

HIDROLOGIA Y FENOMENO DE OLAS EN LA CUENCA DE ACHUMANI, LA PAZ

J. MOLINA¹, J. MARANGANI¹, P. RIBSTEIN², J. BOURGES², J.L. GUYOT², C. DIETZE³

Resumen - Este trabajo presenta los resultados de un estudio realizado en ríos canalizados ubicados dentro del área urbana de la ciudad de La Paz, en los que se presentó flujo pulsante, caracterizado por la formación espontánea de olas (roll waves en inglés). Se han estudiado tres ríos de gran pendiente en los que se presentó el fenómeno, usando la teoría de inestabilidad del flujo. Un análisis efectuado en base a las ecuaciones de Montuori y Liggett para aguas claras, predijo la formación de olas solamente en el tramo final de uno de esos ríos, lo que está en contradicción con las observaciones. Las ecuaciones originales de Montuori y Liggett no incluyen el efecto de los sedimentos. Durante crecidas se han registrado concentraciones de sedimentos en suspensión de 190 g / l en uno de los tres cursos mencionados: el río Huayllani, lo que ha sido incorporado al análisis. Los resultados iniciales muestran que el efecto de los sedimentos en suspensión es mínimo.

INTRODUCCION

El río Achumani es un afluente del río La Paz, que a su vez se une al Amazonas a través de los ríos Beni y Madera. Para permitir la extensión de la ciudad de La Paz, la Municipalidad ha emprendido un programa de aprovechamiento de los fondos de valle de algunos torrentes, como el río Achumani, que han sido canalizados para ganar tierras urbanizables. Sin embargo, esto ha modificado el régimen hidráulico en algunos casos, formándose olas (roll waves, en inglés) en aguas altas. Este fenómeno es abordado en el presente artículo a partir de los estudios realizados por ORSTOM a petición de la Municipalidad de La Paz, y de mediciones complementarias hechas por el Instituto de Hidráulica e Hidrología de la Universidad de San Andrés.

EL MEDIO FISICO

De 1989 a 1994, fueron monitoreadas dos estaciones hidrométricas, que permitieron la observación de 2 cuencas de drenaje de 38.9 y 17.5 km², drenadas respectivamente por el río Achumani y su afluente principal, el río Huayllani (figura 1). La altura máxima de la cuenca principal alcanza 4975 m y los exutorios se encuentran a 3580 m y a 3620 m. El relieve es muy escarpado, con más del 30% de la cuenca presentando una inclinación superior a 0.35. Las inclinaciones más fuertes se sitúan en la parte intermedia, entre vertientes convexas y poco inclinadas río arriba y una parte inferior que comprende los interfluvios de débil inclinación y valles alargados, en parte rellenos por los materiales desprendidos aguas arriba. La red de drenaje se extiende sobre formaciones sedimentarias del Pliocuaternario, muy erosionables. La vegetación es poco densa, con una manta herbácea esparcida en algunas vertientes convexas río arriba y algunos pocos cultivos en el fondo de los valles. Inclinaciones muy fuertes cercanas a los exutorios y suelos erosionables son las principales características que explican el régimen hidrológico e hidráulico de estos ríos y los problemas planteados a los acondicionamientos.

¹ Instituto de Hidráulica e Hidrología, Casilla 699, La Paz-Bolivia

² ORSTOM, Francia

³ HAM-GTZ, La Paz-Bolivia.

EL CONTEXTO HIDROLOGICO

El régimen de las precipitaciones es conocido gracias a los datos de la estación pluviográfica de Millipunku, en la cuenca de Huayllani, a una altura de aproximadamente 3800m. Las observaciones de esta estación son similares a las de San Calixto, estación en el centro de La Paz, que funciona desde 1921. Desde 1989, para el estudio del escurrimiento, fueron instalados limnógrafos para las 2 cuencas, Achumani y Huayllani. El que se instaló en la estación de Huayllani fue reemplazado en 1992 por un limnógrafo electrónico con captador de presión y toma de medición cada minuto. La medición de las alturas de agua y aforos se desarrolla en condiciones difíciles a causa de las fuertes velocidades en aguas altas, y a las importantes concentraciones de sedimentos en suspensión y de arrastre de fondo. La precipitación media anual es del orden de 640 mm, con un 70% que cae entre diciembre y marzo, época de aguas altas en la cuenca del río La Paz. Los coeficientes de escurrimiento anual son importantes, entre 22 y 23% . A pesar de un relieve favorable para la evacuación rápida de los escurrimientos superficiales, al parecer la permeabilidad de algunas zonas altas de la cuenca juega un rol importante: en efecto, con menos de 30 mm de lluvia en un mes, el escurrimiento mensual es prácticamente nulo, mientras que una vez pasado el límite de 30 mm, el escurrimiento representa el 60% de la precipitación (Bourges et al., 1992). Esta influencia de las zonas permeables es acentuada por las bajas intensidades de las precipitaciones: en San Calixto, los valores decenales de lluvia son de 40 mm a nivel diario y de 17 mm a nivel horario.

