboratory, Series UWRL/g-85/03, 260-279.

O'Brien, J.S. 1986. Physical processes, rheology and modeling of mudflows. *Doctoral dissertation*, Colorado State University, Fort Collins, Colorado.

O'Brien, J.S. and P.Y. Julien. 1988. Laboratory analysis of mudflow properties. *J. of Hyd. Eng., ASCE*, 114(8), pp. 877-887.

O'Brien J.S, P.Y Julien and W.T. Fullerton. 1993. Two dimensional water flood and mudflood simulation. *J. of Hyd. Eng., ASCE*, 119(2), pp. 224-259.

O'Brien J.S. 2000. *FLO-2D User's Manual*. Version 2000.10, Nutrioso, Arizona.

Okuda, S., H. Suwa, K. Okinishu, K. Yokoyama and M. Nakano. 1980. Observations on the motions of Debris flow and its geomorphical effects. *Z. Geomorph. N. F., Supp.I vol 35*, pp. 142-163.

Pierson, T. C. 1981. Dominant particle support mechanism in debris flow at Mt. Thomas, New Zealand, and implications for flow mobility. *Sedimentology*, vol. 28, pp. 49-60.

Pierson, T.C. 1985. Field techniques for measuring debris-flow dynamics. Proceedings of the International Symposium on Erosion, Debris Flow and Disaster Prevention, Tsukuba, Japan, pp. 203-207.

Pierson, T.C. and Costa, J.E. 1987. A rheological classification of subaerial sediment-water flows. Reviews in engineering geology, vol VII, Geol Soc. Am., pp. 1-12.

Plafker, G. and Ericksen, G.E. 1978. Nevados Huascaran Avalanches, Peru. In: Rockslides and Avalanches, I: Natural Phenomena CB, Voight, Ed. B, pp. 277-314.

Ponce, V.M. and F.D. Theurer. 1982. Accuracy Criteria in Diffusion Routing. J. of Hyd. Eng. ASCE, 108(6), pp.747-757.

PREDES. 1988. Estudio de seguridad física del distrito de Matucana. Biblioteca de Predes-Lima.

Retamozo, W.C. 1992. Estudio de la microcuenca Llanahualla Río Rímac, con fines de prevención y desarrollo. Tesis de Bachiller en Ingeniería Agrícola. UNALM – Lima.

Rodine, J.D. and Johnson, A.M. 1976. The ability of Debris, heavily freighted with coarse clastic materials, to flow on gentle slopes. Sedimentology, vol. 23, pp. 213-234.

Rodine, J.D. and Johnson, A.M. 1984. Debris flow. Publicado en: Slope Instability. Editado por D. Brunnsden y D.B Prior.

Savage, S.B. 1984. The mechanics of rapid granular flows. Advances in Applied Mechanics, vol 24, pp. 289-366.

Schamber, D.R. and R.C. MacArthur. 1985. One dimensional model for mudflows. Proc. of the ASCE Spec. Conf. on Hydraulics and Hydrology in the Small Computer Age, V. 2, 1334-39.

Sharp, R.P. and L. Nobles, H. 1953. Mudflow of 1941 at Wrightwood, Southern California. Bulletin Geol. Soc. Am., vol. 64, pp. 547-560.

Soil Conservation Service. 1972. National Engineering Handbook, section4, Hydrology. U.S Dept. of Agriculture, disponible en U.S Government Printing Office, Washington.

Strahler, A.N. 1964. Quantitative geomorphology of drainage basins and channel networks. Section 4-II, en Handbook of Applied Hydrology, ed. Por V.T. Chow, pp. 4-39, 4-76, McGraw-Hill, New Cork.

Takahashi, T. 1980. Debris flow on prismatic open channels. Journal of Hydraulic Division, ASCE, vol. 106, pp. 381-396.

Takahashi. 1981. Debris flow. Annual Reviews in Fluid Mechanics, vol. 13, pp. 57-77.

Takahashi, T. and H. Tsujimoto. 1985. Delineation of the debris flow hazardous zone by a numerical simulation method. Proc. of the Intl. Symp. on Erosion, Debris Flow and Disaster Prevention, Tsukuba, Japan, 457-462.