En Enero de 1993, un período de lluvias abundantes generó fuertes crecidas y fenómenos de olas (ver siguientes capítulos). En un mes, cayeron 262.9 mm en Millipunku, valor que nunca fue alcanzado en 75 años de mediciones en San Calixto. Del 22 al 27 de enero, en 6 días, Millipunku recibió 131.5 mm, con una lluvia de 46.2 mm el último día (valor diario para un período de retorno de 50 años aproximadamente). Los suelos estaban saturados de agua al final de este período y la lluvia del último día se centró en la cuenca de Achumani, dos condiciones que explican la violencia de los fenómenos de crecida observados.

Los hidrogramas obtenidos sobre estas cuencas siempre son dentados, no permitiendo fácilmente individualizar crecidas (Bourges et al., 1995). Esto se explica por el relieve escarpado y la fuerte heterogeneidad espacial de las lluvias. Los registros de las olas se superponen a estas crecidas en múltiples puntas que terminan en un hidrograma difícil de interpretar (Figura 2, ejemplo de la crecida del 25 de enero 1993).

LAS OBRAS HIDRAULICAS

Los cursos principales tienen una gran anchura en relación al caudal: el cauce del río Achumani supera los 200 m. de ancho, y el del Huayllani se acerca a 100 m. El flujo en condiciones naturales ocupa sólo una pequeña parte de esta anchura. Las obras de canalización consisten principalmente en muros longitudinales combinados con caídas (Fig. 3). Los canales de los ríos Huayllani, Kellumani, Jillusaya y Achumani tienen un ancho de 5.0, 5.0, 3.9 y 8.0 m., respectivamente. La principal diferencia entre las obras de canalización de estos ríos y las construídas en otros ríos que atraviesan la ciudad, es que en las primeras las caídas son de menor altura y se suceden a intervalos cortos, al menos en el tramo superior. Así por ejemplo la gran mayoría de las caídas del río Huayllani tienen una altura de 0.50 m., a intervalos de 10 m.

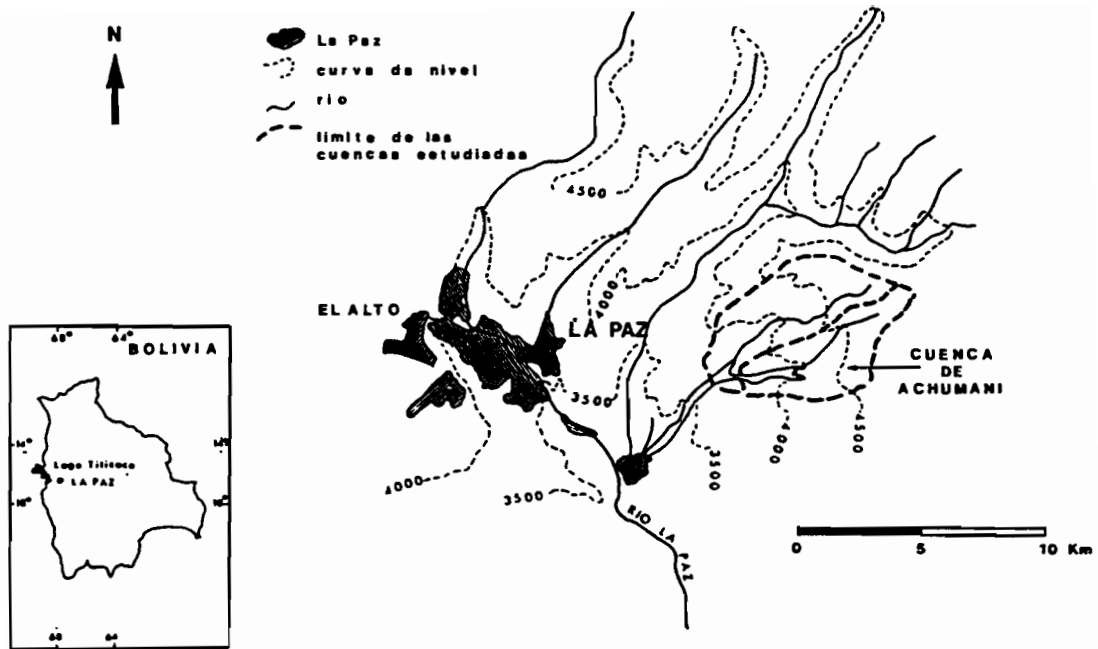


Figura 1: Plano de ubicación del río Achumani

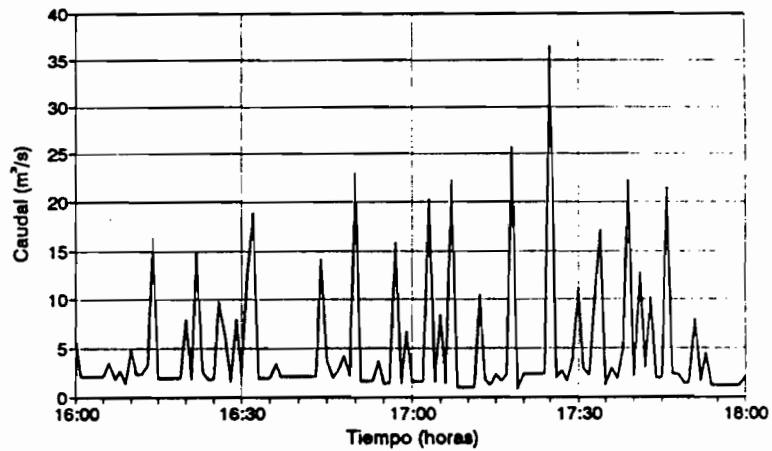


Figura 2: Rio Huayllani, hidrógrafo complejo debido a una sucesión de olas durante el 25 de enero de 1993 (16:00 a 18:00)

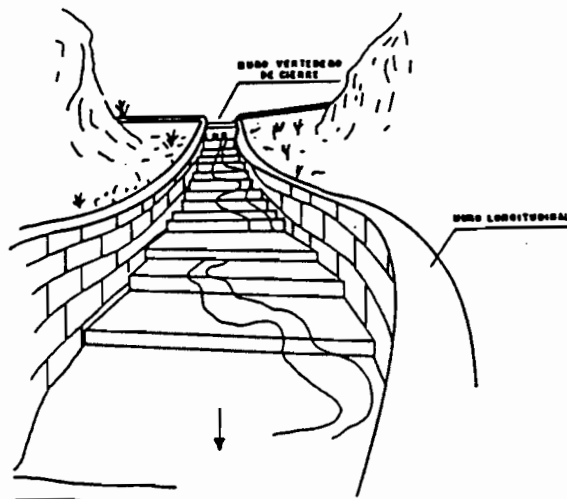


Fig. 3 OBRAS DE CANALIZACION

Al comienzo del canal y con el objeto de dirigir las aguas hacia éste, el cauce del río se cierra mediante un muro (Fig. 3). Con frecuencia las pequeñas quebradas situadas aguas arriba tienen pendientes superiores a 20%, y aportan grandes cantidades de material de arrastre, que puede depositarse en tramos canalizados donde la pendiente disminuye o hay obstáculos importantes, elevando el nivel del lecho y contribuyendo al riesgo de desbordes e inundaciones.

El cauce de los ríos está formado por materiales gruesos (gravas y piedras), provenientes de las zonas altas, entre los cuales se depositan elementos más finos. Existe una buena concordancia entre el tamaño del material transportado por acarreo y el del cauce (Guyot 1992). Sin embargo existen variaciones significativas de una época a otra, e incluso entre crecidas. Así por ejemplo, los resultados de una campaña de muestreo entre Agosto y Septiembre de 1993, al finalizar la época de estiaje, dio los siguientes diámetros promedio (en mm) del material del cauce: Río Achumani ($d_{50}=13.0$, $d_{90}=38.0$), Río Kellumani ($d_{50}=12.3$, $d_{90}=40.0$), Huayllani ($d_{50}=17.0$, $d_{90}=54.7$), Jillusaya ($d_{50}=9.0$, $d_{90}=40.6$). En cambio, datos de Guyot (1992) muestran que el tamaño medio de los sedimentos de fondo del río Huayllani en Febrero de 1991 (época lluviosa) fue: $d_{50}=32.0$ mm, $d_{90}=82.0$ mm., más alto que los valores anteriores.