Takahashi, T. and H. Nakagawa. 1989. Debris flow hazard zone mapping. Proc. of the Japan - China (Taipei) Joint Seminar on Natural Hazard Mitigation, Kyoto, Japan, pp. 363-372.

Yano, K. and Daido, A. 1965. Fundamental study on mud-flow, Kyoto, Japan, Kyoto Univ. Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, vol. 14, pp. 69-83.

Varnes, D.J. 1958. Sediment Engineering. Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation. ASCE.

Vanoni, V.A. 1975. Sedimentation engineering. Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation, ASCE

Wan, XingKui and Ning, Chien. 1989. Turbulence Characteristics of Sediment-laden flow. J. of Hydraulic Engineering. ASCE, pp 781-800.

Woolhiser, D.A. 1975. Simulation of Unsteady Overland Flow, in Unsteady Flow in Open Channels. Mahmood, K. and Yevjevich, V. eds., Water Resources Publications, Fort Collins, CO.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

1. Arbind P.M. & Nallamuthu R. 1991. **Hydraulics of Debris Flow A review**. Depart. of Civil Engineering, University of Alberta Edmonton, Alberta-Canadá. Ubicación: <http://www.civil.ualberta.ca/water/research/reports/reports.htm>
2. Arancibia A., Iparraguirre C., Mansen A. 1998. **Análisis y alternativas de manejo de quebradas en obras viales**. Departamento de Hidráulica e Hidrología. FIC-UNI-Lima.
3. Arancibia Samaniego, Ada L. 1998. **Criterios para el manejo de quebradas y su aplicación en el diseño de obras civiles**. Tesis de Bachiller en Ingeniería Civil, UNI-LIMA.
4. Basabe P., Neumann A. & Singer A. 2001, **Aporte a la Prevención de Desastres Naturales en Venezuela (PREVENE), Cooperación: Venezuela - Suiza - P.N.U.D.** (Proyecto VEN/00/005), Caracas.
5. Bello M.E, López J.S, García R and O'Brien. 2003. **Simulation of flooding and debris flow in the Cerro Grande River**. Acta Científica Venezolana, Vol. 54. Suplemento No.1, pp.22-32.
6. Caldiño I.A, Bonola I. y Salgado G. 2002. **Determinación en laboratorio de los parámetros reológicos de mezclas agua-sedimentos para el cálculo de flujos de lodos y debris**. Ingeniería hidráulica en México, vol. XVII, núm. 3, pp. 27-35.
7. CESEL Ingenieros. 2000. **Estudios y supervisión del proyecto: Rehabilitación de carreteras afectadas por el niño - puente Collana**. Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción-SINMAC.
8. Chow, Ven te., Maidment, David R. y Mays, Larry W. 1994. **Hidrología Aplicada**. Ediciones McGraw-Hill.
9. Crosta G., Calvetti F., Imposimato S. 2001. **Granular Flows and Numerical Modelling of Landslide**. Politecnico di Milano. Ubicación: <http://damocles.irpi.cnr.it/reports/thematic-reports.htm>
10. De Leon A. 1982. **Hydraulics of Debris Flow**. Thesis of Doctor of Philosophy in Engineering. UTA State University.
11. Dominique L. and Izocupe V. 2004. **Dinámica de Fluidos Computacional aplicado a Hidráulica**. Primer Curso Internacional, Departamento Académico de Ingeniería de Mecánica de Fluidos – UNMSM.