Las olas pulsantes se han observado solamente en tramos canalizados, con diferentes magnitudes y frecuencia según el caso. En el río Jillusaya son de menor altura y sólo se han observado en Enero de 1993. En el río Kellumani, en el tramo superior del Achumani, y en particular en el Huayllani, las observaciones son mucho más frecuentes, y las olas alcanzan cierta espectacularidad por su magnitud (Bourges et al 1992).

OLAS PULSANTES E INESTABILIDAD DEL FLUJO

Se ha observado que a partir de un cierto caudal y profundidad en el río canalizado, la superficie del agua se quiebra en ondas. Estas ondas, conocidas como roll waves en inglés, se presentan en canales largos como intumescencias mezcla de agua y aire, y se suceden a intervalos generalmente irregulares. Las olas, que pueden alcanzar gran magnitud y velocidad, ponen en riesgo el canal al producir desbordes y grandes esfuerzos sobre las estructuras componentes.

Si en su tramo final, el canal disminuye de pendiente bruscamente, o existe un obstáculo importante, el frente de onda se empina aún más, produciéndose una especie de "explosión" con gotas de agua que pueden ser lanzadas hacia alturas significativas, disipando de esta manera la energía de la onda. Es en estos puntos que el canal y sus estructuras auxiliares están sometidas a los máximos esfuerzos.

Este tipo de fenómeno fue reportado ya en 1904 en Suiza, en torrentes artificiales. Se lo ha relacionado con el concepto de inestabilidad del flujo, que empezó a ser desarrollado por vía teórica hace más de 50 años. Según esta teoría, cuando la velocidad de flujo supera un valor límite, cualquier perturbación, por pequeña que ésta sea, tiende a acentuarse y no a atenuarse como sería la situación normal. Esto se puede expresar a través del número de Froude $Fo = V / \sqrt{g y}$ (V = velocidad media, g = gravedad, y = profundidad media). El flujo es inestable cuando el número de Froude Fo supera un valor límite F^* , lo que se puede escribir de la siguiente manera:

$$Fo > F^*$$

Fue Vedernikov (1946) el primer investigador que desarrolló una expresión general que se puede aplicar a canales de cualquier forma de sección en flujo turbulento. Vedernikov consideró un movimiento variado que se sobrepone a un modo uniforme y estudió la ley de

variación con el tiempo y la abscisa de la pendiente superficial respecto al fondo, al sobreponerse otro movimiento. Se usaron las ecuaciones de Saint-Venant con el término de la resistencia expresado en la forma monomía: $J = Vp / (K^2 R^{2m})$ (V = velocidad media del flujo, R = radio hidráulico, K = coeficiente de rugosidad, m = exponente de la ecuación de fricción. Vedernikov halló que:

$$F^* = p / (2m M) \quad (1)$$

donde M es un coeficiente de forma dado por: $M = 1 - R \, dP/dA$. (P =perímetro, A =Area mojada). En el caso de canales rectangulares $M = b / (b+2y)$. (b = ancho del canal).

Para un canal de ancho infinito ($M = 1$), los valores de F^* usando la ecuación de Chezy ($p=2$, $m=1/2$) y la de Manning ($p=2$, $m=2/3$) son, respectivamente:

$$F^* = 2 \quad (\text{Chezy})$$

$$F^* = 3/2 \quad (\text{Manning})$$

El hecho de que el valor de F^* dependa de la ecuación usada para calcular la resistencia al flujo, muestra las limitaciones de la teoría. La ecuación (1) pone en evidencia que la inestabilidad se produce más fácilmente en canales anchos, y que el flujo debe ser supercrítico ($Fo > 1$).

Otra forma de expresar la inestabilidad es por medio del número de Vedernikov:

$$Ve = (2 \, m / p) M Fo \quad (2)$$

El flujo será inestable si: $Ve > 1$

En base a un proceso teórico-experimental muy interesante, Montuori (1961) llega a introducir el concepto de distancia de formación de onda pulsante. Si bien varios autores habían observado que las ondas pulsantes se hacían perceptibles sólo a una cierta distancia del principio del canal, es este autor quien por primera vez analiza teóricamente el problema. Las ecuaciones y gráficas resultantes (figs. 5 y 6) permiten determinar la posibilidad de formación de ondas en base al número de Vedernikov y la variable adimensional Mo definida por el autor, que incluye la longitud L del canal:

$$Mo = (gS / Vo^2) L \quad (3)$$

donde: S = Pendiente del canal

Vo = Velocidad del flujo no perturbado (sin ondas)

Montuori se vio forzado a determinar una constante empírica para resolver sus ecuaciones. Una solución más general y completa de estas ecuaciones se puede encontrar en el trabajo de Ligget (1975). Ljatkher (1968) proporcionó una interesante hipótesis sobre la formación de ondas pulsantes, atribuída por el autor a la resonancia de las oscilaciones de la superficie con los vórtices turbulentos de la capa del fondo. Todo lo anterior se aplica a flujo turbulento y aguas claras. Más recientemente Berlamont (1981), Julien y Hartley (1986) y otros autores han ampliado la teoría de inestabilidad a flujo laminar, mostrando que en este tipo de flujo la inestabilidad y las ondas pulsantes se pueden formar para números de Froude tan bajos como 0.5, es decir en velocidades subcríticas. El flujo laminar puede presentarse en casos de escurrimiento poco profundo. Engelund y Wan (1984) reportaron por primera vez la presencia de ondas pulsantes en torrentes naturales en China, con concentraciones altísimas de sedimentos en suspensión (superiores a 50% en volumen). En base a lo anterior, Trowbridge (1987) amplió la

teoría para incluir comportamientos plásticos, mostrando que en éste último caso la inestabilidad se presenta hasta $F = 0.25$.

APLICACION Y RESULTADOS

El cuadro 1 muestra la longitud y pendiente de la canalización de los ríos estudiados. St es la pendiente total como si no existiesen caídas, y Sm es la pendiente modificada por efecto de las caídas. Los datos se obtuvieron de un levantamiento efectuado en Agosto de 1993 por el IHH.

Cuadro 1: Longitud L y pendiente S

Río	L(m)	St(%)	Sm(%)
Jillusaya tramo s	411.1	6.72	2.9
Kellumani	438.8	9.17	3.5
Huayllani hasta puente vehic.	1806.0	9.01	3.8
Huayllani tramo f	946.2	8.99	3.8