12. Gallino G. and Pierson T. 1985. **Polallie Creek Debris Flow and Subsequent Dam-Break Flood of 1980, East Fork Hood Rievr Basin, Oregon.** United Status Geological Survey Water-Supply, paper 2273.
13. González, M. y Córdova, J.R, 2003. **Estimación de los Volúmenes y Caudales Máximos que produjeron los aludes torrenciales ocurridos en Diciembre de 1999 en cuencas del Litoral Central del Estado Vargas, Venezuela.** Acta Científica Venezolana, Vol. 54. Suplemento No.1, pp.33-48.
14. González, M. y Córdova, J.R, 2003. **Estimación de hidrogramas de crecidas en cuencas del Litoral Central luego de los aludes torrenciales de Diciembre de 1999.** Acta Científica Venezolana, Vol. 54. Suplemento No.1, pp.63-87.
15. Hui-Pang L. & Fang-Wu Tsai. 2003. **Sediment Concentration Distribution of Debris Flow.** J. Hydr. Engrg., Volume 129, Issue 12, pp. 995-1000
16. Hungr O., Evans S., Boris M.J. Hutchinson J.N. 2001. **A Review of the classification of Landslides of the Flow Type.** Environmental & Engineering Geoscience, Vol. III, No.3, pp 221-238.
17. Hungr O., Morgan C. and Kellerhals R. 1984. **Quantitative analysis of debris torrent hazards for design of remedial measures.** J. Geotech. Canadian, 21, pp 663-677.
18. INGEMMET (Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico). 1988. **Estudio geodinámico de la cuenca del río Rimac.** Dirección de Geotecnia-Lima.
19. INGEMMET (Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico). 2004. **Estudio de riesgo geológico de la quebrada Paihua.** Dirección de Geología ambiental-Lima
20. Instituto de Mecánica de Fluidos (IMF-Venezuela). 2000. **Proyecto AVILA.**
21. Iverson, RM. 1997. **The physics of debris flow.** Review of Geophysics, pp. 245-296. U.S Geological Survey.
22. Iverson, RM, Reid ME and LaHusen RG. 1997. **Debris Flow Mobilization from Landslides.** Annu. Rev. Herat Planet, Sci. 25: 85-138.
23. Jaime Suárez Díaz, 2001. **Control de erosión en Zonas Tropicales.** Universidad Industrial de Santander Bucaramanga – Colombia.
24. Japan International Cooperation Agency (JICA). 1988. **The Master Plan Study on the disaster prevention project in the rimac river basin.** Ubicación: Biblioteca del Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC)

25. Johnson A.M & Rodine J. 1984. **Debris Flow**. In Slope Instability, ed. D Brunsten, DB Prior, pp. 257-361. New York: Wiley
26. Julien, P.Y. & Y.Q. Lan., 1991. **On the rheology of hyperconcentrations**. J. of Hyd. Eng., ASCE, 117(3), pp 346-353.
27. Kevin M. Scout and Wang Yuyi. 2004. **Debris Flows – Geologic Process and Hazard, Illustrated by a surge sequebce at Jiangjia Ravine, Yunnan, China**. U.S Geological Survey Professional, paper 1671.
28. Lionel Jackson, Smoll L., Zegarra J., Vilchez M. 2005. **Evolution of landslide activity, and the origin of debris flows in the El Niño affected Payhua Creek basin, Matucana area, Haurochirí, Peru, 1951-2004**. Ubiación: Area de Geología Ambiental, INGEMMET.
29. Maita Espinoza, Anibal. 2000. **Estudio hidrológico de las cuencas Yauli, Mantaro, Huachón y Paucartambo**. Tesis de Bachiller en Ingeniería Civil, UNI-LIMA
30. Markus S., Peter F. & Gian Reto B. 2003. **Rheological Behavior of Fine and Large Particle Suspensions**. J. Hydr. Engrg., Volume 129, Issue 10, pp. 796-803.
31. Martín Vide J. 2003. **Ingeniería de Ríos**. Universidad Politécnica de Catalunya. Alfaomega Grupo Editores S.A
32. Martínez Vargas, Alberto. 1995. **Huaycos e Inundaciones en Chosica**. Universidad Nacional de Ingeniería – Lima, CISMID.
33. Ming Jin and D.L Fread. 1997. **One dimensional routing of mud/debris flows using NWS FLDWAV Model**. Proceedings of the First International Conference on Debris Flow Hazards Mitigation, ASCE.
34. O'Brien J.S & Pierre Y. Julien. 1988. **Laboratory Analysis of Mudflow Properties**. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No 8, ASCE
35. O'Brien J.S and P.Y. Julien. 1997. **On the importance of mudflow routing**. Proceedings of the First International Conference on Debris Flow Hazards Mitigation, ASCE.
36. O'Brien J.S and P.Y. Julien. 1997. **On the importance of mud and debris flow rheology in structural design**. Proceedings of the First International Conference on Debris Flow Hazards Mitigation, ASCE.
37. O'Brien J.S, P.Y Julien and W.T. Fullerton. 1993. **Two dimensional water flood and mudflood simulation**. J. of Hyd. Eng., ASCE, 119(2), 224-259.
38. O'Brien. 2003. **Simulating Mudflows**. Ubiación: <http://www.flo-2d.com>