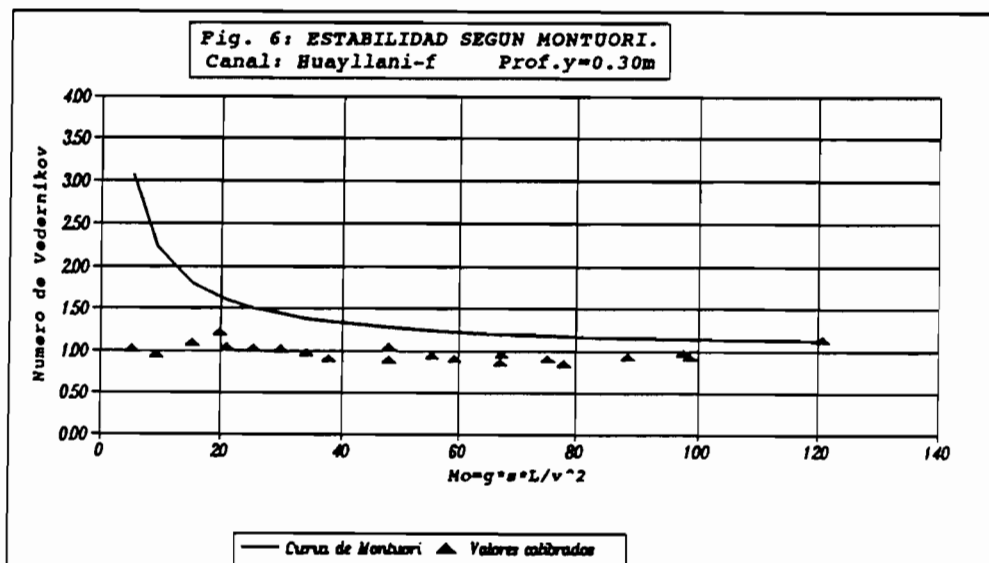
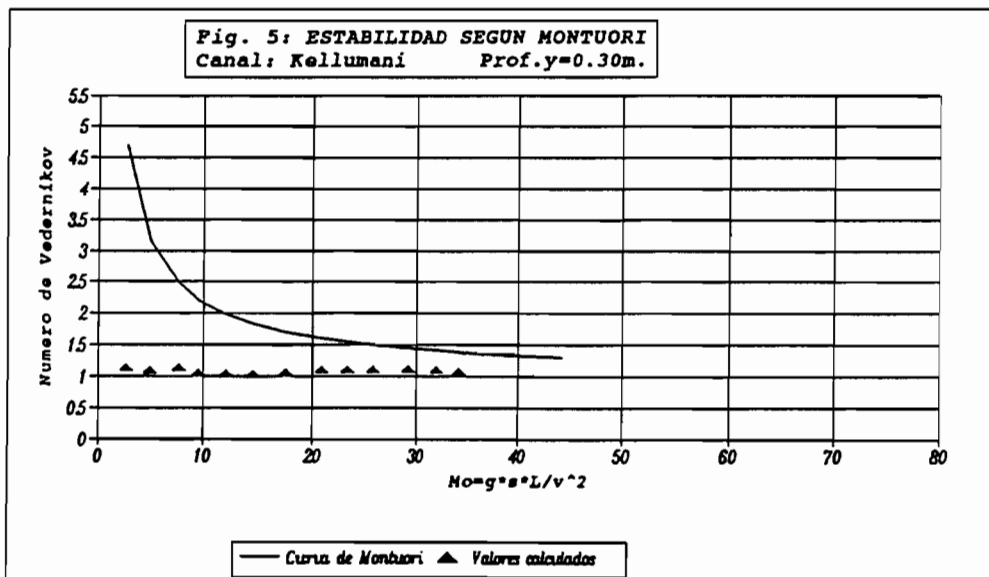
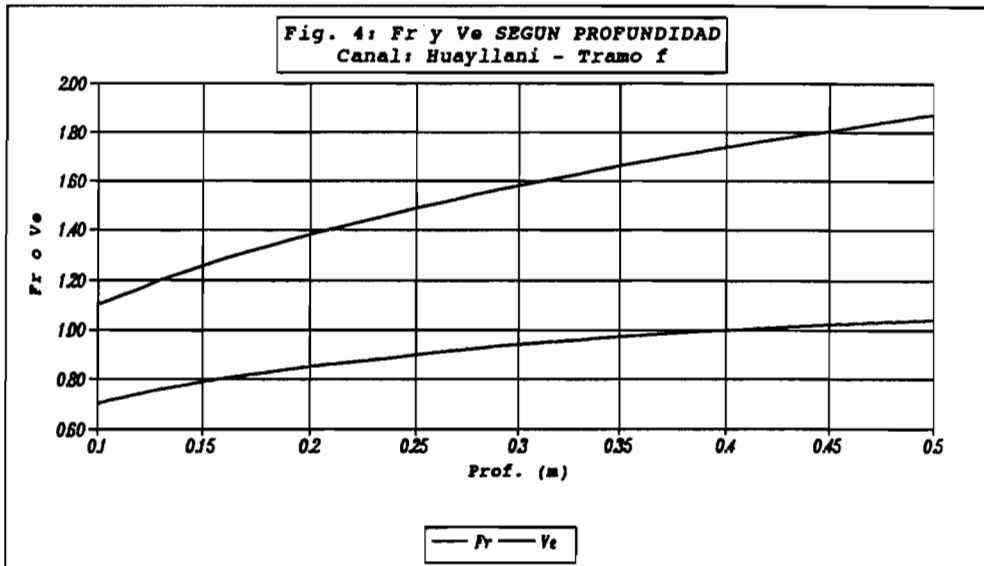
Debido a la deposición de material al pie de las caídas, es probable que el valor original de Sm sea aún menor que el consignado en el cuadro. En el caso del Jillusaya se estudió solamente el tramo superior donde las caídas se suceden a intervalos cortos. Para el Huayllani, el cuadro 1 muestra tanto la longitud total de la canalización hasta el último puente vehicular, como la del uno tramo f situado entre dos caídas significativas (alturas superiores a 2 m), en donde está la estación hidrométrica.

La figura 4 muestra la variación de los números de Froude y Vedernikov (usando la ecuación de Manning) con la profundidad, para el tramo f del río Huayllani. Las velocidades se calcularon en base a una curva de calibración obtenida en base tanto a aforos completos como superficiales. Se usó un relación v_s / v igual a 1 (v_s = velocidad superficial, v = velocidad media en la sección).

Se puede observar que el número de Vedernikov Ve supera ligeramente el valor de 1 sólo para profundidades superiores a 0.35 m. Se obtuvieron gráficas similares para los otros ríos. En el caso del Jillusaya Ve se mantiene siempre por debajo de 1.

Las figuras 5 y 6 muestran los resultados obtenidos con la ecuación de Montuori, aplicada a lo largo del canal del río Kellumani y el tramo f del Huayllani, para profundidades de 0.30 m, para las que sí se observaron olas. De acuerdo a Montuori, la inestabilidad se presenta si los puntos caen por encima de la curva. Como se puede observar, el método sólo predice la formación de olas en el último tramo del Huayllani, lo que está en contradicción con las observaciones.

Como las ecuaciones de Montuori se desarrollaron para flujo turbulento en canales de lecho fijo y transportando aguas claras, y en el río Huayllani se han registrado concentraciones de sedimentos en suspensión de hasta 190 g / l (Bourges *et al* 1995), se decidió incluir este efecto en el análisis. Para ello se usaron las ecuaciones citadas por Trowbridge (1987) para el cálculo de la densidad σ , la viscosidad y el número de Reynolds $Re = v * R / \tau$ (v = velocidad media del flujo, R = radio hidráulico, τ = viscosidad cinemática) de la mezcla.



Para una concentración C_s de 200 g / l y una temperatura del agua de 15 °C, el peso específico aumenta en 12.5% respecto al agua clara y la viscosidad dinámica μ en un 24% . La viscosidad cinemática $\tau = \mu / \sigma$ aumenta en sólo un 10% y en esa misma proporción disminuye el número de Reynolds. El flujo permanece completamente turbulento, con $Re > 500\,000$ para profundidades de 0.30 m.

Con la ecuación de Trowbridge, empleando la ecuación de Colebrook-White para evaluar las derivadas parciales, se muestra que F^* varía en menos de 0.5% para $C_s = 200$ g / l, por lo que el efecto de los sedimentos en suspensión es despreciable. El cuadro 2 muestra algunas mediciones efectuadas de olas que se presentaron en el río Huayllani.

Cuadro 2: Mediciones de olas en el río Huayllani

Fecha	Hora	y_m	v	y_{max}	v_{ola}
1/93		0.26	2.40	0.45	6.1
25/1/93	16:25	0.30	3.66	0.70	7.9
29/1/93	11:05	0.35	2.77	0.60	-
1/93		0.35	3.08	0.70	8.0
1/93		0.42	3.60	1.50	9.8

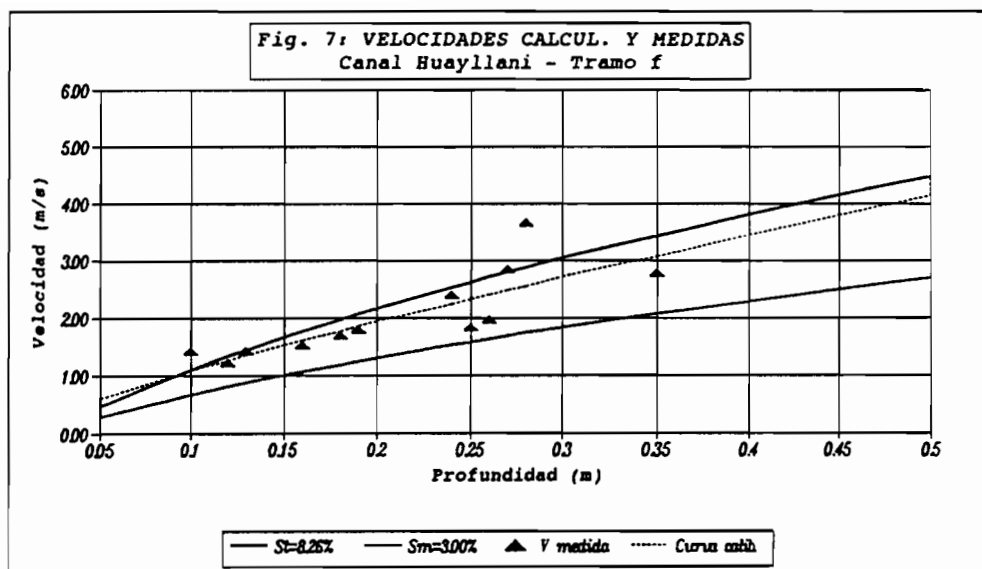
y_m = profundidad media del flujo sin olas, v = velocidad media del flujo sin olas, y_{max} = altura máxima media de olas, v_{ola} = velocidad media de olas.