39. O'Brien J.S. 2000. **FLO-2D User's Manual**, Version 2000.10, Nutrioso, Arizona. Ubicación: <http://www.flo-2d.com>
40. Over Díaz. 2003. **Fundamentos de la hidráulica de huaycos**. XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Iquitos-Perú.
41. Peñaherrera del Águila, Carlos. 1969. **La Cuenca torrencial de Payhua**. Tesis de Bachiller en Geografía. UNMSM-Lima.
42. Philippe Coussot. 1997. **Mudflow Rheology and Dynamics**. International Association for Hydraulic Research. Ediciones A.A Balkema-Rotterdam.
43. Philippe Coussot, Dominique Laigle, Massimo Arattano, Andrea Deganutti and Lorenzo Marchi. 1998. **Direct Determination of Rheological Characteristics of Debris Flow**. J. Hydr. Engrg., Volume 124, Issue 8, pp. 865-868
44. Philippe Coussot & Maurice Meunier. 1995. **Experimental Study of Debris Flows**. J. Hydr. Engrg., Volume 121, Issue 5, pp. 438-440
45. Pierre Y. Yulien and Yongqiang Lan, 1991. **Rheology of Hiperconcentrations**. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 117, No 3, ASCE.
46. Ponce, Víctor M. 1989. **Engineering hydrology, principles and practices**. New Jersey, Prentice Hall, 1ra Edición. Ubicación: <http://ponce.sdsu.edu/textbook.html>
47. Predes. 1984. **Prevención de desastres debido a huaicos e inundaciones en la Cuenca del río Rímac**. Biblioteca de PREDES-Lima.
48. Predes. 1987. **Zonificación de riesgo de la ciudad de Matucana**. Biblioteca de PREDES-Lima.
49. Predes. 1987. **Evaluación de la geodinámica de la quebrada Paihua**. Biblioteca de PREDES-Lima.
50. Predes. 1988. **Estudio de seguridad física del distrito de Matucana**. Biblioteca de PREDES-Lima.
51. Predes. 1988. **Evaluación de los procesos geodinámicos externos de la quebrada Paihua**. Informe preliminar. Biblioteca de PREDES-Lima.
52. Retamozo W.C. 1992. **Estudio de la microcuenca Llanahualla-río Rímac, con fines de prevención y desarrollo**. Tesis de Bachiller en Ingeniería Agrícola. UNALM-Lima.
53. Rice R.J. 1982. **Fundamentos de Geomorfología**. Editorial Paraninfo

Sitios de interés en INTERNET

ASCE: American Society of Civil Engineering
<http://www.asce.org/>

Escuela de Ingeniería de Antioquia - Área de Mecánica de Fluidos y Recursos Hidráulicos
<http://fluidos.eia.edu.co/areafluidos/indexa.html>

FLO-2D: 2-Dimensional Flood Routing Model
<http://www.flo-2d.com/>

HEC: Hydrologic Engineering Center
<http://www.hec.usace.army.mil/>

IMEFEN: Instituto para la Mitigación de Efectos del Fenómeno del Niño
<http://www.imefen.uni.edu.pe/portada.htm>

INDECI: Instituto Nacional de Defensa Civil
<http://www.indeci.gob.pe/>

INGEMMET: Instituto Geológico Minero y Metalúrgico
<http://www.ingemmet.gob.pe/>

PREDES: Centro de Prevención de Desastres
<http://www.predes.org.pe/>

NWS: National Weather Service
<http://www.nws.noaa.gov/oh/hrl/rvrmech/>