El primer dato y los dos últimos del cuadro 2 corresponden en cada caso a valores promedio del tren de ondas. Un aspecto a destacar es la gran magnitud de las velocidades y alturas de olas, muy superiores a lo que predice la teoría ondulatoria. De acuerdo a esta teoría (Ljatkher 1968), $v_{ola} = v + \sqrt{g y_m}$. Para las mediciones consignadas en las dos últimas líneas del cuadro 2, se obtendrían velocidades de 4.9 y 5.6 m/s, muy inferiores a los valores medidos de 8.0 y 9.8 m/s, respectivamente.

CONCLUSIONES

El método de Montuori predice la formación de olas en sólo uno de los tres torrentes. Al mismo tiempo se encontró que la influencia de los sedimentos en suspensión es mínima. Queda como hipótesis la posibilidad de que las caídas no funcionen adecuadamente para disipar la energía en exceso, y que el canal trabaje como si la pendiente estuviese próxima a la pendiente total St . En apoyo de esta hipótesis la figura 7 muestra las velocidades medias en la sección, calculadas para el canal Huayllani con la ecuación de Aguirre et al (1992) de flujo macrorugoso, para los dos casos de pendiente St y Sm , así como la curva de calibración y algunos valores registrados. Se observa que la curva de calibración se aproxima a la calculada para St con la ecuación de Aguirre.

Sin embargo, la hipótesis resulta insuficiente para los ríos Jillusaya y Kellumani, donde ningún método predijo la formación espontánea de olas.



REFERENCIAS

- Aguirre J., Fuentes R., Olivero M.L. (1990). "Fricción y Movimiento incipiente en ríos de Montaña". Memorias del XIV Congreso Latino-americano de Hidráulica, IAHR, Montevideo Uruguay. Pág 1549-60.
- Berlamont J.E. e Vanderstoppen, (1981). "Unstable Turbulent Flow in Open Channels". Journal Hidr. Div., ASCE 107, HY4, Pág. 427-449.
- Bourges J., Ribstein P., Hoorelbecke R., Dietze C., Cortez J. (1992). "Precipitaciones y escurrimiento de una pequeña cuenca en zona de montaña: El río Achumani (La Paz, Bolivia)". Los recursos hídricos en Bolivia y su dimensión Ambiental, AGIID Geoscience, 20 :303-312.
- Bourges J., (1995). "L'écoulement dans un petit bassin andin et son expression paroxysmique : Les Crues Ondulatoires", Revue de Géographie Alpine. En prensa.
- Díaz A., Mazo F., Pasten V., Stache R., (1990). "Estudio geológico - geomorfológico de las cuencas Irpavi-Achumani, La Paz". Revista Técnica de YPFB, (2-3) : Pág. 243-258.
- Engelund F., Wan Z., (1984). "Instability of hyperconcentrated flow". J. Hydraulic Eng., Pág. 110,219-133.
- Guyot J.L. (1992). "Hidrogeoquímica des fleuves de l'Amazonie bolivienne". These de doctorat, Géologie-Géochimie, Université de Bordeaux I, 362 p.
- Julien P.Y., Hartley D.M. (1986). "Formation of roll waves in laminar sheet flow", Journal of Hydraulic Research, Vol.24, N° 8.
- Liggett J.A., (1975). "Stability". Chapter 6 in Unsteady Flow in Open Channels. WRP, pág. 259-282.
- Ljatkher, B.M. (1968). "Sobre las condiciones del flujo turbulento a superficie libre". Reporte HIDROPROJEKT, N° 16. Moscú, Rusia.
- Montuori, C. (1961). "La formazione spontanea dei treni d'onde su canali a pendenza molto forte". L'Energia Elettrica, 2, pág 127-141.
- Trowbridge, J. H., (1987). "Instability of concentrated free surface flows". Journal of Geophysical research, Vol. 92, Pág. 9523-9530.
- Vedernikov, V.V. (1946). "Characteristic features of a liquid flow in a open channel", USSR Academy of Sciences, Vol 52, Pág. 623-628.